



Прочность И Деформация Узлов Соединения Колонн И Ригелей В Зданиях От Сейсмических Нагрузок

Немат Бахрамович Шаумаров, Каромат Кахрамановна Шукурова

Тошкентский государственный транспортный университет

Аннотация: Часто при обследовании поврежденных в каркасных железобетонных зданиях отмечалась низкая прочность бетона, ошибка в установке и стыковании арматуры, отсутствие или малое количество хомутов и т.д.

В результате узлы каркасного здания из монолитного железобетона разрушаются и здания может обрушиться.

Ключевые слова: железобетонные узлы, колонны, ригели, арматуры, деформация, жесткость узлов, разрушение, испытание, каркасы.

Введение: Любое здание представляет собой сложную конструкцию, количественную оценку работы которой, даже в простейшем случае статического воздействия равномерных вертикальных нагрузок, можно произвести пока только приближенно, с более или менее серьезными отклонениями от действительных условий работы зданий [6].

Основная часть: Как было установлено, здания с каркасом из монолитного железобетона и стали успешно выдержали проверку сейсмостойкости при многих сильных землетрясениях. [8,9] В то же время установлено, что при некачественном производстве работ, а иногда и в связи с ошибками, допущенными в проекте, как железобетонные, так и стальные каркасные сооружения подвергались значительным повреждениям, а в некоторых случаях и обвалам.

Р.М. Мак Кафферти и М.Л.Муди [1] исследовали динамические характеристики железобетонных узлов, представляющих собой соединение колонны двутаврового сечения размером 30,5x38x412 см с ригелем прямоугольного сечения размером 30,5x46x182 см. Продольное армирование принималось одинаковым, в то время как поперечное – варьировалось в пределах стыка. В одной из серий хомуты в пределах стыка отсутствовали. Динамическое воздействие имитировало землетрясение Эль-Центро в 1940 г., интенсивность которого была уменьшена в 5 раз. Интенсивность воздействия варьировалась для получения различных степеней разрушения образца. Некоторые узлы испытаны статическим нагружением. При каждом этапе испытания к колонне прикладывалась постоянная нагрузка 453кН, которую несет колонна в нормальных эксплуатационных условиях. На I этапе образец испытывался до появления малых трещин, обычных в эксплуатационных условиях. На II – до появления средних сквозных трещин в пределах стыка. На III – до полного разрушения. После каждого этапа определялись динамические характеристики.

Собственные частоты, коэффициенты затухания, моменты инерции ригеля соответственно составляли: 18 Гц, 2,3% и $1,15 \times 10^5 \text{ см}^4$ (после I этапа); 11Гц, 2,7% и $1 \times 10^5 \text{ см}^4$ (после II этапа); 9 Гц, 2,4-6% и $0,88 \times 10^5 \text{ см}^4$ (после III этапа).

Поперечная арматура вне узла практически не оказывала воздействия на его динамические характеристики. Напротив, поперечная арматура в пределах стыка существенно влияла на характер разрушения.

