

ГАЖК «УЗБЕКИСТОН ТЕМИР ЙУЛЛАРИ»

ТАШКЕНТСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ  
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

Кафедра «Мосты и тоннели»

УДК 624.21.012.35.059.3

Низамов Эркин Рустам ўғли

РАЗРАБОТКА ПРАКТИЧЕСКИХ РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО РАСЧЕТУ  
НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НАКЛОННОГО СЕЧЕНИЯ  
УСИЛЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С УЧЕТОМ СИЛ  
ЗАЦЕПЛЕНИЯ И НАГЕЛЬНОГО ЭФФЕКТА ПРОДОЛЬНОЙ  
АРМАТУРЫ

Специальность:

5А340603 «Эксплуатация мостов и транспортных тоннелей»

ДИССЕРТАЦИЯ

представлена на соискание степени магистра

Диссертация рассмотрена и

рекомендована к защите

зав.кафедрой «МиТТ»

доц. Раупов Ч.С.

«\_\_\_» \_\_\_\_ 2015 г.

Научный руководитель

доц. Раупов Ч.С.

Ташкент 2015

## Содержание

<b>Наименование разделов</b>	<b>Стр.</b>
<b>Введение</b>	
<b>Глава I. Совершенствование метода расчета железобетонных балок пролетного строения мостов по наклонным сечениям с учетом нагельного эффекта продольной арматуры</b>	
1.1. Некоторые особенности расчета железобетонных балок пролетного строения мостов по наклонным сечениям	
1.2. Анализ учета особенностей напряженно-деформированного состояния неразрезных железобетонных балок пролетного строения мостов при расчете их наклонного сечения	
1.3. Моделирование реального процесса контактного взаимодействия берегов трещин в железобетонных образцах при сдвиге	
1.4. Выводы по главе I. Цель и задачи исследований	
<b>Глава II. Анализ экспериментально-теоретических исследований прочности наклонного сечения железобетонных балок мостов с учетом сил зацепления и нагельного эффекта продольной арматуры</b>	
2.1. Анализ экспериментально-теоретических исследований прочности наклонного сечения железобетонных конструкций	
2.2. Анализ экспериментально-теоретических исследований влияния качества бетона на долговечность и усталостную прочность наклонного сечения железобетонных конструкций	
2.3. Расчет прочности наклонного сечения железобетонных балок мостов с учетом сил зацепления и нагельного эффекта продольной арматуры	
2.4. Выводы по главе II	
<b>Глава III. Практические рекомендации по расчету прочности наклонного сечения на поперечную силу усиленных железобетонных балок мостов композитными материалами с</b>	

<b>учетом сил зацепления и нагельного эффекта продольной арматуры</b>	
3.1. Оценка нагельного эффекта продольной арматуры в наклонных сечениях железобетонных балок мостов	
3.2. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных балок мостов с учетом сил зацепления в трещинах	
3.3. Разработка практических рекомендаций по расчету несущей способности железобетонных балок по наклонным сечениям с учетом сил зацепления и нагельного эффекта продольной арматуры	
3.4. Разработка практических рекомендаций по расчету прочности наклонных сечений тавровых балок мостов, усиленных высокопрочными композиционными материалами	
<b>3.5. Выводы по главе III</b>	
<b>Выводы по диссертации</b>	
<b>Литература</b>	

## **ВВЕДЕНИЕ**

Особое внимание в республике уделяется развитию транспортной инфраструктуры, в первую очередь автомобильных и железных дорог. Особо хотел бы отметить то важное и ключевое место, которое отводится в наших долгосрочных проектах созданию современной коммуникационно-транспортной системы, включая все виды транспорта: автомобильного, железнодорожного, авиационного [1, 2].

Транспортные коммуникации, уровень их качества и диверсификации представляют собой один из ключевых индикаторов развития экономики страны, ее вовлеченности в региональные и глобальные хозяйствственные связи. Разветвленная сеть железных и автомобильных дорог, трубопроводов и линий электропередач позволяют экономически связать различные регионы внутри государства, создавая основу для их сбалансированного функционирования. Это также дает возможность государству повысить свой интеграционный потенциал в рамках межгосударственного сотрудничества и международных

экономических организаций [1, 2].

С этой точки зрения вопрос модернизации и развития транспортных коммуникаций представляет весьма актуальную проблему для государств Центральной Азии, от решения которой во многом будет зависеть их будущая экономическая и geopolитическая значимость, а также значимость всего региона в целом.

В рамках первого из указанных направлений, а именно, ускорения внутрирегиональной транспортной интеграции, хотелось бы отметить необходимость реализации целого ряда мер экономического и политического характера. На наш взгляд, первоочередным условием фундаментального свойства должно стать контролируемое форсирование мероприятий, направленных на экономическую и промышленную интеграцию стран ЦА, преодоление внутренних диспропорций, дальнейшее развитие торговых связей и создание условий для взаимного инвестирования. Без данного базиса обеспечить полноценное развитие внутрирегиональных транспортных коммуникаций невозможно. Именно разветвленные хозяйствственные связи могут подтолкнуть к реальному, а не декларативному сотрудничеству в коммуникационной сфере [1,2].

Вторым условием, являющимся во многом технической производной от первого, является реализация мер по повышению качества эксплуатируемых транспортных коммуникаций и предоставляемых услуг, гармонизация законодательно-правовых баз. Необходимо отметить, что в транспортных стратегиях всех государств Центральной Азии создание благоприятной среды для национальных и иностранных грузоперевозчиков присутствуют в качестве ключевого пункта. Важность этого условия осознается всеми, что создает благоприятные предпосылки для активизации диалога на официальном уровне по вопросу гармонизации законодательных и правовых баз, в частности, в сфере тарифов и налогообложения.

Третьим условием развития интеграционных процессов в сфере транспортных коммуникаций является диверсификация доступов к мировым рынкам посредством развития новых маршрутов и коридоров.

К примеру, поставщик из Узбекистана при экспорте продукции в Европу

может в идеале воспользоваться пятью вариантами доставки грузов. Первые два варианта представляют собой порты на Каспии – туркменский Туркменбashi и казахский Актау и далее через или Астрахань или страны Южного Кавказа. Третий вариант – железнодорожный и автомобильный маршруты через Казахстан и Россию. Четвертый – через Туркменистан и Северный Иран. Пятый – вариант доставки по воздушным путям сообщения.

Важные задачи стоят и по развитию железнодорожных коммуникаций. Для обеспечения надежной и бесперебойной транспортировки пассажиров и грузов в 2015 году намечается реабилитация 260 километров железнодорожных путей. Предусмотрена реализация 13 инвестиционных проектов. Прежде всего таких, как строительство новой электрифицированной железнодорожной линии Ангрен-Пап протяженностью 124,1 километра, электрификация железнодорожного участка Мараканд-Карши протяженностью 140 километров и Карши-Терmez протяженностью 325 километров, реализация второго этапа строительства двухпутной электрифицированной железнодорожной линии Джизак-Янгиер.

**Актуальность темы.** Создание надежного и эффективного метода расчета прочности железобетонных конструкций при действии поперечных сил является актуальным и требует построения ясной физической модели работы железобетона, которая должна обеспечивать наглядность расчета, дать четкие представления о характере деформирования, причинах возникновения внутренних усилий и разрушения элемента.

В настоящее время в отечественной и зарубежной практике вопросу изучения железобетонных конструкций при действии на них поперечных сил посвящено большое количество экспериментальных и теоретических исследований. Главная причина этого заключается в сложности данной проблемы. В припорной зоне железобетонная балочная конструкция работает в условиях плоского напряженного состояния, при наличии нормальных и касательных напряжений, неупругих деформаций в арматуре и бетоне, большого количества нормальных и наклонных трещин, влияния поперечных сил в продольной арматуре и сил зацепления, возникающих в наклонной трещине при ее подвижке. Этим вопросам посвящены исследования: Барановой

Т.И., Белоброва И.К., Беспаева А.А., Бердичевского Г.И., Боргатина В.С., Боришанского М.С., Гвоздева А.А., Жарницкого В.И., Залесова А.С., Карпенко Н.И., Климова Ю.А., Маиляна Р.Л., Митрофанова В.П., Михайлова В.В., Ставрова Г.И., Ахматова М.А., Бабич Е.М., Лоскутова О.М., Мордича А.И., Петросяна А.В., Усенбаева Б.У. и др. Среди зарубежных следует отметить исследования Е. Мёрша, В. Дилгера, Р. Вальтера, Д. Валравена, Г. Кани, Ф. Леонгарда, П. Ригана, Х Тейлора и др. [15-25, 29-31, 33, 36, 38, 41, 45, 47, 52, 68-73].

Экспериментальному исследованию диаграмм « $\sigma$ - $\epsilon$ » бетона и арматуры посвящены работы таких авторов, как: Баженова Ю. М., Байкова В. Н., Белоброва И. К., Гвоздева А. А., Гениева А.Б., Дмитриева А.В., Митасова В.М., Мулина Н.М., Карпенко Н.И., Мадатяна С.А., Маиляна Л.Р., Михайлова В.В., Мухамедиева Т.А., Пирадова А.Б., Щербиной В. И., Яшина А. В., Мартинеза С., Нильсона А., Дилгера В., Коха Р., Ковальчука Р.и др.

Проклятым вопросом железобетона назвал проф. П. И. Васильев проблему расчета железобетонных конструкций на действие поперечных сил или, по терминологии Запада, - расчета на срез.

Действительно, всю вторую половину прошлого столетия многие десятки и сотни ученых и специалистов в Российской Федерации и за рубежом пытались решить эту проблему. Было выдвинуто большое количество различных подходов и моделей. Перечисление их авторов и краткое описание предлагаемых методов расчета заняли бы много десятков и даже сотен страниц. Однако удовлетворительного решения этой проблемы до сих пор не найдено.

Вместо того, чтобы дать описание, анализ и критику различных подходов, разумно обратиться к методам расчета, принятым в наиболее значимых нормативных документах, - нормах Российской Федерации, Американских нормах и Международных Европейских нормативных документах.

Среди вопросов теории железобетона наименьшая ясность о влиянии вида бетона имеется в расчете железобетонных конструкций по наклонному сечению. Несмотря на то, что этому вопросу посвящено значительное количество работ, до сего времени он не нашел окончательного решения как в нашей стране, так и за рубежом.

При этом особую сложность вызывает работа конструкций по наклонным сечениям при динамических воздействиях. Этот вопрос остается актуальным до настоящего времени как для действия статических, так и динамических нагрузок, поскольку результаты расчета по известным подходам не всегда согласуются с опытными данными. Следует отметить, что данный вопрос имеет большое практическое значение. В частности, при обследовании последствий землетрясений, было установлено, что большинство повреждений основных несущих конструкций транспортных сооружений происходит в приопорной зоне, в результате разрушения по наклонному сечению. Это указывает на необходимость изучения данной проблемы, что в свою очередь должно привести к снижению металлоемкости и трудоемкости изготовления конструкции.

Эта проблема охватывает практически все железобетонные конструкции, определяя количество поперечной арматуры, размеры поперечного сечения, способы армирования сложных конструктивных элементов. В зоне действия поперечных сил железобетонные элементы работают в условиях сложного напряженного состояния, при наличии нормальных и наклонных трещин, неупругих деформаций в бетоне и арматуре, при возможном нарушении сцепления между арматурой и бетоном. Все это вызывает большие трудности при решении задачи и заставляет использовать приближенные приемы расчета, что может привести либо к перерасходу материалов в железобетонных конструкциях, либо к их недостаточной надежности.

В работе будут также рассмотрены проблемы, связанные с расчетом железобетонных конструкций по наклонным сечениям при учете усилий в бетоне над наклонной трещиной, в продольной арматуре, пересекающей наклонную трещину, в поперечной арматуре, пересекающей наклонную трещину, и сил зацепления, действующих по берегам наклонной трещины.

Разработка новых расчетных моделей наклонных сечений железобетонных балок пролетного строения мостов из обычного тяжелого бетона и керамзитобетона для определения необходимой площади и шага поперечной арматуры являются важными и актуальными задачами.

В связи с этим целью данной работы являлась разработка практической

методики оценки несущей способности наклонного сечения железобетонных балок пролетного строения мостов из обычного тяжелого бетона и конструктивного керамзитобетона при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента с учетом силы зацепления берегов трещин и нагельного эффекта продольной арматуры для развития научных основ и положений по определению указанных характеристик и разработка экспериментально проверенной, удобной для практического использования методики расчета прочности их наклонного сечения.

