

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования

«САНКТ – ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО – СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи

Рудный Игорь Александрович

ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ РАСТЯНУТЫХ И ИЗГИБАЕМЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧАСТКАМИ
НАРУШЕННОГО СЦЕПЛЕНИЯ

Специальность 05.2301 – Строительные конструкции, здания и сооружения

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель
кандидат технических наук
доцент А. В. Трофимов

Санкт – Петербург 2015

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И НАПРАВЛЕНИЕ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	8
1.1 Особенности работы железобетонных элементов с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном.....	8
1.2 Диаграммы напряженно-деформированного состояния бетона.....	20
1.3 Существующие подходы к оценке сцепления арматуры с бетоном.....	23
1.4 Методы оценки ширины раскрытия трещин в конструкциях с обеспеченным и нарушенным сцеплением.....	29
Выводы.....	37
ГЛАВА 2. РАСЧЕТ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ РАСТЯНУТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧАСТКАМИ НАРУШЕННОГО СЦЕПЛЕНИЯ.....	39
2.1 Расчетная модель, исходные предпосылки и уравнения.....	39
2.2 Определение параметра λ для участков с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном.....	41
2.3 Работа контактного слоя в упругой стадии.....	43
2.4 Работа контактного слоя в упругопластической стадии.....	57
2.5 Определение усилия образования и шага трещин.....	63
2.6 Ширина раскрытия трещин в растянутых элементах.....	68
Выводы.....	71
ГЛАВА 3. РАСЧЕТ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧАСТКАМИ НАРУШЕННОГО СЦЕПЛЕНИЯ.....	72
3.1 Расчет образования трещин в изгибаемых железобетонных элементах.....	72
3.2 Учет неупругих свойств бетона.....	82
3.3 Расчет ширины раскрытия трещин изгибаемых элементов.....	84
3.4 Кривизна элемента.....	94
3.5 Варианты расчета элементов с различной степенью нарушения сцепления.....	96
Выводы.....	100
ГЛАВА 4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.....	101
4.1 Изготовление, размеры и конструкции экспериментальных образцов.....	101
4.2 Определение физико-механических характеристик бетона.....	105
4.3 Исследование сцепления арматуры с бетоном.....	108
4.4 Исследование трещиностойкости центрально растянутых железобетонных элементов с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном.....	113

4.5 Исследование процесса образования и развития трещин в изгибаемых железобетонных элементах с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном.....	120
Выводы	132
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	134
Список литературы.....	136
ПРИЛОЖЕНИЕ. Акт о внедрении результатов диссертационной работы.....	154

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность исследования

В настоящее время железобетон является широко распространенным строительным материалом. В промышленно развитых странах более 40% капиталовложений в строительной отрасли используется для эксплуатационного ухода и ремонта сооружений из железобетона и менее 60% – для возведения новых [72]. Опыт обследования железобетонных конструкций показывает, что одним из наиболее распространенных дефектов является нарушение сцепления арматуры с бетоном, до 35% от общего количества поврежденных конструкций [116]. Дефекты нарушения сцепления арматуры с бетоном возникают как на стадии возведения конструкций – это не качественное выполнение бетонных работ и не соблюдение технологий, так и во время их эксплуатации: от воздействия различного рода нефтепродуктов, температурных деформаций, коррозии арматуры и механических повреждений защитного слоя.

Особенности, присущие железобетонным конструкциям, такие как взаимодействие разномодульных материалов, дискретное расположение трещин, неупругая работа армируемого материала, качество сцепления арматуры с бетоном, обуславливают сложность оценки напряженно-деформированного состояния и разработки методов расчета. Наличие дискретно расположенных участков нарушенного сцепления арматуры с бетоном изменяет напряженно-деформированное состояние элемента и затрудняет расчет таких конструкций а, следовательно, и принятие обоснованных конструктивных решений.

В работе исследуются вопросы влияния дефектов нарушенного сцепления на образование и развития трещин в растянутых и изгибаемых железобетонных элементах на всех стадиях напряженно-деформируемого состояния.

Цель и задачи исследования

Целью диссертационной работы является экспериментально-теоретическое исследование напряженно-деформированного состояния и процесса образования и развития трещин в растянутых и изгибаемых элементах с участками нарушенного сцеплением арматуры с бетоном.

Задачи исследования:

1. Разработка метода расчета образования и развития трещин в растянутых железобетонных элементах с дискретно расположенными участками нарушенного сцепления.

2. Разработка метода расчета образования и развития трещин в изгибаемых железобетонных элементах с дискретно расположенными участками нарушенного сцепления.

3. Экспериментальное исследование взаимодействия арматуры различных классов с бетоном.

4. Экспериментальное исследование влияния длины участков нарушенного сцепления на образование и развитие трещин в центрально растянутых железобетонных элементах.

5. Экспериментальное исследование влияния длины и расположения участков нарушенного сцепления на образование и развитие трещин в изгибаемых железобетонных элементах.

Объектом исследования являются растянутый железобетонный элемент прямоугольного сечения с одним центрально расположенным арматурным стержнем с участками нарушенного сцепления и железобетонная балка прямоугольного сечения, армированная поперечной и продольной арматурой с участками нарушенного сцепления при кратковременном действии растягивающих сил и изгибающих моментов.

Предметом исследования является процесс образования и развития трещин в растянутых и изгибаемых железобетонных элементах с участками нарушенного сцепления.

Область исследования в соответствии с паспортом специальности ВАК 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения, относится к области исследования, предусмотренного пунктом 3. Создание и развитие эффективных методов расчета и экспериментальных исследований вновь возводимых, восстанавливаемых и усиливаемых строительных конструкций, наиболее полно учитывающих специфику воздействия на них, свойства материалов, специфику конструктивных решений и другие особенности.

Научная новизна исследования:

1. Разработан метод расчета растянутых и изгибаемых железобетонных элементов, с дискретно расположенными участками, имеющие различные параметры сцепления арматуры с бетоном по второй группе предельных состояний.

2. Выполнена оценка расположения и длины участков нарушенного сцепления на усилие образования трещин с учетом условий закрепления арматуры на опорах в изгибаемых и растянутых элементах.

3. Получены новые экспериментальные данные о сцеплении арматуры с бетоном и влиянии участков нарушенного сцепления на усилие образования трещин, их шаг и ширину раскрытия в растянутых элементах.

4. Получены новые экспериментальные данные о влиянии процента армирования и расположения участков нарушенного сцепления на момент образования трещин, шаг и ширину их раскрытия в изгибаемых железобетонных элементах.

Апробация работы

Результаты диссертационной работы докладывались и обсуждались на:

– I Международном конгрессе «Актуальные проблемы современного строительства» (2012 год, СПбГАСУ);

– Международном конгрессе, посвященном 180 – летию СПбГАСУ «Наука и инновации в современном строительстве – 2012 (2012 год., СПбГАСУ)»;

– II Международном конгрессе «Актуальные проблемы современного строительства» (2013 год, СПбГАСУ).

– III Международном конгрессе «Актуальные проблемы современного строительства» (2014 год, СПбГАСУ).

Основная научная гипотеза работы заключается в том, что дискретное расположение участков нарушенного сцепления изменяет напряженно-деформированное состояние железобетонного элемента и влияет на процесс образования и развития трещин.

Практическое значение и реализация полученных результатов

На основании проведенных экспериментально-теоретических исследований предложен метод расчета растянутых и изгибаемых железобетонных элементов с дискретно расположенными участками нарушенного сцепления арматуры с бетоном, которая использовалась при оценке напряженно деформированного состояния перекрытия в Поликлинике НУЗ «Отделенческая больница на ст. Исакогорка» в г. Архангельске, что подтверждается актом о внедрении.

Достоверность результатов исследований обоснована применением общепринятых гипотез и допущений современной теории железобетона; подтверждена проведенными экспериментальными исследованиями растянутых и изгибаемых железобетонных элементов при кратковременном нагружении; обеспечена применением стандартных методов испытаний, использованием метрологически аттестованного испытательного оборудования и измерительных приборов.

Публикации

Материалы диссертации опубликованы в 7 печатных работах, общим объемом 2,37 п.л., лично автором – 1,99 п.л., в том числе 3 работы опубликованы в изданиях, входящих в перечень ведущих рецензируемых научных журналов, утвержденный ВАК РФ.

ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И НАПРАВЛЕНИЕ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

1.1 Особенности работы железобетонных элементов с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном

Достаточно часто при обследовании зданий и сооружений встречаются конструкции, в которых нарушено сцепление арматуры с бетоном. Изучением конструкций без сцепления арматуры с бетоном занимались многие ученые: В.И. Белов [14, 15, 16], А.А. Вайсфельд [23, 134], П.И. Васильев [27–32], В.Н. Деркач [27], С.А. Дмитриев [50, 51], В.З. Захаров [123], Т.И. Кэскюла [81], Ф. Леонгардт [82, 83], В.И. Новгородский [81], Л.В. Образцов [27, 29, 30, 31], Е.Н. Пересыпкин [110, 111], А.А. Прокопович [116], Ю.Г. Решетарь [134], О.А. Рочняк [27, 29, 30, 31], О.П. Рысева [124], В.Ю. Сетков [123, 124], Г.М. Спрыгин [132, 133, 134, 135], И.С. Шибанова [123, 124], Ю.А. Шумилкин [123, 124], , М.Н. Яромич [31] и др.

Конструкциями с нарушением сцепления арматуры с бетоном вызванное влиянием нефтепродуктов, различных температурных воздействий или коррозией арматуры занимались ученые: Н.М. Васильев [24, 25, 26], О.Г. Виноградов [36], Г.И. Горчаков [44], Е.А. Гузеев [44], В.И. Елисеев [53, 54], В.С. Ерофеев [55], Г.С. Жук [60], И.Н. Заславский [60], Л.И. Кошелева [25], В.Д. Лихачев [85], В.М. Медведев [25], Я.А. Мильян [81, 89], В.М. Москвин [91], К.Д. Некрасов [91], С.Е. Никитин [98], Э.Ф. Панюков [108], Ю.П. Линченко [108], А.И. Попеско [112], Л.А. Сейланов [44], С.Я. Хомутченко [85], А.Н. Юдин [94] и многие другие.

В работе [44] изучалось влияние циклического замораживания-оттаивания на работу не нагруженных и изгибаемых железобетонных элементов при нагрузке $0,61M_p^{on}$. Исследование развития трещин в растянутой зоне при циклическом замораживании-оттаивании показало, что после первых циклов испытаний нормальные трещины имели тенденцию к закрытию из-за набухания бетона.

Однако, как отмечают авторы, процесс разрушения железобетонных балок под нагрузкой при циклическом замораживании-оттаивании происходил при постоянном увеличении ширины раскрытия нормальных трещин. В растянутой зоне бетона при постоянном воздействии циклического замораживания-оттаивания происходили деструктивные процессы, которые влияли на сцепление арматуры с бетоном и приводили к увеличению остаточных деформаций и ширины раскрытия трещин в односторонне армированных нагруженных изгибаемых элементах. Так при испытании после 30 циклов ширина раскрытия нормальных трещин увеличилась в 1,6 раза. Влияния циклического замораживания-оттаивания на не нагруженные железобетонные элементы не было выявлено.

Подтверждение нарушения сцепления арматуры с бетоном при циклическом влиянии отрицательных температур было получено в работе В. А. Невского и А. Н. Юдина [94]. Исследование проводилось на обычных и предварительно напряженных призмах, по результатам испытаний было установлено, что при определенном числе циклов замораживания и оттаивания может произойти нарушение сцепления арматуры с бетоном.

Влияние нефтепродуктов на сцепление арматуры с бетоном и прочностные характеристики бетона изучалось Н. М. Васильевым [24, 25, 26]. Исследования проводились на бетонных кубах с размерами ребер $10 \times 10 \times 10$ см и $14 \times 14 \times 18$ см, армированные как гладкой, так и арматурой периодического профиля диаметрами 6 и 10 мм. После набора прочности образцы пропитывались различными нефтепродуктами (бензин, керосин, минеральные масла и т. д.). Перед погружением образцов в нефтепродукты и во время пропитки образцы испытывались на выдергивание и продавливание арматурных стержней. По результатам испытаний была предложена формула для определения прочности сцепления пропитанного маслом бетона с арматурой периодического профиля

$$\tau_{cy}^m = \tau_{cy}^0 (1 - 0,1t). \quad (1.1)$$

Формула применима для конструкций подвергшихся воздействию минеральных масел в течение 7-8 лет, при более длительном воздействии

прочность сцепления предлагается принимать равной одной трети от первоначальной. Обобщая результаты проведенного исследования, снижение сцепления арматуры гладкого профиля с промасленным бетоном составляло от 50 до 70% и через 1,5-2 года воздействия нефтепродуктов на конструкцию стабилизировалось. При воздействии минеральных масел на образцы с арматурой периодического профиля, процесс нарушения сцепления происходит значительно медленнее по сравнению с гладкой арматурой. Стабилизация наблюдается к 6-7 годам, а снижение сцепления достигает 60-70%. Влияние бензина и керосина на сцепление арматуры с бетоном не наблюдалось, а дизельное топливо снижает сцепление арматуры с бетоном незначительно. Авторы приходят к выводу, что различные минеральные масла одинаково влияют на потерю сцепления арматуры с бетоном, так как все масла одинаково снижают прочностные характеристики бетона [25].

В работах В. И. Елисеева [53, 54] изучалось влияние минеральных масел на прочностные и деформативные характеристики бетона, сцепление промасленного бетона с арматурой, прочность, трещиностойкость и деформативность изгибаемых железобетонных элементов. Исследование прочности, трещиностойкости и деформативности проводилось на балках размерами 150×80×1500 мм. Армирование элементов выполнялось, как сварными, так и вязаными каркасами, рабочая арматура всех элементов – два стержня диаметром 10 мм класса А–III. В ходе исследования В. И. Елисеевым были получены весьма интересные и противоречивые результаты о влиянии минеральных масел на работу конструкции. Так в сухих и промасленных балках момент образования трещин был приблизительно одинаковым, но с учетом ухудшения прочностных и увеличения деформативных характеристик, по мнению автора, момент образования трещин должен был уменьшиться в элементах пропитанных минеральным маслом. Ширина раскрытия трещин в элементах пропитанных минеральным маслом по сравнению с сухими балками была меньше, при увеличении расстояния между трещинами в промасленных балках. Так же

зафиксировано уменьшение прогибов в железобетонных элементах пропитанных маслом по сравнению с сухими балками [53].

По результатам экспериментальных исследований в работе [47] было предложено ввести ряд поправочных коэффициентов в формулы СНиП II-V.1-62* по определению моментов образования трещин, шага и ширины их раскрытия и деформативности элементов. Такой подход позволял оценить лишь количественно влияние нефтепродуктов на работу железобетонных элементов в стадии стабилизированного трещинообразования и не позволял охватить весь процесс трещинообразования на промежуточных этапах развития трещин.

Одной из наиболее распространенных причин вызывающих нарушение сцепления арматуры с бетоном является коррозия арматурных стержней. В работах [81, 85] были проведены исследования сцепления арматуры с бетоном на элементах с различной степенью коррозии арматурных стержней. Экспериментальные исследования проводились на кубах размерами граней 70×70 мм и 100×100 мм, изготовленных из бетона класса В15 с одним центрально армированным стержнем диаметром 14 мм из арматуры класса А–III. Ускорение коррозии арматуры выполнялось с помощью метода электрокоррозии. Образцы исследовались для определения потери массы арматуры на единицу (M), сцепления арматуры с бетоном ($\tau_{сц}$), и относительной (по отношению к величине защитного слоя) ширины раскрытия продольных трещин, образовавшейся в результате накопления продуктов коррозии на арматуре. По результатам исследования была предложены формулы для определения сцепления арматуры с бетоном

$$\tau_{сц} = 125 + 17,5M + 128K + 70M^2 - 32MK - 19,4K^2, \quad (1.2)$$

$$\tau_{сц} = 46,8 - 514A. \quad (1.3)$$

Формула (1.3) для элементов с продольной трещиной, возникшей в результате накопления продуктов коррозии. Минимальное значение $\tau_{сц} = 1,3 \text{ кг/см}^2$, что в 70 раз ниже аналогичной величины для элементов с полностью обеспеченным сцеплением. Минимальному значению касательных

напряжений сцепления арматуры с бетоном соответствует всего 7,4% потери массы арматуры, что говорит о том, что на несущую способность и работу элементов в основном влияет сцепление арматуры с бетоном, а не уменьшение сечения арматурных стержней [81].

Исследование влияния агрессивной среды Норильского горно-металлургического комбината на состояние монолитных железобетонных балок выполнялось в работе [123], а в работе [124] было смоделировано коррозионное разрушение таких конструкции. Исследование выполнялось на балках размерами 1800×220×120 мм из тяжелого бетона классов В15 и В27,5 с рабочей арматурой диаметром 6÷18 мм, классов А-I и А-III. Толщина и протяженность участка имитирующего глубину и длину разрушенного участка, варьировалась от 0 до 54 мм и от 100 до 1800 мм соответственно. Участок с искусственным разрушением располагался в середине пролета. В результате проведенного исследования были получены данные распределения деформаций по высоте сечения для трех характерных случаев с различным разрушением бетона в растянутой зоне (рис. 1.1).

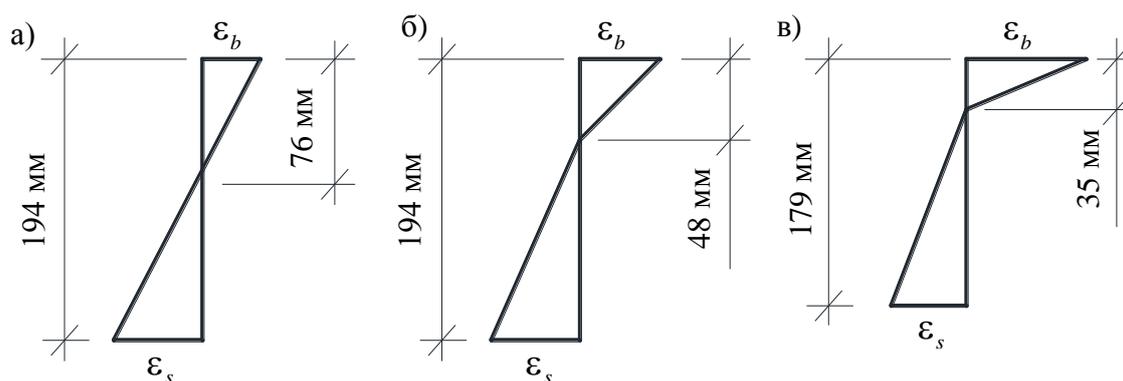


Рис. 1.1. Распределение деформаций по высоте сечения при различных случаях разрушения растянутого бетона: а) бетон растянутой зоны не разрушен, б) бетон разрушен до обнажения арматуры на половину периметра, в) бетон разрушен до обнажения арматуры по всему периметру [124]

В элементах без разрушения растянутого слоя распределение деформаций отвечало гипотезе плоских сечений. Деформации в растянутой арматуре достигали в предельном состоянии $\varepsilon_s = 2,24\%$, а в бетоне $\varepsilon_b = 1,02\%$. В элементах с частично разрушенным бетоном в растянутой зоне до обнажения

арматуры на половину периметра (рис. 1.1,б) происходит искривление распределения деформаций по высоте сечения, появляется излом по нейтральной оси. Деформации сжатой грани бетона возрастают более чем вдвое и составляют $\varepsilon_b = 2,12\%$. В элементах с полностью обнаженным арматурным стержнем происходит еще большее искривление распределения деформаций по высоте сечения (рис. 1.1,в), деформации сжатой грани достигают величины $\varepsilon_b = 2,75\%$ в предельном состоянии, а в растянутой арматуре $\varepsilon_s = 1,6\%$. Как видно из эпюр распределения деформаций по высоте сечения в элементах с нарушенным сцеплением в результате агрессивного воздействия внешней среды и разрушения бетона в растянутой зоне, происходит изменение напряженно-деформированного состояния. В результате чего происходит увеличение прогибов элемента и уменьшение несущей способности.

Большинство исследований конструкций, с необеспеченным сцеплением арматуры с бетоном проводившихся за рубежом и в СССР, относились к исследованию предварительно напряженных железобетонных элементов.

В СССР одним из первых исследований таких конструкций относятся работы С.А. Дмитриева [50, 51]. Анализируя влияние сцепления, было отмечено, что в балках с пониженным сцеплением наблюдалось увеличение деформативности конструкций и разрушение сопровождалось значительным раскрытием трещин. Сжатая зона бетона разрушалась раньше разрыва арматуры, в тоже время в балках с обеспеченным сцеплением разрушение происходило от разрыва арматуры. В работе [50] отмечается, что если в зоне действия постоянного момента или по всей длине балки заранее нарушить сцепление арматуры с бетоном, то увеличивается шаг трещин, а их число уменьшается. Удлинения суммируются с большего участка арматуры, раскрытие трещин резко возрастает, а высота сжатой зоны уменьшается.

В 1950 году в Германии были проведены испытания коробчатых элементов для строительства предварительно напряженного железобетонного моста в Хайльбронне [83]. Исследовались элементы со сцеплением и без сцепления арматуры с бетоном. В конструкциях без сцепления арматура укладывалась в

каналы, а в конструкциях со сцеплением – в открытые пазы на боковой поверхности элемента. Каналы инъецировались раствором. В результате испытания было выявлено, что двум одинаковым конструкциям соответствовали различные картины трещинообразования (рис. 1.2,а).

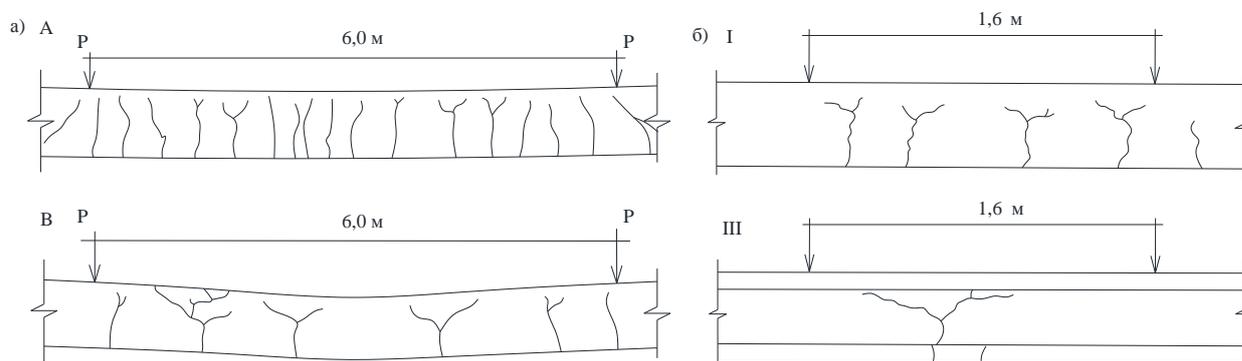


Рис. 1.2 Характер трещинообразования в конструкциях с обеспеченным и нарушенным сцеплением [83] а) железобетонный мост, б) эксперимент X. Троста

В элементах с обеспеченным сцеплением арматуры с бетоном, образовалось множество трещин со средним шагом 370 мм. В элементах без сцепления образовалось меньшее количество трещин на расстоянии 1,2 – 1,6 высоты сечения. Из-за недостаточного сцепления трещины раскрывались больше и имели большую высоту, чем при обеспеченном сцеплении. Нейтральная ось перемещалась вверх, деформации в бетоне сжатой зоны в сечении с трещиной резко возрастали, в то время как деформации в растянутой напрягаемой арматуре оставались без изменения.

Ф. Леонгардт [82] изучая работу таких конструкций, отмечал, что в элементах с отсутствующим сцеплением повышение напряжения в арматуре в сечении с трещиной распространяется на всю длину арматурного стержня, если оно не уменьшается за счет трения. Увеличение напряжений в арматуре по всей длине приводит к большим удлинениям и быстрому раскрытию трещин. Рядом с первой трещиной в области действия моментов возникает еще несколько трещин с расстоянием между ними, большим, чем высота балки. Нейтральная ось быстро смещается кверху и уменьшает сжатую зону бетона, в отличие от балок с обеспеченным сцеплением, в которых трещины медленно распространяются

вглубь сечения балки. Соответственно медленно поднимается вверх и нейтральная ось.

С. М. Крылов [77] также отмечал, что при отсутствии сцепления сжатая зона бетона из-за большого раскрытия трещин работает в более тяжелых условиях.

Эксперименты с балками, армированными напрягаемой арматурой диаметром 26 мм и двумя диаметрами 6 мм, были проведены Х. Тростом в 1975 году [82]. В двутавровых балках при появлении первых трещин ширина раскрытия некоторых из них достигала 0,8 мм. Имея опытные значения деформаций арматуры с учетом указанной ширины раскрытия трещин, было определено, что сцепление напрягаемой арматуры с бетоном при появлении первых трещин уже было нарушено на участке длиной примерно равной 1 метру и напряжения в конструктивной арматуре превышали предел текучести. Анализируя экспериментальные данные, были сделаны выводы, что недостаточно качественное сцепление при малом числе арматурных элементов приводит к слабой трещиностойкости конструкций и к снижению их несущей способности [82].

Комплексные исследования железобетонных элементов с нарушенным сцеплением проводились в ДальНИИС под руководством Г.М. Спрыгина [132, 133, 134, 135]. Исследования показали, что работа железобетонных элементов без сцепления и с обеспеченным сцеплением арматуры с бетоном до образования трещин практически не отличается. В элементах с нарушением сцепления наблюдается уменьшение момента образования трещин, и на участке между двумя силами, как правило, возникает одна или несколько трещин. При нагрузке $0,5 \div 0,6 M_{\text{разр}}$ трещины начинают ветвиться и меняют направление, переходя в горизонтальные и выделяя сжатую зону бетона. По сравнению с балками с обеспеченным сцеплением арматуры с бетоном, в элементах с нарушенным сцеплением при одинаковых уровнях нагрузки, происходит увеличение деформаций сжатого бетона над трещиной (рис. 1.3), что и определяет более

раннее появление пластических деформаций сжатого бетона и происходит увеличение кривизны в сечении над трещиной [135].

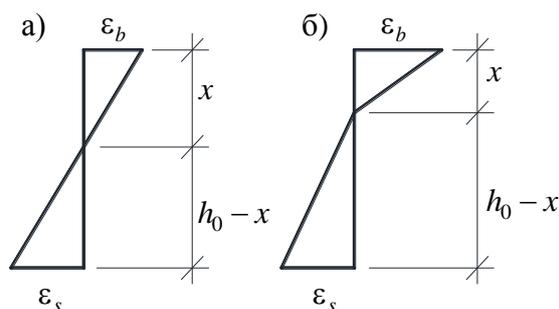


Рис. 1.3. Схема распределения деформаций в сечении с трещиной [135]

а) для элементов с обеспеченным сцеплением,
б) для элементов с нарушенным сцеплением

А.А. Вайсфельд [23] отмечал увеличение неравномерности деформаций в наиболее сжатом волокне бетона в зависимости от длины участка нарушенного сцепления. На основании экспериментальных данных коэффициент ψ_b для элементов с нарушенным сцеплением изменяется в диапазоне 0,23–0,91.

В работах [27, 28, 29, 30, 31, 32] выполненных при участии П. И. Васильева изучались несущая способность, жесткость и процесс развития трещин в предварительно напряженных балках, не имеющих сцепления арматуры с бетоном по всему пролету. Варьируемыми параметрами при испытаниях были: степень предварительного напряжения арматуры, процент армирования, размеры и форма сечения, схема приложения нагрузки.

Результаты экспериментальных исследований показали влияние степени предварительного напряжения на высоту ветвления нормальных трещин. Так при $\sigma_{sp}/\sigma_{0,2} = 0$ ветвление происходило на высоте $0,8h_0$; при $\sigma_{sp}/\sigma_{0,2} = 0,2$ и $\sigma_{sp}/\sigma_{0,2} = 0,4$ на высоте $0,7h_0$; при $\sigma_{sp}/\sigma_{0,2} = 0,6$ и $\sigma_{sp}/\sigma_{0,2} = 0,8$ на высоте $0,5h_0$ – $0,55h_0$. Момент ветвления горизонтальных трещин П. И. Васильев и Е. В. Пересыпкин [28, 110] предлагали определять с привлечением методов механики разрушения

$$M = \frac{K_{Ic} b h_0^{3/2}}{f(s/h_0)}, \quad (1.4)$$

где K_{Ic} – коэффициент интенсивности напряжений в вершине нормальной трещины, $f(s/h_0)$ – функция глубины распространения трещины.

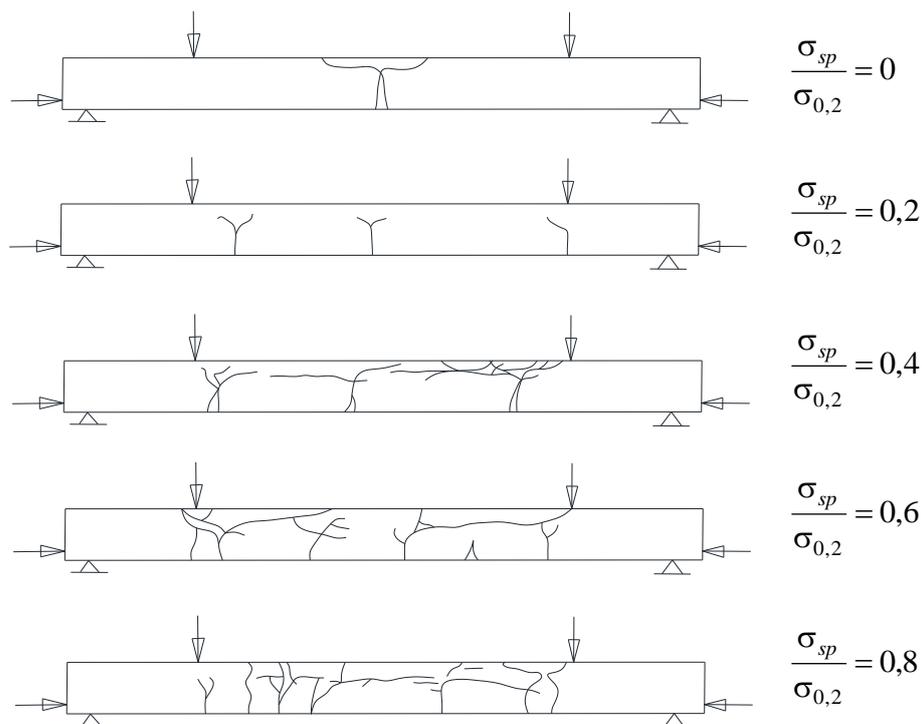


Рис. 1.4. Схема трещинообразования балок без сцепления арматуры с бетоном с различным уровнем предварительного напряжения [29]

В. И. Белов [14,15,16] исследуя работу балок во второй стадии напряженно-деформированного состояния на основании блочной модели, из анализа полученных расчетных зависимостей, приходит к выводам, что при равных изгибающем моменте, коэффициенте армирования и размерах поперечного сечения с увеличением длины блока растут напряжения в сжатом бетоне в сечении над трещиной, ширина раскрытия и глубина проникновения трещины.

С. Е. Никитин в своей работе [98] на основании блочной модели рассматривал работу железобетонных элементов с коррозионными повреждениями арматуры и бетона.

Методы расчета конструкций с нарушенным и отсутствующим сцеплением основанные на блочной модели [27, 28, 29, 30, 31, 32, 98] имели несомненные преимущества. Блочная модель позволяла связать между собой такие параметры как шаг и ширину раскрытия трещин с напряжениями в сжатой зоне бетона, но на основании данного подхода рассматривалась уже II стадия напряженно-

деформированного состояния железобетонного элемента, когда в изгибаемом элементе уже формировалась система трещин. Подход, основанный на блочной модели, не позволял оценить работу на всех стадиях и описать процесс развития нормальных трещин в зависимости от дискретного расположения участков с нарушенным или отсутствующим сцеплением. На основании блочной модели решались задачи по определению несущей способности и деформативности элементов с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном, и не уделялось должного внимания процессу развития трещин.

Одной из последних работ об оценке напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций с частичным или полным отсутствием сцепления арматуры с бетоном является работа А. А. Прокоповича [116]. Экспериментальные исследования проводились на балках длиной 2000 мм имеющих в зоне чистого изгиба тавровую форму с полками в растянутой зоне. Нарушение сцепления достигалось за счет обмазки арматурных стержней пластилином на различной длине периметра стержня ($1/2$, $1/3$ длины окружности и полностью на всю длину окружности). Участки нарушенного сцепления располагались в зоне чистого изгиба и на всем пролете балки. Процент армирования балок составлял от 0,9 до 3,7.

Влияния частичного нарушения сцепления на момент образования трещин не наблюдалось, а в образцах с полностью нарушенным сцеплением в зоне чистого изгиба нагрузка трещинообразования снизилась на 25%. Расстояние между трещинами в балках с нарушенным сцеплением составляло 12 см, а в балках с отсутствующим – 36 см. В то время, как в балках с обеспеченным сцеплением оно равнялось 9 см. Максимальная ширина раскрытия трещин в элементах с нарушенным сцеплением в момент разрушения достигала 2 мм. Прогибы образцов с полностью нарушенным сцеплением в зоне чистого изгиба превышают на 25% прогибы эталонных образцов, в образцах с частично нарушенным сцеплением прогибы близки по величине к прогибам эталонных балок. Момент образования трещин в образцах с отсутствующим сцеплением по всему пролету оказался на 20–40% ниже, чем в эталонных образцах.

Максимальная ширина раскрытия нормальных трещин в образцах с полностью нарушенным сцеплением в среднем увеличивалась в 9 раз. Было установлено, что прогиб в образцах с полностью отсутствующим сцеплением зависит от процента армирования, так при проценте армирования 0,9 прогиб увеличивался в 2 раза, а при проценте 3,7 в 1,2 раза.

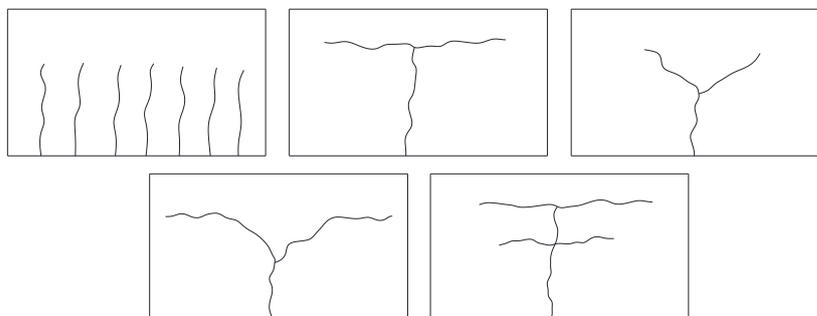


Рис. 1.5. Типы трещин в изгибаемых элементах при различных условиях сцепления арматуры с бетоном [116]

Систематизировав многочисленные экспериментальные данные, А.А. Прокопович [116] выделяет пять типов трещин, которые образуются в изгибаемых железобетонных элементах при различных условиях сцепления арматуры с бетоном (рис.1.5). И заостряет внимание на том, что в большинстве случаев разрушение элемента происходит в зоне влияния первой образовавшейся трещины [116].

Для оценки условий сцепления арматуры с бетоном автором предложен коэффициент χ (относительная прочность сцепления), который определяется как отношение прочности сцепления при нарушенном или отсутствующем сцеплении арматуры с бетоном к прочности обеспеченного сцепления. Из анализа многочисленных работ по оценке нарушенного сцепления вызванных различными факторами, такими как влияние нефтепродуктов, различного рода температурные деформации, коррозия арматурного стержня и механические повреждения защитного слоя бетона в работе [116] приводятся значения параметра χ для различных видов дефектов сцепления арматуры с бетоном.

В работе А.А. Прокоповича решена задача по расчету прочности элементов с нарушенным или отсутствующим сцеплением обычной предварительно

напряженной арматуры, учтено влияние различных видов трещин (рис. 1.5) на несущую способность железобетонного элемента.

1.2 Диаграммы напряженно-деформированного состояния бетона

Расчет по образованию нормальных трещин в изгибаемых, растянутых и внецентренно сжатых железобетонных элементах выполняют на основании предпосылок В.И. Мурашева [93]: сечение принимаются плоскими; сжатая зона бетона работает упруго (рис. 1.6,в); предельные деформации крайнего растянутого волокна бетона – $2R_{bt,ser}/E_b$; принимается условие равенства деформаций бетона и арматуры в контактной зоне. Метод расчета В.И. Мурашева [93] получил развитие в работах многих ученых В.Н. Байкова [8], В.М. Бондаренко [20], Н.Н. Попова [114], Б.С. Расторгуева [114], Н.И. Карпенко [69], М.М. Холмянского [143], Г.П. Яковленко [155] и др.

В конструкциях с нарушенным сцеплением, в сжатой зоне бетона пластические деформации начинают развиваться раньше [14, 23, 77, 82, 116, 124, 135], чем в конструкциях с обеспеченным сцеплением, поэтому при расчете образования и раскрытия трещин возникает необходимость учитывать пластические деформации в сжатой зоне бетона при меньшей нагрузке.

Для описания работы бетона используют гладкие и кусочно-линейные диаграммы.

Одними из первых стали успешно применять в статическом расчете армированных балок идеализированные диаграммы « σ – ε » в сочетании с гипотезой плоских сечений Р. Залигер, Я. В. Столяров, П. И. Васильев.

Квадратную и кубическую параболы для описания свойств бетона использовали Н. Н. Попов и Б. С. Расторгуев [113, 114, 115], на основании этих диаграмм они успешно решили задачи статического и динамического нагружения армированных стержней.

Так же квадратную и кубическую параболы для решения вопросов прочности, жесткости и образования трещин в железобетонных конструкциях

применяли и другие ученые Н. П. Городова [43], В. И. Жарницкий и А. А. Беликов [113], А. П. Жданов [56], О. Г. Кумпяк [79], И. И. Лесюк [84], Г. М. Власов и В. М. Козлов [37].

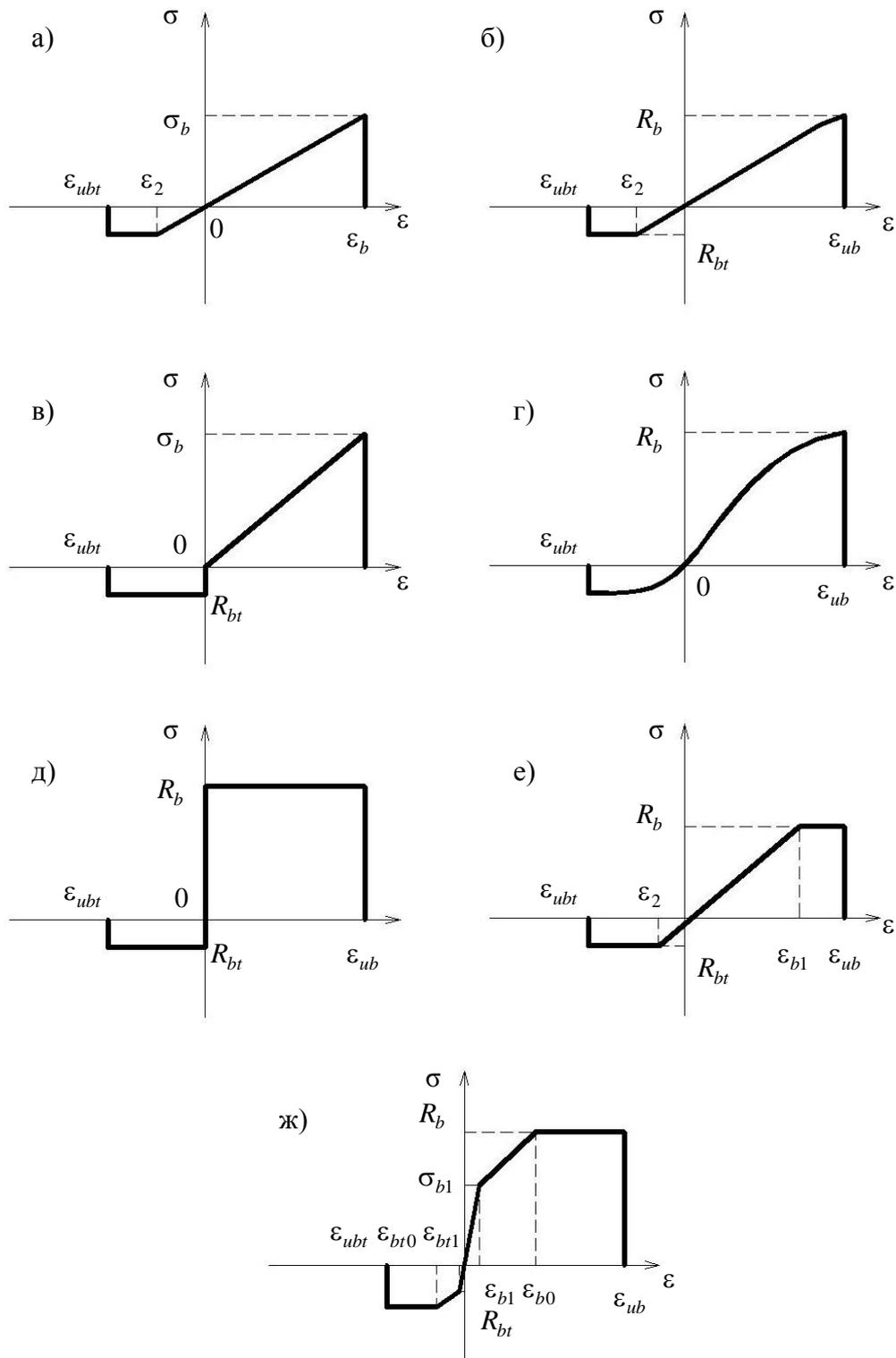


Рис. 1.6. Диаграмма « σ – ϵ »: а) Консидер [138]; б) В.Я. Столяров [136]; в) В.И. Мурашев [93]; г) А.А. Гвоздев, Л.Н. Зайцев, В.Д. Чуприн [138]; Н.Н. Попов и Б.С. Расторгуев [114]; д) В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов [8]; е) Г.П. Яковленко [154], СП 63.13330.2012 [131]; ж) СП 63.13330.2012 [131]

В. С. Здоренко задавал диаграмму « σ – ϵ » для бетона в виде экспоненты и отрезка прямой, а для арматуры использовал диаграмму Прандтля [61, 62]. Совместно с идеализированными диаграммами применял численные методы при расчете армированных стержней и рам.

В работе А. А. Дыховичного [52], зависимость $\sigma(\epsilon)$ для бетона принимается по формуле Л. И. Онищика в виде экспоненты или в виде уравнения эллипса, что позволяло учесть нисходящую ветвь бетона. Работа арматуры описывается схемой с линейным упрочнением. На основании численного интегрирования уравнений $M(y'')$, были построены простые алгоритмы, основанные на методе последовательных приближений.

В. Н. Байков [11] для описания диаграммы работы бетона предлагает использовать полиномы пятой степени, коэффициенты которых определяются через основные механические характеристики.

В. М. Бондаренко [20] для оценки деформативности сечений предлагает использовать интегральный модуль, учитывающий нелинейную работу бетона, температурно-влажностный режим, масштабный фактор. Разрешающие уравнения остаются линейными, а физическая нелинейность деформирования учитывается введением переменных по длине стержня коэффициентов, зависящих от напряженного состояния в сечении.

Ю. А. Иванов и В. Я. Бачинский [64] использовали диаграмму Прандтля с площадкой текучести ограниченной длины для сжатого бетона, введение предельной сжимаемости бетона необходимо при расчете прочности элемента. Однако авторы сами указывали на то, что работа бетона на растяжение ими не учитывалась, что приводило к разрыву аналитических выражений, описывающих жесткость, в точке, соответствующей моменту трещинообразования.

А.Д. Кауфман [73] предложил использовать функции распределения напряжений и деформаций, которые позволяют выполнять переход через момент образования трещин без изменения аналитических выражений в процессе расчета и удовлетворяют всем стадиям напряженно-деформированного состояния элемента.

Г.П. Яковленко [151], принимая зависимость $\sigma(\varepsilon)$ в бетоне и арматуре в виде обобщенной диаграммы Прандтля, получил простую аналитическую зависимость «М-у» для двенадцати возможных случаев напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента. Переход из одной стадии в другую осуществляется без разрывов функции.

Предложения по использованию идеализированных диаграмм « σ – ε » в сочетании с гипотезой Бернулли для решения задач длительного действия нагрузки численными методами содержатся в работе Р.С. Санжаровского [121].

В современных нормативных документах нашей страны по железобетонным конструкциям [131] входят два вида кусочно-линейных диаграмм деформирования бетона – двух линейная по схеме Прандтля и трех линейная диаграмма с площадкой текучести (рис. 1.6, ж). Кусочно-линейная диаграмма (рис. 1.6, е), аппроксимирует реальную диаграмму, с высокой степенью точности [152] и позволяет получать более простые решения по сравнению с гладкой.

1.3 Существующие подходы к оценке сцепления арматуры с бетоном

На раннем этапе исследований железобетона широко использовалась гладкая арматура, и сцепление рассматривалось как результат возникновения сил трения между арматурой и бетоном. Аналитические зависимости выводились с учетом характеристик материалов и коэффициента трения.

Я. В. Столяров в своей работе [136] предлагал рассматривать связь касательных напряжений τ и напряжений в арматуре σ_s в виде

$$\tau_{(x)} = \tau_0 \pm \alpha \sigma_s . \quad (1.5)$$

Ряд исследователей: У. Гленвиль (W. H. Glanville) [163], А. Н. Кузнецов [78] и др. придерживались аналогичного подхода к оценке сцепления.

На взаимодействие арматуры с бетоном оказывают влияние различные факторы. Такими факторами являются химическая адгезия бетона и арматурной стали, трение и зацепление по поверхности арматуры, через неровности, которые значительно увеличивают сцепление (окалины, легкий налет ржавчины) и работа

на срез и смятие бетонных и арматурных выступов. Работа на срез и смятие бетонных выступов являются главным фактором обеспечивающим сцепление арматуры периодического профиля с бетоном.

С появлением арматуры периодического профиля, описывать сцепление арматуры с бетоном, основываясь на трении и адгезии материалов, не позволяло правильно оценивать их взаимодействие.

Исследования сцепления арматуры с бетоном проводят на образцах моделирующих различные напряженно-деформированные состояния элементов. При испытаниях образцов обычно измеряют взаимные смещения арматурного стержня на торцах бетонной призмы и распределение относительных деформаций арматуры по длине стержня.

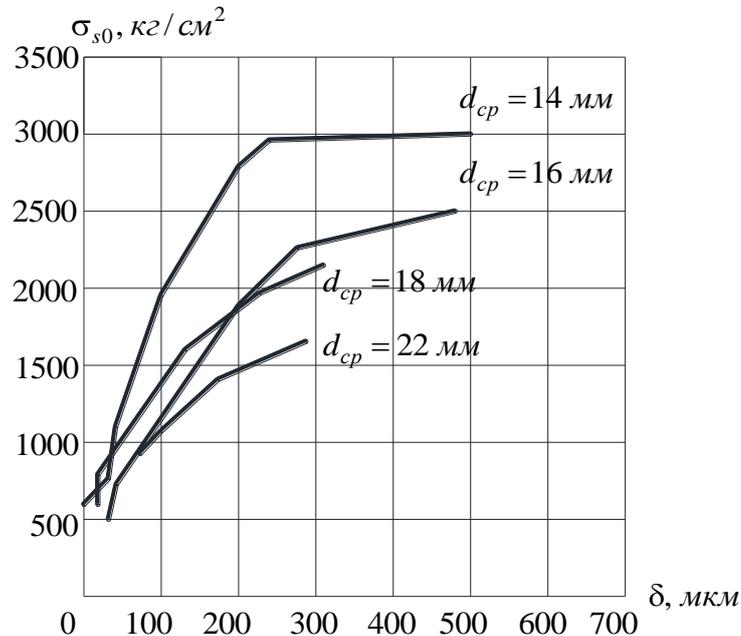


Рис. 1.7. График смещений арматуры относительно бетона, при выдергивании арматурного стержня из бетона в опытах Ф.В. Эмпергера (F.V. Emperger) [161]

По зависимостям напряжений в арматуре от смещения на загруженном и не загруженном торце « $\sigma_{s0} - \delta_0(\delta_l)$ » можно выделить четыре стадии напряженно деформированного состояния контактного слоя (рис. 1.7). В работе [4], отмечается, что независимо от вида арматуры, класса бетона и других факторов графики имеют однотипный характер.

1) На первой стадии отмечается упругая работа зоны контакта, смещение арматуры пропорционально напряжениям в арматурном стержне. Поперечные деформации бетона практически равны нулю.

2) Вторая стадия характеризуется появлением неупругих деформаций, которые приводят к увеличению взаимных смещений арматуры с бетоном. На этой стадии происходит образование пластических клиньев под выступами арматуры и кольцевых трещин [143]. Я. Гото (Y. Goto) [164], Б.Б. Бромс (B.B. Broms) в своих исследованиях доказали наличие кольцевых трещин вокруг арматурного стержня.

3) На третьей стадии работы зоны контакта неупругие деформации распространяются на всю длину заделки арматурного стержня и появляются поперечные деформации в бетонной призме. Большинство экспериментальных исследований заканчивается на этой стадии при раскалывании бетонной призмы.

4) На четвертой стадии, когда раскалывание бетонной призмы не произошло, возникает разрушение контактной зоны в результате среза бетонных выступов.

Ряд исследователей [4, 13, 39, 42, 90, 166], опираясь на анализ графиков распределения продольных напряжений в арматуре σ_s , полученных при непосредственном их измерении, предлагают зависимости изменения σ_s по длине заделки.

Так в работе Т.А. Астровой [4] предложена зависимость для определения $\sigma_{(x)}$ на любой стадии напряженного состояния

$$\sigma_{(x)} = \sigma_0 \left(1 - \frac{\lambda x e_{\phi}^{(\sigma)\lambda x} + e^{-\lambda x} - 1}{\lambda l e_{\phi}^{(\sigma)\lambda l} + e^{-\lambda l} - 1} \right), \quad (1.6)$$

где σ_0 – напряжения на загруженном торце элемента, $\phi^{(\sigma)}$ – функция нагрузки, λ – экспериментальный параметр сцепления.