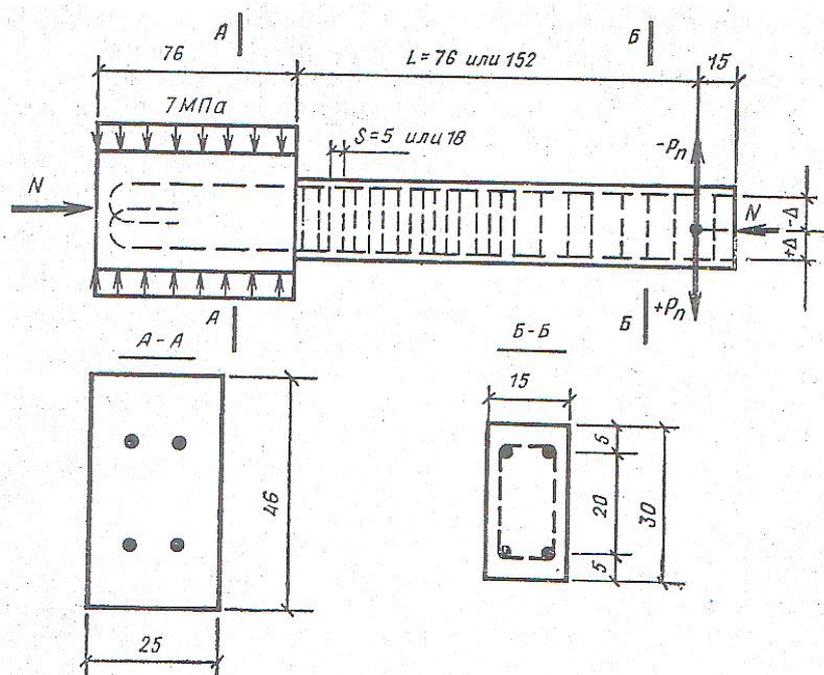


Рис.1. Образец (см), имитирующий узел каркаса

При испытании всех типов образцов наблюдалось откалывание поверхностного слоя бетона, исключая те образцы (III тип), у которых в пределах стыка было поставлено 4 хомута ($\varnothing \approx 9,5\text{мм}$). Авторы отмечают, что такое количество поперечной арматуры в пределах стыка является половиной минимального количества, требуемого нормами.

Исследованию несущей способности узлов железобетонного каркаса при повторных нагрузках в неупругой стадии посвящена работа [2]. Колонна соединена с ригелем с помощью анкерных стержней, являющихся продолжением его рабочей арматуры (рис1). Колонна по сравнению с ригелем имела меньше арматуры ($\rho = \rho' = 0,006$ или $0,0104$).

Повторная знакопеременная нагрузка $\pm P^n$ прикладывалась вертикально на конце консоли.

Максимальный прогиб при испытании превышал допустимый Δu в 5-10 раз. Часть образцов испытывалась при дополнительном перегрузе постоянной осевой силой, равной 0,5, 0,75 и 1 предельного значения, при которой ригель теряет устойчивость.

Установлено, что с ростом процента продольного армирования с 1,5 до 2,62% возрастает усилие сдвига, воспринимаемое образцом. С увеличением расстояния между хомутами с 5,1 до 12,7 см число циклов до разрушения уменьшается. Образцы, армированные сталью с пределами текучести 315 и 420 МПа, имели практически одинаковую прочность и жесткость. Образцы длиной 152,4 см при меньшем усилии сдвига выдержали большее число циклов до разрушения, чем выдержали образцы длиной 76,2 см. увеличение амплитуды прогиба с $5 \Delta u$ до $10 \Delta u$ привело к снижению числа циклов до разрушения. У образцов с прогибом $10 \Delta u$ пластические деформации интенсивно развивались в заделке ригеля, что способствовало интенсивному поглощению энергии. Нарушение сцепления анкерных стержней с бетоном приводило к разрушению образца после двух циклов.

Осевое нагружение незначительно повлияло на изменение несущей способности и жесткости узла.

Существенное различие в характере разрушения наблюдалось у образцов, испытанных с осевой нагрузкой и без нее. Образцы, испытанные без осевого нагружения, разрушались от сдвига. С ростом числа нагружения уменьшалась прочность и жесткость образцов. Для них



характерны большие деформации сдвига, приводившие к образованию и раскрытию вертикальных и диагональных трещин. Перегруженные образцы разрушались от сдвига с выпучиванием стержней в результате продольного изгиба. Выпучивание сопровождалось сильным разрушением и выкрашиванием бетона в зоне узла.

Установлено, что основная причина разрушения 20 – этажного железобетонного каркасного здания в Венесуэле, вызванного землетрясением 1967 г., - достижение в колоннах предельных растягивающих напряжений, не учтенных расчетом.

В.Таунсенд и Р.Хансон [3] исследовали влияние осевого растяжения на несущую способность узлов при повторном нагружении. Опытные образцы рассчитывались согласно существующим американским нормам проектирования сейсмостойких конструкций. При определении несущей способности узлов в расчет вводился предел текучести стали. Прочность бетона равнялась 28,1 МПа.

Поперечная повторная нагрузка прикладывалась на концах ригеля, а постоянная осевая нагрузка – по оси колонны. Уровень нагрузок принимался таким, чтобы в арматуре возникали пластические деформации. С увеличением уровня пластической деформации жесткость узла снижалась интенсивно.

