



УДК 624.3.019.32

DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.3-20

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Анализ поведения спирально армированных железобетонных колонн из высокопрочного бетона при центральном сжатии

А.Г. Тамразян^{1*}

¹ *Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация*

*tamrazian@mail.ru

Ключевые слова: железобетонная колонна, высокопрочный бетон, спирально армирование, ограниченный бетон

История статьи

Поступила в редакцию: 03.07.2025

Доработана: 21.07.2025

Принята к публикации: 26.07.2025

Для цитирования

Тамразян А.Г. Анализ поведения спирально армированных железобетонных колонн из высокопрочного бетона при центральном сжатии // Железобетонные конструкции. 2025. Т. 11. № 3. С. 3–20.

Аннотация. В данной статье представлен обзор литературы по экспериментальным исследованиям железобетонных колонн при центральном сжатии. Рассматриваемые исследования включают ряд экспериментальных испытаний спирально армированных бетонных колонн. Рассматриваются и подробно обсуждаются колонны из ВПБ с круглым или прямоугольным поперечным сечением. Показано, что значительного повышения прочности и пластичности высокопрочных бетонных колонн можно добиться при использовании адекватного количества спиральной арматуры. Объемное содержание спиральной арматуры, шаг расположения и прочность бетона влияют на напряженно-деформированное состояние ограниченного бетона в высокопрочных железобетонных колоннах. Практически во всех случаях увеличение объемного содержания спиральной арматуры приводит к повышению прочности и пластичности ограниченного бетонного ядра, а также к увеличению напряжений в спиральной арматуре при достижении бетоном максимальной прочности.

Analysis of the Behavior of Spirally Reinforced High-Strength Concrete Columns under Central Compression

А.Г. Tamrazyan^{1*}

¹ *Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation*

* tamrazian@mail.ru

Keywords: reinforced concrete column, high-strength concrete, spiral-reinforced, confined concrete

Article history

Received: 03.07.2025

Revised: 21.07.2025

Accepted: 26.07.2025

Abstract. This article presents a literature review of experimental studies of reinforced concrete columns under central compression. The studies reviewed include a number of experimental tests of spiral-reinforced concrete columns. Columns made of high-strength concrete with circular or rectangular cross-sections are considered and discussed in detail. It is shown that a significant increase in the strength and ductility of high-strength concrete columns can be achieved by using an adequate amount of spiral reinforcement.

Аиот Георгиевич Тамразян, член-корреспондент РААСН, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 2636-2447, Scopus: 55975413900, ResearcherID: T-1253-2017, ORCID: 0000-0003-0569-4788, E-mail: Tamrazian@mail.ru

© Тамразян А.Г., 2025



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

For citation

Tamrazyan A.G. Analysis of the Behavior of Spirally Reinforced High-Strength Concrete Columns under Central Compression. *Reinforced concrete structures*. 2025; 3(11):3-20.

The volumetric content of spiral reinforcement, the spacing, and the strength of concrete affect the stress-strain state of confined concrete in high-strength reinforced concrete columns. In almost all cases, an increase in the volumetric content of spiral reinforcement leads to an increase in the strength and ductility of the confined concrete core, as well as to an increase in the stresses in the spiral reinforcement when the concrete reaches its maximum strength.

ВВЕДЕНИЕ

Использование высокопрочного бетона (ВПБ) за последнее десятилетие получило широкое распространение в строительной отрасли России. Одним из распространенных применений ВПБ в строительстве является возведение колонн высотных зданий. При заданной осевой нагрузке колонны из ВПБ требуют меньшей площади поперечного сечения, чем колонны из менее прочного бетона, что оставляет больше полезного пространства зданиям. Дополнительные преимущества ВПБ, которые могут быть использованы проектировщиками, включают его высокий модуль упругости или жесткости, уменьшенный собственный вес элементов конструкции и возможность раннего снятия опалубки. Высокопрочный бетон также имеет недостатки как строительный материал, поскольку он имеет тенденцию быть хрупким при перегрузках до разрушения и не обладает пластичностью, характерной для бетона нормальной прочности (БНП). Проектировщики должны тщательно учитывать характеристики пластичности элементов из ВПБ, чтобы обеспечить конструктивную безопасность железобетонных конструкций.

С ростом использования ВПБ для возведения колонн в современных сооружениях проектировщикам требуется информация о поведении колонн из ВПБ. Несмотря на широкое применение ВПБ на практике, исследования в этой области ограничены. Поиск в литературе доступных экспериментальных данных показал, что в настоящее время опубликовано мало экспериментов по спирально армированным колоннам из ВПБ. Кроме того, результаты этих экспериментов не включены в действующие нормы проектирования железобетона.

Требования к проектированию спирального армирования для железобетонных колонн в Американских нормах [1] и Канадских нормах [2] основаны на экспериментальных результатах испытаний, проведенных на образцах с прочностью бетона на сжатие ниже 42 МПа. Неясно, способны ли колонны из ВПБ со спиральным армированием, спроектированные в соответствии с действующими нормами, достичь прогнозируемой прочности и достаточной пластичности при воздействии осевой нагрузки. Исследования спирально армированных колонн из ВПБ, подверженных осевой нагрузке, необходимы для предоставления проектировщикам и исследователям дополнительной информации о поведении колонн из ВПБ, а также для получения данных для оценки текущих требований нормативов в отношении спирального армирования для колонн из ВПБ.

Прочность и пластичность бетона можно повысить, ограничивая деформации бетона подходящим расположением поперечной арматуры [3]. Испытания [4–7] спирально армированных колонн БНП под осевой нагрузкой показали, что использование адекватной спиральной арматуры приводит к повышению прочности бетона и улучшению характеристик пластичности. Проектные факторы, такие как количество спиральной арматуры и шаг спиральных стержней, влияют на эффективность ограниченного бетона, а также на прочность и пластичность железобетонных колонн.

Ashot G. Tamrazyan, Corresponding Member of RAACS, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 2636-2447, Scopus: 55975413900, ResearcherID: T-1253-2017, ORCID: 0000-0003-0569-4788, E-mail: Tamrazian@mail.ru

Действующие канадские и американские нормы проектирования [1, 2] признают положительное влияние армирования и устанавливают требования к проектированию поперечной арматуры в железобетонных колоннах. Большая часть требований этих норм проектирования основана на испытаниях колонн из БНП, проведенных в 1920-х и 1930-х гг. Следовательно, необходимо проверить обоснованность требований нормативных документов по проектированию спиральных стальных стержней в колоннах из ВПБ.

Преимущества ограничения

Пластичность можно определить как способность сечений, элементов или конструкций подвергаться деформациям без значительной потери прочности. Неограниченный бетон, сжатый только в одном направлении без бокового ограничения, ведет себя как хрупкий материал с минимальной пластичностью. Когда бетон ограничен сжимающими напряжениями во всех направлениях, его пластичность и прочность могут значительно повыситься.

В работе [8] изучали влияние ограничения на поведение бетона. Испытания проводились на цилиндрах из высокопрочного бетона размером 102×204 мм, нагруженных до разрушения в осевом направлении и одновременно подвергавшихся воздействию бокового давления жидкости различной интенсивности.

Прочность бетона цилиндров без бокового обжатия (f_c') составила 25,2 МПа. Было обнаружено, что при боковом давлении жидкости 28,2 МПа бетон достигал максимального напряжения около 131 МПа при деформации 0,05, что примерно в 25 раз превышало деформацию при максимальном напряжении для бетона без бокового обжатия. На рис. 1 представлены кривые «напряжение – деформация» бетонных цилиндров для диапазона бокового давления жидкости. На этих кривых «напряжение – деформация» улучшение прочности представлено увеличением пиковых значений сжимающего напряжения, в то время как улучшение характеристик пластичности представлено лучшей несущей способностью при больших значениях деформации. Кривые наглядно показывают, что как прочность, так и пластичность бетонных цилиндров увеличивались с увеличением бокового давления.

