

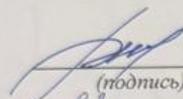
Министерство науки и высшего образования Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Комсомольский-на-Амуре государственный университет»

Работа выполнена в СКБ «Проектирование и информационное моделирова-  
ние зданий и сооружений»

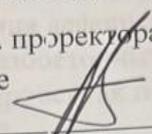
СОГЛАСОВАНО

Начальник отдела ОНиПКРС

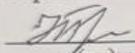
  
(подпись) Е.М. Димитриади  
«22» 05 2025 г.

УТВЕРЖДАЮ

И.о. проректора по научной ра-  
боте

  
(подпись) А.В. Космынин  
«27» 05 2025 г.

Декан факультета кадастра и  
строительства

  
(подпись) Н.В. Гринкруг  
«22» 05 2025 г.

«Влияние поперечного армирования на деформационные характеристики  
сжатого бетона»

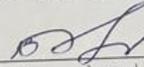
Комплект проектной документации

Руководитель СКБ

  
(подпись, дата)

Е.В. Журавлева

Руководитель проекта

  
(подпись, дата)

В.А. Дзюба

Комсомольск-на-Амуре 2025

Карточка проекта

Название	Влияние поперечного армирования на деформационные характеристики сжатого бетона
Тип проекта	научно-исследовательский проект
Исполнители	Студент <i>А.А. Ширяева</i> А.А. Ширяева – группа ЗПСм-1 Студент <i>Дун Гоцай</i> Дун Гоцай – группа ЗПСм-1
Срок реализации	05 февраля – 20 мая

Использованная информация

Исходные данные	Экспериментально-теоретические исследования деформативности сжатых железобетонных элементов при различных процентах поперечного армирования
-----------------	---

Руководитель проекта

*В.А. Динба*  
подпись (дата)

В.А. Динба

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Комсомольский-на-Амуре государственный университет»

ЗАДАНИЕ  
на разработку

Название проекта: Разработка проекта «Влияние поперечного армирования на деформационные характеристики сжатого бетона».

Назначение: проект «Влияние поперечного армирования на деформационные характеристики сжатого бетона» предназначен для определения прочности и предельной деформативности сжатых железобетонных элементов с учетом поперечного армирования.

Область использования: проект «Влияние поперечного армирования на деформационные характеристики сжатого бетона» будет использован при расчете на прочность каркасов многоэтажных зданий.

Функциональное описание проекта: Проанализировать существующие экспериментальные данные по поведению сжатых железобетонных элементов при различных процентах поперечного армирования. Оценить влияние поперечного армирования на изменение прочности и деформативности бетона. Выявить наиболее эффективные и надежные зависимости «напряжение-деформация» для сжатого бетона при различных процентах поперечного армирования.

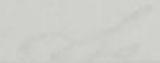
Техническое описание устройства: Рассмотрены экспериментальные диаграммы «напряжение-деформация» различных авторов, произведено сравнение результатов при различном диаметре и шаге поперечной арматуры.

Требования: оценить опытные экспериментальные диаграммы и выбрать наиболее надежную и эффективную.

План работ:

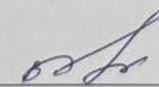
Наименование работ	Срок
Произвести литературный обзор материалов, связанных с экспериментальными исследованиями предельных деформаций сжатых элементов с поперечным армированием	02.2025
Провести анализ экспериментальных диаграмм «напряжение-деформация» сжатого бетона с поперечным армированием	03.2025
Выполнить машинные эксперименты сжатых элементов с поперечным армированием при различном диаметре и шаге поперечной арматуры	04.2025
Провести анализ выполненных машинных экспериментов	05.2025
Рекомендовать наиболее эффективную и надежную диаграмму «напряжение-деформация» для расчета железобетонных элементов на сжатие с учетом поперечного армирования	05.2025

Руководитель проекта

  
\_\_\_\_\_  
(подпись, дата)

В.А. Дзюба

Руководитель проекта

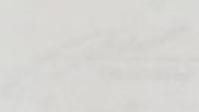
  
\_\_\_\_\_  
(подпись, дата)

В.А. Дзюба

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Комсомольский-на-Амуре государственный университет»

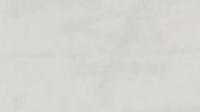
СОГЛАСОВАНО

Исполнительный директор ОНЦ ВЭФ

 Е.М. Домогратов  
20\_\_ г.

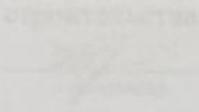
УТВЕРЖДАЮ

Министр университета

 А.В. Кузнецов  
20\_\_ г.

**ПАСПОРТ**

«Влияние поперечного армирования на деформационные характеристики сжатого бетона»

 Н.В. Григоров  
20\_\_ г.

АКТ

о приеме проекта СДБ «Влияние поперечного армирования на деформационные характеристики сжатого бетона»

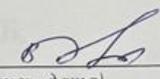
г. Комсомольск-на-Амуре \_\_\_\_\_ 20\_\_ г.

Комиссия в составе представителей со стороны заказчика:

- Е.В. Журманова – руководитель СДБ,
- Н.В. Григоров – декан ФКС

со стороны исполнителя:

Руководитель проекта \_\_\_\_\_

  
(подпись, дата)

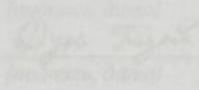
В.А. Дзюба

Руководитель проекта \_\_\_\_\_

В.А. Дзюба

Исполнительный директор \_\_\_\_\_

А.А. Шаранга

  
(подпись, дата)

Дун Гоуэй

Комсомольск-на-Амуре 2025

## Содержание

1 Исследование влияния поперечного армирования на поведение железобетона при сжатии на стадии близкой к разрушению.....	7
1.1 Поведение сжатого бетона на стадии близкой к разрушению.....	7
1.2 Исследования моделей «напряжения-деформации» сжатого бетона с поперечными хомутами.....	9
1.3 Исследования диаграмм сжатого бетона при ограничении поперечных деформаций.....	11
1.4 Классификация и сопоставление моделей сжатого бетона с поперечным армированием.....	37
2 Исследования влияния поперечного армирования на предельные деформации сжатого бетона (по материалам экспериментов).....	40
2.1 Исследования на основе модели Kent и Park.....	40
2.2 Исследования на основе модели Scott, Park и Priestley.....	43
2.3 Исследования на основе модели Vallenias, Bertero и Popov.....	45
2.4 Исследования на основе модели Hoshikuma и соавторов.....	45
2.5 Сравнение проведенных исследований.....	46
Заключение.....	50
Список использованных источников.....	54

# 1 Исследование влияния поперечного армирования на поведение железобетона при сжатии на стадии близкой к разрушению

## 1.1 Поведение сжатого бетона на стадии близкой к разрушению

При вертикальном сжатии бетонный образец разрушается в поперечном направлении, так как в нем возникают горизонтальные силы и образуются вертикальные микротрещины [1]. Во время бетонирования в теле бетона появляются поры (рисунок 1а) за счет испарения избыточной воды. Когда действует вертикальная сила, ей приходится огибать поры и она искривляется. Из-за этого возникают горизонтальные силы. Они приводят к образованию вертикальных микротрещин (рисунок 1б). В итоге при сжатии образуется вторичное поле растягивающих напряжений, поэтому сжимаемый образец начинает расширяться в поперечном направлении, микротрещины объединяются и происходит разрушение призмы. Вертикальные микротрещины являются одной из причин снижения сопротивления бетона сжатию. В качестве эффективного средства, повышающего прочность сжатого бетона, ограничивающего его поперечные деформации и в целом обеспечивающего надежность конструкции при работе на сжатие, могут рассматриваться замкнутые поперечные стержни (хомуты). Эти арматурные изделия устанавливаются по длине сжатого элемента с определенным шагом.

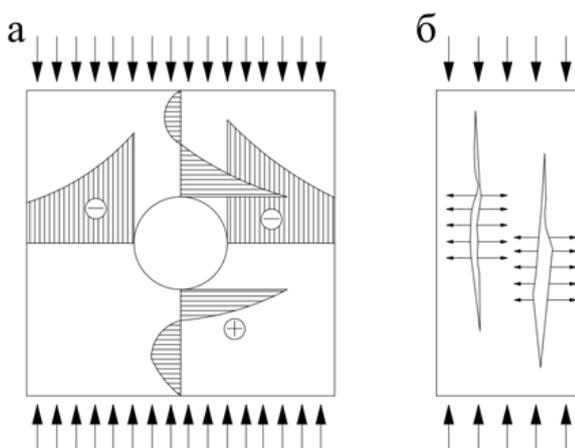


Рисунок 1 - Схема напряженного состояния бетонного образца при сжатии:  
а - концентрация самоуравновешенных напряжений вокруг микропор;  
б - трещины разрыва призмы в поперечном направлении

Для того, чтобы повысить прочностные и деформационные характеристики бетона применяют поперечное армирование. Оно ограничивает поперечное расширение бетона и, тем самым, создает равновесное объемное состояние. Бетон с поперечными хомутами имеет характеристики напряжения и деформации, которые заметно отличаются от характеристик простого (без хомутов) бетона.

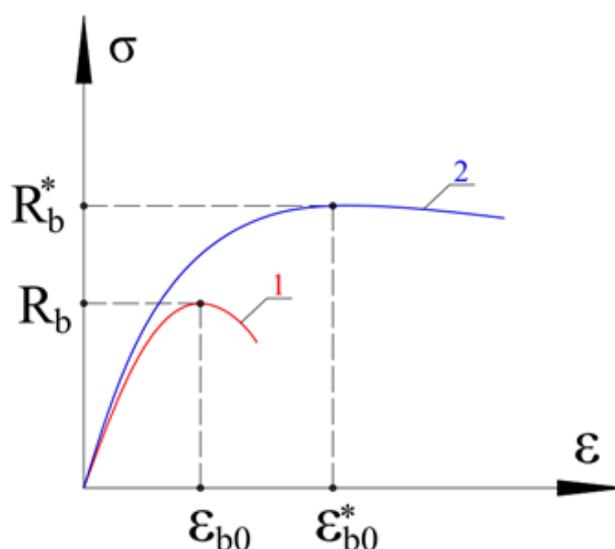


Рисунок 2 - Работа бетона без армирования (1) и с поперечным армированием (2)

На рисунке 2 видно, что при поперечном армировании бетона прочность и предельные деформации образцов увеличиваются.

На начальных этапах нагружения поперечная арматура почти не испытывает бокового давления; бетон ведет себя так же, как и бетон без армирования. При напряжениях, близких к пределу прочности бетона на одноосное сжатие, развиваются высокие деформации поперечного растяжения в результате образования и распространения продольных микротрещин. Поперечная арматура в сочетании с продольной сдерживает боковое расширение бетона, позволяя выдерживать более высокие уровни напряжения сжатия и, что особенно важно, гораздо более высокие деформации в зоне сжатия до того, как произойдет разрушение. Это явление приводит к значительному увеличению прочности и пластичности бетона. Например, если сжимать бетонный обра-

зец цилиндрической формы, как это показано на рисунке 3, то он при нагрузке будет расширяться в боковые стороны. Поперечные стержни, установленные горизонтально, начнут растягиваться и не дадут образцу разрушаться. За счет этих стержней увеличится прочность и уменьшится деформация.

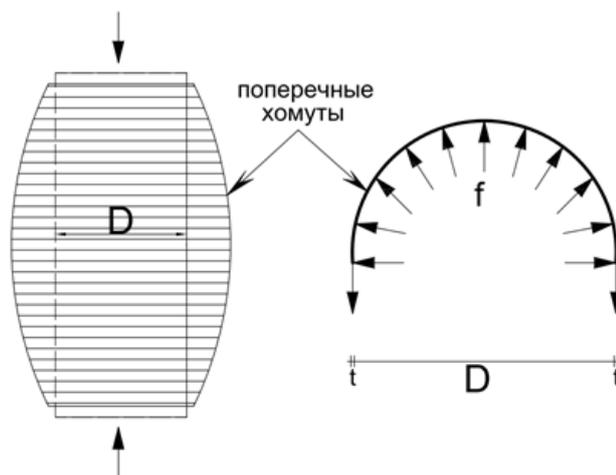


Рисунок 3 - Механизм удержания бетона поперечными хомутами

Правильная интерпретация и использование этих улучшенных характеристик бетона с поперечными хомутами, как и любого другого конструкционного материала, должны быть основаны, в пределах технических допусков, принятых нормами проектирования, на соответствующей аналитической модели напряжения-деформации, которая отражает реальное сопротивление бетона при сжатии. Чем точнее модель напряжения-деформации, тем надежнее оценка прочностных и деформационных характеристик бетонных элементов конструкции.

## 1.2 Исследования моделей «напряжения-деформации» сжатого бетона с поперечными хомутами

В прошлом было предложено несколько моделей для определения соотношения напряжений и деформаций бетона. Хотя поведение бетона до достижения максимальной прочности хорошо изучено, в последнее время ин-

тенсивные исследования были направлены на изучение поведения высокопрочного бетона после достижения максимальной прочности.

Еще одной областью, в которой проводилось много исследований, является установление хорошего соотношения напряжений и деформаций в бетоне с уплотнением. Герметичность бетона достигается за счет правильного размещения поперечной арматуры. При низких уровнях напряжений поперечная арматура практически не подвергается нагрузкам; бетон ведет себя так же, как бетон без уплотнения. При напряжениях, близких к одноосной прочности бетона, внутреннее разрушение приводит к тому, что бетон расширяется и упирается в поперечную арматуру, что затем приводит к удерживающему действию бетона. Это явление уплотнения бетона за счет подходящего расположения поперечной арматуры приводит к значительному повышению прочности и пластичности бетона. Повышение прочности и пластичности за счет уплотнения бетона является важным аспектом, который необходимо учитывать при проектировании конструктивных элементов из бетона, особенно в районах, подверженных сейсмической активности, воздействию взрывов или дорожно-транспортных происшествий. Опять же, существует несколько моделей для восстановления напряженно-деформированного состояния.

С появлением высокопрочного бетона в начале 1970-х годов его применение значительно расширилось. В настоящее время высокопрочный бетон широко используется при строительстве мостов, высотных зданий, сборных и предварительно напряженных железобетонных элементов и многих других конструкций. С каждым десятилетием достигнутая максимальная прочность бетона на сжатие увеличивается. Помимо более высокой прочности, высокопрочный бетон обладает более хрупкими свойствами по сравнению с бетоном обычной прочности. Хрупкое разрушение бетонных элементов конструкций является наименее желательной характеристикой для любого вида конструкций, поскольку это приводит к внезапному обрушению кон-

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		10

струкций, что приводит к повреждению, потере имущества и человеческих жизней. Эти характеристики высокопрочного бетона, отличающие его от бетона обычной прочности, делают важным изучение их поведения, чтобы получить точную оценку прочности и пластичности элементов конструкции, изготовленных с использованием высокопрочного бетона.