Т. Гараи в своей работе [39] предлагает использовать тригонометрическую степенную зависимость

$$\sigma_{(x)} = \sigma_0 \cos^z \left(\frac{\pi x}{2l} \right), \quad (1.7)$$

Касательные напряжения по контакту арматуры с бетоном предлагалось определять из уравнения равновесия

$$\tau_{(x)} = -\frac{d_{cp}}{4} \cdot \frac{d\sigma_{(x)}}{dx}. \quad (1.8)$$

Г. Рем (G. Rehm) [169, 170, 171] на основании уравнений равновесия получил дифференциальное уравнение выраженное через условные взаимные смещения, для решения которого необходима зависимость вида $\tau=F(g)$, названная им «закон сцепления».

В его работе принят упругопластический закон сцепления, используя который были получены выражения для упругой и пластической работы контактной зоны

$$\begin{aligned} \tau_{(x)} &= C_1 ch(Kx) + C_2 sh(Kx), \\ \sigma_{(x)} &= C_1 sh(Kx) + C_2 ch(Kx), \end{aligned} \quad (1.9)$$

где C_1, C_2, C_3, C_4 – коэффициенты, зависящие от деформативных и прочностных свойств арматуры и бетона, смещений арматуры, процента армирования и других параметров.

Для пластической работы контактной зоны

$$\begin{aligned} \tau_{(x)} &= RF_R^1 = const, \\ \sigma_{(x)} &= \frac{4}{d_{cp}} RF_R^1 \left(1 - \frac{x}{l}\right). \end{aligned} \quad (1.10)$$

Значительный вклад в развитие теории сцепления внес М. М. Холмянский [141–147]. Разработанная им «техническая теория сцепления» является наиболее проработанным подходом в оценке сцепления арматуры с бетоном. Теория предполагает возможность использования нескольких законов сцепления (рис. 1.8) для различных видов арматуры и напряженного состояния элемента.

Наиболее универсальным, по мнению автора, является «нормальный закон сцепления» который принимается постоянным для любого сечения по длине элемента

$$\tau = B \frac{\ln(1 + \alpha g)}{1 + \alpha g}, \quad (1.11)$$

где B и α – параметры характеризующие прочность и жесткость сцепления.

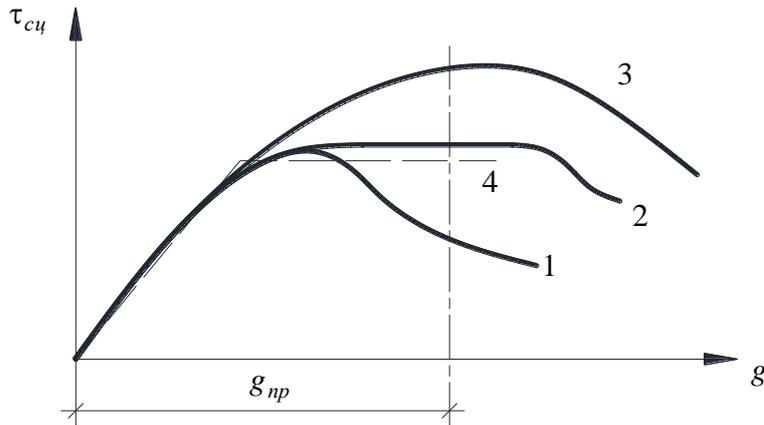


Рис. 1.8. Законы сцепления в заданных пределах возможных взаимных смещений $\delta_{пр}$: 1 – нормальный закон, 2 – упруго-пластический закон, 3 – степенной закон, 4 – приближение закона диаграммой идеальных упруго-пластических деформаций [144]

В работе [146] параметры характеризующие прочность и жесткость сцепления, зависящие от прочности бетона и профиля арматуры, предлагается определять по формулам

$$B = \frac{5,4hR}{S}, \quad \alpha = \frac{0,3hR^{3/2}}{S}, \quad (1.12)$$

где h – высота арматурного выступа, S – шаг профиля арматуры.

На основании технической теории сцепления были выполнены исследования по определению оптимального профиля проволочной арматуры, назначения прочности бетона при передаче предварительных напряжений, нормирования распределения предварительных напряжений, анкеровки закладных деталей [145].

Характер сцепления по величине взаимных смещений арматуры и бетона рассматривали и другие ученые [76, 157, 165].

С.Е. Фрайфельд [139] и А.И. Букаченко [22] предлагали записывать уравнение совместности деформаций в уровне контактного слоя в виде

$$y(x) = g(x) + \Delta_{\sigma\alpha}(x). \quad (1.13)$$

Предлагаемая А.И. Букаченко нелинейная зависимость для описания закона сцепления имеет вид

$$g(x) = a_1\tau(x) + a_2\tau^2(x) + \dots + a_n\tau^n(x). \quad (1.14)$$

По мнению самого же автора, использование данного закона сцепления приводит к математическим трудностям.

Уравнение (1.13) использовал в своих работах А. А. Оатул [100-106]. Г. Рем (G. Rehm) [170] считал, что сечения близкие к концу призмы и отдаленные от нее, находятся в различных условиях, поэтому А.А. Оатул предлагал закон сцепления описывать не одной кривой, а семейством кривых $\tau = F(g, x)$, которые называл «дифференцированным законом сцепления». Учет изменения закона сцепления для различных сечений приводит к большим математическим сложностям.

Подход, к описанию взаимодействия арматуры с бетоном, основанный на модели составных стержней был описан в работе А. В. Трофимова [138]. В работе были рассмотрены несколько характерных случаев работы растянутых железобетонных элементов и получены для них аналитические зависимости. Закон сцепления принимался в виде упругопластической диаграммы Прандтля. На основании полученных зависимостей были решены задачи о трещиностойкости растянутых и изгибаемых железобетонных элементов, расстояния и ширины раскрытия трещин и анкеровки арматуры.

Работы Н.И. Карпенко и А.А. Веселова предлагают рассматривать контакт арматуры с бетоном как их механическое взаимодействие.

Н. И. Карпенко [65-71] предлагает рассматривать зону сцепления арматуры с бетоном, как систему конических оболочек, заключенных между трещинами конусообразной формы, частота расположения которых уменьшается по мере удаления от оси стержня.

Модель Н.И. Карпенко из-за большой математической сложности была реализована для расчета на ЭВМ. Программа может быть использована для решения задач анкеровки, раскалывания бетонной призмы, определения сцепления арматуры с бетоном на участках между трещинами и ширины их раскрытия [70].

В своей работе А.А. Веселов [33, 34, 35] предлагает рассматривать разность осевых деформаций арматуры и бетона, как разность изгибных перемещений

выступов арматуры и бетона, уравнение совместности деформаций записывается в следующем виде

$$\Delta S - \Delta b = [\delta_s(x) + \delta_b'(x)] - [\delta_s(0) + \delta_b'(0)], \quad (1.15)$$

где ΔS и Δb – абсолютные деформации арматурного стержня и бетонной призмы, соответственно; $\delta_s(x) + \delta_b'(x)$ – сумма перемещений выступов арматурного стержня и бетона на расстоянии x ; $\delta_s(0) + \delta_b'(0)$ – тоже, но в сечении $x=0$.

Преимуществом данного подхода является возможность, расчета элементов без привлечения эмпирических параметров, которые использовали другие авторы. Теория сцепления арматуры с бетоном А.А. Веселова доведена до инженерных формул, позволяющих определить ширину раскрытия трещин, расстояния между трещинами и длину анкеровки арматуры.

1.4 Методы оценки ширины раскрытия трещин в конструкциях с обеспеченным и нарушенным сцеплением

На сегодняшний день все предложения по расчету ширины раскрытия трещин можно разделить на две большие группы.

К первой группе относятся предложения, основанные на гипотезе Ф. Г. Томаса (F.G. Thomas). В основу, которой положена связь между шириной раскрытия трещин и взаимным смещением арматуры и бетона [173]. Во всех работах данной группы ширина раскрытия трещин определяется как разность относительных деформаций накопленных с расстояния между двумя смежными трещинами. Для решения этой задачи многие авторы прибегали к использованию различных методик оценки сцепления арматуры с бетоном. В эту группу входят исследования В.И. Мурашева [93], О.Я. Берга [17, 18], Г.А. Молодченко [90], М.Я. Штаермана [151], А.И. Кузнецова [78], А. А. Бабаяна [7], Л.М. Городецкого [42], В.Н. Скотынского [126], М.М. Холмянского [147], А. А. Оатула [100], Г.Н. Шоршнева [150] и др.

Ко второй группе относятся предложения, основанные на статистической обработке и анализе многочисленных опытов различных авторов. Большинство исследований относящихся к этой группе принадлежат зарубежным ученым И. Хогнестад (E. Hognestad) [138], Бьюгрен (V.I.F. Bjuggren) [157], Брайс (Z.P. Brice) [158], Б.Б. Бромс (B.V. Broms) [159], Кларк (A.P. Clarck) [163], В. Куускоски (V. Kuuskoski) [166] и др.

Наиболее широкое применение в нашей стране получил метод расчета ширины раскрытия трещин основанный на работе В. И. Мурашева [93].

$$a_{crc} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_{crc}. \quad (1.16)$$

Шаг трещин автор предлагает определять из предпосылки, что новая трещина образуется в сечении, удаленном от первой на расстоянии l_{crc} , достаточном для увеличения напряжений в бетоне от нуля у берегов трещины, до величины R_{bt} . На основании этого, автор предлагает определять ширину раскрытия трещин по следующей формуле

$$l_{crc} = \left(\frac{W_{pl}}{\alpha W_s} - 1 \right) \alpha \frac{u R_{bt}}{\mu \omega t}. \quad (1.17)$$

Коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами (ψ_s) определяется как отношение средних деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами к деформациям арматуры в сечении с трещинами

$$\psi_s = 1 - \frac{2}{3} \frac{\sigma_s - n_p R_{bt,ser} \left(1 + \frac{1-\gamma}{4\mu n} \right)}{\sigma_s}. \quad (1.18)$$

Исследования Н.В. Никитина и Я.М. Немировского [95] позволили упростить формулу определения коэффициента ψ_s

$$\psi_s = 1 - \omega \frac{M_\sigma}{M}, \quad (1.19)$$

где ω – коэффициент полноты эпюры моментов, воспринимаемых бетоном между трещинами, M_σ – момент, воспринимаемый бетонным сечением элемента в середине между трещинами.

Параметры ω и M_6 не являются постоянными и зависят множества факторов, поэтому их определение вызывало трудности. На основании проведенных исследований Я.М. Немировский [95] предложил величину M_b , заменить моментом воспринимаемым сечением непосредственно перед появлением трещины M_{bt} и формула приняла следующий вид

$$\psi_s = 1 - \omega \chi \frac{M_{bt}}{M}, \quad (1.20)$$

где $\chi = \frac{M_b}{M_{bt}}$.

А.А. Гвоздев, совершенствуя метод расчета В. И. Мурашева для необходимости согласования опытных и расчетных данных, скорректировал формулу для определения ψ_s [129]

$$\psi_s = 1,3 - S \frac{M_{bt}}{M}, \quad (1.21)$$

где S – коэффициент, зависящий от профиля арматуры и длительности действия нагрузки.

В СНиП II-V.1-62* [129] формула (1.17) вошла в виде

$$l_{crc} = \left(\frac{W_T}{F_a z_1 n} - 2 \right) \alpha \frac{F_a}{s} \eta, \quad (1.22)$$

где η – коэффициент, зависящий от вида продольной растянутой арматуры, принимаемый для гладких горячекатаных стержней равным 1,0; для стержней периодического профиля 0,7; для арматурной проволоки, применяемой в каркасах 1,25.

В. И. Елисеев [53], изучая изменение характеристик бетона, сцепление арматуры с бетоном и работу балок пропитанных отработанным минеральным маслом, предлагал в конструкциях с нарушенным сцеплением от воздействия минеральных масел определять шаг трещин по формуле (1.7), но со следующими поправками

$$\eta^{масл} = \frac{R_{bt}^{масл}}{\tau_{ср.сц}^{масл}} = \frac{0,8R_{bt}^{сух}}{0,6\tau_{ср.сц}^{сух}} = 1,33\eta^{сух}. \quad (1.23)$$

Следовательно, учитывая снижение прочности бетона при растяжении и потерю сцепления арматуры с бетоном в результате воздействия минеральных масел, автор учитывает увеличение шага трещин в таких конструкциях.

Г.А. Молодченко [90] величину ω_t предлагал принимать переменной в зависимости от напряжений в арматуре

$$l_{crc}^{cp} = 1,115 \frac{A_b}{s} \frac{(0,5 + 12,5\mu)\sigma_s(\sigma_s - 0,65\sigma_{s2})}{\sigma_s^2 - 0,95\sigma_{s2}^2}. \quad (1.24)$$

Коэффициент ψ_s по предложению автора определяется по формуле

$$\psi_s = 1 - (1 + n_p \mu) \frac{N_{b,crc} N_{crc}}{N^2}. \quad (1.25)$$

Использование формул (1.24) и (1.25) в выражении (1.16) по мнению автора, позволяет рассматривать не только процесс стабилизированного трещинообразования, но и стадию последовательного образования трещин.

В исследованиях М.М. Холмянского [147] ширину раскрытия трещин предлагается определять по формуле, основанной на нормальном законе сцепления

$$a_{crc,max} = g_1 + \frac{1}{\alpha} \left(e^{\frac{E_s \varepsilon_s}{K}} - 1 \right), \quad (1.26)$$

где K и α – параметры сцепления.

В работе А. А. Веселова [33] ширину раскрытия трещин предлагается определять по формуле

$$a_{crc} = 2 \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \frac{thm \frac{l_{crc}}{2}}{m}, \quad (1.27)$$

где m – параметр сцепления, который определяется по выражению

$$m = \sqrt{\frac{\beta E_s A_s f k}{A_s S_s S_{b1} \left(\lambda_s + \lambda_b \frac{E_{s,v}}{E_{b,v}} \cdot \frac{S_b}{S_s} \right)}}, \quad (1.28)$$

В формулу параметра сцепления входят такие характеристики как проекция боковой поверхности выступа (f), высота бетонных (S_{b1}) и арматурных выступов (S_s) в месте сопряжения материалов по контакту, деформационные

характеристики бетона и арматуры, и коэффициенты (λ_s , λ_b), зависящие от геометрии арматуры, наличия или отсутствия кольцевых трещин и возможных дефектов бетонных выступов.

Расстояние между трещинами рассчитывается по формуле:

1) для изгибаемых элементов

$$l_{crc} = \frac{2N_{crc,b} \cdot S_{b1} k_1 E_b}{R_{bt,ser} E_s A_s} \cdot \frac{h-x}{h-x-a_s}, \quad (1.30)$$

2) для центрально растянутых элементов

$$l_{crc} = \frac{2N_{crc,b} \cdot S_{b1} k_1 E_b}{R_{bt,ser} E_s A_s}. \quad (1.31)$$

Несомненным преимуществом данной работы [33] является возможность определения всех характеристик входящих в зависимости без привлечения эмпирических параметров определенных на основании экспериментальных данных.

А.В. Трофимов [138] используя модель составного стержня, получил формулы для определения расстояния между трещинами:

1) для центрально растянутых элементов с учетом упругой работы контактного слоя

$$a_{crc} = \frac{2N}{\lambda E_s A_s} \cdot th \lambda \frac{l_{crc}}{2} - \frac{R_{bt,ser}}{E_b} \cdot l_{crc}. \quad (1.32)$$

Второе слагаемое в формуле (1.32) это собственные удлинения бетона на участке между трещинами.

2) для центрально-растянутых элементов с учетом упругопластической работы контактного слоя

$$a_{crc} = \frac{\sigma_{s0}}{E_s} l_{crc} \left(1 - \frac{2a_0}{(1+\alpha)l_{crc}} - \frac{4\tau_u b_0^2}{dl_{crc} \sigma_{s0}} \left(1 - \frac{2}{\lambda^2 b_0^2} \right) \right). \quad (1.33)$$

Формула (1.33) помимо учета упругопластической работы контактного слоя арматуры с бетоном позволяет учесть развитие и распространения участка нарушенного сцепления у берегов трещины.

Расстояние между трещинами определяется как

$$l_{crc}^{max} = \frac{2 \ln(t + \sqrt{t^2 - 1})}{\lambda}, \quad (1.34)$$

где t – для упругой работы контактного слоя $t = \frac{1}{1 - \frac{R_{bt,ser}(1 + \alpha)}{\sigma_{s0}\mu}}$, для упругопластической работы контактного слоя $t = t_1$ $t_1 = \frac{1 + m^2}{1 - m^2}$, $m = \frac{\lambda d R_{bt,ser}}{4 \tau_u \mu}$.

Для изгибаемых железобетонных элементов ширина раскрытия трещин (a_{crc}) определяется по формуле (1.32) расстояние между трещинами определяется по формуле (1.34), но с учетом напряженно-деформированного состояния поперечного сечения элемента и контактного слоя

$$t = \frac{1}{1 - \frac{R_{bt,ser}(1 - \xi_1 + n_1 \alpha)}{n_1 \mu \sigma_{s0}}}, \quad (1.35)$$

где $\xi_1 = \frac{\xi_0}{1 - \frac{a}{h}}$, $n_1 = 1 + \frac{3 \left(1 - \xi_1 - \frac{2a}{h}\right)^2}{(1 - \xi_1)^2}$.

Коэффициент ψ_s по предложению А. В. Трофимова [138] определяется по формуле при упругой работе контактного слоя

$$\psi_s = \frac{1}{1 + \alpha} \left(\alpha + \frac{\sqrt{t^2 - 1}}{t \ln(t + \sqrt{t^2 - 1})} \right), \quad (1.36)$$

и при упругопластической работе контактного слоя по формуле

$$\psi_s = 1 - \frac{2a_0}{(1 + \alpha)l_{crc}} - \frac{4\tau_u b_0^2}{d l_{crc} \sigma_{s0}} \left(1 - \frac{2}{\lambda^2 b_0^2} \right). \quad (1.37)$$

Другой подход к оценке ширины раскрытия трещин предложен О.Я. Бергом [17]. Автор считает, что при оценке ширины раскрытия трещин существенное значение имеет зона взаимодействия арматуры с бетоном. Характеристикой этой зоны является величина R_a – радиус армирования, которая входит в формулу для определения средних расстояний между трещинами \bar{l}

$$\bar{l} = \frac{0,16R_a(1-\mu)}{\left(0,7 - 0,085 \ln \frac{1000}{R_a}\right)}. \quad (1.38)$$

Ширину раскрытия трещин предлагается определять по следующей зависимости

$$a_{crc} = \bar{l}(\psi_1\sigma_a + \psi_2\varepsilon_y + \psi_3\varepsilon_n), \quad (1.39)$$

где ψ_1 – функциональная зависимость по времени от величины σ_a , ψ_2 и ψ_3 – функциональная зависимость по времени соответственно от усадки ε_y и ε_n в сжатой зоне конструкции.

Формула, основанная на работе О. Я. Берга, вошла в нормативный документ СН 365-67 в следующем виде

$$a_{crc} = 3 \frac{\sigma_a}{E_a} \psi_2 \sqrt{R_a}, \quad (1.40)$$

радиус армирования определяется по следующей формуле

$$R_a = \frac{A_r}{\beta(n_1d_1 + n_2d_2 + \dots + n_id_i)} \quad (1.41)$$

где A_r – площадь зоны взаимодействия, n_i – число стержней в сечении имеющих диаметр d_i , β – коэффициент, учитывающий расположение арматуры в пучках стержней.

В нормах проектирования железобетонных конструкций СНиП II-21-75 и СНиП 2.03.01-84 [127] была принята полуэмпирическая зависимость для определения ширины раскрытия трещин предложенная Ю.П. Гушей и В.М. Мулиным.

$$a_{crc} = kc_d \eta \frac{\sigma_a}{E_a} 20(3,5 - 100\mu)^{\frac{1}{3}} \sqrt{d}. \quad (1.42)$$

Формула была получена на основе широкого анализа экспериментальных данных различных авторов по результатам испытаний более 250 образцов.

В нормативном документе СНиП 52-01-2003 [128] и его актуализированной редакции СП 63.13330.2012 [131] расчет ширины раскрытия трещин следует выполнять по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s. \quad (1.43)$$

Базовое расстояние между трещинами предлагается определять по формуле без учета влияния вида поверхности арматуры

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s, \quad (1.44)$$

при этом ограничено изменение l_s в пределах от $10d_s$ или 10 см и не более $40d_s$ или 40 см. Коэффициент ψ_s предлагается определять по формулам

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} \quad \text{или} \quad \psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M} \quad (1.45)$$

В работе [109] приведен детальный анализ расчета ширины раскрытия трещин по методике нормативных документов [128, 131]. Авторы уделяют внимание тому, что в рамках одного нормативного документа величины $\sigma_{s,crc}$ и σ_s допускается определять по различным формулам, что приводит к 24 возможным вариантам расчета a_{crc} и разброс результатов расчета по формуле превышает 50% [109].

В кодексе образце ЕКБ/ФИП (СЕВ/ФІР) [74], который представляет собой основу для разработки национальных норм, ширину раскрытия трещин предлагается определять следующим образом

$$\omega_k = 1,7 \varepsilon_{sm} S_{rm}, \quad (1.46)$$

Среднее расстояние между трещинами для стадии стабилизированного трещинообразования

$$S_{r,max} = 2 \left(c + \frac{S}{10} \right) + \frac{k_1 k_2 d}{\rho_{eff}}, \quad (1.47)$$

где c – защитный слой бетона, S – расстояние между стержнями, k_1 – коэффициент учитывающий сцепление арматуры с бетоном, k_2 – коэффициент, зависящий от способа приложения нагрузки, ρ_{eff} – эффективный процент армирования.

В европейские нормы EN 1992-1-1 [19] формула (1.46) вошла с незначительными поправками

$$\omega_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}). \quad (1.48)$$

Ширина раскрытия трещин, вычисленная по формуле (1.48) для стадии стабилизированного процесса трещинообразования даёт значения с 5%-ной вероятностью превышения.

Максимальное расстояние между трещинами определяется по формуле

$$S_{r,\max} = 3,4c + 0,425 \frac{k_1 k_2 d}{\rho_{\text{eff}}}. \quad (1.49)$$

Для элементов, у которых отсутствует сцепление арматуры с бетоном или расстояние между стержнями превышает $5(c - d/2)$, максимальную ширину раскрытия трещин предлагается определять по формуле

$$S_{r,\max} = 1,3(h - x), \quad (1.50)$$

где h – высота сечения, x – высота сжатой зоны.

Аналогичная формула с небольшими корректировками используется и в нормативном документе Республики Беларусь для расчета железобетонных конструкций СНБ 5.03.01–02.

Американский институт бетона в нормативном документе ACI 318–11 [156] рекомендует ширину раскрытия трещин определять по формуле

$$\omega = 0,076 \frac{h_2}{h_1} \sigma_s \sqrt[3]{\frac{d_c A_{br}}{n}}, \quad (1.51)$$

где d_c – защитный слой бетона, A_{br} – площадь растянутого бетона, окружающего арматурные стержни, n – количество арматурных стержней, h_2 – расстояние от нижней растянутой грани до нейтральной оси, h_1 – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до нейтральной оси.

Выводы

На основании анализа исследований работы конструкций с нарушенным сцеплением и существующих подходов к оценке ширины раскрытия и шага трещин железобетонных конструкций можно сделать следующие выводы:

1) Большинство авторов рассматривает работу железобетонных конструкций в предельном состоянии по несущей способности и не уделяет

должного внимания процессу образования и формирования системы трещин, которая на основании многочисленных работ [14, 23, 77, 82, 116, 124, 135] определяет напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном.

2) У конструкций с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном происходит снижение усилия образования трещин и несущей способности, происходит увеличение шага, ширины раскрытия трещин и прогибов элемента.

3) За счет большого раскрытия трещин происходит уменьшение высоты сжатой зоны и увеличение деформаций в крайнем сжатом волокне бетона по сравнению с элементами с обеспеченным сцеплением.

ГЛАВА 2. РАСЧЕТ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ РАСТЯНУТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧАСТКАМИ НАРУШЕННОГО СЦЕПЛЕНИЯ

2.1 Расчетная модель, исходные предпосылки и уравнения

В работе используется трехслойная модель «бетон – контактный слой – арматура» [143]. Контактный слой – это слой небольшой толщины, близкой к шагу профилировки, бетон в котором находится в зоне высоких напряжений, в результате, действия этих напряжений развиваются контактные трещины [143]. Наличие контактных трещин было доказано в работе [167], что и обусловило выделение контактного слоя и принятие трёхслойной модели.

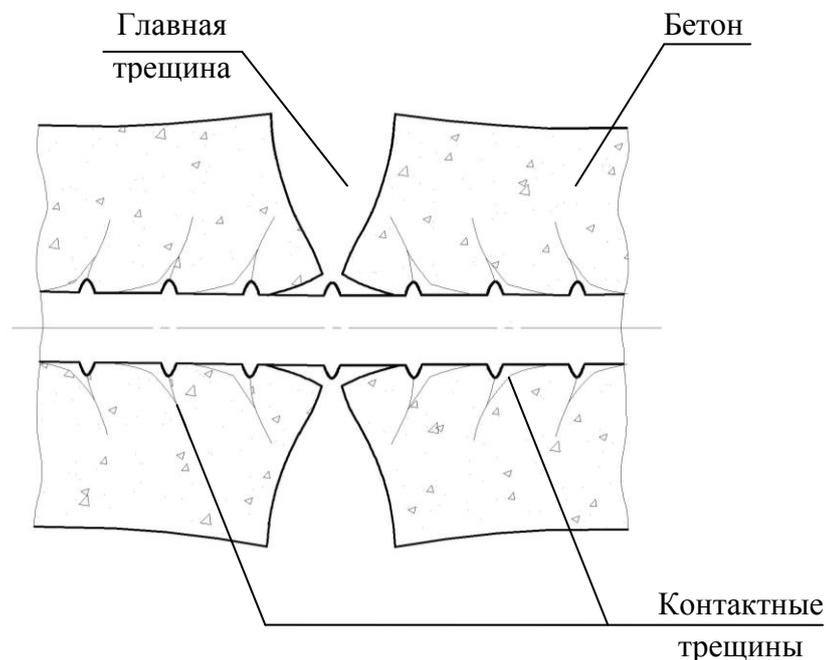


Рис. 2.1. Схема деформаций растянутого железобетонного элемента по данным эксперимента Я. Гото (Y. Goto) [167]

Исходные предпосылки:

- 1) в первом приближении ветви деформируются упруго;
- 2) для бетонной ветви справедлива гипотеза плоских сечений;
- 3) взаимные смещения имеют место в пределах контактного слоя;

- 4) взаимные смещения между арматурой и бетоном происходят по центру тяжести арматуры;
- 5) изгибной жесткостью арматуры пренебрегаем.

Исходное выражение совместности деформаций в уровне контактного слоя:

$$\varepsilon_{sv} = \varepsilon_s - \varepsilon_{bt}, \quad (2.1)$$

где ε_{sv} – относительные деформации связей сдвига; ε_s – относительные деформации арматуры; ε_{bt} – относительные деформации бетона на уровне арматуры.

При действии на железобетонный элемент внешней нагрузки за счет сил сцепления арматуры с бетоном происходит перераспределение напряжений между арматурой и бетоном. Рассмотрим общий случай расчета составного стержня, связи сдвига по контакту арматуры с бетоном, в котором, заменены реакциями (S).

Принимая сдвигающее усилие (S) как внешнее по отношению к частям стержня выражаем ε_s , ε_{sv} и ε_{bt} :

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= \frac{S}{E_s A_s}; \quad \varepsilon_{sv} = \frac{S''}{G}; \\ \varepsilon_{bt} &= - \left(\frac{S}{E_b A_b} + \frac{S m_0^2}{B} \pm \frac{N}{E_b A_b} - \frac{M \pm Ne}{B} m_0 \right). \end{aligned} \quad (2.2)$$

Выполняя подстановку (2.2) в (2.1), получаем

$$\frac{S''}{G} = \gamma S + \Delta, \quad (2.3)$$

где $\gamma = \frac{1}{E_s A_s} + \frac{1}{E_b A_b} + \frac{m_0^2}{B}$; $\Delta = \pm \frac{N}{E_b A_b} - \frac{M - Ne}{B} \cdot m_0$; E_s – модуль упругости бетона; A_s – площадь сечения арматуры; E_b – начальный модуль упругости бетона; A_b – площадь сечения бетона; B – изгибная жесткость бетонной ветви; G – модуль деформаций сцепления; m_0 – расстояние между центрами тяжести ветвей; e – эксцентриситет приложения силы N .

Решение дифференциального уравнения (2.3) известно в работе [118]

$$\begin{cases} S = C_1 sh\lambda x + C_2 ch\lambda x + \frac{G}{\lambda} \int_0^x \Delta(\xi) sh\lambda(x-\xi) d\xi; \\ S' = \lambda \left[C_1 ch\lambda x + C_2 sh\lambda x + \frac{G}{\lambda} \int_0^x \Delta(\xi) ch\lambda(x-\xi) d\xi \right]; \\ S'' = \lambda^2 \left[C_1 sh\lambda x + C_2 ch\lambda x + \frac{G}{\lambda} \int_0^x \Delta(\xi) sh\lambda(x-\xi) d\xi \right], \end{cases} \quad (2.4)$$

где $\lambda = \sqrt{G\gamma}$; ξ – вспомогательная переменная.

2.2 Определение параметра λ для участков с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном

Для определения деформативных (λ) и прочностных (τ_u) характеристик контактного слоя на участках с нарушенным сцеплением используем параметр χ (относительная прочность сцепления), который был предложен в работе [116] и выражается следующей формулой

$$\chi = \frac{\tau_{от}}{\tau_o}, \quad (2.5)$$

где $\tau_{от}$ – условные напряжения сцепления при недостаточном или нарушенном сцеплении; τ_o – условные напряжения сцепления при обеспеченном сцеплении.

Используя формулы, полученные из решения системы (2.4) получаем

$$\chi = \frac{\lambda_{от} th\lambda_{от} l/2}{\lambda_o th\lambda_o l/2}. \quad (2.6)$$

Выполнив преобразования, получаем выражение для определения параметра $\lambda_{от}$

$$\lambda_{от} = \frac{\lambda_o \chi \cdot th\lambda_o l/2}{th\lambda_{от} l/2}. \quad (2.7)$$

Параметр сцепления $\lambda_{от}$ – для участков с нарушенным сцеплением, определяется из уравнения (2.7).

Коэффициент χ изменяется в пределах от 0 до 1.0, то есть от полностью нарушенного сцепления до обеспеченного сцепления [116]. Все значения коэффициента χ получены в работе [116] на основании обработки многочисленных экспериментальных данных.

Для элементов, у которых нарушенное сцепление вызвано коррозией арматуры [36, 85, 89, 116] при толщине слоя коррозии до 3 мм, для гладкой арматуры $\chi = 0,4 \div 0,5$; для арматуры периодического профиля $\chi = 0,6 \div 0,7$. При слое коррозии толщиной более 3 мм $\chi \leq 0,1$. Характерным признаком нарушения сцепления при коррозии арматуры служат продольные трещины вдоль арматуры с шириной раскрытия до 2 мм, отслоение защитного слоя происходит при толщине слоя коррозии более 3 мм.

Для конструкций, подвергшихся воздействию бензина и керосина [24, 25, 26, 91], $\chi = 1,0$ для арматуры периодического профиля; $\chi = 0,5$ для гладкой арматуры. При воздействии дизельного топлива $\chi = 0,75$ – для арматуры периодического профиля; $\chi = 0,4$ – для гладкой арматуры.

Коэффициент χ при воздействии минеральных масел [25] вычисляется по выражению

$$\chi = (1 - 0,1t), \text{ но не менее } 0,3, \quad (2.8)$$

где 0,1 – коэффициент интенсивности снижения прочности сцепления во времени; t – продолжительность воздействия минеральных масел в годах.

При длительном стационарном нагреве до 100°C [60,108] для арматуры периодического профиля $\chi = 1,0$, а для гладкой арматуры значение χ приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1

Температура нагрева $^{\circ}\text{C}$	χ
20	1,0
60	0,85
120	0,725
180	0,7

Влияние нагрева на прочность сцепления при пожаре [108] характеризуется значениями χ , представленными в таблице 2.2.

Таблица 2.2

Температура нагрева $^{\circ}\text{C}$	χ
150	0,7
200	0,6
300	0,4
400	0,3
500	0,15

Коэффициенты χ , полученные в работе [116] на основании обработанных данных из работы [55], приведены в таблице 2.3.

Таблица 2.3

Значения χ при минимальной температуре в $^{\circ}\text{C}$		
Ниже -40	от -20 до -40	до -20
0,7–0,8	0,8–0,9	0,9–0,95

При механических повреждениях, приводящих к нарушению сцепления, коэффициент χ определяем по формуле [116]

$$\chi = \frac{(S_p - S_{p(\text{от})})}{S_p}, \quad (2.9)$$

где S_p – периметр арматурного стержня, $S_{p(\text{от})}$ – часть периметра арматурного стержня, на котором вследствие механических повреждений, отсутствует сцепление с бетоном.

2.3 Работа контактного слоя в упругой стадии

Под нарушенным сцеплением в данной работе понимается такое состояние контакта между арматурой и бетоном, вызванное внешним воздействием, в результате которого происходит увеличение деформативных и уменьшение прочностных характеристик контактного слоя на определенном участке элемента. Рассмотрим центрально растянутый элемент с двумя несимметрично расположенными участками нарушенного сцепления. Участки l_1, l_3, l_5 имеют параметр сцепления λ_1 , а участки l_2, l_4 – λ_2 (рис. 2.2).

Рассмотрим две схемы загрузки железобетонного элемента:

- 1) нагрузка прикладывается к арматурному стержню;
- 2) нагрузка прикладывается к бетонной призме.

Вывод основных зависимостей выполним на примере первого случая загрузки.

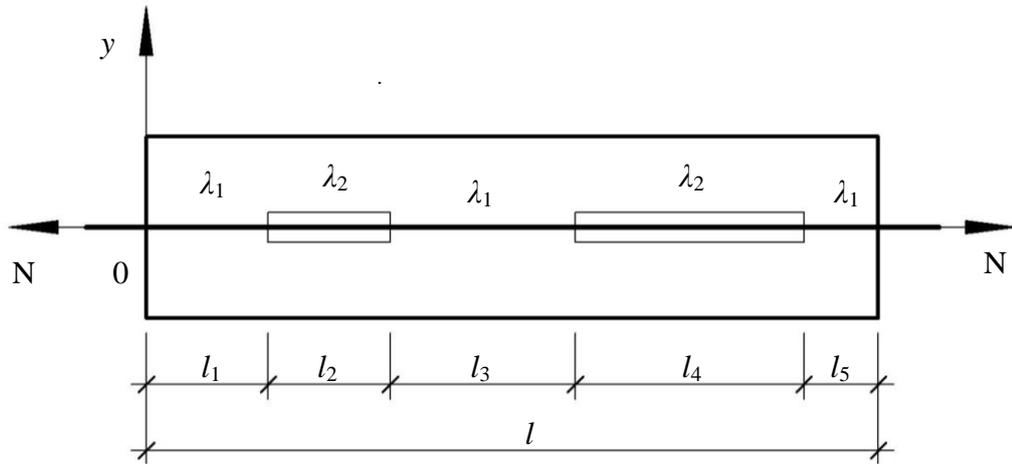


Рис. 2.2. Расчетная схема рассматриваемого элемента.

Рассмотрим участок l_1 ($0 \geq x \geq l_1$) и l_5 ($0 \geq x \geq l_5$). Перераспределение напряжений между арматурой и бетоном на участках l_1 и l_5 , будет аналогично перераспределению напряжений на концевых участках в элементе длиной l и параметром сцепления λ_1 по всей длине элемента (рис. 2.3).

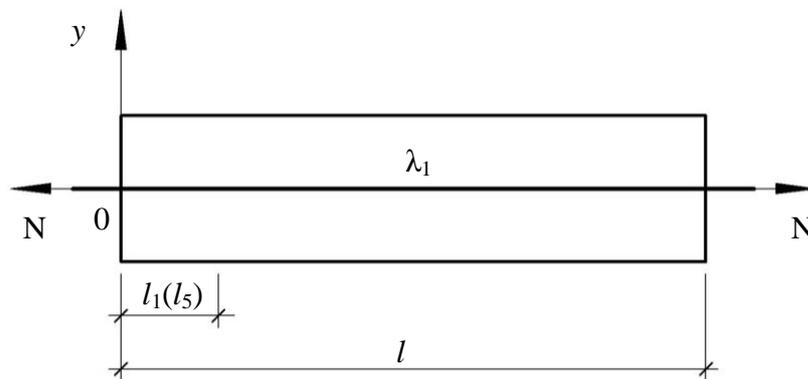


Рис. 2.3. Расчетная схема участков l_1 и l_5

Решение системы уравнений (2.4) для этого случая примет вид:

$$\begin{cases} S = C_1 sh\lambda_1 x + C_2 ch\lambda_1 x - \frac{\Delta}{\gamma}; \\ S' = \lambda [C_1 ch\lambda_1 x + C_2 sh\lambda_1 x]; \\ S'' = \lambda^2 [C_1 sh\lambda_1 x + C_2 ch\lambda_1 x], \end{cases} \quad (2.10)$$

где $\Delta = -\frac{N}{E_s A_s}$; $\gamma = \frac{1}{E_s A_s} + \frac{1}{E_b A_b} = \frac{1+\alpha}{E_s A_s}$; $\alpha = \frac{E_s \cdot A_s}{E_b \cdot A_b}$.

Принимая начало координат у левого края элемента, определяем произвольные постоянные C_1 и C_2 из граничных условий $S_{x=0} = 0$ и $S_{x=l} = 0$ (свободный сдвиг арматуры)

$$C_1 = \frac{N}{(1+\alpha)} \left(\frac{ch\lambda_1 l - 1}{sh\lambda_1 l} \right); C_2 = -\frac{N}{(1+\alpha)}. \quad (2.11)$$

Подставив найденные значения (2.11) в (2.10) и выполнив преобразования, определяем $\varepsilon_{s(x)}$, $\varepsilon_{bt(x)}$ и τ_x

$$S = \frac{N}{(1+\alpha)} \left(\left(\frac{ch\lambda_1 l - 1}{sh\lambda_1 l} \right) sh\lambda_1 x - ch\lambda_1 x + 1 \right); \quad (2.12)$$

$$\varepsilon_{s(x)} = \frac{N - S}{E_s A_s} = \frac{N}{(1+\alpha) E_s A_s} \left(\left(\frac{1 - ch\lambda_1 l}{sh\lambda_1 l} \right) sh\lambda_1 x + ch\lambda_1 x + \alpha \right); \quad (2.13)$$

$$\varepsilon_{bt(x)} = \frac{S}{E_b A_b} = \frac{\alpha N}{(1+\alpha) E_s A_s} \left(\left(\frac{ch\lambda_1 l - 1}{sh\lambda_1 l} \right) sh\lambda_1 x - ch\lambda_1 x + 1 \right);$$

$$\tau_x = \frac{S'}{S_p} = \frac{\lambda_1 N}{(1+\alpha) S_p} \left(\left(\frac{ch\lambda_1 l - 1}{sh\lambda_1 l} \right) ch\lambda_1 x - sh\lambda_1 x \right),$$

где S_p – периметр арматуры.

Смещения арматуры относительно бетона (δ_0), являются одним из основных параметров отражающих работу контактного слоя. Определим взаимные смещения между арматурой и бетоном на участках l_1 и l_5 . Сдвиг арматуры относительно бетона находим, интегрируя разность относительных деформаций ε_s и ε_{bt} на этих участках

$$\delta_0 = \int_0^{l_1} (\varepsilon_s - \varepsilon_{bt}) dx = \frac{N}{\lambda_1 E_s A_s} \left(\left(\frac{(1 - ch\lambda_1 l)(ch\lambda_1 l_1 - 1)}{sh\lambda_1 l} \right) + sh\lambda_1 l_1 \right). \quad (2.14)$$

Для участка l_5 ($0 \geq x \geq l_5$) в формуле (2.14) значение l_1 заменяется на значение l_5 .

Рассмотрим участок l_2 ($0 \geq x \geq l_2$) и l_4 ($0 \geq x \geq l_4$). Мысленно отсечем участки l_1 и l_5 . Отбрасываем связи и заменяем их реакциями (рис. 2.4).

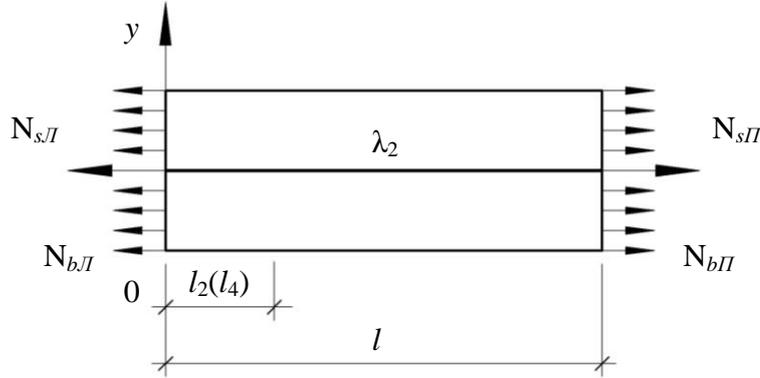


Рис. 2.4. Расчетная схема рассматриваемого участка

Величины реакций находим из решения (2.13) крайних участков элемента

$$\begin{aligned} N_{sII} &= \varepsilon_{s(l_1)} E_s A_s; \quad N_{bII} = \varepsilon_{b(l_1)} E_b A_b; \\ N_{sII} &= \varepsilon_{s(l_5)} E_s A_s; \quad N_{bII} = \varepsilon_{b(l_5)} E_b A_b, \end{aligned} \quad (2.15)$$

где $\varepsilon_{s(l_1)}, \varepsilon_{s(l_5)}$ – относительные деформации в арматуре, соответственно на расстоянии l_1 и l_5 от края элемента; $\varepsilon_{b(l_1)}, \varepsilon_{b(l_5)}$ – относительные деформации в бетоне, соответственно на расстоянии l_1 и l_5 от края элемента.

Выполняем расчет элемента длиной l_{24} ($l_{24} = l_2 + l_3 + l_4$) с параметром сцепления λ_2 по всей длине.

Используем решение системы уравнений (2.5), где $\Delta = \frac{N_{sII}}{E_s A_s} - \frac{N_{bII}}{E_b A_b}$.

Запишем граничные условия для этого участка: $S_{x=0} = 0$ и $S_{x=l_{24}} = N_{sII} - N_{sII}$.

Вычислим произвольные постоянные

$$C_1 = \frac{(N_{sII} - N_{sII})}{sh\lambda_2 l_{24}} + \frac{N_{sII} - \alpha N_{bII}}{1 + \alpha} \left(\frac{1 - ch\lambda_2 l_{24}}{sh\lambda_2 l_{24}} \right); \quad C_2 = \frac{N_{sII} - \alpha N_{bII}}{1 + \alpha}, \quad (2.16)$$

тогда сдвигающее усилие S равно

$$S = \frac{(N_{sII} - N_{sI}) \cdot sh\lambda_2 x}{sh\lambda_2 l_{24}} + \frac{(N_{sI} - \alpha N_{bI})}{1 + \alpha} \left(\left(\frac{1 - ch\lambda_2 l_{24}}{sh\lambda_2 l_{24}} \right) \cdot sh\lambda_2 x + ch\lambda_2 x - 1 \right). \quad (2.17)$$

Подставив найденные значения (2.11) в (2.5), и выполнив преобразования, определяем $\varepsilon_{s(x)}$, $\varepsilon_{bt(x)}$ и τ_x

$$\begin{aligned} \varepsilon_{s(x)} &= \frac{N_{sI}}{E_s A_s} + \frac{(N_{sII} - N_{sI}) sh\lambda_2 x}{E_s A_s \cdot sh\lambda_2 l_{24}} + \\ &+ \frac{(N_{sI} - \alpha N_{bI})}{(1 + \alpha) E_s A_s} \left(\left(\frac{1 - ch\lambda_2 l_{24}}{sh\lambda_2 l_{24}} \right) sh\lambda_2 x + ch\lambda_2 x - 1 \right); \\ \varepsilon_{bt(x)} &= \frac{\alpha N_{bI}}{E_s A_s} - \frac{\alpha (N_{sII} - N_{sI}) sh\lambda_2 x}{E_s A_s \cdot sh\lambda_2 l_{24}} - \\ &- \frac{\alpha (N_{sI} - \alpha N_{bI})}{(1 + \alpha) E_s A_s} \left(\left(\frac{1 - ch\lambda_2 l_{24}}{sh\lambda_2 l_{24}} \right) \cdot sh\lambda_2 x + ch\lambda_2 x - 1 \right); \\ \tau_x &= \frac{\lambda_2 (N_{sII} - N_{sI}) \cdot ch\lambda_2 x}{S_p \cdot sh\lambda_2 l_{24}} + \frac{\lambda (N_{sI} - \alpha N_{bI})}{(1 + \alpha) S_p} \left(\left(\frac{1 - ch\lambda_2 l_{24}}{sh\lambda_2 l_{24}} \right) \cdot ch\lambda_2 x + sh\lambda_2 x \right). \end{aligned} \quad (2.18)$$

Смещения арматуры относительно бетона находим по аналогии с участками l_1 и l_5 , интегрируя разность относительных деформаций арматуры и бетона на этих участках

$$\begin{aligned} \delta_0 &= \int_0^{l_2} (\varepsilon_s - \varepsilon_{bt}) dx = \frac{(N_{sII} - N_{sI})(1 + \alpha)(ch\lambda_2 l_2 - 1)}{\lambda_1 E_s A_s \cdot sh\lambda_2 l_{24}} + \\ &+ \frac{N_{sI} - \alpha N_{bI}}{\lambda_1 E_s A_s} \left(\left(\frac{(1 - ch\lambda_2 l_{24})(ch\lambda_2 l_2 - 1)}{sh\lambda_2 l_{24}} \right) + sh\lambda_2 l_2 \right). \end{aligned} \quad (2.19)$$

По аналогии с участками l_2 и l_4 выполняем расчет центрального участка l_3 ($0 \geq x \geq l_3$). Мысленно отсекаем участки l_2 и l_4 отбрасываем связи и заменяем их реакциями (рис. 2.5). Величины реакций находим из решения двух крайних участков

$$\begin{aligned} N_{sI} &= \varepsilon_{s(l_2)} E_s A_s; \quad N_{bI} = \varepsilon_{b(l_2)} E_b A_b; \\ N_{sII} &= \varepsilon_{s(l_4)} E_s A_s; \quad N_{bII} = \varepsilon_{b(l_4)} E_b A_b, \end{aligned} \quad (2.20)$$

где $\varepsilon_{s(l_2)}, \varepsilon_{s(l_4)}$ – относительные деформации в арматуре, соответственно на расстоянии l_2 и l_4 от края элемента; $\varepsilon_{b(l_2)}, \varepsilon_{b(l_4)}$ – относительные деформации в бетоне, соответственно на расстоянии l_2 и l_4 от края элемента.

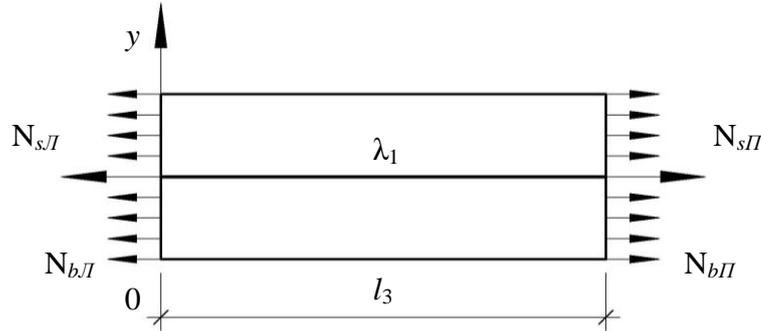


Рис. 2.5. Расчетная схема центрального участка длиной l_3

Формулы для расчета центрального участка аналогичны формулам расчета участков l_2 и l_4 , значение l_{24} , заменяется значением l_3 , а λ_2 значением λ_1 .

При несимметричном расположении участков с различными параметрами сцепления λ_1 и λ_2 , положение нулевой точки эпюры касательных напряжений не совпадает с геометрическим центром всего элемента, как это имеет место у элемента с единым параметром сцепления. Таким образом, необходимо определить координату нулевой точки эпюры касательных напряжений. Из условия $\tau_x = 0$ получаем

$$cth\lambda_1 c = - \frac{1}{\frac{(N_{sЛ} - N_{sП})(1 + \alpha)}{(N_{sЛ} - \alpha N_{bЛ})sh\lambda_1 l_3} + \frac{1 - ch\lambda_1 l_3}{sh\lambda_1 l_3}}. \quad (2.21)$$

Выражение в правой части уравнения обозначим Z , тогда решение (2.21) будет иметь вид

$$c = \frac{arthZ}{\lambda_1} = \frac{1}{2\lambda_1} \ln \left(\frac{Z+1}{Z-1} \right). \quad (2.22)$$

На участке l_3 ($0 \geq x \geq l_3$) взаимный сдвиг арматуры и бетона находим интегрируя разность относительных деформаций арматуры и бетона на длине от края элемента до нулевой точки эпюры касательных напряжений

$$\delta_{0I} = \int_0^c (\varepsilon_s - \varepsilon_{bt}) dx = \frac{(N_{sII} - N_{sJI})(1 + \alpha)(ch\lambda_1 c - 1)}{\lambda_1 E_s A_s \cdot sh\lambda_1 l_3} +$$

$$+ \frac{N_{sJI} - \alpha N_{bJI}}{\lambda_1 E_s A_s} \left(\left(\frac{(1 - ch\lambda_1 l_3)(ch\lambda_1 c - 1)}{sh\lambda_1 l_3} \right) + sh\lambda_1 c \right); \quad (2.23)$$

$$\delta_{0II} = \int_0^{l_3-c} (\varepsilon_s - \varepsilon_{bt}) dx = \frac{(N_{sII} - N_{sJI})(1 + \alpha)(ch\lambda_1 (l_3 - c) - 1)}{\lambda_1 E_s A_s \cdot sh\lambda_1 l_3} +$$

$$+ \frac{N_{sJI} - \alpha N_{bJI}}{\lambda_1 E_s A_s} \left(\left(\frac{(1 - ch\lambda_1 l_3)(ch\lambda_1 (l_3 - c) - 1)}{sh\lambda_1 l_3} \right) + sh\lambda_1 (l_3 - c) \right). \quad (2.24)$$

На рис. 2.6. приведено распределение относительных деформаций в арматуре (ε_s), бетоне (ε_{bt}) и касательных напряжений в контактном слое (τ) по длине элемента. Если в вышеприведенных зависимостях принять единый параметр сцепления λ на всех участках элемента, то распределение относительных деформаций и касательных напряжений будет соответствовать их распределению в элементе без участков нарушенного сцепления.