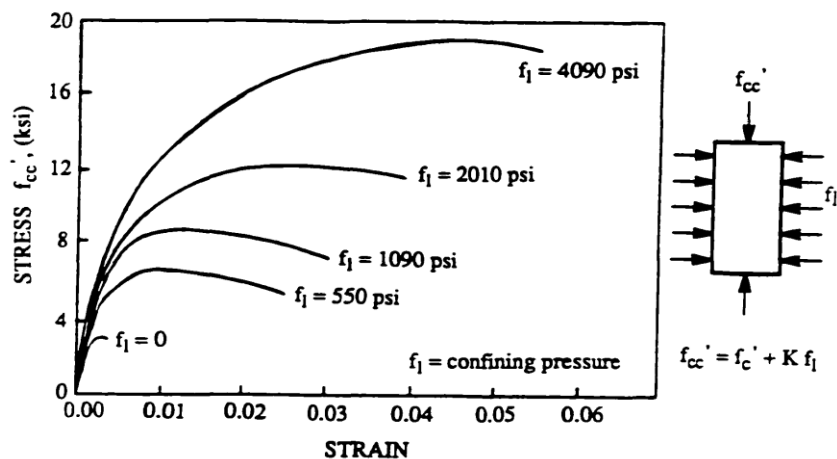


Рис. 1. Кривые «напряжение – деформация» бетонных цилиндров при боковом давлении [8]
Fig. 1. Stress-Strain Curves of Concrete Cylinders with Lateral Pressure [8]

На практике стальная арматура используется для создания бокового давления, необходимого для ограничения бетона. Для этих целей используется также композитная арматура [9]. Следует отметить, что механика ограничения, обеспечиваемого стальной арматурой, отличается от механики, обеспечиваемой боковым давлением жидкости, и что стальной арматуре не

удалось развить большие значения ограничивающего давления, создаваемого давлением жидкости в этих испытаниях.

Механика ограничения в железобетонных колоннах

Ограничение в железобетонных колоннах часто обеспечивается комбинацией продольных арматурных стержней, заключенных в контур поперечной арматуры. Поперечная арматура может быть в виде непрерывных спиралей или кольцевых обручей, расположенных на близком расстоянии, или в виде прямолинейных перекрывающихся обручей и связей. Были проведены экспериментальные исследования прочности железобетонных колонн с ограничениями при армировании сварной проволочной арматурой [10–14], а также при различных нагружениях [15–21]. Бетонная область, ограниченная периметром осевых линий внешнего кольца спиралей или обручей, часто называется бетонным ядром. Некоторые типичные схемы расположения поперечной арматуры в колоннах показаны на рис. 2.

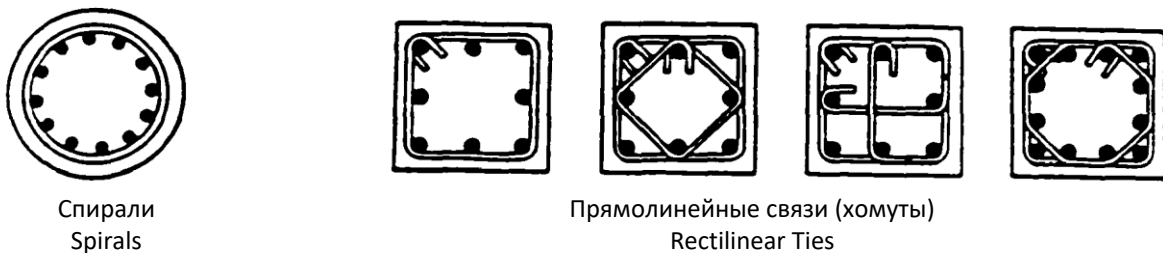


Рис. 2. Различные варианты расположения поперечной арматуры
 Fig. 2. Different Arrangements of Transverse Reinforcement

Механику ограничения, создаваемого поперечной арматурой, можно объяснить, рассмотрев поведение бетона, подверженного сжимающей нагрузке. Испытания на сжатие [22, 23] простых бетонных цилиндров без ограничений показали, что по мере приближения цилиндров к разрушению в бетоне развиваются значительные внутренние микротрещины, параллельные направлению нагрузки, сопровождающиеся боковыми деформациями расширения. Введение достаточного количества поперечной арматуры для ограничения бетона под сжимающей нагрузкой влияет на поведение бетона при расширении. При осевой нагрузке бетона поперечная арматура практически не нагружена до нагрузки, при которой бетон развивает заметные боковые деформации. При этих деформациях бетон, заключенный внутри поперечной арматуры, начинает расширяться наружу под действием постоянной осевой нагрузки и упирается в поперечную арматуру. Поперечная арматура стремится противостоять боковому расширению бетона, создавая реактивное ограничивающее давление на бетонное ядро, заключенное в границах поперечной арматуры. Этот тип ограничения, при котором расширение бетона компенсируется стальной арматурой, часто называют пассивным ограничением.

Если для поперечного армирования колонн используются кольцевые спиралю, то обычно предполагается, что боковое расширение бетона оказывает равномерное давление на арматуру. Сама арматура будет оказывать равную и противоположно направленную реакцию на бетонное ядро. Следовательно, окружность бетонного ядра, ограниченная поперечной арматурой, эффективно ограничена непрерывным, равномерным ограничивающим давлением.

Рис. 3, а иллюстрирует равномерное ограничивающее давление на бетонное ядро, которое, как предполагается, обеспечивается кольцевыми спиралью.

Когда бетон ограничен прямоугольными хомутами, арматура не обеспечивает равномерного ограничивающего давления на ядро бетона. Под осевой нагрузкой бетон расширяется вбок и упирается в хомут, который не может обеспечить равномерную реакцию на бетон. Хомуты оказывают ограничивающую реакцию в углах, но прямые участки между углами имеют

тенденцию изгибаться наружу во все четыре стороны. Из-за изгиба хомутов некоторые области бетона остаются неукрепленными и бетон эффективно удерживается только в центральной области ядра и в углах, как показано на рисунке 3, *b*. Это неравномерное распределение ограничивающего давления является основной причиной того, что кольцевые спирали удерживают бетон более эффективно, чем прямоугольные хомуты той же площади и с таким же шагом.



Рис. 3. Ограничение поперечной арматурой [24]
Fig. 3. Confinement by Transverse Reinforcement [24]

Когда поперечная арматура расположена на разных уровнях по высоте колонны, эффективность ограничения бетонного ядра снижается в местах, удаленных от поперечной арматуры, и достигает минимума посередине между любыми двумя уровнями хомутов (рис. 4). Адекватное расстояние между поперечной арматурой приводит к большей площади эффективно ограниченного бетона и, следовательно, к более эффективному механизму ограничения.

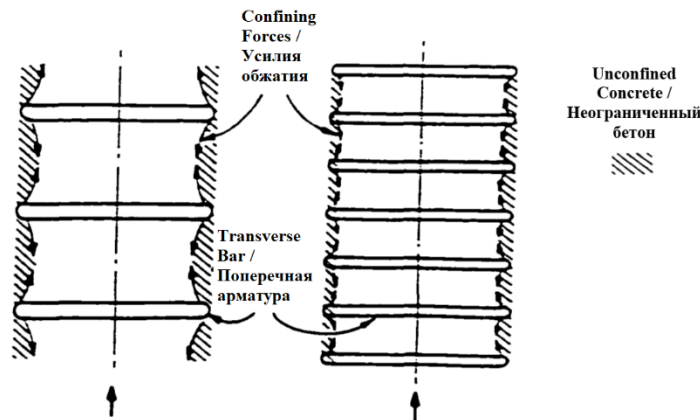


Рис. 4. Расстояние между поперечными стальными хомутами по высоте колонны [24]
Fig. 4. Spacing of Transverse Steel Reinforcement Along Column Height [24]

ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ОГРАНИЧЕНИЕ

Железобетонные колонны состоят из трех основных компонентов: продольной, поперечной арматуры и бетона. Эффективность ограничения в колоннах зависит от свойств и конструкции всех трех компонентов. Некоторые из важных факторов, влияющих на состояние ограничения в спирально армированных бетонных колоннах под осевой нагрузкой, были исследованы в [25–36] и описаны ниже.