При работе с наиболее часто используемыми из существующих моделей напряженно-деформированного состояния существуют недостатки. Во-первых, уравнения не могут быть легко инвертированы для явного расчета деформации как функции напряжения; это создает проблему, когда требуется провести моделирование, зависящее от скорости. Во-вторых, уравнения не могут быть легко интегрированы для определения эквивалентных параметров прямоугольного блока напряжений для ручного анализа и проектирования.

Хотя модели напряженно-деформированного состояния, предложенные различными исследователями, имеют разный уровень сложности, для лучших моделей трудно проверить их точность. Существует потребность в хорошо разработанной модели напряженно-деформированного состояния, которую можно было бы не только использовать в вычислительных целях, но и легко адаптировать для ручного анализа, чтобы можно было быстро выполнить проверку конструкции.

### **1.3 Исследования диаграмм сжатого бетона при ограничении поперечных деформаций**

Исследование влияния поперечного армирования на предельные деформации сжатого бетона в изгибаемых и сжатых элементах представляет актуальную научно - практическую задачу, так как при поперечном армировании бетон может становиться более пластичным и склонным к перераспределению усилий. В настоящее время изучению деформаций бетона на стадии близкой к разрушению уделяется повышенное внимание. Так в работе Степановой В.Ф., Мухамедиева Т.А. и других [2] указано, что

					СКБ «ПиИМЗиС».1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		11

применение поперечной арматуры класса А-240 при испытании бетонных призм с продольными стеклокомпозитными стержнями позволило повысить предельную нагрузку на образцы до 19% в зависимости от шага хомутов. Авторы публикации [3] отмечают аналогичные результаты при косвенном поперечном армировании (арматурными сетками). На основании испытаний натуральных образцов и моделей железобетонных колонн опубликованы различные аналитические зависимости диаграмм бетона.

Разрушение железобетонных конструкций может быть классифицировано по разрушению материала, механическому повреждению или сочетанию между разрушением материала и механическим повреждением. В отличие от простого подхода, используемого для анализа поведения обычного бетона, более сложный анализ монолитного бетона проводится уже около ста лет, и было предложено множество моделей. Исходное уравнение для большинства моделей имеет вид:

$$f_{cc} = f'_c + k f_l, \quad (1)$$

где максимальная ограниченная прочность  $f_{cc}$  связана с максимальной неограниченной прочностью  $f'_c$  и эффективное боковое ограниченное давление  $f_l$  с коэффициентом  $k$ . Этот коэффициент варьируется в зависимости от бетонной смеси и бокового давления удержания и был получен в результате аналитической и экспериментальной работы. Модели удержания, доступные в литературе, представлены в хронологическом порядке, независимо от их сравнительной важности. Для обеспечения согласованности и сравнения всех уравнений используются общие обозначения.

Richart, Brandtzaeg и Brown [4] (1928 г.)

Модель исследователей [4] была первой, которая зафиксировала пропорциональное соотношение между боковым ограниченным давлением и пределом прочности при сжатии.

$$f_{cc} = f'_c + k_1 f_l \quad (2)$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		12

Деформация, соответствующая максимальной прочности  $\varepsilon_{cc}$  находится согласно формуле:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + k_2 \left( \frac{f_l}{f'_c} \right) \right] \quad (3)$$

$$k_2 = 5k_1 \quad (4)$$

В котором  $\varepsilon_{cc}$  - напряжение, соответствующее  $f'_c$ ,  $k_2$  является коэффициентом деформации при эффективном боковом удерживающем давлении. Авторами [4] не была предложена кривая зависимости напряжения от деформации.

Chan [5] (1955 г.)

Трехлинейная кривая, описывающая зависимость напряжения от деформации, была предложена автором [5] на основе экспериментальной работы. Отношение объема поперечных хомутов к объему бетонного сердечника было единственной переменной в проведенной экспериментальной работе. Chan [5] предположил, что OA аппроксимирует упругую стадию, а ABC – пластическую (рисунок 4).

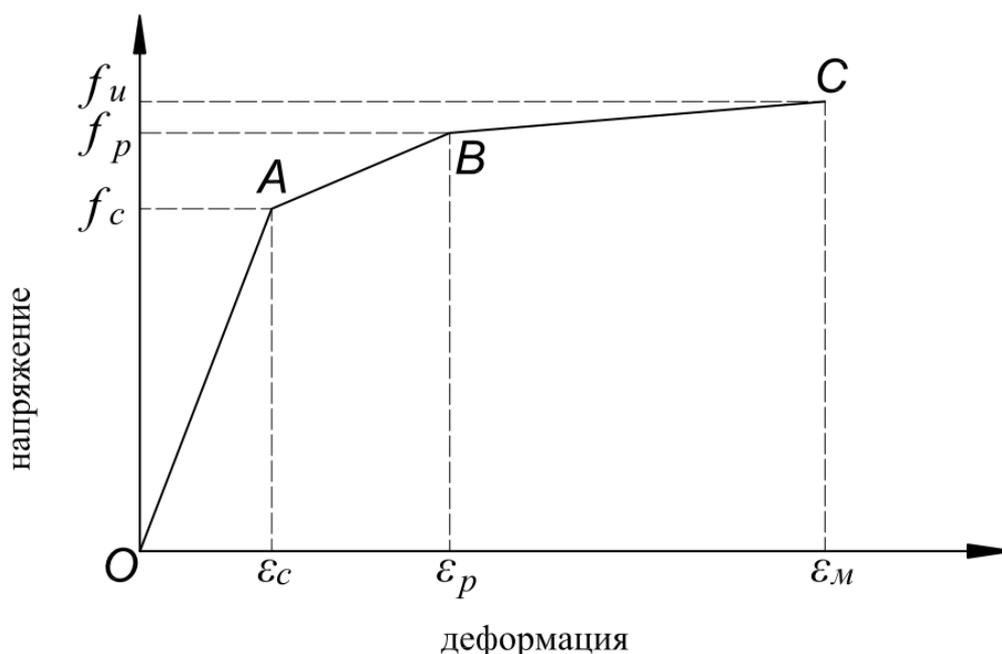


Рисунок 4 - Общая кривая зависимости напряжения от деформации в работе [5]

Blume, Newmark и Corning [6] (1961 г.)

Ученые [6] были первыми, кто применил влияние предела текучести для поперечной стали  $f_{yh}$  в различных уравнениях. Созданная модель имеет восходящую прямую линию с крутым наклоном, начинающуюся от начала координат до максимальной прочности обычного бетона  $f'_c$  и с соответствующим напряжением  $\varepsilon_{co}$ , затем прямая линия с меньшим наклоном соединяет последнюю точку и ограниченную максимальную прочность бетона  $f_{cc}$  и  $\varepsilon_{cc}$ .

$$f_{cc} = 0.85f'_c + 4.1 \frac{A_s f_{yh}}{ah} \quad (5)$$

$$\varepsilon_{co} = \frac{0.22f'_c + 400}{10^6} \quad (6)$$

$$\varepsilon_{cc} = 5\varepsilon_y, \quad (7)$$

где  $\varepsilon_y$  представляет собой деформацию при податливости поперечной арматуры,  $A_s$  - площадь поперечного сечения поперечной стальной арматуры, а  $h$  - высота поперечного сечения.

Roy и Sozen [7] (1965 г.)

Основываясь на результатах своих экспериментов, которые контролировались двумя переменными: расстоянием между стержнями и количеством продольного армирования, авторы [7] пришли к выводу, что использование квадратной поперечной арматуры не повышает прочность бетона. Они предложили билинейную восходящую-нисходящую кривую напряжений-деформаций, которая имеет пик максимальной прочности обычного бетона  $f'_c$  и с соответствующим напряжением  $\varepsilon_{co}$  со значением 0,002. С другой стороны, наблюдалось значительное повышение пластичности. Было предположено, что предельная деформация  $\varepsilon_{cu}$  зависит от объемного отношения поперечных стержней к бетонному сердечнику  $\rho_s$ , расстояния между арматурой  $s$  и эффективной высоты поперечного сечения  $h$ .

$$\varepsilon_{cu} = \frac{\rho_s h}{4s} \quad (8)$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		14

Soliman и Yu [8] (1967 г.)

Другая модель возникла на основе экспериментальных результатов. Основными параметрами, задействованными в проделанной работе, были расстояние между стержнями  $s$ , новый термин отражает эффективность связей  $s_0$ , площадь связей  $A_s$ , и, наконец, геометрию сечения, которая имеет три различные переменные:  $A_b$  - площадь сцепления бетона при сжатии,  $A_c$  - площадь бетона при сжатии и  $b$ , который представляет собой эффективную ширину сечения. Модель состоит из трех различных частей, как показано на рисунке 5. Восходящая часть, которая представлена кривой до точки пика ( $f'_c$ ,  $\epsilon_{cc}$ ). Плоская прямолинейная часть, длина которой варьируется в зависимости от степени герметизации. Последний участок представляет собой нисходящую прямую линию до ( $0.85f'_{cc}$ ,  $\epsilon_{cf}$ ), затем она продолжается вниз до достижения максимальной деформации.

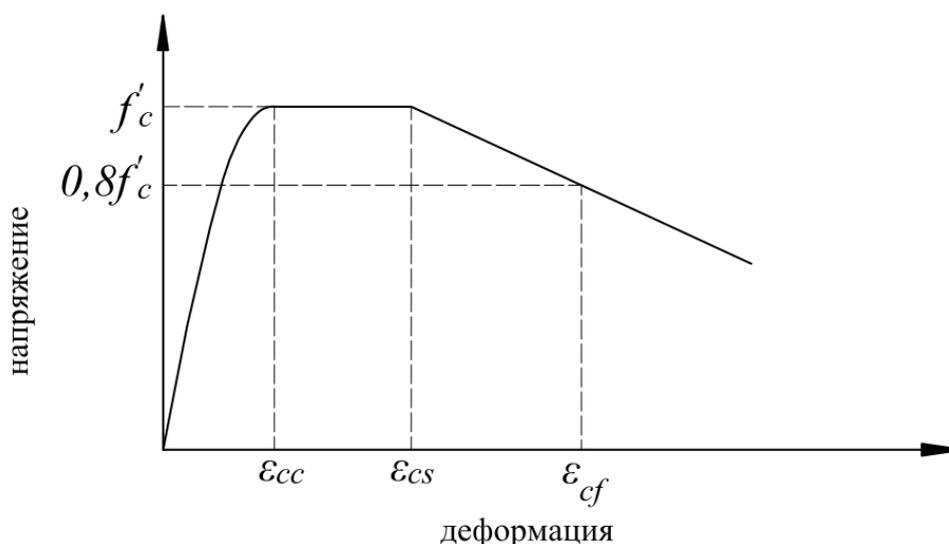


Рисунок 5 - Общая кривая зависимости напряжения от деформации, разработанная авторами [8]

$$q = \left(1.4 \frac{A_b}{A_c} - 0.45\right) \frac{A_s(s_0-s)}{A_s s + 0.0028 b s^2} \quad (9)$$

$$f_{cc} = 0.9 u_{cyl} (1 + 0.05 q) \quad (10)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.55 f_{cc} * 10^{-6} \quad (11)$$

$$\varepsilon_{cs} = 0.0025(1 + q) \quad (12)$$

$$\varepsilon_{cf} = 0.0045(1 + 0.85q), \quad (13)$$

Где  $q$  относится к эффективности поперечного армирования.

Sargin [9] (1971 г.)

Исследователь [9] проводил экспериментальные работы с бетоном низкой и средней прочности без продольного армирования. Использованная поперечная сталь имела разный размер, разную текучесть и предел прочности. Основной переменной, повлиявшей на результаты, было объемное соотношение боковой арматуры и бетонного сердечника  $\rho_s$ , прочность обычного бетона  $f'_c$ , отношение расстояния между стяжками к ширине бетонного сердечника и предел текучести поперечной стали  $f_{yh}$ .

Уравнение имеет вид:

$$f_c = k_3 f'_c \left[ \frac{Ax + (D-1)x^2}{1 + (A-2)x + Dx^2} \right], \quad (14)$$

в котором  $D$  - константа, управляющая наклоном нисходящей ветви:

$$D = 0.65 - 0.72 f'_c * 10^{-3} \quad (15)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (16)$$

$$A = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{k_3 f'_c} \quad (17)$$

$$k_3 = 1 + 0.0145 \left[ 1 - 0.245 \frac{s}{b_c} \right] \frac{\rho_s f_{yh}}{\sqrt{f'_c}} \quad (18)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.0024 + 0.0374 \left[ 1 - \frac{0.734s}{b_c} \right] \frac{\rho_s f_{yh}}{\sqrt{f'_c}} \quad (19)$$

$$f_{cc} = k_3 f'_c, \quad (20)$$

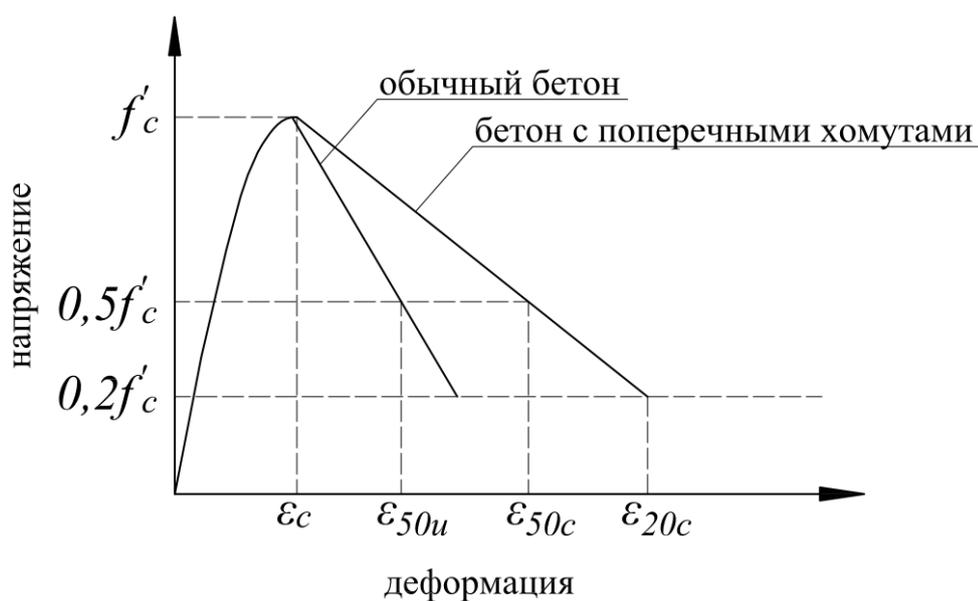
где  $k_3$  - коэффициент максимального напряжения при концентрической нагрузке.