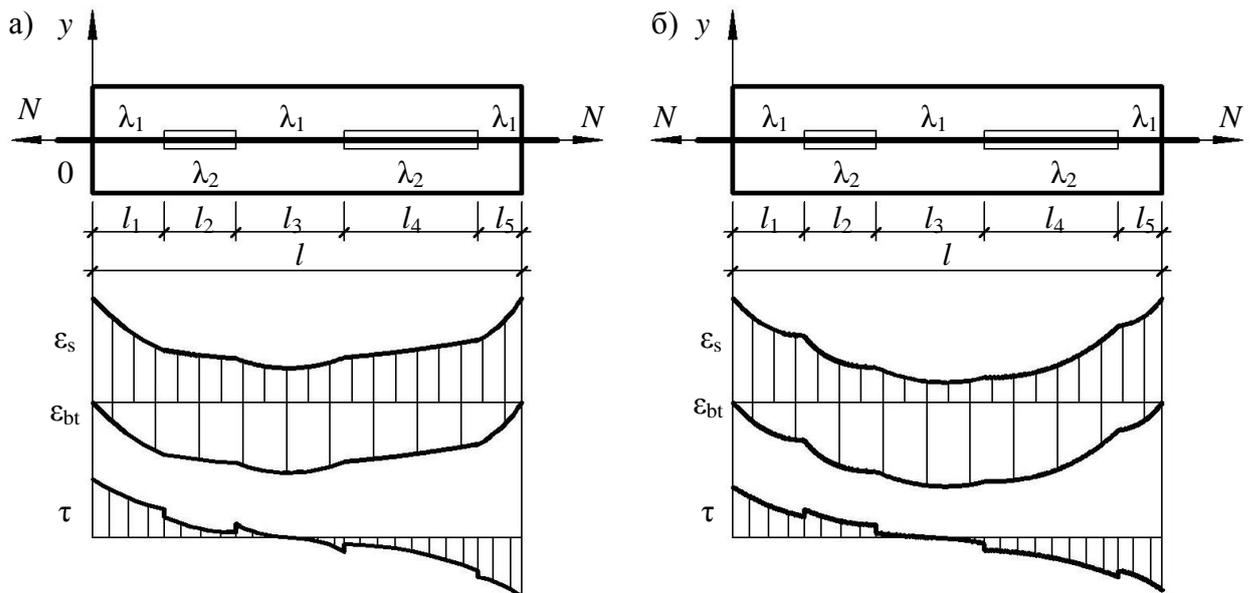


Рис. 2.6. Распределение относительных деформаций в арматуре (ε_s), бетоне (ε_{bt}) и касательных напряжений в контактном слое (τ) по длине элемента:

а) при условии $\lambda_1 > \lambda_2$, б) при условии $\lambda_1 < \lambda_2$

Суммарный сдвиг у края элемента определяется как сумма сдвигов со всех участков от края элемента до нулевой точки эпюры касательных напряжений

$$\delta_0 = \delta_{l_1} + \delta_{l_2} + \delta_c. \quad (2.25)$$

Сдвиг на торцах элемента рассчитывается отдельно от нулевой точки эпюры касательных напряжений для каждого участка.

На рис. 2.7 и 2.8 приведены графики зависимости сдвига арматурного стержня у загруженного конца элемента (δ_l) в зависимости от длин участков с различными параметрами сцепления арматуры с бетоном. Как видно из графика рис. 2.8, увеличение длины участка с меньшим параметром сцепления от края элемента, в большей степени влияет на взаимные смещения арматуры относительно бетона, чем рост длины участка с меньшим параметром сцепления от центра элемента рис. 2.7.

Взаимные смещения арматуры и бетона непосредственно влияют на ширину раскрытия трещин, таким образом, расположение участков нарушенного сцепления у берегов трещины будет иметь большее влияние на ширину ее раскрытия, чем расположение участков нарушенного сцепления в центральной зоне участка между двумя смежными трещинами.

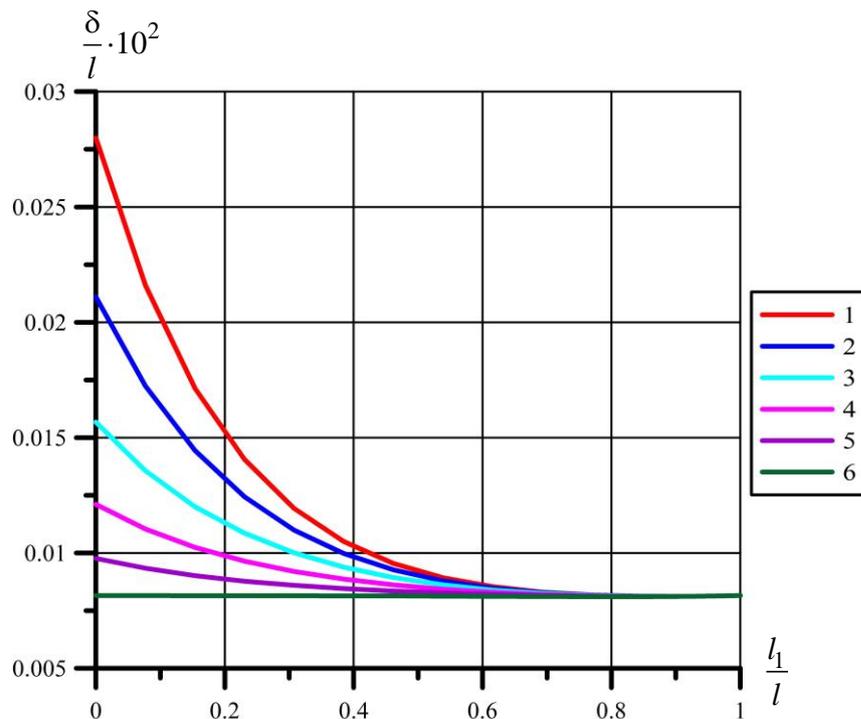


Рис. 2.7. Графики зависимости $\frac{\delta}{l} - \frac{l_1}{l}$ при различных отношениях λ_1/λ_2 :
1-0,17; 2-0,33; 3-0,5; 4-0,67; 5- 0,83; 6-1

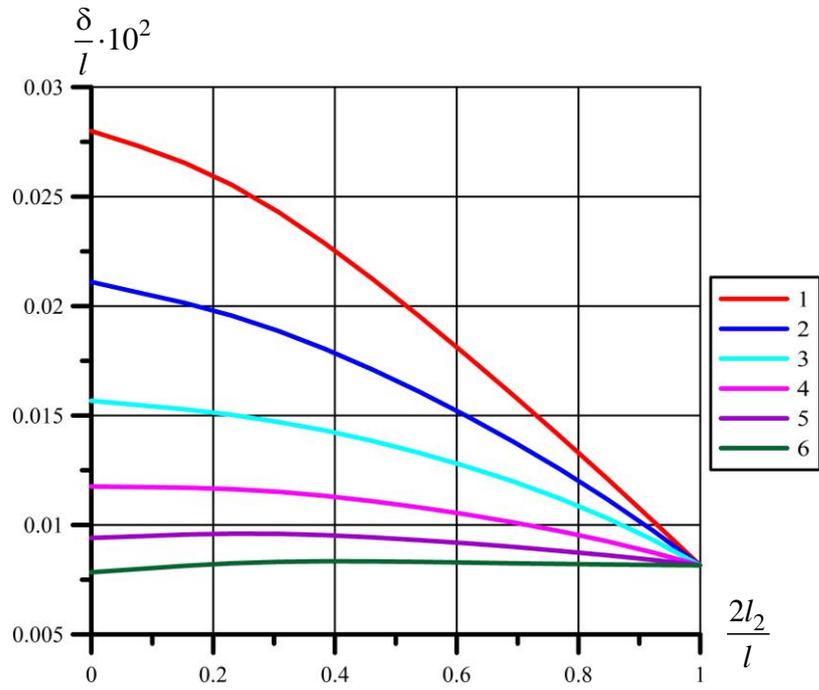
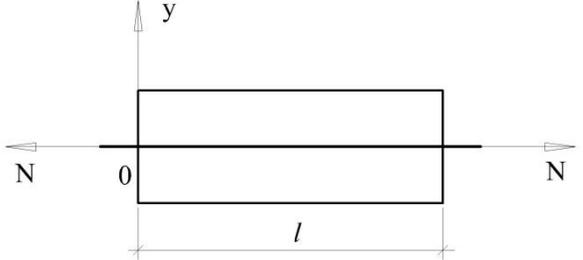
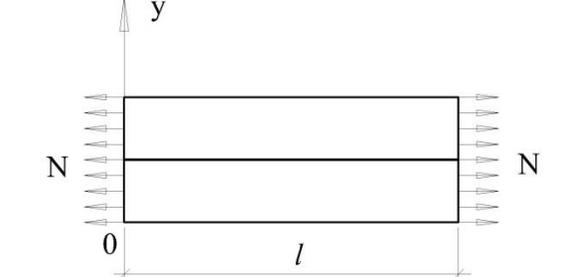
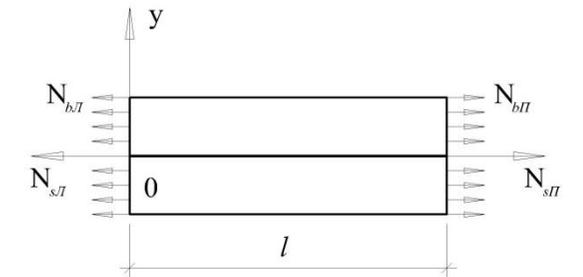


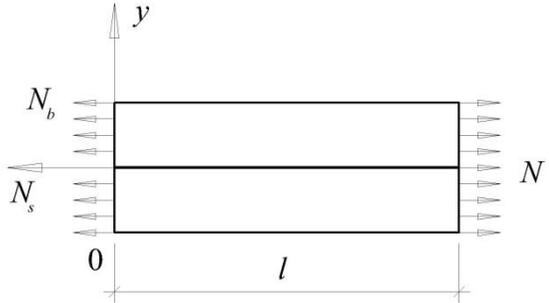
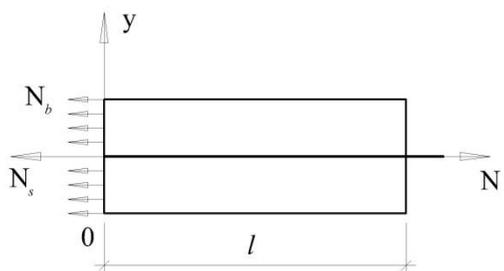
Рис. 2.8. Графики зависимости $\frac{\delta}{l} - \frac{2l_2}{l}$ при различных отношениях $\frac{\lambda_1}{\lambda_2}$:
 1–0,17; 2–0,33; 3–0,5; 4–0,67; 5–0,83; 6–1

В таблицах 2.4, 2.5, 2.6 приведены формулы для нахождения всех необходимых параметров для различных схем загрузки расчетных участков.

Формулы для определения $\varepsilon_s(x)$, $\varepsilon_{bt}(x)$ и τ_x для различных схем загрузки участков при упругой работе контактного слоя.

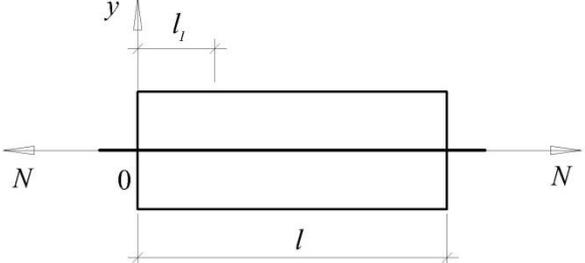
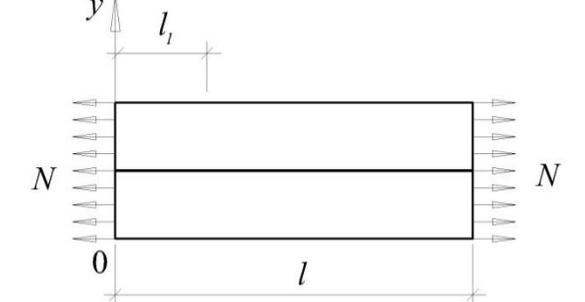
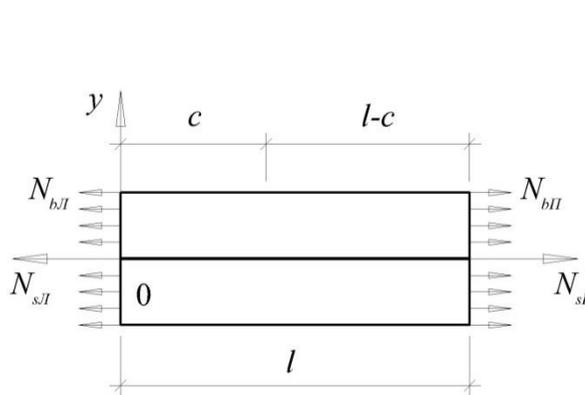
Таблица 2.4

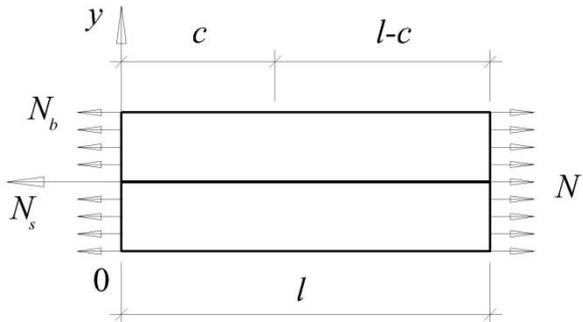
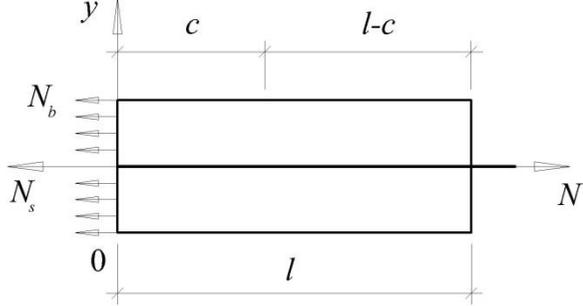
№ п/п	Расчетная схема элемента	Формулы для определения относительных деформаций арматуры $\varepsilon_s(x)$ и бетона $\varepsilon_{bt}(x)$	
1		$\varepsilon_s(x)$	$\frac{N}{(1+\alpha)E_s A_s} \left(\left(\frac{1-ch\lambda l}{sh\lambda l} \right) sh\lambda x + ch\lambda x + \alpha \right)$
		$\varepsilon_{bt}(x)$	$\frac{\alpha N}{(1+\alpha)E_s A_s} \left(\left(\frac{ch\lambda l - 1}{sh\lambda l} \right) sh\lambda x - ch\lambda x + 1 \right)$
		τ_x	$\frac{\lambda N}{(1+\alpha)S_p} \left(\left(\frac{ch\lambda l - 1}{sh\lambda l} \right) ch\lambda x - sh\lambda x \right)$
2		$\varepsilon_s(x)$	$\frac{\alpha N}{(1+\alpha)E_s A_s} \left(\left(\frac{ch\lambda l - 1}{sh\lambda l} \right) sh\lambda x - ch\lambda x + 1 \right)$
		$\varepsilon_{bt}(x)$	$\frac{\alpha N}{(1+\alpha)E_s A_s} \left(\alpha \left(\frac{1-ch\lambda l}{sh\lambda l} \right) sh\lambda x + \alpha ch\lambda x + 1 \right)$
		τ_x	$\frac{\lambda \alpha N}{(1+\alpha)S_p} \left(\left(\frac{ch\lambda l - 1}{sh\lambda l} \right) ch\lambda x - sh\lambda x \right)$
3		$\varepsilon_s(x)$	$\frac{N_{sII}}{E_s A_s} + \frac{(N_{sII} - N_{sI}) sh\lambda x}{E_s A_s \cdot sh\lambda l} + \frac{(N_{sI} - \alpha N_{bII})}{(1+\alpha)E_s A_s} \left(\left(\frac{1-ch\lambda l}{sh\lambda l} \right) sh\lambda x + ch\lambda x - 1 \right)$
		$\varepsilon_{bt}(x)$	$\frac{\alpha N_{bII}}{E_s A_s} - \frac{\alpha (N_{sII} - N_{sI}) sh\lambda x}{E_s A_s \cdot sh\lambda l} - \frac{\alpha (N_{sI} - \alpha N_{bII})}{(1+\alpha)E_s A_s} \left(\left(\frac{1-ch\lambda l}{sh\lambda l} \right) \cdot sh\lambda x + ch\lambda x - 1 \right)$
		τ_x	$\frac{\lambda (N_{sII} - N_{sI}) \cdot ch\lambda x}{S_p \cdot sh\lambda l} + \frac{\lambda (N_{sI} - \alpha N_{bII})}{(1+\alpha)S_p} \left(\left(\frac{1-ch\lambda l}{sh\lambda l} \right) \cdot ch\lambda x + sh\lambda x \right)$

4		$\varepsilon_{s(x)}$	$\frac{N_s}{E_s A_s} \left(1 - \frac{sh\lambda x}{sh\lambda l} \right) + \frac{N_s - \alpha N_b}{(1 + \alpha) E_s A_s} \left(\left(\frac{ch\lambda l - 1}{sh\lambda l} \right) sh\lambda x - ch\lambda x + 1 \right)$
		$\varepsilon_{bt(x)}$	$\frac{\alpha N_b}{E_s A_s} + \frac{\alpha N_s \cdot sh\lambda x}{E_s A_s \cdot sh\lambda l} + \frac{\alpha (N_s - \alpha N_b)}{(1 + \alpha) E_s A_s} \left(\left(\frac{1 - ch\lambda l}{sh\lambda l} \right) sh\lambda x + ch\lambda x - 1 \right)$
		τ_x	$\frac{\lambda N_s \cdot ch\lambda x}{S_p \cdot sh\lambda l} + \frac{\lambda (N_s - \alpha N_b)}{(1 + \alpha) S_p} \left(\left(\frac{1 - ch\lambda l}{sh\lambda l} \right) ch\lambda x + sh\lambda x \right)$
5		$\varepsilon_{s(x)}$	$\frac{N_s}{E_s A_s} + \frac{N_b \cdot sh\lambda x}{E_s A_s \cdot sh\lambda l} + \frac{N_s - \alpha N_b}{(1 + \alpha) E_s A_s} \left(\left(\frac{1 - ch\lambda l}{sh\lambda l} \right) \cdot sh\lambda x + ch\lambda x - 1 \right)$
		$\varepsilon_{bt(x)}$	$\frac{\alpha N_b}{E_s A_s} \left(1 - \frac{sh\lambda x}{sh\lambda l} \right) + \frac{\alpha (N_s - \alpha N_b)}{(1 + \alpha) E_s A_s} \left(\left(\frac{ch\lambda l - 1}{sh\lambda l} \right) \cdot sh\lambda x - ch\lambda x + 1 \right)$
		τ_x	$\frac{\lambda N_b \cdot ch\lambda x}{S_p \cdot sh\lambda l} + \frac{\lambda (N_s - \alpha N_b)}{(1 + \alpha) S_p} \left(\left(\frac{1 - ch\lambda l}{sh\lambda l} \right) ch\lambda x + sh\lambda x \right)$

Формулы для определения взаимных смещений на торце участков для различных схем загрузки при упругой работе контактного слоя.

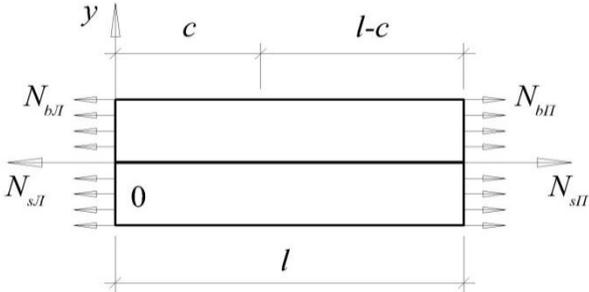
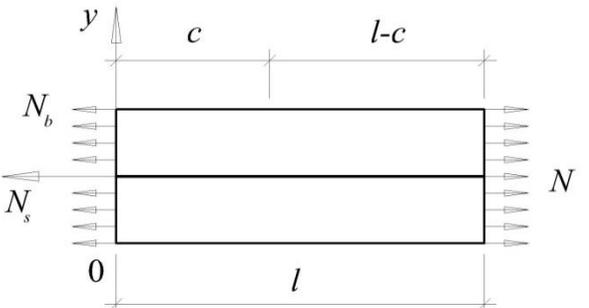
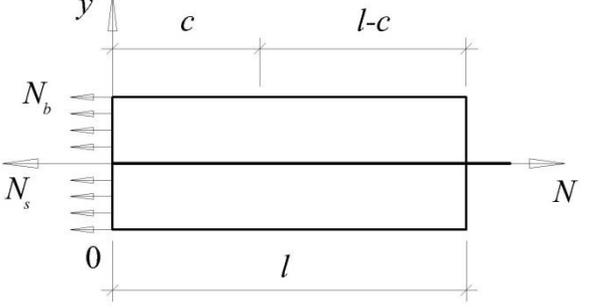
Таблица 2.5

№ п/п	Расчетная схема элемента	Формулы для определения взаимных смещений
1		$\frac{N}{\lambda E_s A_s} \left(\left(\frac{(1 - ch\lambda l)(ch\lambda l_1 - 1)}{sh\lambda l} \right) + sh\lambda l_1 \right)$
2		$\frac{\alpha N}{\lambda E_s A_s} \left(\left(\frac{(ch\lambda l - 1)(ch\lambda l_1 - 1)}{sh\lambda l} \right) - sh\lambda l_1 \right)$
3		$\frac{(N_{sII} - N_{sI})(1 + \alpha)(ch\lambda c - 1)}{\lambda E_s A_s \cdot sh\lambda l} + \frac{N_{sI} - \alpha N_{bI}}{\lambda E_s A_s} \left(\left(\frac{(1 - ch\lambda l)(ch\lambda c - 1)}{sh\lambda l} \right) + sh\lambda c \right)$ $\frac{(N_{sI} - N_{sII})(1 + \alpha)(ch\lambda(l - c) - 1)}{\lambda E_s A_s sh\lambda l} +$ $+ \frac{N_{sII} - \alpha N_{bII}}{\lambda E_s A_s} \left(\left(\frac{(1 - ch\lambda l)(ch\lambda(l - c) - 1)}{sh\lambda l} \right) + sh\lambda(l - c) \right)$

4		$\frac{(1+\alpha)N_s(1-ch\lambda c)}{\lambda E_s A_s \cdot sh\lambda l} + \frac{N_s - \alpha N_b}{\lambda E_s A_s} \left(\left(\frac{(1-ch\lambda l)(ch\lambda c - 1)}{sh\lambda l} \right) + sh\lambda c \right)$
		$\frac{(1+\alpha)N_s(ch\lambda(l-c)-1)}{\lambda E_s A_s \cdot sh\lambda l} + \frac{\alpha N}{\lambda E_s A_s} \left(\left(\frac{(ch\lambda l - 1)(ch\lambda(l-c) - 1)}{sh\lambda l} \right) - sh\lambda(l-c) \right)$
5		$\frac{(1+\alpha)N_b(ch\lambda c - 1)}{\lambda E_s A_s sh\lambda l} + \frac{N_s - \alpha N_b}{\lambda E_s A_s} \left(\left(\frac{(1-ch\lambda l)(ch\lambda c - 1)}{sh\lambda l} \right) + sh\lambda c \right)$
		$\frac{(1+\alpha)N_b(ch\lambda(l-c)-1)}{\lambda E_s A_s sh\lambda l} + \frac{N}{\lambda E_s A_s} \left(\left(\frac{(1-ch\lambda l)(ch\lambda(l-c) - 1)}{sh\lambda l} \right) + sh\lambda(l-c) \right)$

Формулы для определения нулевой точки эпюры касательных напряжений для различных схем загрузки участков.

Таблица 2.6

№ п/п	Расчетная схема элемента	Формулы для координаты нулевой точки эпюры касательных напряжений
3		$c = \frac{1}{2\lambda} \ln \left(\frac{Z+1}{Z-1} \right); Z = - \frac{1}{\frac{(N_{sII} - N_{sI})(1+\alpha)}{(N_{sI} - \alpha N_{bI})sh\lambda l} + \frac{1-ch\lambda l}{sh\lambda l}}$
4		$c = \frac{1}{2\lambda} \ln \left(\frac{Z+1}{Z-1} \right); Z = - \frac{1}{\frac{N_s(1+\alpha)}{(N_{sI} - \alpha N_{bI})sh\lambda l} + \frac{1-ch\lambda l}{sh\lambda l}}$
5		$c = \frac{1}{2\lambda} \ln \left(\frac{Z+1}{Z-1} \right); Z = - \frac{1}{\frac{N_b(1+\alpha)}{(N_{sI} - \alpha N_{bI})sh\lambda l} + \frac{1-ch\lambda l}{sh\lambda l}}$

2.4 Работа контактного слоя в упругопластической стадии

При увеличении нагрузки касательные напряжения достигают некоторого предельного значения, и происходит отклонение взаимных смещений от линейной зависимости. На этой стадии работы контактного слоя появляются неупругие деформации, которые по мере роста нагрузки распространяются вглубь железобетонного элемента [138].

Предельное значение касательных напряжений для участков с обеспеченным сцеплением было получено в работе [138] и определяется по формуле

$$\tau_u = \frac{2R_{bt,ser}}{\operatorname{ctg}\alpha_0}, \quad (2.26)$$

где α_0 – условный угол наклона бетонного выступа к продольной оси стержня.

В работе М. М. Холмянского значение $\operatorname{ctg}\alpha_0$ предлагается принимать в первом приближении равным 0,3 [143]. Для участков с нарушенным сцеплением τ_u определяем с учетом формулы (2.5).

Для элементов в табл. 2.1 п.1 и п.2 формулы для основных параметров $\varepsilon_{s(x)}$, $\varepsilon_{bt(x)}$, τ_x и a_0 определены в работе [138]. Найдем эти параметры для различных вариантов приложения нагрузки. Вывод формул произведем на примере элемента таблица 2.1 п.3. Работу контакта рассматриваем в соответствии с идеализированной двухлинейной диаграммой (рис. 2.9). Начало координат принимаем в нулевой точке эпюры касательных напряжений.

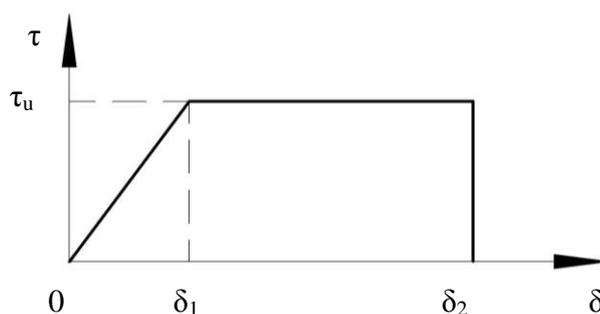


Рис. 2.9. Диаграмма $\tau - \delta$

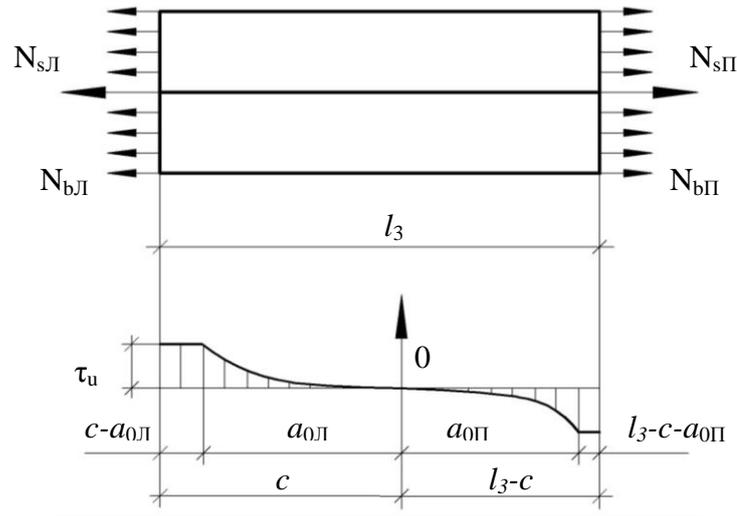


Рис. 2.10. Распределение касательных напряжений τ_x по длине арматурного стержня при упругопластической работе контактного слоя

На участке неупругой работы контактного слоя $c \geq x \geq a_0$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{s(x)} &= \frac{N_{sЛ} + S}{E_s A_s} = \frac{N_{sЛ}}{E_s A_s} + \frac{\tau_u S_p (c - x)}{E_s A_s}; \\ \varepsilon_{bt(x)} &= \frac{N_{bЛ} - S}{E_b A_b} = \frac{\alpha N_{bЛ}}{E_s A_s} - \frac{\tau_u S_p (c - x)}{E_s A_s}; \\ \tau_x &= \tau_u.\end{aligned}\quad (2.27)$$

На участке упругой работы контактного слоя $a_0 \geq x \geq 0$. Определяем граничные условия для этого участка $S'_{x=0} = 0$ и $S'_{x=a_0} = \tau_u S_p$

$$C_1 = 0; C_2 = \frac{\tau_u S_p}{\lambda_1},$$

тогда сдвигающее усилие S равно

$$S = \frac{\tau_u S_p \cdot ch \lambda_1 x}{\lambda_1 \cdot sh \lambda_1 a_0} - \frac{N_{sЛ} - \alpha N_{bЛ}}{1 + \alpha}; \quad (2.28)$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{s(x)} &= \frac{N_{sЛ} + S}{E_s A_s} = \frac{\alpha N}{(1 + \alpha) E_s A_s} + \frac{\tau_u S_p \cdot ch \lambda_1 x}{\lambda_1 E_s A_s \cdot sh \lambda_1 a_0}; \\ \varepsilon_{bt(x)} &= \frac{N_{bЛ} - S}{E_b A_b} = \frac{\alpha N}{(1 + \alpha) E_s A_s} - \frac{\alpha \tau_u S_p \cdot ch \lambda_1 x}{\lambda_1 E_s A_s \cdot sh \lambda_1 a_0}; \\ \tau_x &= \frac{S'}{S_p} = \frac{\tau_u \cdot sh \lambda_1 x}{sh \lambda_1 a_0}.\end{aligned}\quad (2.29)$$

На участке упругой работы контактного слоя $a_0 \geq x \geq 0$ сдвиг арматуры пропорционален касательным напряжениям

$$\delta_x = \frac{\tau S_p}{G} = \frac{(1 + \alpha) \tau_u S_p}{\lambda^2 E_s A_s} \cdot \frac{sh \lambda_1 x}{sh \lambda_1 a_0}. \quad (2.30)$$

На участке неупругой работы контакта сдвиг арматуры относительно бетона находим как разность относительных деформаций арматуры и бетона на этом участке

$$\delta_x = \frac{N_{s/l} - \alpha N_{b/l}}{E_s A_s} (x - a_0) - \frac{(1 + \alpha) \tau_u S_p}{E_s A_s} \left(\left(c - \frac{x}{2} \right) x - \left(c - \frac{a_0}{2} \right) a_0 \right) + C. \quad (2.31)$$

Произвольную постоянную определяем из условия

$$\delta_{a_0}^{уп.} = \delta_{a_0}^{нл.},$$

Отсюда

$$C = \frac{(1 + \alpha) \tau_u S_p}{\lambda^2 E_s A_s},$$

Окончательно получаем

$$\delta_0 = \frac{N_{s/l} - \alpha N_{b/l}}{E_s A_s} (c - a_0) + \frac{(1 + \alpha) \tau_u S_p}{E_s A_s} \left(\left(c - \frac{a_0}{2} \right) a_0 - \frac{c^2}{2} + \frac{1}{\lambda^2} \right). \quad (2.32)$$

Длину упругого участка находим из условия $S_{x=a_0} = \tau_u S_p (c - a_0)$, подставляем в $S = \frac{\tau_u S_p \cdot ch \lambda_1 x}{\lambda_1 \cdot sh \lambda_1 a_0} - \frac{N_{s/l} - N_{b/l}}{1 + \alpha}$ и получаем

$$a_0 = c - \frac{cth \lambda a_0}{\lambda} + \frac{N_{s/l} - \alpha N_{b/l}}{(1 + \alpha) \cdot \tau_u S_p}. \quad (2.33)$$

Длину упругого участка (a_0) определяем методом последовательных приближений. В первом приближении принимаем $a_0 = c$. Расчет выполняем до тех пор, пока $a_i = a_{i-1}$ в пределах заданной точности.

Правая часть элемента рассчитывается аналогично левой, но с учетом замены эквивалентных усилий и расстояния до нулевой точки эпюры касательных напряжений.

Формулы для других случаев загрузки приведены в таблице 2.7, 2.8.

Формулы для определения $\varepsilon_{s(x)}$ и $\varepsilon_{bt(x)}$ для различных схем загрузки участков при упругопластической работе контактного слоя.

Таблица 2.7

№		Формулы для определения относительных деформаций арматуры и бетона			
		пластической работы контакта		упругой работы контакта	
		$\varepsilon_{s(x)}$	$\varepsilon_{bt(x)} \left(\varepsilon_{b(x)} \right)$	$\varepsilon_{s(x)}$	$\varepsilon_{bt(x)} \left(\varepsilon_{b(x)} \right)$
1*		$l/2 \geq x \geq a_0$		$a_0 \geq x \geq 0$	
		$\frac{N}{E_s A_s} - \frac{\tau_u S_p \left(l/2 - x \right)}{E_s A_s}$	$\frac{\tau_u S_p \left(l/2 - x \right)}{E_s A_s} \alpha$	$\frac{N \alpha}{(1 + \alpha) E_s A_s} + \frac{\tau_u S_p ch \lambda x}{\lambda E_s A_s sh \lambda a_0}$	$\frac{N \alpha}{(1 + \alpha) E_s A_s} - \frac{\tau_u S_p ch \lambda x}{\lambda E_s A_s sh \lambda a_0} \alpha$
2*		$l/2 \geq x \geq a_0$		$a_0 \geq x \geq 0$	
		$\frac{\tau_u S_p \left(l/2 - x \right)}{E_s A_s}$	$\frac{N \alpha}{E_s A_s} - \frac{\tau_u S_p \left(l/2 - x \right)}{E_s A_s} \alpha$	$\frac{N}{(1 + \alpha) E_s A_s} - \frac{\tau_u S_p ch \lambda x}{\lambda E_s A_s sh \lambda a_0}$	$\frac{N \alpha^2}{(1 + \alpha) E_s A_s} + \frac{\tau_u S_p ch \lambda x}{\lambda E_s A_s sh \lambda a_0} \alpha$
3	левая часть	$c \geq x \geq a_0$		$a_0 \geq x \geq 0$	
		$\frac{N_{s\Pi}}{E_s A_s} + \frac{\tau_u S_p (b - x)}{E_s A_s}$	$\frac{\alpha N_{b\Pi}}{E_s A_s} - \frac{\tau_u S_p (b - x)}{E_s A_s}$	$\frac{\alpha N}{(1 + \alpha) E_s A_s} + \frac{\tau_u S_p \cdot ch \lambda x}{\lambda E_s A_s \cdot sh \lambda a_0}$	$\frac{\alpha N}{(1 + \alpha) E_s A_s} - \frac{\alpha \tau_u S_p \cdot ch \lambda x}{\lambda E_s A_s \cdot sh \lambda a_0}$
	правая часть	$(l - c) \geq x \geq a_0$		$a_0 \geq x \geq 0$	
		$\frac{N_{s\Pi}}{E_s A_s} + \frac{\tau_u S_p (l - b - x)}{E_s A_s}$	$\frac{\alpha N_{b\Pi}}{E_s A_s} - \frac{\tau_u S_p (l - b - x)}{E_s A_s}$	$\frac{\alpha N}{(1 + \alpha) E_s A_s} + \frac{\tau_u S_p \cdot ch \lambda x}{\lambda E_s A_s \cdot sh \lambda a_0}$	$\frac{\alpha N}{(1 + \alpha) E_s A_s} - \frac{\alpha \tau_u S_p \cdot ch \lambda x}{\lambda E_s A_s \cdot sh \lambda a_0}$

Продолжение таблицы 2.7

4	$a_0 \geq x \geq l$		$a_0 \geq x \geq 0$	
	$\frac{\tau_u S_p (l-x)}{E_s A_s}$	$\frac{\alpha N - \alpha \tau_u S_p (l-x)}{E_s A_s}$	$\frac{\alpha N}{(1+\alpha) E_s A_s} \cdot$ $\cdot (th\lambda a_0 \cdot sh\lambda x + ch\lambda x - 1) +$ $+ \frac{\tau_u S_p \cdot sh\lambda x}{\lambda E_s A_s \cdot ch\lambda a_0}$	$\frac{\alpha N}{(1+\alpha) E_s A_s} \cdot$ $\cdot (th\lambda a_0 \cdot sh\lambda x + ch\lambda x - 1) -$ $- \frac{\alpha \tau_u S_p \cdot sh\lambda x}{\lambda E_s A_s \cdot ch\lambda a_0}$
5	$a_0 \geq x \geq l$		$a_0 \geq x \geq 0$	
	$\frac{N - \tau_u S_p (l-x)}{E_s A_s}$	$\frac{\alpha \tau_u S_p (l-x)}{E_s A_s}$	$\frac{\alpha N}{(1+\alpha) E_s A_s} \cdot$ $\cdot (th\lambda a_0 \cdot sh\lambda x + ch\lambda x - 1) +$ $+ \frac{\tau_u S_p \cdot sh\lambda x}{\lambda E_s A_s \cdot ch\lambda a_0}$	$\frac{\alpha N}{(1+\alpha) E_s A_s} \cdot$ $\cdot (th\lambda a_0 \cdot sh\lambda x + ch\lambda x - 1) -$ $- \frac{\alpha \tau_u S_p \cdot sh\lambda x}{\lambda E_s A_s \cdot ch\lambda a_0}$

* Для пунктов 1,2 – приведены формулы из работы [138].

Формулы для определения δ_0 и a_0 для различных схем нагружения участков при упругопластической работе контактного слоя. Таблица 2.8

№	Формулы для определения взаимных смещений между арматурой и бетоном при упругопластической работе контакта (δ_0)	Формулы для определения длины упругого участка (a_0)
1*	$\frac{N}{E_s A_s} \left(\left(\frac{l}{2} \right) - a_0 \right) - \frac{\tau_u S_p}{\lambda^2 E_s A_s} \left(\lambda^2 \left(\frac{l}{2} - a_0 \right) a_0 - 1 \right)$	$\frac{l}{2} - \frac{\sigma_{s0} A_s}{(1+\alpha) \tau_u S_p} + \frac{cth\lambda a_0}{\lambda}$
2*	$\frac{\alpha \tau_u S_p (1+\alpha)}{\lambda^2 E_s A_s} \left(\lambda^2 \left(\frac{l}{2} - a_0 \right) a_0 - 1 \right) - \frac{\alpha N}{E_s A_s} \left(\left(\frac{l}{2} \right) - a_0 \right)$	$\frac{l}{2} - \frac{\alpha \sigma_{s0} A_s}{(1+\alpha) \tau_u S_p} + \frac{cth\lambda a_0}{\lambda}$
3	левая часть $\frac{N_{sЛ} - \alpha N_{bЛ}}{E_s A_s} (l - a_0) + \frac{(1+\alpha) \tau_u S_p}{E_s A_s} \left(\left(l - \frac{a_0}{2} \right) a_0 - \frac{l^2}{2} + \frac{1}{\lambda^2} \right)$	$c - \frac{cth\lambda a_0}{\lambda} + \frac{N_{sЛ} - \alpha N_{bЛ}}{(1+\alpha) \cdot \tau_u S_p}$
	правая часть $\frac{N_{sП} - \alpha N_{bП}}{E_s A_s} (l - a_0) + \frac{(1+\alpha) \tau_u S_p}{E_s A_s} \left(\left(l - \frac{a_0}{2} \right) a_0 - \frac{l^2}{2} + \frac{1}{\lambda^2} \right)$	$(l - c) - \frac{cth\lambda a_0}{\lambda} + \frac{N_{sП} - \alpha N_{bП}}{(1+\alpha) \cdot \tau_u S_p}$
4	$\frac{(1+\alpha) \tau_u S_p}{E_s A_s} \left(\frac{l^2}{2} - \left(l - \frac{a_0}{2} \right) a_0 + \frac{1}{\lambda^2} \right) - \frac{\alpha N}{E_s A_s} (l - a_0)$	$l - \frac{th\lambda a_0}{\lambda} + \frac{N_s - \alpha N_b}{(1+\alpha) \cdot \tau_u S_p} (th\lambda a_0 \cdot sh\lambda a_0 + ch\lambda a_0 - 1)$
5	$\frac{N}{E_s A_s} (l - a_0) - \frac{(1+\alpha) \tau_u S_p}{E_s A_s} \left(\left(l - \frac{a_0}{2} \right) a_0 - \frac{l^2}{2} + \frac{1}{\lambda^2} \right)$	$l - \frac{th\lambda a_0}{\lambda} + \frac{N_s - \alpha N_b}{(1+\alpha) \cdot \tau_u S_p} (th\lambda a_0 \cdot sh\lambda a_0 + ch\lambda a_0 - 1)$

* Для пунктов 1,2 – приведены формулы из работы [138].

2.5 Определение усилия образования и шага трещин

Характер распределения относительных деформаций растянутого бетона в зависимости от способа приложения нагрузки позволяет найти усилие образования трещин для элементов с нарушенным сцеплением. Работу бетона представляем в виде идеализированной диаграммы Прандтля (рис.2.11).

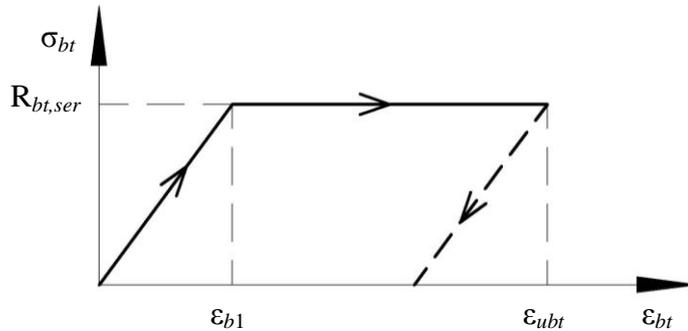


Рис. 2.11. Идеализированная диаграмма $\sigma_{bt} - \varepsilon_{bt}$

При возникновении трещины происходит перераспределение усилий между бетоном и арматурой: у берегов трещины напряжения в бетоне падают до нуля, а деформации до величины $\varepsilon_{ubt} - \varepsilon_{b1}$; напряжения в арматуре возрастают на некоторую величину. Принимая во внимание вышеизложенное, записываем

$$\varepsilon_{bt(x)} = \varepsilon_{ubt} - \varepsilon_{b1} + \varepsilon_{bt,el(x)}. \quad (2.34)$$

Усилие образования трещин определяем из условия $\varepsilon_{bt(x)} = \varepsilon_{ubt}$, таким образом, получаем условие

$$\varepsilon_{b1} = \varepsilon_{bt,el(x)}, \quad (2.35)$$

где ε_{b1} определяем в соответствии с диаграммой (рис.2.10) $\varepsilon_{b1} = \frac{R_{bt,ser}}{E_b}$.

Усилия последовательного образования трещин определяются пошагово, сначала рассматривая полную длину элемента для нахождения $N_{crc,1}$, затем оценивая каждый блок элемента, на который его разделяет каждая последующая трещина. Одновременно определяем длину каждого блока – шаг трещин. Расчет

производим до достижения в арматуре предельных деформаций или в контактном слое напряжений равных τ_u .

На рис.2.12 приведены графики зависимости усилия образования первой трещины от длины участков с различными параметрами сцепления λ_1 и λ_2 , при различных их отношениях ($\lambda_1/\lambda_2 \rightarrow 1$ – элемент с обеспеченным сцеплением; $0 \leq \lambda_1/\lambda_2 < 1$ – элемент с нарушенным сцеплением). На графике по оси абсцисс отложены отношения длины участка нарушенного сцепления к общей длине образца. Графики распространения участка нарушенного сцепления из центра элемента (l_1) и от края элемента (l_2) совмещены, так как развитие участка нарушенного сцепления от края или центра элемента не оказывает значительного влияния на усилие образования первой трещины.

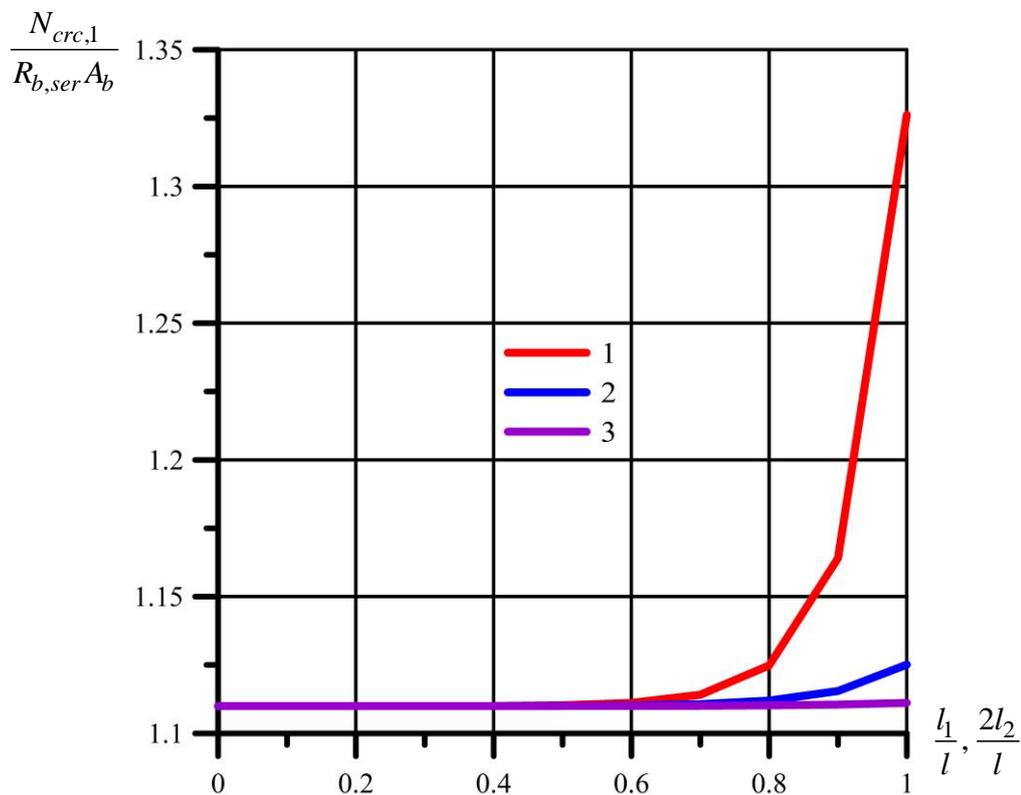


Рис. 2.12. График зависимости $\frac{N_{crc,1}}{R_{b,ser}A_b}$ от длины участка нарушенного сцепления при различных отношениях λ_1/λ_2 : 1–0.17; 2–0.33; 3–0.5.

Из графиков видно, что чем меньше отношение параметров сцепления и больше длина участка нарушенного сцепления, тем выше усилие образования трещин. Существенное влияние на величину усилия образования трещин (22%)

оказывает небольшое отношение параметров сцепления ($\lambda_1/\lambda_2 = 0,17$ и менее) рис. 2.12 (1), при длине участка с нарушенным сцеплением больше 80% от общей длины элемента. При отношениях λ_1/λ_2 от 0,33 до 0,5 влияние длины участка нарушенного сцепления на усилие образования трещин минимально (меньше 5%). При отношениях параметров сцепления 0,5 и более, влияние длины участка нарушенного сцепления практически отсутствует.