Р. Парк и Т. Паулей [4] подвергали наружные междуэтажные узлы железобетонной рамы действию повторной знакопеременной нагрузки, имитирующей сильное землетрясение. Образцы серий представляли собой узлы в натурную величину (рис 2), состоящие из колонны 38x33x266 см и ригеля 25x45x175 см. длина свободных концов ригеля и колонны выбиралась так, чтобы концы элементов совпадали с нулевыми точками эпюр изгибающих элементов рамы. В центральной зоне узла возникают главные растягивающие σ_t и сжимающие σ_c напряжения (рис 2,б). Эти напряжения могут достигать значительной величины и являться причиной возникновения косых трещин в зоне узла. На участке отгибов анкерных стержней главные напряжения увеличиваются (рис. 2, в), поэтому, как уже отмечалось в [1], центральная часть узла нуждается в поперечном армировании для восприятия сдвиговых усилий.

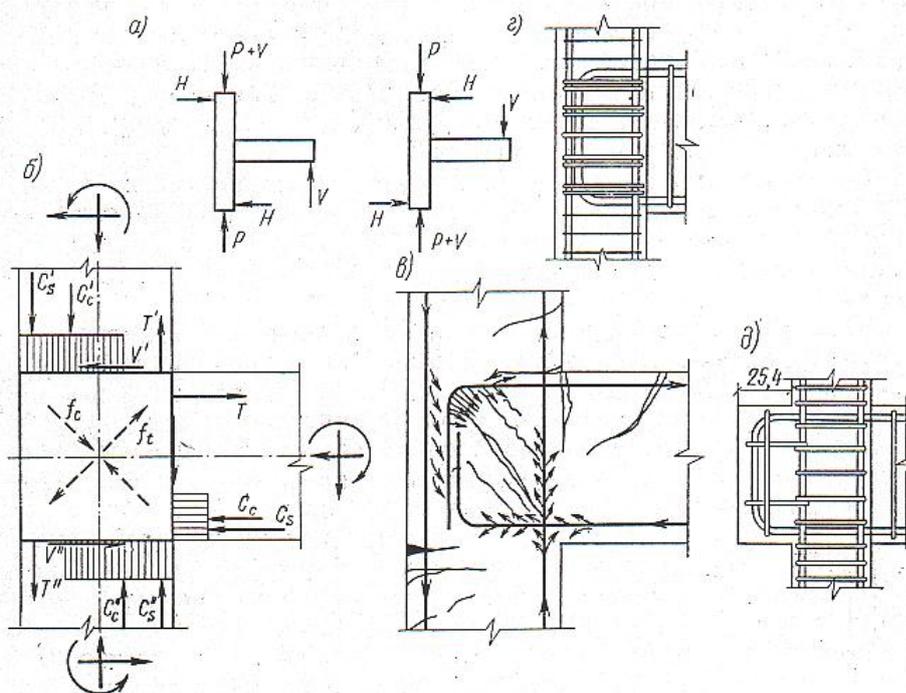


Рис. 2. Распределение усилий в узле рам



а-схема нагружения узла; *б*-напряженное состояние в центральной зоне узла; *в* – распределение напряжений от сил сцепления между бетоном и сталью; *г*, *д* - армирование центральной зоны узла

Поскольку авторов [4] интересовала несущая способность центральной зоны узла, образцы проектировались с таким расчетом, чтобы пластический шарнир возникал либо в ригеле, либо в колонне. Так, в образцах двух серий несущая способность ригеля была меньше суммарной несущей способности колонны. Наоборот, в образцах двух других серий появление пластического шарнира ожидалось прежде всего в колонне.

Повторное нагружение узла осуществлялось статической знакопеременной нагрузкой V и H (рис 2,а), соответствовавшей коэффициенту пластичности 2,5-10, а в некоторых случаях 15-20 (коэффициент пластичности равен отношению кривизны Θ при любой нагрузке V к кривизне Θ_y , соответствующей пределу упругости бетона ригеля). Половина образцов испытывалась с осевой нагрузкой, равной 16% предельной несущей способности колонны [7].

Все образцы разрушались вне центральной зоны узла. С ростом числа нагружения несущая способность узла снижается. Минимальная несущая способность была у образцов с заанкериванием продольной арматуры в виде замкнутой петли.