**В работе приведены:**

1. Некоторые особенности расчета железобетонных балок пролетного строения мостов по наклонным сечениям;
2. Результаты численного эксперимента по моделированию реального процесса контактного взаимодействия берегов трещин в железобетонных образцах при сдвиге с применением программного комплекса MathCAD.
3. Анализ и обобщены теоретические и экспериментальные исследования несущей способности железобетонных изгибаемых элементов по наклонным сечениям, выполненные отечественными и зарубежными исследователями;
4. Разработаны практические рекомендации по расчету прочности наклонных сечений на основе проведенных исследований для железобетонных изгибаемых элементов мостов из обычного тяжелого бетона и конструктивного керамзитобетона при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента с учетом силы зацепления берегов трещин и нагельного эффекта продольной арматуры с учетом результатов исследований, выполненных отечественными и зарубежными исследователями.

**Научная новизна работы состоит в следующем:**

1. Обобщены экспериментальные данные и теоретические исследования последних лет с целью получения основы для разработки методики расчета конструкций, разрушающихся по наклонным сечениям с учетом силы зацепления в трещинах и нагельного эффекта продольной арматуре при сдвиге;
2. Усовершенствован метод расчета железобетонных изгибаемых конструкций по наклонным сечениям при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента с учетом силы зацепления в трещинах и

нагельного эффекта продольной арматуре при срезе.

#### **Практическое значение работы:**

1. Получены новые данные прочности наклонного сечения железобетонной балки пролетного строения мостов из обычного тяжелого бетона и конструктивного керамзитобетона при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента с учетом силы зацепления в трещинах и нагельного эффекта продольной арматуры при срезе.

2. Разработаны практические рекомендации по расчету прочности наклонных сечений железобетонных изгибаемых элементов мостов при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента с учетом силы зацепления берегов трещин и нагельного эффекта продольной арматуры повышает надёжности эксплуатации мостов и эстакад.

Результаты научно-исследовательской работы будут использованы при совершенствовании Республиканских нормативных документов по проектированию и строительству транспортных сооружений, а также при разработке и внедрении новых конструктивных решений транспортных сооружений Республики Узбекистан.

## **ГЛАВА I. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДА РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ МОСТОВ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ С УЧЕТОМ НАГЕЛЬНОГО ЭФФЕКТА ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ**

### **1.1. Некоторые особенности расчета железобетонных балок пролетного строения мостов по наклонным сечениям**

Для обоснования физической модели деформирования железобетона наклонных сечений были обобщены исследования различных авторов [45] о поведении материалов при статическом нагружении и влиянии различных факторов на форму диаграмм « $\sigma$ - $\varepsilon$ » бетона и арматуры.

Нами были обобщены данные о поведении отдельных компонентов наклонного сечения, определяющих сопротивление железобетонного элемента

при действии поперечных сил: бетона над наклонной трещиной, продольной и поперечной арматуры, пересекающей трещину, сил зацепления в наклонной трещине и проведены дополнительные экспериментальные исследования.

Сжатая зона бетона железобетонных балочных конструкций находится в условиях плоского напряженного состояния. Поперечные и продольные усилия, возникающие в сжатой зоне бетона ( $Q_b(t)$ ,  $N_b(t)$ ) определяются интегрированием нормальных и касательных напряжений по высоте сечения [45]:

$$Q_b(t) = \int_0^x b \cdot \tau_{xy}(y, t) \cdot dy; \quad N_b(t) = \int_0^x b \cdot \sigma_x(y, t) \cdot dy. \quad (1.1)$$

Анализ экспериментальных данных показывает, что разрушение железобетонного изгибающего элемента по наклонному сечению возможно по двум схемам: от среза или от сжатия сжатой зоны бетона.

Общей характеристикой механизма разрушения сжатой зоны является отношение предельных поперечных и продольных усилий в бетоне над трещиной  $Q_b^{np}(t) / N_b^{np}(t)$ .

Способность трещин передавать усилия среза играет большую роль во многих железобетонных конструкциях. На основании опытных данных Гвоздева А.А., Залесова А.С., Ильина О.Ф., Климова Ю.А., Митрофанова В.П., Титова И.А. Валравена Д., Маттоха А., Тейлора Р., Хоффбека Ж., Фенвика Р. проведен анализ развития касательных ( $\tau$ ) и нормальных ( $\sigma$ ) напряжений, возникающих в бетоне при смещении берегов трещины относительно друг друга. Установлено, что величина напряжений ( $\sigma$ ,  $\tau$ ) зависит от коэффициента трения, объемной доли заполнителя и его размеров, ширины раскрытия трещин ( $a_{crc}$ ) и сдвига ее граней ( $\Delta_{cd}$ ) [45].

С целью подтверждения и уточнения аналитических зависимостей определения касательных и нормальных ( $\sigma$ ,  $\tau$ ) напряжений, возникающих в бетоне по берегам трещины. Родевичем В.В. [45] были проведены аналогичные экспериментальные исследования двух серий опытных образцов из обычного тяжелого бетона при статическом и кратковременном динамическом нагружении. Образцы представляют собой призмы размером 200x200x600 мм с косыми вырезами (рис. 1.1.). Армирование образцов

одинаковое и выполнялось из условия обеспечения разрушения образца по продольной оси между вырезами. Образцы отличались величиной максимального зерна заполнителя бетона ( $d_{max}=16$  мм – для образцов 1-ой серии,  $d_{max}=32$  мм – для образцов 2-ой серии).



Продольные деформации бетона, подвижку берегов трещины и ширину раскрытия трещины измеряли механическими приборами. Результаты исследований представлены на рис. 1.2.

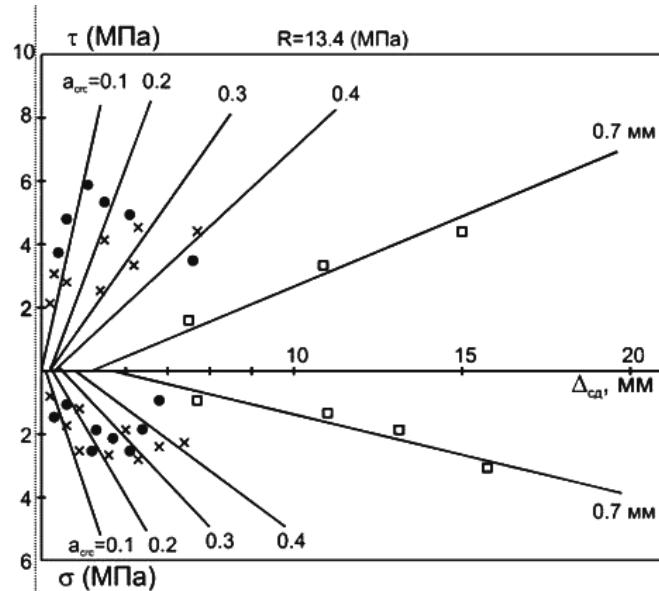


Рис. 1.2. Сравнение результатов экспериментальных данных с теоретическими зависимостями (2): • - исследования по [45], □ ×- по данным других опытов

Анализ результатов испытаний показал, что разрушающая нагрузка образцов 1-ой и 2-ой серий незначительно отличается друг от друга, и при величине заполнителя  $d_{max} = 16\dots 32$  мм (наиболее часто встречающиеся в практике проектирования) касательные и нормальные напряжения в трещине могут быть определены на основе теории бетонных «зубьев», предложенной Валравеном Д. по следующим зависимостям [45]:

$$\begin{aligned}\tau_{crc} &= \frac{-R_b}{30} + \left[ 1,8 \cdot a_{crc}^{-0.8} + (0,234 \cdot a_{crc}^{-0.707} - 0,2) \cdot R_b \right] \cdot \Delta_{cd} \\ \sigma_{crc} &= \frac{-R_b}{20} + \left[ 1,35 \cdot a_{crc}^{-0.63} + (0,191 \cdot a_{crc}^{-0.522} - 0,15) \cdot R_b \right] \cdot \Delta_{cd}.\end{aligned}\quad (1.2)$$

Динамический характер сопротивления при реализации сдвигового механизма движения трещины предлагается учитывать введением коэффициента динамического упрочнения к статической прочности бетона. Многие исследователи отмечают в продольной арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной помимо осевых усилий также изгибающих моментов и поперечных – нагельных – сил. Опыты Залесова А.С., Карпенко Н.И., Торяника М.С., Митрофанова В.П., Фортученко Ю.А., Валравена Д., Кемпа К., Джонсона Р., Ригана П., Чехавичуса Р. и других показали, что величина поперечной силы, воспринимаемой арматурой при срезе, в зависимости от ряда факторов может составлять от 10 до 74% разрушающей поперечной силы ( $Q_u$ ). Анализ теоретических предположений и опытных данных [45] позволил принять в зависимости от формы разрушения нагельного механизма расчетную модель для оценки сопротивления арматуры срезу.

Ниже приведем расчетные зависимости для расчета прочности наклонных сечений железобетонных балок.

В работе [45] рассматривается изгибаемая железобетонная конструкция прямоугольного сечения, работающая на поперечный изгиб под действием кратковременной динамической нагрузки интенсивностью  $P(t)$ .

Система дифференциальных уравнений для определения параметров конструкции, прогибов  $y(x,t)$ , расчетных кривизн  $\chi(x,t)$  в каждый момент времени принята в виде:

$$\begin{cases} B(x,t) \frac{d^4 y(x,t)}{dx^4} + m \frac{d^2 y(x,t)}{dt^2} - \frac{m \cdot B(x,t)}{C(x,t)} \frac{d^4 y(x,t)}{dx^2 dt^2} = P(x,t) - \frac{B(x,t)}{C(x,t)} \frac{d^2 P(x,t)}{dx^2}; \\ \chi(x,t) = \frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{d}{dx} [\lambda \cdot Q(x,t)] \end{cases} \quad (1.3)$$

где:  $B(x,t)$ ,  $C(x,t)$  – соответственно изгибная и сдвиговая жесткости конструкции, определяемые с учетом появления и развития трещин;  $m$  - погонная масса;  $\lambda$  - коэффициент, определяющий жесткость на сдвиг ( $\gamma_Q = -\lambda Q(x,t)$ , где:  $\gamma_Q$  - угол поворота волокон при поперечном сдвиге).

Расчет основан на методе конечных разностей с соответствующими граничными и начальными условиями для шарнирно опертой балки. В каждый момент времени, полученные из расчета [45] по нормальным сечениям функции прогибов, углов поворота, кривизн, сил инерции используются для определения напряженно-деформированного состояния и усилий в наклонных сечениях.

Для определения деформаций сечение по высоте балки разбивается с равным шагом на слои. Значения деформаций продольных волокон  $\varepsilon_x(y,t)$  в каждом сечении изгибаемой балки через их приращения за промежуток времени  $\Delta t$  будут равны:

$$\varepsilon_x(y,t) = \varepsilon_x(y, t - \Delta t) + \Delta \varepsilon_x = \varepsilon_x(y, t - \Delta t) + (y - y^*) \cdot \Delta \chi(x, t) \quad (1.4)$$

где:  $y$  - координата по высоте нормального сечения;  $y^*$  - координата мгновенного физического центра тяжести сечения.

Поведение конструкции моделируется в процессе её движения от начала приложения нагрузки до развития неупругих деформаций и разрушения. На первом этапе до появления трещин балка работает как условно упругий элемент (стадия I (упругая), Ia (упругопластическая до образования трещин)). В этих стадиях усилия в бетоне и арматуре определяются в соответствии с гипотезой плоских сечений для условно упругого материала. Напряжения в слоях конструкции определяются в зависимости от принятых аналитических диаграмм деформирования арматуры и бетона в сжатой и растянутой зонах.