Kent и Park [10] (1971 г.)

Авторы [10] предположили, что максимальная прочность для монолитного и обычного бетона одинакова  $f'_c$ . Предложенная кривая начинается от

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						16
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		

начала координат, затем принимает параболическую форму (парабола Хогнестада) и достигает пика в точке  $f'_c$  и соответствующий штамм  $\varepsilon_{co}$  0.002. Затем она опускается по одной из двух различных прямых линий. Для бетона с уплотненной поверхностью, который является более пластичным, она опускается до точки  $(0.5f'_c, \varepsilon_{50c})$  и продолжает спускаться до  $0.2f'_c$ , за ним тянулось плоское плато. Для простого бетона он опускается до точки  $(0.5f'_c, \varepsilon_{50u})$  и продолжает спускаться к  $0.2f'_c$  так же как и без плоского плато. Кент и Парк [10] предположили, что бетон может выдерживать деформацию до бесконечности при постоянном напряжении  $0.2f'_c$  (рисунок 6).



Активация

Рисунок 6 - Кривая зависимости напряжения от деформации, разработанная Kent и соавторами [10]

$$f_c = f'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad (21)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002f'_c}{f'_c - 1000} \quad (22)$$

$$\rho_s = \frac{2(h+b)A_s}{hbs} \quad (23)$$

$$\varepsilon_{50h} = \varepsilon_{50c} - \varepsilon_{50u} \quad (24)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_l \sqrt{\frac{b}{s}} \quad (25)$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		17

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50h} + \varepsilon_{50u} - \varepsilon_{c0}}, \quad (26)$$

где  $\rho_s$  - отношение поперечной толщины стали к общей площади сечения,  $Z$  - величина постоянная, определяющая наклон нисходящего участка.

Vallenas, Bertero и Popov [11] (1977 г.)

Переменными, использованными в экспериментальной работе, проведенной исследователями [11], были объемное соотношение поперечной и продольной толщины арматуры и бетонного сердечника  $\rho_s$ , отношение продольной толщины стали к общей площади сечения  $\rho_l$ , расстояние между стержнями  $s$ , эффективный размер ширины и прочности стяжек. Созданная модель (рисунок 7) была аналогична модели [10] с улучшением максимальной прочности для бетона с уплотнением.

Для восходящей ветви:

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\frac{E_c \varepsilon_{cc}}{f'_c} x - kx^2}{1 + \left( \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{kf'_c} - 2 \right) x} \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad (27)$$

Для нисходящей ветви:

$$\frac{f_c}{f'_c} = k[1 - z\varepsilon_{cc}(x - 1)] \quad \varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (28)$$

$$\frac{f_c}{f'_c} = \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_{cu} \leq \varepsilon_c \quad \varepsilon_{cu} = 0.3k \quad (29)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (30)$$

$$f_{cc} = kf'_c \quad (31)$$

$$k = 1 + 0.1096 \left[ 1 - 0.24 \frac{s}{h} \right] \frac{[\rho_s + \frac{d_s}{d} \rho_l] f_{yh}}{\sqrt{f'_c}} \quad (32)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.0024 + 0.006 \left[ 1 - \frac{0.734s}{h} \right] \frac{\rho_s f_{yh}}{\sqrt{f'_c}} \quad (33)$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h}{s}} + \left( \frac{3 + 0.002 f'_c}{145 f'_c - 1000} \right) - 0.0024}, \quad (34)$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		18

в котором  $k$  - коэффициент ограниченной прочности,  $z$  - угол наклона нисходящего участка,  $d$  и  $d_s$  - диаметр продольной и поперечной арматуры соответственно.

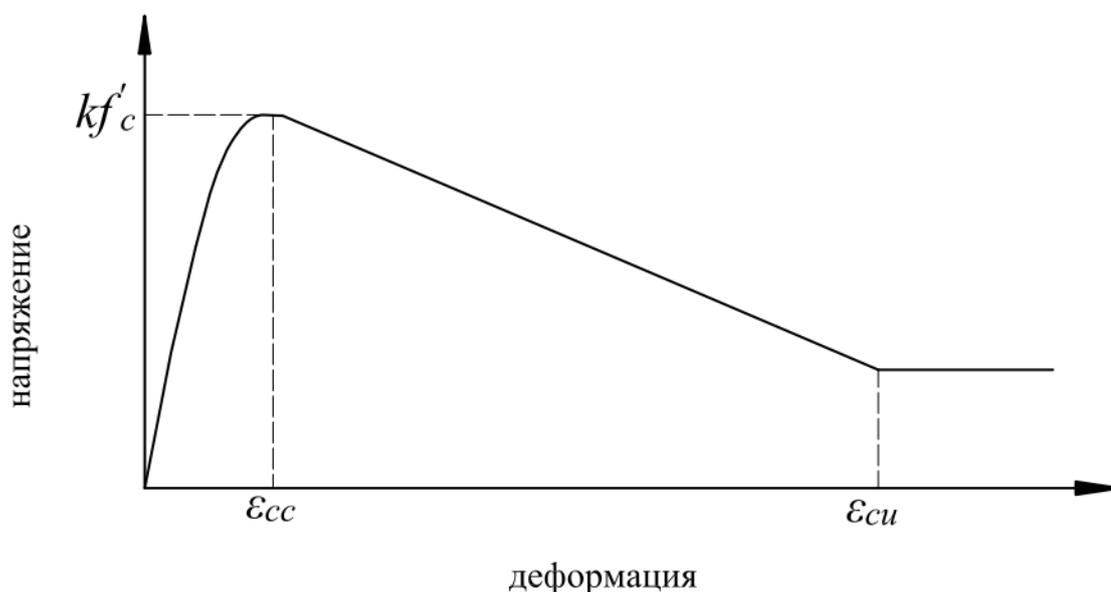


Рисунок 7 - Аналитическая кривая авторов [11]

Wang, Shah и Naaman [12] (1978 г.)

Ученые [12] экспериментально получили другую кривую напряженно-деформированного состояния, описывающую поведение железобетона в замкнутом пространстве при сжатии (рисунок 8). Испытанный бетон представлял собой бетон обычного веса с прочностью от 3000 до 11000 фунтов на квадратный дюйм и бетон легкого веса с прочностью от 3000 до 8000 фунтов на квадратный дюйм. Wang и др. [12] использовали уравнение с четырьмя константами, аналогичное уравнению Sargin и др [9].

$$Y = \frac{AX+BX^2}{1+CX+DX^2} \quad (35)$$

$$Y = \frac{f_c}{f_{cc}} \quad (36)$$

$$X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (37)$$

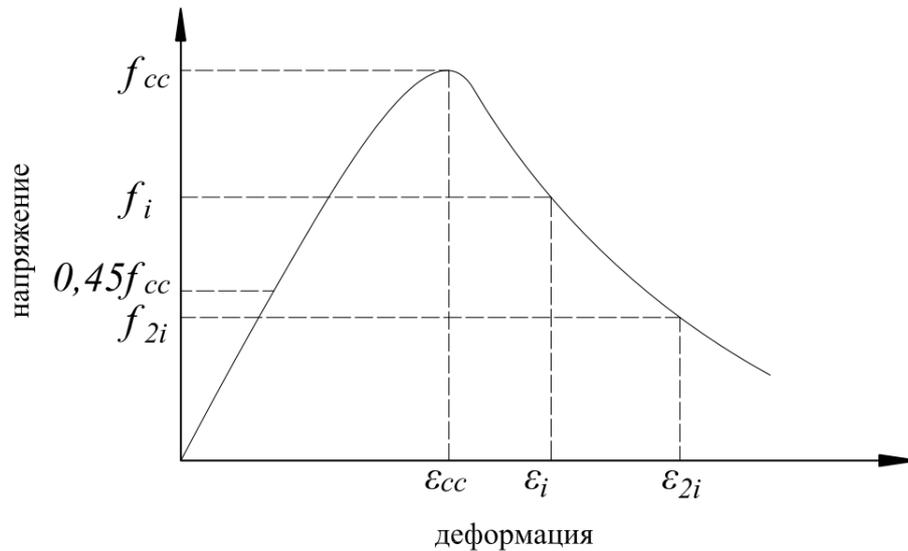


Рисунок 8 - Предложенная кривая зависимости напряжения от деформации авторами [12]

Четыре константы А, В, С, D были вычислены для возрастающей части независимо от убывающей. Четыре условия, использованные для вычисления констант для возрастающей части, были следующими:

$$1.1) \frac{dX}{dY} = \frac{E_{0.45}}{E_{sec}} \quad \text{при } X=0;$$

$$1.2) Y=0.45 \quad \text{при } X = \frac{0.45}{\frac{E_{0.45}}{E_{sec}}};$$

$$1.3) Y=1 \quad \text{при } X=1;$$

$$1.4) \frac{dX}{dY} = 0 \quad \text{при } X=1;$$

Тогда как для нисходящей ветви:

$$2.1) Y=1 \quad \text{при } X=1;$$

$$2.2) \frac{dY}{dX}=0 \quad \text{при } X=1;$$

$$2.3) Y = \frac{f_i}{f_{cc}} \quad \text{при } X = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_{cc}};$$

$$2.4) Y = \frac{f_{2i}}{f_{cc}} \quad \text{при } X = \frac{\varepsilon_{2i}}{\varepsilon_{cc}};$$

где  $f_i$  и  $\varepsilon_i$  - напряжение и деформация в точке перегиба,  $f_{2i}$  и  $\varepsilon_{2i}$  относятся к точке, такой как:

$$\varepsilon_{2i} - \varepsilon_i = \varepsilon_i - \varepsilon_{cc} \tag{38}$$

Scott, Park, Priestly [13] (1982)

Авторы [13] исследовали образцы путем нагружения с высокой скоростью деформации, чтобы соотнести их с сейсмической нагрузкой. Они представили результаты, включая влияние эксцентриситетной нагрузки, скорости деформации, количества и распределения стали в продольном направлении и количества и распределения стали в поперечном направлении. Для расчета низкой скорости деформации уравнения Кента и Парка были изменены в соответствии с экспериментальными данными

$$f_c = kf'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}k} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}k} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq 0.002k \quad (39)$$

$$f_c = kf'_c [1 - z(\varepsilon_c - 0.002k)] \quad \varepsilon_c > 0.002k \quad (40)$$

$$k = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (41)$$

$$z = \frac{0.5}{\frac{3+0.29f'_c}{145f'_c-1000} + \frac{3}{4}\rho_s \sqrt{\frac{b}{s}} - 0.002k} \quad (42)$$

Для обеспечения высокой скорости деформации  $k$  и  $Z$  находятся:

$$k = 1.25 \left( 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right) \quad (43)$$

$$z = \frac{0.625}{\frac{3+0.29f'_c}{145f'_c-1000} + \frac{3}{4}\rho_s \sqrt{\frac{b}{s}} - 0.002k} \quad (44)$$

и было предложено, чтобы максимальное напряжение составляло:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 0.9\rho_s \left( \frac{f_{yh}}{300} \right) \quad (45)$$

Был сделан вывод, что увеличение расстояния между стержнями при сохранении того же соотношения поперечного армирования за счет увеличения диаметра спиралей снижает эффективность удержания бетона. Кроме того, увеличение количества продольных стержней улучшит удержание бетона за счет уменьшения расстояния между продольными стержнями (рисунок 9).

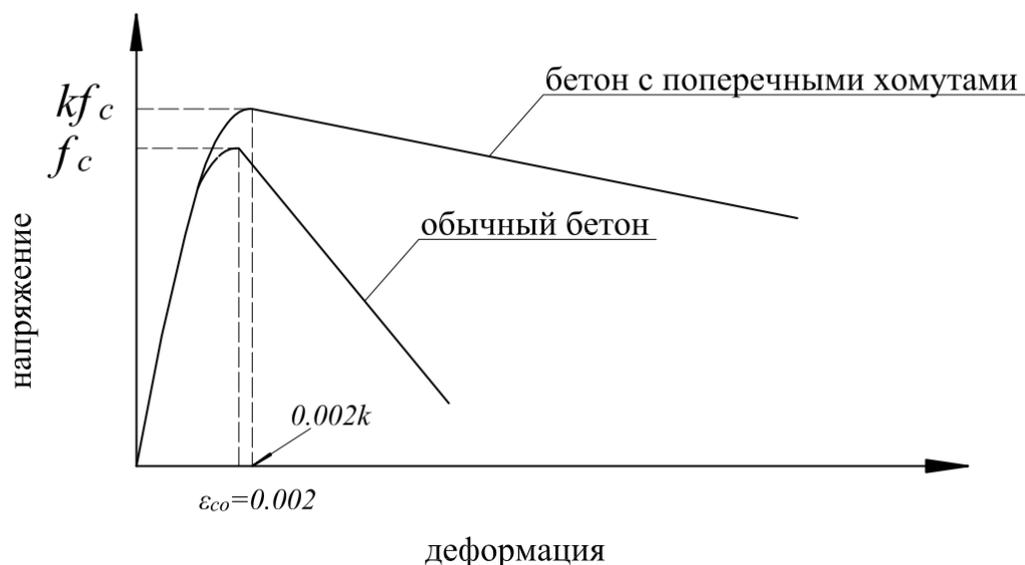


Рисунок 9 - Модифицированная модель Kent и Park [10] учеными [13]

Sheikh и Uzumeri [14] (1982 г.)

В работе [14] исследователи ввели термин "эффективно замкнутая зона" в качестве нового термина для определения максимальной прочности в замкнутом пространстве. В дополнение к этому, в своей экспериментальной работе они использовали объемное соотношение поперечной стали и бетонного сердечника, распределение стали в продольном направлении, прочность обычного бетона, а также прочность стяжек, конфигурацию и расстояние между ними. Кривая зависимости напряжения от деформации (рисунок 10) была представлена параболически вплоть до  $(f_{cc}, \epsilon_{cc})$ , затем он выравнивается по горизонтали до  $\epsilon_{cu}$  и, наконец, падает линейно проходя мимо  $(0.85f_{cc}, \epsilon_{85})$ , до  $0.3f_{cc}$ , в этом смысле он концептуально аналогичен более ранней 85-кубовой модели Soliman и др. [8].