1. Количество спиральной арматуры

Количество спиральной арматуры в колоннах обычно выражается объемным отношением поперечной арматуры к объему бетонного ядра (ρ_s) и является одним из наиболее важных факторов, влияющих на ограничение бетона. Большое количество поперечной спиральной арматуры увеличивает пассивное ограничивающее давление, которое может оказываться на бетонное ядро, и часто улучшает прочность и пластичность бетона.

2. Шаг расположения спиральной арматуры

Более частый шаг расположения спиралей улучшает распределение ограничивающего давления по высоте колонны за счет увеличения площади эффективно ограничиваемого бетона, а также помогает предотвратить преждевременное выпучивание продольных стержней. Если спирали расположены слишком далеко друг от друга, ограничивающие усилия на бетонных участках между уровнями спирали начинают существенно уменьшаться.

3. Диаметр спиральной арматуры

Большой диаметр арматурных стержней с большей изгибной жесткостью обеспечивает большее сопротивление расширению бетонного ядра и лучшую поддержку продольной арматуры от потери устойчивости.

4. Прочность спиральной арматуры

Ограничивающее давление создается растягивающими усилиями, возникающими в поперечной арматуре. Можно ожидать, что спиральная арматура с более высоким пределом текучести будет способна оказывать большее ограничивающее давление на бетонное ядро. Однако развитие растягивающих напряжений в спиральной арматуре зависит от свойств бетона при боковом расширении.

Если боковая деформация бетона недостаточно велика для создания более высоких напряжений в стальной спирали, прочность спирали может быть не полностью реализована.

5. Продольная арматура

Продольная арматура обеспечивает дополнительные ограничивающие реакции на бетонное ядро, особенно между элементами стальной спирали. Для обеспечения устойчивости арматурного каркаса и всей колонны требуется минимальное количество продольных стержней соответствующего диаметра. Устойчивость продольной арматуры и арматурного каркаса необходима для обеспечения эффективной защиты от бокового расширения бетона.

6. Прочность бетона

Боковое расширение бетонного ядра играет важную роль в эффективном ограничении бетона спиральной арматурой. В бетонных контрольных цилиндрах из ВПБ при сжимающей нагрузке наблюдается значительно меньше микротрещин, чем при БНП. Возможно, что ВПБ в колоннах будет испытывать меньше микротрещин и, следовательно, меньшее боковое расширение ядра, чем в колоннах из БНП. Снижение скорости бокового расширения ядра может повлиять на прочность и пластичность колонн из ВПБ, армированных спиралью.

ПОЛОЖЕНИЯ НОРМ ОБ ОГРАНИЧЕННОМ БЕТОНЕ

Требования к проектированию спирального армирования в нормах ACI

Когда поперечно армированная бетонная колонна нагружается непрерывно возрастающим осевым напряжением, защитный слой бетона снаружи спиральной арматуры начинает разрушаться и раскалываться при относительно больших осевых нагрузках. Бетонное ядро колонны, эффективно ограниченное поперечной арматурой, может продолжать выдерживать дальнейшие осевые нагрузки после того, как произошло раскалывание. В кодексе [1] указано, что в колоннах происходит растрескивание защитного слоя бетона, и принципы их проектирования основаны на двух условиях: 1) увеличение прочности бетонного ядра за счет ограничения должно быть равно или немного превышать потерю прочности из-за растрескивания защитного слоя бетона; 2) ограничение должно позволять колонне выдерживать большие деформации без существенной потери прочности. Также требуется, чтобы объемное отношение спиральной арматуры ρ_s для сейсмического проектирования спирально армированных колонн не было меньше указанного значения:

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}, \quad (1)$$

где A_g — общая площадь сечения колонны;

A_c — площадь сердечника колонны, измеренная снаружи спиральной арматуры;

f'_c — прочность бетона на сжатие, измеренная с помощью стандартных цилиндров;

f_y — предел текучести спиральной арматуры, не превышающий 400 МПа.

Сейсмические положения того же свода правил требуют, чтобы, помимо соответствия уравнению (1), спиральная арматура также была не меньше значения, заданного следующим уравнением:

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_y}. \quad (2)$$

Уравнение (2) устанавливает нижнюю границу требуемого объемного соотношения спиральной арматуры и определяет проектирование больших колонн, для которых значение ρ_s в уравнении (1) будет стремиться к нулю, когда отношение A_g/A_c приближается к значению единицы.

Свод правил [1] также устанавливает ограничения на диаметр стержней и шаг спиральной арматуры, используемой в колоннах. Диаметр спиральных стержней не должен быть меньше 10 мм, а расстояние между спиральями должно быть от 25 до 75 мм.

В Своде правил не указывается предел прочности бетона f'_c , при котором уравнения для расчета колонны действительны. Однако уравнение (1) основано на рекомендациях Комитета [29]. Большая часть исследований для этого комитета была проведена на образцах бетона с прочностью на сжатие f'_c ниже 42 МПа.

Требования для проектирования спирального ограничения в Канадских нормах [2, 37]

Канадский стандарт (CSA A23.3-94) [2] по проектированию бетонных конструкций признает, что ВПБ различается по своей хрупкости и необходимости в ограничении. В результате в данной редакции норм введены верхние пределы для заданной прочности бетона на сжатие, которые могут использоваться при проектировании бетонных конструкций, включая колонны. Требуемое объемное соотношение спиральной арматуры для несейсмического проектирования колонн идентично уравнению (1), используемому в кодексе ACI [1], за исключением того, что предел текучести спиральной арматуры не следует принимать более 500 МПа, а прочность бетона не должна превышать 80 МПа. Требуемое объемное соотношение спиральной арматуры для сейсмического расчета колонн идентично уравнению (2), используемому в нормах ACI, за исключением того, что прочность бетона не должна превышать 55 МПа.

Указанный шаг спирали, требуемый канадскими нормами, не должен превышать 1/6 диаметра бетонного ядра и должен быть от 25 до 75 мм. Согласно канадским нормам, минимальный диаметр спиральной арматуры составляет 6 мм.

Разработка требований норм к проектированию спирального армирования

Требования норм [1] и канадского кодекса к проектированию спирального армирования в колоннах [2] основаны на рекомендациях Комитета [29]. Исследования [27] включали испытания спирально армированных колонн, которые подвергались осевой нагрузке до разрушения, с целью изучения поведения и прочности колонн на различных ступенях нагрузки. Результаты испытаний показали, что предельную несущую способность колонн можно рассчитать, суммируя прочность бетона и предел текучести продольной арматуры. Следовательно, номинальную прочность P_0 центрально нагруженных колонн можно рассчитать по формуле:

$$P_0 = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}, \quad (3)$$

где A_g — общая площадь поперечного сечения колонны; A_{st} — общая площадь продольной арматуры.

В этом уравнении коэффициент 0,85 используется для учета наблюдаемых различий в прочности бетона в колоннах по сравнению с бетоном той же смеси в стандартных испытательных цилиндрах на сжатие.

Ожидается, что прямоугольные колонны с хомутами и спирально армированные колонны с одинаковой площадью поперечного сечения и продольной арматурой будут вести себя схожим образом до нагрузки P_0 , как показано на рис. 5. При этой нагрузке начинается разрушение бетона и растрескивание защитного слоя. В прямоугольных колоннах с хомутами ожидается, что P_0 будет предельной несущей способностью, и после этой точки, по мере увеличения деформаций, осевая несущая способность колонны падает. В случае спирально армированных колонн ожидается, что внешняя оболочка защитного слоя бетона растрескается при нагрузке P_0 , в то время как спирально ограниченное бетонное ядро продолжит нести нагрузку. Несущая способность спирально армированных колонн, исключая разрушенный защитный слой, зависит от относительного количества спиральной арматуры. Если количество спиральной арматуры достаточно для компенсации потери прочности, вызванной растрескиванием защитного слоя бетона, резкого снижения прочности колонны может и не произойти.