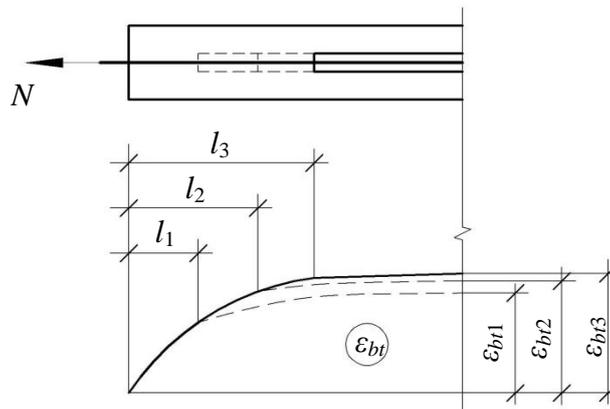


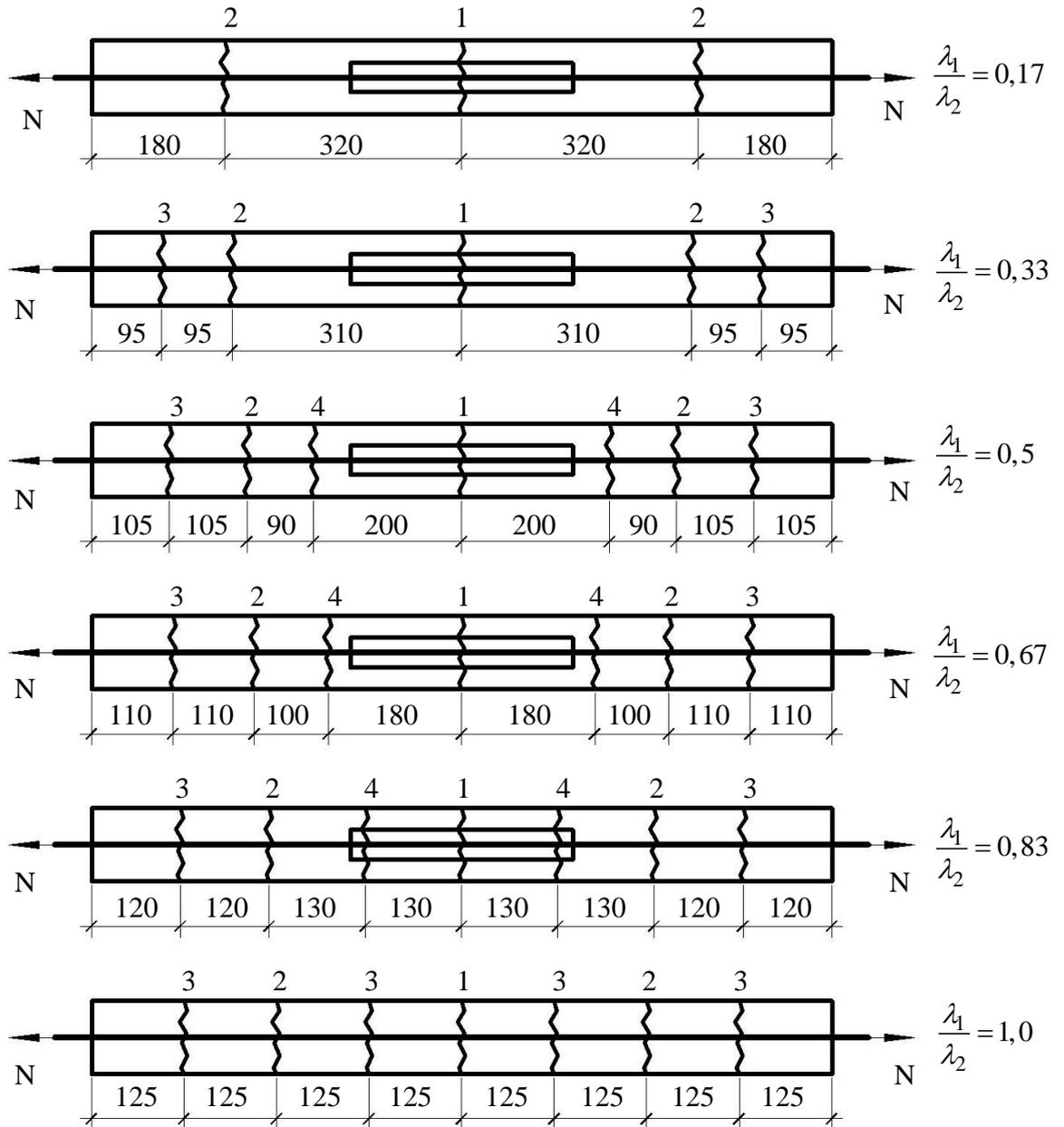
Рис. 2.13. Схема изменения величины деформаций ε_{bt} при уменьшении зоны передачи напряжений

Уменьшение зоны передачи напряжений от l_3 до l_1 (рис. 2.13) приводит к уменьшению величины деформаций в растянутом бетоне от ε_{bt3} до ε_{bt1} , в результате чего для достижения предельных деформаций ε_{ubt} необходимо приложение большей нагрузки, поэтому происходит увеличение усилия образования трещин. Нарушение сцепления арматуры с бетоном в зоне передачи напряжений влияет на величину деформаций в растянутом бетоне аналогичным образом. Нарушенное сцепление приводит к увеличению диапазона нагрузок, при котором происходит активное образование трещин, и к увеличению нагрузки стабилизации процесса трещинообразования.

Одновременно с определением усилия последовательного образования трещин получаем полную картину распределения трещин по длине элемента по идеализированной схеме (рис. 2.14).

На рисунке 2.14 приведен результат расчета последовательного образования трещин растянутого железобетонного элемента с центрально расположенным

участком нарушенного сцепления. Изменение отношения параметров сцепления (λ) варьировалось от 0,17 до 1,0 (отсутствие участка с нарушенным сцеплением). Из рисунка видно, что при отношении параметров сцепления 0,83 и выше, расстояние между трещинами изменяется не значительно. При меньшем отношении участок нарушенного сцепления оказывает существенное влияние на расстояния между трещинами.



2.14. Порядок образования трещин по идеализированной схеме растянутого элемента с участком нарушенного сцепления

На основании идеализированной схемы следует отметить следующее: чем меньше величина отношения параметров сцепления (λ_1/λ_2) или другими словами, чем больше степень нарушения сцепления, тем меньше шаг трещин на участках с обеспеченным сцеплением. Выявленная особенность образования трещин в зонах с обеспеченным сцеплением может непосредственно повлиять на длину анкеровки арматуры в таких элементах.

Влияние участков нарушенного сцепления на процесс образования трещин проиллюстрируем на примере двух элементов приведенных на рис. 2.15. Расположение участка нарушенного сцепления в центральной зоне элемента (рис. 2.15, а) приводит к увеличению зоны, с напряжениями в интервале $0,95\epsilon_{ubt} \leq \epsilon_{bt} \leq \epsilon_{ubt}$, в которой происходит образование трещин. Расположение участков нарушенного сцепления в зоне передачи напряжений (рис. 2.15, б), приводит к значительному сокращению этой зоны и приближает процесс образования трещин к идеализированной схеме.

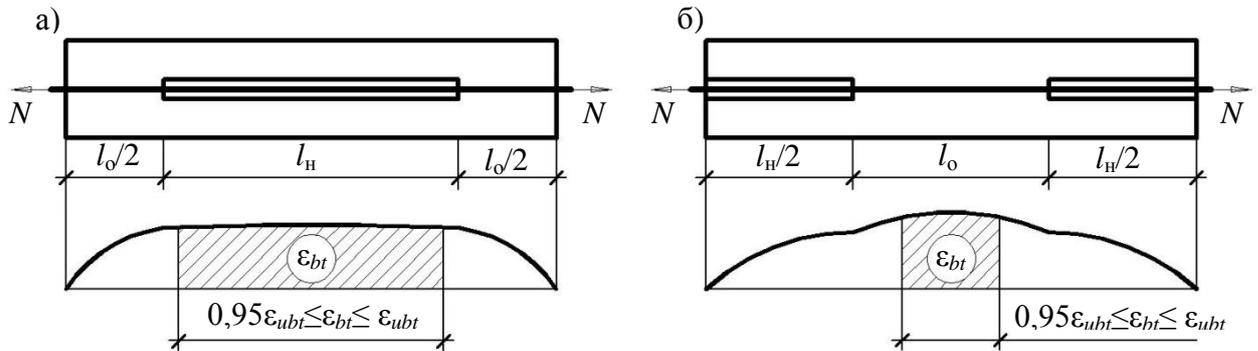


Рис. 2.15. Распределение относительных деформаций бетона в элементах с нарушенным сцеплением

Неоднородности бетона и наличие скрытых дефектов обуславливают отклонение процесса образования трещин от идеализированной схемы. В работах [1,38,42,48, 78, 87, 88] указывается, что в начальный период образование трещин происходит достаточно хаотично, а с увеличением нагрузки и уменьшением шага трещин, процесс приближается к идеализированному. Наличие участков с нарушенным сцеплением, как показано выше может, существенно влиять на этот процесс в одних случаях или практически не оказывать влияния в других.

2.6 Ширина раскрытия трещин в растянутых элементах

Исходя из картины распределения трещин в железобетонном элементе, можно определить ширину их раскрытия. Между трещинами передача усилия на бетон происходит через арматуру, при упругой работе контактного слоя ширина раскрытия трещин определяется как сумма взаимных смещений арматуры и бетона от нулевых точек эпюры касательных напряжений соседних блоков.

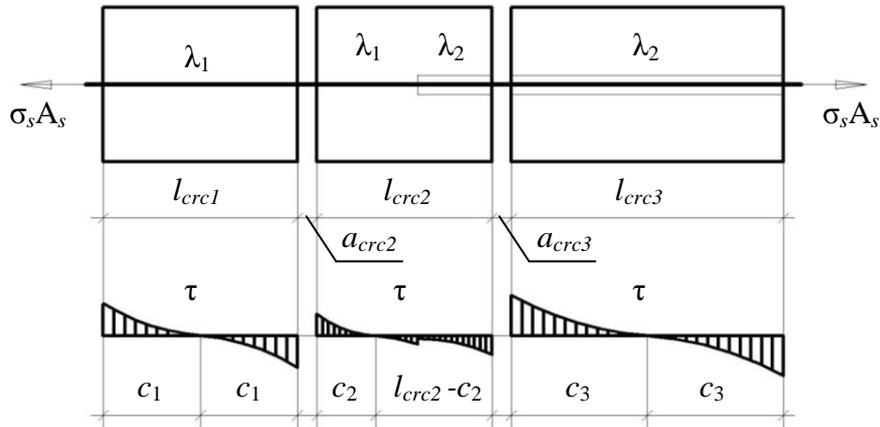


Рис. 2.16. Эпюра касательных напряжений в растянутом элементе на участках между трещинами в упругой стадии

В общем случае ширину раскрытия трещин определяем из следующего выражения

$$a_{crc(n)} = (\delta_{c_{n-1}} + \delta_{c_n}) - \frac{R_{bt,ser}}{E_b} \cdot (c_n + c_{n-1}), \quad (2.36)$$

где $\delta_{c_{n-1}}$, δ_{c_n} – взаимные смещения арматуры и бетона при упругой работе контактного слоя с участков длиной c_{n-1} и c_n , соответственно. Второе слагаемое в формуле (2.36) – это собственные удлинения бетона на участке между трещинами.

Формулы для определения взаимных смещений арматуры с бетоном приведены в таблице 2.5.

В работе А. В. Трофимова [138] было показано, что при стабилизации процесса образования трещин зона активного сцепления должна уменьшаться для выполнения условия $\sigma_{bt} \leq R_{bt,ser}$, таким образом, на участке некоторой длины у

берегов трещины возникает участок с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном. Исходя из этого, на участке между трещинами можно выделить 3 характерные зоны: зона нарушенного сцепления, зона неупругих деформаций и зона упругих деформаций контактного слоя. Формулы для определения длины участков этих зон из работы [138] с учетом неравномерного шага трещин при расчете от нулевой точки эпюры касательных напряжений приведены ниже:

1) зона нарушенного сцепления

$$c_0 = c_k \left[1 - a_0 - \frac{N}{\tau_u S_p c_k (1 + \alpha)} + \frac{\sqrt{t_1^2 + 1}}{\lambda t_1 c_k} \right], \quad (2.37)$$

2) зона неупругих деформаций

$$b_0 = \frac{N}{(1 + \alpha) \tau_u S_p} - \frac{\sqrt{t_1^2 + 1}}{\lambda t_1}, \quad (2.38)$$

3) зона упругих деформаций

$$a_0 = \frac{2 \ln(t_1 + \sqrt{t_1^2 + 1})}{\lambda}, t_1 = \frac{\tau_u S_p (1 + \alpha)}{\lambda \sigma_{s0} A_s \left(1 - \frac{R_{bt,ser} (1 + \alpha)}{\sigma_{s0} \mu} \right)}. \quad (2.39)$$

Ширину раскрытия трещин при упругопластической работе контактного слоя определяем также по формуле (2.36), но взаимные смещения между арматурой и бетоном находим по формулам из таблицы 2.8, а δ_{c_n} и $\delta_{c_{n-1}}$ определяем по формулам (2.40).

$$\delta_{c_n} = \delta_{c_0(n)} + \delta_{b_0(n)} + \delta_{a_0(n)}; \quad \delta_{c_{n-1}} = \delta_{c_0(n-1)} + \delta_{b_0(n-1)} + \delta_{a_0(n-1)}. \quad (2.40)$$

Предложенная методика расчета растянутых элементов позволяет определить ширину раскрытия трещин с учетом неравномерного их шага при упругой и упругопластической работе контактного слоя.

Блок схема расчета элемента по образованию и развитию трещин приведена на рис. 2.17.

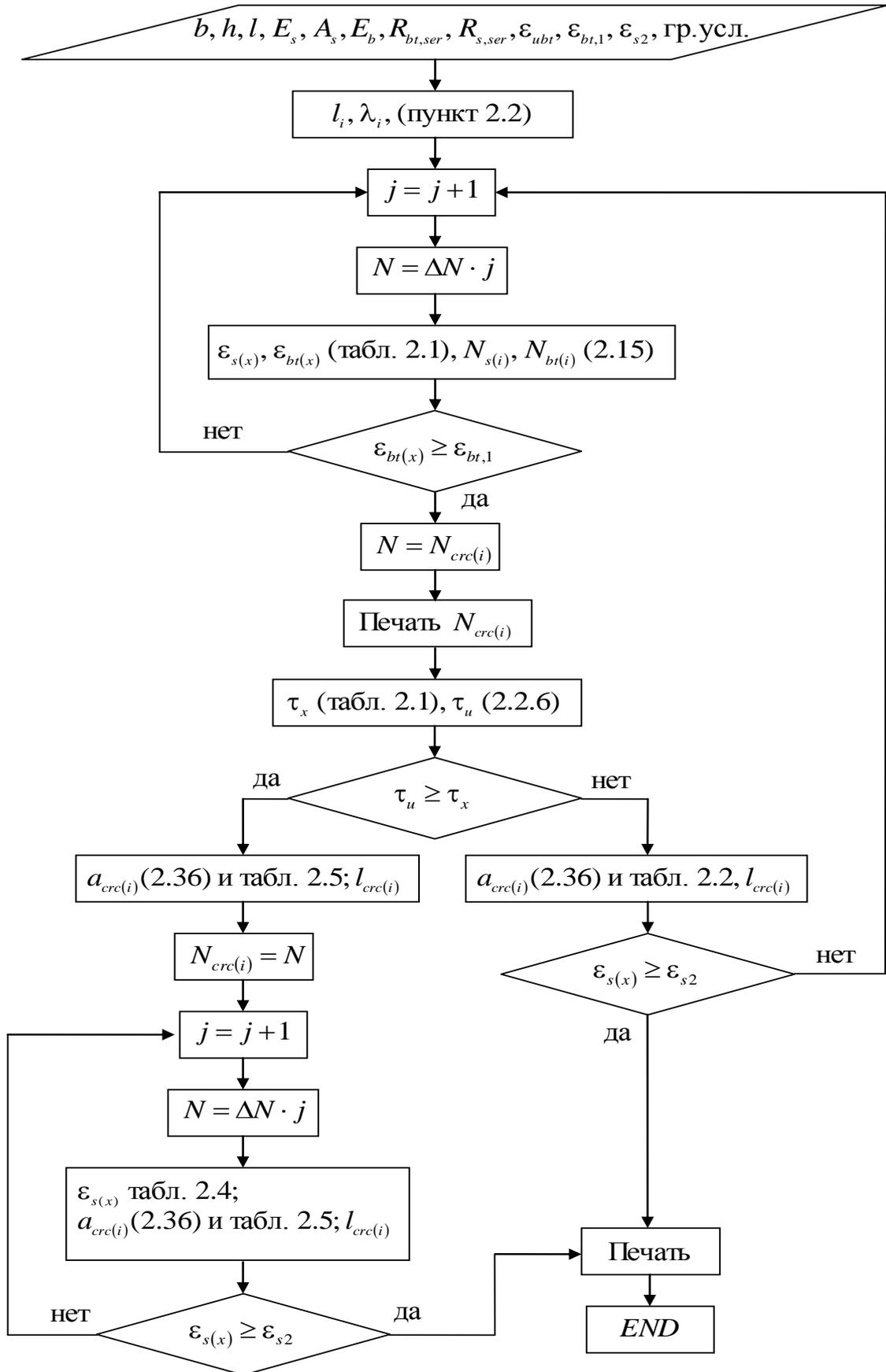


Рис. 2.17. Блок-схема расчета растянутых элементов.

Выводы

1) Получены аналитические зависимости для описания напряженно-деформированного состояния растянутых железобетонных элементов с дискретно расположенными участками нарушенного сцепления с учетом упругой и упругопластической работы контактного слоя. Случаи полностью обеспеченного или отсутствующего сцепления являются частными случаями предложенного метода расчета.

2) Качественная и количественная оценка влияния длины участков нарушенного сцепления на взаимные смещения арматуры с бетоном позволила установить, что расположение участков нарушенного сцепления по краям элемента оказывает большее влияние на взаимные смещения арматуры с бетоном.

3) Оценка влияния длины участков нарушенного сцепления на усилия образования трещин показала, что при длине участка с нарушенным сцеплением больше 80% от общей длины элемента на величину усилия образования трещин оказывает влияние небольшое отношение параметров сцепления ($\lambda_1/\lambda_2 = 0,17$ и менее). При отношениях параметров сцепления 0,5 и более, влияние длины участка нарушенного сцепления незначительно.

3) Предложенный метод расчета позволяет выполнять расчет трещиностойкости растянутых железобетонных элементов с дискретно расположенными участками нарушенного сцепления и учитывает влияние неравномерности шага трещин на ширину их раскрытия.

4) Выявлено влияние участка нарушенного сцепления на процесс трещинообразования в железобетонном элементе, которое выражается в уменьшении шага трещин на участках с обеспеченным сцеплением. Чем меньше величина отношения параметров сцепления (λ_1/λ_2), или другими словами, чем больше степень нарушения сцепления ($\lambda \rightarrow 0$), тем меньше шаг трещин на участках с обеспеченным сцеплением.

ГЛАВА 3. РАСЧЕТ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧАСТКАМИ НАРУШЕННОГО СЦЕПЛЕНИЯ

3.1 Расчет образования трещин в изгибаемых железобетонных элементах

Рассмотрим балку, нагруженную двумя силами по схеме чистого изгиба, с единым параметром сцепления по всей длине элемента. Начало координат примем у левой опоры (рис. 3.1).

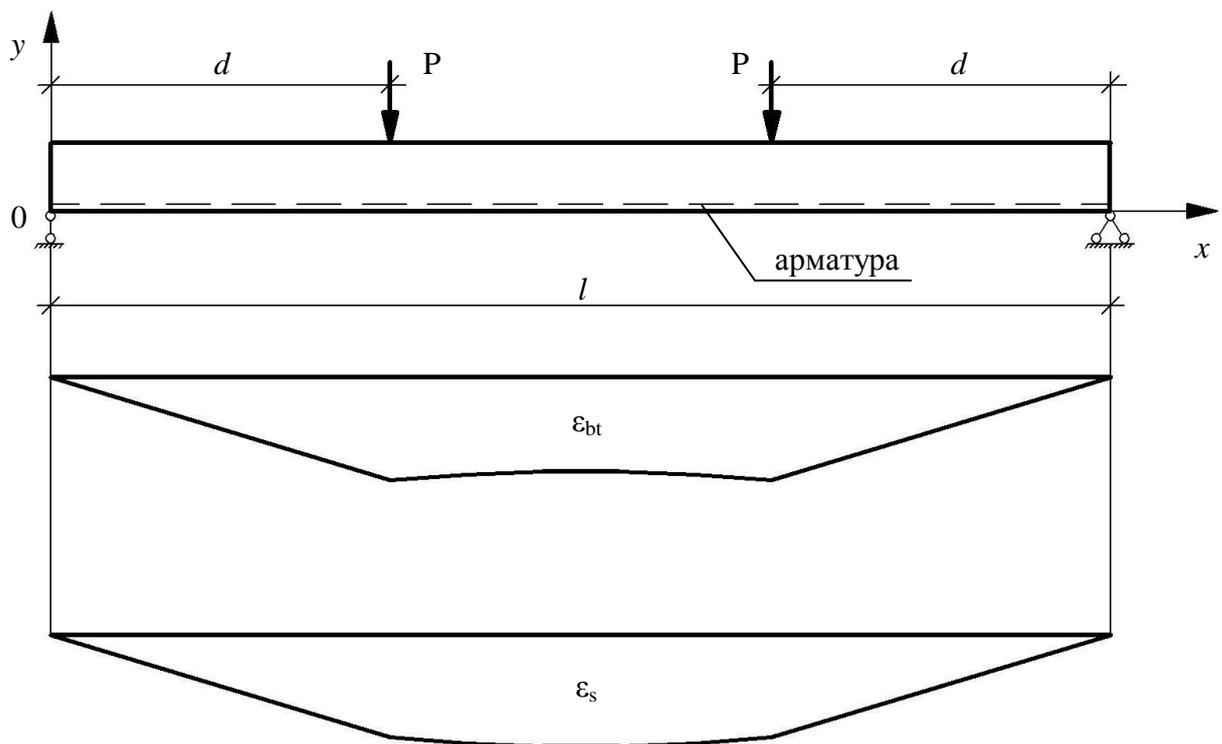


Рис. 3.1. Расчетная схема балки, распределение деформаций ϵ_s и ϵ_{bt} : при $S_{x=0} = 0$

Решение системы уравнений выполняется методом начальных параметров [118]. Для этого заменим произвольные постоянные C_1 и C_2 начальными значениями S и S' , которые принимают эти функции при $x=0$: $S'_0 = \lambda C_1$; $S_0 = C_2$. Подставляя эти значения в решение дифференциального уравнения (2.4) получаем:

$$\begin{aligned}
S &= \frac{\tau_0}{\lambda} sh\lambda x + S_0 ch\lambda x + \frac{G}{\lambda} \int_0^x \Delta_{(\xi)} sh\lambda(x - \xi) d\xi; \\
S' &= \tau_0 ch\lambda x + S_0 \lambda sh\lambda x + G \int_0^x \Delta_{(\xi)} ch\lambda(x - \xi) d\xi.
\end{aligned} \tag{3.1}$$

С учетом граничных условий $S_0 = 0$, $S_{x=l} = 0$ запишем:

$$S = \frac{S'_0}{\lambda} sh\lambda l + \frac{G}{\lambda} \int_0^d \Delta_{(\xi)_1} sh\lambda(l - \xi) d\xi + \frac{G}{\lambda} \int_d^{l-d} \Delta_{(\xi)_2} sh\lambda(l - \xi) d\xi + \frac{G}{\lambda} \int_{l-d}^l \Delta_{(\xi)_3} sh\lambda(l - \xi) d\xi = 0, \text{ где,}$$

$$\Delta_{(\xi)_1} = -\frac{Pm_0}{B_y} x; \quad \Delta_{(\xi)_2} = -\frac{Pdm_0}{B_y}; \quad \Delta_{(\xi)_3} = -\frac{Pm_0}{B_y} (l - x).$$

Проинтегрировав выражение в правой части получаем

$$\begin{aligned}
S &= \frac{S'_0}{\lambda} sh\lambda l + \frac{Pm_0}{\gamma B_y} \left(\frac{sh\lambda d}{\lambda} + \frac{sh\lambda(l-d)}{\lambda} - \frac{sh\lambda l}{\lambda} \right) = 0; \\
S'_0 &= \frac{Pm_0}{\gamma B_y sh\lambda l} (sh\lambda l - sh\lambda(l-d) - sh\lambda d).
\end{aligned} \tag{3.2}$$

Подставим найденное выражение для S'_0 в уравнение (3.1)

$$S = \frac{Pm_0 \cdot sh\lambda x}{\lambda \gamma B_y \cdot sh\lambda l} (sh\lambda l - sh\lambda(l-d) - sh\lambda d) + \frac{G}{\lambda} \int_0^x \Delta_{(\xi)_1} sh\lambda(x - \xi) d\xi. \tag{3.3}$$

Проинтегрировав выражение, получаем

$$S = \frac{Pm_0 \cdot sh\lambda x}{\lambda \gamma B_y \cdot sh\lambda l} (sh\lambda l - sh\lambda(l-d) - sh\lambda d) + \frac{Pm_0}{\lambda \gamma B_y} (\lambda x - sh\lambda x). \tag{3.4}$$

Преобразовав выражение (3.4), получаем формулу для определения сдвигающей силы на крайнем левом участке

$$S = \frac{Pm_0}{\gamma B_y} \left(x - \frac{ch\lambda \left(\frac{l}{2} - d \right) \cdot sh\lambda x}{\lambda \cdot ch\lambda \frac{l}{2}} \right). \tag{3.5}$$

Для определения значения сдвигающей силы на крайнем правом участке значения x заменяются значениями $l-x$.

Сдвигающее усилие в зоне чистого изгиба

$$S = \frac{Pm_0}{\gamma B_y} \left(d - \frac{ch\lambda \left(\frac{l}{2} - x \right) \cdot sh\lambda d}{\lambda \cdot ch\lambda \frac{l}{2}} \right). \tag{3.6}$$

Жесткость бетонной ветви при упругой работе бетона [152]:

$$B_y = \frac{E_b b h^3}{6} \left[2 - 6(1 + \alpha') \left(\frac{m_0}{h} \right)^2 + 6\alpha' + 6\alpha' \left(\frac{\alpha'}{h} \right)^2 - 12\alpha' \frac{\alpha'}{h} \right];$$

$$\frac{m_0}{h} = \frac{1 + 2\alpha' \left(1 - \frac{\alpha'}{h} \right)}{2(1 + \alpha')}; \alpha' = \frac{E_b}{E_s} \cdot \frac{A_s'}{A}.$$
(3.7)

Рассмотрим случай отсутствия смещения между арматурой и бетоном по краям балки. Учтем граничные условия $S'_0 = 0$, $S'_{x=l} = 0$ и запишем уравнение

$$S' = S_0 \lambda \cdot ch \lambda l + \frac{G}{\lambda} \int_0^d \Delta_{(\xi)_1} ch \lambda (l - \xi) d\xi + \frac{G}{\lambda} \int_d^{l-d} \Delta_{(\xi)_2} ch \lambda (l - \xi) d\xi +$$

$$+ \frac{G}{\lambda} \int_{l-d}^l \Delta_{(\xi)_3} ch \lambda (l - \xi) d\xi = 0,$$
(3.8)

где $\Delta_{(\xi)_1} = -\frac{Pm_0}{B_y} x$; $\Delta_{(\xi)_2} = -\frac{Pdm_0}{B_y}$; $\Delta_{(\xi)_3} = -\frac{Pm_0}{B_y} (l - x)$.

Проинтегрировав выражение в правой части и выполнив преобразования, получаем

$$S_0 = \frac{Pm_0}{\gamma B_y \lambda} \left(\frac{1 - ch \lambda d}{th \lambda \frac{l}{2}} + sh \lambda d \right).$$
(3.9)

Подставим найденное выражение для S_0 в уравнение (3.1)

$$S = \frac{Pm_0}{\gamma B_y} \left(x - \frac{sh \lambda x}{\lambda} + \frac{ch \lambda x}{\lambda} \left(\frac{1 - ch \lambda d}{th \lambda \frac{l}{2}} + sh \lambda d \right) \right).$$
(3.10)

Для элемента с нарушенным сцеплением в зоне чистого изгиба (рис.3.2), определим сдвигающее усилие в этой зоне, зная распределение сдвигающей силы на приопорных зонах из предыдущего решения.

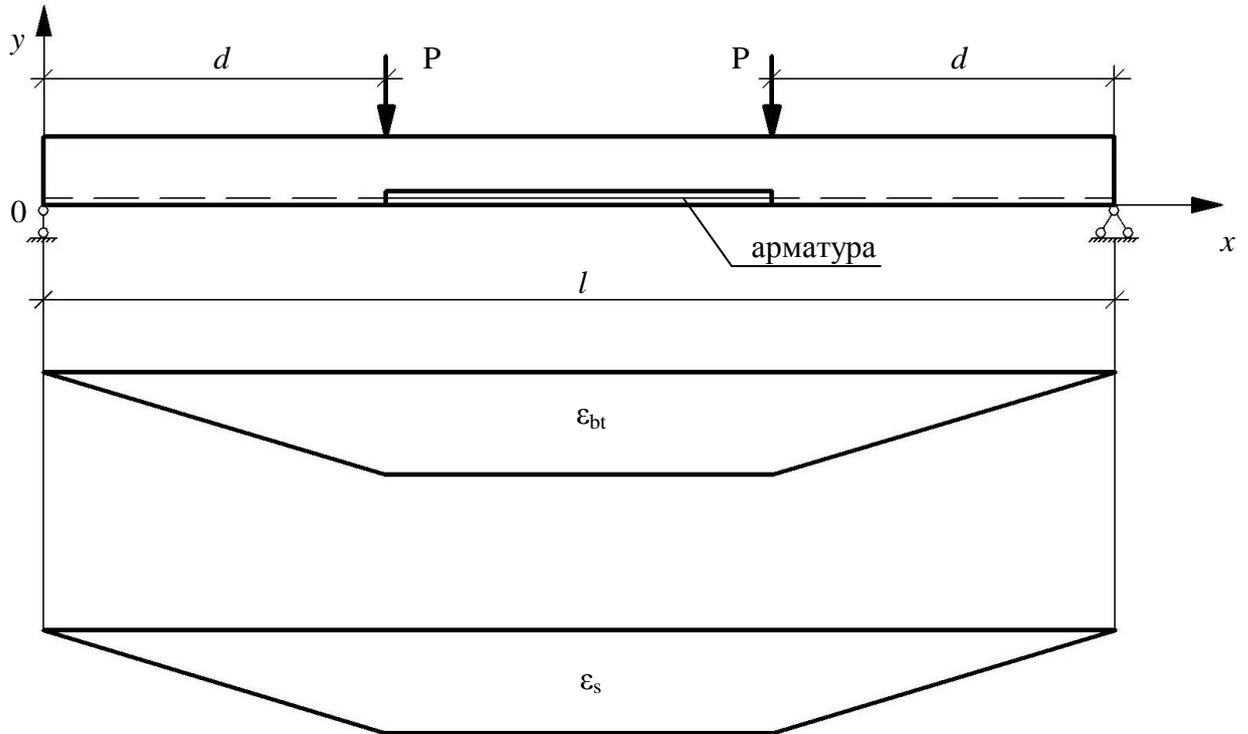


Рис. 3.2. Расчетная схема балки с нарушенным сцеплением в зоне чистого изгиба, распределение деформаций ε_s и ε_{bt} при $S_{x=0} = 0$

Решение системы уравнений (2.4) для этого случая примет вид

$$S = C_1 sh\lambda x + C_2 ch\lambda x - \frac{\Delta}{\gamma}, \quad (3.11)$$

где $\Delta = -\frac{Pdm_0}{B_y}$.

Задаваясь граничными условиями: $S_{x=0} = S_{II}$; $S_{x=l} = S_{II}$, определяем произвольные постоянные C_1 и C_2

$$C_1 = \frac{S_{II}}{sh\lambda l} - S_{II} \cdot \frac{ch\lambda l}{sh\lambda l} + \frac{Pdm_0}{\gamma B_y} \frac{(ch\lambda l - 1)}{sh\lambda l}; \quad C_2 = S_{II} - \frac{Pdm_0}{\gamma B_y}.$$

Сдвигающее усилие после всех преобразований будет иметь следующий вид

$$S = \frac{Pdm_0}{\gamma B_y} \left(th\lambda \frac{l}{2} \cdot sh\lambda x - ch\lambda x + 1 \right) + S_{II} \frac{sh\lambda(l-x)}{sh\lambda l} + S_{II} \frac{sh\lambda x}{sh\lambda l}. \quad (3.12)$$

Численное значение сдвигающей силы для балки с единым параметром сцеплением арматуры с бетоном в зоне чистого изгиба, найденное по (3.12), равно значению, найденному по (3.6) или (3.10).

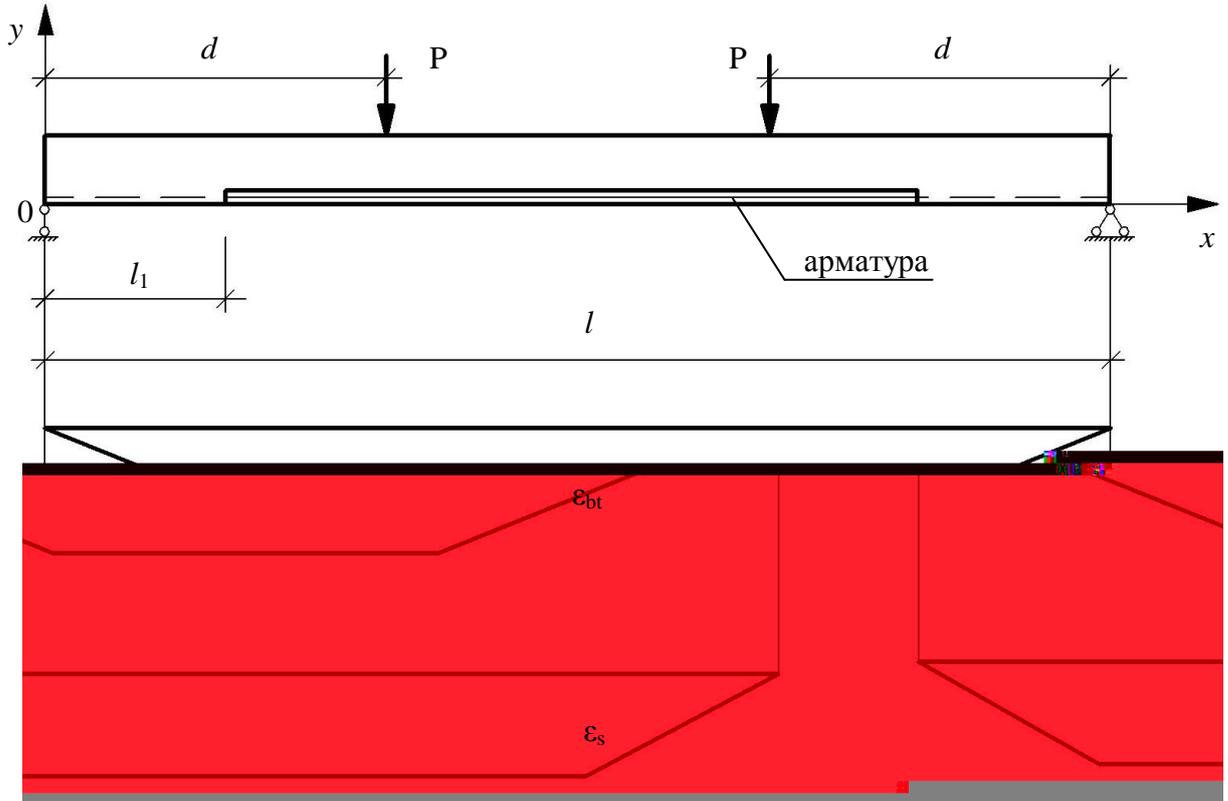


Рис. 3.3. Расчетная схема балки с нарушенным сцеплением в приопорной зоне, распределение деформаций ε_s и ε_{st} при $S_{x=0} = 0$

Участки нарушенного сцепления могут находиться в приопорной зоне и распространяться в зону чистого изгиба (рис. 3.3). Рассмотрим элемент, у которого участок нарушенного сцепления начинается в приопорной зоне на расстоянии l_1 от опоры балки.

Запишем граничные условия $S_0 = S_1$, $S_{x=l-l_1} = 0$ для случая свободного сдвига арматуры:

$$\begin{aligned}
 S = & \frac{S_0'}{\lambda} sh\lambda(l-l_1) + S_1 ch\lambda(l-l_1) + \frac{G}{\lambda} \int_0^{d-l_1} \Delta_{(\xi)_1} sh\lambda(l-l_1-\xi) d\xi + \\
 & + \frac{G}{\lambda} \int_{d-l_1}^{l-l_1-d} \Delta_{(\xi)_2} sh\lambda(l-l_1-\xi) d\xi + \frac{G}{\lambda} \int_{l-l_1-d}^{l-l_1} \Delta_{(\xi)_3} sh\lambda(l-l_1-\xi) d\xi = 0,
 \end{aligned} \tag{3.13}$$

где $\Delta_{(\xi)_1} = -\frac{Pm_0}{B_y}(l_1+x)$; $\Delta_{(\xi)_2} = -\frac{Pdm_0}{B_y}$; $\Delta_{(\xi)_3} = -\frac{Pm_0}{B_y}(l-l_1-x)$.

Проинтегрировав выражение в правой части, получаем:

$$S = \frac{S'_0}{\lambda} sh\lambda(l-l_1) + S_1 ch\lambda(l-l_1) + \frac{Pm_0}{\gamma B_y} \left(\frac{sh\lambda d}{\lambda} - l_1 ch\lambda(l-l_1) + \frac{sh\lambda(l-d)}{\lambda} - \frac{sh\lambda(l-l_1)}{\lambda} \right) = 0; \quad (3.14)$$

$$S'_0 = \frac{Pm_0}{\gamma B_y sh\lambda(l-l_1)} (sh\lambda(l-l_1) + \lambda l_1 ch\lambda(l-l_1) - sh\lambda(l-d) - sh\lambda d) - \lambda S_1 cth\lambda(l-l_1).$$

Подставим найденное выражение для S'_0 в уравнение (3.1)

$$S = \frac{Pm_0 \cdot sh\lambda x}{\lambda \gamma B_y \cdot sh\lambda(l-l_1)} (sh\lambda(l-l_1) + \lambda l_1 ch\lambda(l-l_1) - sh\lambda(l-d) - sh\lambda d) - S_1 (cth\lambda(l-l_1) \cdot sh\lambda x - ch\lambda x) + \frac{G}{\lambda} \int_0^x \Delta_{(\xi)_1} sh\lambda(x-\xi) d\xi. \quad (3.15)$$

Проинтегрировав выражение, получаем

$$S = \frac{Pm_0 \cdot sh\lambda x}{\lambda \gamma B_y \cdot sh\lambda(l-l_1)} (sh\lambda(l-l_1) + \lambda l_1 ch\lambda(l-l_1) - sh\lambda(l-d) - sh\lambda d) - S_1 (cth\lambda(l-l_1) \cdot sh\lambda x - ch\lambda x) + \frac{Pm_0}{\lambda \gamma B_y} (\lambda(l_1+x) - \lambda l_1 ch\lambda x - sh\lambda x). \quad (3.16)$$

Запишем граничные условия $S_0 = S_1$, $S'_{x=l-l_1} = 0$ для случая отсутствия свободного сдвига арматуры

$$S' = S'_0 ch\lambda(l-l_1) + \lambda S_1 sh\lambda(l-l_1) + G \int_0^{d-l_1} \Delta_{(\xi)_1} ch\lambda(l-l_1-\xi) d\xi + \lambda S_1 sh\lambda(l-l_1) + G \int_{d-l_1}^{l-l_1-d} \Delta_{(\xi)_2} ch\lambda(l-l_1-\xi) d\xi + G \int_{l-l_1-d}^{l-l_1} \Delta_{(\xi)_3} ch\lambda(l-l_1-\xi) d\xi = 0, \quad (3.17)$$

$$\text{где } \Delta_{(\xi)_1} = -\frac{Pm_0}{B_y} (l_1+x); \quad \Delta_{(\xi)_2} = -\frac{Pdm_0}{B_y}; \quad \Delta_{(\xi)_3} = -\frac{Pm_0}{B_y} (l-l_1-x).$$

Проинтегрировав выражение в правой части, получаем

$$S' = S'_0 ch\lambda(l-l_1) + \lambda S_1 sh\lambda(l-l_1) + \frac{Pm_0}{\gamma B_y} \left(\frac{ch\lambda d}{\lambda} - l_1 sh\lambda(l-l_1) + \frac{ch\lambda(l-d)}{\lambda} - \frac{ch\lambda(l-l_1)}{\lambda} - \frac{1}{\lambda} \right) = 0; \quad (3.18)$$

$$S'_0 = \frac{Pm_0}{\lambda\gamma B_y \cdot ch\lambda(l-l_1)} (ch\lambda(l-l_1) + \lambda l_1 sh\lambda(l-l_1) - ch\lambda(l-d) - ch\lambda d + 1) - \lambda S_1 th\lambda(l-l_1).$$

Подставим найденное выражение для S'_0 в уравнение (3.1)

$$S = \frac{Pm_0 \cdot sh\lambda x}{\lambda\gamma B_y \cdot ch\lambda(l-l_1)} (ch\lambda(l-l_1) + \lambda l_1 sh\lambda(l-l_1) - ch\lambda(l-d) - ch\lambda d + 1) - S_1 (th\lambda(l-l_1) \cdot sh\lambda x - ch\lambda x) + \frac{G}{\lambda} \int_0^x \Delta_{(\xi)_1} sh\lambda(x-\xi) d\xi. \quad (3.19)$$

Проинтегрировав выражение, получаем

$$S = \frac{Pm_0 \cdot sh\lambda x}{\lambda\gamma B_y \cdot ch\lambda(l-l_1)} (ch\lambda(l-l_1) + \lambda l_1 sh\lambda(l-l_1) - ch\lambda(l-d) - ch\lambda d + 1) - S_1 (th\lambda(l-l_1) \cdot sh\lambda x - ch\lambda x) + \frac{Pm_0}{\lambda\gamma B_y} (\lambda(l_1+x) - \lambda l_1 ch\lambda x - sh\lambda x). \quad (3.20)$$

Определив S , можно найти относительные деформации бетона на уровне рабочей арматуры

$$\varepsilon_{bt} = \frac{Pdm_0}{B_y} - \frac{(0,5h-a) \left(\frac{2}{3}h-a \right) S}{B_y}. \quad (3.21)$$

Момент образования трещин определяем из условия достижения в крайнем растянутом волокне бетона предельных относительных деформаций (ε_{ubt}). Решение задачи осуществляется по участкам с учетом их количества и дискретного расположения по длине рассматриваемого элемента.

Для балок с единым параметром сцепления по всей длине элемента все вышеприведенные формулы полностью вырождаются в формулы, приведенные в работе [138] или дают результаты численно равные результатам, вычисленным по этим формулам.

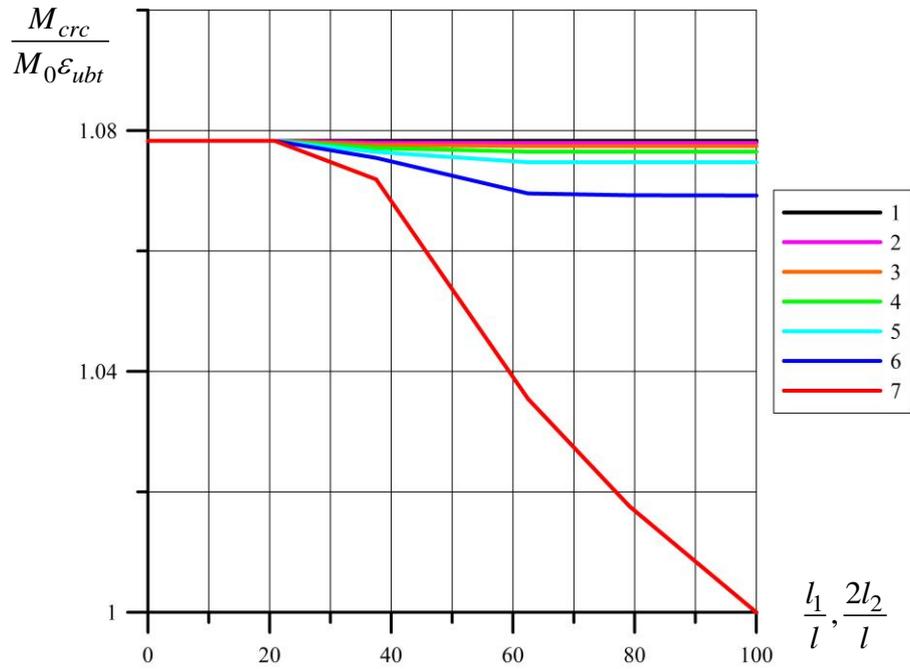


Рис. 3.4. График зависимости $\frac{M_{crc}}{M_0 \varepsilon_{ubt}} - \frac{l_1(2l_2)}{l}$ для $\mu = 0,67\%$

при различных отношениях $\frac{\lambda_1}{\lambda_2}$: 1–1,0; 2–0,83; 3–0,67; 4–0,5; 5– 0,33; 6–0,17; 7–0
для элемента со свободным сдвигом арматуры на опорах

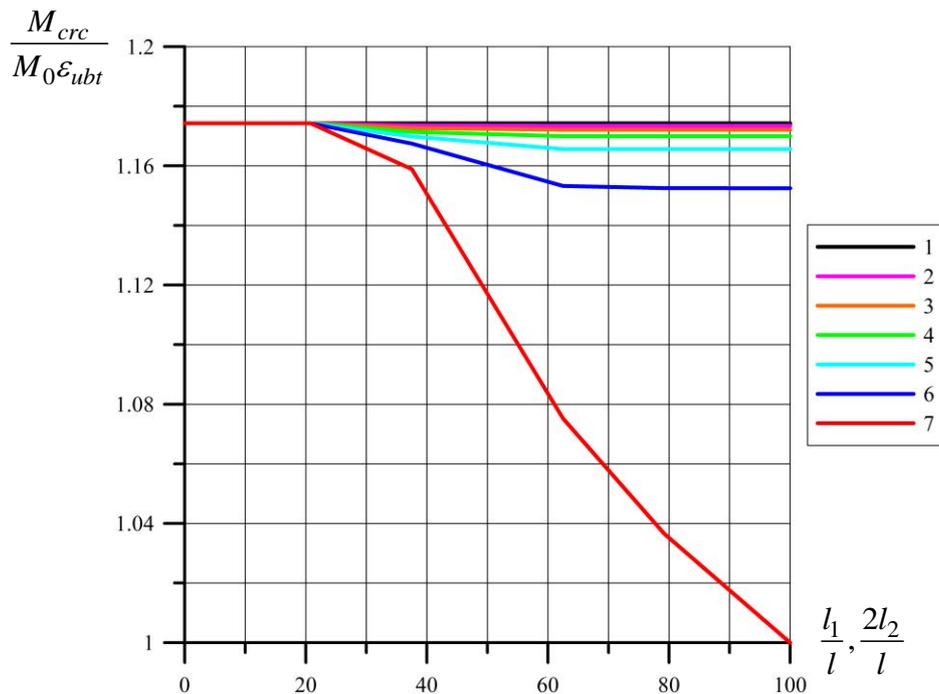


Рис. 3.5. График зависимости $\frac{M_{crc}}{M_0 \varepsilon_{ubt}} - \frac{l_1(2l_2)}{l}$ для $\mu = 1,51\%$

при различных отношениях $\frac{\lambda_1}{\lambda_2}$: 1–1,0; 2–0,83; 3–0,67; 4–0,5; 5– 0,33; 6–0,17; 7–0
для элемента со свободным сдвигом арматуры на опорах

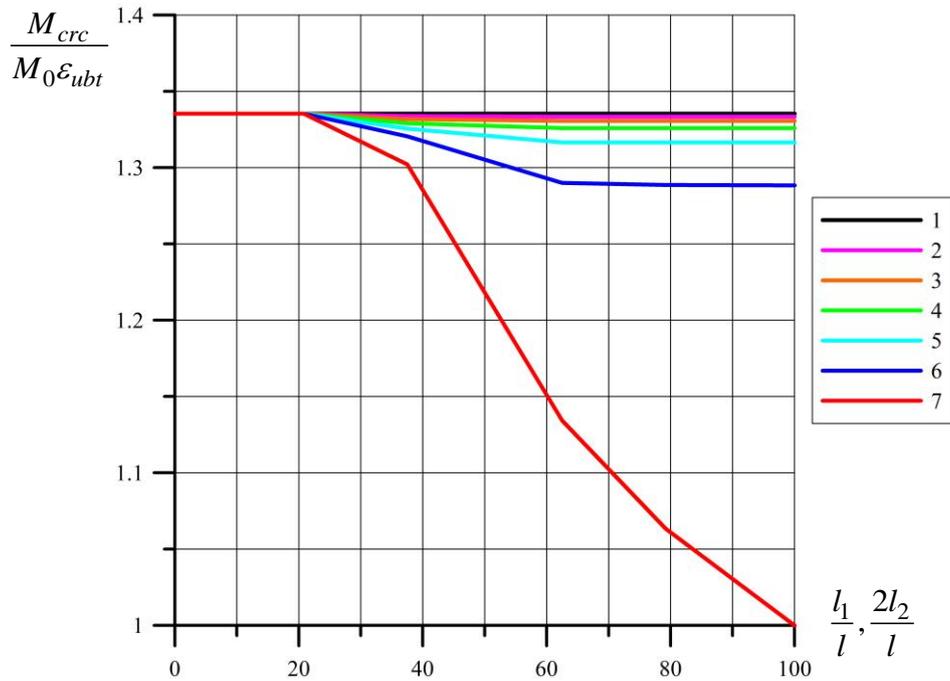


Рис. 3.6. График зависимости $\frac{M_{crc}}{M_0 \epsilon_{ubt}} - \frac{l_1(2l_2)}{l}$ для $\mu = 2,96\%$

при различных отношениях $\frac{\lambda_1}{\lambda_2}$: 1–1,0; 2–0,83; 3–0,67; 4–0,5; 5–0,33; 6–0,17; 7–0

для элемента со свободным сдвигом арматуры на опорах

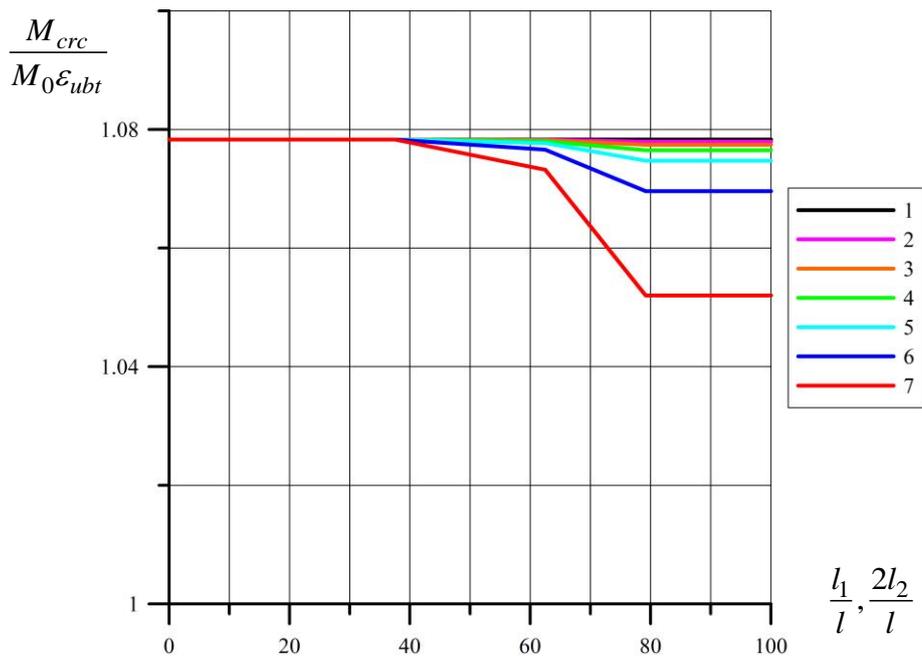


Рис. 3.7. График зависимости $\frac{M_{crc}}{M_0 \epsilon_{ubt}} - \frac{l_1(2l_2)}{l}$ для $\mu = 0,67\%$

при различных отношениях $\frac{\lambda_1}{\lambda_2}$: 1–1,0; 2–0,83; 3–0,67; 4–0,5; 5–0,33; 6–0,17; 7–0

для элемента с отсутствием сдвига арматуры на опорах

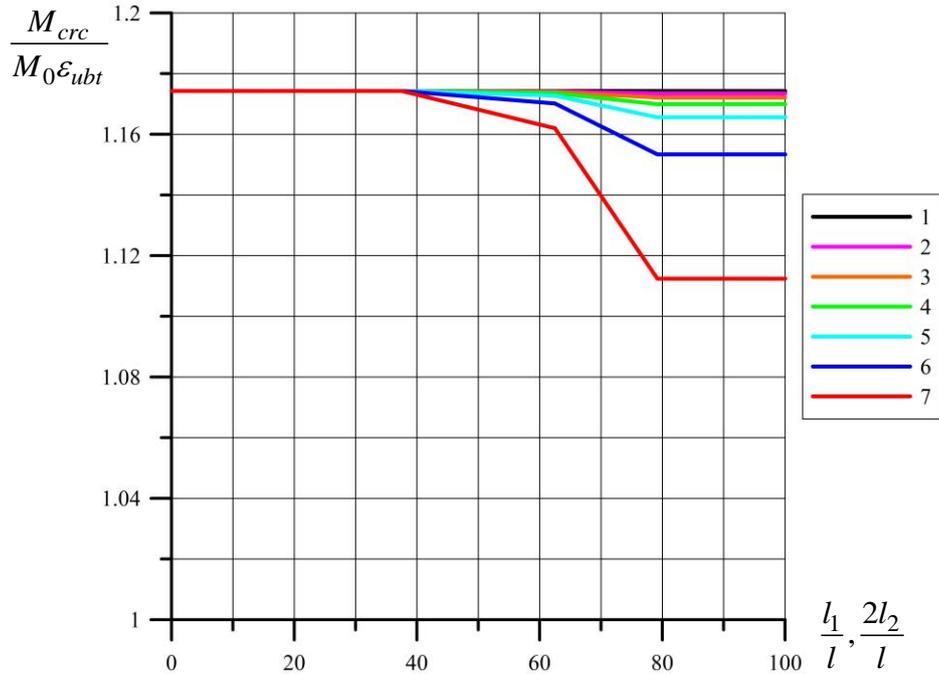


Рис. 3.8. График зависимости $\frac{M_{crc}}{M_0 \varepsilon_{ubt}} - \frac{l_1(2l_2)}{l}$ для $\mu = 1,51\%$

при различных отношениях $\frac{\lambda_1}{\lambda_2}$: 1-1,0; 2-0,83; 3-0,67; 4-0,5; 5-0,33; 6-0,17; 7-0

для элемента с отсутствием сдвига арматуры на опорах

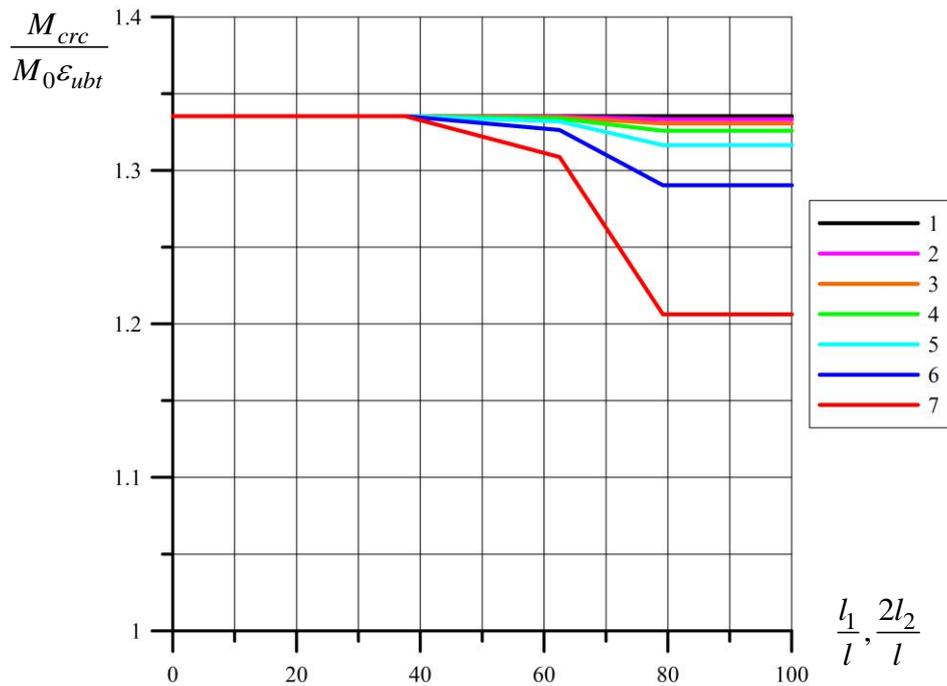


Рис. 3.9. График зависимости $\frac{M_{crc}}{M_0 \varepsilon_{ubt}} - \frac{l_1(2l_2)}{l}$ для $\mu = 2,96\%$

при различных отношениях $\frac{\lambda_1}{\lambda_2}$: 1-1,0; 2-0,83; 3-0,67; 4-0,5; 5-0,33; 6-0,17; 7-0

для элемента с отсутствием сдвига арматуры на опорах

На основании графиков (рис. 3.4–3.9) можно сделать следующие выводы о влиянии длины участка нарушенного сцепления на момент образования трещин (M_{crc}) в изгибаемых элементах:

1) для элементов со свободным сдвигом арматуры на опорах:

- при длине участков нарушенного сцепления более 40% от общей длины элемента происходит снижение M_{crc} ;

- при проценте армирования ($\mu=2,62\%$) и полном отсутствии сцепления снижение M_{crc} достигает 33% и соответствует моменту образования трещин бетонной балки;

- при проценте армирования ($\mu=0,60\%$) падение M_{crc} менее 9%, даже при полном отсутствии сцепления арматуры с бетоном;

- при минимальном значении параметра сцепления (λ) существенного снижения величины M_{crc} не возникает (в пределах 5%);

2) в элементах, в которых отсутствует сдвиг арматуры на опорах (специальные анкера) при большом проценте армирования снижение M_{crc} не превышает 12% при полном отсутствии сцепления, арматура продолжает участвовать в работе элемента.