$f_{cc}$  и  $\epsilon_{cc}$  может быть определено из следующих уравнений:

$$f_{cc} = k_s f'_c \quad (46)$$

$$k_s = 1 + \frac{2.73b^2}{\rho_{occ}} \left[ \left(1 - \frac{nc^2}{5.5b^2}\right) \left(1 - \frac{s}{2b}\right)^2 \right] \sqrt{\rho_s f'_s} \quad (47)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.55 k_s f'_c * 10^{-6} \quad (48)$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{co} \left(1 + \frac{0.81}{c}\right) \left(1 - 5 \left(\frac{s}{b}\right)^2\right) \frac{\rho_s f'_s}{\sqrt{f'_c}}, \quad (49)$$

где  $b$  - ширина поперечного сечения,  $f'_s$  - напряжение в поперечном ограничивающем стержне, а  $c$  - расстояние от центра до центра между продольными стержнями.

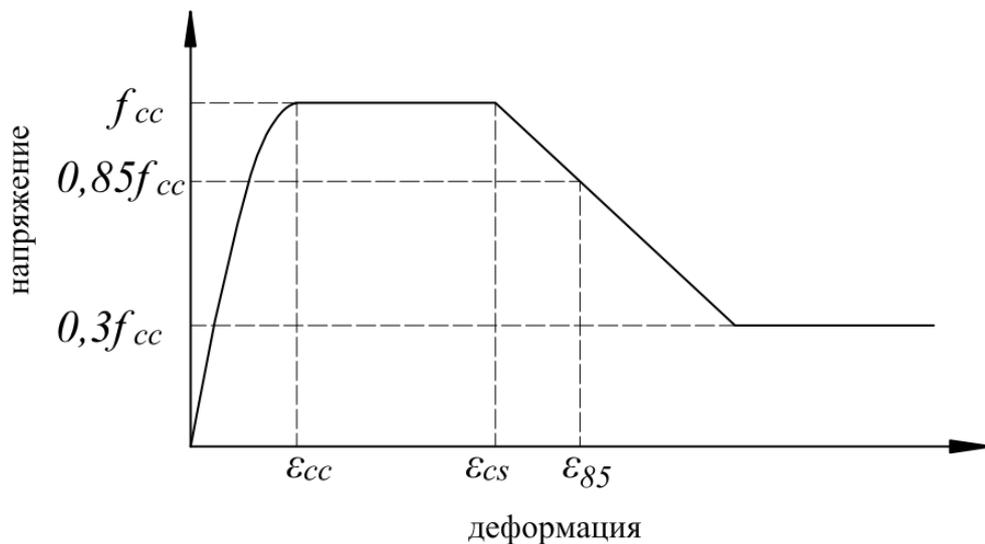


Рисунок 10 - Предложенная Sheikh и др [14] общая кривая зависимости напряжения от деформации

Ahmad и Shah [15] (1982 г.)

Авторы [15] разработали модель, основанную на свойствах кольцевого армирования и определяющей взаимосвязи между обычным бетоном. В испытаниях, которые проводились при одинаковой степени нагружения, использовались бетон обычного веса и легкий бетон. Продольное армирование не предусматривалось, и двумя основными параметрами, которые варьировались, были расстояние и предел текучести поперечного армирования. Ученые [15] заметили, что спирали становятся неэффективными, когда расстояние превышает 1,25 диаметра бетонной колонны. Они также пришли к выводу, что эффективность спирали обратно пропорциональна прочности бетона на сжатие.

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		23

Исследователи [15] адаптировали модель Sargin [9] с учетом теории разрушения октаэдра, трех инвариантов напряжений и экспериментальных результатов:

$$Y = \frac{A_i X + (D_i - 1) X^2}{1 + (A_i - 2) X + D_i X^2} \quad (50)$$

$$Y = \frac{f_{pcs}}{f_{pcn}} \quad (51)$$

$$X = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_{ip}}, \quad (52)$$

в котором  $f_{pcs}$  - является наибольшим основным напряжением сжатия,  $f_{pcn}$  - самая высокая основная прочность на сжатие,  $\varepsilon_i$  - является деформацией в  $i$ -м главном направлении и  $\varepsilon_{ip}$  - является ли напряжение максимальным в  $i$ -м направлении.

$$A_i = \frac{E_i}{E_{ip}} \quad (53)$$

$$E_{ip} = \frac{f_p}{\varepsilon_{ip}}, \quad (54)$$

где  $E_i$  - это начальный наклон кривой напряжение деформация,  $D_i$  - это параметр, который управляет нисходящей ветвью и  $f_p$  - является самой высокой основной прочностью на сжатие. Когда осевое сжатие считается основной нагрузкой, что обычно имеет место в концентрических бетонных колоннах, уравнения становятся:

$$Y = \frac{AX + BX^2}{1 + CX + DX^2} \quad (55)$$

$$Y = \frac{f_c}{f_{cc}} \quad (56)$$

$$X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (57)$$

$$A = \frac{E_c}{E_{sec}}; \quad (58)$$

Martinez, Nilson и Slate [16] (1984 г.)

Были проведены экспериментальные исследования, чтобы предложить уравнения для определения кривой напряженно-деформированного состоя-

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						24
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		

ния высокопрочного бетона при сжимающей нагрузке. В качестве основных параметров использовались прочность бетона на сжатие, степень удержания и размер образца. Используются два типа бетона: бетон обычного веса с прочностью около 12000 фунтов на квадратный дюйм и легкий бетон с прочностью около 9000 фунтов на квадратный дюйм. Авторы [16] пришли к выводу, что технические требования к бетону низкой прочности могут быть небезопасными, если их применять к бетону высокой прочности. Для бетона с нормальным весом:

$$(f_{cc} - f'_c) = 4f_l \left(1 - \frac{s}{d'}\right) \quad (59)$$

и для легкого бетона:

$$(f_{cc} - f'_c) = 1.8f_l \left(1 - \frac{s}{d'}\right) \quad (60)$$

Где  $d'$  - это диаметр поперечной арматуры.

Fafitis и Shah [17 (1985 г.)

Авторы [17] предположили, что максимальная прочность бетона достигается, когда покрытие начинает отслаиваться. Экспериментальная работа проводилась на высокопрочном бетоне с изменением давления удержания и прочности бетона. Для описания восходящей и нисходящей ветвей модели предлагаются два уравнения. Для восходящей ветви:

$$f_c = f_{cc} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)^A\right] \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad (61)$$

и для нисходящей ветви:

$$f_c = f_{cc} \exp[-k(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{1.15}] \quad \varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \quad (62)$$

Уравнения для постоянных  $A$  и  $k$ :

$$A = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{f'_{cc}} \quad (63)$$

$$k = 0.17 f_{cc} \exp\left(-0.01 \frac{f_l}{\lambda_i}\right) \quad (64)$$

$$\lambda_i = 1 - 25 \frac{f_r}{f'_c} \left[1 - \exp\left(-\frac{f'_c}{6500}\right)^9\right] \quad (65)$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						25
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		

$f_{cc}$  и  $\varepsilon_{cc}$  может быть найдено с помощью следующих уравнений:

$$f_{cc} = \lambda_2 \left[ f'_c + \left( 1.15 + \frac{3048}{f'_c} \right) f_r \right] \quad (66)$$

$$\varepsilon_{cc} = 1.027 * 10^{-7} f'_c + 0.0296 \lambda_2 \frac{f_l}{f_{cc}} + 0.00195 \quad (67)$$

$$\lambda_2 = 1 + 15 \left( \frac{f_r}{f'_c} \right)^3 \quad (68)$$

$f_l$  представляет собой давление удержания и задается следующим уравнением:

$$f_l = \frac{2A_s f_{yh}}{sD}, \quad (69)$$

в котором  $D$  - это диаметр сердцевины колонны.

Yong, Nour и Nawy [18] (1988 г.)

Модель, предложенная Yong и соавторами [18], была основана на экспериментальной работе, проведенной для прямоугольных колонн с прямоугольными связями.

$$f_{cc} = K f'_c \quad (70)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.00265 + \frac{0.0035 \left( 1 - \frac{0.734s}{h} \right) (\rho_s f_{yh})^{2/3}}{\sqrt{f'_c}} \quad (71)$$

$$K = 1 + 0.0091 \left( 1 - \frac{0.245s}{h} \right) \left( \rho_s + \frac{m d'}{8s d} \rho_l \right) \frac{f_{yh}}{\sqrt{f'_c}} \quad (72)$$

$$f_l = f_{cc} \left[ 0.25 \left( \frac{f'_c}{f_{cc}} \right) + 0.4 \right] \quad (73)$$

$$\varepsilon_{cu} = K \left[ 1.4 \left( \frac{\varepsilon_{cc}}{K} \right) + 0.0003 \right] \quad (74)$$

$$f_{cu} = f'_c \left[ 0.025 \left( \frac{f_{cc}}{1000} \right) - 0.065 \right] \geq 0.3 f'_c, \quad (75)$$

где  $m$  - количество продольных стержней.

Mander, Priestly и Park [19] (1988 г.)

Используя ту же концепцию эффективного бокового удерживающего давления, что и авторы [14], Mander и др. [19] разработали новую модель

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						26
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		

удерживающего давления (рисунок 11) для круглых спиральных или прямоугольных стержней. Уравнение имеет вид:

$$f_{cc} = f'_c \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - 2 \frac{f'_l}{f'_c} \right) \quad (76)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (77)$$

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} = k_e f_l \quad (78)$$

$$f_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x r} \quad (79)$$



Рисунок 11 - Модель напряженно-деформированного состояния, предложенная авторами [19]

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (80)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (81)$$

Где  $k_e$  - эффективный коэффициент бокового удержания:

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (82)$$

$A_e$  представляет собой область эффективно ограниченного бетона,  $A_{cc}$  представляет собой площадь сердечника в пределах осевых линий спиралей по периметру или обручей, исключая площадь продольной стальной.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		27

Saatcioglu и Razvi [20] (1992 г.)

Ученые [20] пришли к выводу, что пассивное боковое давление, создаваемое расширяющимся в стороны бетоном и удерживающей поперечной арматурой, не всегда равномерно. Основываясь на испытаниях бетона с нормальной и высокой прочностью в диапазоне от 30 до 130 МПа, они предложили новую модель (рисунок 12), которая показывает экспоненциальную зависимость между боковым давлением удержания и максимальной прочностью удержания. Они провели испытания, варьируя объемное соотношение, расстояние между элементами, предел текучести, расположение поперечной арматуры, прочность бетона и геометрию сечения. Кроме того, была подчеркнута важность выбора расположения стяжек как параметра для определения максимальной прочности при сжатии.

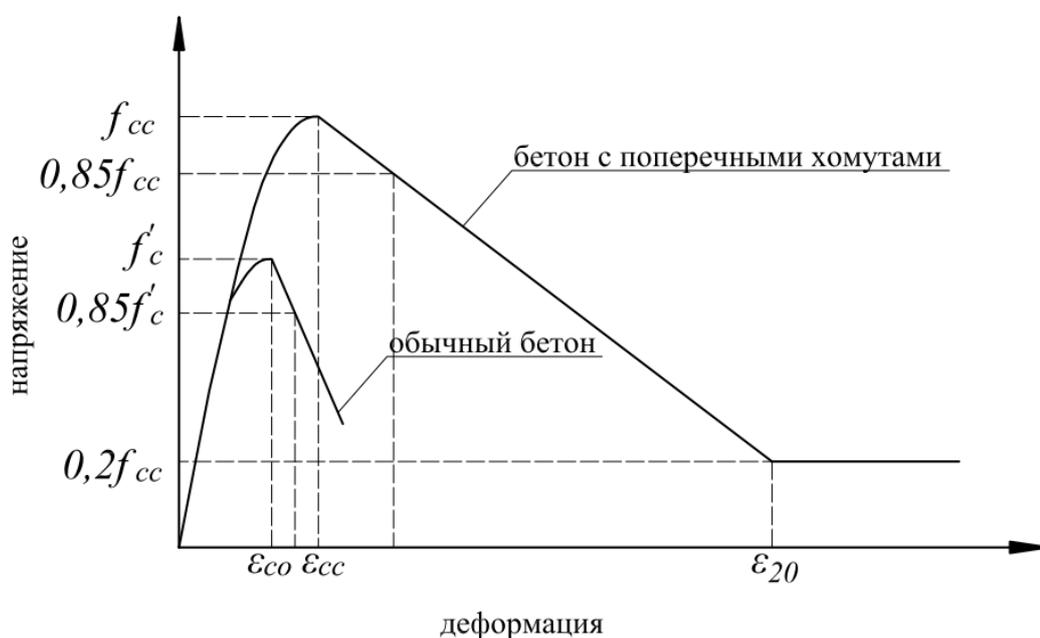


Рисунок 12 - Предложенная авторами [20] кривая зависимости напряжения от деформации

$$f_{cc} = f'_c + k_1 f'_i \quad (83)$$

$$k_1 = 6.7(f'_i)^{-0.17} \quad (84)$$

$$f'_i = k_2 f_i \quad (85)$$

$$k_2 = 0.15 \sqrt{\left(\frac{h}{s}\right) \left(\frac{h}{c}\right)} \leq 1, \quad (86)$$

где  $c$  - расстояние между продольными стержнями.

Sheikh и Toklucu [21] (1993 г.)

Исследователи [21] изучили пластичность и прочность бетона в замкнутом пространстве и пришли к выводу, что пластичность более чувствительна, чем прочность, к количеству поперечной стали, и было обнаружено, что увеличение прочности бетона из-за замкнутого пространства в 2,1-4 раза превышает поперечное давление.

Rasheed и Dinno [22] (1994 г.)

Ученые [22] ввели полином четвертой степени, чтобы выразить кривую напряженно-деформированного состояния бетона при сжатии.

$$f_c = a_0 + a_1 \varepsilon_c + a_2 \varepsilon_c^2 + a_3 \varepsilon_c^3 + a_4 \varepsilon_c^4 \quad (87)$$

Они оценили константы  $a_0$ - $a_4$ , используя граничные условия для кривой напряжение-деформация. Подобно Kent и Park [10], они предположили отсутствие разницы между неограниченной и ограниченной максимальной прочностью.

$$f_{cc} = k_c f_c', \quad (88)$$

где  $k_c = 1$

Они использовали выражение, взятое из работы [10], для оценки наклона нисходящей ветви, начинающейся с 0,003. Была предложена плоская прямая линия, когда напряжение достигает  $0.2f_{cc}$  вплоть до  $C_c \varepsilon_{cc}$ . Где  $C_c$  - отношение максимальной ограниченной деформации при сжатии к  $\varepsilon_{cc}$ .

