

НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ УЗЛОВ РАМНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.

Карпюк В.М., Колот А.А., Хрущ Р.А. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса)

Наводяться результати експериментальних досліджень основних параметрів працездатності жорстких монолітних, а також збірних звичайних та попередньо обтиснутих рамних вузлів, які рекомендується використовувати при проектуванні реальних конструкцій.

При возведении современных сооружений павильонного типа со свободным от промежуточных опор внутренним пространством часто используются рамные конструкции с жестким соединением отдельных стержней. Узлы сопряжения ригелей со стойками являются наиболее ответственными местами рамы, призванными обеспечить геометрическую неизменяемость, достаточную жесткость, уменьшение, по возможности, пролетных изгибающих моментов в ригелях и т.п. Изложенное в полной мере относится и к пространственным конструкциям Г-образной формы, в т.ч. и к подпорным сооружениям уголкового типа.

Исследования Баха, Виссу, Прейса, Хенигсберга [1] показали, что распределение нормальных напряжений при изгибе (внецентренном сжатии) узла пластинки из однородного изотропного материала в большой степени зависит от очертания входящего угла (рис. 1). Так, с уменьшением радиуса закругления, особенно с переходом от закругления к прямому углу, значительно увеличиваются сжимающие напряжения у внутреннего края и нейтральная ось передвигается к входящему углу, а растягивающие напряжения также увеличиваются с достижением максимальных значений не у края исходящего угла, где они равны нулю, а на некотором расстоянии от него. Предполагается, что напряжения в растянутой зоне распределяются, примерно, по концентрическим кругам.



Рис.1. Зависимость распределения нормальных напряжений от очертания входящего угла

Исходя из этого, входящие углы в рамных конструкциях принято изготавливать с использованием втул или закруглений, а растянутую арматуру закруглять в направлении растягивающих напряжений. Однако, проф. Жарский А.В. [1] считает, что иногда применение в исходящем углу рамы радиуса закругления арматуры в 10 диаметров приводит к большому, ничем не армированному, слою бетона и в этих случаях радиус ее закругления он рекомендует уменьшить, приблизительно, до 5 диаметров. Хотя, при этом, как показали позже эксперименты, появляется неравномерное давление закругленных стержней на бетон.

В работе [2] отмечается, что благодаря технологической маневренности конструктивных схем в 70^е и 80^е годы прошлого столетия здания с железобетонным рамным каркасом получили широкое распространение в сельскохозяйственном строительстве с применением цельных полурам не только на Украине, России, Белоруссии, а и в других республиках. Однако, в Иркутской области перед сдачей объектов в эксплуатацию имели место разрушения карнизных узлов с образованием диагональных трещин шириной раскрытия до 25 мм. В отдельных узлах произошел разрыв наружной изогнутой рабочей арматуры диаметром 25 мм вследствие малого радиуса ее загиба (2,4...3,0d), при котором относительные деформации сжатия на внутренней стороне стержня значительно превышают предельные и достигают 40%, из-за чего существенно изменились первоначальные свойства стали и увеличилась ее способность к хрупкому разрушению. Другой технологической ошибкой при изготовлении обрушившихся полурам была приварка поперечных стержней и хомутов в зоне изгиба арматуры, что привело к динамическому старению стали, в результате которого стало возможным ее хрупкое разрушение при низких температурах при напряжениях, не превышающих предела текучести. На основании анализа причин аварий было рекомендовано увеличить радиус загиба растянутой арматуры, а крепление поперечных стержней и хомутов в зоне изгиба выполнять с помощью вязальной проволоки.

Анализ доступной авторам литературы показал, что до настоящего времени еще не разработана единая и строгая методика расчета указанных узлов на прочность, деформативность и трещиностойкость в виду сложности их напряженно-деформированного состояния, характеризующегося тем, что в них одновременно возникают изгибающий момент, продольные и поперечные силы. В литературе по железобетону имеются

лишь указания по конструированию в отношении величины радиуса закругления растянутой арматуры. В довоенных нормах этот радиус рекомендовалось принимать не менее меньшего значения высоты ригеля или стойки, в послевоенное время - в зависимости от эксцентриситета продольной силы. В действующих нормах [3] нет указаний в отношении радиуса загиба растянутой арматуры, размеров усиливающего узел вута.

В связи с изложенным в конце 70-х, начале 80-х годов минувшего века кафедрой железобетонных и каменных конструкций ОИСИ под руководством проф. Лопатко А.Э. были осуществлены натурные испытания двух- и трехшарнирных рам пролетом 15, 18 и 21м с обычными и V-образными стойками. В рамах с обычными стойками радиус загиба стержней растянутой арматуры составлял $8...10d$. Разрушение узлов этих рам произошло по трещине, близкой к биссектрисе исходящего угла и при уровне нагрузки $0,90...0,95$ от разрушающей расстояние между острием трещины и сжатой гранью в месте разрушения составляло $0,5...0,6$ теоретической высоты сжатой зоны. Как и следовало ожидать, часть трещин в узле имела форму веретена с максимальной шириной раскрытия между растянутой арматурой и острием трещины.