В элементах с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном рекомендуется выполнять дополнительную анкеровку арматуры на опорных частях элементов, для уменьшения влияния участка нарушенного сцепления на момент образования трещин, особенно в элементах с высоким процентом армирования.

Блок-схема расчета образования трещин приведена ниже на рис. 3.15.

3.2 Учет неупругих свойств бетона

Диаграмма деформирования « σ – ϵ » большинства бетонов имеет нелинейный характер. Неупругие деформации в растянутой зоне бетона проявляются уже при небольших напряжениях и влияют на снижение жесткости и момента трещинообразования элемента.

Для решения задачи использованы выражения жесткости с учетом неупругих деформаций бетона, полученные в работе [152] на основе кусочно-линейной диаграммы « σ – ε ».

Жесткость в сечении элемента определяется из выражений:

а) при возникновении неупругих деформаций в растянутом слое

$$B_{pl} = B_y - M_0 h \left(3 \left(\frac{f_2}{h} \right)^2 \frac{m_0}{h} - \left(\frac{f_2}{h} \right)^3 \right), \quad (3.22)$$

где толщина пластического слоя f_2 определяется по формуле

$$\frac{f_2}{h} = (1 + \alpha + \alpha') \left(1 - \sqrt{1 - 2 \frac{m_0}{h(1 + \alpha + \alpha')} + \frac{2\varepsilon_2}{hy''(1 + \alpha + \alpha')} + \frac{N}{3M_0 y''(1 + \alpha + \alpha')^2}} \right),$$

б) при возникновении неупругих деформаций в сжатом и растянутом слое

$$B_{pl} = B_y - M_0 h \left(3 \left(\frac{f_1}{h} \right)^2 \frac{z_0}{h} + 3 \left(\frac{f_2}{h} \right)^2 \frac{m_0}{h} - \left(\frac{f_1}{h} \right)^3 - \left(\frac{f_2}{h} \right)^3 \right), \quad (3.23)$$

где толщины сжатого и растянутого пластических слоев определяется по формулам

$$\frac{f_1}{h} = C \left[2 \frac{\varepsilon_2}{h} + 2 \frac{z_0}{h} (1 + \alpha + \alpha') - 1 - \left(\frac{\varepsilon_1}{y''h} + \frac{\varepsilon_2}{y''h} \right) - 2 \frac{\varepsilon_1}{y''} (\alpha + \alpha') + \frac{N}{3M_0 y''} \right];$$

$$\frac{f_2}{h} = C \left[2 \frac{\varepsilon_1}{h} + 2 \frac{z_0}{h} (1 + \alpha + \alpha') - 1 - \left(\frac{\varepsilon_1}{y''h} + \frac{\varepsilon_2}{y''h} \right) - 2 \frac{\varepsilon_2}{y''} (\alpha + \alpha') + \frac{N}{3M_0 y''} \right];$$

$$C = \frac{1}{2} \left(\alpha + \alpha' + \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{y''h} \right)^{-1}; \quad \frac{m_0}{h} = \frac{1 + 2\alpha' - 2\alpha' \frac{a'}{h} + 2\alpha \frac{a}{h}}{2(1 + \alpha + \alpha')}; \quad M_0 = \frac{E_b b h^2}{6};$$

$$\frac{z_0}{h} = \frac{1 + 2\alpha - 2\alpha \frac{a}{h} + 2\alpha' \frac{a'}{h}}{2(1 + \alpha + \alpha')}.$$

С учетом принятой расчетной модели

$$\alpha = 0; \quad N = N_s; \quad y'' = \frac{M - N_s m_0}{B_{pl}}. \quad (3.24)$$

Рассмотрим несколько примеров расчета шарнирно опертой железобетонной балки с несколькими случаями расположения участка нарушенного сцепления.

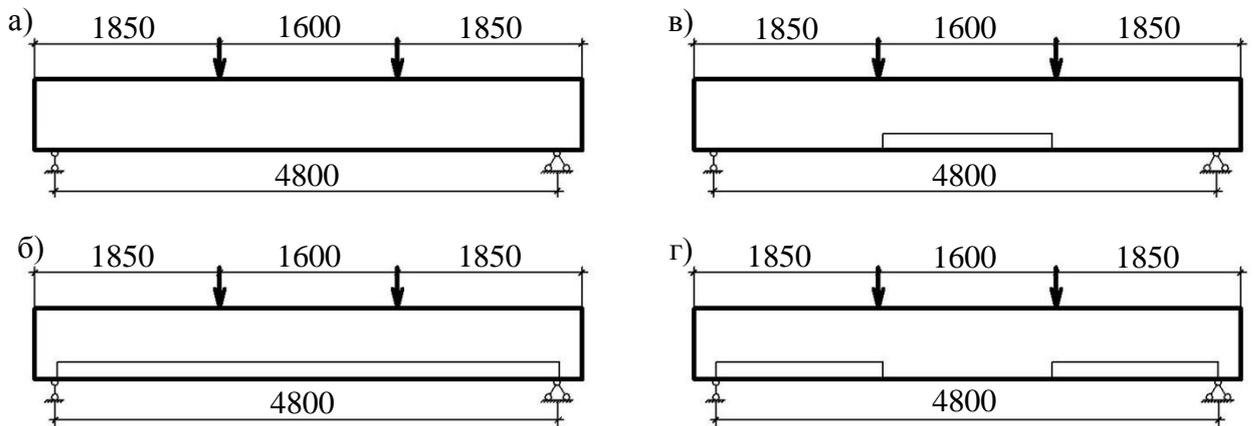


Рис. 3.10. Расчетные схемы балки.

Исходные данные и результаты расчета приведены в таблице 3.1.

Таблица 3.1

№	Расчетная схема	Граничные условия	Армир.	$\mu, \%$	Класс бетона	Размеры сечения	$a, \text{мм}$	$M_{crc}, \text{кН}\cdot\text{м}$
Пример №1	Рис. 3.10, а	$S=0$	8Ø18 А500С	2,55	В30	400×200	30	21,1
Пример № 2	Рис. 3.10, б	$S=0$	8Ø18 А500С	2,55	В30	400×200	30	14,66
Пример № 3	Рис. 3.10, в	$S=0$	8Ø18 А500С	2,55	В30	400×200	30	21,1
Пример № 4	Рис. 3.10, г	$S=0$	8Ø18 А500С	2,55	В30	400×200	30	14,66

Как видно из примеров расчета, нарушенное сцепление по всему пролету и при длине участка на всю приопорную зону снижает момент образования трещин на 30,5% по сравнению с балкой без нарушенного сцепления. Участок в зоне чистого изгиба не влияет на момент образования трещин.

3.3 Расчет ширины раскрытия трещин изгибаемых элементов

Рассматриваем зону чистого изгиба железобетонного элемента, на которой действует постоянный момент и отсутствует влияние поперечных сил. После образования трещин ($M \geq M_{crc}$) в растянутой зоне изгибаемый элемент будет

представлять собой конструкцию, состоящую из блоков соединённых между собой сжатым бетоном и растянутой арматурой.

Рассмотрим несколько видов железобетонных блоков: с единым параметром сцепления по длине блока и блоки с различными параметрами сцепления по длине арматурного стержня (рассматриваем только случаи одностороннего армирования). Принятое распределение напряжений [138] и деформаций в поперечном сечении элемента на участке между трещинами показаны на рис. 3.11.

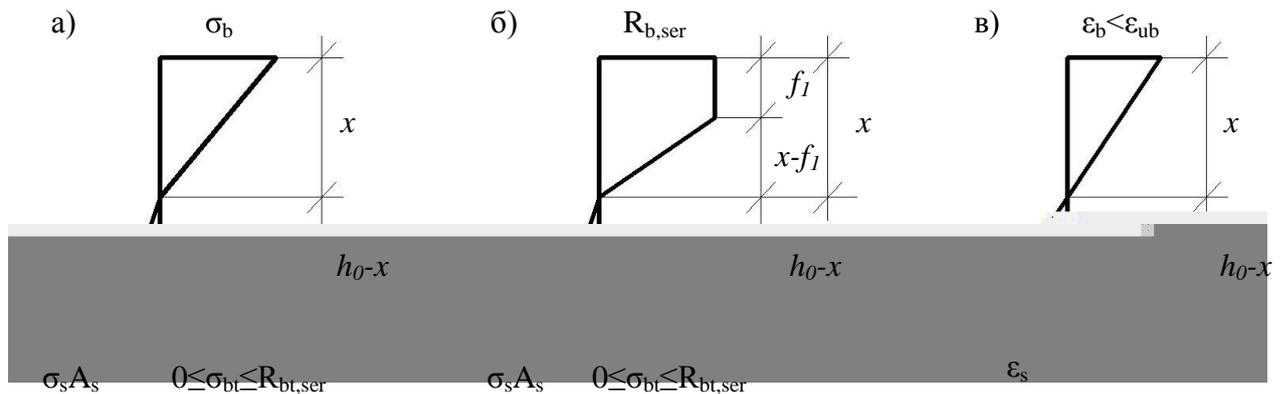


Рис. 3.11. Распределение напряжений σ_b , σ_{bt} и относительных деформаций на участке между трещинами

Для решения задачи используем следующие уравнения и зависимости:

1) уравнения равновесия

$$\int_A \sigma dA = 0; \quad \int_A \sigma y dA = M; \quad (3.25)$$

2) уравнения, связывающие относительные деформации по высоте сечения

$$\varepsilon_b = \frac{\varepsilon_s \xi}{(1 - \xi)}, \quad (3.26)$$

где $\xi = \frac{x}{h_0}$;

3) уравнения, связывающие относительные деформации между арматурой и бетоном на уровне растянутой арматуры, а также их взаимные смещения от нулевых точек эпюры касательных напряжений смежных блоков

$$\varepsilon_{sv} = \varepsilon_s - \varepsilon_{bt}; \quad a_{crc} = \int_0^{c_{n-1}} \varepsilon_{sv} dx + \int_0^{c_n} \varepsilon_{sv} dx. \quad (3.27)$$

Дополнительное условие запишем в виде $\sigma_{bt(x=0)} \leq R_{bt,ser}$.

а) Упругая работа сжатой зоны бетона.

Уравнения равновесия для сечения между трещинами [138]

$$\begin{aligned} \sigma_s \mu + 0,5 \sigma_{bt} (1 - \xi) - 0,5 \sigma_b \xi &= 0; \\ \sigma_s \mu \left(1 - \frac{\xi}{3}\right) + \sigma_{bt} \frac{(1 - \xi)}{3} &= \frac{M}{bh_0^2}. \end{aligned} \quad (3.28)$$

Для элементов с нарушенным сцеплением в сечении с трещиной происходит перераспределение деформаций арматуры и увеличение неравномерности деформаций крайнего сжатого волокна бетона над трещиной. Резкое увеличение глубины проникновения трещины и сокращение сжатой зоны, приводит к увеличению деформаций в крайнем сжатом волокне бетона в сечении над трещиной. Относительные деформации рабочей арматуры в конструкциях с нарушенным и обеспеченным сцеплением остаются неизменными [82, 116, 124].

Увеличение деформаций крайнего сжатого волокна учитываем с помощью коэффициента

$$k_{\psi_s} = \frac{\varepsilon_{sm(o)}}{\varepsilon_{sm(\sigma\tau)}}, \quad (3.29)$$

где $\varepsilon_{sm(\sigma\tau)}$ – средние относительные деформации растянутой арматуры для элемента с нарушенным сцеплением; $\varepsilon_{sm(o)}$ – средние относительные деформации растянутой арматуры для элемента с обеспеченным сцеплением.

С учетом выражения (3.29), получаем

$$\left\{ \begin{aligned} \xi &= -\frac{(\sigma_s \mu + \sigma_{bt}) \nu k_{\psi_s}}{\sigma_s - \sigma_{bt} \nu k_{\psi_s}} + \sqrt{\frac{(\sigma_s \mu + \sigma_{bt})^2 \nu^2 k_{\psi_s}^2}{(\sigma_s - \sigma_{bt} \nu k_{\psi_s})^2} + \frac{(2\sigma_s \mu + \sigma_{bt}) \nu k_{\psi_s}}{\sigma_s - \sigma_{bt} \nu k_{\psi_s}}}; \\ \sigma_s &= \frac{3M / bh_0^2 - \sigma_{bt} (1 - \xi)}{\mu (3 - \xi)}; \\ \sigma_b &= \frac{\sigma_s \xi}{\nu k_{\psi_s} (1 - \xi)}. \end{aligned} \right. \quad (3.30)$$

Рассмотрим несколько характерных вариантов расположения участка нарушенного сцепления арматуры с бетоном.

Рассмотрим случай обеспеченного сцепления арматуры с бетоном (рис.3.12). Напряжения в растянутом бетоне на уровне арматуры определяем из системы уравнений (2.4) с учетом граничных условий $\sigma_{bt(x=c)} = 0$.

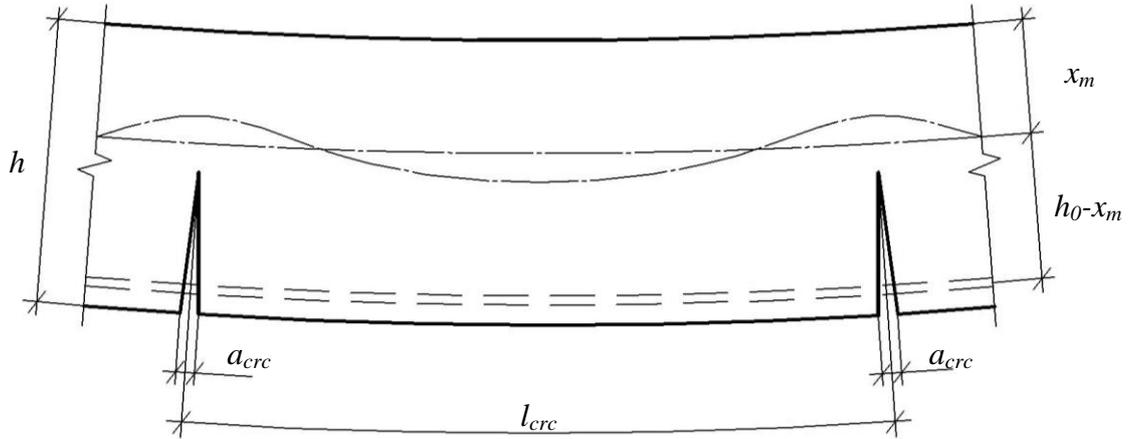


Рис. 3.12. Расчетная схема изгибаемого железобетонного элемента без участка нарушенного сцепления

Рассмотрим решение задачи от края блока для упругой работы контактного слоя, $S_{(x)}$ и $\sigma_{bt(x)}$ определяется из выражения

$$S = \frac{\sigma_{s0} A_s (1 - \xi_1)}{(1 + \alpha n_1 - \xi_1)} \left(\left(\frac{ch\lambda l - 1}{sh\lambda l} \right) sh\lambda x - ch\lambda x + 1 \right); \quad (3.31)$$

$$\sigma_{bt(x)} = \frac{\sigma_{s0} \mu n_1}{(1 + \alpha n_1 - \xi_1)} \left(\left(\frac{ch\lambda l - 1}{sh\lambda l} \right) sh\lambda x - ch\lambda x + 1 \right); \quad (3.32)$$

$$\tau = \frac{\lambda \sigma_{s0} d (1 - \xi_1)}{4(1 + \alpha n_1 - \xi_1)} \left(\left(\frac{ch\lambda l - 1}{sh\lambda l} \right) ch\lambda x - sh\lambda x \right),$$

где $n_1 = 1 + 3 \left(1 - \frac{2a}{h - \xi_0 h_0} \right)^2$; $\xi_1 = \frac{\xi_0 h_0}{h}$.

Значение напряжений в арматуре (σ_{s0}) и относительной высоты сжатой зоны (ξ_0) на границах участка между трещинами определяются из (3.30), принимая $\sigma_{bt} = 0$.

Ширина раскрытия трещин для упругой работы контактного слоя из работы [138]

$$a_{crc} = \frac{2\sigma_{s0}}{\lambda E_s} th\lambda \frac{l_{crc}}{2} - \frac{R_{bt,ser}}{E_b} \cdot l_{crc}. \quad (3.33)$$

Напряжения в бетоне с учетом неупругих деформаций в контактном слое

$$\sigma_{bt(x)} = \frac{\sigma_{s0}\mu n_1}{(1 + \alpha n_1 - \xi_1)} - \frac{4\tau_u \mu n_1 \cdot ch\lambda x}{\lambda d(1 - \xi_1) \cdot sh\lambda a_0}. \quad (3.34)$$

На участке между трещинами можно выделить 3 характерные зоны: зона нарушенного сцепления, зона неупругих деформаций и зона упругих деформаций контактна. Формулы для определения длины участков этих зон из работы [138]:

1) зона отсутствующего сцепления

$$c = \frac{l}{2} - a_0 - \frac{\sigma_{s0} A_s (1 - \xi_1)}{\tau_u S_p (1 + \alpha n_1 - \xi_1)} + \frac{\sqrt{t^2 + 1}}{\lambda t}, \quad (3.35)$$

2) зона пластических деформаций

$$b = \frac{\sigma_{s0} A_s (1 - \xi_1)}{\tau_u S_p (1 + \alpha n_1 - \xi_1)} - \frac{\sqrt{t^2 + 1}}{\lambda t}; \quad (3.36)$$

3) зона упругих деформаций

$$a_0 = \frac{\ln\left(t + \sqrt{t^2 - 1}\right)}{\lambda}, \quad t = \frac{4\tau_u \mu n_1}{\lambda d(1 - \xi_1) \left(\frac{\sigma_{s0} \mu n_1}{(1 + \alpha n_1 - \xi_1)} - R_{bt,ser} \right)}. \quad (3.37)$$

Взаимные смещения арматуры и бетона на этих участках определяются по формуле

$$\delta_0 = \frac{\sigma_{s0}}{E_s} (b - a_0) - \frac{4\tau_u (1 + \alpha n_1 - \xi_1)}{d(1 - \xi_1) E_s} \left(\frac{b^2}{2} - \left(b - \frac{a_0}{2} \right) a_0 + \frac{1}{\lambda^2} \right). \quad (3.38)$$

Ширина раскрытия трещин при упругопластической работе контактного слоя определяется по формуле

$$a_{crc} = \frac{2\sigma_{s0}}{E_s} (c + b - a_0) - \frac{8\tau_u (1 + \alpha n_1 - \xi_1)}{d(1 - \xi_1) E_s} \left(\frac{b^2}{2} - \left(b - \frac{a_0}{2} \right) a_0 + \frac{1}{\lambda^2} \right). \quad (3.39)$$

Рассмотрим блок железобетонного элемента с нечетным количеством участков нарушенного сцепления (рис.3.13), на примере элемента с тремя

участками. Значение сдвигающей силы и напряжений в бетоне на участках l_1 и l_3 определяем по формулам (3.33) и (3.34). Определим сдвигающее усилие и напряжения в растянутом бетоне на участке l_2 .

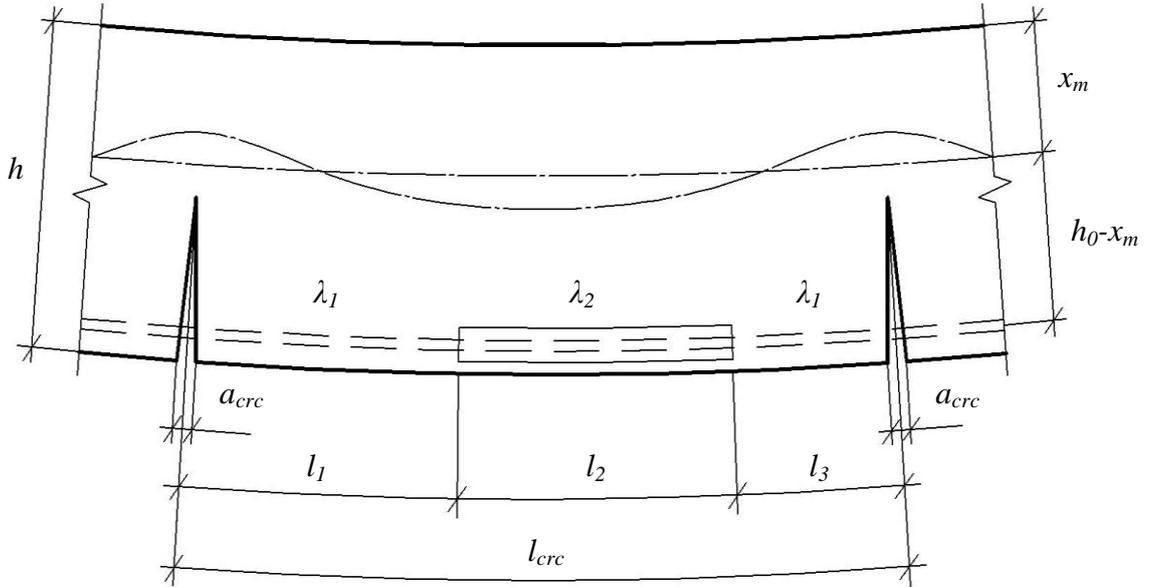


Рис. 3.13. Расчетная схема изгибаемого железобетонного элемента с нечетным количеством участков нарушенного сцепления

Решая систему уравнений (2.4) получаем формулу для определения значение сдвигающего усилия и напряжений в растянутом бетоне на участке l_2

$$S = \frac{\sigma_{s0} A_s (1 - \xi_1)}{1 + \alpha n_1 - \xi_1} \left(th \lambda_2 \frac{l_2}{2} \cdot sh \lambda_2 x - ch \lambda_2 x + 1 \right) + S_{II} \frac{sh \lambda_2 (l_2 - x)}{sh \lambda_2 l_2} + S_{II} \frac{sh \lambda_2 x}{sh \lambda_2 l_2}; \quad (3.40)$$

$$\sigma_{bt} = \frac{\sigma_{s0} \mu n_1}{1 + \alpha n_1 - \xi_1} \left(th \lambda_2 \frac{l_2}{2} \cdot sh \lambda_2 x - ch \lambda_2 x + 1 \right) + S_{II} \frac{sh \lambda_2 (l_2 - x) n_1}{A_b (1 - \xi_1) sh \lambda_2 l_2} + S_{II} \frac{n_1 \cdot sh \lambda_2 x}{A_b (1 - \xi_1) sh \lambda_2 l_2}; \quad (3.41)$$

$$\tau = \frac{\lambda \sigma_{s0} d (1 - \xi_1)}{4(1 + \alpha n_1 - \xi_1)} \left(th \lambda_2 \frac{l_2}{2} \cdot ch \lambda_2 x - sh \lambda_2 x \right) - \frac{\lambda S_{II}}{S_p} \frac{ch \lambda_2 (l_2 - x)}{sh \lambda_2 l_2} + \frac{\lambda S_{II}}{S_p} \frac{ch \lambda_2 x}{sh \lambda_2 l_2},$$

где $S_{II} = \frac{\sigma_{s0} A_s (1 - \xi_1)}{(1 + \alpha n_1 - \xi_1)} \left(th \lambda_1 \frac{l_{crc}}{2} \cdot sh \lambda_1 l_1 - ch \lambda_1 l_1 + 1 \right);$

$$S_{II} = \frac{\sigma_{s0} A_s (1 - \xi_1)}{(1 + \alpha n_1 - \xi_1)} \left(th \lambda_1 \frac{l_{crc}}{2} \cdot sh \lambda_1 l_3 - ch \lambda_1 l_3 + 1 \right).$$

Взаимные смещения на участке l_2 от нулевой точки эпюры касательных напряжений до границы участка вычисляются по формуле

$$\delta = \frac{\sigma_{s0}}{\lambda E_s} \left(sh\lambda_2 c + th\lambda_2 \frac{l_2}{2} \cdot (1 - ch\lambda_2 c) \right) + S_{II} \frac{(1 + \alpha n_1 - \xi_1)(1 - ch\lambda_2 c)}{\lambda_2 E_s A_s (1 - \xi_1) sh\lambda_2 l_2} +$$

$$+ S_{II} \frac{(1 + \alpha n_1 - \xi_1) \cdot ch\lambda_2 (l_2 - c) - ch\lambda_2 l_2}{\lambda_2 E_s A_s (1 - \xi_1) sh\lambda_2 l_2}, \quad (3.42)$$

$$\text{где } c = \frac{\ln \left(\frac{\sqrt{1 - Z^2}}{1 - Z} \right)}{\lambda}; \quad Z = \frac{\left(S_{II} ch\lambda_2 l_2 - \frac{S_{II}}{sh\lambda_2 l_2} - \frac{\sigma_{s0} d (1 - \xi_1)}{4(1 + \alpha n_1 - \xi_1)} th\lambda_2 \frac{l_2}{2} \right)}{S_{II} - \frac{\sigma_{s0} d (1 - \xi_1)}{4(1 + \alpha n_1 - \xi_1)}}.$$

Взаимные смещения на участках l_1 и l_3 определяются по формуле

$$\delta_0 = \frac{\sigma_{s0}}{\lambda E_s} \left(\frac{(1 - ch\lambda_1 l)(ch\lambda_1 l_1 - 1)}{sh\lambda_1 l} + sh\lambda_1 l_1 \right). \quad (3.43)$$

Для определения смещений на участке l_3 в формуле (3.46) значения l_1 , заменяются значением l_3 .

Условием образования новой трещины является условие достижения напряжений $\sigma_{bt(x)}$ предельных значений равных $R_{bt,ser}$. Выполняя расчет последовательного образования трещин, одновременно определяем размеры блоков, на которые трещины разделяют зону чистого изгиба. Расчет последовательного образования трещин выполняем до достижения предельных деформаций в арматурном стержне или условия $\tau \geq \tau_u$.

Данный случай необходим для расчета последовательного образования трещин и определения конечного размера каждого блока железобетонного элемента. При возникновении пластических деформаций в контактном слое, процесс трещинообразования стабилизируется и не происходит образования новых трещин, поэтому формулы упругопластической работы контактного слоя для этого случая не приводятся.

При стабилизации процесса трещинообразования, в элементе можно выделить два характерных блока: блок с единым параметром сцепления по всей

длине и блок с различными параметрами сцепления на двух участках. Рассмотрим блок с двумя участками (рис.3.14).

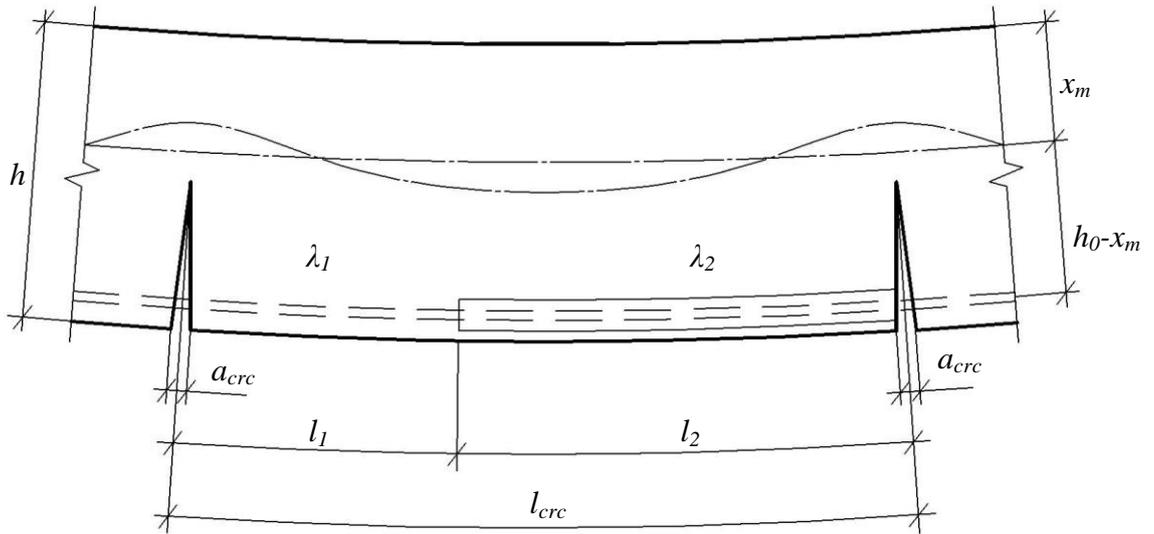


Рис. 3.14. Расчетная схема изгибаемого железобетонного элемента с четным количеством участков нарушенного сцепления

Решая систему уравнений (2.4), получаем формулу для определения значения сдвигающего усилия и напряжений в растянутом бетоне на участке l_2 (при условии $\lambda_1(l_1) \leq \lambda_2(l_2)$), значения сдвигающего усилия и напряжений в растянутом бетоне и контактном слое определяем по формулам (3.31) и (3.32)

$$S = \frac{\sigma_{s0} A_s (1 - \xi_1)}{1 + \alpha n_1 - \xi_1} \left(th \lambda_2 \frac{l_2}{2} \cdot sh \lambda_2 x - ch \lambda_2 x + 1 \right) - S_{II} (cth \lambda_2 l_2 \cdot sh \lambda_2 x - ch \lambda_2 x); \quad (3.44)$$

$$\sigma_{bt} = \frac{\sigma_{s0} \mu n_1}{1 + \alpha n_1 - \xi_1} \left(th \lambda_2 \frac{l_2}{2} \cdot sh \lambda_2 x - ch \lambda_2 x + 1 \right) - \frac{S_{II} n_1}{A_b (1 - \xi_1)} (cth \lambda_2 l_2 \cdot sh \lambda_2 x - ch \lambda_2 x); \quad (3.45)$$

$$\tau = \frac{\lambda \sigma_{s0} d (1 - \xi_1)}{4(1 + \alpha n_1 - \xi_1)} \left(th \lambda_2 \frac{l_2}{2} \cdot ch \lambda_2 x - sh \lambda_2 x \right) - \frac{\lambda_2 S_{II}}{S_p} (cth \lambda_2 l_2 \cdot ch \lambda_2 x - sh \lambda_2 x),$$

где $S_{II} = \frac{\sigma_{s0} A_s (1 - \xi_1)}{(1 + \alpha n_1 - \xi_1)} \left(th \lambda_1 \frac{l_{crc}}{2} sh \lambda_1 l_2 - ch \lambda_1 l_2 + 1 \right).$

Взаимные смещения на участке l_2 от нулевой точки эпюры касательных напряжений до границы участка вычисляются по формуле

$$\delta = \frac{\sigma_{s0}}{\lambda E_s} \left(\frac{(ch\lambda_2 c - 1)}{sh\lambda_1 l} + sh\lambda_2 c - cth\lambda_2 l_{crc} (ch\lambda_2 c - 1) \right) +$$

$$+ S_{\mathcal{L}} \frac{(1 + \alpha n_1 - \xi_1)}{\lambda_2 E_s A_s (1 - \xi_1)} (cth\lambda_2 l_{crc} (ch\lambda_2 c - 1) - sh\lambda_2 c), \quad (3.46)$$

где $c = \frac{\ln\left(\frac{\sqrt{1-Z^2}}{1-Z}\right)}{\lambda_2}$; $Z = \frac{\left(S_{\mathcal{L}} cth\lambda_2 l_2 - \frac{\sigma_{s0} d (1 - \xi_1)}{4(1 + \alpha n_1 - \xi_1)} th\lambda_2 l_2 / 2\right)}{S_{\mathcal{L}} - \frac{\sigma_{s0} d (1 - \xi_1)}{4(1 + \alpha n_1 - \xi_1)}}$.

Напряжения в бетоне на участке l_2 с учетом неупругих деформаций в контактном слое

$$\sigma_{bt(x)} = \frac{\sigma_{s0} \mu n_1}{(1 + \alpha n_1 - \xi_1)} (th\lambda_2 a_0 \cdot sh\lambda_2 x - ch\lambda_2 x + 1) - \frac{4\tau_u \mu n_1 \cdot sh\lambda_2 x}{\lambda_2 d (1 - \xi_1) \cdot ch\lambda_2 a_0}. \quad (3.47)$$

Формулы для определения длины участков зон нарушенного сцепления, упругих и пластических деформаций при расчете от нулевой точки эпюры касательных напряжений:

1) зона нарушенного сцепления

$$c = c_0 - a_0 - \frac{\sigma_{s0} A_s (1 - \xi_1)}{\tau_u S_p (1 + \alpha n_1 - \xi_1)} + \frac{\sqrt{t^2 + 1}}{\lambda_2 t}, \quad (3.48)$$

2) зона пластических деформаций

$$b = \frac{\sigma_{s0} A_s (1 - \xi_1)}{\tau_u S_p (1 + \alpha n_1 - \xi_1)} - \frac{\sqrt{t^2 + 1}}{\lambda_2 t}; \quad (3.49)$$

3) зона упругих деформаций

$$a_0 = \frac{\ln\left(t + \sqrt{t^2 - 1}\right)}{\lambda_2}, \quad t = \frac{4\tau_u \mu n_1}{\lambda_2 d (1 - \xi_1) \left(\frac{\sigma_{s0} \mu n_1}{(1 + \alpha n_1 - \xi_1)} - R_{bt,ser} \right)}. \quad (3.50)$$

Взаимные смещения арматуры и бетона на этих участках определяются по формуле

$$\delta_0 = \frac{\sigma_{s0}}{E_s} (b - a_0) - \frac{4\tau_u (1 + \alpha n_1 - \xi_1)}{d (1 - \xi_1) E_s} \left(\frac{b^2}{2} - \left(b - \frac{a_0}{2} \right) a_0 + \frac{1}{\lambda_2^2} \right). \quad (3.51)$$

На участке l_2 длину зоны упругих деформаций определяем методом последовательных приближений по формуле

$$a_0 = l_2 - \frac{\sigma_{s0} A_s (1 - \xi_1)}{\tau_u S_p (1 + \alpha n_1 - \xi_1)} (th\lambda_2 a_0 \cdot sh\lambda_2 a_0 - ch\lambda_2 a_0 + 1) - \frac{th\lambda_2 a_0}{\lambda_2}. \quad (3.52)$$

В первом приближении принимаем $a_0 = l_2$, расчет продолжаем до тех пор, пока в пределах заданной точности $a_i = a_{i-1}$.

При упругой работе контактного слоя ширина раскрытия трещин определяется по формуле (2.36)

$$a_{crc(n)} = (\delta_{c_{n-1}} + \delta_{c_n}) - \frac{R_{bt,ser}}{E_b} \cdot (c_n + c_{n-1}),$$

где $\delta_{c_{n-1}}, \delta_{c_n}$ – взаимные смещения арматуры и бетона при упругой работе контактного слоя от нулевой точки эпюры касательных напряжений до берега трещины, соответственно. У элемента с различными параметрами сцепления взаимные смещения арматуры и бетона суммируются со всех участков от нулевой точки до берега трещины. Второе слагаемое – это собственные удлинения бетона на участке между трещинами.

Ширину раскрытия трещин при упругопластической работе контактного слоя определяем также по формуле (2.36), но взаимные смещения между арматурой и бетоном находим по формулам.

$$\begin{aligned} \delta_{c_n} &= \delta_{c_0(n)} + \delta_{b(n)} + \delta_{a_0(n)}; \\ \delta_{c_{n-1}} &= \delta_{c_0(n-1)} + \delta_{b(n-1)} + \delta_{a_0(n-1)}. \end{aligned} \quad (3.53)$$

б) Упругопластическая работа сжатой зоны бетона

Если выполняется условие $\frac{M}{bh^2} > 0,5R_{b,ser}\xi\left(1 - \frac{\xi}{3}\right)$, то в сжатой зоне бетона появляются неупругие деформации [138].

В этом случае уравнения (3.25) принимают вид

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \mu + 0,5 \sigma_{bt} (1 - \xi) - 0,5 R_{b,ser} \left(\xi + \frac{f_1}{h_0} \right) = 0; \\ R_{b,ser} \left(\frac{f_1}{h_0} \left(1 - 0,5 \frac{f_1}{h_0} \right) + 0,5 \left(\xi + \frac{f_1}{h_0} \right) \left(1 - \frac{1}{3} \left(\xi + 2 \frac{f_1}{h_0} \right) + \frac{\sigma_{bt}}{6} (1 - \xi)^2 \right) \right) = \frac{M}{bh_0^2}; \\ \sigma_s = R_{b,ser} \nu \frac{k_{\psi_s} (1 - \xi)}{\left(\xi - \frac{f_1}{h_0} \right)}. \end{array} \right. \quad (3.54)$$

Совместно решая систему уравнений (3.54) определяем параметры напряженного состояния сечения элемента на участке между трещинами

$$\xi = \frac{2\sigma_s \mu + \frac{R_{b,ser}^2 \nu k_{\psi_s}}{\sigma_s} + \sigma_{bt}}{\sigma_{bt} + R_{b,ser} \left(2 + \frac{R_{b,ser} \nu k_{\psi_s}}{\sigma_s} \right)}; \quad (3.55)$$

$$\frac{f_1}{h_0} = 1,5 - \frac{\xi}{2} - \sqrt{2,25 + 1,5\xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) + \frac{\sigma_{bt}}{R_{b,ser}} (1 - \xi)^2 - \frac{6M}{R_{b,ser} b h_0^2}}; \quad (3.56)$$

$$\varepsilon_b = \varepsilon_s \frac{\xi}{k_{\psi_s} (1 - \xi)}. \quad (3.57)$$

Значения σ_{s0} и ξ_0 определяем численно с помощью ЭВМ.

3.4 Кривизна элемента

Кривизну элемента в зоне чистого изгиба определяем по средним деформациям арматуры ($\varepsilon_{s,m}$) и бетона ($\varepsilon_{b,m}$) на участке между трещинами [93]

$$y_m'' = \frac{1}{r_m} = \frac{\varepsilon_{s,m} + \varepsilon_{b,m}}{h_0}. \quad (3.58)$$

Для определения средних деформаций в бетоне и арматуре находим средние напряжения в растянутом бетоне $\sigma_{bt,m}$ на участке между трещинами с учетом расположения участков нарушенного сцепления

$$\sigma_{bt,m} = \frac{\int_0^{l_1} \sigma_{bt(l_1),x} dx + \int_0^{l_2} \sigma_{bt(l_2),x} dx + \dots + \int_0^{l_n} \sigma_{bt(l_n),x} dx}{l_{crc}}. \quad (3.59)$$

1) Для участка между трещинами с единым параметром сцепления при упругой работе контактного слоя

$$\sigma_{bt,m} = \frac{n_1 \mu \sigma_{s0}}{1 - \xi_1 + \alpha n_1} \left(1 - \frac{\sqrt{t^2 - 1}}{t \ln(t + \sqrt{t^2 - 1})} \right), \quad (3.60)$$

$$\text{где } t = \frac{1}{1 - \frac{R_{bt,ser}(1 + \alpha n_1 - \xi_1)}{\sigma_{s0} \mu n_1}}.$$

2) Для участка между трещинами с различными параметрами сцепления на двух участках при упругой работе контактного слоя

$$\begin{aligned} \sigma_{bt,m} = & \frac{n_1 \mu \sigma_{s0}}{(1 - \xi_1 + \alpha n_1) l} \left(\left(\frac{ch\lambda l - 1}{sh\lambda l} \right) \left(\frac{ch\lambda l_1 - 1}{\lambda} \right) - \frac{sh\lambda l_1}{\lambda} - \frac{2}{\lambda} th\lambda \frac{l_2}{2} + l \right) + \\ & + \frac{S_{II} n_1}{A_b (1 - \xi_1)} \frac{th\lambda \frac{l_2}{2}}{\lambda l}. \end{aligned} \quad (3.61)$$

В общем случае для элементов с n -ым количеством участков при упругой работе контактного слоя

а) для первого крайнего участка блока

$$\int_0^{l_1} \sigma_{bt,x} dx = \frac{n_1 \mu \sigma_{s0}}{(1 - \xi_1 + \alpha n_1)} \left(\left(\frac{ch\lambda l - 1}{sh\lambda l} \right) \left(\frac{ch\lambda l_1 - 1}{\lambda} \right) - \frac{sh\lambda l_1}{\lambda} + l_1 \right); \quad (3.62)$$

б) для внутреннего участка блока

$$\int_0^{l_n} \sigma_{bt,x} dx = \frac{n_1 \mu \sigma_{s0}}{(1 - \xi_1 + \alpha n_1)} \left(l_n - \frac{2}{\lambda} th\lambda \frac{l_n}{2} \right) + \frac{S_{II} n_1}{A_b (1 - \xi_1)} \frac{th\lambda \frac{l_n}{2}}{\lambda}; \quad (3.63)$$

в) для крайнего участка блока с четным количеством участков

$$\int_0^{l_n} \sigma_{bt,x} dx = \frac{n_1 \mu \sigma_{s0}}{(1 - \xi_1 + \alpha n_1)} \left(l_n - \frac{2}{\lambda} th \lambda \frac{l_n}{2} \right) + \frac{S_{II} n_1}{A_b (1 - \xi_1)} \frac{th \lambda \frac{l_n}{2}}{\lambda} + \frac{S_{II} n_1}{A_b (1 - \xi_1)} \left(\frac{ch \lambda l_n - 1}{\lambda sh \lambda l_n} \right). \quad (3.64)$$

При упругопластической работе контактного слоя расчет выполняем от нулевой точки эпюры касательных напряжений

$$\int_0^c \sigma_{bt,x} dx = \left(\frac{\sigma_{s0} a_0}{1 - \xi_1 + \alpha n_1} - \frac{\tau_u S_p}{2 A_s} \left(1 - \frac{1}{\lambda^2 b^2} \right) b^2 \right) n_1 \mu, \quad (3.65)$$

где $b = \frac{\sigma_{s0} A_s}{\tau_u S_p (1 - \xi_1 + \alpha n_1)} - \frac{cth \lambda a_0}{\lambda}$; a_0 определяем по 3.52.

Средние деформации в растянутом бетоне на уровне рабочей арматуры находим также по формуле (3.59).

Средние относительные деформации в арматуре $\varepsilon_{s,m}$ и бетоне $\varepsilon_{b,m}$ определяем по формулам (3.31) при упругой работе бетона сжатой зоны или по формулам (3.54) при упругопластической работе бетона сжатой зоны.

Блок-схема расчета ширины раскрытия трещин и кривизны элемента приведена ниже на рис. 3.16.

3.5 Варианты расчета элементов с различной степенью нарушения сцепления

При эксплуатации возможны несколько вариантов работы конструкции с дефектами сцепления арматуры с бетоном.

1) Сцепление в железобетонной конструкции обеспечено по всему пролету. В данном случае расчет выполняется по методике, описанной в данной работе, но с единым параметром сцепления λ .

2) Сцепление нарушено по всему пролету (возможно только при наличии специальных анкеров) или на отдельных участках до приложения нагрузки на конструкцию или после приложения нагрузки, но до появления первых трещин в элементе. Расчет выполняем по методике, приведенной в данной работе.