El-Dash и Ahmad [23] (1995 г.)

Авторы [23] использовали модель [9] для аналитического прогнозирования поведения бетона нормальной и высокой прочности в рамках одной серии уравнений. Они использовали равновесие внутренних сил, свойства

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						29
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		

материалов и геометрию сечения для прогнозирования давления. Параметры, заданные при аналитическом прогнозировании, включают в себя общую прочность бетона, диаметр ограничивающей арматуры и предел текучести, объемное отношение ограничивающего бетона к сердечнику, размеры колонны и расстояние между ними.

$$Y = \frac{AX+(B-1)X^2}{1+(A-2)X+BX^2} \quad (89)$$

$$Y = \frac{f_c}{f_{cc}} \quad (90)$$

$$X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (91)$$

$$f_{cc} = f_c' + k_1 f_l \quad (92)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} + k_2 \frac{f_l}{f_c'} \quad (93)$$

Значения  $A$ ,  $B$ ,  $k_1$ ,  $k_2$  и  $f_l$  определяются следующими уравнениями:

$$A = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{f_{cc}} \quad (94)$$

$$B = \frac{16.5}{\sqrt{f_c'}} \left( \frac{f_l}{s} \right)^{0.33} \quad (95)$$

$$k_1 = 5.1 \left( \frac{f_c'}{f_{yh}} \right)^{0.5} \left( \frac{d'}{\rho_s} \right)^{0.25} \quad (96)$$

$$k_2 = \frac{0.65}{\left( \frac{s}{d'} \right) f_c'^{1.7}} \quad (97)$$

$$f_l = 0.5 \rho_s f_{yh} \left( 1 - \sqrt{\frac{8}{1.25 d_s}} \right) \quad (98)$$

Cusson и Paultre [24] (1995 г.)

В отличие от всех предыдущих работ, ученые [24] построили свою модель на основе фактического напряжения в опорах при разрушении и не учитывали предел текучести, поскольку экспериментальная работа показала, что предел текучести поперечной стали достигается в случае хорошо закрепленных колонн. Восходящая и нисходящая ветви модельной кривой выражаются двумя разными уравнениями. Для восходящей части

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						30
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		

$$f_c = f_{cc} \left( \frac{k \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)}{k+1 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^k} \right) \quad \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc} \quad (99)$$

$$k = \frac{E_c}{E_c - \left( \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \right)} \quad (100)$$

Для нисходящего:

$$f_c = f_{cc} \exp(k_1 (\varepsilon_{c50c} - \varepsilon_{cc})^{k_2}) \quad \varepsilon_c \geq \varepsilon_{cc} \quad (101)$$

$$k_1 = \frac{\ln 0.5}{(\varepsilon_{c50c} - \varepsilon_{cc})^{k_2}} \quad (102)$$

$$k_2 = 0.58 + 16 \left( \frac{f'_l}{f'_c} \right)^{1.4}, \quad (103)$$

где  $\varepsilon_{c50c}$  является ли осевая деформация в замкнутом бетоне, когда напряжение падает до  $0,5f_{cc}$ .

Следуя той же методологии, что и исследователи [14,19], Cusson и др. [24] рассмотрели боковое удерживающее давление

$$f_l = \frac{f_{hcc}}{s} \left( \frac{A_{sx} + A_{sy}}{b+h} \right), \quad (104)$$

в котором  $A_{sx}$  и  $A_{sy}$  представляют собой площадь поперечного сечения поперечной стали, перпендикулярной осям x и y соответственно.

$$k_e = \frac{\left( 1 - \frac{\sum w_i^2}{6bh} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2h} \right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (105)$$

$$f'_l = k_e f_l, \quad (106)$$

где  $\sum w_i^2$  представляет собой сумму квадратов всех зазоров между соседними продольными стальными стержнями прямоугольного сечения.  $f_{cc}$  и  $\varepsilon_{cc}$  может быть найдено с помощью следующих уравнений

$$f_{cc} = f'_c \left[ 1 + 2.1 \left( \frac{f'_l}{f'_c} \right)^{0.7} \right] \quad (107)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} + 0.21 \left( \frac{f'_l}{f'_c} \right)^{1.7} \quad (108)$$

$$\varepsilon_{c50c} = 0.004 + 0.15 \left( \frac{f'_l}{f'_c} \right)^{1.1}. \quad (109)$$

Attard и Setunge [25] (1996 г.)

Авторы [25] экспериментально определили полную кривую деформации при напряжении для бетона с пределом прочности при сжатии 60-130 МПа и давлением сжатия 1-20 МПа. Основными используемыми параметрами были пиковое напряжение, деформация при пиковом напряжении, секущий модуль упругости, а также напряжение и деформация в точке перегиба. Они использовали то же уравнение, что и ученые [9,12]:

$$Y = \frac{AX+BX^2}{1+CX+DX^2} \quad (110)$$

$$Y = \frac{f_c}{f_{cc}} \quad (111)$$

$$X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (112)$$

Для восходящей ветви четыре константы были получены путем задания четырех условий:

$$1.1) f_c = 0, \frac{df_c}{d\varepsilon_c} = E_c;$$

$$1.2) f_c = f_{cc}, \frac{df_c}{d\varepsilon_c} = 0;$$

$$1.3) f_c = f_{cc}, \varepsilon_c = \varepsilon_{cc};$$

$$1.4) f_c = 0.45f_{cc}, \varepsilon_c = \frac{f_c}{E_{0.45}};$$

Константы задаются формулой

$$A = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{f_{cc}} \quad (113)$$

$$B = \frac{(A-1)^2}{\frac{E_c}{E_{0.45}} \left(1 - \frac{0.45 f'_c}{f_{cc}}\right)} + \frac{A^2 \left(1 - \frac{E_c}{E_{0.45}}\right)}{\left(\frac{E_c}{E_{0.45}}\right)^2 \frac{0.45 f'_c}{f_{cc}} \left(\frac{0.45 f'_c}{f_{cc}}\right)} - 1 \quad (114)$$

$$C = A - 2 \quad (115)$$

$$D = B + 1 \quad (116)$$

в то время как для нисходящей кривой четырьмя граничными условиями были

$$2.1) f_c = f_{cc}, \frac{df_c}{d\varepsilon_c} = 0;$$

$$2.2) f_c = f_{cc}, \varepsilon_c = \varepsilon_{cc};$$

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		32

$$2.3) f_c = f_i, \varepsilon_c = \varepsilon_i;$$

$$2.4) f_c = f_{2i}, \varepsilon_c = \varepsilon_{2i};$$

где  $f_i$  и  $\varepsilon_i$  относятся к координате точки перегиба.

Четырьмя постоянными для нисходящей кривой являются

$$A = \left[ \frac{\varepsilon_{2i} - \varepsilon_i}{\varepsilon_{cc}} \right] \left[ \frac{\varepsilon_{2i} E_i}{(f_{cc} - f_i)} - \frac{4\varepsilon_i E_{2i}}{(f_{cc} - f_{2i})} \right] \quad (117)$$

$$B = (\varepsilon_{2i} - \varepsilon_i) \left[ \frac{E_i}{(f_{cc} - f_i)} - \frac{E_{2i}}{(f_{cc} - f_{2i})} \right] \quad (118)$$

$$C = A - 2 \quad (119)$$

$$D = B + 1 \quad (120)$$

Оказалось, что  $f_{cc}$  зависит от давления удержания, прочности бетона на сжатие и растяжение  $f'_c$ ,  $f_i$  и параметра  $k$ , который отражает эффективность удержания.

$$\frac{f_{cc}}{f'_c} = \left( \frac{f_l}{f'_c} + 1 \right)^k \quad (121)$$

$$k = 1.25 \left[ 1 + 0.062 \frac{f_l}{f'_c} \right] (f'_c)^{-0.21} \quad (122)$$

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1 + (17 - 0.06 f'_c) \left( \frac{f_l}{f'_c} \right) \quad (123)$$

Mansur, Chin и Wee [26] (1997 г.)

Исследователи [26] ввели направление заливки, если элемент отливается на месте (вертикально) или предварительно отлит (горизонтально), в качестве нового термина среди параметров испытаний для высокопрочного бетона, к которым относятся диаметр стяжки, расстояние между ними и площадь бетонной сердцевины. Они пришли к выводу, что вертикально отлитый фибробетон имеет более высокую деформацию при максимальном напряжении и более высокую пластичность, чем горизонтально отлитый образец. Кроме того, вертикально отлитый фибробетон имеет большую деформацию, чем горизонтально отлитый бетон, но при этом пластичность не повышается. Восходящая ветвь описывается следующим выражением:

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		33

$$f_c = f_{cc} \left\{ \frac{\beta \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right)}{\beta - 1 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right)^\beta} \right\} \quad (124)$$

где  $\beta$  - параметр материала, зависящий от диаграммы формы напряже-  
ние-деформация, и может быть найден с помощью :

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc} E_c}} \quad (125)$$

$k_1$  и  $k_2$  это две константы, введенные в уравнение, описывающее нис-  
ходящую ветвь:

$$f_c = f_{cc} \left\{ \frac{k_1 \beta \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right)}{\left( k_1 \beta - 1 + \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right)^{k_2 \beta} \right)} \right\} \quad (126)$$

для ограниченного горизонтально и вертикально отлитого нефибробе-  
тона:

$$k_1 = 2.77 \left( \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right) \quad (127)$$

$$k_2 = 2.19 \left( \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right) + 0.17 \quad (128)$$

для горизонтально отлитого фибробетона с замкнутым контуром

$$k_1 = 3.33 \left( \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right) + 0.12 \quad (129)$$

$$k_2 = 1.62 \left( \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right) + 0.35 \quad (130)$$

значения  $f_{cc}$  и  $\varepsilon_{cc}$  могут быть получены из следующих уравнений:

для монолитного нефибробетона:

$$\frac{f_{cc}}{f'_c} = 1 + 0.6 \left( \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right)^{1.23} \quad (131)$$

для монолитного фибробетона:

$$\frac{f_{cc}}{f'_c} = 1 + 11.63 \left( \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right)^{1.23} \quad (132)$$

для вертикально отлитого фибробетона

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1 + 62.2 \left( \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right)^2 \quad (133)$$

для горизонтально отлитого фибробетона и вертикально отлитого не-  
фибробетона

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						34
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1 + 2.6 \left( \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right)^{0.8} \quad (134)$$

и для горизонтально отлитого нефибробетона

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 1 + 5.9 \left( \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right)^{1.5} \quad (135)$$

Hoshikuma, Kawashima, Nagaya и Taylor [27] (1997 г.)

Авторы [27] разработали свои модели, соответствующие требованиям проектирования колонн мостов в Японии. Модель была основана на серии испытаний образцов железобетонных колонн с круглым, квадратным и при-стенным поперечным сечением на сжатие. Переменными, которые варьировались в эксперименте были соотношение объема обруча, расстояние между ними, конфигурация крючка в креплении обруча и расположение стяжек.

Hoshikuma и др. [27] утверждали, что восходящая ветвь, представленная в виде параболы второй степени, не удовлетворяет четырем граничным условиям:

- 1- Начальное условие  $f_c = 0, \varepsilon_c = 0$ ;
- 2- Начальное условие жесткости  $\frac{df_c}{d\varepsilon_c} = E_c$ ;
- 3- Пиковое состояние  $f_c = f_{cc}$ ;
- 4- Состояние максимальной жесткости  $\frac{df_c}{d\varepsilon_c} = 0$ ;

Функцией, определяющей восходящую ветвь, является:

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left[ 1 - \frac{1}{n} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] \quad (136)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - f_{cc}} \quad (137)$$

Для нисходящей ветви:

$$f_c = f_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (138)$$

Где  $E_{des}$  представляет собой наклон нисходящей линии и может быть найден с помощью следующего уравнения

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		35

$$E_{des} = \frac{11.2}{\frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c}} \quad (139)$$

Максимальное напряжение и соответствующая деформация для круглого сечения

$$\frac{f_{cc}}{f'_c} = 1 + 3.83 \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (140)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.00218 + 0.0332 \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (141)$$

В то время как для квадратного сечения

$$\frac{f_{cc}}{f'_c} = 1 + 0.73 \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (142)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.00245 + 0.0122 \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (143)$$

Assa, Nishiyama и Watanabe [28] (2001 г.)

Для бетона, ограниченного спиральной арматурой, была предложена новая модель, основанная на взаимодействии бетона и поперечной стали. Двумя основными параметрами были прочность бетона и зависимость поперечного напряжения от поперечной деформации, которая отражает характеристики реакции поперечной стали на поперечное расширение бетона. Assa и др. [28] смоделировали механизм удержания и ограничили поперечное расширение бетона с максимальной способностью к боковому расширению. Они получили некоторые соотношения, выраженные в следующих уравнениях:

$$\frac{f_{cc}}{f'_c} = 1 + 3.36 \frac{f_l}{f'_c} \quad (144)$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} = 1 + 21.5 \frac{f_l}{f'_c} \quad (145)$$

$$\varepsilon_{lcu} = 0.0021 + 0.016 \frac{f_l}{f'_c} \quad (146)$$

Где  $\varepsilon_{lcu}$  является максимальной поперечной деформацией бетона. Предложенная кривая зависимости напряжения от деформации имеет одно уравнение:

$$f_c = f_{cc} \left( \frac{\alpha X + (\beta - 1) X^2}{1 + (\alpha - 2) X + \beta X^2} \right) \quad (147)$$

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		36

$$X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (148)$$

где  $\alpha$  управляет жесткостью восходящей ветви, а  $\beta$  - наклоном нисходящей ветви:

$$\alpha = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{f_{cc}} \quad (149)$$

$$\beta = \left( \frac{\left(\frac{\varepsilon_{80}}{\varepsilon_{cc}}\right)^2 - (0.2\alpha + 1.6) \frac{\varepsilon_{80}}{\varepsilon_{cc}} + 0.8}{0.2 \left(\frac{\varepsilon_{80}}{\varepsilon_{cc}}\right)^2} \right) \quad (150)$$

Где  $\varepsilon_{80}$  – деформация при  $0.8f_{cc}$

Lokuge, Sanjayan и Setunge [29] (2005 г.)