С появлением сети трещин в зоне действия максимальных изгибающих моментов и переходом конструкции в стадию II (упругопластическая с

образованием нормальных трещин) напряженно-деформированное состояние балки изменяется незначительно. В этой стадии изгибающие моменты определяются путем интегрирования напряжений по высоте сечения:

$$M(x,t) = \int_x^h \sigma_b(y,t) \cdot y_b \cdot dy + \sigma_s(t) \cdot A_s \cdot h_0 + \\ + \sigma_{sc}(t) \cdot A_{sc} \cdot a_{sc} - \int_0^{h-x} \sigma_{bt}(y,t) \cdot y_{bt} \cdot dy \quad (1.5)$$

где:  $\sigma_b(y,t)$ ,  $\sigma_{bt}(y,t)$  - напряжения в сжатом и растянутом бетоне в соответствующем слое;  $\sigma_s(t)$ ,  $\sigma_{sc}(t)$  - напряжения в растянутой и сжатой арматуре;  $y_b$ ,  $y_{bt}$  - координата от точки, относительно которой определяется момент до центра соответственно сжатого и растянутого слоя с напряжениями  $\sigma_b(y,t)$ ,  $\sigma_{bt}(y,t)$ .

Высота сжатой зоны бетона  $x$  определяется из условия равновесия внутренних продольных усилий. До образования наклонной трещины поперечная сила воспринимается бетоном над нормальными трещинами.

Смещение граней блоков относительно друг друга и их взаимный поворот вызывает возникновение усилий в поперечной арматуре  $Q_{sw}(t)$ , нагельных сил в продольной арматуре  $Q_s(t)$  и сил зацепления бетона по берегам трещины  $F_{crc}(t)$ , которые определяются с учетом зависимости (1.4).

В этой стадии рассматривается наклонное сечение. Величина поперечной силы, воспринимаемой элементом  $Q(t)$  определяется по зависимости:

$$Q(t) = Q_b(t) + Q_{sw}(t) + Q_s(t) + F_{crc}(t) \cdot \sin \alpha \quad (1.6)$$

Составляющие уравнения (1.6) определяются на основе анализа деформационной модели приопорной зоны балки (рис.1.3).

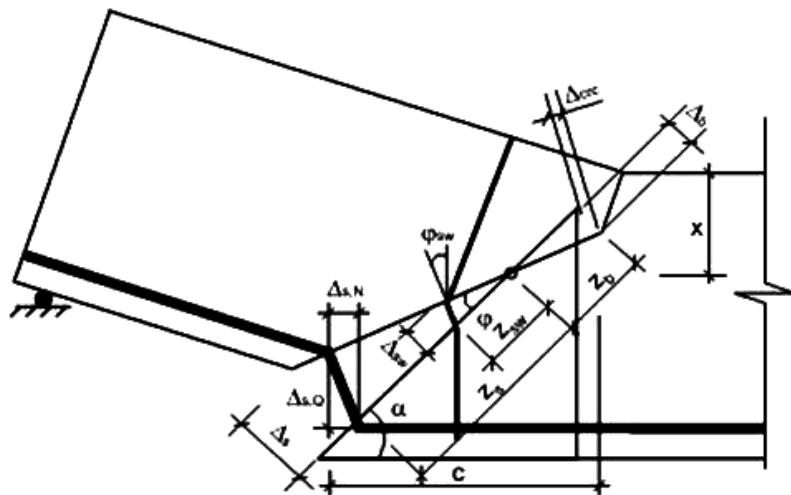


Рис. 1.3. Схема деформирования железобетонной балки с разрушением по наклонной трещине

Максимальное значение поперечной силы принято на основе исследований проф. Расторгуева Б.С., которые показывают, что в предельной стадии поперечная сила сохраняет близкое к постоянному значению  $Q_u(t)$ .

В стадии III рассматривается равновесие отдельного бетонного блока, разделенного нормальной и критической наклонной трещиной (рис. 1.4.).

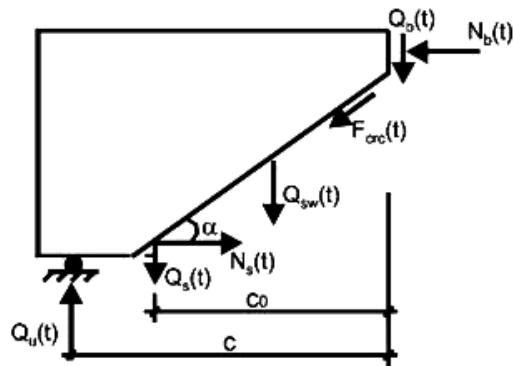


Рис.1.4. Схема действия усилий в приопорной зоне

Используя уравнения равновесия и дополнительные деформационные зависимости, определяемые из анализа деформационной модели приопорной зоны балки (рис. 1.3) составляется система уравнений (1.7), совместное решение которой позволяет определить предельное поперечное усилие, воспринимаемое элементом  $Q_u(t)$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s(t) - N_b(t) - F_{crc}(t) \cdot \cos \alpha = 0 \\ Q_b(t) + Q_{sw}(t) + F_{crc}(t) \cdot \sin \alpha + Q_s(t) - Q_u(t) = 0 \\ Q_u(t) \cdot (c - c_0) + Q_{sw}(t) \cdot \frac{c_0}{2} - N_b(t) \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + Q_b(t) \cdot c_0 = 0 \\ \frac{\Delta_b}{z_b} = \frac{\Delta_s}{z_s} \\ \frac{\Delta_b}{z_b} = \frac{\Delta_{sw}}{z_{sw}} \end{array} \right. \quad (1.7)$$

Условием разрушения конструкции является достижение в бетоне над наклонной трещиной сочетания напряжений на взаимно перпендикулярных площадках предельных значений по критерию прочности бетона при плоском напряженном состоянии, принятого с учетом скоростного нагружения. Переход конструкции из одной стадии в другую основан на деформационных критериях.

Анализируя деформирование опытных конструкций, можно отметить, что развитие деформаций продольной, поперечной арматуры и бетона по своему характеру и особенностям подобны как при статическом, так и кратковременном динамическом нагружениях. Наибольшее влияние на развитие деформаций оказало образование наклонных трещин. Так, в момент их образования и дальнейшего развития происходит перераспределение усилий в бетоне и арматуре, на сжатой грани бетона в некоторых случаях деформации замедляли свое развитие или переходили в деформации удлинения. В продольной арматуре происходило выравнивание значений деформаций в окрестностях критической наклонной трещины.

По данным [45] следует отметить различия в образовании критической наклонной трещины в первой, второй и третьей сериях. Если в первой серии магистральная трещина развивалась от опоры до места приложения нагрузки, то во второй и третьей сериях магистральная трещина развивалась по пути наименьшего сопротивления, то есть от верхнего правого угла проёма до места приложения нагрузки, и от левого нижнего угла проёма к опоре.

В следующем заключительном этапе работ (2011 год) будут проведены численные исследования прочности и деформативности железобетонных балок

пролетного строения мостов на основе разработанного метода и сравнены экспериментальные данные с теоретическими. Также будут проведены расчеты опытных балок согласно нормативной методики [3-10] и с использованием вычислительного комплекса MathCAD.

## **1.2. Анализ учета особенностей напряженно-деформированного состояния неразрезных железобетонных балок пролетного строения мостов при расчете их наклонного сечения**

Сопротивление железобетонных элементов совместному действию нескольких силовых факторов является одной из наиболее важных и не до конца решенной проблемой, как в теории железобетона, так и в реальном проектировании эффективных железобетонных конструкций. И если расчету прочности нормальных сечений железобетонных элементов в отечественной и зарубежной литературе уделено достаточно много внимания и публикаций, то расчету прочности наклонных сечений обычных и, особенно неразрезных железобетонных конструкций посвящено, крайне мало публикаций и расчет остается до сегодняшнего дня далеким от совершенства.

Поэтому, в нормах [37] с целью создания дополнительного запаса прочности было принято упрощенную расчетную схему при опорного участка пролетного железобетонного элемента, а также недостаточно обосновано, на наш взгляд, изъяты из расчетной формулы для  $Q_b$  коэффициенты  $\phi_n$  и  $\phi_f$ , уменьшено значение дифференцированного коэффициента  $\phi_{b2}$  с 1,5...2,0 для разных бетонов до 1,5 для всех бетонов. Выгодно в этом плане отличаются работы А.Н. Бамбуры, А.Б. Голышева, А.И. Давиденка и др. [25, 26, 32, 33, 37], которые с помощью деформационного метода способны через прочность нормальных сечений удовлетворительно определять прочность наклонных сечений обычных и предварительно напряженных стержневых элементов при наличии изгибающих моментов, поперечных и продольных сил.

Авторами работ [32] была выполнена работа с использованием теории математического планирования эксперимента, позволяющая теоретически обосновано получить исчерпывающей информации о качественном и

количественном влиянии исследуемых факторов на выходные параметры, как в отдельности, так и во взаимодействии, чего нельзя добиться при использовании традиционной методики. Ими на основании анализа априорной информации из литературных источников с учетом реальной возможности осуществления в качестве исследуемых выбраны факторы  $X_1$  - относительный пролет среза,  $a/h_o$ , который пропорционально изменялся от 1 до 3;  $X_2$  - класс бетона: В15, В25, В35;  $X_3$  - коэффициент поперечного армирования:  $\mu_{sw}=0,0018$  (2Ø3 BrI); 0,0032(2Ø4 BrI); 0,0050(2Ø5 BrI);  $X_4$  - коэффициент нижнего продольного армирования:  $\mu_{sh}=0,0101$  (2Ø10A500C); 0,0146 (2Ø12A500C); 0,0199 (2Ø14A500C);  $X_5$  - аналогичный коэффициент верхнего продольного армирования. Практика показала, что каждый из выбранных факторов может влиять на функцию выхода нелинейно.

Поэтому ее целесообразно аппроксимировать полиномом, например, второй степени. В связи с этим был принят пятифакторный трехуровневый план, обеспечивающий одинаковую точность прогнозирования выходного параметра в области, описываемой радиусом, равным 1 относительно «нулевой» точки. В работе [32] опыты в V серии дублируются двумя образцами-балками, имеющими вертикальные оси симметрии. Исходя из этого, каждый опыт, фактически, обеспечен четырьмя припорными участками с обязательным разрушением двух из них. Системность подхода к экспериментальным исследованиям заключается в том, что их результаты являются сопоставимыми по сериям и дополняющими друг друга, поскольку опытные образцы балки идентичны или сопоставимы по конструкции. Опытные образцы V серии представляют собой двухпролетные неразрезные балки с размерами 2840x180x100мм. Длина пролетов балки составляет  $8h_o+8h_o=2480$ мм, где  $h_o$  - рабочая высота сечения, равная 155мм как в пролетах, так и над средней опорой [32].

Опытные образцы-балки ими были изготовлены из обычного тяжелого бетона заранее подобранных и апробированных составов указанных классов на гранитном щебне фракций 5...10мм, кварцевом песке с модулем крупности 1,5. В качестве вяжущего использовали обычный портландцемент марки 400 без добавок. Перед изготовлением опытных балок на продольную сжатую и

растянутую арматуру одного из плоских каркасов были наклеены цепочки тензорезисторов КФ5П1-5-200 (с базой 5 мм), с соблюдением рекомендуемой заводом-изготовителем [32] технологии. Деформации бетона опытных образцов измеряли с помощью проволочных тензорезисторов с базой 50 мм, наклеенных по общепринятой методике на одну боковую отшлифованную поверхность балки, открытые поры которой до испытания были заделаны раствором, обладающим близким к основному составу бетона модулем упругости. Контроль деформаций бетона сжатой зоны и растянутой арматуры посередине пролета, под сосредоточенными силами и у опор осуществляли также с помощью индикаторов часового типа И-1...8 с ценой деления  $1 \cdot 10^{-3}$  мм, установленных с базой 100, 150 и 200 мм. Переход от измеренных в опыте деформаций к напряжениям в арматуре и бетона осуществляли с помощью полных диаграмм состояния бетона и арматуры.

В процессе и после образования условного пластического шарнира над средней опорой, который характеризуется текучестью верхней продольной арматуры балки и (или) раздроблением бетона сжатой зоны имеет место перераспределение внутренних усилий с резким увеличением изгибающего момента под сосредоточенными силами и удержанием стабильно максимального его значения над указанной опорой, что подтверждается исследованиями А.Н. Бамбуры [25] и др.