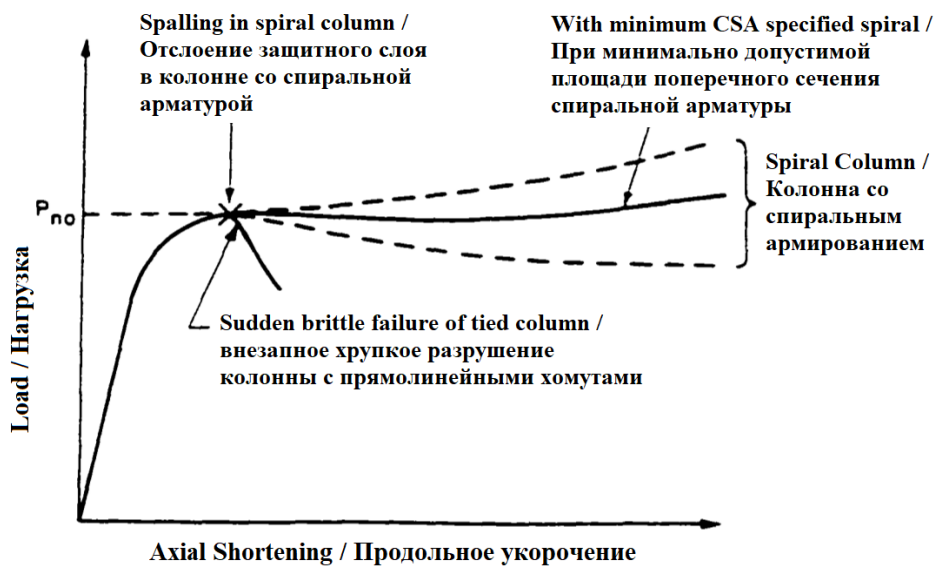


Рис. 5. Поведение центрально нагруженных колонн с прямолинейной и спиральной поперечной арматурой [38]
 Fig. 5. Behavior of Axially Loaded Tied and Spiral Columns [38]

На основе испытаний спирально армированного бетона, проведенных в работе [26], предположили, что осевая прочность ограниченного бетона с f'_{cc} связана с боковым ограничивающим давлением f_2 соотношением:

$$f'_{cc} = f'_{cp} + 4,1f_2, \tag{4}$$

где f'_{cp} — прочность бетона без ограничения в образце.

Для этого уравнения боковое давление f_2 , создаваемое спиральной арматурой на бетонное ядро, рассчитывается по аналогии с тонкостенным цилиндром, подвергаемым радиальному растяжению. Спиральная арматура с площадью поперечного сечения A_s и шагом s рассматривается как тонкая металлическая трубка, охватывающая бетонное ядро толщиной A_s/s . Если предположить, что спиральная арматура достигла предела текучести f_y , боковое давление, оказываемое на бетонное ядро, можно выразить как:

$$f_2 = 2f_y \frac{A_s}{s} D_c, \tag{5}$$

где D_c — диаметр сердечника колонны.

Объемное соотношение спиральной арматуры ρ_s в колонне можно определить как отношение объема спиральной арматуры к объему бетона ядра.

Объем одного витка спирали/объем бетонного сердечника:

$$\rho_s = \frac{A_s (nD_c)}{1/4 (nD_c^2)s} = 4A_s/D_c s. \quad (6)$$

Боковое давление f_2 на бетонное ядро можно выразить через объемное соотношение спиральной арматуры ρ_s , подставив уравнение (6) в уравнение (5):

$$f_2 = \frac{\rho_s f_y}{2}. \quad (7)$$

Осевая прочность ограниченного бетона f'_{cc} в уравнении (4) может быть выражена через уравнение (7) для бокового давления f_2 :

$$f'_{cc} = f'_{cp} + 2,05\rho_s f_y. \quad (8)$$

Основой проектирования спиральной арматуры в нормах АСІ и Канады является то, что увеличение несущей способности за счет спирального ограничения должно компенсировать потерю прочности при отслоении защитного слоя бетона.

Потеря прочности из-за отслоения защитного слоя:

$$0,85f'_c (A_g - A_c). \quad (9)$$

Прирост прочности за счет ограничения спиралями:

$$(f'_{cc} - f'_{cp}) A_c. \quad (10)$$

В этих уравнениях A_g — это полная площадь поперечного сечения колонны, а A_c — площадь ядра колонны, измеренная от внешней стороны спиральной арматуры до внешней стороны бетона.

Приравняв потерянную прочность к приобретенной прочности [39] и подставляя выражение в уравнение (8), для осевой прочности сжатого ограниченного бетона f'_{cc} :

$$0,85f'_c (A_g - A_c) = (2,05\rho_s f_y) A_c. \quad (11)$$

Преобразуем уравнение (11) и находим объемное соотношение спиральной арматуры ρ_s :

$$\rho_s = 0,415 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}. \quad (12)$$

Как в стандарте АСІ [1], так и в канадском стандарте [2] используется аналогичное выражение для требуемого объемного соотношения спиральной арматуры в колоннах.

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}. \quad (13)$$

Коэффициент 0,415 в уравнении (12) заменен более консервативным коэффициентом 0,45 в уравнении (13) в требованиях норм.

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Самое раннее опубликованное исследование поперечно армированных бетонных колонн относится к 1903 г., когда Консидер [25] провел испытания на осевое сжатие спирально армированных бетонных колонн. Консидер обнаружил, что бетонные колонны, армированные исключительно продольными стальными стержнями, обладают большей прочностью на сжатие, чем простые бетонные колонны того же размера.

Однако было замечено, что бетонные колонны с продольной арматурой приобретают продольные трещины и чрезмерные боковые деформации при больших сжимающих нагрузках.

Консидер ввел спиральную арматуру в колонны, пытаясь замедлить боковое расширение бетона, и обнаружил, что спирали, размещенные на соответствующем расстоянии, приводят к увеличению максимальной прочности и осевых деформаций, достигаемых образцами.

В исследованиях [8, 26] провели серию испытаний на сжатие круглых бетонных образцов, ограниченных по бокам гидравлическим давлением, а позднее и спиральной арматурной сталью. Эта группа исследователей измерила увеличение напряжений в спиральной арматуре из-за бокового расширения бетона при сжатии и пришла к выводу, что увеличение прочности образцов на сжатие было пропорционально пассивному ограничивающему давлению, создаваемому спиральной арматурой. Комитет ACI 105 [27–29] провел обширную программу испытаний, которая включала испытания 573 спирально армированных бетонных колонн. Комитет определил выражения несущей способности для осевой нагрузки бетонных колонн, армированных как продольными стержнями, так и спиральной арматурой. Позже в работе [25] определили модификации для выражений несущей способности, учитывающих более низкую несущую способность круглых и прямоугольных колонн, армированных хомутами. Многие расчетные выражения для спиральной арматуры, встречающиеся в действующих нормах проектирования железобетона США [1, 2], основаны на экспериментальных исследованиях.

За последние 30 лет несколько исследователей [4–7, 31, 32] провели испытания на осевое сжатие бетонных образцов, ограниченных поперечной арматурой. Хотя колонны на практике редко подвергаются чисто центральным нагрузкам, эти испытания были полезны для понимания улучшения характеристик элементов, обусловленных ограничением.

Мандер и др. [5] провели испытания 31-й железобетонной колонны с круглым, квадратным и прямоугольным поперечным сечением. Продольное напряжение и деформированное состояние бетона в образцах измерялось и сравнивалось с предсказанной ранее моделью «напряжение – деформация». Чтобы расширить диапазон экспериментальных результатов, доступных для проверки модели «напряжение – деформация», испытательные образцы с различным расположением продольной и поперечной арматуры нагружались концентрически либо при квазистатических, либо при высоких скоростях деформации.

Экспериментальная программа включала 17 концентрических испытаний на сжатие, проведенных на колоннах диаметром 500 мм и высотой 1500 мм. Были изготовлены и испытаны два неармированных образца колонн для получения кривой «напряжение – деформация» образца неармированного бетона того же размера, что и армированные образцы. Спиральная арматура, использованная в образцах, представляла собой круглый гладкий стержень диаметром от 12 до 16 мм. Спирали изготавливались с шагом от 35 до 120 мм, что приводило к объемному содержанию армирования ρ_s от 0,6 до 2,5 %.