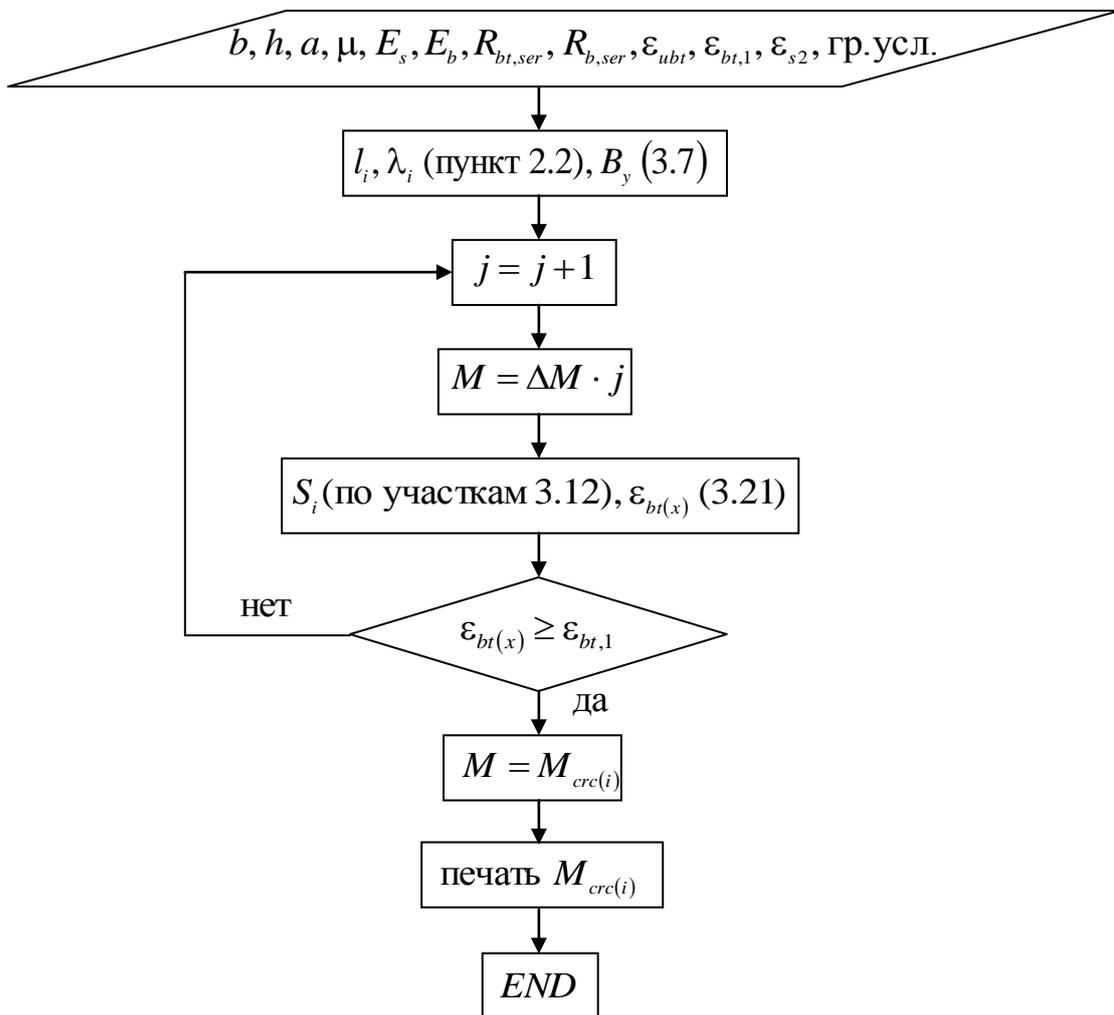
3) Нарушение сцепления в конструкции произошло во время эксплуатации конструкции. Сначала выполняется расчет конструкции при параметре сцепления соответствующем полностью обеспеченному сцеплению в данной конструкции. Затем выполняется расчет конструкции с заданным дефектом от начала загрузки, выполняется анализ и прогноз дальнейшей работы конструкции. В первом приближении в рамках описанного подхода, деформации, возникающие в элементе в результате длительного действия нагрузки, учитываются уменьшением модуля деформаций в соответствии с нормативными документами [128, 131].

На основании анализа влияния участков с различной степенью нарушения сцепления арматуры с бетоном на усилие образования трещин, их шаг и ширину раскрытия, выполненного в главах 2 и 3, составлена таблица 3.2, которая предлагает разделение степеней нарушения сцепления с указанием их влияния на работу конструкции.

Таблица 3.2

Степень нарушения сцепления	Значение параметра χ	Причины	Последствия
Сильное нарушение сцепления и полное отсутствие	$0 \leq \chi < 0,2$	Коррозия арматуры при слое продуктов коррозии толщиной более 3 мм; нагрев при пожаре температурой 500°C и выше; повреждение защитного слоя с оголением арматуры по всему периметру.	Происходит увеличение момента образования трещин в растянутых элементах и уменьшение момента образования в изгибаемых элементах; значительно увеличивается шаг трещин их ширина и глубина проникновения, происходит увеличение прогибов элемента.
Среднее нарушение сцепления	$0,2 \leq \chi < 0,8$	Коррозия арматуры при слое продуктов коррозии толщиной до 3 мм; воздействие нефтепродуктов; влияние длительного стационарного нагрева; нагрев при пожаре до температуры 400°C ; влияние отрицательных температур ниже -40°C ; повреждение защитного слоя.	Приводит к незначительному увеличению усилия образования трещин и уменьшению момента образования трещин, увеличивается шаг трещин и ширина их раскрытия.

Хорошее сцепление	$0,8 \leq \chi < 1,0$	Незначительные повреждения защитного слоя; влияние стационарного нагрева до температуры 60°C	Приводит к незначительному увеличению шага и ширины раскрытия трещин. Отсутствует влияние на усилие образования трещин в растянутых и изгибаемых элементах.
-------------------	-----------------------	--	---

Рис. 3.15. Блок-схема расчета момента образования трещин (M_{crc}).

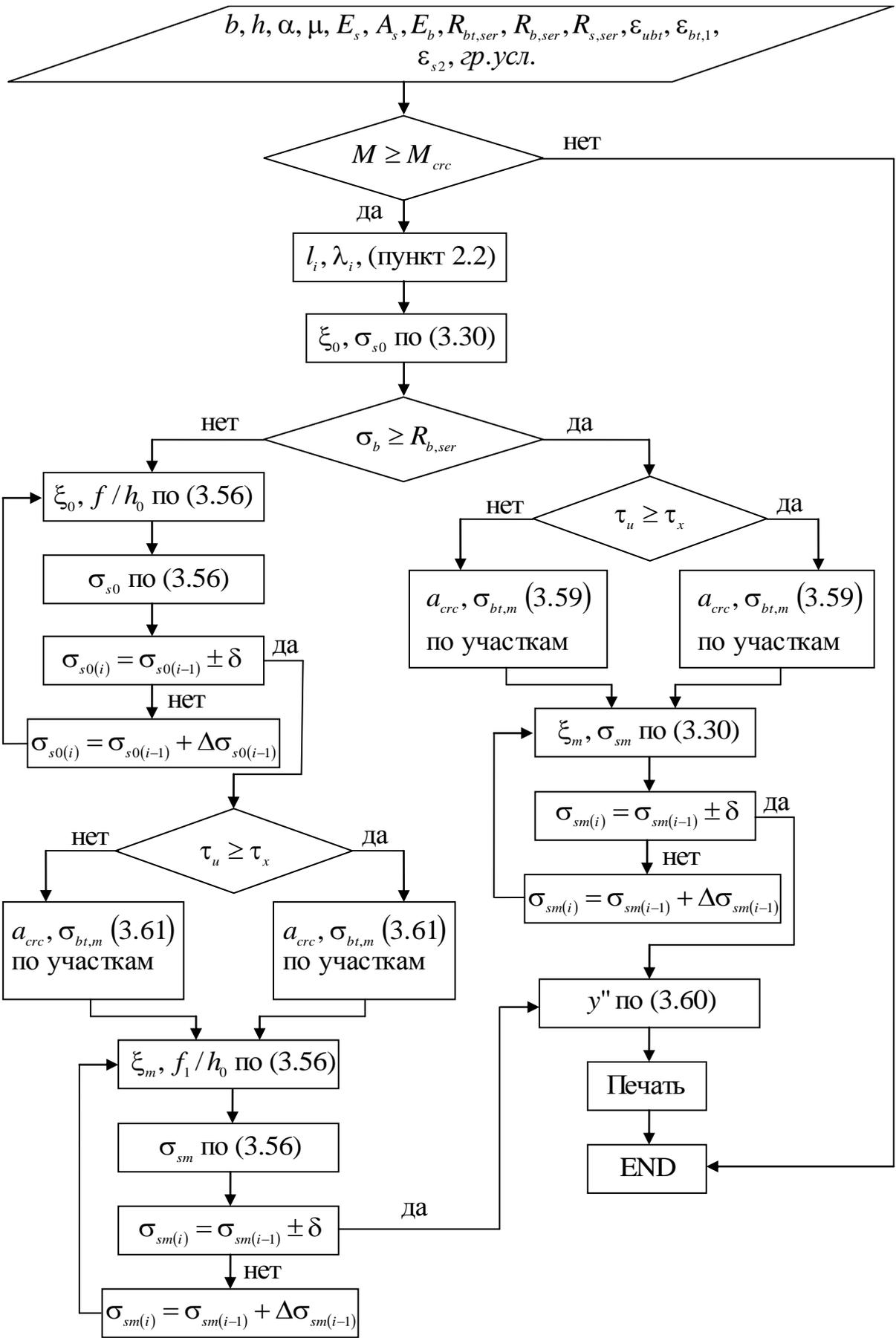


Рис. 3.16. Блок-схема расчета ширины раскрытия трещин и кривизны элемента

Выводы

1) Получены аналитические зависимости для описания напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов с дискретно расположенными участками нарушенного сцепления с учетом упругой и упругопластической работы контактного слоя, бетона сжатой и растянутой зоны.

2) Дана качественная и количественная оценка влияния различной длины участков нарушенного сцепления на момент образования трещин. На основании, которой рекомендуется в элементах с нарушенным сцеплением выполнять дополнительную анкеровку арматуры для уменьшения влияния участков нарушенного сцепления на момент образования трещин.

3) Предложенный метод расчета позволяет выполнять расчет трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов с дискретно расположенными участками нарушенного сцепления.

4) Выполнен анализ полученных зависимостей, на основании которого, выявлено влияние участков нарушенного сцепления на момент образования трещин. Например, в изгибаемом элементе со свободным сдвигом арматуры на опоре, при длине участка 40% от расчетной длины элемента происходит снижение трещиностойкости железобетонного изгибаемого элемента в зависимости от процента армирования (μ) до 33%. Для элементов с наличием специальных анкеров арматуры на опоре снижение трещиностойкости составляет не более 15%. Наиболее неблагоприятное расположение участков нарушенного сцепления в приопорной зоне с распространением участка в центральную часть изгибаемого элемента.

5) Предложенный метод расчета раскрытия трещин позволяет учитывать неравномерный их шаг.

ГЛАВА 4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С НАРУШЕННЫМ СЦЕПЛЕНИЕМ

4.1 Изготовление, размеры и конструкции экспериментальных образцов

Учитывая современные тенденции к увеличению прочности бетона при строительстве зданий и сооружений и не большое количество экспериментальных работ по исследованию железобетонных элементов из высокопрочного бетона с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном без предварительного напряжения, было принято решение изготавливать экспериментальные образцы из бетона класса В60.

Образцы были изготовлены на ОАО «Кузнечевский комбинат строительных конструкций и материалов» в г. Архангельске и в лаборатории кафедры железобетонных и каменных конструкций СПбГАСУ.

Для изготовления образцов использовался портландцемент активностью 51,7 МПа производства ОАО «Мордовцемент». Кварцевый песок средней крупности (модуль крупности 2,32) и щебень гранитный фракции 20–40. Состав бетонной смеси на 1м³ приведен в таблице 4.1.

Таблица 4.1

Материал	Расход на 1м ³
Цемент	510 кг
Щебень	1200 кг
Песок	610 кг
Вода	178 кг
«Реламикс»	9 кг

В цехе ОАО «Кузнечевский комбинат строительных конструкций и материалов» было изготовлено два вида образцов: балки и образцы для исследования сцепления арматуры с бетоном. Для определения физико-механических свойств материалов были изготовлены стандартные элементы – кубы и призмы. Приготовление бетонной смеси выполнялось в смесителе принудительного действия. Все образцы были забетонированы за два замеса в

горизонтальном положении. Уплотнение бетонной смеси выполнялось на вибростоле.

Балки прямоугольного поперечного сечения армировались двумя плоскими каркасами, рабочая арматура $\varnothing 14$ мм и $\varnothing 18$ мм (для различных серий образцов) класса А400 (рис.4.1, 4.2). Поперечное армирование выполнялось стержнями класса В500 диаметром $\varnothing 6$ мм с шагом 100 мм. На опорных частях балки к каркасу был приварен равнополочный уголок 30×5 мм для обеспечения анкеровки (рис.4.3).

Нарушение сцепления создавалось скульптурным пластилином. Толщина слоя скульптурного пластилина составляла не менее 1,5 мм.

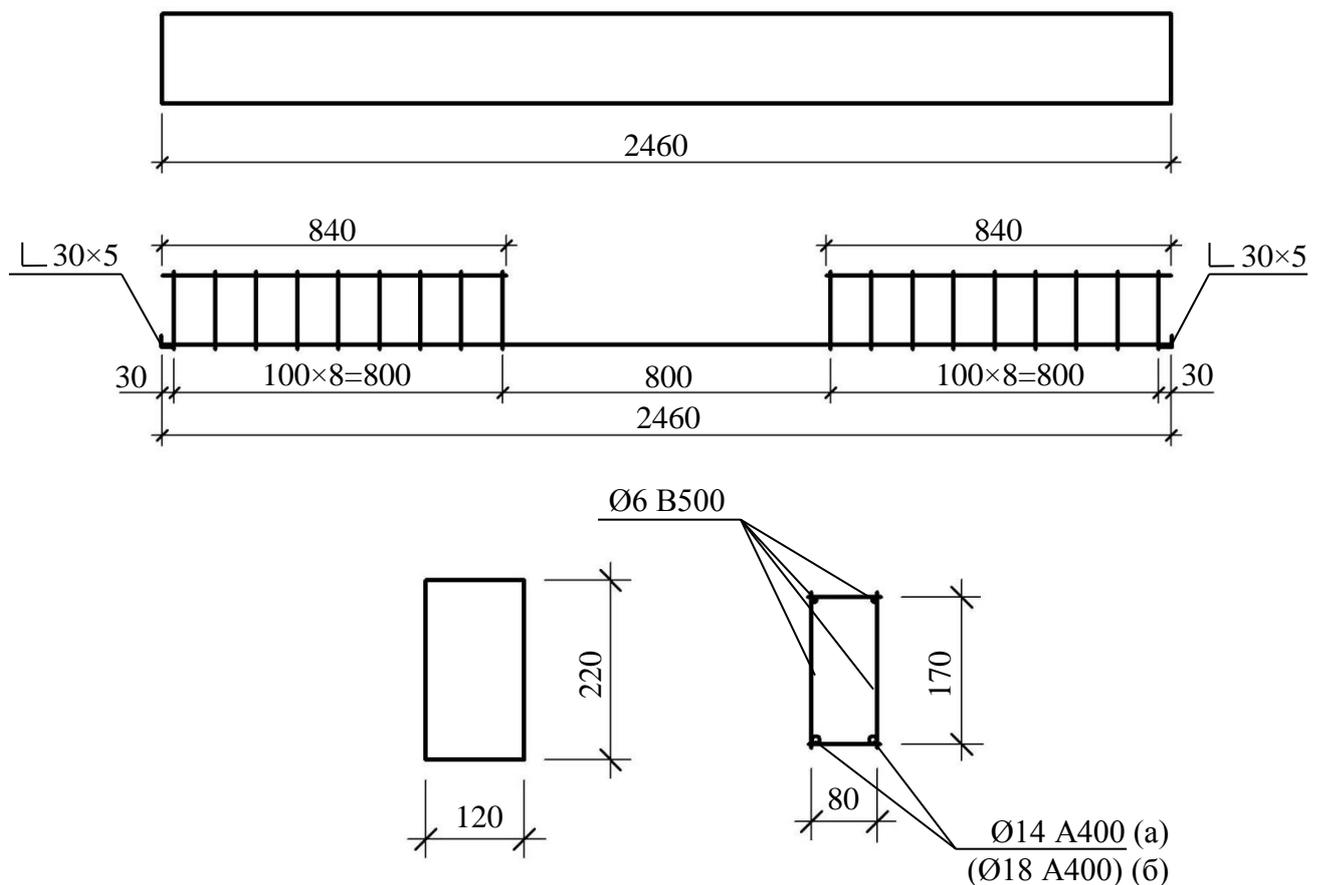


Рис. 4.1. Конструкция железобетонных балок для испытания на изгиб
а) для образцов серий с $\mu = 1,17\%$; б) для образцов серий с $\mu = 1,93\%$.

Образцы бетонировались в стандартной опалубке размерами $2460 \times 220 \times 120$ (мм), предназначенной для изготовления надворотных перемычек, и выдерживались в опалубке во время набора прочности в течение 7 суток. После

распалубливания образцы хранились при температуре 18°C и относительной влажностью воздуха 89%.

В средней трети пролета (зоне чистого изгиба) для определения средних деформаций в растянутой арматуре были приварены металлические втулки для последующей установки электромеханических тензметров ТА-2 с базой 100 мм. Во втулках была предварительно нарезана внутренняя резьба для крепления опорных площадок под ножки тензметров, втулки были полностью изолированы от окружающего бетона скульптурным пластилином.



Рис. 4.2. Общий вид каркасов для экспериментальных образцов с нарушенным сцеплением



Рис. 4.3. Общий вид анкерного уголка на опоре балки

Опытные образцы для исследования сцепления арматуры с бетоном представляли собой бетонные призмы, армированные одним центрально

расположенным арматурным стержнем $\varnothing 14$ и $\varnothing 18$ мм из арматуры класса А400С и А500С (рис. 4.4). Опалубка для образцов выполнена из фанеры толщиной 15 мм и перед формированием образцов смазывалась минеральным маслом. Образцы изготавливались одновременно с балками для испытания на изгиб. Длина и поперечное сечение призмы выбиралось таким образом, чтобы в элементе не возникали сквозные трещины во время испытаний и трещин раскалывания у торцов элемента.

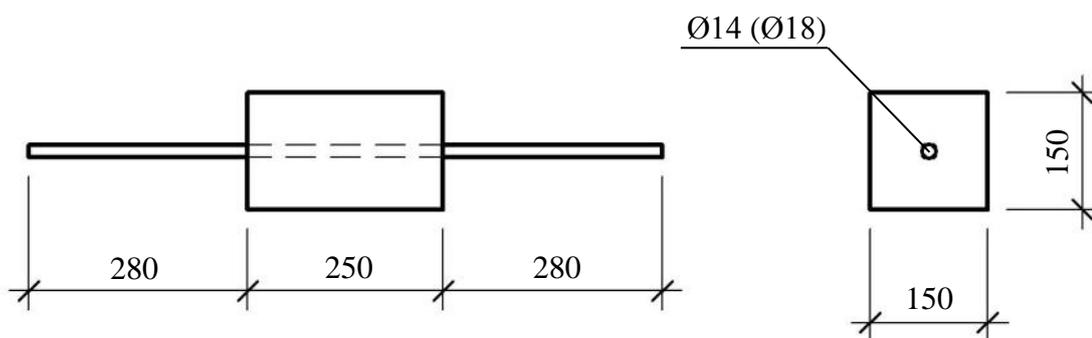


Рис. 4.4. Конструкция образца для исследования сцепления арматуры с бетоном

В лаборатории кафедры железобетонных и каменных конструкций СПбГАСУ были изготовлены образцы для исследования трещиностойкости центрально растянутых железобетонных элементов.

Состав бетонной смеси аналогичен образцам для испытания на изгиб и исследования сцепления (табл. 4.1). Бетонная смесь изготавливалась в смесителе принудительного действия объемом 20 л. Уплотнение бетонной смеси производилось глубинным вибратором ИВ–35–1 (частота колебаний 13 000 кол/мин.). Образцы бетонировались в разборной деревянной форме (рис. 4.5), перед бетонированием форма смазывалась минеральным маслом.

Нарушение сцепления создавалось скульптурным пластилином. Толщина слоя скульптурного пластилина составляла не менее 1,5 мм.



Рис. 4.5. Общий вид опалубки и армирования образцов для испытаний на центральное растяжение

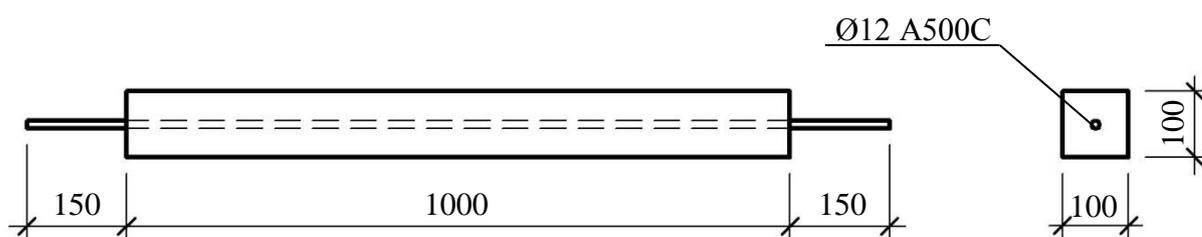


Рис. 4.6. Конструкция образца для испытаний на центральное растяжение

Образцы армировались одним центрально расположенным стержнем $\text{Ø}12$ мм из арматуры класса А500С (рис. 4.6). Длина образца была выбрана из условий размещения в испытательной системе. Нарушение сцепления создавалось скульптурным пластилином.

4.2 Определение физико-механических характеристик бетона

Для определения физико-механических характеристик бетона одновременно с основными опытными образцами были изготовлены призмы и кубы размерами $100 \times 100 \times 400$ мм и $100 \times 100 \times 100$ мм, соответственно. Испытание призм выполнялись в соответствии с ГОСТ 24452-80 [46] и ГОСТ 10180-90 [45]. Испытания призм и кубов выполнялись непосредственно перед испытаниями основных образцов.

В процессе испытания призм нагрузка прикладывалась ступенями по 10% от ожидаемой разрушающей нагрузки, со снятием показаний в начале и в конце

каждой ступени. Время выдержки под нагрузкой на каждой ступени составляло 4–5 минут. Величину ожидаемой разрушающей нагрузки определяли на основании испытания кубов. Для измерения продольных деформаций сжатия использовались электромеханические тензометры ТА-2 с базой 100 мм. Образец в испытательной машине центрировался при нагрузке 0,10 – 0,2 от разрушающей. Центрирование образцов выполнялось по деформациям, причем от условного нуля до нагрузки равной 0,35 – 0,45 от разрушающей, отклонение деформаций по каждой грани не должно превышать 15 % их среднего арифметического. Модуль упругости определялся при 30% от разрушающей нагрузки. По результатам испытаний определяли призмную прочность и начальный модуль упругости образцов. Общий вид образцов и схема установки электромеханических тензометров приведены на рис. 4.7.

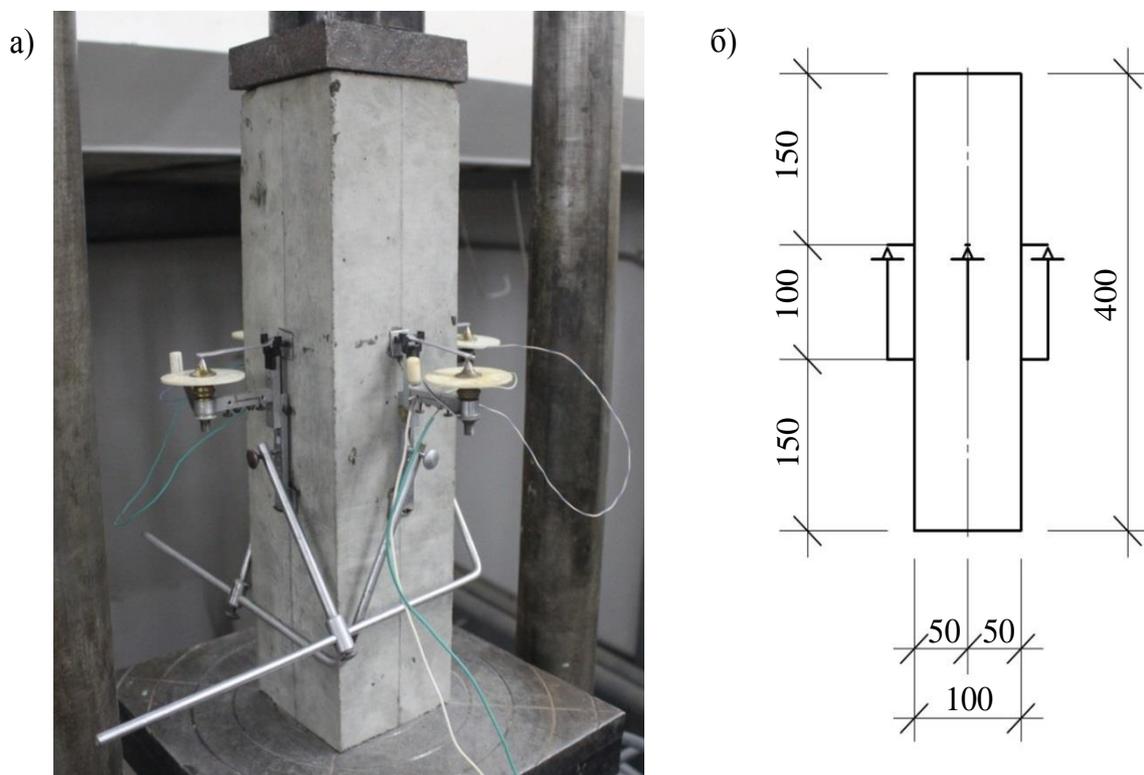


Рис. 4.7. Общий вид призм в испытательной машине (а) и схема установки электромеханических тензометров (б)

По результатам испытаний были построены зависимости « σ – ϵ » (рис. 4.8) и получены значения модуля упругости, призмной и кубиковой прочности в таблице 4.2.

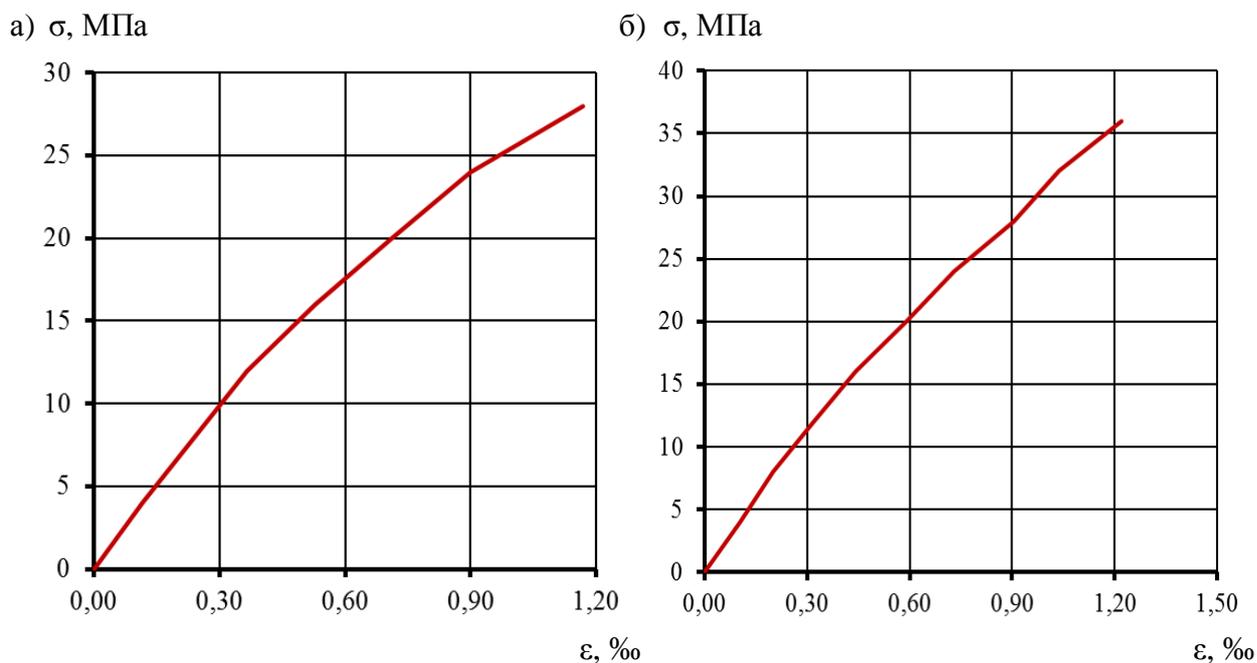


Рис. 4.8. Графики зависимости « σ – ϵ ».
 а) для центрально-растянутых образцов,
 б) для балок и образцов для исследования сцепления

Таблица 4.2

Наименование образцов	Кубиковая прочность, МПа	Призменная прочность, МПа	Начальный модуль упругости E_b , ГПа
Образцы для исследования сцепления, балки для испытания на изгиб	59,4	43,3	37,1
Образцы для испытаний на центральное растяжение	55,9	40,2	34,1

Разрушение опытных образцов представлено на рис. 4.9.



Рис. 4.9. Разрушение бетонных призм

Разрушение образцов происходило мгновенно с характерным «хлопком», призмы раскалывались на несколько обломков, по вертикальным линиям, по мере приближения к опорным плитам линии становились наклонными.

4.3 Исследование сцепления арматуры с бетоном

Целью данного исследования было изучение взаимодействия различных классов арматуры с бетоном и определение упругого параметра сцепления λ . Программа испытаний включала 12 образцов разбитых на четыре серии отличающихся классом и диаметром арматуры.

Для исследования сцепления арматуры с бетоном использовалась схема испытаний на центральное растяжение железобетонного элемента (рис. 4.10). Данная схема испытаний была выбрана, так как наиболее близко моделирует работу арматуры и бетона на участке между двумя смежными трещинами и позволяет определять взаимные смещения арматуры и бетона одновременно с двух торцов образца.

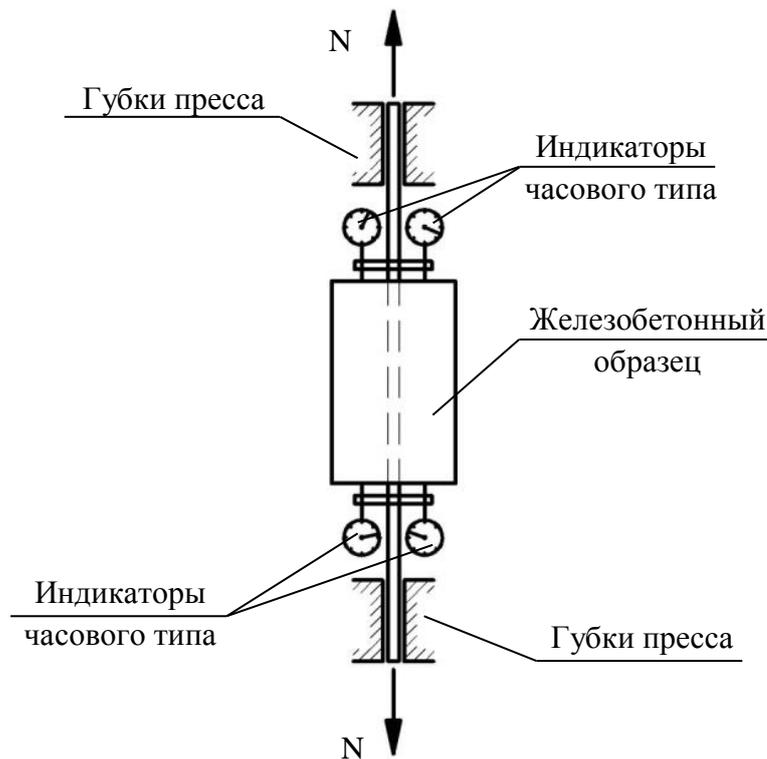


Рис. 4.10. Схема испытания железобетонного образца на осевое растяжение

Экспериментальные исследования проводились на испытательной системе напольного типа INSTRON 5989 с максимальным усилием 600 кН (рис. 4.11). Предварительно в программном комплексе системы INSTRON составлялся алгоритм для испытания всех образцов, в котором требовалось задать величину нагрузки, выдержку образца и скорость загрузки на каждой ступени. Загружение выполнялось ступенями по $0,1R_s A_s$ с выдержкой на каждой ступени по 3 мин, скорость нагружения образцов составляла 1 мм/мин. Испытательная система во время выдержки контролировала абсолютные деформации образца, что позволяло снимать показания на каждой ступени один раз.

Во время испытаний замерялись взаимные смещения между арматурой и бетоном на обоих торцах элемента с помощью восьми индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм и 0,001 мм. Индикаторы устанавливались в специальную оснастку, закрепляемую к арматурному стержню, изготовленную в мастерских СПбГАСУ.

Каждая серия состояла из трех образцов, фактические размеры образцов приведены в таблице 4.3. Различия в сериях заключались в классе и диаметре арматуры.

Таблица 4.3

Обозначение образца	Фактические геометрические размеры образцов			Диаметр арматуры
	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>l</i>	
1-400-14	150	154	255	14
2-400-14	153	152	251	14
3-400-14	151	153	253	14
1-500-14	152	151	254	14
2-500-14	152	153	252	14
3-500-14	154	152	254	14
1-400-18	154	151	254	18
2-400-18	151	155	252	18
3-400-18	152	153	253	18
1-500-18	152	151	252	18
2-500-18	153	151	251	18
3-500-18	151	153	251	18

Примечание: 1я цифра – порядковый номер образца, 2я цифра – класс арматуры, 3я цифра – диаметр арматуры



Рис. 4.11. Общий вид образца в испытательной системе INSTRON 5989

По результатам испытаний была построена кривая зависимости « $\sigma_{s0}-\delta$ » (рис.4.12-4.13).

Упругую характеристику сцепления (λ) получаем, преобразовав выражение для определения взаимных смещений на загруженном торце элемента из работы [138]

$$\frac{\lambda \delta}{\varepsilon_s} - th\lambda \frac{l}{2} = 0. \quad (4.1)$$

Выражение (4.1) представляет собой трансцендентное уравнение, решив которое, получаем значение параметра λ .

Значение параметра сцепления для исследуемых образцов в таблице 4.4.

Таблица 4.4

Класс арматуры	Параметр λ	
	Ø14	Ø18
A400C	0,150	0,135
A500C	0,148	0,140

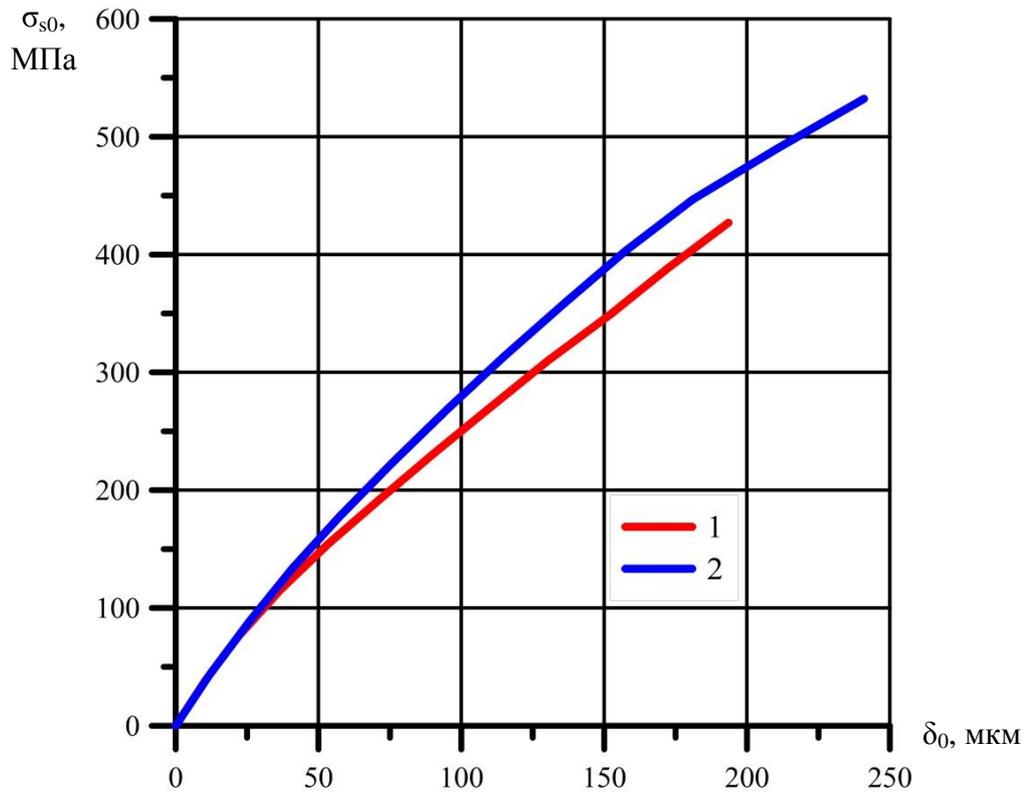


Рис. 4.12. График зависимости σ_{s0} - δ для арматуры класса А500С:
1-Ø18, 2-Ø14

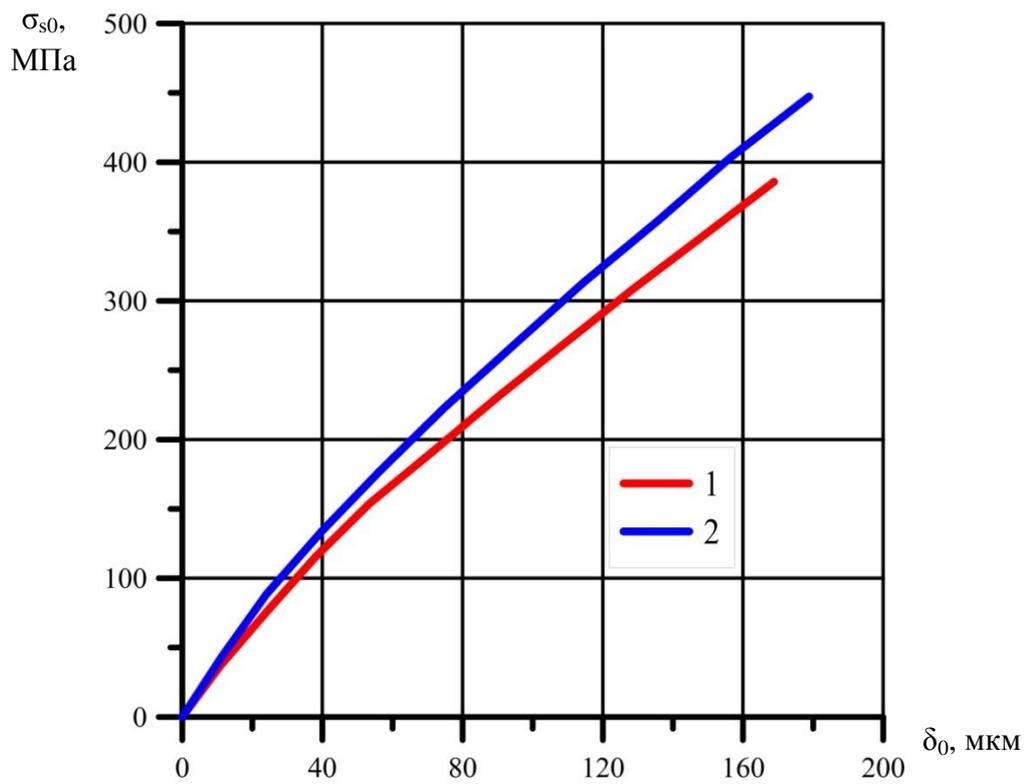


Рис. 4.13. График зависимости σ_{s0} - δ для арматуры класса А400С:
1-Ø18, 2-Ø14

Как видно из табл. 4.4 и рис. 4.12-4.13 сцепление арматуры $\varnothing 14$ мм с бетоном выше, арматуры $\varnothing 18$ мм.

Относительная площадь смятия используется в нормативном документе ГОСТ Р 52544–2006 [47] как одна из характеристик сцепления арматуры с бетоном. Для применяемой в исследовании арматуры относительная площадь смятия равнялась для $\varnothing 14$ – $f_R=0,103$; для $\varnothing 18$ – $f_R=0,095$; определенная по методике [47]. Таким образом, лучшее сцепление арматуры $\varnothing 14$ с бетоном по сравнению с $\varnothing 18$ можно объяснить более эффективным профилем стержней.



Рис. 4.14. Разрушение опытных образцов

При напряжениях в арматуре превышающих предел текучести, в образцах возникали раскалывающие трещины у торцов бетонной призмы или происходил выкол конусов (рис. 4.14). Трещины или конусы возникали у обоих торцов элемента. После образования раскалывающих трещин испытания образцов прекращались.

4.4 Исследование трещиностойкости центрально растянутых железобетонных элементов с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном

Целью эксперимента являлось изучение процесса образования и развития системы трещин центрально растянутых железобетонных элементов и влияние различной длины участков нарушенного сцепления на этот процесс. Программа испытаний включала 3 серии образцов с различной длиной участка нарушенного сцепления. Первые две серии состояли из 3-х образцов, с длиной участка нарушенного сцепления равной 300 мм и 600 мм от общей длины элемента (рис. 4.15). Третья серия состояла из 2-х образцов с обеспеченным сцеплением по всей длине элементов. Всего было изготовлено 8 образцов.

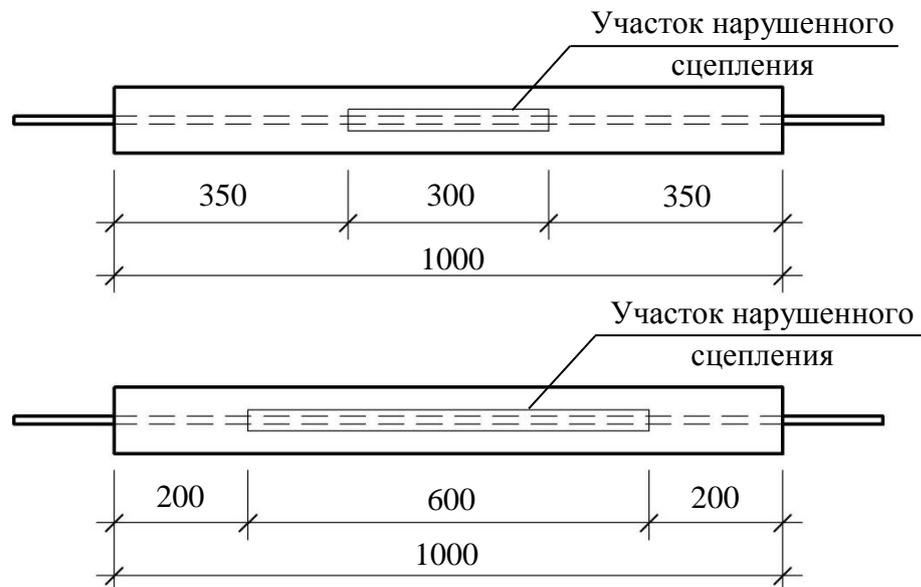


Рис. 4.15. Схема расположения участков нарушенного сцепления в образцах 1 и 2 серии

Исследования трещиностойкости проводились на испытательной системе напольного типа INSTRON 5982 с максимальным усилием 100 кН (рис. 4.16). Встроенный датчик испытательной системы отслеживал, полные удлинения образца и выполнял построение графика зависимости «усилие – абсолютные деформации». Во время испытаний замерялись взаимные смещения между арматурой и бетоном на обоих торцах элемента с помощью четырех индикаторов часового типа с ценой деления 0,001 мм. Индикаторы крепились к арматурному стержню с помощью специальной оснастки.

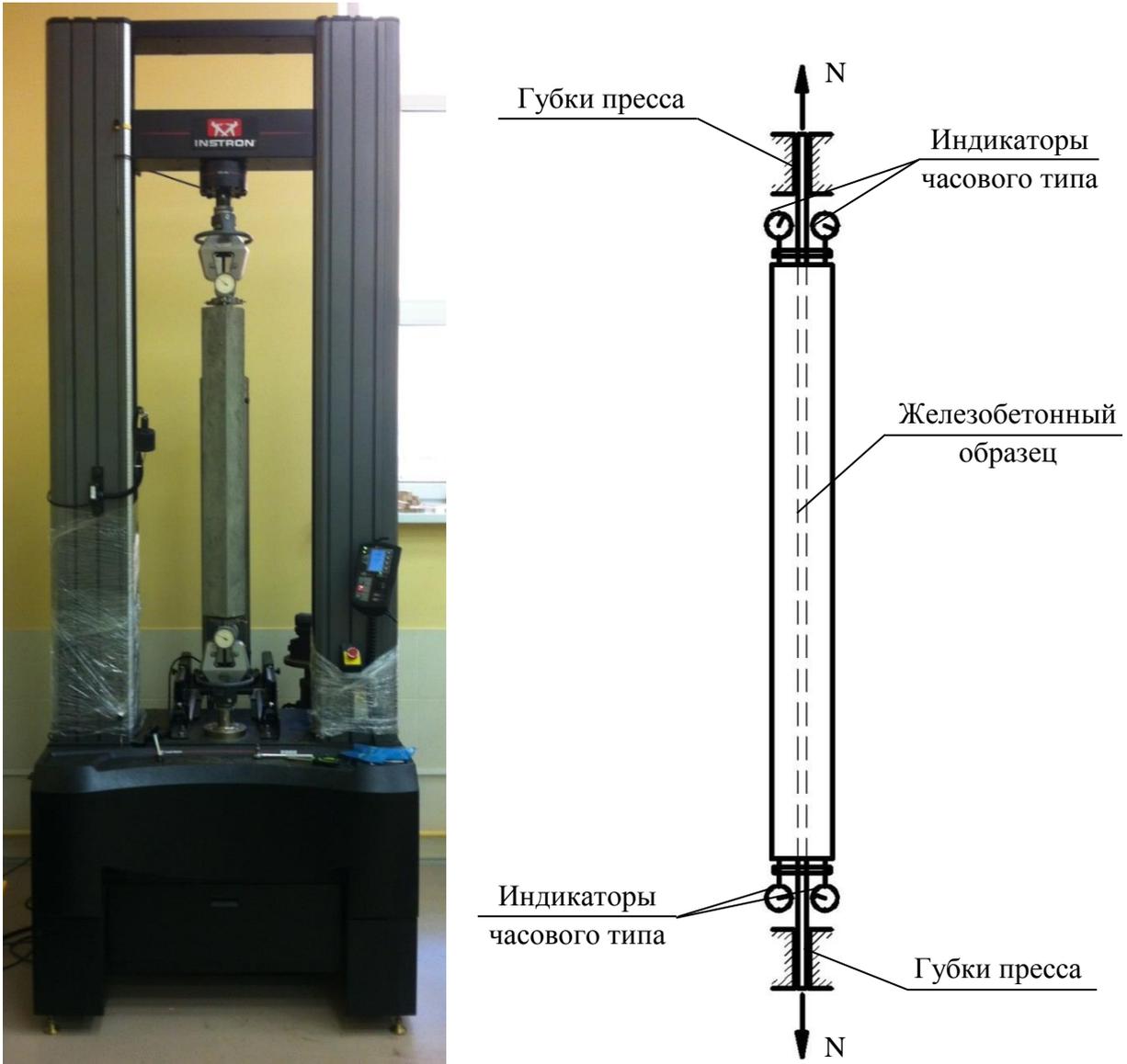


Рис. 4.16. Общий вид испытательной установки INSTRON 5982 с образцом и схема испытания опытного железобетонного образца

На рис. 4.17–4.19 представлены графики зависимости « $\sigma_{s0} - \Delta l$ » для трех серий образцов с различной длиной участка нарушенного сцепления, полученные на испытательной системе INSTRON 5982. На графиках 4.17, 4.18 виден резкий скачок, возникающий в результате образования первой трещины у элементов с нарушенным сцеплением. Помимо резкого падением нагрузки в элементе возникали значительные продольные деформации образца, вызванные удлинением арматуры на участке с нарушенным сцеплением после образования первой трещины (рис.4.17, 4.18).