О влиянии исследуемых факторов на перераспределение усилий в нормальных сечениях неразрезной балки, т.е. на относительное приращение изгибающих моментов под сосредоточенными грузами в пролетах после образования условного пластического шарнира над средней опорой, можно судить по адекватной математической модели, разработанной авторами работ [32]

$$Y \frac{\Delta M_{np}}{M_{np}} = ,35 + 0,023X_1 - 0,071X_2 + 0,152X_3 + 0,198X_4 - 0,101X_5 - 0,113X_1^2 + + 0,047X_2^2 - 0,168X_3^2 + 0,202X_5^2 - 0,114X_1X_2 - 0,036X_2X_3 - 0,108X_3X_4 - 0,082X_3X_5 - \\ - 0,094X_4X_5, \quad \sum_{i=1}^{27} (\hat{Y}_i - \bar{Y}) = 0,0083; \quad \sigma = 0,018; \quad v = 5,1\%, \quad (1.8)$$

которую путем замены кодированных переменных на натуральные значения можно представить в виде

$$\frac{\Delta M_{np}}{M_{np}} = -0,578 + 0,760a/h_o - 0,001B - 522,8\mu_{sw} + 53,48\mu_{sh} - 175,65\mu_{sb} - 0,113(a/h_o)^2 - 65625,0\mu_{sw}^2 + 8413,16\mu_{sb}^2 - 0,011(a/h_o)B - 2,25\mu_{sw} + 13775,51\mu_{sw}\mu_{sh} - 10459,18\mu_{sw}\mu_{sb} - 3915,04\mu_{sh}\mu_{sb}. \quad (1.9)$$

Влияние исследуемых факторов на несущую способность наклонного сечения двухпролетных неразрезных железобетонных балок может быть охарактеризовано с помощью следующих математических моделей:

$$YF_u = 90 - 23,4X_1 + 13,4X_2 + 0,89X_3 + 12,9X_4 + 15,9X_5 + 16,5X_1^2 - 6,3X_1X_2 - 8,0X_1X_5 + 2,4X_2X_4 + 4,5X_2X_5, \text{ кН}, \\ (\text{коэффициент вариации } \upsilon = 5,7\%) \quad (1.10)$$

$$YQ_u = 79,1 - 30,7X_1 + 12,1X_2 + 1,0X_3 + 9,7X_4 + 15,7X_5 + 15,5X_1^2 - 6,5X_1X_2 - 8,0X_1X_5 + 1,8X_2X_4 + 4,8X_2X_5, \text{ кН}, \quad (\upsilon = 6,0\%) \quad (1.11)$$

$$YM_{pa3p}^{on} = 14,5 + 1,5X_2 + 3,8X_5 + 1,1X_2X_5, \text{ кНм} \quad (\upsilon = 5,3\%) \quad (1.12)$$

$$YM_{pa3p}^{ep} = 10,0 + 5,1X_1 + 1,4X_2 + 2,8X_4 + 1,5X_1X_4 + 0,5X_2X_4, \text{ кНм}, \\ (\upsilon = 5,1\%) \quad (1.13)$$

Так как достоверное определение длины опасной наклонной трещины  $c_o$  является одним из проблемных мест в теории железобетона, то относительная длина проекции опасной наклонной трещины  $c_o/h_o$ , по которой происходило разрушение, может быть представлена следующей математической моделью:

$$Yc_o/h_o = 1,37 + 0,56X_2 - 0,06X_2 + 0,07X_3 - 0,21X_4 + 0,17X_5 - 0,05X_5^2 - 0,05X_1X_2 + 0,07X_1X_3 - 0,15X_1X_4 + 0,12X_1X_5 - 0,05X_3X_4 + 0,05X_3X_5 - 0,03X_4X_5, \quad (\upsilon = 5,8\%) \quad (1.14)$$

С целью практического применения модель (1.14) целесообразно представить в виде обычного полинома путем замены кодированных переменных на натуральные:

$$c_o/h_o = -0,479 + 0,635a/h_o + 0,004B - 43,75\mu_{sw} + 56,81\mu_{sh} + 44,56\mu_{sb} - 2082,84\mu_{sb}^2 - 0,005a/h_oB + 43,75a/h_o\mu_{sw} - 30,61a/h_o\mu_{sh} + 24,49a/h_o\mu_{sb} - 6377,55\mu_{sw}\mu_{sh} +$$

$$+6377,55\mu_{SW}\mu_{SB}-1249,5\mu_{SH}\mu_{SB}. \quad (1.15)$$

Измеренные относительные величины «нагельного эффекта», воспринимаемые продольной арматурой:

- нижней

$$\begin{aligned} YQ_{SH}/Q_u = & 0,03-0,005X_1-0,003X_2+0,01X_4-0,004X_5-0,006X_1^2+0,008X_1X_2+ \\ & +0,003X_1X_3-0,006X_1X_4+0,005X_3X_4, \end{aligned} \quad (1.16)$$

- верхней

$$\begin{aligned} YQ_{SB}/Q_u = & 0,018-0,002X_2-0,002X_2+0,007X_5-0,003X_1^2-0,002X_2X_4- \\ & -0,003X_2X_5+0,004X_1X_3-0,004X_3X_5-0,003X_1X_5. \end{aligned} \quad (1.17)$$

подтверждают гипотезу о том, что при разрушении железобетонного элемента по наклонной трещине от преобладающего действия изгибающего момента, величина поперечной силы  $Q_s$ , воспринимаемая продольной сжатой и растянутой арматурой, весьма незначительна (меньше 5%) и ею в практических расчетах можно пренебречь.

Тогда прочность неразрезной железобетонной балки по наклонному сечению (опасной наклонной трещине) на действие изгибающего момента следует проверять по условию:

$$M \leq M_{sb} + M_{sw}, \quad (1.18)$$

где  $M$  – момент в наклонном сечении с длинной проекции  $c_o$  на продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно нижнего его конца (точки приложения равнодействующих сжимающих усилий в бетоне и нижней арматуре),  $M=Q_b c_o=(F-V_A)c_o$ ;

$M_s$  – момент, воспринимаемый верхней продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение (опасную наклонную трещину), относительно центра тяжести (рис.1.6) нижней продольной арматуры над средней опорой, практически, совпадающей с точкой приложения равнодействующей сжимающих усилий в указанной арматуре и окружающем ее бетоне:

$$M_{sb}=R_{sb}A_{sb}(h_o-a_H) \quad (1.19)$$

$M_{sw}$  – момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонного сечения (опасную наклонную трещину),

относительно точки О:

$$M_{sw}=0,5Q_{sw}c_o=j_{sw}R_{sw}A_{sw}c_0^2/2S, \quad (1.20)$$

где  $\varphi_{sw}$  – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения усилий в поперечных стержнях по длине опасной наклонной трещины и зависящий от соотношения исследуемых конструктивных факторов:

$$\hat{Y}_i J_{sw}=0,591+0,121 X_2-0,134 X_3+0,044 X_4+0,018 X_5-0,146 X_1 X_2+0,025 X_2 X_4. \quad (1.21)$$

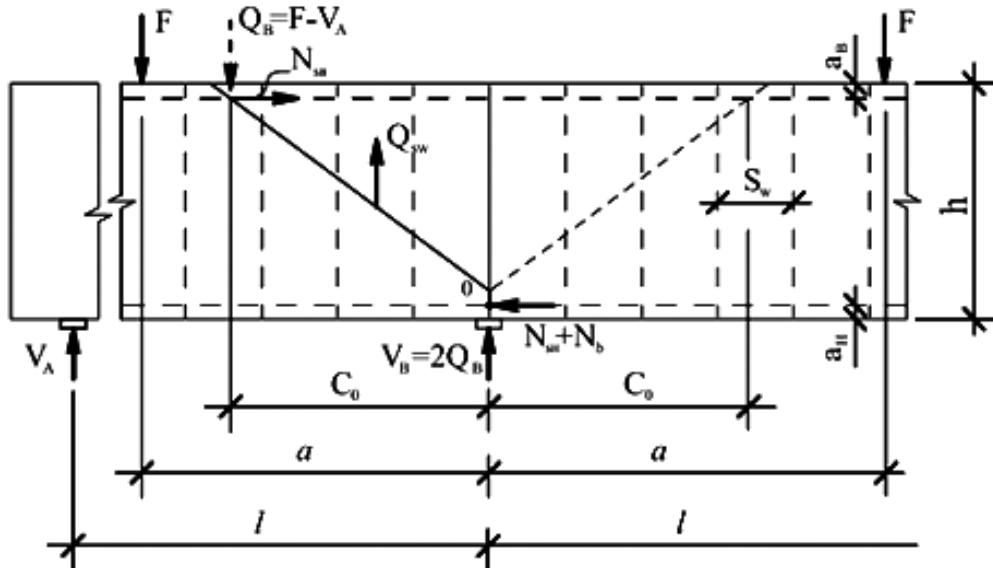


Рис.1.6. Расчетная схема усилий в наклонном сечении при опорном участке неразрезной железобетонной балки [32]

Этот коэффициент можно получить экспериментально при известных значениях  $Q_u$ ,  $M_s$ ,  $c_o$ ,  $q_{sw}$ . Согласно данным [32], в отличие от российских норм [26], в которых  $\varphi_{sw}=0,75$ , этот коэффициент является переменной величиной и в наибольшей степени зависит от количества поперечной арматуры (с его увеличением от  $\mu_{sw}=0,0018$  до  $\mu_{sw}=0,0050$  значение  $\varphi_{sw}$  снижается на 45%), а также прочности используемого бетона (с увеличением класса бетона от B15 до B35 значение  $\varphi_{sw}$  увеличивается на 41% по отношению к среднему значению  $\varphi_{sw}=0,591$ ).

Для возможности переноса полученных результатов на неразрезные балки других размеров математическую модель (3.21) целесообразно привести к простому полиному путем замены кодированных переменных на натуральные:

$$\begin{aligned}\varphi_{sw} = & 0,172 + 0,37a/h_o + 0,034B - 83,75\mu_{sw} - 3,78\mu_{sh} + 3,67\mu_{sb} - \\ & - 0,015(a/h_o)B + 0,51B\mu_{sh}.\end{aligned}\quad (1.22)$$

Значение разрушающей переменной силы на участке, примыкающем к средней опоре, определяем из условия (1.18):

$$Q_u = \frac{M}{c_0} = \left[ \frac{R_{sb}A_{sb}(h_0 - a_h)}{c_0} \right] + \left[ \frac{\varphi_{sw}R_{sw}A_{sw}c_0}{2s} \right]. \quad (1.23)$$

Достоверность полученных результатов по определению разрушающей поперечной силы косвенно подтверждаются исследованиями Дорошкевича Л.О. [33] и соблюдением известной дифференциальной зависимости:

$$\frac{dM(x)}{dx} = \frac{M_{on} - M_{np}}{a} = Q_x = Q_B, \quad (1.24)$$

где  $M_{on}$ ,  $M_{np}$  – измеренные по деформациям бетона и арматуры перед разрушением балки значения изгибающих моментов, соответственно, над средней опорой и в пролете под сосредоточенным грузом по деформационной модели или за действующим нормам с учетом перераспределения усилий.

Учитывая то, что знак момента  $M_{on}$  отрицательный для достижения оптимальной, т. е. одинаковой несущей способности нормального и наклонного сечений при опорного участка непереармированной неразрезной железобетонной балки необходимо найти с помощью известной дифференциальной зависимости максимально возможное значение поперечной силы  $[Q_b]$  при условии одновременного образования «пластических шарниров» над средней опорой и в пролете. Тогда из (1.24)

$$[Q_b] = \frac{[M_{on}] + [M_{np}]}{a}. \quad (1.25)$$

Необходимую площадь поперечной арматуры при заданном ее шаге  $s$  и продольном армировании находим из (3.23):

$$A_{sw} \geq \left[ \frac{[Q_b] - R_{sb}A_{sb}(h_o - a)}{c_o} \right] 2s / \varphi_{sw}R_{sw}c_o. \quad (1.26)$$

Требуемый шаг поперечной арматуры при заданной ее площади и известном продольном армировании определяем по зависимости:

$$S \leq (\varphi_{SW} R_{SW} A_{SW} c_o) / \left[ \frac{[Q_b] - R_{SB} A_{SB} (h_o - a)}{c_o} \right]_2. \quad (1.27)$$

Расчеты будут проведены с использованием вычислительного комплекса MathCAD.