В образцах использовались продольные стержни различного количества и диаметров: от 8 до 36 и диаметром от 16 до 28 мм. Прочность бетона на сжатие f'_c образцов составляла 28 МПа. Все круглые колонны были испытаны при высокой скорости деформации $0,013 \text{ с}^{-1}$ на испытательной машине с сервогидравлическим управлением, чтобы смоделировать влияние сейсмической нагрузки на скорость деформации. На рис. 6 показаны вид и поперечное сечение типовой опытной колонны.

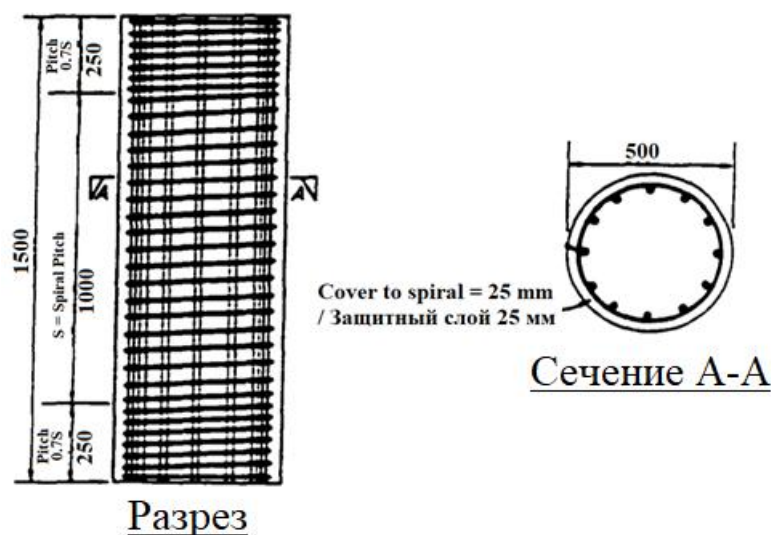


Рис. 6. Конструкция опытных колонн [5]
 Fig. 6. Details of Test Columns [5]

Исследователи сообщили, что наиболее значимым параметром, влияющим на форму кривой «напряжение – деформация» ограниченного бетона, является объемный коэффициент спиральной арматуры ρ_s .

С увеличением коэффициента объемного армирования спиральной арматуры пиковое напряжение образца увеличивалось, деформация при пиковом напряжении увеличивалась, наклон нисходящей ветви уменьшался, а продольная деформация, при которой происходило разрушение спирали, увеличивалась. Было выявлено, что уменьшение шага спиралей в образцах с одинаковым коэффициентом объемного армирования спиральной арматурой приводило лишь к минимальному улучшению наклона нисходящей ветви кривой «напряжение – деформация» ограниченного бетона. Также был сделан вывод о том, что количество продольных стержней оказывало незначительное влияние на напряженно-деформированное состояние.

Бьеркели и др. [31] исследовали пластичность ограниченных бетонных образцов в рамках исследовательской программы по ВПБ. Программа включала испытания осевой нагрузкой на простых и ограниченных бетонных образцах с круглым, квадратным и прямоугольным поперечным сечением. Прочность бетона на сжатие образцов кубов с ребром 100 мм находилась в диапазоне от 62,5 до 108,7 МПа.

Круглые образцы в испытательной программе имели диаметр 150 мм и высоту 500 мм. 24 из этих образцов содержали спиральные стержни диаметром 6 мм, расположенные с шагом 25 или 75 мм. Ни один из круглых образцов не содержал продольной арматуры или защитного слоя бетона снаружи спиральной арматуры. Квадратные образцы в программе испытаний имели размеры поперечного сечения 150×150 мм и высоту 500 мм. 36 из этих образцов были армированы с боков 6-миллиметровыми деформированными квадратными спиралями, расположенными с шагом 25 или 75 мм, и продольно армированы стержнями диаметром 10 или 16 мм по четырем углам образца. Ни один из квадратных образцов не имел защитного слоя бетона снаружи спирали. Прямоугольные образцы в программе испытаний имели размеры поперечного сечения 300×500 мм и высоту 2000 мм. Поперечная арматура состояла из внешнего периметрального кольца и прямых Т-образных стержней, которые использовались для крепления продольных стержней. Диаметр поперечных стержней арматуры составлял 12, 16 или 20 мм, а расстояние между ними составляло 160 мм, в то время как продольная арматура состояла из 12 или 18 стержней диаметром 16 мм. Толщина защитного слоя бетона кольцевой арматуры в прямоугольных образцах составляла 23 мм. На рис. 7 показаны детали круглого, квадратного и прямоугольного образцов.

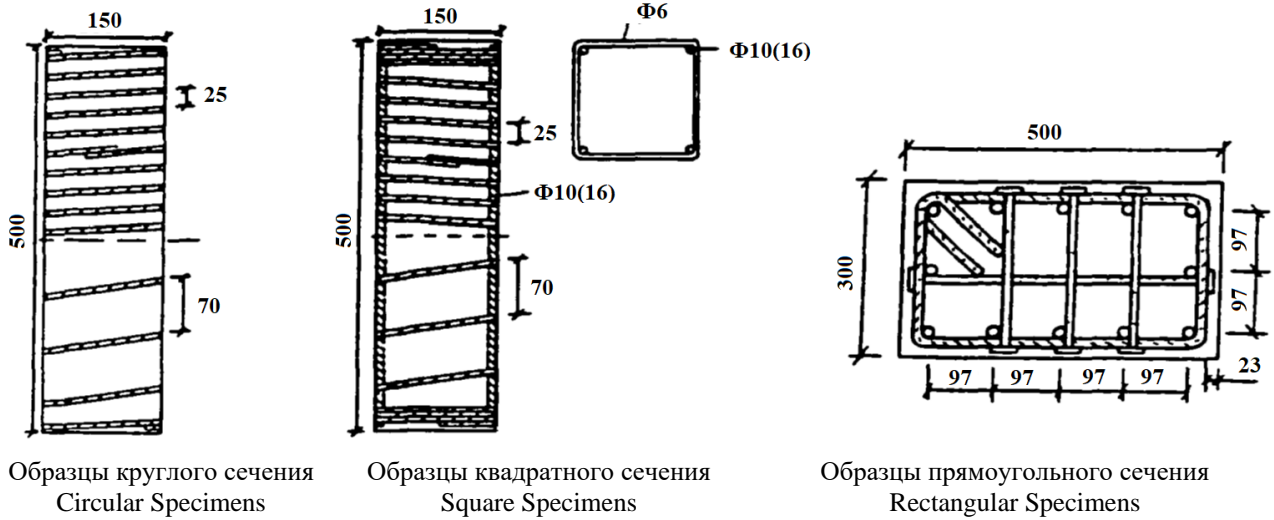


Рис. 7. Детали опытных колонн [32]
Fig. 7. Details of Test Specimens [32]

Было обнаружено, что при правильном расположении поперечной арматуры удалось достичь осевых деформаций в ограниченных образцах HSC, которые были значительно больше, чем деформации при предельной нагрузке для обычного бетона. Они также пришли к выводу, что прочность бетона влияет на характеристики напряженно-деформированного состояния ограниченных образцов. Рис. 8 иллюстрирует эффект увеличения прочности бетона в круглых образцах с объемной долей спиральной стали 3,1 %. На этом рисунке ND65, ND95 и ND115 представляют собой образцы с бетоном нормальной плотности с прочностью 62,5, 87,4 и 99,6 МПа, в то время как LWA75 был образцом из легкого бетона с прочностью 70,4 МПа. Осевое напряжение σ_c и деформация ϵ_c ограниченного бетона нормированы относительно пикового напряжения f_{co} и деформации ϵ_{co} соответствующего обычного бетона.