Авторами [29] была предложена простая модель зависимости напряжения от деформации, основанная на разрушении при сдвиге. Они предложили взаимосвязь между осевой и боковой деформацией:

$$\frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_{lcc}} = \nu \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right) \quad \varepsilon \leq \varepsilon' \quad (151)$$

$$\frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_{lcc}} = \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right)^a \quad \varepsilon > \varepsilon' \quad (152)$$

Где  $\varepsilon'$  представляет собой деформацию в точке, где кривые осевой и поперечной деформации расходятся,  $\nu$  - начальный коэффициент Пуассона, а  $a$  - параметр материала, который зависит от одноосной прочности бетона

$$\nu = 8 * 10^{-6} (f'_c)^2 + 0.0002 f'_c + 0.138 \quad (153)$$

$$a = 0.0177 f'_c + 1.2818 \quad (154)$$

#### **1.4 Классификация и сопоставление моделей сжатого бетона с поперечным армированием**

Как утверждают многие исследователи, такие как Mander и др. [19], Scott и др. [13] и Sheikh и Uzumeri [14], спиральные или круглые обручи более эффективны, чем прямоугольные. Равномерное давление, создаваемое кольцом, является одной из причин преимущества круглых спиралей. Со-

гласно Eid и Dancygier [30] (2005 г.) существует четыре основных подхода к моделированию уплотненного бетона с помощью боковых стяжек:

1. Эмпирический подход, при котором кривая зависимости напряжения от деформации строится на основе экспериментальных результатов. Fafitis и Shah [17] и Hoshikuma и др. [27], использовали этот подход для анализа железобетона круглого сечения.

2. Подход, основанный на физико-инженерной модели: боковое давление, вызывающее сжатие бетонной сердцевинки, обеспечивается за счет сводчатого действия между поперечными арматурными связями. Этот подход был принят Sheikh и Uzumeri [14] в 1980 году, а затем Mander и др. [19] в 1988 году.

3. Третий подход основан либо на первом, либо на втором подходе, но он не предполагает уступчивости боковых связей. Вместо этого он включает в себя расчет напряжения в стали при максимальном напряжении в бетоне, либо путем введения условий совместимости, которые решаются с помощью итеративного процесса, как это сделали Cusson и Paultre [24] в 1995 году, либо путем введения эмпирических выражений, как это сделали Saatcioglu и Razvi [20] в 1992 году.

4. Модель пластичности замкнутого бетонного сердечника, представленная Karabinis и Kioussis [31] (1996). Форма замкнутого сердечника основана на изгибающем действии.

Согласно Lokuge и др. [29], модели напряженно-деформированного состояния можно разделить на три категории:

1 - Модели, основанные на данных Sargin [9] 1971 г.: Martinez и др. [16] 1984 г., Ahmad и Shah [15] 1982 г., Assa и др. [28] 2001 г.

2 - Модели, созданные на основе Kent и Park [10] в 1971 году: Sheikh и Uzumeri [14] в 1982 году, Saatcioglu и Razvi [20] в 1992 году.

3 - Модели, основанные на данных Popovics [32] 1973 г.: Mander и др. [19] 1988 г., Cusson и Paultre [24] 1995 г., Hoshikuma и др. [27] 1997 г.

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		38

Модель Sargin [9] была создана эмпирически на основе образцов, у которых не было продольных стержней. Кроме того, при создании модели не учитывались геометрия сечения и конфигурация связей. В зависимости от Martinez и др. [16], Ahmad и Shah [15] проводили экспериментальную работу без продольных стержней и покрытия. Эти условия очень важны для элементов колонн, поскольку продольные балки считаются частью боковых удерживающих элементов. Кроме того, работа, сделанная авторами [16] была проведена для высокопрочного бетона, который охватывает часть анализируемого бетона. El-Dash и Ahmad [23] аналитически разработали одно уравнение для определения восходящей и нисходящей ветвей кривой зависимости напряжения от деформации. Однако они полагались на модели исследователей [15.16] для определения бокового ограничивающего давления.

Модель Kent и Park [10] была основана на нереалистичном предположении, согласно которому максимальная прочность на сжатие для бетона с уплотнением и без него одинакова. Кроме того, они предполагают, что разрушенный бетон может выдерживать нагрузку от  $0.2f_{cc}$  до бесконечности.

Модель Popovics [32] изначально была разработана для простого бетона. Hoshikuma и др. [27] разработали свою модель эмпирически. Предложенная модель имеет восходящую и нисходящую ветви, которые могут представлять собой неоднородность или зону отсутствия гладкости. Кроме того, сгенерированная модель не учитывала эффект изгиба. Mander и др. [19], а также Cusson и Paultre [24] создали свои модели в соответствии с эффективным боковым давлением, возникающим в результате эффекта выгибания между поперечными хомутами. Однако модель авторов [24] была использована на основе высокопрочного бетона, и, как и в случае с учеными [27], модель имеет восходящую и нисходящую ветви, что является слабым местом в концепции моделирования. На основании этих сравнений среди различных моделей для проведения нашего исследования были выбраны модели: Kent и Park [10], Vallenias и др. [11], Scott и др. [13], Hoshikuma и др. [27].

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
						39
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		

## 2 Исследования влияния поперечного армирования на предельные деформации сжатого бетона (по материалам экспериментов)

### 2.1 Исследования на основе модели Kent и Park

Ученые Kent и Park [10] проанализировали значительное количество экспериментальных исследований и оценили влияние поперечного армирования на параметры нисходящей ветви диаграммы сжатия бетона. Авторами [10] было отмечено, что в процессе разрушения бетона на нисходящей ветви поперечные хомуты оказывают влияние на деформации бетона. В итоге с уменьшением шага хомутов нисходящая ветвь становится более полой. Kent и Park [10] предложили учитывать влияние поперечной арматуры путем изменения деформации бетона при уровне напряжения  $0,5R_b$ . Параметр, изменяющий деформацию при напряжении  $0,5R_b$  и является функцией поперечного армирования (рисунок 13).

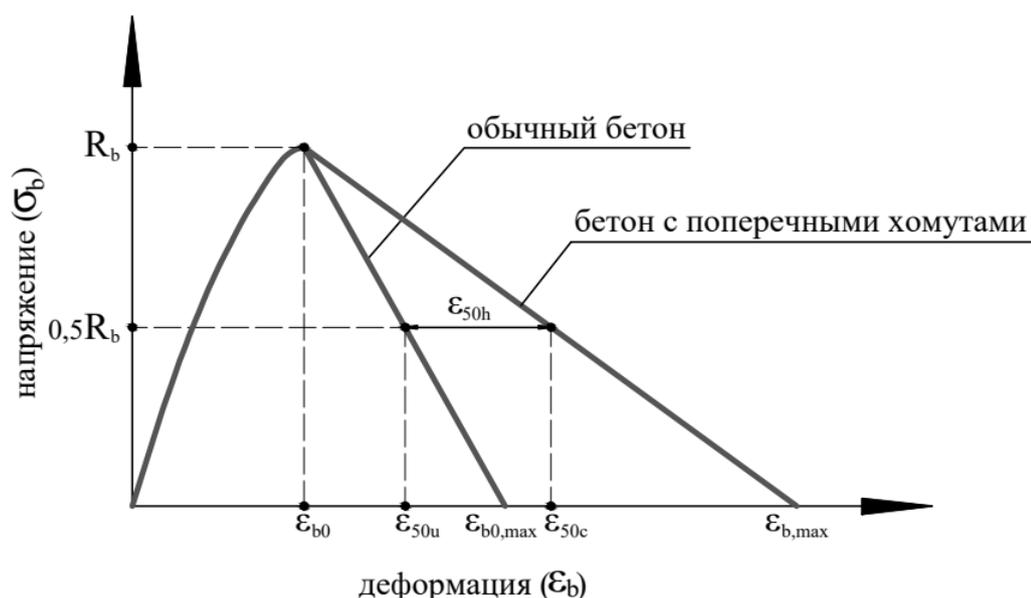


Рисунок 13 – Диаграмма сжатия бетона с учетом поперечной арматуры [10]

Для описания восходящего участка диаграммы принимается выражение в виде квадратной параболы:

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		40

$$\sigma_b = R_b \left[ \frac{2\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} - \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right)^2 \right], \quad (155)$$

в котором  $\sigma_b$  – текущее значение напряжения;  $R_b$  – призмная прочность бетона (максимальное напряжение);  $\varepsilon_{b0}$  – деформация при максимальном напряжении;  $\varepsilon_b$  – текущее значение напряжения при деформации.

Нисходящая ветвь диаграммы представлена линейной функцией:

$$\sigma_b = R_b [1 - Z(\varepsilon_b - \varepsilon_{b0})]. \quad (156)$$

Угол наклона нисходящей ветви определяется параметром  $Z$ , который вычисляется по формуле:

$$Z = \frac{0,5}{\varepsilon_{50h} + \varepsilon_{50u} - \varepsilon_0}, \quad (157)$$

где  $\varepsilon_{50h}$  – дополнительная деформация бетона, которая находится по формуле:

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho \sqrt{\frac{b}{s}}, \quad (158)$$

в которой  $\frac{b}{s}$  – это соотношение между шириной бетонного ядра и межцентровым расстоянием между обручами,  $\rho$  – объемное отношение замкнутых хомутов к объему бетонного ядра, которое рассчитывается по формуле:

$$\rho = \frac{2(b+d)A_s}{bds}, \quad (159)$$

где  $b$  и  $d$  являются шириной и глубиной замкнутого ядра,  $A_s$  – площадь поперечного сечения стержня хомута,  $s$  – расстояние между хомутами от центра к центру.

Для изучения влияния поперечного армирования на предельные деформации сжатого бетона мною были выполнены машинные эксперименты прямоугольных колонн (рисунок 14) с сечением 400x400 мм, с продольной арматурой диаметром 20мм и бетоном класса В20. Поперечное армирование варьировалось следующим образом: шаг хомутов принимался 100мм, 200мм и 300мм. Для каждого шага изменялся диаметр хомутов и принимался соответственно 6, 8, 10, 12, 14 и 18мм.

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		41

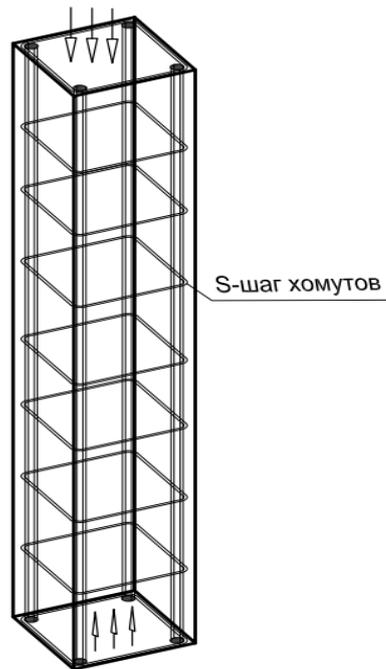


Рисунок 14 - Армирование железобетонной колонны квадратного сечения при центральном сжатии

Результаты машинных экспериментов приведены в таблице 2, 3 и на рисунке 15 (для диаметра поперечной арматуры 6мм). Анализ выполненных расчетов показывает, что при шаге 100мм максимальная деформация бетона при разрушении увеличивается практически вдвое, а при шаге 200мм и 300мм – на 30% и 20% соответственно.

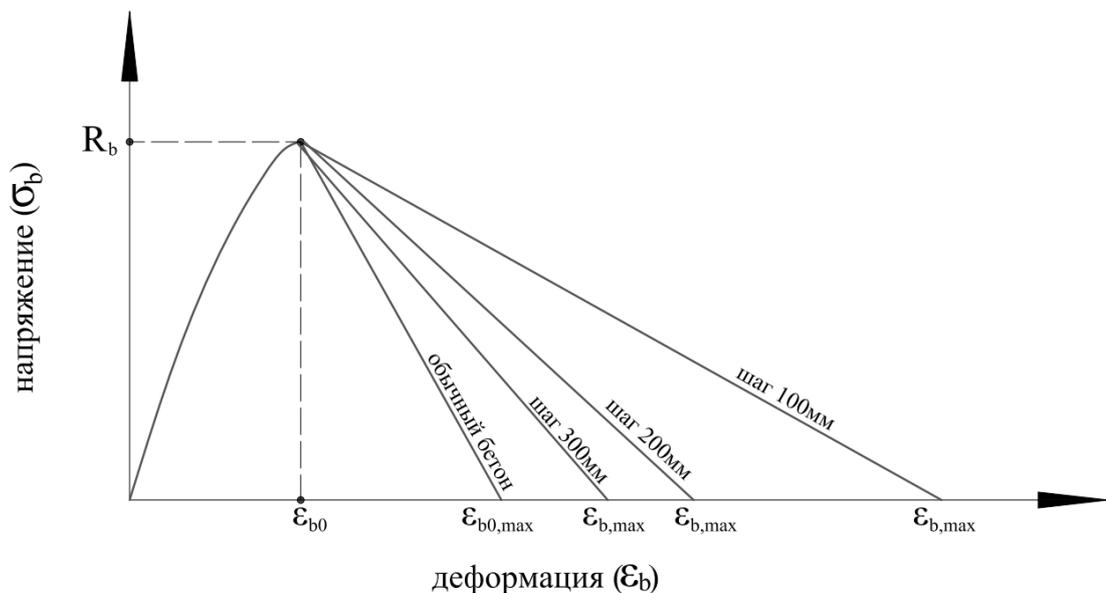


Рисунок 15 – Полные диаграммы сжатого бетона с разным шагом поперечных хомутов

## 2.2 Исследования на основе модели Scott, Park и Priestley

В работе Scott, Park и Priestley [13] авторами выполнены экспериментальные исследования сжатых элементов с поперечными хомутами при скоростях нагружения, соответствующих сейсмическим воздействиям (рисунок 16).