### **1.3. Моделирование реального процесса контактного взаимодействия берегов трещин в железобетонных образцах при сдвиге**

Рассмотрим средний предполагаемый вклад частицы заполнителя произвольного  $R$  в величины контактных площадей  $F_x$  и  $F_y$ , учитывая, что зерна заполнителя может быть в топлено в один из берегов трещины на различную глубину  $u$  и что эта величина – случайная переменная на интервале  $0 \leq u \leq R$ . При  $a + u > R$  площадей контакта не образуется, при  $a + u < R$  наблюдается три характерных случая. Первый, когда при  $\delta < \delta_0$  контакта нет; второй, когда при  $\delta_0 < \delta < \delta_1$  площадь контакта растет с ростом  $\delta$ ; третий, когда при  $\delta > \delta_1$  площадь контакта, достигнув максимума, остается постоянной. Величины  $\delta_0$  и  $\delta_1$  определяются из выражений (рис. 3.8) [20].

$$\delta_0 = OA - OB = \sqrt{R^2 - u^2} - \sqrt{R^2 - (u + a)^2}; \quad (1.28)$$

$$x^2 + (R - a)^2 = R^2; \quad x = -\sqrt{2Ra - a^2}; \quad \delta_1 = \sqrt{2Ra - a^2}. \quad (1.29)$$

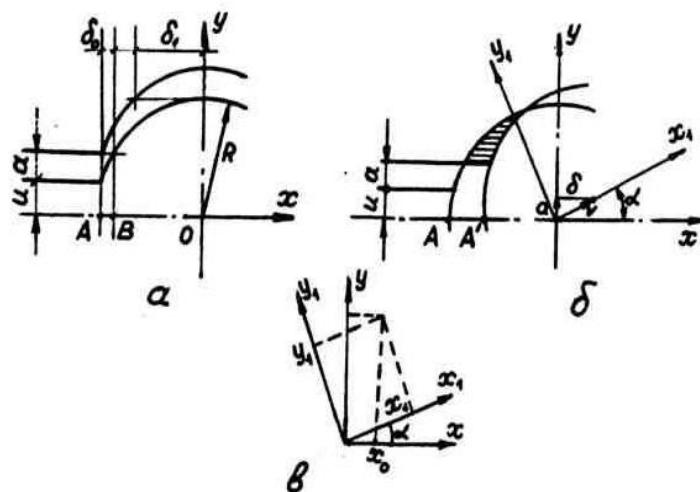


Рис 3.8 Схема расположения берегов трещины при  $a + u > R$  (a),  
контакта берегов трещины при  $a < R$  (б) и расчета координат при перемещении  
точки А (в)

Таким образом, для случая  $\delta < \delta_0$  контактные площади отсутствуют. Для случая  $\delta_0 < \delta < \delta_1$  при  $a < R$  в процессе контакта (рис. 3.8) точка А перемещается в новую позицию  $A'$ . Для расчета ее координат и в целях упрощения вычислений повернем систему координат  $XY$  на угол  $\alpha$  таким образом, чтобы произвольное смещение берегов характеризовалось не величинами ( $\delta$ ,  $\alpha$ ,  $a$  величинами ( $V$ , 0), где  $V = \sqrt{\delta^2 + a^2}$  (рис. 1.8, б). Тогда координаты  $A'$  должны удовлетворять условиям  $x_1^2 + y_1^2 = R^2$ ;  $x_1 = \frac{1}{2}V$  (рис. 1.8, в), откуда  $y_1 = \sqrt{R^2 - \frac{1}{4}V^2}$ . Соотношение между старыми и новыми координатами определяется выражениями  $x_0 = x_1 \cos \alpha - y_1 \sin \alpha$ ;  $y_0 = x_1 \sin \alpha + y_1 \cos \alpha$ .

Тогда координаты  $A'$  в осях  $X-Y$  будут равны

$$x_{A'} = \frac{1}{2}V \cos \alpha - \left( \sqrt{R^2 - \frac{1}{4}V^2} \right) \sin \alpha \quad (1.30)$$

$$y_{A'} = \frac{1}{2}V \sin \alpha + \left( \sqrt{R^2 - \frac{1}{4}V^2} \right) \cos \alpha \quad (1.31)$$

координаты А:

$$y_{A'} = u + a, \quad y_A = -\sqrt{R^2 - (u + a)^2} \quad (1.32)$$

Вычитая координаты А из координат А', получаем

$$\begin{aligned} f_y &= y_{A'} - y_A = \frac{1}{2} V \sin \alpha + \left( \sqrt{R^2 - \frac{1}{4} V^2} \right) \cos \alpha - u - a, \\ f_x &= x_{A'} - x_A = \frac{1}{2} V \cos \alpha + \\ &+ \left( \sqrt{R^2 - \frac{1}{4} V^2} \right) \sin \alpha + \sqrt{R^2 - (u + a)^2}. \end{aligned} \quad (1.33)$$

Учитывая, что  $V \sin \alpha = a$ ,  $V \cos \alpha = \delta$ , а  $V = \sqrt{a^2 + \delta^2}$ , найдем

$$\sin \alpha = \frac{a}{\sqrt{a^2 + \delta^2}}; \quad \cos \alpha = \frac{\delta}{\sqrt{a^2 + \delta^2}}. \quad (1.34)$$

Подставив в (3.33), получим

$$\begin{aligned} f_y &= \sqrt{R^2 - \frac{1}{4}(a^2 + \delta^2)} \frac{\delta}{\sqrt{a^2 + \delta^2}} - \frac{1}{2}a; \\ f_x &= \sqrt{R^2 - \frac{1}{4}(a^2 + \delta^2)} \frac{a}{\sqrt{a^2 + \delta^2}} + \sqrt{R^2 - (a + u)^2}. \end{aligned} \quad (1.35)$$

Для случая  $\delta_1 < \delta$  проекции площади контакта

$$f_y = R - (a + u), \quad f_x = \sqrt{R^2 - (a + u)^2}. \quad (1.36)$$

Полученные выражения для проекций площади контакта дают возможность применять их для кругового сечения радиусом R отдельного зерна заполнителя при переменном значении “ $a$ ”, “ $\delta$ ” и “ $u$ ”.

Перейдем к определению среднего вклада сечения в значения  $f_x$  и  $f_y$ , если величины  $\delta$  и  $a$  имеют произвольное постоянное значение. Зная этот вклад, можно найти общую, суммарную величину проекции  $\sum f_x$  и  $\sum f_y$  путем интегрирования доли всех отдельных круговых сечений на всем интервале изменения значения  $R$ . При этом необходимо учитывать те круговые

сечения, которые образуют площади контакта, находясь в наиболее выгодном положении относительно плоскости трещины. Очевидно, что такое положение имеет место при  $h=0$ . Если при этом круговое сечение не входит в контакт с противоположным берегом трещины, то оно исключается из рассмотрения. Таким образом, при наличии контакта должно соблюдаться условия  $R > a$ ; если  $R < a$ , то контакт отсутствует при любых значениях  $\delta$  даже при  $u=0$ . Если  $R_{\max} > a$  (т.е. если контакт не исключен вообще), то встает вопрос об учете отмеченных случаев контакта в оценке  $\sum f_x$  и  $\sum f_y$ . Минимальное граничное значение радиуса  $R_1$ , до которого круговое сечение должно увеличиться, чтобы имела место хотя бы одна точка контакта, можно вычислить для значений  $u = 0$  по формуле [20]

$$R_1 = \frac{a^2 + \delta^2}{2\delta}. \quad (1.37)$$

Величину  $R_2$ , дающую верхнюю границу изменения  $R$ , находим из:

$$R_2 < \frac{a^2 + \delta^2}{2\delta}. \quad (1.37a)$$

Можно видеть, что для  $\delta < a$  (случай А) величина  $R_2$  меньше, чем  $R_1$ , и третий характерный случай теряет свое значение. Таким образом, для  $\delta < a$  все круги с радиусами  $R_1 \leq R \leq R_{\max}$  участвуют в контакте (что, в свою очередь, определяется глубиной погружения  $u$ ). Однако если  $\delta > a$  (случай В), то  $R_2$  больше, чем  $R_1$ , и 2-й и 3-й характерные случаи контактного взаимодействия приобретают решающее значение. Далее необходимо отметить, что теперь граничное значение  $R_1$  не применимо, так как для  $R > a$  контакт всегда имеет место. Таким образом, для  $\delta > a$  все круги радиусом  $a \leq R \leq R_2$  участвуют в контактном взаимодействии (в зависимости от « $u$ »). Более того, все круги радиусом  $R_2 \leq R \leq R_{\max}$  также участвуют в контакте, и отмечается тенденция к его росту. Рассмотрим подробнее случаи А и В.

Случай А:  $\delta < a$ . Если при этом и возникает какое-либо контактное взаимодействие, то оно имеет при минимальном заглублении кругового

сечения  $u = 0$ . Найдем решение для верхней границы заглубления  $u_{\max}$ .

Для постоянных значений  $\delta$ ,  $a$  и  $R$  переменная  $u$  возрастает до тех пор, пока не остается хотя бы одна точка контакта, когда  $u = u_{\max}$ ,  $x_u = -\sqrt{R^2 - u^2}$ . Для того чтобы оставалась хотя бы точка контакта, достаточно удовлетворить условие, чтобы точка с координатами  $x_0$ ,  $y_0 \left( (x_0, y_0) = (\delta - \sqrt{R^2 - u^2}, u + a) \right)$  лежала на окружности. Тогда  $(u + a)^2 + (\delta - \sqrt{R^2 - u^2})^2 = R^2$  или  $2ua + (a^2 + \delta^2) = 2\delta\sqrt{R^2 - u^2}$ ; после возведения в квадрат обеих частей равенства получим

$$u^2(4a^2 + 4\delta^2) + 4ua(a^2 + \delta^2) + (a^2 + \delta^2)^2 - 4\delta^2 R^2 = 0, \quad (1.38)$$

откуда

$$u_{\max} := \frac{\frac{-1}{2} \cdot a \cdot (a^2 + \delta^2) + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{a^2 \cdot (a^2 + \delta^2)^2 - (a^2 + \delta^2) \cdot [(a^2 + \delta^2) - 4 \cdot a^2 \cdot \delta^2]}}{a^2 + \delta^2} \quad (1.39)$$

Таким образом, величины проекций контакта  $f_x$  и  $f_y$  определяются для интервала заглубления  $0 < u < u_{\max}$ . Функция плотности вероятности величины  $u$  равна  $p(u) = \frac{1}{R}$ . Отсюда ожидаемая величина среднего вклада окружностей радиусом  $R$  в проекции контакта  $f_x$  и  $f_y$  может быть представлена выражениями

$$\bar{f}_{yR} = \frac{1}{R} \int_{u=0}^{u=u_{\max}} f_{yR} du, \quad (1.40)$$

$$\bar{f}_{xR} = \frac{1}{R} \int_{u=0}^{u=u_{\max}} f_{xR} du, \quad (1.41)$$

Здесь  $f_{yR}$  и  $f_{xR}$  - проекции контакта для кругов радиусом  $R$  в соответствии с (1.30) и (1.31). Подставив (1.30) и (1.31) в (1.40) и (1.41), получим

$$\bar{f}_{yR} = \frac{1}{R} \int_0^{u_{\max}} \left[ \sqrt{R^2 - \frac{1}{4}(a^2 + \delta^2)} \frac{\delta}{\sqrt{a^2 + \delta^2}} - \frac{1}{2}a - u \right] du =$$

$$= \frac{1}{R} \sqrt{R^2 - \frac{1}{4}(a^2 + \delta^2)} \frac{\delta}{\sqrt{a^2 + \delta^2}} u_{\max} - \frac{1}{2} \frac{a}{R} u_{\max} \frac{1}{2} \frac{u_{\max}^2}{R}; \quad (1.42)$$

$$\begin{aligned} \bar{f}_{xR} &= \frac{1}{R} \int_0^{u_{\max}} \left[ \frac{1}{2} \delta - \sqrt{R^2 - \frac{1}{4}(a^2 + \delta^2)} \frac{a}{\sqrt{a^2 + \delta^2}} + \right. \\ &\quad \left. + \sqrt{R^2 - (u-a)^2} \right] du = \left[ \frac{1}{2} \delta - \sqrt{R^2 - \frac{1}{4}(a^2 + \delta^2)} \frac{a}{\sqrt{a^2 + \delta^2}} \right] \frac{u_{\max}}{R} + \\ &\quad + \frac{u_{\max} + a}{2R} \sqrt{R^2 - (a + u_{\max})^2} - \frac{a}{2R} \sqrt{R^2 - a^2} + \\ &\quad + \frac{R}{2} \arcsin \frac{a + u_{\max}}{R} - \frac{R}{2} \arcsin \frac{a}{R} \end{aligned} \quad (1.43)$$