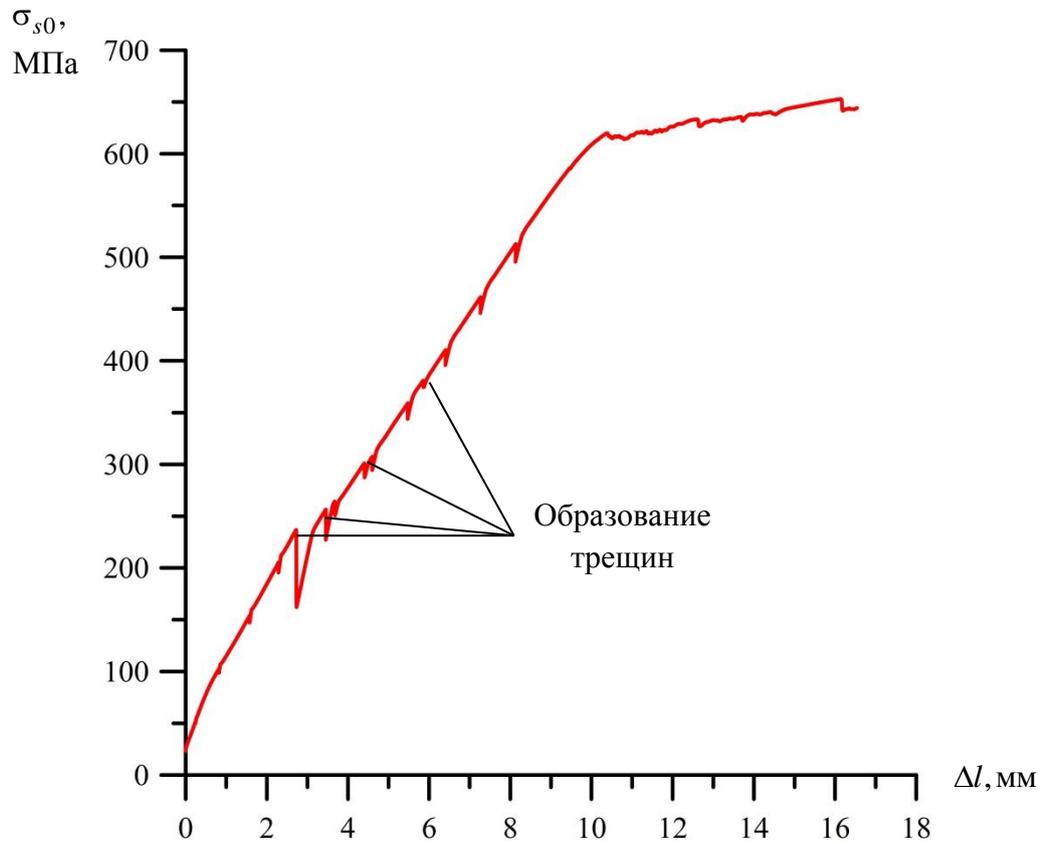


Рис. 4.17. График зависимости « $\sigma_{s0}-\Delta l$ » для центрально растянутых элементов с участком длиной 30% от общей длины

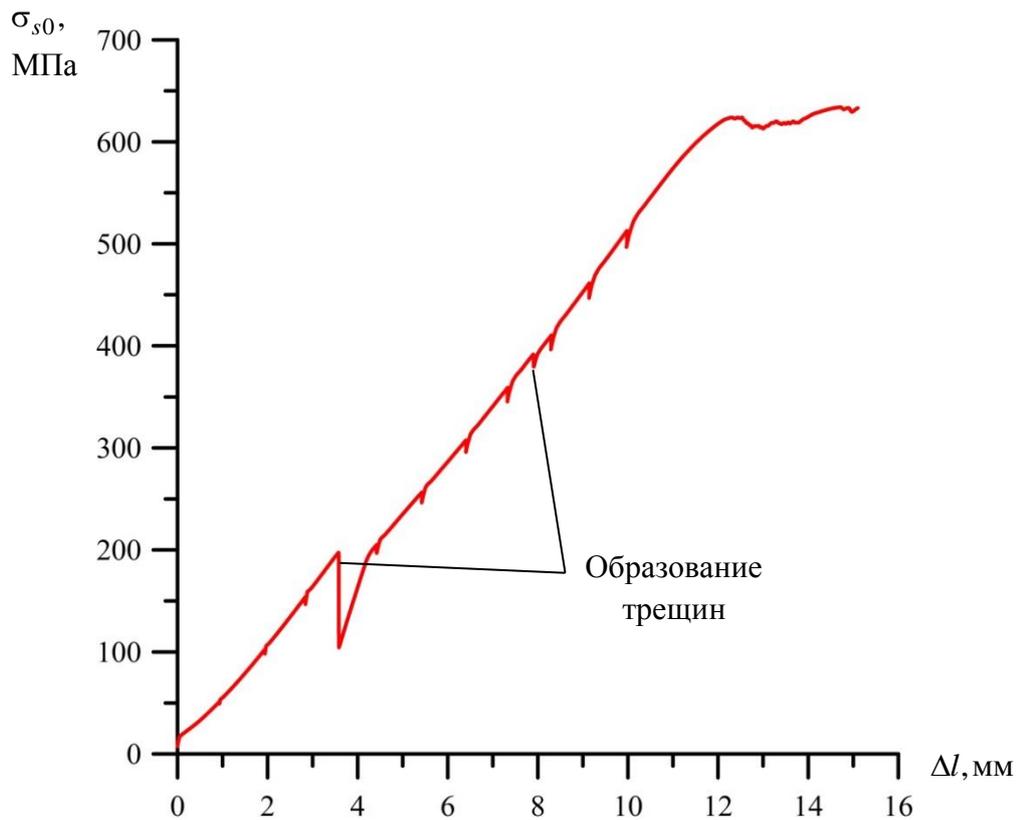


Рис. 4.18. График зависимости « $\sigma_{s0}-\Delta l$ » для центрально растянутых элементов с участком длиной 60% от общей длины

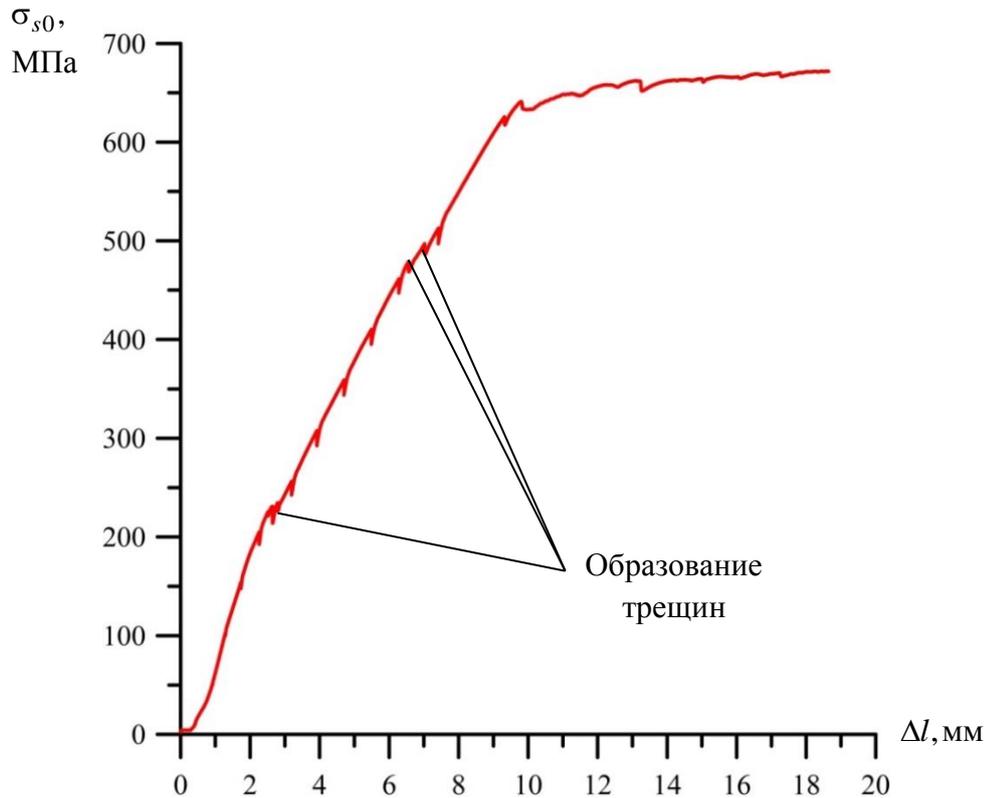


Рис. 4.19. График зависимости « $\sigma_{s0}-\Delta l$ » для центрально растянутых элементов с обеспеченным сцеплением по всей длине

Усилие образования первой трещины ($N_{cr,1}$) определялось по падению нагрузки на графиках « $\sigma_{s0}-\Delta l$ ». Сравнение экспериментальных и теоретических значений усилия образования первой трещины приведено в таблице 4.5. Значение коэффициента χ на участках покрытых пластилином принималось равное 0.

Таблица 4.5

Маркировка образца	$N_{cr,1}$, кН		
	Экспериментальное значение	По методике автора	По СП 63.13330.2012
1-0	26,13	27,38	27,77
2-0	25,92		
1-30	26,77	27,68	
2-30	26,68		
3-30	25,78		
1-60	28,43	30,02	
2-60	26,86		
3-60	25,72		

Примечание: Первая цифра—порядковый номер образца, вторая цифра – длина участка нарушенного сцепления в %

Расхождение опытных значений $N_{cr,1}$ от теоретических составило 4–14%. При среднем арифметическом расхождении 1,95 (кН) и среднем квадратичном отклонении 7,69%.

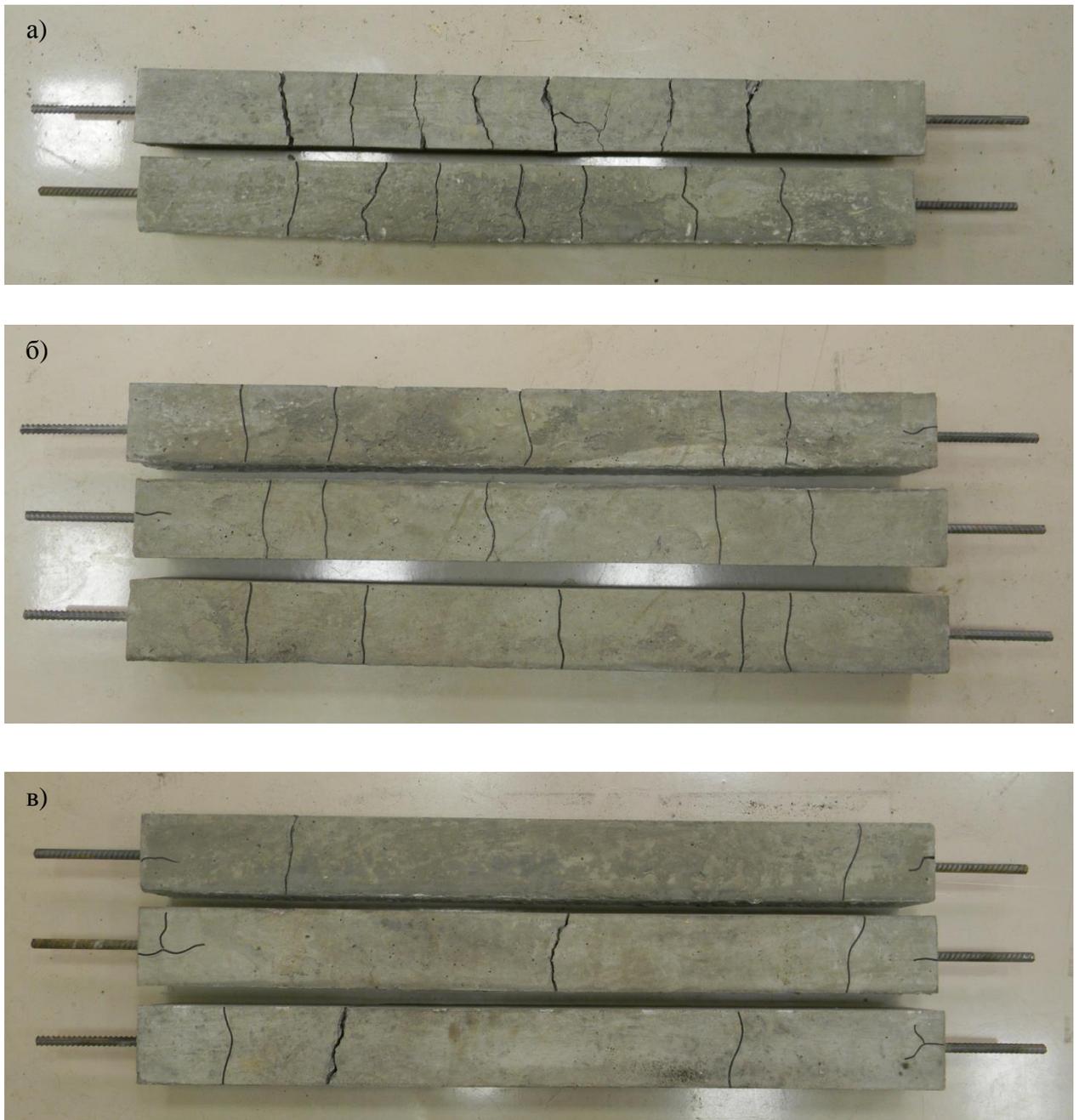


Рис. 4.20. Разрушение опытных образцов:
 а) образцы с обеспеченным сцеплением,
 б) образцы с 30% участком нарушенного сцепления,
 в) образцы с 60% участком нарушенного сцепления

Анализируя схему расположения трещин в опытных образцах (рис.4.21) можно заметить уменьшение крайних блоков опытных образцов, что подтверждает влияние участков нарушенного сцепления на участки с обеспеченным сцеплением выявленное в пункте 2.4 данной работы.

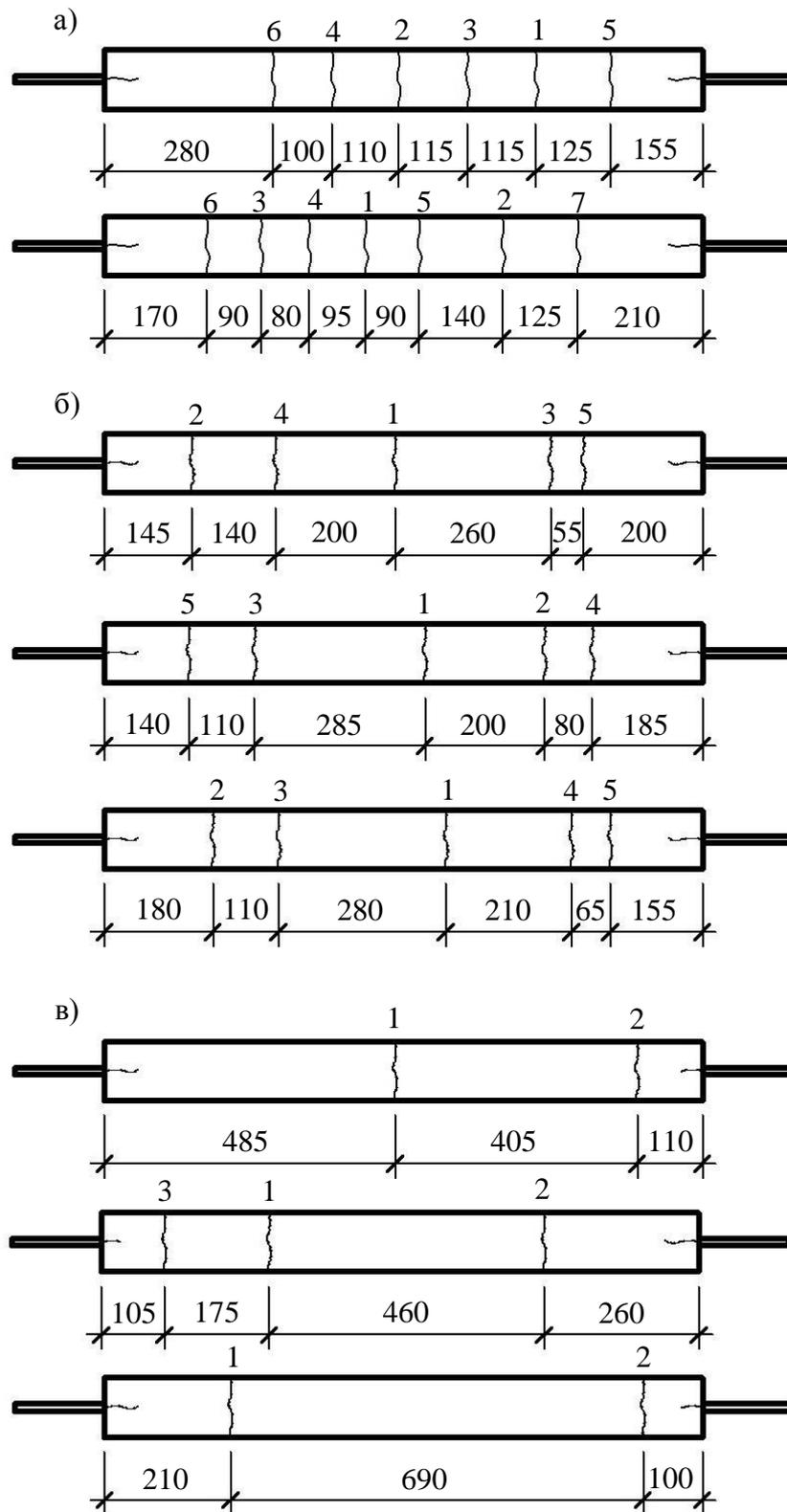


Рис. 4.21. Схема расположения трещин и последовательность их появления:

- а) образцы с обеспеченным сцеплением,
- б) образцы с 30% участком нарушенного сцепления,
- в) образцы с 60% участком нарушенного сцепления

Ширину раскрытия трещин в опытных образцах измеряли с помощью микроскопа МПБ–2 с 24 кратным увеличением и ценой деления 0,05 мм на каждой ступени нагружения элемента. Сравнение теоретических и опытных данных ширины раскрытия трещин показано на графиках рис. 4.22. Для образцов с участками нарушенного сцепления приведено сравнение ширины раскрытия трещин расположенных только в зоне нарушенного сцепления.

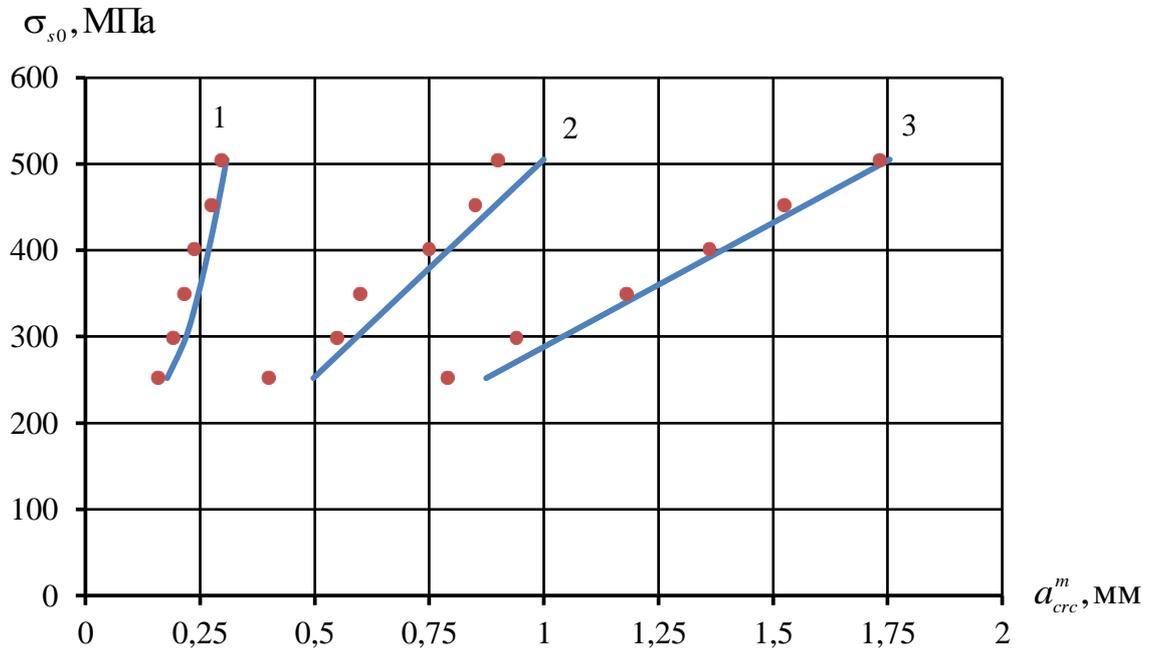


Рис. 4.22. Зависимость « $\sigma_{s0} - a_{crc}^m$ »

1 – образцы с обеспеченным сцеплением, 2 – образцы с 30% участком, 3 – образцы с 60% участком

Для элементов с 30% участком нарушенного сцепления ширина раскрытия трещин увеличивалась по сравнению с эталонными образцами в 3,3 раза, а для образцов с 60% участком нарушенного сцепления в 6,5 раз. Расхождение опытных значений a_{crc} с теоретическими составляет от 3 до 13%. Среднее квадратичное отклонение опытных данных средней ширины раскрытия трещин от теоретической составляет 9,31%.

4.5 Исследование процесса образования и развития трещин в изгибаемых железобетонных элементах с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном

Исследование проводилось для изучения процесса образования и развития трещин в элементах с нарушенным сцеплением в зоне действия постоянного момента. Изучение трещиностойкости выполнялось на 8 сериях образцов. Варьируемыми параметрами в балках являлись: процент армирования, расположение и длина участков нарушенного сцепления. Всего было испытано 22 образца (табл. 4.5).

Таблица 4.5

Обозначение серии образцов	Схема расположения участков нарушенного сцепления	Длина участка нарушенного сцепления, см	Процент армир., (μ), %	Кол-во образцов в серии
1-14		0	1,17	2
1-18			1,93	2
2-14		240	1,17	3
2-18			1,93	3
3-14		80	1,17	3
3-18			1,93	3
4-14		160	1,17	3
4-18			1,93	3

Примечание: Первая цифра – порядковый номер серии, вторая цифра – диаметр арматуры.

Испытание выполнялось с помощью домкрата ГД – 50. На опытный образец нагрузка прикладывалась ступенями по 0,1 от расчетного момента образования трещин, после образования трещин по 0,1 от расчетной разрушающей нагрузки. Нагрузку определяли по установленному на домкрате динамометру ДОС-3-200И. Схема испытаний приведена на рис. 4.23.

Во время испытаний фиксировали: средние деформации растянутой арматуры; средние деформации в бетоне на различных уровнях по высоте балки; осадку опор и прогибы в трех сечениях образца; момент образования трещин; шаг трещин и ширину их раскрытия.

Продольные деформации в бетоне измерялись с помощью электромеханических тензометров Аистова. Тензометры устанавливались на металлические площадки, закрепленные на теле балки. Деформации в растянутой арматуре измерялись под силами и в центре балки, с помощью электромеханических тензометров установленных на специальных площадках и закрепленных к арматурным стержням.

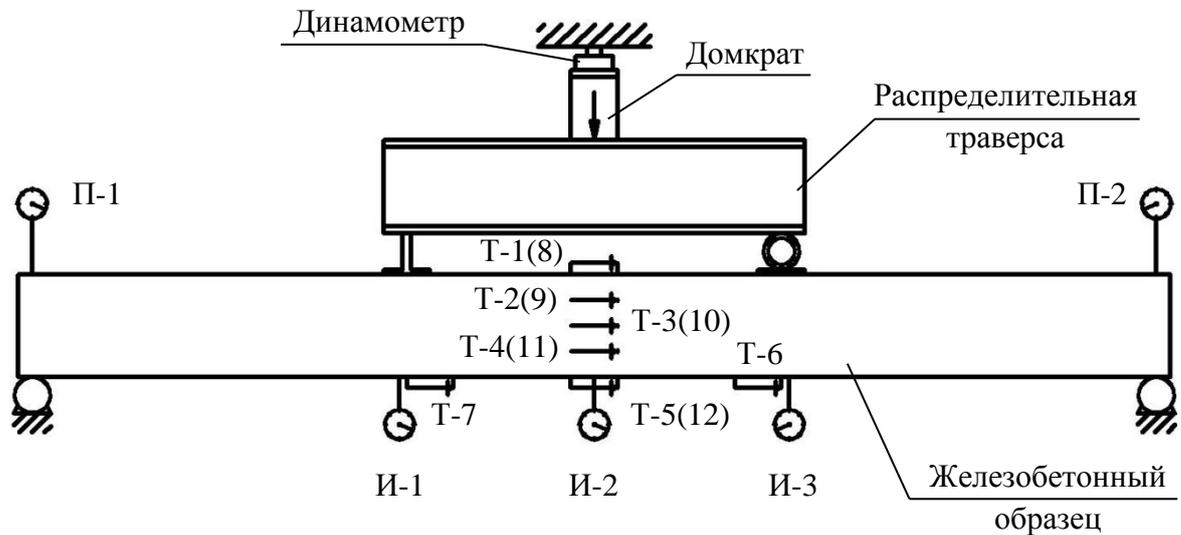


Рис. 4.23. Схема испытания железобетонных образцов на изгиб
И-1÷3 – индикаторы часового типа; П-1÷2 – прогибомер типа ПАО-6;
Т-1÷12 – электромеханический тензометр ТА-2



Рис. 4.24. Общий вид железобетонного образца на установке для испытания на изгиб

Значение параметра χ определялось по формуле (2.9) учитывая, что 10% периметра арматуры имело сцепление с бетоном за счет прогиба элемента. Для

элементов серий 1-14...4-14 значение параметра λ вычисленное по формуле (2.7) 0,02; а для серий 1-18...4-18 равняется 0,014.

Во время испытания фиксировалась полная картина трещинообразования. Сравнение теоретических и экспериментальных данных момента образования трещин приведено в таблице 4.6.

Таблица 4.6

Шифр образца	Момент образования трещин $M_{crсr}$, кН·м		
	Экспериментальный	По методике автора	По СП 63.13330.2012
1-14-1	3,53	3,06	3,98
1-14-2	3,67		
2-14-1	3,29	2,92	
2-14-2	3,41		
2-14-3	3,38		
3-14-1	3,44	3,06	
3-14-2	3,27		
3-14-3	3,58		
4-14-1	3,15	2,92	
4-14-2	3,39		
4-14-3	3,43		
1-18-1	3,78	3,27	
1-18-2	3,54		
2-18-1	3,36	3,08	
2-18-2	3,69		
2-18-3	3,42		
3-18-1	3,81	3,27	
3-18-2	3,33		
3-18-3	3,46		
4-18-1	3,37	3,08	
4-18-2	3,23		
4-18-3	3,61		

Примечание: Момент образования трещин по СП 63.13330.2012 определялся в упругопластической постановке.

Теоретические и экспериментальные данные имеют расхождение в пределах 2 – 15%. Среднее арифметическое расхождение 0,39 (кН·м) при среднем квадратичном отклонении 11,75%.

Первые трещины образовывались во всех элементах в сечениях под силами. Дальнейшее развитие трещин происходило в зоне чистого изгиба и приопорных участках балок. Схема расположения трещин на рис. 4.26, 4.27.

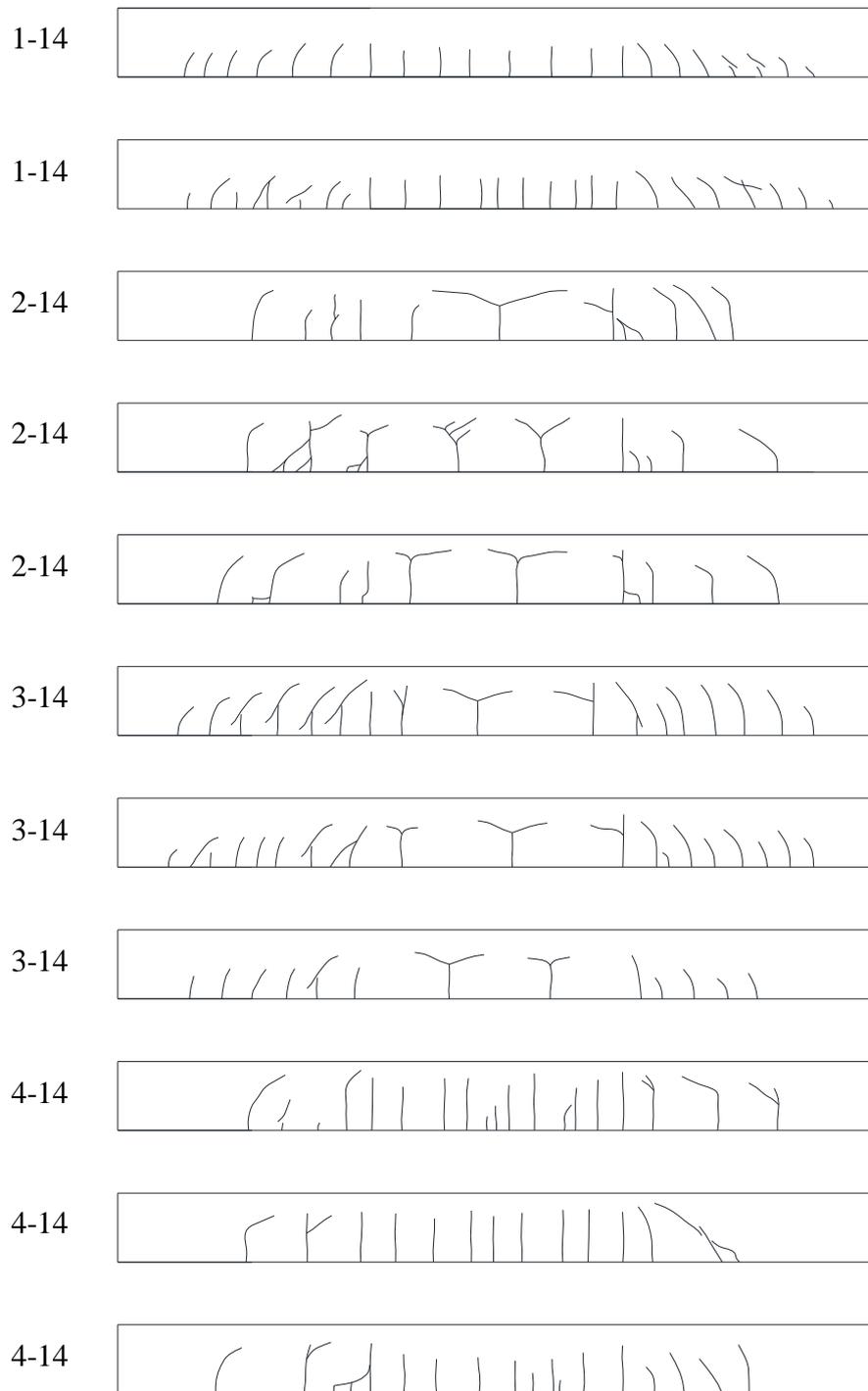


Рис. 4.26. Схема расположения трещин в образцах с процентом армирования $\mu = 1,17\%$

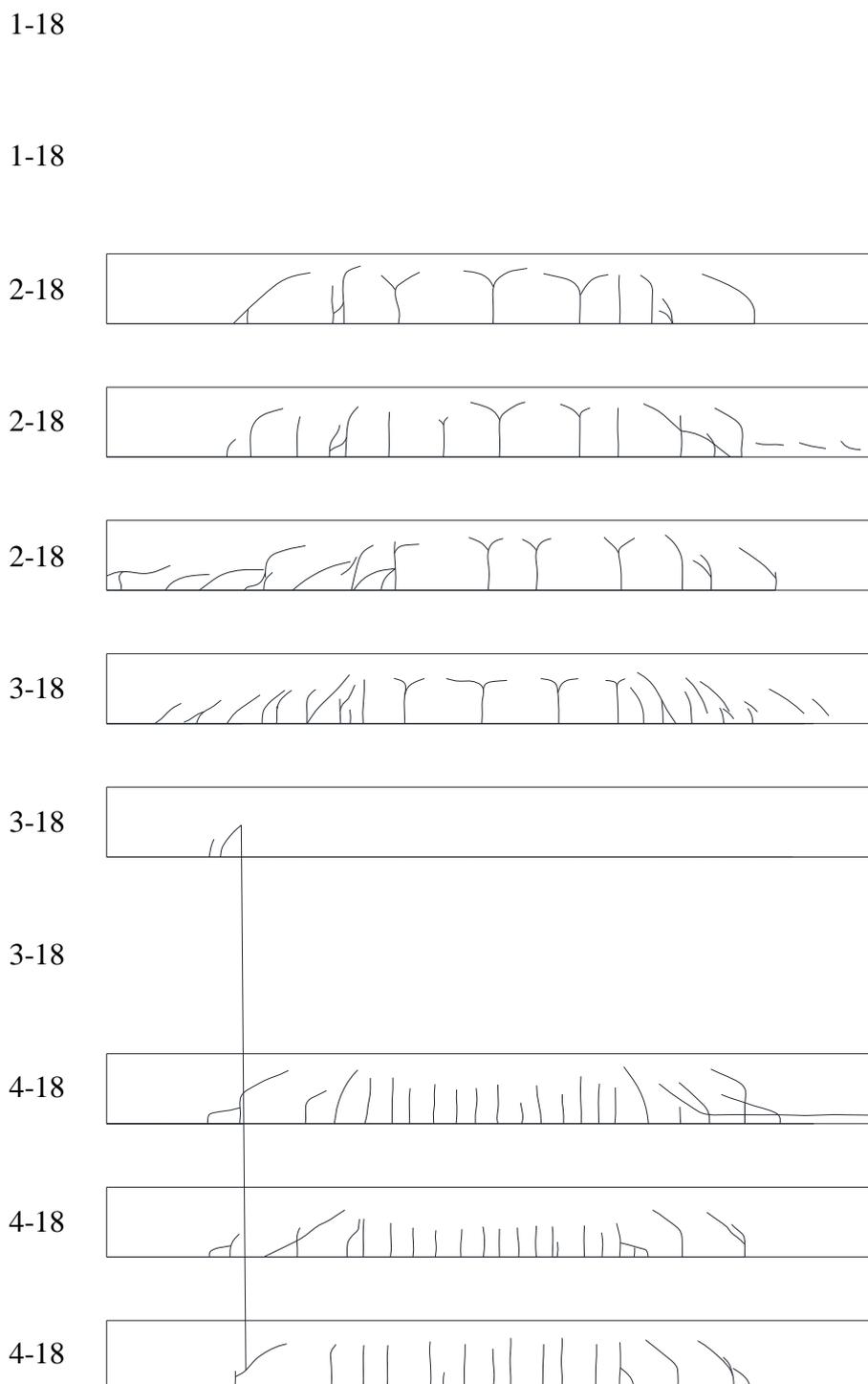


Рис. 4.27. Схема расположения трещин в образцах с процентом армирования $\mu = 1,93\%$

Опыты А.А. Прокоповича [116] по испытанию балок с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном. Конструкция образцов представлена на рис. 4.25. Характеристики образцов и сравнение экспериментальных данных работы [116] приведено в таблице 4.7.

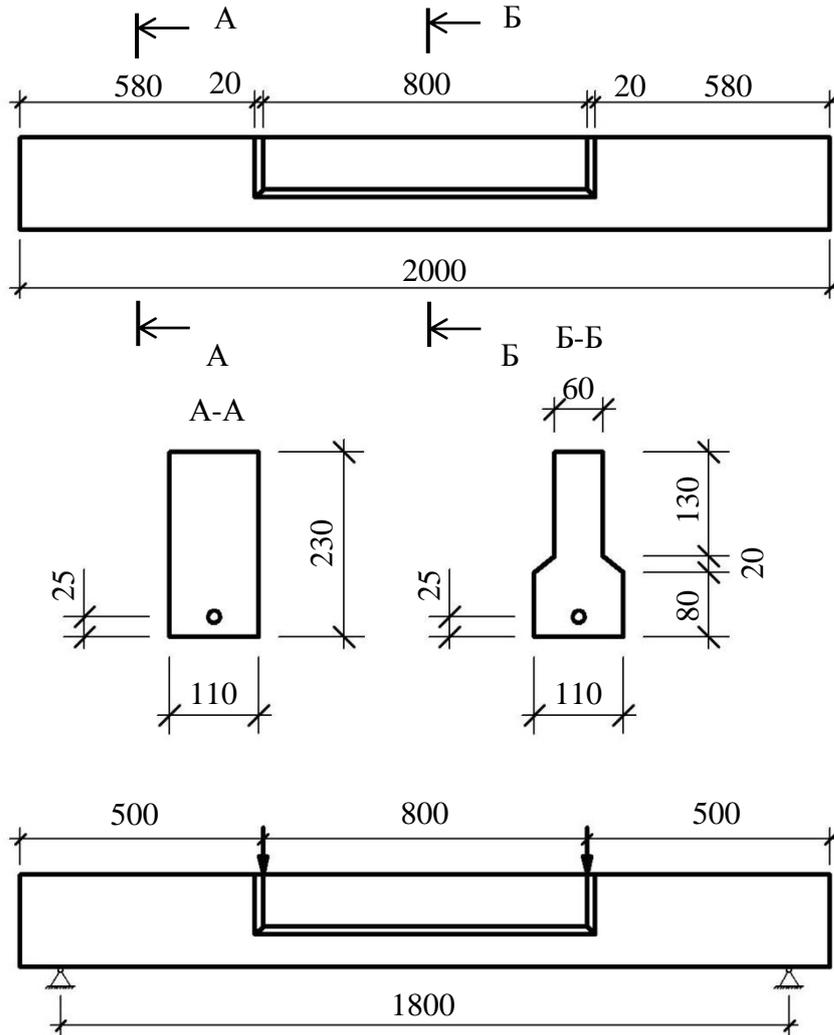


Рис. 4.25. Конструкция опытных образцов и схема загрузки [116]

Таблица 4.7

Серия	Марка образца	R_b , МПа	Периметр арматуры с нарушенным сцеплением	Зона нарушенного сцепления	Армир.	μ , %	$M_{срс}$, кН·м	По методике автора, кН·м		
4	БОС-Э	31,2	0	В зоне чистого изгиба	1Ø20 А-III	2,2	4,17	3,9		
	БОС-Э	31,2					5,02	4,22		
5	БНС-I	31,8	1/3				4,17	3,85		
	БНС-I	31,8					4,06	3,83		
6	БНС-II	31,8	1/2				4,17	3,68		
	БНС-II	32,8					4,06	3,58		
7	БНС-III	29,8	1,0			3,49	3,56			
	БНС-III	29,8				2,59	3,66			
9	ББД- I	31,9	0			По всему пролету	1Ø12 А-III	0,9	3,39	2,96
	БД- I	31,9							1,0	2,61
10	ББД- II	35,4	0				2Ø16 А-III	3,7	4,17	3,78
	БД- II	35,4		1,0	3,39				3,17	
11	ББД- III	27,8	0	1Ø18 А-III	2,0		3,91	3,36		
	БД- III	27,8					0	2,35	2,66	

Теоретические данные по методике автора и экспериментальные данные А.А. Прокоповича [116] имеют расхождение в пределах 5 – 16%. Среднее арифметическое расхождение 0,42 (кН·м) при среднем квадратичном отклонении 14,95%.

Прогибы и осадку опор фиксировали с помощью индикаторов часового типа и прогибомеров с ценой деления 0,01 мм. Прогибомеры крепились над осью опор, для точной фиксации их осадки. Для фиксации прогибов индикаторы часового типа устанавливались на специальные кронштейны под силами и по центру элемента. Ширину раскрытия трещин измеряли микроскопом МПБ–2 с ценой деления 0,05 мм.

В момент образования трещин для элементов с нарушенным сцеплением было отмечено значительное увеличение высоты трещин по сравнению с эталонными образцами. Первые трещины в балках с нарушенным сцеплением сразу образовывались на максимальную высоту, а дальнейшее их развитие либо останавливалось, либо переходило в горизонтальную ветвь. Разветвление трещин в элементах с нарушенным сцеплением происходило при моменте $M = 0,44M_{разр}$ для балок с $\mu = 1,17\%$ и $M = 0,26M_{разр}$ для балок с $\mu = 1,93\%$.

Прогибы элементов в зоне чистого изгиба представлены на рис. 4.28, 4.29.

Как видно из графиков, у экспериментальных балок прогибы не зависят от длины участков нарушенного сцепления. В экспериментах в работе [135] в опытных образцах без сцепления при нагрузке $M = 0,3M_{разр}$ максимальные деформации бетона над трещиной были больше, чем в эталонных в 1,5–2,2 раза для балок с $\mu = 0,73\%$ и в 1,25–1,5 раза для балок с $\mu = 1,22\%$. В бетоне сжатой зоны возникали пластические деформации, которые приводили к резкому увеличению кривизны, а следовательно и прогибов балок по сравнению с эталонными. В экспериментальных балках в данной работе бетон сжатой зоны работал упруго вплоть до разрушения элемента. Поэтому прогибы балок с нарушенным сцеплением не отличаются от эталонных балок.

Для балок с $\mu=1,17\%$ среднее квадратичное отклонении теоретических данных от опытных – 11,44%, а для балок с $\mu=1,93\%$ среднее квадратичное отклонении теоретических данных от опытных составляет 9,71%.

Ширина раскрытия трещин в опытных образцах и сравнение с теоретическими данными приведены на рис. 4.30, 4.31. Ширина раскрытия трещин в элементах с нарушенным сцеплением и $\mu=1,17\%$ увеличилась в 4,3 раза, а для элементов с $\mu=1,93\%$ в 3,1 раза по сравнению с эталонными образцами. Для балок серий 1-14, 4-14 среднее квадратичное отклонении теоретических данных средней ширины раскрытия трещин от опытных – 8,86%, а для балок серий 2-14, 3-14 среднее квадратичное отклонении теоретических данных от опытных составляет 9,31%. Серии балок 1-18, 4-18 имели среднее квадратичное отклонении теоретических данных средней ширины раскрытия трещин от опытных – 8,07%, а для балок серий 2-18, 3-18 среднее квадратичное отклонении теоретических данных от опытных составляет 9,89%.

Разрушение большинства балок происходило в результате исчерпания прочности сжатой зоны бетона. У двух балок из серии 2–18 и одной 4–18 разрушение происходило в результате потери анкеровки арматуры на опоре. Потеря анкеровки происходила при напряжениях близких к разрушению сжатой зоны бетона. Вдоль продольной арматуры возникали сколы защитного слоя в местах размещения поперечной арматуры, которые развивались в единую горизонтальную трещину вдоль арматурного стержня (рис. 4.32, 4.33).

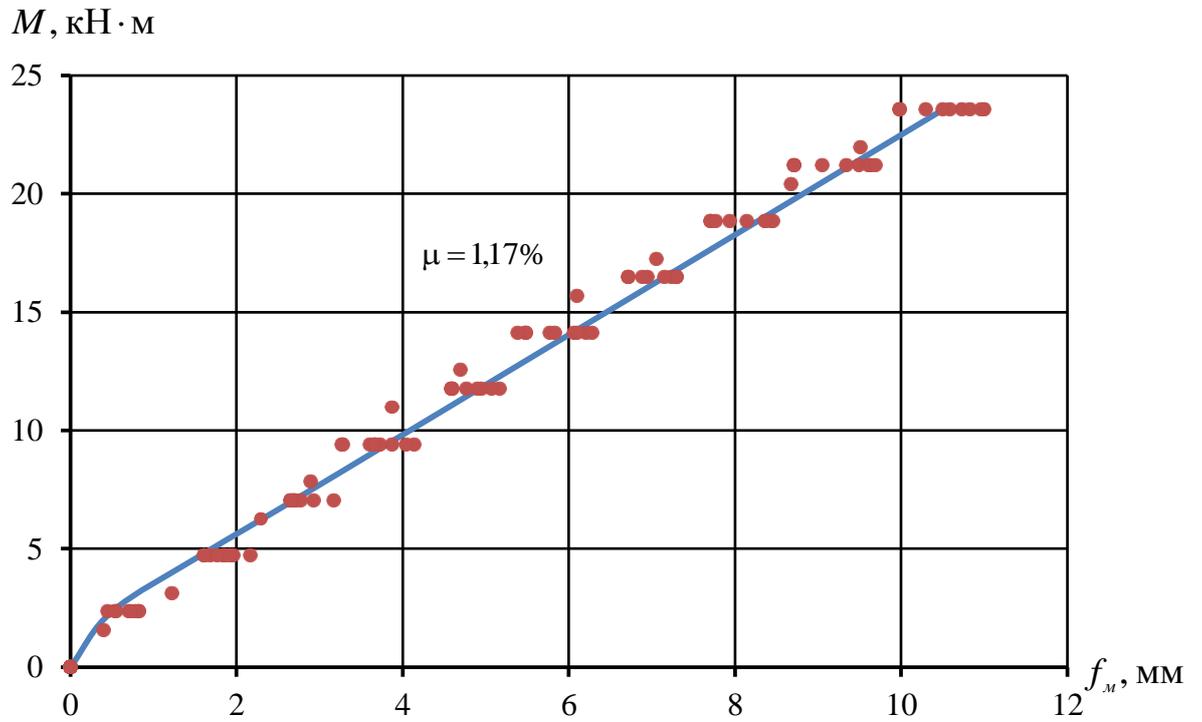


Рис. 4.28. График зависимости $M - f_M$ для элементов с процентом армирования $\mu = 1,17\%$

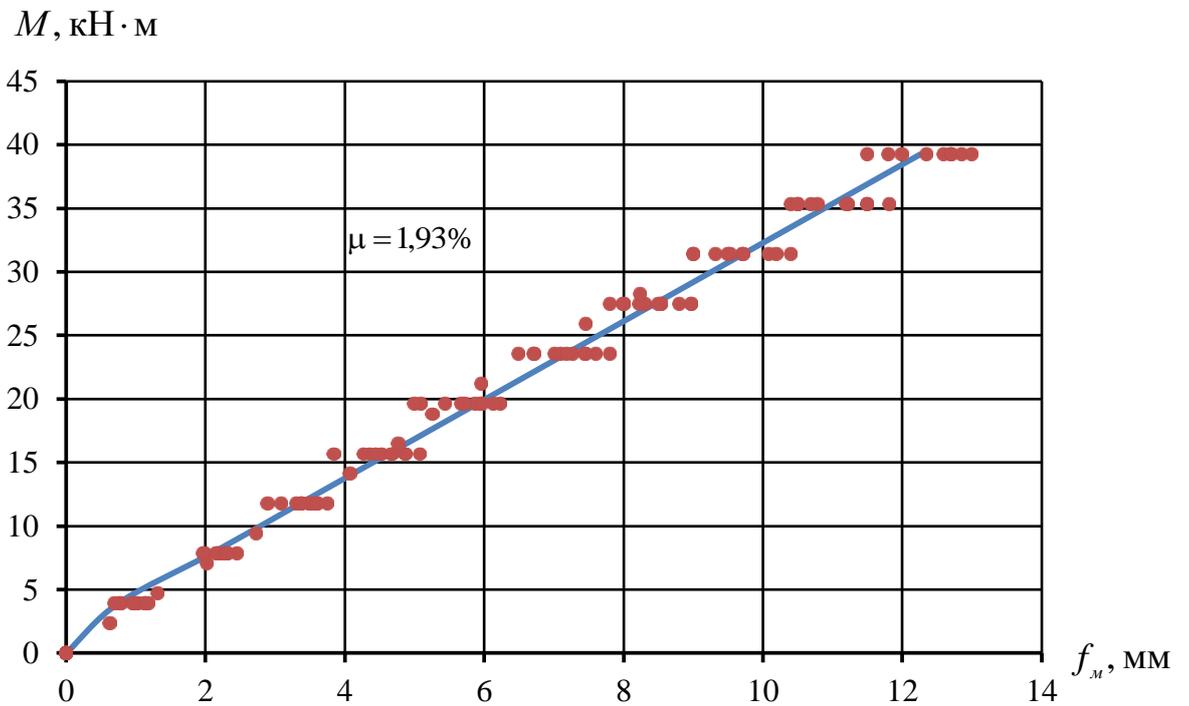


Рис. 4.29. График зависимости $M - f_M$ для элементов с процентом армирования $\mu = 1,93\%$

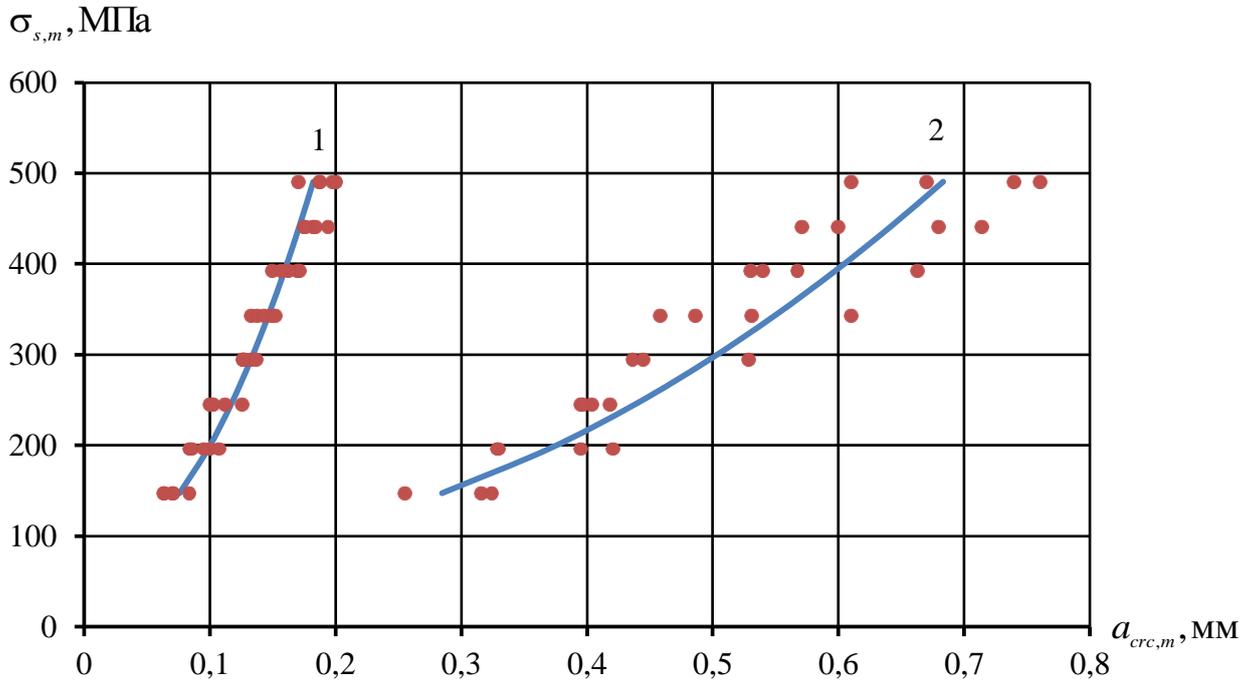


Рис. 4.30. График зависимости $\sigma_{s,m} - a_{crc,m}$ для элементов с процентом армирования $\mu = 1,17\%$
1) образцы серий 1-14, 4-14; 2) образцы серий 2-14, 3-14