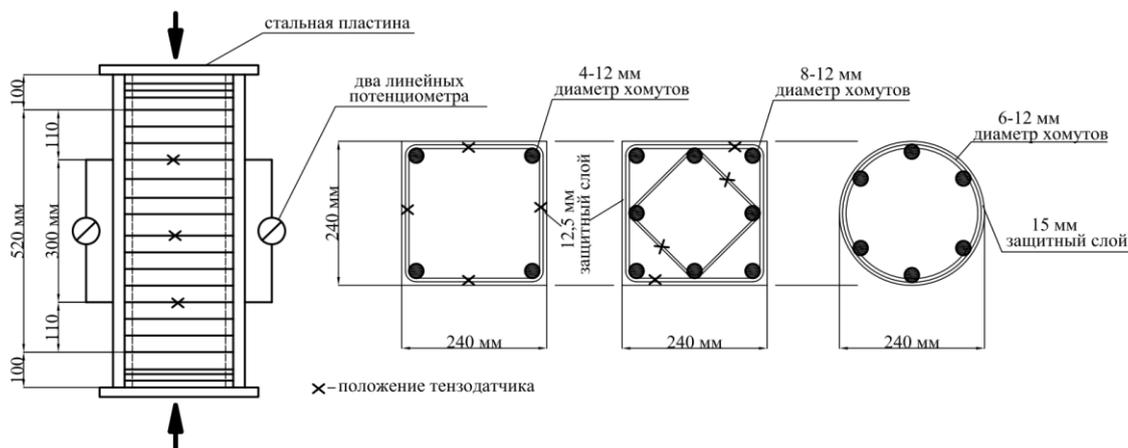


Рисунок 16 - Схема испытания железобетонных колонн с поперечной арматурой [13]

В отличие от модели [10], которая была откалибрована по результатам мелкомасштабных испытаний, наблюдалось существенное повышение прочности благодаря наличию замкнутых поперечных хомутов. Таким образом, в модель Kent и Park [10] были внесены изменения, которые позволили учесть увеличение прочности бетона на сжатие при высоких скоростях деформирования. Авторами [13] было отмечено, что чем меньше шаг хомутов, тем более высоким становится максимальное достигнутое напряжение в бетоне, которое равно  $KR_b$  и деформация при максимальном напряжении в бетоне  $0,002K$  (рисунок 17).

						СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.			43

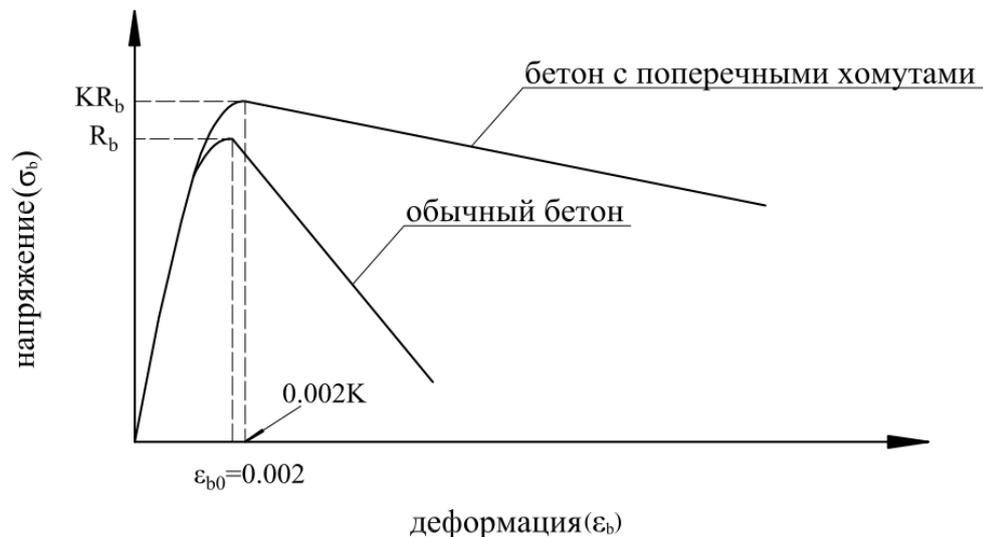


Рисунок 17 - Сравнение предельных деформаций «чистого» бетона и бетона с поперечной арматурой

Зависимость напряжения-деформации представлена двумя функциями. При увеличении напряжений от нуля до максимума используется уравнение квадратной параболы:

$$\sigma_b = KR_b \left[ \frac{2\varepsilon_b}{0,002K} - \left( \frac{\varepsilon_b}{0,002K} \right)^2 \right]. \quad (160)$$

Стадия разрушения представлена линейной функцией:

$$\sigma_b = KR_b [1 - Z(\varepsilon_b - 0,002K)]. \quad (161)$$

Для определения угла наклона используется формула:

$$Z = \frac{0,5}{\frac{3+0,29R_b}{145R_b-1000} + \frac{3}{4}\rho_s\sqrt{\frac{h}{S}} - 0,002K}. \quad (162)$$

Как следует из выражения (162) угол наклона  $Z$  является функцией прочности бетона  $R_b$ , шага поперечной арматуры  $S$  и коэффициента объемного поперечного армирования  $\rho_s$ .

Параметр  $K$ , который изменяет прочность бетона и предельные деформации с учетом предела текучести поперечной арматуры  $R_{sw}$  в соответствии с работой [13] рекомендуется принимать по выражению:

$$K = 1 + \frac{\rho_s R_{sw}}{R_b}, \quad (163)$$

### 2.3 Исследования на основе модели Vallenas, Bertero и Popov

В работе Vallenas и соавторов [11] авторами были представлены результаты испытаний двенадцати железобетонных колонн под действием осевой нагрузки. Размеры колонн 254 x 254 x 762 мм, с 8 продольными стержнями и без них, а также с ромбовидными и квадратными хомутами. В некоторых колоннах наблюдалось увеличение прочности бетонной сердцевины более чем на 20%. Созданная модель была аналогична модели авторов [13] с увеличением максимальной прочности бетона в замкнутом пространстве.

Для описания восходящей ветви диаграммы сжатия бетона авторами [11] была предложена следующая функция:

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = \frac{\frac{E_c \varepsilon_{bo}}{R_b} \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bo}} \right) - k \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bo}} \right)^2}{1 + \left( \frac{E_c \varepsilon_{bo}}{k R_b} - 2 \right) \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bo}} \right)} \quad (164)$$

Нисходящая ветвь представлена линейной зависимостью в виде:

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = k \left[ 1 - Z \varepsilon_{bo} \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bo}} - 1 \right) \right] \quad (165)$$

Коэффициент  $k$ , который влияет на повышение прочности бетона, определяется по формуле:

$$k = 1 + 0.1096 \left( 1 - 0.24 \frac{s}{h} \right) \frac{\left( \rho_s + \frac{d_s}{d_{sp}} \rho \right) R_{sw}}{\sqrt{R_b}}, \quad (166)$$

где  $s$  – шаг хомутов;  $h$  - внутренний размер стороны хомута;  $\rho_s$  – коэффициент объемного армирования хомутов;  $\rho$  – коэффициент продольного объемного армирования;  $d_s$  – диаметр поперечных хомутов;  $d_{sp}$  – диаметр продольных стержней;  $R_{sw}$  – предел текучести поперечной арматуры.

### 2.4 Исследования на основе модели Hoshikuma и соавторов

Аналитические зависимости Hoshikuma и др. [27] основаны на результатах серии испытаний на сжатие образцов железобетонных колонн с круглым и квадратным поперечными сечениями. Переменными, которые варьировались в эксперименте, были соотношение объема хомута, расстояние между ними, конфигурация крючка в креплении хомута.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		45

Функция, определяющая восходящую ветвь:

$$\sigma_b = E_c \varepsilon_b \left[ 1 - \frac{1}{n} \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bo}} \right)^{n-1} \right] \quad (167)$$

Для нисходящей ветви предложена зависимость:

$$\sigma_b = R_{bh} - E_{des} (\varepsilon_b - \varepsilon_{bo}), \quad (168)$$

где  $E_{des}$  - наклон нисходящей линии, который может быть найден с помощью следующего уравнения:

$$E_{des} = \frac{11.2}{\frac{\rho_s R_{sw}}{R_b^2}}, \quad (169)$$

В данной работе проведено исследование влияния поперечных стержней разного диаметра (таблица 2,3). Таким образом, при диаметре стержней 10мм максимальные деформации составили при шаге: 100мм –  $27,2 \cdot 10^{-3}$ ; 200мм –  $14,1 \cdot 10^{-3}$ ; 300 –  $10 \cdot 10^{-3}$ .

## 2.5 Сравнение проведенных исследований

Многочисленна оценка влияния диаметра поперечных стержней, шага поперечных стержней при постоянном классе бетона В20 на предельные деформации. Оценка выполнена на основе предложений различных авторов. Шаг хомутов составлял 100мм, 200мм и 300мм, а диаметры хомутов изменялись от 6мм до 18мм.

Расчеты показали, что при всех диаметрах хомутов происходит рост максимальных напряжений в бетоне, кроме расчетов по авторам Kent и Park [10]. Причем с увеличением диаметра поперечных стержней это приращение возрастает. Предельные деформации бетона также растут при учете хомутов (рисунок 18).

Kent и Park [10] в своих расчетах учитывали только поперечную арматуру. Максимальная прочность на сжатие не увеличивалась, оставалась без изменений равной 15 МПа (таблица 2). Рекомендовать эту модель [10] не будем, так как в своих расчетах они основывались на результатах более ранних

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		46

испытаний небольших квадратных колонн, проведенных исследователями Roy и Sozen [7].

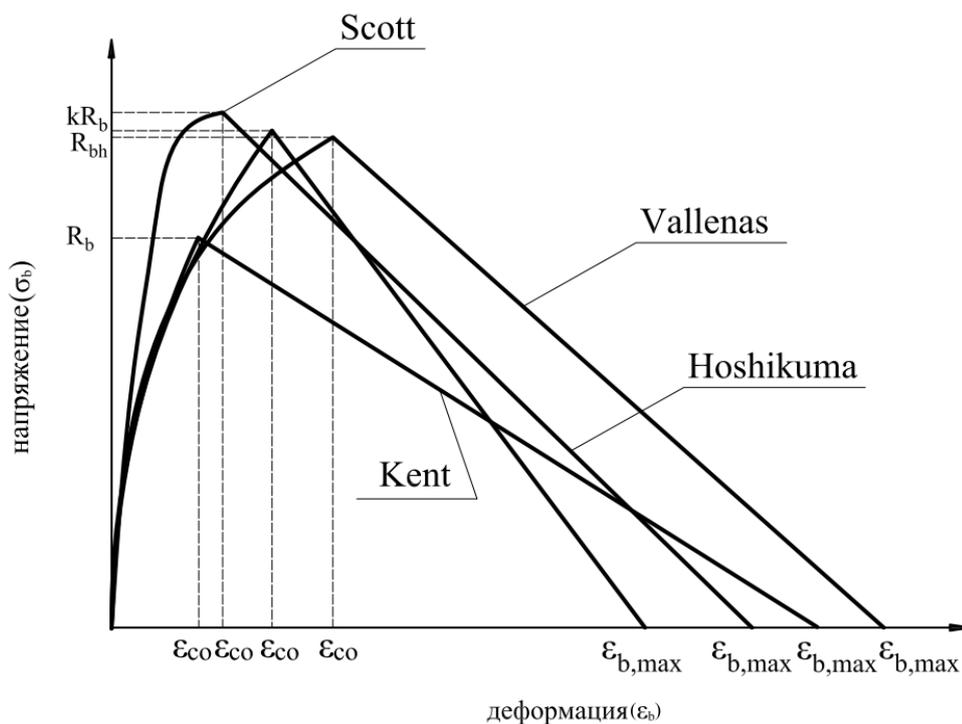


Рисунок 18 – Сравнение диаграмм

В модели авторов Scott, Park и Priestley [13] максимальная прочность составила при шаге: 100мм – 18,22 МПа; 200мм – 16,61 МПа; 300 – 16,07 МПа (таблица 1). Максимальные деформации составили при шаге: 100мм –  $33,6 \cdot 10^{-3}$ ; 200мм –  $18,6 \cdot 10^{-3}$ ; 300 –  $14,9 \cdot 10^{-3}$  (таблица 2). Таким образом данная модель учитывает и рост прочности и рост предельных деформаций, однако эту модель [13] рекомендовать не будем для расчета конструкций при статических нагрузках, так как испытания в этих работах проводились на колоннах при высоких скоростях деформации, характерных для динамических нагрузок. Поэтому данные формулы для построения диаграмм применимы для расчета на сейсмические нагружения.

В модели авторов Hoshikuma и др. [27] максимальная прочность составила при шаге: 100мм – 17,35 МПа; 200мм – 16,17 МПа; 300 – 15,78 МПа (таблица 1). Максимальные деформации составили при шаге: 100мм – 27,2

$\cdot 10^{-3}$ ; 200мм –  $14,1 \cdot 10^{-3}$ ; 300 –  $10 \cdot 10^{-3}$  (таблица 2). Данная модель [27] разработана в соответствии с нормами проектирования железобетонных колонн мостов в Японии. Таким образом эти зависимости привязаны к проектированию специальных конструкций и не могут использоваться при проектировании многоэтажных монолитных каркасов.

Исходя из проведенных мною расчетных исследований можно сделать следующие выводы, что наиболее подходящей для расчета железобетонных колонн является диаграмма авторов Vallenias, Bertero и Popov [11]. В своем исследовании авторы [11] провели испытания 12 железобетонных колонн под действием осевой нагрузки. Размеры колонн были 254 x 254 x 762 мм, с 8 продольными стержнями и без них, а также с ромбовидными и квадратными хомутами. В некоторых колоннах наблюдалось увеличение прочности бетонного ядра более чем на 20%. Максимальная прочность составляет при шаге: 100мм – 17,04 МПа; 200мм – 16,3 МПа; 300 – 16 МПа (таблица 1). Максимальные деформации составили при шаге: 100мм –  $37 \cdot 10^{-3}$ ; 200мм –  $19,7 \cdot 10^{-3}$ ; 300 –  $15,2 \cdot 10^{-3}$  (таблица 2).