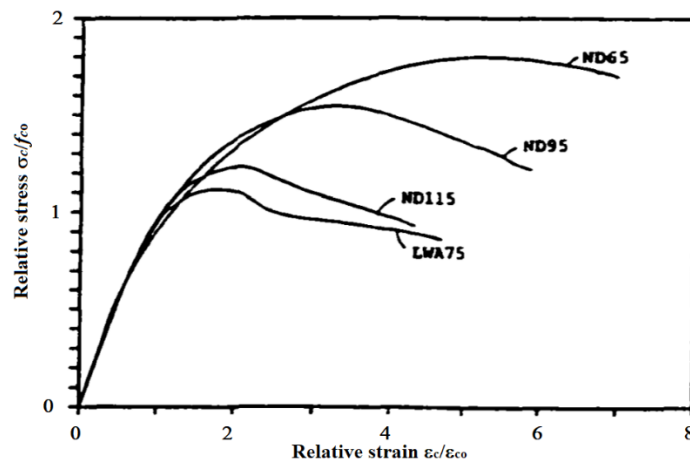


Рис. 8. Нормализованные кривые «напряжение – деформация» для ограниченного бетона [32]
Fig. 8. Normalized Confined Concrete Stress-Strain Curves [32]

Также было выявлено, что увеличение прочности на сжатие бетона нормальной плотности привело к снижению нормализованной предельной деформации, снижению нормализованного предельного напряжения и более крутой нисходящей ветви кривой зависимости напряжения от деформации.

Было обнаружено, что увеличение коэффициента армирования для ограничения бетона приводит к повышению прочности и пластичности круглых, квадратных и прямоугольных образцов.

Однако на поведение ограниченного бетона также существенное влияние оказывала геометрия сечения образца. Круглые образцы, армированные спиралью, обладали большей прочностью и пластичностью, чем квадратные образцы, армированные спиралью, при том же количестве армирования.

Исследователи также пришли к выводу, что увеличение количества продольных стержней с поперечной арматурой улучшает пластичность крупногабаритных прямоугольных образцов.

В работе [40] провели испытания осевой нагрузки на 25 образцах из ВПБ с прямоугольным поперечным сечением, чтобы исследовать влияние различных параметров на характеристики прочности и пластичности высокопрочного ограниченного бетона. Основными переменными, рассматриваемыми в эксперименте, были прочность бетона на сжатие, а также количество и предел текучести поперечной арматуры. Все образцы имели квадратное поперечное сечение 127×127 мм и высоту 406 мм. Образцы были изготовлены в пяти группах с прочностью бетонного цилиндра f'_c 37,9, 54,4, 56,5, 61,3 и 82,7 МПа. В каждой группе образцов четыре образца были ограничены по бокам круглыми или квадратными непрерывными спиральями, а один образец не содержал стальной арматуры. Для спиралей использовались три типа гладкой проволоки диаметром от 5,26 до 5,66 мм и пределом текучести от 289 до 586 МПа. Спирали изготавливались с шагом 25, 37,5, 50 и 62,5 мм, что приводило к объемному содержанию поперечной стали ρ_s в диапазоне от 1,38 до 3,57 %. Снаружи спиральной арматуры обеспечивался защитный слой бетона толщиной 7,5 мм. Ни один из образцов не содержал продольной арматуры. Сжимающая нагрузка прикладывалась к образцам с помощью испытательной машины Tinius Olsen с максимальной грузоподъемностью 1780 кН. Электрические тензорезисторы использовались для измерения осевых и поперечных деформаций в защитном слое бетона и деформаций в спиральной арматуре. Продольные LVDT-датчики с базовой длиной 152 мм на середине высоты образцов использовались для измерения осевых деформаций в бетонном ядре. Расстояние между спиральной арматурой было уменьшено до 80 % на длине 76 мм на концах образцов, чтобы гарантировать, что разрушение произошло в контролируемой центральной области образцов.

Исследователи построили кривые «напряжение – деформация» для каждого из испытываемых образцов. Было обнаружено, что прочность ограниченного бетона f_{cc} и соответствующая деформация ϵ_{cc} увеличиваются с увеличением объемной доли поперечной арматуры. Однако ограниченные бетонные образцы с высоким содержанием поперечной арматуры испытывали раннее отслоение защитного слоя бетона.

Близкое расположение спиралей и использование проволоки большого диаметра ослабляли поверхность между бетонным ядром и защитным слоем бетона, что, в свою очередь, приводило к раннему отслоению защитного слоя бетона. Было также обнаружено, что при увеличении объемного коэффициента армирования поперечной арматуры ограниченные образцы круглыми спиральями достигали большего увеличения прочности и соответствующей деформации, чем ограниченные образцы с квадратными спиральями. Исследователи пришли к выводу, что прочность и пластичность ограниченного бетона увеличивались в образцах ВПБ при надлежащем конструировании поперечной арматуры. Ограниченные образцы из ВПБ со спиральной арматурой прочностью до 82,7 МПа показали прирост прочности, достаточный для компенсации отслоения защитного слоя бетона.

Анализ данных тензодатчиков спиральной арматуры для опытных образцов показал, что напряжения в спиральях были относительно небольшими вплоть до примерно 80 % от максимальной нагрузки, прежде чем началось растрескивание защитного слоя. При максимальной прочности ограниченного бетона спиральная арматура претерпела значительные деформации

и достигла предела текучести. Исследователи сообщили, что увеличение предела текучести спиралей привело к увеличению прочности и пластичности ограниченного бетона. Кроме того, было обнаружено, что увеличение пластичности боковой арматуры после пика приводит к уменьшению наклона нисходящей ветви кривых «напряжение – деформация» ограниченного бетона.

При том же эффективном боковом давлении было обнаружено, что увеличение прочности бетона f'_c снижает скорость роста относительной прочности f_{cc}/f_{co} , где f_{co} — максимальная прочность соответствующего неармированного образца. Образцы с максимальной прочностью бетона 82,7 МПа смогли достичь значительного увеличения прочности бетона в ограниченном состоянии f_{cc} и соответствующей деформации ε_{cc} , но после достижения максимальная прочность снижалась.

ВЫВОДЫ

1. Значительного повышения прочности и пластичности высокопрочных бетонных колонн можно добиться при использовании адекватного количества спиральной арматуры.

2. Объемное содержание спиральной арматуры, шаг расположения и прочность бетона влияют на напряженно-деформированное состояние ограниченного бетона в высокопрочных железобетонных колоннах.

3. Практически во всех случаях увеличение объемного содержания спиральной арматуры ρ_s приводит к повышению прочности и пластичности ограниченного бетонного ядра, а также к увеличению напряжений в спиральной арматуре при достижении бетоном максимальной прочности. При увеличении объемного содержания спиральной арматуры улучшение пластичности было ярко выраженным, в то время как улучшение прочности было более скромным. Улучшение поведения бетона в условиях ограниченного объема, связанное с увеличением объемного содержания спиральной арматуры, в некоторой степени зависело от шага расположения спиральной арматуры. Колонны с большим отношением шага витков спирали к диаметру сердечника ($s/D_c = 0,49$) демонстрировали плохое сохранение прочности даже при относительно большом объемном соотношении спиральной стали. Колонны с $s/D_c \leq 0,36$ продемонстрировали значительное улучшение прочности и пластичности при увеличении объемного соотношения спиральной арматуры.

4. Уменьшение шага витков спиральной арматуры приводит к повышению прочности и пластичности бетона с ограниченным объемом при достаточно большом объемном соотношении спиральной арматуры ($\rho_s > 1,66\%$). Образцы с низким объемным соотношением спиральной арматуры демонстрируют очень незначительное, если вообще какое-либо, улучшение напряженно-деформированного состояния бетона с ограниченным объемом при уменьшении шага витков спирали.

5. При постоянных параметрах проектирования продольной и спиральной арматуры увеличение прочности бетона f'_c приводит к снижению прочности и пластичности из-за ограничения. Практически во всех случаях увеличение прочности бетона f'_c приводило к снижению пиковой прочности, спиральных напряжений, осевой деформации при пиковой прочности и деформируемости образцов. Для напряженно-деформированного состояния ограниченного бетона требуемое объемное содержание спиральной арматуры увеличивалось по мере увеличения прочности бетона.

При прочности ограниченного бетонного цилиндра $f'_c = 69,7$ МПа ограниченный бетон работал хорошо при $\rho_s > 2,52\%$. При прочности бетона $f'_c = 9,8$ МПа ограниченный бетон работал хорошо при $\rho_s > 3,53\%$.