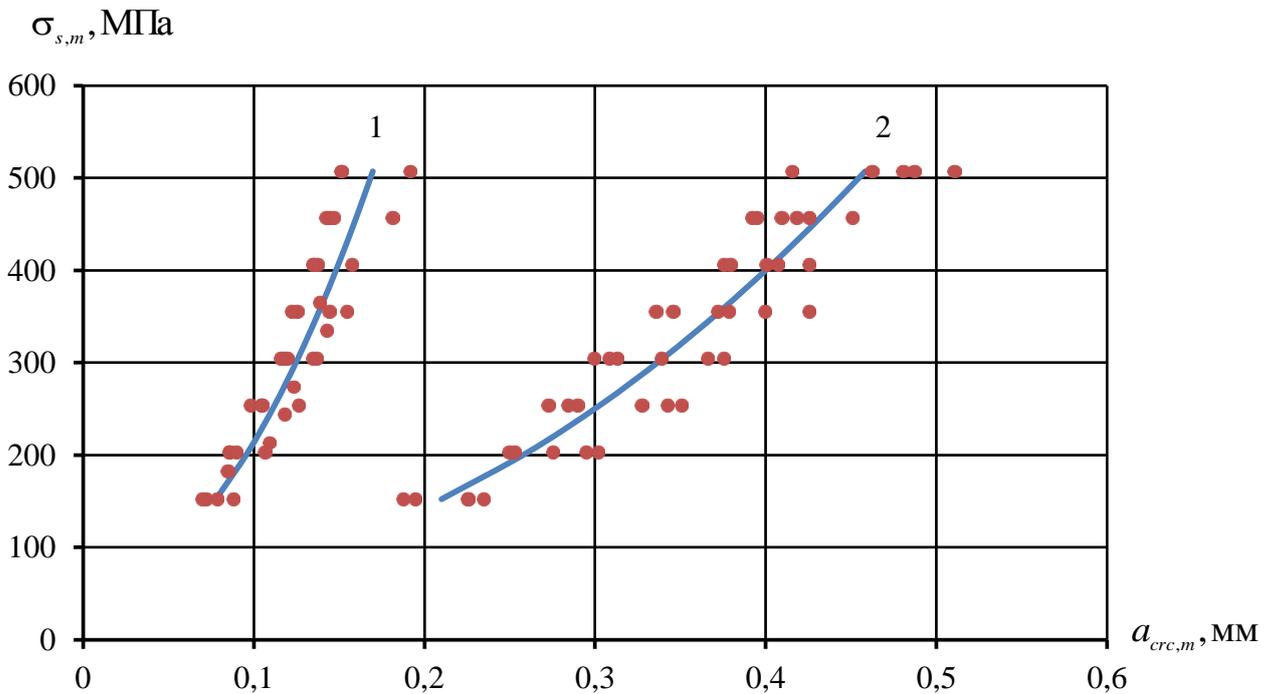


Рис. 4.31. График зависимости $\sigma_{s,m} - a_{crc,m}$ для элементов с процентом армирования $\mu = 1,93\%$
1) образцы серий 1-18, 4-18; 2) образцы серий 2-18, 3-18

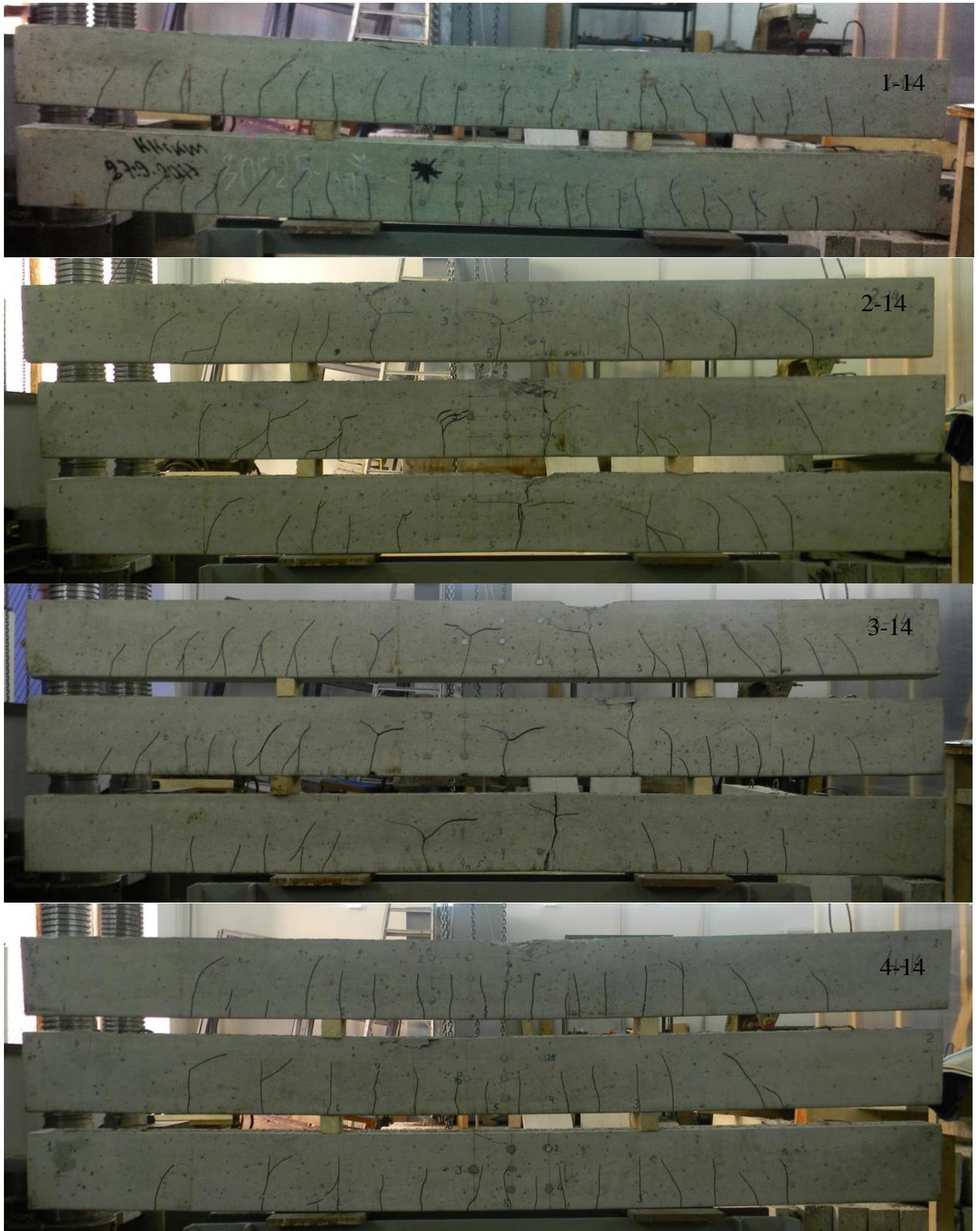


Рис. 4.32. Разрушение опытных образцов с процентом армирования $\mu = 1,17\%$

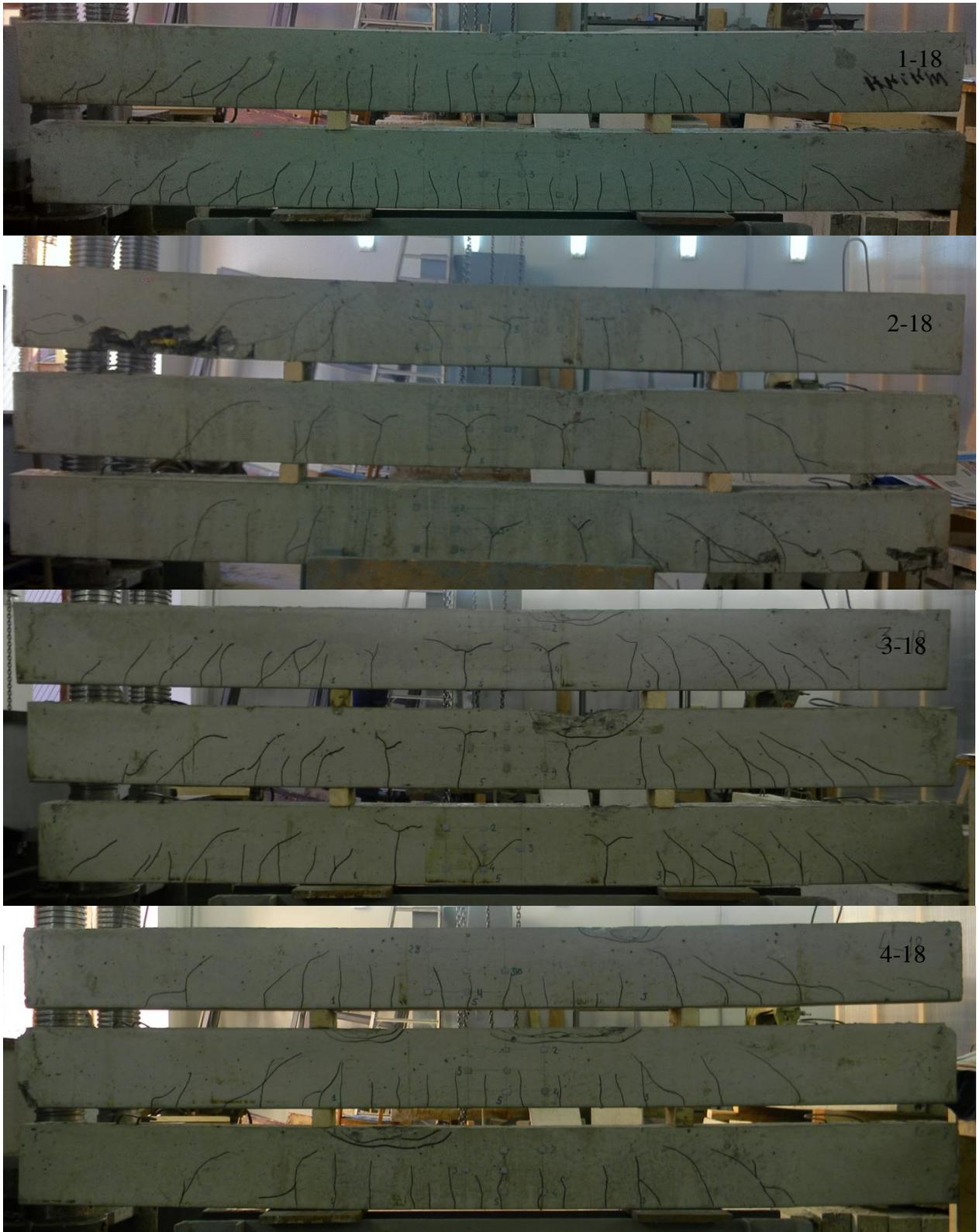


Рис. 4.33. Разрушение опытных образцов с процентом армирования $\mu = 1,93\%$

Выводы

1. Предложенная теоретическая модель позволила построить метод расчета трещиностойкости растянутых и изгибаемых железобетонных элементов, хорошо согласующийся с опытными данными.

2. При исследовании взаимодействия арматуры с бетоном выявлено, что арматура диаметром 18 мм имеет более эффективный профиль, чем диаметром 14 мм. Значение параметра λ для применяемой арматуры $\varnothing 14$ ($\lambda=0,148\div 0,15$) выше, чем для арматуры $\varnothing 18$ ($\lambda=0,135\div 0,140$), соответственно более эффективное сцепление наблюдалось в элементах с арматурой $\varnothing 14$, что подтверждают значения относительной площади смятия для $\varnothing 14 - f_R=0,103$; для $\varnothing 18 - f_R=0,095$.

3. Выявлено влияние участка нарушенного сцепления на среднюю ширину раскрытия трещин, в образцах с 30% участком нарушенного сцепления ширина раскрытия трещин увеличивалась в 3,3 раза, а для образцов с 60% участком нарушенного сцепления в 6,5 раза, по сравнению с эталонными образцами.

4. В опытных образцах получено уменьшение крайних блоков растянутых элементов, что подтверждает влияние участков нарушенного сцепления на шаг трещин на участках с обеспеченным сцеплением.

5. В опытных балках выявлено увеличение средней ширины раскрытия трещин в изгибаемых элементах. На участках с нарушенным сцеплением средняя ширина раскрытия трещин увеличилась в 4,3 раза для $\mu = 1,17\%$ и в 3,1 раза для $\mu = 1,93\%$ по сравнению с эталонными образцами.

6. Для изгибаемых элементов с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном происходило разветвление нормальных трещин в зоне чистого изгиба. Для элементов с процентом армирования 1,17% ветвление трещин происходило при нагрузке $M = 0,44M_{разр}$, а для элементов с процентом армирования 1,93% при нагрузке $M = 0,26M_{разр}$. В элементах с обеспеченным сцеплением ветвления трещин не возникало.

7. Влияние длины участков нарушенного сцепления на деформативность изгибаемых элементов без предварительного напряжения арматуры не выявлено. Прогибы железобетонных балок из высокопрочного бетона не изменялись в зависимости от расположения и длины участков нарушенного сцепления.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1) Разработан метод расчета трещиностойкости растянутых и изгибаемых железобетонных элементов с дискретно расположенными участками нарушенного сцепления. Он позволяет учитывать влияние неравномерности шага трещин на ширину их раскрытия на всех стадиях напряженно-деформированного состояния. Проведенная качественная и количественная оценка влияния различной длины участков нарушенного сцепления на взаимные смещения арматуры с бетоном выявила, что их расположение по краям элемента оказывает большее влияние на взаимные смещения арматуры с бетоном, а значит и на раскрытие трещин. Результаты экспериментальных исследований показали хорошую согласованность с предложенным методом расчета.

2) Аналитические зависимости, полученные в результате выполненных исследований, позволяют оценить напряженно-деформированное состояние растянутых и изгибаемых железобетонных элементов с дискретно расположенными участками нарушенного сцепления с учетом упругой и упругопластической работы контактного слоя. Случаи полностью обеспеченного и отсутствующего сцепления являются частными случаями разработанного автором метода расчета.

3) Экспериментально-теоретические исследования подтвердили снижение момента образования трещин и увеличение ширины их раскрытия в конструкциях с нарушенным сцеплением. Влияние нарушенного сцепления на прогибы железобетонных балок из высокопрочного бетона не выявлено. Трещины в элементах с нарушенным сцеплением имели большую ширину раскрытия и глубину проникновения; разветвление трещин возникало при нагрузке 26÷44% от разрушающей. При этом горизонтальные ветви трещин четко очерчивали сжатую зону элемента.

4) Обнаружено увеличение усилия образования трещин в центрально растянутых элементах с нарушенным сцеплением по сравнению с элементами с обеспеченным сцеплением. Оценка влияния различной длины участков

нарушенного сцепления на усилия образования трещин в растянутых элементах выявила, что при длине участка с нарушенным сцеплением больше 80% от общей длины элемента на величину усилия образования трещин оказывает влияние отношение параметров сцепления ($\lambda_1/\lambda_2 = 0,17$ и менее). При отношениях параметров сцепления 0,5 и более, влияние длины участка нарушенного сцепления незначительно. Выявлено влияние участка нарушенного сцепления на процесс трещинообразования, которое выражается в уменьшение шага трещин на участках с обеспеченным сцеплением. Чем меньше величина отношения λ_1/λ_2 или, чем больше нарушение сцепления, тем меньше шаг трещин на участках с обеспеченным сцеплением. Эксперимент подтвердил влияние участков нарушенного сцепления на шаг трещин на участках с обеспеченным сцеплением.

5) В изгибаемых элементах снижение момента образования трещин ощутимо зависит от условий закрепления арматуры на опорах. Так, например, у элементов без специальных анкеров (со свободным сдвигом арматуры на опоре), при длине участка нарушенного сцепления 40% от расчетной длины элемента, происходит снижение трещиностойкости в зависимости от процента армирования до 33%. Для элементов со специальными анкерами (закреплением арматуры на опоре) снижение трещиностойкости составляет не более 15%. Обнаружено, что наиболее неблагоприятное расположение участков нарушенного сцепления в приопорной зоне с их распространением в центральную часть изгибаемого элемента. В таких элементах рекомендуется выполнять дополнительную анкеровку арматуры на опорных частях балки.

б) Диссертация не исчерпывает всех вопросов, связанных с изучением работы железобетонных элементов с нарушенным сцеплением арматуры с бетоном. Дальнейшие исследования целесообразно направить на учет длительных процессов при расчете таких конструкций и изучение механизма влияния ширины раскрытия и глубины проникновения трещин на деформации в крайнем сжатом волокне бетона.

Список литературы

1. Алексейченко А.В. Исследование процесса развития трещин в растянутой зоне железобетонных мостовых балок при их работе на изгиб с поперечной силой // Тр./ ЦИИС.–1956.–вып.19.-С. 8–10.
2. Альтшулер, Б.А., Немировский, Я.М. Влияние начальных состояний железобетона на деформации и раскрытие трещин в нем // Бетон и железобетон. – 1979. - № 1. – с. 29-31.
3. Антонов, К.К. Определение ширин-раскрытия трещин в нормальных сечениях // Бетон и железобетон. – 1967, №4.
4. Астрова Т.И. Об оценке прочности сцепления стержневой арматуры с бетоном // Трещиностойкость и деформативность обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций: Сб. тр. НИИЖБ, Госстройиздат, М., 1965. – с.
5. Астрова, Т.И., Мукминев, Л.А. К определению расстояния между трещинами в изгибаемых железобетонных элементах / Изв. Вузов. Стр-во и архитектура. – 1970. – №6. – с. 17–23.
6. Ахвердов, И.Н. Влияние усадки, условий твердения и циклических температурных воздействий на сцепление бетона с арматурой // Бетон и железобетон, 1968, №12 – с. 4–7.
7. Бабаян А.А. Исследование напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов с учетом сцепления между арматурой и бетоном: Автореф. дис. ... канд. техн. наук / Л., 1952. – 21 с.
8. Байков, В.Н. Расчет изгибаемых элементов с учетом экспериментальных зависимостей между напряжениями и деформациями для бетона и высокопрочной проволоки // Изв. вузов. Стр-во и архитектура.–1981, №5.– с.26–32.
9. Байков, В.Н. Сцепление арматуры с бетоном в конструкциях // Бетон и железобетон, 1968, №12 – с. 13–16.

10. Байков, В.Н., Байкова, Л.В. Определение сил сцепления арматуры с бетоном в балках в стадии после образования трещин // теория железобетона. – М., 1972. – с. 28–35.
11. Байков, В.Н., Горбатов, С.В., Дмитриев, С.А. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей // Изв. Вузов. Стр-во и архитектура. – 1977. – №6. – с. 15–18.
12. Байков, В.Н., Додонов, М.И., Кириллин, Б.И., Набатов, А.М. Вероятностная оценка ширины раскрытия видимых трещин на поверхности железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. – 1973. - № 10. – с. 31-32.
13. Байков, В.Н., Рахманов А. А., Базоев О. К. Значение коэффициентов ψ_a и ψ_b для определения напряженно-деформированного состояния и их природа // Совершенствование методов расчета и исследования новых типов железобетонных конструкций. – 1981. –С. 7–14. – Сб. научных тр. / Ленингр. инж.-строит. ин-т.
14. Белов В.И. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных балок как систем, составленных из упругих блоков. – Дис ... кан. техн. наук. – Киров, 1973. – 163 с.
15. Белов, В.И. Напряженно-деформированное состояние железобетонных балок как систем составленных из упругих блоков // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. – 1971, №4.
16. Белов, В.И., Васильев П.И., Пересыпкин, Е.Н. К вопросу исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных балок как систем составленных из упругих блоков // Тр. Координационных совещаний по гидротехнике. – 1973, №82. – с. 62–64.
17. Берг О.Я. Исследования трещинообразования в железобетонных элементах с арматурой периодического профиля // Тр./ ЦЕИИС. – 1954.–№44.
18. Берг, О.Я. О предельном состоянии по трещинам в железобетонных мостовых конструкциях // Вопросы проектирования и строительства железнодорожных мостов. Сб. тр. ЦНИС, вып. 3, М., 1951. – с. 22-30.

19. Биби, Э.В. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2: Проектирование железобетонных конструкций: руководство для проектировщиков к EN 1992-1-1 и EN 1992-1-2. Еврокод 2: Проектирование железобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий. Противопожарное проектирование строительных конструкций / Э.В. Биби, Р.С. Нараянан; ред. Серии Х. Гультванесян; М-во образования и науки Росс. Федерации, ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т»; науч. ред. пер. В.О. Алмазов, А.И. Плотников. – Москва: МГСУ, 2012. – 292 с. (Серия «Издано в МГСУ: Еврокоды». Науч. ред. серии В.О. Алмазов).
20. Бондаренко, В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. – Харьков, 1968.
21. Бондаренко, В.М., Бондаренко, С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. – М., 1982.
22. Букаченко А. И. К вопросу об исследовании напряженного состояния железобетонных элементов с учетом сцепления арматуры с бетоном // «Строительные конструкции», научные труды Харьковского института инженеров коммунального строительства, сборник 9, вып. 1, Харьков, 1962.
23. Вайсфельд А. А. Исследование напряженно-деформированного состояния нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов при частичном или полном отсутствии сцепления арматуры с бетоном. Автореф. дис. ... канд. техн. наук. – Л., 1982. – 21 с.
24. Васильев Н. М. Влияние нефтепродуктов на сцепление бетона с арматурой // Бетон и железобетон. – 1981. -№10. – С.27-28.
25. Васильев Н. М., Медведев В. М., Кошелева Л. И. Влияние минеральных масел на сцепление арматуры с бетоном // Бетон и железобетон. – 1969. -№11. – С.19-20.
26. Васильев Н.М. Влияние нефтепродуктов на прочность бетона // Бетон и железобетон.– 1981.–№3.–С.36-37.

27. Васильев П. И., Деркач В. Н., Образцов Л. В., Рочняк О.А. Трещиностойкость, жесткость, прочность предварительно напряженных балок, не имеющих сцепления арматуры с бетоном // Материалы X конгресса ФИП. – Нью-Дели, 1986. – 12 с.
28. Васильев П. И., Пересыпкин Е. Н. Об условиях образования продольных трещин в изгибаемых железобетонных элементах // Изв. Вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1983. - №9. – С. 29-33.
29. Васильев П. И., Рочняк О. А., Образцов Л. В. К вопросу сопротивления поперечному изгибу предварительно напряженных балок без сцепления арматуры с бетоном // Совершенствование методов расчета и исследования новых типов железобетонных конструкций. – Л., 1981. – с. 36-40.
30. Васильев П. И., Рочняк О.А., Образцов Л. В. Работа приопорных зон преднапряженных балок, не имеющих сцепления арматуры с бетоном // Бетон и железобетон. – 1982. - №8. – С. 24-25.
31. Васильев П. И., Рочняк О.А., Образцов Л. В., Яромич Н.Н. Основные особенности работы железобетонных балок при отсутствии сцепления продольной арматуры с бетоном // Сопротивление предварительно-напряженных элементов железобетонных конструкций с арматурой без сцепления с бетоном. – Владивосток, 1982. – С.9-12.
32. Васильев П. И., Рочняк О.А., Яромич Н.Н. Влияние характера трещинообразования на сопротивление железобетонных элементов поперечной силе // Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций. – Л., 1981. – С. 19-25.
33. Веселов А. А. Теория сцепления арматуры с бетоном и её применение / А. А. Веселов; С-Петербур. гос. архитектурно-строит. ун-т – СПб.; 2000. – С.
34. Веселов А. А., Хамиджанов Н. С. Определение зоны совместной работы арматуры с окружающим бетоном // Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций. – Л. – 1981.– С. 63-66. – Сб. научных тр. / Ленингр. инж.-строит. ин-т.

35. Веселов А.А. Расчет расстояния между трещинами в железобетонных стержневых элементах // Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций. – Л., 1987. – с. 69–74 (Сб. научн. тр./ Ленингр. инж.–строит. ин-т).
36. Виноградов О. Г. Влияние коррозии арматуры на её сцепление с бетоном // Повышение эффективности и качества сельскохозяйственного строительства. – Саратов, 1982. – С. 96-97.
37. Власов, Г.М., Козлов, В.М. Расчет элементов железобетонных конструкций с учетом пластических свойств материалов // Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций. – Л., 1977.
38. Ганага П.Н. Исследование особенностей развития деформаций, раскрытия трещин в железобетонных балках на известковых-ракушечниках при низких и средних процентах армирования: Автореф.дис. ... канд. техн. наук / ПИ Ростов-на-Дону. 1974.–21с.
39. Гараи Т. Исследования анкеровки арматуры в бетоне // Исследования прочности элементов железобетонных конструкций // Тр. НИИбетона и железобетона. – 1959. – вып.5. – С.78–109.
40. Гвоздев, А.А. Состояние и задачи исследования сцепления арматуры с бетоном // Бетон и железобетон, 1968, №12 – с. 1–4.
41. Гвоздев, А.А., Карпенко Н.И. Работа железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии // Строительная механика и расчет сооружений.– 1965, №2 – с. 20–23.
42. Городецкий Л. М. Исследования образования и развития трещин в элементах конструкций из плотного силикатного бетона: Автореф. дис. ... кад. техн.наук /КИСИ. – Киев. 1973. – 23с.
43. Городова, Н.П. Расчет на трещиностойкость бетонных и железобетонных элементов с учетом неупругих свойств бетона // Труды Омского ин-та ж.-д. транспорта. 1969 г., вып. 98.

44. Горчаков Г. И., Гузеев Е. А., Сейланов Л. А. Совместное влияние нагрузки и отрицательной температуры на деформативность изгибаемых элементов // Бетон и железобетон. – 1980. – №9. – С. 7-9.
45. ГОСТ 10180-90 (СТ СЭВ 3978-83). Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. – М.: ИПК Изд-во стандартов, 1997. – 50 с.
46. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. – М.: Изд-во стандартов, 1981. – 20 с.
47. ГОСТ Р 52544–2006. Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. — М.: Стандартинформ, 2006.-23 с.
48. Гуца Ю.П. Ширина раскрытия нормальных трещин в элементах железобетонных конструкций // Предельные состояния железобетонных конструкций.– М.: Стройиздат, 1976.– С.30–44.
49. Дегтярёв, В.В. Прочность сцепления арматуры периодического профиля с бетонами классов прочности В10–В100 // Бетон и железобетон. – 2005. - № 6. – с. 13-18.
50. Дмитриев С. А. Сопротивление скольжению в бетоне предварительно-напряженной холоднотянутой арматуры. – В кн.: Исследование обычных и предварительно-напряженных конструкций. М., 1949. – 407 с.
51. Дмитриев С. А., Калатуров Б. А. Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат., 1965. – 508 с.
52. Дыховичный, А.А. Статически неопределимые железобетонные конструкции. – Киев, 1978.
53. Елисеев В. И. Экспериментальное исследование прочности и жесткости железобетонных изгибаемых элементов, пропитанных отработанным минеральным смазочным маслом: Дис. ... канд. техн. наук. – Л., 1967. – 204с.
54. Елисеев В. И., Васильев Н. М. О методике оценки прочности бетона в железобетонных конструкциях, пропитанных минеральным смазочным

- маслом // Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций. – Л., 1981. – С.71-77.
55. Ерофеев В.С. Исследование анкеровки арматуры в обычном и предварительно напряженном железобетоне при замораживании и оттаивании: Дис. ... канд.техн. наук. – М., 1981. – 207 л.
 56. Жданов, А.П. Общий способ расчета по образованию трещин предварительно напряженных железобетонных элементов с учетом неупругих деформаций в сжатой и растянутой зонах бетона // Бетон и железобетон, 1966, №12.
 57. Житомерский, А.И., Макаревич, А.А. Расчет ширины раскрытия трещин в сечениях изгибаемых элементов с ненапрягаемой арматурой // Бетон и железобетон. – 1970, №7. – с.12-14.
 58. Залесов, А.С. Расчет предварительно-напряженных элементов по образованию трещин в нормальных сечениях с учетом неупругих деформаций сжатого бетона // Бетон и железобетон.–1964, №8.
 59. Залесов, А.С., Мухамедиев, Т.А., Чистяков, Е.А. Расчет трещиностойкости железобетонных конструкций по новым нормативным документам // Бетон и железобетон. – 2002. - № 5. – с. 15-19.
 60. Заславский, И.Н., Жук, Г.С. Сцепление арматуры с бетоном в условиях длительного постоянного и циклического нагрева // Сцепление арматуры с бетоном. М., НИИЖБ, - 1971. – с. 166 – 172.
 61. Здоренко, В.С. Расчет железобетонных континуальных конструкций с учетом образования трещин методом конечных элементов // Сопротивление материалов и теория сооружений. – Киев, 1976, №29.
 62. Здоренко, В.С. Расчет устойчивости прочности плоских рамных железобетонных конструкций с учетом реальных свойств материала // Сопротивление материалов и теория сооружений. – Киев, 1979, №35.
 63. Зикеев, Л.Н., Цыба, О.О. Трещиностойкость железобетонных растянутых элементов с учетом относительной площади ребер растянутой арматуры // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. - №10. – с. 30–32.

64. Иванов, Ю.А., Бачинский, В.Я. Некоторые особенности расчета изгибаемых элементов из высокопрочного бетона // Строительные конструкции. – Киев, 1978.
65. Карпенко Н. И., Судаков Г. Н. Сцепление арматуры с бетоном с учетом развития контактных трещин // Бетон и железобетон. – 1984. – №12. – С.42–44.
66. Карпенко Н.И. К построению модели сцепления арматуры с бетоном, учитывающей контактные трещины // Бетон и железобетон. – 1973. - № 1. – с. 19-23.
67. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
68. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. М., Стройиздат, 1976. – 208 с.
69. Карпенко Н.И., Судаков Г.Н. О задаче сцепления арматурного стержня с цилиндрическим образцом // Сцепление арматуры с бетоном. М., НИИЖБ, - 1971. – с. 22 – 30.
70. Карпенко Н.И., Судаков Г.Н., Лейтис Е.С. Моделирование механического взаимодействия арматурного стержня с бетоном учитывающие напряженно – деформированное состояние контактной зоны. – В. кн.: Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности. М., 1980. – с. 133 – 156.
71. Карпенко, Н.И., Горшенина, Е.В. Метод расчета расстояния между трещинами в изгибаемых железобетонных элементах // Бетон и железобетон. – 2006. - № 5. – с. 13-15.
72. Картузов, Д.В. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами / Д.В. Картузов, В.А. Пшеничный, А.А. Шилин. – М.: Стройиздат, 2004. – 180 с.
73. Качанов, Л.М. Основы механики разрушения. – М.: Наука, 1974. – 311 с.

74. Колмогоров, А.Г., Плевков, В.С. Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам: Учебное издание. – М.: Изд-во «АСВ», 2011. – 496 с.
75. Кольнер, В. М. Деформация поверхности бетона в центрально армированных железобетонных элементах при осевом приложении нагрузки // Сцепление арматуры с бетоном. М., НИИЖБ, - 1971. – с. 54 – 61.
76. Кольнер, В.М., Алиев Ш. А., Гольдфайн Б. С. Сцепление с бетоном и прочность заделки стержневой арматуры периодического профиля // Бетон и железобетон. – 1965. – №11. – С.25–27.
77. Крылов С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. – М., Стройиздат, 1964. – 163 с.
78. Кузнецов А.Н. Раскрытие трещин в центрально-растянутых железобетонных элементах // Строительная промышленность. – 1940. – №7.
79. Кумпяк, О.Г. Расчет железобетонных элементов на кратковременное динамическое нагружение большой интенсивности // Технология, расчет и конструирование бетонных и железобетонных конструкций. – М., 1979.
80. Кучеренко, А.А. Влияние термовлажностной обработки на сцепление арматуры с бетоном // Сцепление арматуры с бетоном. М., НИИЖБ, - 1971. – с. 151 – 155.
81. Кэскюла Т. И., Мильян Я. А., Новгородский В. И. Коррозионное разрушение железобетонных конструкций животноводческих зданий // Бетон и железобетон. – 1980. - №9. – С. 43-44.
82. Леонгардт Ф. Напряженно армированный железобетон и его практическое применение. – М.: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1957. – 588с.
83. Леонгардт Ф. Предварительно напряженный железобетон. – М.: Стройиздат, 1983. – 244 с.
84. Лесюк, И.И. Изгиб железобетонной балки с учетом нелинейной упругости бетона // Труды Днепропетровского ин-та ж.-д. транспорта, 1977, вып. 189/6.

85. Лихачев В.Д., Хомутченко С.Я. Опыт эксплуатации железобетонных конструкций зданий угольной промышленности // Бетон и железобетон.– 1978.–№8.–С. 13–14.
86. Людковский, И.Г., Фонов, В.М., Брусков, И.В. Прочность бетона и сцепление арматуры с бетоном в конструкции типа «стена в грунте» // Бетон и железобетон. – 1980. - № 12. – с. 30-31.
87. Мальцев Т.А., Волков А.А. Определение ширины раскрытия трещин в изгибаемых железобетонных элементах из карбонатных бетонов // Совершенствование методов расчета и проектирования железобетонных конструкций. – Ростов, 1978.– С. 8-10 (Сб. науч.тр. / Ростовского инж.-строит. ин-т).
88. Мамедов Т. И. Ширина раскрытия трещин в железобетонных элементах из высокопрочных бетонов // Общие вопросы строительства / отечественный опыт. – 1974. – №12.– С.11-13.
89. Мильян Я.А. Исследование эксплуатационной стойкости железобетонных конструкций в животноводческих зданиях: Автореф. дис. ... канд. техн. наук.– Таллин, 1983.–22 с.
90. Молодченко Г.А. Ширина раскрытия трещин в железобетонных элементах при растяжении // Строительные конструкции. – Вып. XIX. – К.: Будівельник, 1972. – С. 80–84.
91. Москвин В.М., Некрасов К.Д. Маслостойкие полы // Строительная промышленность. – 1941. – №4. – С. 20-21.
92. Мулин, Н.М. Экспериментальные данные о сцеплении арматуры с бетоном // Бетон и железобетон, 1968, №12 – с. 16–18.
93. Мурашев В.И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона. М.: Машстройиздат, 1950.–266 с.:ил.
94. Невский В. А., Юдин А.Н. Изучение сцепления бетона со стержневой арматурой при циклическом замораживании // Сцепление арматуры с бетоном. – М., 1971. – С. 156-161.

95. Немировский Я.М. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с учетом растянутого бетона над трещинами и пересмотр на этой основе теории расчета деформаций и раскрытия трещин // Прочность и жесткость железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1968. – с.125–173.
96. Немировский, Я.М. Пересмотр некоторых положений теории раскрытия трещин в железобетоне // Бетон и железобетон. – 1970. - № 3. – с. 5-8.
97. Немировский, Я.М., Кочетков, О.И. Влияние работы растянутой и сжатой зон бетона на деформации обычных изгибаемых элементов после возникновения в них трещин // Особенности деформаций бетона и железобетона и использование ЭВМ для оценки их влияния на поведение конструкций.– М.: Стройиздат, 1969. – с. 106–156.
98. Никитин С. Е. Прочность и жесткость изгибаемых железобетонных элементов с трещинами при коррозионных повреждениях: Автореф. дис. ... канд. техн. наук.– Санкт-Петербург, 2012.–21 с.
99. Никитин, В.А., Пирожков, Ю.А. О трещинообразовании в изгибаемых железобетонных элементах // Железобетонные конструкции/ Тр. Новосиб. НИТ.– вып.52.–1966.
100. Оатул А.А. Основы теории сцепления арматуры с бетоном // Исследования по бетону и железобетона, Сб.тр. № 46 Челябинского политехнического института, Челябинск, 1967. – с.6–26.
101. Оатул А.А. Предложения к построению теории сцепления арматуры с бетоном // Бетон и железобетон. – 1968. - № 12. – с. 8 – 10.
102. Оатул А.А., Ивашенко Ю.А. Экспериментальные исследования сцепления арматуры с бетоном на растянутых образцах при кратковременном, повторном и длительном действии нагрузки // Исследование по бетону и железобетону: Сб. науч. тр. Челябинск, 1967, № 46. – с. 44 – 72.
103. Оатул А.А., Ивашенко Ю.А., Колбасин В.Г., Максимов Ю.В., Пасешник В.В., Цехмистров В.М. Экспериментальные и теоретические исследования сцепления

- арматуры с бетоном // Материалы секций конференций, IV конференция по бетону и железобетону в г. Рига, издание УралНИипроект, 1966.
104. Оатул А.А., Ивашенко Ю.А., Цехмистров В.М., Колбасин В.Г. Экспериментальные исследования сцепления арматуры с бетоном при кратковременном и длительном действии нагрузки // Вопросы сцепления арматуры с бетоном: Сб. науч. тр. № 56. Челябинск, 1968.
105. Оатул А.А., Максимов Ю. В., Соловьев В.В. Сцепление арматурных канатов К3х7 с бетоном // железобетону: сб. науч. тр. ЧПИ, вып. 46, 1962.
106. Оатул, А.А., Цехмистров, В.М., Кутин, Ю.Ф., Иващенко, Ю.А., Пасешник, В.В., Пыльнева, Т.М. Предложение по построению технической теории сцепления арматуры с бетоном (с учетом длительных процессов) // «Вопросы сцепления арматуры с бетоном», сб. трудов № 56 Челябинского политехнического института, Челябинск, 1968. – с. 6 - 18.
107. Панарин Н. Я., Шоршнев Г. Н., Берестнев В. Н. Экспериментальное исследование дисперсно-армированного железобетона с высоким содержанием арматуры // Материалы VII всесоюзной научной конференции по бетону и железобетону. – Л., 1972.
108. Панюков Э.Ф., Линченко Ю.П. Сцепление рабочей арматуры с бетоном при пожаре // Пути повышения огнестойкости материалов и конструкций: МДНТП. Мат-лы семинара.–М., 1982. – С.108-112.
109. Перельмутер М. А., Попок К. В., Скорук Л. Н. Расчет ширины раскрытия нормальных трещин по СП 63.13330.2012 // Бетон и железобетон. – 2014. – №1. – С. 21–22.
110. Пересыпкин Е. Н. Коэффициенты интенсивности напряжений и раскрытие трещин в железобетонных элементах. – Бетон и железобетон, 1978, №12.
111. Пересыпкин Е.Н. Об учете сил сцепления арматуры с бетоном при расчете железобетонных стержневых элементов // Прочность и надежность строительных конструкций. – Краснодар, 1977, вып. 24. – с. 42–46.

112. Попеско, А.И., Анцыгин, О.И., Дайлов, А.А. Расчет усиленных под нагрузкой железобетонных стержней с коррозионными повреждениями // Бетон и железобетон. – 2006. - № 4. – с. 22-24.
113. Попов, Н.Н., Жарницкий В.И., Беликов, А.А. Метод расчета железобетонных конструкций в упругопластической стадии, основанный на использовании диаграмм материалов // Железобетонные конструкции, Вильнюс, 1979 г.
114. Попов, Н.Н., Расторгуев, Б.С. Вопросы расчета и конструирования специальных сооружений. – М., 1980.
115. Попов, Н.Н., Расторгуев, Б.С. Динамический расчет железобетонных конструкций. – М. 1974.
116. Прокопович А.А. Сопротивление изгибу железобетонных конструкций с различными условиями сцепления продольной арматуры с бетоном.–Самара, НВФ «Сенсоры. Модули. Системы», 2000.–296 с.
117. Рахманов, В.А., Гольдфайн, Б.С., Дорогов, А.Б., Турко О.Г. О влиянии скорости нагружения на сцепление арматуры с бетоном // Бетон и железобетон. – 1989. - № 6. – с. 30-31.
118. Ржаницын А.Р. Расчет составных стержней строительных конструкций.-М.: Стройиздат, 1948.-192 с.: ил.
119. Ржаницын А.Р. Строительная механика: Учеб. пособие для вузов.– М.: Высш. Школа, 1982.–400с., ил.
120. Саврасов, И.П. Экспериментальные исследования механических свойств и сцепления с бетоном арматуры класса прочности 500 Н/мм^2 // Бетон и железобетон. – 2009. - № 4. – с. 16-21.
121. Санжаровский, Р.С. О некоторых моделях и гипотезах теории железобетона // Исследования по расчету строительных конструкций. – Л., 1979.
122. Семченков, А.С., Залесов, А.С., Мешков, В.З., Квасников, А.А. Характер сцепления с бетоном стержневой арматуры различных профилей // Бетон и железобетон. – 2007. - № 5. – с. 2-7.
123. Сетков В. Ю., Шибанова И. С., Шумилкин Ю. А., Захаров В. З. Долговечность железобетонных балок перекрытий промышленных зданий и

- сооружений предприятий Норильского горно-металлургического комбината // Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1984. - №12. – С. 1-4.
124. Сетков В. Ю., Шибанова И. С., Шумилкин Ю. А., Рысева О. П. Изменение прочности и деформативности железобетонных балок и плит при разрушении бетона в растянутой зоне сечения // Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1987. - №8. – С. 6-10.
125. Скоробогатов, С.М., Эдвардс, А.Д. Влияние вида периодического профиля стержневой арматуры на сцепление с бетоном // Бетон и железобетон, 1979, №9. – с.20-21.
126. Скотынский В. Н., Городецкий Л. М. Исследование образования и развития трещин в элементах железобетонных конструкций // Республ. межведомственный научно-техн. сб. – 1972. – вып. 19.
127. СНиП 2.03.01–84. Бетонные и железобетонные конструкции.: Утв. Гос. ком. СССР по делам стр-ва 20.08.84. срок введения 01.01.86: Взамен СНиП II–21–75 и СН 511–78.–М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1985.–79с.–(Строительные нормы и правила).
128. СНиП 52-01–2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. — М.: ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП, 2004.
129. СНиП II-В.1-62 Бетонные и железобетонные конструкции.: Утв. Гос.ком. СССР по делам стр-ва 31.07.62. Срок введения 20.09.70: Взамен НИТУ 123-55 и СН 10-57. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1985. – 112с.
130. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – СПб.: ДЕАН, 2005.–128 с.
131. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения: актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М.: Минрегион России, 2012. – 155 с.
132. Спрыгин Г. М. Исследование предварительно-напряженных конструкций при частичном и полной отсутствии сцепления арматуры с бетоном. – В кн. Материалы VII конгресса ФИП. Лондон-Москва, 1978, с. 5-14.

133. Спрыгин Г. М., Вайсфельд А. А. Исследование конструкций усиления строительных ферм на моделях. – В кн.: Облегченные конструкции из местных материалов: Сб. науч.тр./ Дальневост. политехн. ин-т. Владивосток, 1975, т. 104 с.50-54.
134. Спрыгин Г. М., Вайсфельд А.А., Экспериментальные исследования железобетонных изгибаемых конструкций с арматурой имеющей частичное или полное нарушенное сцепление с бетоном. – В. кн.: Исследование облегченных железобетонных конструкций на пористых заполнителях Дальнего Востока: Сб. науч.тр./ Хабар. политехн. ин-т. Хабаровск, 1975, с.49-58.
135. Спрыгин Г. М., Решетарь Ю. Г. Деформативность изгибаемых элементов при частичном отсутствии сцепления арматуры с бетоном // Бетон и железобетон. – 1983. - № 4. – с. 12-14.
136. Столяров Я.В. Введение в теорию железобетона. – М. – Л.: Стройиздат, 1941. – 447 с.
137. Тевелев, Ю.А. Заделка арматуры в бетоне при переменном сцеплении по длине зоны анкеровки // Сцепление арматуры с бетоном. М., НИИЖБ, - 1971. – с. 14 – 21.
138. Трофимов А.В. Расчет железобетонных конструкций с использованием модели составного стержня / А. В. Трофимов; СПбГАСУ. – СПб., 2012. – 101 с.
139. Фрайфельд С. Е. Собственные напряжения в железобетоне // Стройиздат, М.– Л., 1941.
140. Харун, М. Уточнение оценки трещиностойкости железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. – 2004. - № 1. – с. 22-24.
141. Холмянский М. М. Заделка арматуры в бетоне // Бетон и железобетон. – 1965. – №11. – С.21–25.
142. Холмянский М. М. К уточнению расчета железобетонных элементов на чистый изгиб // Транспортное строительство. – 1977. – №10. – С. 44–46.
143. Холмянский М. М. Контакт арматуры с бетоном. – М.: Стройиздат, 1981. – 184 с.

144. Холмянский М. М. Техническая теория сцепления арматуры с бетоном и ее применение // Бетон и железобетон. – 1968. – №12. – С.10–13.
145. Холмянский, М.М. О применении закона сцепления при исследовании механического взаимодействия арматуры периодического профиля с бетоном // Сцепление арматуры с бетоном. М., НИИЖБ, - 1971. – с. 31 – 39.
146. Холмянский, М.М. Расчет центрально-армированных призматических элементов на сцепление. Сб. трудов НИИЖелезобетона, вып. 4. Госстройиздат, 1961. – с. 122–153.
147. Холмянский, М.М. Трещинообразование в центрально армированных призматических элементах при осевом растяжении: Сб. трудов ВНИИжелезобетона. – Госстройиздат, 1961. Вып. 5. – 15–24.
148. Цейтлин, С.Ю. О природе сцепления стержневой арматуры периодического профиля с бетоном // Сцепление арматуры с бетоном. М., НИИЖБ, - 1971. – с. 47 – 53.
149. Цехмистров В.М. Расчет напряжений и деформаций при выдергивании арматуры из бетонной призмы, опертой торцов, Сб.тр. № 46 Челябинского политехнического института, Челябинск, 1967.
150. Шоршнев Г. Н., Берестнев В. Н. К вопросу о расчете дисперсно армированного железобетона с высоким содержанием арматуры на раскрытие трещин при растяжении // Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций. – Л. – 1973. – №1. – С.51-56. – Сб. научных тр. / Ленингр. инж.-строит. ин-т.
151. Штаерман М.Я. Влияние бетона в растянутой зоне // Бюллетень строительной техники. – 1947. – №22.
152. Яковленко Г.П. Нелинейный расчет армированных стержней и стержневых конструкций.–Л.: издательство Ленинградского университета, 1988.–136 с.

153. Яковленко Г.П. Соотношение между шириной раскрытия и шагом трещин в армированной балке // Совершенствование методов расчета и исследования новых типов железобетонных конструкций, 1983. – с.34–37.
154. Яковленко Г.П. Трещиностойкость армированных стержней из новых конструкционных материалов.–Л.:ЛДНТП, 1980.–25с.:ил.
155. Abrams D.A. Studies of Bond between Concrete and Steel// Bulletin 17 Lewis Institute. Chicago-1925.
156. ACI (American Concrete Institute) Committee 318. 2011. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary (ACI 318R-11)/ Farmington Hills, MI: ACI.
157. Bjuggren V.I.F. Discussion of bond and anchorage by T.D. Matrea // A.C.I. Journal Part 2. Dec. 1948. – Proc. v. 44.
158. Brice Z. P. Theorie de la Fissuration des Pieces en beton arme annals, L'institute Fechnique du batiment et des Frvaux Publica (Paris).–June, 1952.
159. Broms B.B. Crack width and crack spacing in reinforced concrete members // Journal of the A.C.I., Proceeding. Vol. 62. – num. 10. October, 1965/
160. Broms B.B. Stress distribution in reinforced concrete members with tension cracks // JACI. v. 62. - № 9. - Sept. - 1965.
161. Burns N.H. Piers D.M. Strength and Behavior of Prestressed Concrete Members With Unbonded Tendons // Journal of the PCI. October, 1967, p. 1529.
162. CEB-FIP Model Code 1990. Lausanne: Comite Euro-International du Beton, 1990.
163. Clarck A.P. Cracking in reinforced concrete flexural members // Journal A.C.I., vol. 52. – №8. April, 1958.
164. Emperger F. V. Die statische Bedeutung des Haftwiderstandes im Tragwerk. «Beton und Eisenbeton» №7, April, 1940.
165. Evans R.H., Williams A. Bond stress and crack width in beams reinforced with square grip reinforcement // RILEM, Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete, v.1 11, - Stockholm. - 1957.
166. Glanville W.H. Studies in reinforced concrete, L Bond resistance // D.S.J.R., Building research, Tech. Paper. № 10. - HMSO. - London. – 1930.

167. Goto Y. Crack formed in concrete around deformed tension bars // ACJ Journal – 1971. – v. 68 № 4.
168. Griffith A. A. The phenomena of rupture and flow in solids // Phil. Trans Roy. Soc. – 1920. –Ser. A, V. 221. – P. 163–198.
169. Hognestad E. High strength bars as concrete forcement. Part 2 // Journal P.C.H. – v. 4. – №1. – Jan., 1962. – p. 102-114.
170. Kuuskoski V. Über die Haftung zwischen Beton und Stahl // Valtion Teknillinen Tutkimuslaitos, Julkaisu 19. Helsinki. 1950.
171. Mattock A.H., Yamazaki G., Kattula B.T. Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, with and without Bond // Journal of the ACL February, 1971, p. 116-125.
172. Plowman J. M. Bond between Steel and Concrete, and Distribution of Strees in Steel in Cracked and Uncracked Structural Members, Rilem Symposium on Bond and Crack For mation in Reinforced Concrete, vol. 1, Stockholm, 1957.
173. Rehm G. Stress distribution in reinforcing bars embedded in concrete, RILEM // Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced concrete, Stockholm, 1957.
174. Rehm G. The fundamental law of bond // RILEM, Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced concrete. – v.1. – 11. – Stockholm. – 1957.
175. Rehm G. Uber die Grundlagen des Verbundes Zwischen Stahl und Beton, Deutcher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138, Berlin 1961.
176. Roules R., Morley P.D. Further Responses of Bond in Reinforced Concrete to High Temperatures // Magazine of Concrete Research. 1983. vol.35. -№124. p. 151-163.
177. Thomas F.G. Cracking in reinforced concrete // The Structural Engeneer, 1936.– vol. XIV.–№2.–p. 36–39.
178. Watstein D., Seesc N.A. Effect of Type of Bar on Width of Cracks in Reinforced Concrete Subjected to Tension//ACI. Journal. 1945. vol.41, -p.293-304.



АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНАЯ КОМПАНИЯ

Общество с ограниченной ответственностью
«Архитектурно-строительная компания «Капитель»
163071, г. Архангельск, ул. Дачная, д. 68, стр. 3
тел.: 8 (8182) 460-286, факс: 8 (8182) 279-017, mystud@list.ru
ОГРН 1082901009916 ИНН/КПП 2901182920\290101001

19.09.2014 г. № 25/09-14
На № _____ от _____

АКТ
о внедрении результатов диссертационной работы

Рудного Игоря Александровича

«Трещиностойкость изгибаемых и растянутых железобетонных элементов с участками нарушенного сцепления арматуры с бетоном»

Акт подтверждает, что методика расчета и результаты исследований, приведенные в диссертационной работе Рудного Игоря Александровича «Трещиностойкость изгибаемых и растянутых железобетонных элементов с участками нарушенного сцепления арматуры с бетоном» использованы ООО «Архитектурно-строительная компания «Капитель» при разработке и выполнении проектной документации объекта: Поликлиника НУЗ «Отделенческая больница на ст. Исакогорка» ОАО «РЖД» по адресу: г. Архангельск, ул. Тимме, 5 для оценки трещиностойкости железобетонных конструкций.

Справка дана для предоставления в диссертационный совет Д 212.223.03 при ФГБОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» по месту защиты Рудного И. А. диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук.

Акт является подтверждающим документом о внедрении результатов исследований и методики расчета в производство.

Генеральный директор

+7 (8182) 46-02-86



А.С. Салтыков