Исследования влияния радиуса загиба стержней продольной растянутой арматуры ($5...20d$, кратно $2,5d$) на напряженно-деформированное состояние и характер разрушения рамного узла выполняли в лабораторных условиях на монолитных образцах Г-образной формы без вута с входящим углом 90^0 . Для удобства изложения примем такие термины: биссектральным назовем сечение через вершины входящего и исходящего углов; нормальные сечения ригеля и стойки – сечения, совпадающие со сжатой гранью, соответственно, стойки и ригеля; промежуточные сечения – сечения, расположенные между нормальными и биссектральными сечениями. Все образцы этой серии опытов были запроектированы так, что они имели одинаковую рабочую высоту в биссектральном сечении $h_{об} = 290$ мм. При этом, рабочая высота сечения ригеля и стойки колебалась в пределах $225...290$ мм и зависела от радиуса загиба R рабочей арматуры ($2\text{Ø}14\text{АШ}$). Отношение $R/h_{об}$ в проводимых опытах колебалось в пределах $0,25...1,00$. Сжатая продольная арматура состояла из $2\text{Ø}8\text{АШ}$. Толщина всех образцов была одинаковой: 90 ± 2 мм. Поперечную арматуру из проволоки $\text{Ø}5\text{В}_p\text{I}$ устанавливали только в ригеле и стойке, а на участке узла, принадлежащем одновременно и ригелю, и стойке, для чистоты опыта она отсутствовала. Объединение стержней в пространственный каркас осуществляли на специальном станке с помощью вязальной проволоки. Опытные образцы были изготовлены из бетона класса В15 (марки 200). При выполнении опытов было соблюдено также постоянство эксцентриситета стягивающей силы относительно центра тяжести растянутой арматуры.

Проведенные испытания этой серии опытов позволили сформулировать следующие

Выводы:

1. Несущая способность монолитного рамного узла M_M прямо – пропорционально зависит от радиуса загиба стержней продольной растянутой арматуры и по отношению к таковой ($M_{M,5d}$) узла с радиусом загиба $R=5d$ может быть выражена:

$$M_M = M_{M,5d} \left(0,806 + 0,869 \frac{R}{h_{об}} \right), \quad (1)$$

т.е. с увеличением отношения $\frac{R}{h_{об}}$ от 0,25 до 1,00 несущая способность узла M_M увеличилась почти в 1,7 раза.

При $R = 5,0; 7,5d$ разрушение узлов начиналось с раздробления бетона растянутой зоны под стержнями загнутой продольной арматуры, а несущая способность бетона сжатой зоны оставалась неисчерпанной. При $R \geq 15d$ разрушение происходило по промежуточному или биссектральному сечению, сопровождаемое текучестью продольной растянутой арматуры и дроблением бетона сжатой зоны.

2. Принятая в нормах [3] схема внутренних усилий в сечении внецентренно сжатого элемента не приемлема для расчета промежуточного и биссектрального сечения узла, поскольку она более, чем в два раза переоценивает высоту сжатой зоны и не учитывает влияние поперечной силы.

3. Фактическая величина плеча внутренней пары сил в промежуточном сечении превышает теоретическую на всех ступенях нагрузки вплоть до разрушения.

4. Опытная ширина раскрытия трещин в узле превышает теоретическую, определенную по [3]. Сходимость результатов расчета и опыта неудовлетворительная. Трещины в узле имеют веретенообразный характер.

В целях повышения индустриальности и сокращения сроков с учетом отдаленности и разбросанности объектов аграрного строительства указанной кафедрой в то же время было предложено использовать укрупненные плиты покрытий [4], объемные двух- и трехшарнирные рамы пролетом до 18м, состоящие из соединяющихся в карнизном узле и коньке пролетного и стенового элементов П-образного сечения шириной 3м, одновременно выполняющих несущие и ограждающие функции [5, 6].

Для выполнения одной из поставленных задач также были осуществлены лабораторные исследования работы полунатурных моделей сборных карнизных стыков этих элементов, соединяющихся между собой под углом 105° , а также трещиностойкости монолитных карнизных узлов с большими входящими углами (120 и 135°).

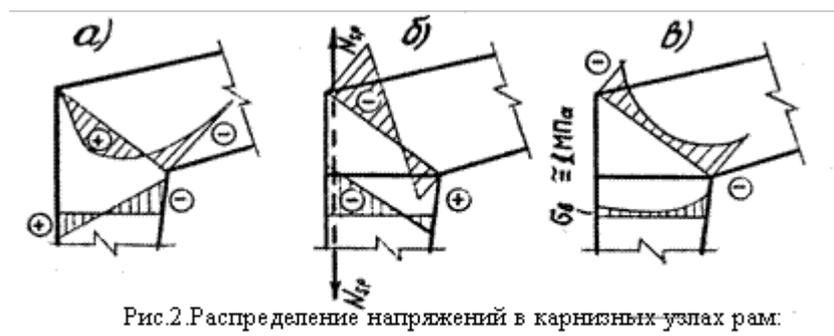


Рис.2. Распределение напряжений в карнизных узлах рам: обычном монолитном (а), обжатом ненагруженным (б), предварительно обжатом нагруженным (в).