6. Фактическая прочность неограниченного бетона в колоннах с прочностью бетона $f_c' = 89,8$ МПа была меньше предполагаемой прочности бетона без ограничения прочности $0,85f_c'$ в нормах [1]. Некоторые колонны с $f_c' = 89,8$ МПа и меньшим количеством спиральной арматуры не смогли достичь пиковой прочности бетона без ограничения прочности $0,85f_c'$.

7. Колонны диаметром 203 мм инициировали откол при более ранних осевых деформациях, чем более крупные колонны диаметром 254 мм, и, как следствие, колонны диаметром 203 мм достигли меньшего прироста прочности при малых деформациях, чем сопоставимые колонны диаметром 254 мм. Защитный слой бетона в колоннах диаметром 203 мм составил 13 мм, а защитный слой бетона в колоннах диаметром 254 мм — 17 мм. Было обнаружено, что колонны диаметром 203 и 254 мм ведут себя достаточно схоже друг с другом при больших осевых деформациях, когда все параметры продольного и поперечного армирования были масштабированы соответствующим образом.

8. Разрушение защитного слоя бетона началось при более низких осевых деформациях, чем ожидалось в колоннах с прочностью бетона $f_c' = 89,8$ МПа, до того, как бетон достиг большой осевой прочности. Средняя прочность бетона в начале выкрашивания для этих колонн составила $0,66f_c'$, что значительно ниже предполагаемой прочности бетона без ограничения нагрузки $0,85f_c'$ в нормах [1].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. American Concrete Institute. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318–95). ACI, Detroit, 1995.
2. Canadian Standards Association. Design of Concrete Structures — Structures Design (CSA Standard A23.3–94). Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 1994. 217 p.
3. Тамразян А.Г. К расчету несущей способности железобетонных колонн с учетом диаграммы деформирования ограниченного бетона // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. 2018. № 5 (377). С. 217–220.
4. Iyengar K.T.S.R., Desayi P., Reddy K.N. Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders // Magazine of Concrete Research. 1970. Vol. 22. No. 72. Pp. 173–184.
5. Mander J.B., Priestly M.J.N., Park R. Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete // Journal of Structural Engineering. ASCE. 1988. Vol. 114. No. 8. Pp. 1827–1849.
6. Tokiucu M.T. Behavior of Reinforced Concrete Columns Confined with Circular Spirals and Hoops. M.A.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, 1992.
7. Sheikh S.A., Tokiucu M.T. Reinforced Concrete Columns Confined by Circular Spirals and Hoops // ACI Structural Journal. 1993. Vol. 90. No. 5. Pp. 542–553.
8. Richart F.E., Brandtzaeg A., Brown R.L. A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compression Stresses. University of Illinois, Engineering Experimental Station, 1928. No. 185. 104 p.
9. Лапушинов А.Е., Тамразян А.Г. К влиянию поперечного армирования на прочность и деформативность сжатых бетонных элементов, армированных композитной полимерной арматурой // Строительство и реконструкция. 2018. № 4 (78). С. 20–30.
10. Abdelaziz Y., Sami W. Experimental Investigation of the Confinement of Concrete Columns with Welded Wire Reinforcement // Buildings. 2025. No. 15 (9). P. 1494. DOI: 10.3390/buildings15091494
11. Mau S.T., Holland J., Hong L. Small-Column Compression Tests on Concrete Confined by WWF // J. Struct. Eng. 1998. Vol. 124. Pp. 252–261.
12. Lambert-Aikhionbare N., Tabsh S.W. Confinement of high-strength concrete with welded wire reinforcement // Struct. J. 2001. Vol. 98. Pp. 677–685.
13. Tabsh S.W. Stress-Strain Model for High-Strength Concrete Confined by Welded Wire Fabric // J. Mater. Civ. Eng. 2007. Vol. 19. Pp. 286–294.
14. Tahir M.F., Khan Q.U.Z., Shabbir F., Ijaz N., Malik A.A. Performance of RC columns confined with welded wire mesh around external and internal concrete cores // University of Engineering and Technology Taxila. Tech. J. 2017. Vol. 22. P. 8.
15. El-Kholy A.M., El-Mola S.A., El-Aziz M.A.A., Shaheen A.A. Effectiveness of Combined Confinement with Metal Meshes and Ties for Preloaded and Post-Heated RC Short Columns // Arab. J. Sci. Eng. 2018. Vol. 43. Pp. 1875–1891.

16. *Abadel A.A., Masmoudi R., Khan M.I.* Axial behavior of square and circular concrete columns confined with CFRP sheets under elevated temperatures: Comparison with welded-wire mesh steel confinement // Structures. 2022. Vol. 45. Pp. 126–144.
17. *El-Kholy A.M., Dahish H.A.* Improved confinement of reinforced concrete columns // Ain Shams Eng. J. 2016. Vol. 7. Pp. 717–728.
18. *Chongchi Hou, Wenzhong Zheng.* Review of studies on concrete columns confined by lateral reinforcement under axial compression and lateral cyclic loading. DOI: 10.1002/suco.202200522
19. *Heon-Soo Chung, Keun-Hyeok Yang, Young-Ho Lee, Hee-Chang Eun.* Strength and ductility of laterally confined concrete columns // Canadian Journal of Civil Engineering. 2002. Vol. 29. No. 6. Pp. 820–830. DOI: 10.1139/102-084
20. *Park R., Priestley N.M.J., Gill W.D.* Ductility of Square-Confined Concrete Columns // Journal of the Structural Division List of Issues. 2021. Vol. 108. No. 4. Pp.929–950. DOI: 10.1061/JSDEAG.0005933
21. *Guadagnuolo M., Tafuro A.D.A., Faella G.* Experimental Behavior of Concrete Columns Confined by Transverse Reinforcement with Different Details // The Open Construction & Building Technology Journal. 2020. DOI: 10.2174/1874836802014010250
22. *Carrasquillo R.L., Nilson A.H., Slate F.D.* Microcracking and Behavior of High Strength Concrete Subjected to Short-Term Loading // ACI Journal. 1981. Vol. 78. No. 3. Pp.179–186.
23. *Smodi M.M., Slate F.O.* Microcracking of High and Normal Strength Concrete Under Short- and Long-Term Loading // ACI Materials Journal. 1989. Vol. 86. No. 2. Pp. 117–127.
24. *Park R., Paulay T.* Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons, New York, 1975.
25. *Considera A.* Experimental Researches on Reinforced Concrete. Tr. and Arr. By Leon S. Moisseiff, McGraw Publishing Co., New York, 1903. 188 p.
26. *Richart F.E., Brandtzaeg A., Brown R.L.* The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression. University of Illinois, Engineering Experimental Station, 1929. No. 190. 72 p.
27. *Slater W.A., Lyse I.* First Progress Report on Column Tests at Lehigh University // ACI Journal. 1931. Vol. 27. Pp. 677–730.
28. *Richart F.E., Staehle G.C.* First Progress Report on Column Tests at University of Illinois // ACI Journal. 1931. Vol. 27. Pp. 731–760.
29. ACI Committee 105. Reinforced Concrete Column Investigation — Tentative Final Report of Committee 105 // ACI Journal. 1933. Vol. 29. Pp. 275–282.
30. *Richart F.E.* The Structural Effectiveness of Protective Shells on Reinforced Concrete Columns // ACI Journal. 1946. Vol. 18. No. 4. Pp. 353–363.
31. *Bjerkeli L., Tomaszewica A., Jensen J.J.* Deformation Properties and Ductility of High Strength Concrete // Utilization of High Strength Concrete — Second International Symposium. SP-121. American Concrete Institute, Detroit, 1990. Pp. 215–238.
32. *Hwee Y.S., Rangan B.V.* Studies on Commercial High-Strength Concretes // ACI Materials Journal. 1990. Vol. 87. No. 5. Pp. 440–445.
33. *Bresler B., Gilbert P.H.* Tie Requirements for Reinforced Concrete Columns // ACI Journal. 1961. Vol. 58. No. 5. Pp. 555–569.
34. *Mau S.T.* Effect of Tie Spacing on Inelastic Buckling of Reinforcing Bars // ACI Structural Journal. 1990. Vol. 87. No. 6. Pp. 671–677.
35. *Razvi S.R., Saatcioglu M.* Strength and Deformability of Confined High-Strength Concrete Columns // ACI Structural Journal. 1994. Vol. 91. No. 6. Pp. 678–687.
36. *Saatcioglu M., Razvi S.R.* Strength and Ductility of Confined Concrete // Journal of Structural Engineering. ASCE. 1992. Vol. 118. No. 6. Pp. 1590–1607.
37. Canadian Standards Association. Code for the Design of Concrete Structures for Building (CAN 3-A23.3M84). Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 1984. 281 p.
38. *Pillai S.U., Kirk D.W.* Reinforced Concrete Design. McGraw-Hill Ryerson Limited, Toronto, 1988.
39. *Huang T.* On the Formula for Spiral Reinforcement // ACI Journal. 1964. Vol. 61. No. 3. Pp. 351–353.
40. *Issa M.A., Tobaa H.* Strength and Ductility Enhancement in High-Strength Confined Concrete // Magazine of Concrete Research. 1994. Vol. 46. No. 168. Pp. 177–189.