Увеличение процента армирования поперечной арматуры в центральной зоне узла способствовало росту трещиностойкости бетона и несущей способности узла. Замечено, что разрушение бетона в центральной части узла от повторного нагружения наступает при достижении поперечной арматурой предела текучести. По сравнению с другими образцами узлы с выступами имели максимальную несущую способность. Интенсивность снижения их несущей способности с ростом числа нагружения значительно меньшая, поэтому рекомендуется увеличивать количество поперечной арматуры в зоне узла, свободную длину анкера, а также предусматривать выступы в узлах.

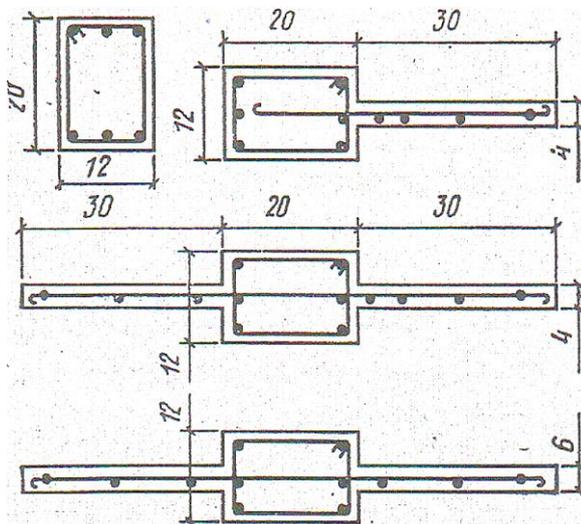


Рис.3. Поперечные сечения железобетонных ригелей.

Исследованиям железобетонных элементов при кососимметричных знакопеременных повторных нагружениях в упругопластической стадии посвящена работа [5]. Опытные образцы в 1/8 натуральной величины были изготовлены четырех видов (рис. 3 а) ригель сечением 20х12см; ригель – стенка с одной стороны; ригель – стенка толщиной 4 и 6 см, с двух сторон (3-й и 4-й виды).



Кососимметричная повторная нагрузка прикладывалась ступенями, увеличиваясь через 3-4 цикла на $1/8$ - $1/4$ величины разрушающей нагрузки (рис. 3,б). В начале испытания часть образцов испытывалась повторной нагрузкой, отвечающей упругой стадии работы, а затем плавно возрастающей однократной нагрузкой до разрушения.

Основные выводы

1. Характер разрушения зависел от размеров, формы, поперечного и продольного армирования.
2. Отдельный ригель и ригель в сочетании с верхней стеной разрушались у опоры от изгиба.
3. Продольная растянутая арматура достигла предела текучести (388-409 МПа), а бетон с прочностью на сжатие 15-20,3 МПа разрушался от предельных растягивающих напряжений.
4. У большинства образцов наблюдалось разрушение сжатой зоны бетона стенки при изгибе. Часть из них разрушились от среза.
5. Разрушение от среза происходило в образцах с очень малым процентом поперечного армирования стенок и ригеля.

Использованная литература

1. McCafferty R. M., Moody M. L. Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Beam Column Specimens for Various Levels of Cracking.
2. Jirsa J.O. Factors Influencing the Hinging Behaviour of Reinforced Concrete Member under Cyclic Overloads.
3. Tso W.K., Pollner E., Heiderbrecht A.C. Cyclic loading on Externally Reinforced Masonry Walls.
4. Park R., Paulay T. Behaviour of Reinforced Concrete External Beam – Column Joints under Cyclic Loading.
5. Higashi Y., Ohrubo M., Lida K. Elasto – Plastic Behaviour of Reinforced Concrete Beams with Spandrel Walls under Anti – Symmetric Cyclic Loads.
6. Ржевский В.Л. «Исследование нестационарных упругопластических систем при многокомпонентных сейсмических воздействия (Строительная механика и расчет сооружений. 1989, №3 С 54 -58.
7. Складнев Н.Н., Палян И.С. Построение расчетных диаграмм деформирования железобетонных конструкций при циклических знакопеременных нагрузках (научно – технический реферативный сборник ВНИИИС 1987, стр.28, вып.14 с 16-18.
8. Ржевский В.А. Сейсмостойкость железобетонных каркасных зданий (Архитектура и строительство Узбекистана 1992, №1 С 1-6)
9. Ржевский В.А., Новвоселян А.В. Исследование сейсмостойкости железобетонного каркаса с элементами жесткости. (Архитектура и строительство Узбекистана. 1992 №5 С31-34.