Случай В:  $\delta > a$ . Видно, что для  $R > \frac{a^2 + \delta^2}{2a}$  вычисления будут

аналогичными. Для интервала  $a < R < \frac{a^2 + \delta^2}{2a}$  характерен случай

максимального контакта. Для случая «растущего» контакта окружность взаимодействует с противоположной поверхностью трещины, а величины  $u$  больше нуля и меньше верхнего предела. Легко видеть, что этот передел равен

$u = u_{\max} = R - a$ . Поставив для принятого интервала  $R$  величину  $\bar{f}_{yR}$  и  $\bar{f}_{xR}$  получим:

$$\bar{f}_{yR} = \frac{1}{R} \int_0^{R-a} (R-u-a) du = \frac{1}{2R} (R-a)^2 \quad (1.44)$$

$$\bar{f}_{xR} = \frac{1}{R} 0 \int_0^{R-a} \sqrt{R^2 - (u+a)^2} du \quad (1.45)$$

Заменив  $(u+a)$  на  $t$ , перепишем (1.45) в виде

$$\begin{aligned} \bar{f}_{xR} &= \frac{1}{R} \int_0^R \sqrt{R^2 - t^2} dt = \frac{1}{R} \left[ \frac{t^2}{2} \sqrt{R^2 - t^2} + \frac{R^2}{2} \arcsin \frac{t}{R} \right]_0^R = \\ &= \frac{\pi}{4} R - \frac{a}{2R} \sqrt{R^2 - a^2} - \frac{R}{2} \arcsin \frac{a}{R} \end{aligned} \quad (1.46)$$

Для интервала изменения  $R > \frac{a^2 + \delta^2}{2a}$  действительны формулы (1.40),

(1.41). Как уже было показано, для трещины единичной длины функция плотности вероятности для предполагаемого числа окружностей диаметром  $D_0$ , пересекаемых на этой длине, определяется выражениям (1.40 и 1.41). Общая суммарная длина проекций контакта в направлении  $X$  и  $Y$  от всех окружностей радиуса  $R$ , пересекаемых трещиной единичной длины, выразится в виде

$$\sum \bar{f}_{yR} = \int_{R_{\min}}^{R_{\max}} n(R) f_{yR} dR \quad (1.47)$$

$$\sum \bar{f}_{xR} = \int_{R_{\min}}^{R_{\max}} n(R) f_{xR} dR \quad (1.48)$$

Здесь  $n(R)$  определяется по формуле (1.19), а  $\bar{f}_{yR}$  и  $\bar{f}_{xR}$  - из (1.44) и (1.25) для случая, когда  $\delta < a$ , либо из (1.22) и (1.24), если  $\delta > a$ .

Ожидаемую величину суммы всех проекций контакта  $\sum f_x$  и  $\sum f_y$  для трещины единичной длины можно получить, суммируя доли кругов с величиной радиусов, обеспечивающих контактное взаимодействие, или иными словами, интегрируя выражения (1.47) и (1.48) по всему интервалу окружностей, обеспечивающих контакт с противоположной поверхностью трещины.

Случай А:  $\delta < a$ . Контактной взаимодействие имеет место если  $R > \frac{a^2 + \delta^2}{2\delta}$

или  $D > \frac{a^2 + \delta^2}{\delta}$ ; тогда

$$\sum \bar{f}_y = \int_{\frac{a^2 + \delta^2}{\delta}}^{D_{\max}} n(D) f_{yD} dD \quad (1.49)$$

$$\sum \bar{f}_x = \int_{\frac{a^2 + \delta^2}{\delta}}^{D_{\max}} n(D) f_{xD} dD \quad (1.50)$$

где  $D_{\max}$  - максимальный диаметр зерна заполнителя.

Функция плотности вероятности для ожидаемого числа круговых сечений диаметром  $D$ , которые также пересекаются трещиной длиной  $l$ , определяется по выражению:

$$n(D) = \frac{l(D)}{F} - \frac{\frac{P_c'(D)l}{1}}{\frac{1}{4}\pi D}. \quad (1.50a)$$

Для трещины единичной длины в плоскости  $Z$  это выражение запишем в виде:

$$n(D) = \frac{\frac{P_c'(D)l}{1}}{\frac{1}{4}\pi D}. \quad (1.50b)$$

Контактное взаимодействие отсутствует, если  $D_{\max} < \frac{a^2 + \delta^2}{\delta}$ , или, формулируя

по-другому, если  $\delta < \frac{1}{2}(D_{\max} - \sqrt{D^2 - 4a^2})$ . Оно также отсутствует, если

$$a > \frac{1}{2}D_{\max}.$$

Случай В:  $\delta > a$ . Контакт имеет место, если  $D > 2a$ . При этом необходимо различить случай максимального контакта для  $D < \frac{a^2 + \delta^2}{a}$  и «растущего»

контакта для  $D > \frac{a^2 + \delta^2}{a}$ . Тогда

$$\sum f_y = \int_{2a}^{\frac{a^2 + \delta^2}{a}} n(D) f_{yD}^- dD + \int_{\frac{a^2 + \delta^2}{a}}^{D_{\max}} n(D) f_{yD_2}^- dD \quad (1.51)$$

$$\sum f_x = \int_{2a}^{\frac{a^2 + \delta^2}{a}} n(D) f_{xD}^- dD_1 + \int_{\frac{a^2 + \delta^2}{a}}^{D_{\max}} n(D) f_{xD_2}^- dD \quad (1.52)$$

По формулам (1.49) – (1.52) определяется наиболее вероятная величина проекций линии контакта в направлениях  $X$  и  $Y$  для поверхности единичной длины. Поскольку плоскость сечения  $Z$  выбирается произвольно, проекции площади контакта  $F_x$  и  $F_y$  для трещины единичной длины и ширины находятся путем умножения величин  $\sum f_x$  и  $\sum f_y$  на эту единичную ширину. Подставив в (3.48), получим конечную систему уравнений, определяющих площади контакта в направлении осей  $X$  и  $Y$  для единичной площади поверхности трещины.

Случай А:  $\delta < a$ .

$$F_y = \int_{\frac{a^2 + \delta^2}{\delta}}^{D_{\max}} P_{ag} \frac{4}{\pi} F\left(\frac{D}{D_{\max}}\right) G_1(\delta, a, D) dD. \quad (1.53)$$

$$F_x = \int_{\frac{a^2 + \delta^2}{\delta}}^{D_{\max}} P_{ag} \frac{4}{\pi} F\left(\frac{D}{D_{\max}}\right) G_2(a, \delta, D) dD. \quad (1.54)$$

Случай В:  $\delta > a$ .

$$F_y = \int_{\frac{2a}{a^2 + \delta^2}}^{\frac{a^2 + \delta^2}{2a}} P_{ag} \frac{4}{\pi} F\left(\frac{D}{D_{\max}}\right) G_3(\delta, a, D) dD + \int_{\frac{a^2 + \delta^2}{2a}}^{D_{\max}} P_{ag} \frac{4}{\pi} F\left(\frac{D}{D_{\max}}\right) G_1(\delta, a, D) dD. \quad (1.55)$$

$$F_x = \int_{\frac{a}{a^2 + \delta^2}}^{\frac{a^2 + \delta^2}{a}} P_{ag} \frac{4}{\pi} F\left(\frac{D}{D_{\max}}\right) G_4(\delta, a, D) dD + \int_{\frac{a^2 + \delta^2}{a}}^{D_{\max}} P_{ag} \frac{4}{\pi} F\left(\frac{D}{D_{\max}}\right) G_1(\delta, a, D) dD, \quad (1.56)$$

где

$$G_1(a, \delta, D) = D^{-3} \left( \sqrt{D^2 - (a^2 + \delta^2)} \right) \frac{\delta(u_{\max} - au_{\max} - u_{\max}^2)}{\sqrt{a^2 + \delta^2}}; \quad (1.57)$$

$$\begin{aligned} G_2(a, \delta, D) = & D^{-3} \left( \delta - \sqrt{D^2 - (a^2 + \delta^2)} \right) \frac{a}{\sqrt{a^2 + \delta^2}} u_{\max} + \\ & + (u_{\max} + a) \sqrt{\frac{1}{4} D^2 - (a + u_{\max})^2} - a \sqrt{\frac{1}{4} D^2 - a^2} + \\ & + \frac{1}{4} D^2 \arcsin \frac{a + u_{\max}}{1/2 D} - \frac{D^2}{4} \arcsin \frac{2a}{D} ] dD. \end{aligned} \quad (1.58)$$

$$G_3(\delta, a, D) = D^{-3} \left( \frac{1}{2} D - a \right)^2; \quad (1.59)$$

$$G_4(\delta, a, D) = D^{-3} \left( \frac{\pi}{8} D^2 - a \sqrt{\frac{1}{4} D^2 - a^2} - \frac{D^2}{4} \arcsin \frac{2a}{D} \right) \quad (1.60)$$

где

$$\begin{aligned} F\left(\frac{D}{D_{\max}}\right) = & \rho_3 (1 - 1.065 \sqrt{D} \sqrt{D_{\max}} + 0.053 D^4 D_{\max}^{-4} + \\ & + 0.012 D^6 D_{\max}^{-6} + 0.045 D^8 D_{\max}^{-8} + 0.025 D^{10} D_{\max}^{-10}); \end{aligned}$$

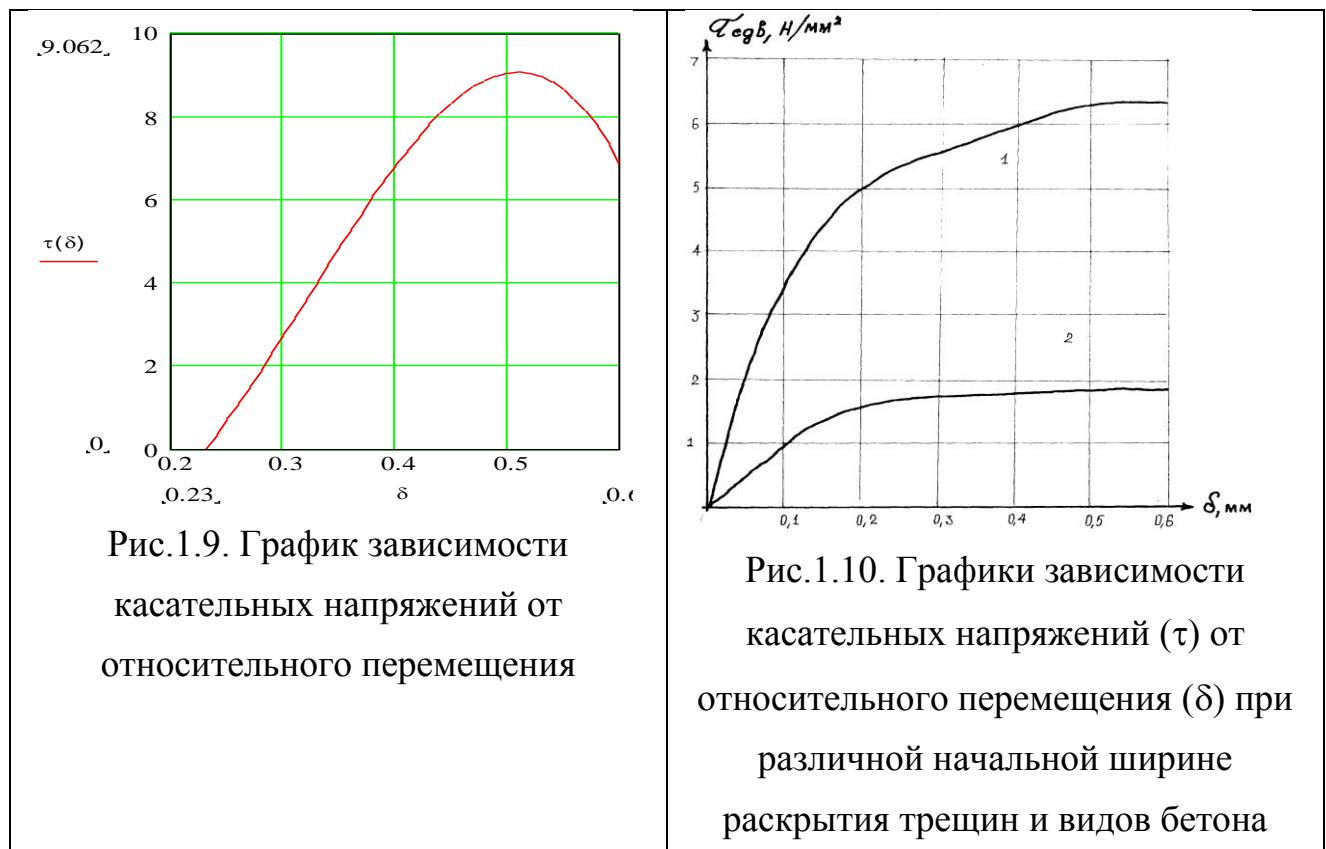
$u_{\max}$  - определяется по формулам (1.39);

$P_{ag}$  -объемное содержание заполнителя в бетоне.