REFERENCES

1. American Concrete Institute. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318–95). ACI, Detroit, 1995.
2. Canadian Standards Association. Design of Concrete Structures — Structures Design (CSA Standard A23.3–94). Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 1994. 217 p.
3. Tamrazyan A.G. On the calculation of the bearing capacity of reinforced concrete columns taking into account the deformation diagram of confined concrete. *News of higher educational institutions. Technology of the textile industry.* 2018; 5(377):217-220. (in Russian).

4. Iyengar K.T.S.R., Desayi P., Reddy K.N. Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders. *Magazine of Concrete Research*. 1970; 22(72):173-184.
5. Mander J.B., Priestly M.J.N., Park R. Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. ASCE. 1988; 114(8):1827-1849.
6. Tokiucu M.T. *Behavior of Reinforced Concrete Columns Confined with Circular Spirals and Hoops*. M.A.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, 1992.
7. Sheikh S.A., Tokiucu M.T. Reinforced Concrete Columns Confined by Circular Spirals and Hoops. *ACI Structural Journal*. 1993; 90(5):542-553.
8. Richart F.E., Brandtzaeg A., Brown R.L. *A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compression Stresses*. University of Illinois, Engineering Experimental Station, 1928; 185:104.
9. Lapshinov A.E., Tamrazyan A.G. To the influence of transverse reinforcement to strength and deformability of concrete compressive members reinforced with FRP reinforcement. *Building and Reconstruction*. 2018; (4):20-30. (in Russian).
10. Abdelaziz Y., Sami W. Experimental Investigation of the Confinement of Concrete Columns with Welded Wire Reinforcement. *Buildings*. 2025; 15(9):1494. DOI: 10.3390/buildings15091494
11. Mau S.T., Holland J., Hong L. Small-Column Compression Tests on Concrete Confined by WWF. *J. Struct. Eng.* 1998; 124:252-261.
12. Lambert-Aikhionbare N., Tabsh S.W. Confinement of high-strength concrete with welded wire reinforcement. *Struct. J.* 2001; 98:677-685.
13. Tabsh S.W. Stress-Strain Model for High-Strength Concrete Confined by Welded Wire Fabric. *J. Mater. Civ. Eng.* 2007; 19:286-294.
14. Tahir M.F., Khan Q.U.Z., Shabbir F., Ijaz N., Malik A.A. Performance of RC columns confined with welded wire mesh around external and internal concrete cores. *University of Engineering and Technology Taxila. Tech. J.* 2017; 22:8.
15. El-Kholy A.M., El-Mola S.A., El-Aziz M.A.A., Shaheen A.A. Effectiveness of Combined Confinement with Metal Meshes and Ties for Preloaded and Post-Heated RC Short Columns. *Arab. J. Sci. Eng.* 2018; 43:1875-1891.
16. Abadel A.A., Masmoudi R., Khan M.I. Axial behavior of square and circular concrete columns confined with CFRP sheets under elevated temperatures: Comparison with welded-wire mesh steel confinement. *Structures*. 2022; 45:126-144.
17. El-Kholy A.M., Dahish H.A. Improved confinement of reinforced concrete columns. *Ain Shams Eng. J.* 2016; 7:717-728.
18. Chongchi Hou, Wenzhong Zheng. *Review of studies on concrete columns confined by lateral reinforcement under axial compression and lateral cyclic loading*. DOI: 10.1002/suco.202200522
19. Heon-Soo Chung, Keun-Hyeok Yang, Young-Ho Lee, Hee-Chang Eun. Strength and ductility of laterally confined concrete columns. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 2002; 29(6):820-830. DOI: 10.1139/102-084
20. Park R., Priestley N.M.J., Gill W.D. Ductility of Square-Confined Concrete Columns. *Journal of the Structural Division List of Issues*. 2021; 108(4):929-950. DOI: 10.1061/JSDEAG.0005933
21. Guadagnuolo M., Tafuro A.D.A., Faella G. Experimental Behavior of Concrete Columns Confined by Transverse Reinforcement with Different Details. *The Open Construction & Building Technology Journal*. 2020. DOI: 10.2174/1874836802014010250
22. Carrasquillo R.L., Nilson A.H., Slate F.D. Microcracking and Behavior of High Strength Concrete Subjected to Short-Term Loading. *ACI Journal*. 1981; 78(3):179-186.
23. Smodi M.M., Slate F.O. Microcracking of High and Normal Strength Concrete Under Short- and Long-Term Loading. *ACI Materials Journal*. 1989; 86(2):117-127.
24. Park R., Paulay T. *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons, New York, 1975.
25. Considere A. *Experimental Researches on Reinforced Concrete*. Tr. and Arr. By Leon S. Moisseiff, McGraw Publishing Co., New York, 1903; 188.
26. Richart F.E., Brandtzaeg A., Brown R.L. *The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression*. University of Illinois, Engineering Experimental Station, 1929; 190:72.
27. Slater W.A., Lyse I. First Progress Report on Column Tests at Lehigh University. *ACI Journal*. 1931; 27:677-730.
28. Richart F.E., Staehle G.C. First Progress Report on Column Tests at University of Illinois. *ACI Journal*. 1931; 27:731-760.
29. ACI Committee 105. Reinforced Concrete Column Investigation — Tentative Final Report of Committee 105. *ACI Journal*. 1933; 29:275-282.
30. Richart F.E. The Structural Effectiveness of Protective Shells on Reinforced Concrete Columns. *ACI Journal*. 1946; 18(4):353-363.
31. Bjerke L., Tomaszewica A., Jensen J.J. *Deformation Properties and Ductility of High Strength Concrete. Utilization of High Strength Concrete — Second International Symposium. SP-121*. American Concrete Institute, Detroit, 1990; 215-238.

32. Hwee Y.S., Rangan B.V. Studies on Commercial High-Strength Concretes. *ACI Materials Journal*. 1990; 87(5):440-445.
33. Bresler B., Gilbert P.H. Tie Requirements for Reinforced Concrete Columns. *ACI Journal*. 1961; 58(5):555-569.
34. Mau S.T. Effect of Tie Spacing on Inelastic Buckling of Reinforcing Bars. *ACI Structural Journal*. 1990; 87(6):671-677.
35. Razvi S.R., Saatcioglu M. Strength and Deformability of Confined High-Strength Concrete Columns. *ACI Structural Journal*. 1994; 91(6):678-687.
36. Saatcioglu M., Razvi S.R. Strength and Ductility of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. ASCE. 1992; 118(6):1590-1607.
37. Canadian Standards Association. Code for the Design of Concrete Structures for Building (CAN 3-A23.3M84). Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 1984; 281.
38. Pillai S.U., Kirk D.W. *Reinforced Concrete Design*. McGraw-Hill Ryerson Limited, Toronto, 1988.
39. Huang T. On the Formula for Spiral Reinforcement. *ACI Journal*. 1964; 61(3):351-353.
40. Issa M.A., Tobaa H. Strength and Ductility Enhancement in High-Strength Confined Concrete. *Magazine of Concrete Research*. 1994; 46(168):177-189.