В опытах второй серии изменяли предварительное напряжение в рабочей арматуре $\sigma_{sp}=0..150\text{МПа}$ (фактор X_1), создаваемое для обжатия сборного стыка, а также ее количество: $\mu=0,0096\dots 0,0156$ (фактор X_2). Максимальный уровень предварительного напряжения ($\sigma_{sp}=150\text{МПа}$) в арматуре в этих опытах обусловлен, с одной стороны, недопущением образования трещин в будущей (при эксплуатации) сжатой зоне; с другой стороны, сведением к минимуму деформаций ползучести бетона предварительно сжимаемой зоны стыка за счет его работы в упругой стадии. В третьих, при снижении нагрузки до длительно – действующей ранее образовавшиеся трещины закроются лишь при условии, что арматура работала упруго. И, наконец, из конструктивных соображений, целесообразным является сохранение сжимающих напряжений $\sigma_b \geq 1,0\text{МПа}$ на растягиваемой внешними постоянными и длительно-действующими нагрузками грани (рис.2.).

Анализ результатов опытов второй серии показал, что главная особенность работы указанных стыков под нагрузкой состоит в том, что создание предварительного напряжения в продольной рабочей арматуре позволяет не только полнее использовать прочностные свойства этой арматуры и бетона, как в обычных изгибаемых элементах, но и значительно повысить их несущую способность за счет уменьшения податливости этих стыков. Так, в опытах с обычными сварными ненапряженными стыками из-за податливости искусственно уменьшалась сжатая зона сечения ($\xi \leq 0,1$) и независимо от количества рабочей арматуры их разрушение происходило вследствие раздробления сжатого бетона. При этом, раскрытие стыков начиналось при нагрузке $0,20\dots 0,25$ от разрушающей, что ставило под сомнение их пригодность к дальнейшей эксплуатации.

По мере увеличения усилия обжатия стыков опытных узлов уменьшалась их податливость и в предельном состоянии $\xi \geq 0,22$, а их разрушение происходило по рабочей арматуре, раскрытие стыков начиналось при нагрузке $0,8$ и более от разрушающей.

Использование методики планированного эксперимента позволило выявить влияние на несущую способность обжатого стыка опытных узлов M_{sp} исследуемых факторов через адекватную математическую модель:

$$\hat{Y}(M_{sp}) = 42,86 + 6,00X_2 + 2,72X_1, \text{ кНм}, \quad (2)$$

из которой видно, что выходной параметр увеличивается по отношению к среднему значению $M_{sp}=42,86$ кНм с увеличением σ_{sp} от 0 до 150МПа на 28% и с увеличением μ от $0,0096$ до $0,0156$ на 13% .

Расчеты показывают, что при одновременном увеличении μ до $0,02$, и σ_{sp} до 190МПа M_{sp} возрастет почти на 70% по сравнению с несущей способностью ненапрягаемого стыка M аналогичной конструкции.

Для практического использования модель (2) целесообразно привести через замену кодированных переменных на натуральные к эмпирическому выражению:

$$M_{sp} = M (0,775 + 26,163\mu + 0,002\sigma_{sp}), \text{ кНм}. \quad (3)$$

Таким образом, предварительное внецентренное обжатие стыка, примыкающего к узлу рамы, позволяет не только повысить его несущую способность, а также частично разгрузить карнизный узел рамы за счет создания момента обратного знака.

Summary

The results of the experimental research of the main parameters of the capacity of the rigid monolithic and precast common and prestressed reinforced concrete frame joints are represented.

Литература

1. . Жарский А. В. Рамные железобетонные конструкции. Часть 1. Изд. 2^о, дополн. и испр. - К.: Гострест - Киев-печать, 1931. –С.134, 135
2. Пинус Б.И., Темников В.Г., Кажарский В.В., Семенов В.В. Причины повреждения железобетонных рамных конструкций сельскохозяйственных зданий//. Промышленное строительство.–1982. - №:4. – С.16,17
3. СНиП2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/. Госстрой СССР. – М. ЦИТП Госстроя СССР, 1985. - 79с.
4. Майборода В.Ф., Макаров С.В., Карпюк В.М. Укрупненные плиты покрытий для сельскохозяйственных производственных зданий: Учеб. пособие. – К. УМК ВО, 1988. – 164с.
5. Карпюк В.М. Напряженно-деформированное состояние приопорных участков трехслойной конструкции: Автореф. дис... к-та техн. наук: 05.23.01/ Одес. инж. стр. ин-т. – Одесса. 1989.- 18 с.,
- 6 Майборода В.Ф., Карпюк В.М. Трехслойные железобетонные конструкции. – К.: Будівельник, 1990. – 144с.