Интегрирование (1.33) - (1.36) производится численными методами по специальной программе, реализуемой на ЭВМ.

Авторами сделана попытка моделирования реального процесса контактного взаимодействия берегов трещин в железобетонных образцах при сдвиге, приведенных в работах [15-19, 21, 23, 24], применением программного комплекса MathCAD.

Результаты расчетов приведены в рис.1.9.



Из графиков видно, что они с достаточно точно согласуются с экспериментальными данными и экспериментальными данными работ [15-19, 21, 23, 24] экспериментальными данными (рис.1.5).

#### 1.4. Выводы по главе I. Цель и задачи исследований

- Проведен анализ факторов, определяющих прочность наклонных сечений железобетонных балочных элементов. На основе этого анализа, опытных данных отечественных и зарубежных ученых разработана физическая

модель сопротивления железобетона по наклонному сечению.

2. Проблема сопротивления железобетонных элементов совместному воздействию изгибающих и поперечных сил, является одной из наименее изученных в теории железобетона. Поэтому проводимые исследования являются, безусловно, актуальными и востребованными.

3. Разработан метод расчета железобетонных изгибаемых конструкций по наклонным сечениям на основе нелинейных диаграмм деформирования бетона и арматуры с учетом трещинообразования в бетоне, усилий, возникающих по берегам наклонной трещины, а также поперечных усилий, воспринимаемых арматурой при срезе.

4. Предложенная инженерная методика позволяет на данном этапе развития науки о железобетоне удовлетворительно определять разрушающую поперечную силу в неразрезных балках, необходимое количество и шаг их поперечного армирования.

5. Моделирование реального процесса контактного взаимодействия берегов трещин в железобетонных образцах при сдвиге с применением программного комплекса MathCAD с достаточной точностью согласуются с экспериментальными данными.

6. Полученные результаты пополнят банк данных о работе изгибаемых железобетонных балок с учетом совместного действия изгибающего момента и поперечных сил с учетом сил зацепления в трещинах и нагельного эффекта продольной арматуры.

## **ГЛАВА II. АНАЛИЗ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННОГО СЕЧЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК МОСТОВ С УЧЕТОМ СИЛ ЗАЦЕПЛЕНИЯ И НАГЕЛЬНОГО ЭФФЕКТА ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ**

### **2.1. Анализ экспериментально-теоретических исследований прочности наклонного сечения железобетонных конструкций**

Развитие методов расчета прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил имеет большое народнохозяйственное значение. Эта проблема охватывает практически все железобетонные конструкции, определяя количество поперечной арматуры, размеры поперечного сечения, способы армирования сложных конструктивных элементов [47]. В зоне действия поперечных сил железобетонные элементы работают в условиях сложного напряженного состояния, при наличии нормальных и наклонных трещин, неупругих деформаций в бетоне и арматуре, при возможном нарушении сцепления между арматурой и бетоном. Все это вызывает большие трудности при решении задачи и заставляет использовать приближенные приемы расчета, что может привести либо к перерасходу материалов в железобетонных конструкциях, либо к их недостаточной надежности. В 1936 г. А.А.Гвоздевым и М.С.Боришанским был выдвинут метод расчета прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям, основанный на равновесии внешних и внутренних предельных усилий [27, 31]. Этот метод явился крупным шагом вперед по сравнению с расчетами железобетонных конструкций по главным растягивающим напряжениям, поскольку он позволил рассматривать не условные напряжения, а фактические усилия в наклонном сечении перед разрушением. Однако, при том состоянии исследований, внутренние предельные усилия были определены приближенно на основе эмпирических соотношений и не учитывали совокупности факторов, определяющих несущую способность железобетонного элемента. За прошедшие годы были проведены многочисленные экспериментальные и теоретические исследования сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил. В частности, работы, выполненные в НИИЖБе Госстроя А.А.Гвоздевым и А.С.Залесовым, позволили создать теорию прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям, основанную на оценке внутренних усилий в наклонном сечении, исходя из напряженно-деформированного состояния элемента [31]. На основе этой теории разработаны новые практические методы расчета прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил,

которые более правильно отражают работу железобетонных элементов и позволяют повысить расчетную несущую способность.

Существующие методы динамического расчета конструкций различаются, во-первых, по способу определения диаграмм сопротивления: теоретически, с использованием упругопластических диаграмм материалов, или экспериментально [47]. Во-вторых, по выбору расчетной модели конструкции: континуальной, переходящей в механизм в пластической стадии, или дискретной на основе конечно-элементных или конечно-разностных методов.

При этом особую сложность вызывает работа конструкций по наклонным сечениям при динамических воздействиях. Этот вопрос остается актуальным до настоящего времени как для действия статических, так и динамических нагрузок, поскольку результаты расчета по известным подходам не всегда согласуются с опытными данными. Следует отметить, что данный вопрос имеет большое практическое значение. В частности, при обследовании последствий землетрясений, было установлено, что большинство повреждений основных несущих конструкций зданий и сооружений происходит в припорной зоне, в результате разрушения по наклонному сечению. Это указывает на необходимость изучения данной проблемы, что в свою очередь должно привести к снижению металлоемкости и трудоемкости изготовления конструкции [47].

Следует отметить, что создание надежного и эффективного метода расчета прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям требует построения физической модели работы элемента при действии поперечных сил. Отражая качественную сторону метода, физическая модель призвана обеспечить наглядность расчета, дать четкие представления о характере деформирования, причинах возникновения внутренних усилий и разрушения элемента.

Повышение эффективности строительного производства невозможно без совершенствования проектирования конструкций, обеспечения их надежности, долговечности и экономичности. В равной степени это зависит от снижения

стоимости и трудоемкости технологических процессов, экономного использования материальных и энергетических ресурсов, применение новых усовершенствованных материалов и конструкций [34].

Ведущее место в капитальном строительстве на ближайшую перспективу сохранится за железобетонными конструкциями. Успешное решение поставленных задач требует широкого внедрения различных видов бетона, так как применение каждого из них дает наибольший экономический эффект лишь в определенных условиях.

Развитие железобетонных конструкций тесно связано с опережающим ростом конструкций из бетонов на пористых заполнителях, так как они, благодаря малой плотности и возможности использования местных материалов и отходов производства, позволяют существенно повысить технико-экономические показатели. Среди таких бетонов наибольшее распространение, как известно, имеет керамзитобетон, так как материалы для производства керамзита имеются практически повсюду.

Широкое применение железобетонных конструкций из различных видов бетона вызывает настоятельную необходимость развития и совершенствования методов расчета конструкций с учетом специфических особенностей материалов.

Среди вопросов теории железобетона наименьшая ясность о влиянии вида бетона имеется в расчете железобетонных конструкций по наклонному сечению. Несмотря на то, что этому вопросу посвящено значительное количество работ, до сего времени он не нашел окончательного решения как в нашей стране, так и за рубежом [15-21, 23-27, 29-32, 36-38, 44, 47, 48-86].

Анализ ранее выполненных работ показывает, что в настоящее время накоплен большой экспериментальный материал по прочности и трещиностойкости наклонных сечений элементов различного профиля из тяжелого бетона. Таких данных для элементов из легких бетонов при марке по средней плотности D1800 и менее и марке D1900 и более – значительно меньше. Данные о сопротивлении действию поперечных сил керамзитобетона

практически отсутствуют.

Все еще нет полной ясности о влиянии вида бетона на сопротивление изгибаемых элементов поперечной силе, так как практически отсутствуют опытные данные, полученные в одинаковых условиях и при единой методике испытания элементов из различных видов бетона. Не проводились так же исследования, выполненные одновременно по единой методике, на балках различной формы сечения из тяжелого, облегченного и легкого бетонов, которые позволяют путем прямого сопоставления получить более достоверные данные о влиянии вида бетона на величину предельной поперечной силы, момент трещинообразования и ширину раскрытия наклонных трещин в элементах различного профиля. В связи с этим, рекомендации [5] КМК 2.03.01–96 в отношении прочности и трещиностойкости наклонных сечений железобетонных элементов на некоторых видах пористых заполнителей из-за отсутствия достаточных экспериментальных данных приведены с излишней осторожностью. Вместе с тем, вызывает сомнение возможность распространения формулы норм для определения ширины раскрытия наклонных трещин в элементах из бетонов на пористых заполнителях, так как их трещиностойкость ниже.

До сих пор нет единого мнения в отношении степени влияния на прочность наклонных сечений относительного пролета среза, продольного армирования, формы поперечного сечения элементов и других факторов. Существующие предложения учитывают, как правило, лишь один из перечисленных факторов, а не их совместное влияние [15-21, 23-27, 29-32, 36-38, 44, 47, 48-86].

Указанного недостатка лишены новые расчетные модели НИИЖБ и НИИСКА, которые основаны на определении внутренних усилий, исходя из фактического напряженно-деформированного состояния в элементе. Однако, эти методики разработаны и проверены пока только для элементов из тяжелого бетона. Необходимо распространить их на элементы из других видов бетона.

С учетом изложенного, вполне очевидно, что без исследования перечисленных выше вопросов невозможно запроектировать большинство

изгибаемых элементов с заданной надежностью. Для восполнения указанных пробелов была поставлена задача, исследовать сопротивление действию поперечных сил изгибаемых элементов различной формы сечения, выполненных из различных видов бетона, и разработать рекомендации по совершенствованию методов расчета наклонных сечений с учетом особенностей физико-механических свойства этих бетонов [34].

Несущая способность по наклонным сечениям предварительно-напряженных железобетонных изгибаемых элементов, согласно действующим нормам, определяется по методу, разработанному М.С. Боришанским [27] для элементов без предварительного напряжения, развитому А.А.Гвоздевым, с последующими изменениями и дополнениями, внесенными для включения в нормы А.С.Залесовым [31]. Этот метод базируется на наиболее современной физической основе – уравнениях равновесия предельных усилий в наклонном сечении. Однако предельные усилия определяются приближенно, на основе эмпирических зависимостей; эмпирическая формула для определения поперечной силы, Непринимаемой бетоном сжатой зоны над наклонным сечением, не дает значений, близких к действительным; в расчетных формулах не учитываются многие физические и геометрические факторы, влияющие на несущую способность элементов в зоне действия поперечных сил, такие как: предварительное обжатие бетона, величина относительного расстояния от опоры до груза, схема загружения элемента внешней нагрузкой, форма поперечного сечения и др.; действие поперечных сил и изгибающих моментов в наклонных сечениях рассматривается раздельно [48]. В результате получаются значительные отклонения расчетных данных от опытных, которые приводят во многих случаях к излишнему расходу материалов, а в некоторых случаях к недостаточной надежности конструкции [48].

При совершенствовании и внедрении предварительно-напряженных железобетонных конструкций, поскольку перечисленные факторы недостаточно или вовсе не учитываются в расчете, их эффективность оказывается недостаточно полной. Методика расчета прочности по наклонным

сечениям, заложенная в действующих нормах не способствует совершенствованию предварительно-напряженных железобетонных конструкций. Необходим переход на качественно новый метод расчета прочности железобетонных изгибающихся элементов по наклонным сечениям с учетом усилий предварительного обжатия бетона [48].

Несмотря на усилия многочисленных исследователей методы расчета прочности предварительно-напряженных железобетонных изгибающихся элементов по наклонным сечениям, как в отечественных нормах, так и за рубежом остаются несовершенными.

Выявление и уточнение влияния перечисленных факторов даст возможность ответить на многие нерешенные вопросы, выявить действительную работу предварительно-напряженных изгибающихся элементов по наклонным сечениям и уточнить методику расчета.