Таблица 1 – Максимальная прочность сжатого бетона при изменении параметров поперечного армирования

Класс бетона	Диаметр арматуры хомутов, мм	Максимальная прочность бетона $R_b$ , МПа									
		Kent и Park [5]	Scott и др. [27]			Hoshikuma и др. [41]			Vallenias и др. [25]		
			шаг 100мм	шаг 200мм	шаг 300мм	шаг 100мм	шаг 200мм	шаг 300мм	шаг 100мм	шаг 200мм	шаг 300мм
B20	6	15	16.17	15.59	15.39	15.86	15.43	15.28	15.91	15.63	15.5
	8		17.07	16.04	15.69	16.51	15.76	15.5	16.42	15.94	15.8
	10		18.22	16.61	16.07	17.35	16.17	15.78	17.04	16.3	16
	12		19.61	17.31	16.54	18.37	16.68	16.12	17.77	16.72	16.3
	14		21.24	18.12	17.08	19.56	17.28	16.52	18.59	17.18	16.7
	18		25.21	20.1	18.4	22.45	18.73	17.48	20.54	18.26	17.4

Таблица 2 – Максимальные деформации сжатого бетона при изменении параметров поперечного армирования

Класс бетона	Диаметр арматуры хомутов, мм	Максимальная деформация бетона $\epsilon_{b,max} * 10^3$ при $\sigma_b=0$											
		шаг хомутов 100мм				шаг хомутов 200мм				шаг хомутов 300мм			
		Kent и Park [5]	Scott и др. [27]	Hoshikuma и др. [41]	Vallenas и др. [25]	Kent и Park [5]	Scott и др. [27]	Hoshikuma и др. [41]	Vallenas и др. [25]	Kent и Park [5]	Scott и др. [27]	Hoshikuma и др. [41]	Vallenas и др. [25]
B20	6	19.3	18.9	10.8	20	13.6	13.5	6.5	13.6	12.2	12.1	5.1	12
	8	26.2	25.4	17.7	27.5	16	15.7	9.8	16.3	13.5	13.3	7.3	13.4
	10	35	33.6	27.2	37	19.2	18.6	14.1	19.7	15.2	14.9	10	15.2
	12	45.9	43.6	39.8	48.4	23	22.1	19.6	23.7	17.3	16.8	13.5	17.3
	14	58.8	55.3	56	61.7	27.6	26.2	26.4	28.5	19.8	19	17.8	19.8
	18	90.7	83.8	101.7	93.6	38.9	36.2	44.5	39.7	26	24.4	28.8	25.7

## Заключение

Исследования поперечного армирования влияющего на прочность и деформации в железобетонных колоннах, являются интересным и актуальным направлением в строительстве многоэтажных высотных зданий. Так как железобетонные конструкции являются основными элементами несущих систем многоэтажных зданий, то несомненно наиболее нагруженными будут колонны нижних этажей каркасов. Для повышения их прочности и сдвигу предельной деформации в работе рассмотрено введение поперечного армирования с наиболее меньшим шагом между хомутами. Не все проведенные исследования интересны для нагрузки зданий. Существуют исследования, посвященные как сейсмостойкости конструкций [13], так и проектированию мостов [27]. Есть также работы, которые подходят для возведения каркасных высотных зданий под действием осевой нагрузки [11].

С целью определения оптимальных параметров поперечного армирования для бетона класса В20, было проведено исследование влияния диаметра и шага хомутов на предельные деформации. Анализ, основанный на теоретических моделях различных авторов, охватывал диапазон шага хомутов от 100 до 300 мм и диаметра от 6 до 18 мм. Анализ результатов моделирования выявил, что использование хомутов, за исключением подхода, предложенного Kent и Park [10], приводит к увеличению максимальной прочности в бетоне. Более того, увеличение диаметра хомутов усиливает этот эффект. Наличие хомутов также способствует увеличению предельных деформаций бетона.

Kent и Park [10] в своих расчетах учитывали только поперечную арматуру. Максимальная прочность на сжатие не увеличивалась. В основе расчетов авторов [10] лежат данные, полученные другими исследователями в ходе более ранних испытаний. В работах Scott, Park и Priestley [13] максимальная прочность увеличивалась на 20%. Экспериментальные исследования колонн проводились при скоростях деформации, соответствующих динамическому нагружению. Полученные эмпирические зависимости применимы для анали-

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		50

за поведения конструкций при сейсмических воздействиях. В модели авторов Hoshikuma и др. [27] максимальная прочность увеличивалась на 15-20%. Данная модель [27] больше подходит для конструирования железобетонных колонн при возведении мостов. Проектирование специальных конструкций, для которых разработаны эти зависимости, существенно отличается от проектирования многоэтажных монолитных каркасов. Диаграмма, предложенная Vallenias, Bertero и Popov [11], является предпочтительным инструментом для расчета железобетонных колонн и каркасов зданий под действием осевой нагрузки, так как это доказано экспериментально на испытаниях железобетонных колонн. Описание данной диаграммы представлено формулами 164, 165 и 166.

Поперечное армирование сжатого бетона представляет огромный научный и практический интерес. Наличие замкнутых хомутов повышает пластические свойства сечений, способствуя перераспределению усилий. Отодвигается момент появления и развития микротрещин. Поперечная арматура в сочетании с продольной сдерживает боковое расширение бетона, что позволяет выдерживать более высокие напряжения сжатия и деформации до того, как произойдет разрушение. За счет повышенной деформативности сжатого бетона увеличивается жесткость конструкции в предельной стадии, что особенно важно при расчете зданий на прогрессирующее разрушение.

В ходе работы было рассмотрено множество аспектов, связанных с поперечным армированием, его методами, технологиями испытаний, а также влиянием на прочностные и деформационные характеристики бетона. Все эти вопросы являются актуальными и важными для понимания поведения бетона под нагрузкой, особенно в условиях, когда требования к прочности и долговечности строительных материалов постоянно растут.

Одним из основных выводов, сделанных в ходе исследования, является то, что поперечное армирование существенно влияет на прочностные характеристики сжатого бетона. В процессе анализа было установлено, что приме-

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		51

нение поперечного армирования позволяет значительно повысить прочность бетона на сжатие, а также улучшить его деформационные характеристики. Это связано с тем, что армирующие элементы, расположенные поперечно к основному направлению нагрузки, способствуют более равномерному распределению напряжений в материале и повышают его сопротивляемость к образованию трещин. В результате, бетонные конструкции, использующие поперечное армирование, демонстрируют более высокую устойчивость к деформациям, что особенно важно в условиях динамических нагрузок и сейсмической активности.

Методы проведения испытаний на сжатие бетона, рассмотренные в работе, также играют ключевую роль в понимании влияния поперечного армирования. Использование современных испытательных установок и методов позволяет более точно определить прочностные характеристики бетона и оценить его деформационные свойства. В ходе экспериментов было выявлено, что бетон с поперечным армированием демонстрирует меньшие значения деформации при приложении нагрузки по сравнению с образцами, не имеющими армирования. Это подтверждает гипотезу о том, что поперечное армирование способствует повышению жесткости и прочности бетона, что в свою очередь влияет на его долговечность и надежность в эксплуатации.

Практическое применение результатов данного исследования имеет важное значение для строительной отрасли. Учитывая, что поперечное армирование может значительно увеличить прочность и долговечность бетонных конструкций, его использование должно стать стандартом в проектировании и строительстве. Результаты экспериментов могут быть использованы для разработки новых стандартов и рекомендаций по армированию бетона, что, в свою очередь, позволит повысить уровень безопасности и надежности зданий и сооружений.

В заключение, можно сказать, что поперечное армирование представляет собой эффективный способ повышения прочностных и деформацион-

					СКБ «ПиИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		52

ных характеристик сжатого бетона. Его применение в строительстве не только увеличивает надежность и долговечность конструкций, но и способствует более рациональному использованию ресурсов. Поэтому, учитывая все вышесказанное, можно утверждать, что поперечное армирование должно занять центральное место в современных технологиях проектирования и строительства, что, в свою очередь, будет способствовать созданию более безопасной и устойчивой инфраструктуры.

					СКБ «ПиИМЗиС».1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		53

## Список использованных источников

1 Байков В.Н. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей / В. И. Байков, С. В. Горбатов, З. А. Димитров // Строительство и архитектура.– 1977.– №6.– с. 65-71.

2 Степанова В.Ф., Мухамедиев Т.А., Кудяков К.Л., Бучкин А.В., Юрин Е.Ю. Экспериментальные исследования прочности сжатых бетонных элементов, армированных композитной полимерной арматурой. Вестник НИЦ «Строительство». 2022;33(2):173-182.

3 Тамразян А.Г., Манаенков И.К. К расчету изгибаемых железобетонных элементов с косвенным армированием сжатой зоны // Промышленное и гражданское строительство. 2016. №7. С. 41-44.

4 Richart F.E., Brandtzaeg A. and Brown R.L. (1928). “A Failure of Concrete under Combined Compressive Stress.” Bulletin No. 185, Engineering Station, University of Illinois, Urban.

5 Chan W.W.L. The Ultimate Strength and Deformation of Plastic Hinges in Reinforcement Concrete Frameworks // Magazine of Concrete Research (London). – V. 128, № 12, 1955 P. 1551...1564.

6 Blume, John A., Newmark, Nathan M. and Corning, H.L. (1961). Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, Portland Cement Association, Chicago, IL, U.S.A.

7 Roy H. E. H. and Sozen M. A. (1965). “Ductility of Concrete” Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, SP-12, American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, Detroit, pp. 213-224.

8 Soliman M. T. M. and Yu C. W. (1967). “The Flexural Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement” Magazine of Concrete Research (London), V.19, No.61, pp. 223-28, Dec. 1967.

					СКБ «ПуИМЗиС». 1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		54

9 Sargin M. (1971). "Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections" Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Study No. 4.

10 Kent D. and Park R. (1971). "Flexural Members with Confined Concrete" Journal of Structural Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. V.97, No.ST7, p 1969-1990, July 1971.

11 Vallenias J., Bertero V. and Popov E. (1977). "Concrete Confined by Rectangular Hoops and Subjected to Axial Loads" Research Center Report UCB/EERC-77-13, University of California at Berkeley, August, 1977.

12 Wang P. T., Shah S. P., and Naaman A. E. (1978). "Stress-Strain Curves of Normal and Lightweight Concrete in Compression." ACI J., 75(11), 603-611.

13 Scott B. D., Park R., and Priestley N. (1982). "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates." ACI J., 79(1), 13-27.

14 Sheikh S. A., and Uzumeri S. M. (1982). "Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns" Journal of Structural Engineering, ASCE, V.108, No.ST12, P.2703- 2722, December 1982.

15 Ahmad S. H., and Shah S. P. (1982). "Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement." ACI J., 79(6), 484-490.

16 Martinez S., Nilson A. H. and Slate F. O. (1984). "Spirally reinforced High-Strength Concrete Columns." ACI J., 81(5), 431-442.

17 Fafitis A., and Shah S.P. (1985). "Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns" ACI Special Publication, SP 87-12, p.213-232.

18 Yong Y-K, Nour M.G. and Nawy E.G. (1988). "Behavior of laterally Confined High- Strength Concrete under Axial Loads" Journal of Structural Engineering, V.114, No.2, P.332-351 , February 1998.

19 Mander J.B., Priestley M.J.N., and Park R. (1988). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete" Journal of Structural Engineering, ASCE, V.114, No. 8, p. 1827- 1849, August 1988.7

					СКБ «ПуИМЗуС».1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		55

20 Saatcioglu M., and Razvi S. R. (1992). "Strength and Ductility of Confined Concrete." J. Struct. Eng., 118(6), 1590-1607.

21 Sheikh S. A., and Toklucu M. T. (1993). "Reinforced concrete columns confined by circular spirals and hoops" ACI J., 90(5), 542-553.

22 Rasheed H. A. and Dinno K. S. (1994) "An efficient nonlinear analysis of RC sections"., Computers and structures Vol 53, No. 3 P613-623

23 El-Dash K. M. and Ahmad S. H. (1995). "A Model for Stress- Strain Relationship of Spirally Confined Normal and High-Strength Concrete Columns." Mag. Concrete Res., 47(171), 177-184.

24 Cusson D. and Paultre P. (1995). "Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete" ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No.3, p. 468-477.

25 Attard M. M. and Setunge S. (1996). "Stress-Strain Relationship of Confined and Unconfined Concrete." ACI Mater. J., 93(5), 432-442.

26 Mansur M.A., Chin M. S. and Wee T. H. (1997). "Stress-strain relationship of confined high strength plain and fiber reinforcement" Journal of Materials in civil engineering, V.9, No. 4, p. 171-179, November 1997.

27 Hoshikuma J., Kawashima K., Nagaya K. and Taylor A. W. (1997). "Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers." J. Struct. Eng., 123(5), 624- 633.

28 Assa B., Nishiyama M. and Watanabe F.(2001). "New Approach for Modeling Confined Concrete. I: Circular Columns." J. Struct. Eng., 127(7), 743-750.

29 Lokuge W. P. , Sanjayan J. G. and Setunge S. (2005) "Stress strain model for laterally confined concrete". Journal of materials in civil engineering,ASCE, Vol. 17, No. 6 p607- 616, December 2005.

30 Eid R. and Dancygier A. N. (2005) "Partially confined circular members subjected to axial compression: Analysis of concrete confined by steel ties" Structural engineering and Mechanics, Vol. 21, No. 6 p 737-765.

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		56

31 Karabinis A. I., and Kiouisis P. D. (1996). Strength and ductility of rectangular concrete columns: a plasticity approach. J. Struct. Eng. 122, 267–274.

32 Popovics S.A. Numerical approach to the complete stress-strain curves of concrete / S. A. Popovics // Cement and concrete Research. – 1973. – №3. – P.583-599.

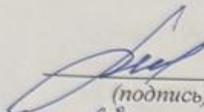
,

					СКБ «ПуИМЗиС».1.ИП.01000000	Лист
Изм.	Лист.	№ документа	Подп.	Дата.		57

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Комсомольский-на-Амуре государственный университет»

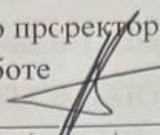
СОГЛАСОВАНО

Начальник отдела ОНиПКРС

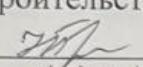
  
(подпись) Е.М. Димитриади  
« 22 » 05 20 25 г.

УТВЕРЖДАЮ

И.о. проректора по научной  
работе

  
(подпись) А.В. Космынин  
« 27 » 05 20 25 г.

Декан факультета кадастра и  
строительства

  
(подпись) Н.В. Гринкруг  
« 22 » 05 20 25 г.

АКТ

о приемке проекта СКБ «Влияние поперечного армирования на  
деформационные характеристики сжатого бетона»  
г. Комсомольск-на-Амуре « 27 » 05 20 25 г.

Комиссия в составе представителей:

со стороны заказчика

- Е.В. Журавлева – руководитель СКБ,
- Н.В. Гринкруг – декана ФКС

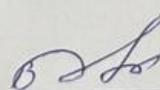
со стороны исполнителя

- В.А. Дзюба – руководителя СКБ,
  - А.А. Ширяева – группа ЗПСм-1
  - Дун Гоцай – группа ЗПСм-1
- составила акт о нижеследующем:

«Исполнитель» передает проект «Влияние поперечного армирования на  
деформационные характеристики сжатого бетона», в составе:

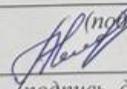
1. Пояснительная записка

Руководитель проекта

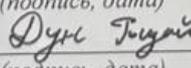
  
(подпись, дата)

В.А. Дзюба

Исполнители проекта

  
(подпись, дата)

А.А. Ширяева

  
(подпись, дата)

Дун Гоцай