## **2.2. Анализ экспериментально-теоретических исследований влияния качества бетона на долговечность и усталостную прочность наклонного сечения железобетонных конструкций**

**Долговечность бетона.** Некоторые факторы долговечности бетона связаны с усадкой и ползучестью, рассмотренными выше, другие также в значительной степени обусловлены свойствами применяемых заполнителей. Весьма важна, способность бетона противостоять многократному изменению температуры. Если разница между коэффициентами температурного расширения цементного камня и заполнителей велика, то при изменении температуры в бетоне могут развиваться значительные внутренние напряжения, аналогичные усадочным и иногда еще более опасные [28].

Многократные колебания температуры в процессе эксплуатации, вызывая появление внутренних напряжений, иногда знакопеременных, могут привести к «расшатыванию» структуры, образованию трещин в бетоне. Необходимо предвидеть возможные термические напряжения, уметь оценить последствия их действия.

Важным фактором долговечности бетона является его способность противостоять многократному попаременному увлажнению и высушиванию, вызывающему разбухание и усадку цементного камня. Интересный факт описан в США. Затонувшее судно с корпусом из керамзитобетона пролежало на дне моря более 30 лет. За это время морская вода проникла в бетон лишь на глубину в несколько миллиметров. Стальная арматура корпуса, имевшая защитный слой керамзитобетона 16 мм, не подверглась коррозии [28, 86, 87].

В строительстве гидротехнических сооружений накоплен уже большой опыт применения бетонов на пористых заполнителях. Керамзитобетон и аглопоритобетон успешно использованы в производстве напорных водопроводных труб.

Коррозию бетона при действии щелочей цемента на кремнезем заполнителя исследовали В. М. Москвин, Г. С. Рояк, А. М. Викторов и другие. Детальный анализ различных аспектов химической активности заполнителей дано в работе [28].

Для повышения долговечности бетона заполнители, активно взаимодействующие со щелочами, в цементных бетонах применяться не должны. Исключение составляют некоторые пористые заполнители, для которых в силу развитой поверхности, открытой пористости и надежности сцепления с цементным камнем такое взаимодействие, как показал опыт, не столь опасно. Описанные выше и другие эксплуатационные факторы с течением времени могут привести к постепенному ослаблению бетона, однако одновременно действует также фактор его упрочнения в силу продолжающейся годы и десятилетия гидратации цемента. Несомненно, долговечность бетона и бетонных конструкций связана с ростом прочности, компенсирующим ослабляющие эффекты.

**Бетон для мостовых сооружений.** Но все, же на сегодняшний день самым слабым местом, как, ни странно, стал бетон. Дело в том, что в климатических условиях Узбекистана существует сочетание целого ряда крайне неблагоприятных факторов. Природные процессы оказывают существенное влияние на состав цемента, а выделяемый автотранспортом углекислый газ вызывает кислотную коррозию бетона. Совокупность физико-химических воздействий на бетон приводит к его быстрому разрушению. Чтобы замедлить

процесс разрушения цементобетона, необходимо придать ему следующие свойства: непроницаемость для агрессивных реагентов, повышенную прочность и твердость поверхности, повышенную трещиностойкость, а также обеспечить достаточную морозоустойчивость и устойчивость к различного рода деформациям. Все эти свойства можно получить за счет использования чистоклинкерных цементов и формирования максимально плотной структуры цементного камня, с минимальным объемом проницаемых для жидкости пор и образованием капиллярно-прерывающих пузырьков в самом материале [89].

С целью удлинения срока эксплуатации бетона и формирования непроницаемой для жидкости структуры цементного камня, обязательным является использование при технологии изготовления цементных смесей специальных добавок – суперпластификаторов, которые являются своеобразными воздухововлекающими, замедляющими процесс схватывания цемента. Кроме того, укладка бетона должна осуществляться с использованием высокочастотной вибрации.

Важнейшим элементом технологии изготовления высокопрочного бетона является применение микрокремнеземистых наполнителей. Микрокремнезем активно используется при получении высокопрочного бетона и достаточно давно применяется в строительстве во всех странах мира. Первыми начали активно применять в качестве составляющей бетона микрокремнезем при возведении небоскребов американцы. В данном случае ядро здания, в котором прокладывались все коммуникационные сооружения, выполнялось из монолитного бетона [89].

Завершающий этап обслуживания мостовых конструкций – это защитные мероприятия, направленные на гидроизоляцию открытых поверхностей бетона, подвергающихся вредному воздействию среды. Всевозможные пропитки, обмазки, оклейки и так далее. И последнее, огромное значение имеет фактор режима твердения бетона: температура в теле бетона не должна превышать  $40^{\circ}\text{C}$ , а влажность должна быть не менее 90. Так получают высококачественный бетон [13, 14].

А теперь перейдем непосредственно к строительству мостовых конструкций. При приготовлении бетонов в самих бетонных узлах дополнительно появляется

множество факторов, которые оказывают непосредственное влияние на прочность и состояние бетонных сооружений. К таким факторам относятся: неточность дозировки составляющих бетонной смеси, загрязненность и запыленность местности, длительность времени транспортировки бетона от места приготовления к месту строительства (если в состав бетона не входят специальные добавки, которые замедляют время его схватывания, то качество бетона во время транспортировки значительно ухудшается, что приводит к нарушению режима твердения). Поэтому необходимо обеспечить контроль на всех технологических этапах приготовления, транспортировки, укладки и отвердения бетона.

Мирсаяпов И.Т. в работе [36] привел результаты экспериментально-теоретических исследований влияния качества бетона на долговечность и усталостную прочность железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил.

Таким образом, в элементах с малым пролетом среза между точками приложения опорных реакций и груза, а в элементах с средним и большим пролетами среза – над критической наклонной трещиной образуется наклонный сжимающий силовой поток. Как известно, при смятии, как и при местном сжатии, под грузовой площадкой небольшой ширины образуется клин уплотнения, который находится в условиях двухосного сжатия.

Итак, начальные микротрещины могут появиться в бетоне либо еще до внешнего загружения на контакте между матрицей и крупным заполнителем в результате усадки бетона, либо при малой внешней нагрузке из-за сильной концентрации напряжений около пор в матрице. Поэтому с момента, когда уровень сжимающих напряжений  $\sigma_{1c}^{\max}$ , действующих в пределах наклонного сжимающего силового потока, становится больше, чем нижняя граница микротрецинообразования, от микропор в теле бетона или усадочных микротрещин по линии действия растягивающих напряжений  $\sigma_{2t}^{\max}$  в средней зоне “растяжение–сжатие” образуются и развиваются микротрещины отрыва, которые с увеличением количества циклов нагружения объединяются в макротрещину отрыва вдоль оси силового потока. Таким образом, усталостное

разрушение и нелинейное деформирование бетона при циклическом нагружении характеризуется образованием и развитием микро- и макротрещин, инициатором которых являются указанные дефекты структуры бетона. При этом усталостная трещина проходит два периода: период зарождения трещины и период распространения трещины до критических размеров. Длительность периода зарождения трещины в бетоне, т.е. инкубационного периода, составляет в зависимости от качества бетона и уровня нагрузки 30...90 % общей долговечности. Усталостное разрушение в пределах наклонного сжимающего силового потока происходит в тот момент, когда трещины отрыва внутри потока достигают критической длины. Поэтому объективную усталостную прочность сжатой зоны необходимо определять в зависимости от длины макротрещины отрыва  $l_I(t)$ . В связи с этим предел выносливости бетона в наклонной сжатой полосе в элементах с малым пролетом среза можно представить в виде [36]:

при  $\frac{l_{\text{sup}}}{h_0}$  развивается только одна макротрещина отрыва, вдоль оси сжимающего потока, т.е. раскалывание происходит только по одной плоскости и поэтому

$$R_{b1}(t) = \frac{K_{Icf}}{\sqrt{\pi \cdot l_I(t) \cdot Y_I(l) \cdot \sin 2\varphi}} \left( \frac{\sqrt{c_0^2 + h_0^2}}{l_{\text{sup}} \cdot \sin \alpha} - ctga - tg \varphi \right) + R_{sh,rep} \cdot tg \varphi \quad (2.1)$$

развиваются две макротрещины отрыва вдоль границ ядра сжатия, т.е. раскалывание происходит по двум плоскостям и поэтому

$$R_{b1}(t) = \frac{2K_{Icf}}{\sqrt{\pi \cdot l_I(t) \cdot Y_I(l) \cdot \sin 2\varphi}} \left( \frac{\sqrt{c_0^2 + h_0^2}}{l_{\text{sup}} \cdot \sin \alpha} - ctga - tg \varphi \right) + R_{sh,rep} \cdot tg \varphi \quad (2.2)$$

где  $K_{Icf}$  – критический коэффициент интенсивности напряжений бетона при циклическом нагружении;

$l_I(t)$  – текущая длина трещины отрыва в наклонном сжимающем силовом потоке;  $Y_I(l)$  – функция, учитывающая геометрическую форму и схему загружения;  $\varphi$  – угол внутреннего трения бетона;  $l_{\text{sup}}$  – ширина грузовой и опорной пластин.

В элементах со средним пролета среза предел выносливости бетона сжатой зоны определяем как

$$R_{b3}(t) = \frac{2K_{Icf} \cdot H_c}{\sqrt{\pi \cdot l_I(t)} \cdot Y_I(l) \cdot \sin 2\phi \cdot l_{sup} \cdot \sin \alpha} + (R_{sh,rep} - \tau) \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (2.3)$$

В изгибающихся элементах без поперечной арматуры при больших пролетах среза пределы выносливости бетона сжатой зоны при сжатии  $R_{b,rep}$  и при сдвиге  $R_{sh,rep}$  для плоского напряженного состояния определяем как функцию от объективной (остаточной) прочности в направлении действия усилия  $N_{R2}^{\max}$

$$R_{b,rep} = R_{b2}(t) \cos \gamma; \quad R_{sh,rep} = R_{b2}(t) \sin \gamma; \quad (2.4)$$

Объективную усталостную прочность бетона  $R_{b2}(t)$  в элементах без поперечной арматуры определяем как

$$R_{b2}(t) = \frac{1,5 \cdot K_{I,cf}}{\lambda \cdot \xi_1 \cdot Y_I(l) \cdot \sin 2\phi \cdot \sqrt{\pi \cdot l_I(t)}} + R_{sh,rep} \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (2.5)$$

где  $\lambda, \xi_1$  – коэффициент пластичности бетона и относительная высота сжатой зоны бетона в нормальном сечении в конце пролета среза.

Наличие поперечной арматуры отражается на характере развития макротрещин отрыва в наклонном сжимающем силовом потоке, а, следовательно, и на величине объективной прочности, так как стержни, пересекающие макротрещины отрыва в наклонном сжимающем силовом потоке, оказывают сдерживающее влияние в их развитии.

Влияние поперечной арматуры учтем заменой  $K_{Icf}$  в (2.1) – (2.5) на  $K_{Icf} + K_{Is}$ , где  $K_{Is}$  – коэффициент интенсивности напряжений, характеризующий сдерживающее влияние поперечной арматуры на развитие трещины отрыва, т.е. коэффициент, учитывающий влияние усилий в поперечной арматуре на интенсивность напряжений в вершине трещины. Поэтому в элементах с поперечной арматурой развитие макротрещины отрыва в сжимающем силовом потоке является плавным.

После образования критической наклонной трещины под воздействием усилия  $\sigma_s^{\max}(t) \cdot A_s$  в продольной арматуре в месте пересечения с критической

наклонной трещиной происходит ее выдергивание из бетона. Поэтому объективную усталостную прочность бетона под выступами, а, следовательно, и силы зацепления выступов арматуры о бетон нужно определить как функцию длины конусообразных трещин  $l(t)$ , которая постоянно увеличивается с увеличением количества циклов нагружения. С учетом этого объективную усталостную прочность анкеровки после приложения  $N$  циклов нагружения представим в виде [36]:

Для вертикальных выступов

$$R_{an}(t) = \frac{8K_{cf} \cdot s_r \cdot l_{an} \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\sqrt{\pi \cdot l(t) \cdot d^2 \cdot \sin \varphi_k}} (d + 2c_r + s_r \cdot \cos \varphi_k), \quad (2.6)$$

для наклонных выступов

$$R_{an}(t) = \frac{8K_{cf} \cdot c_r \cdot (d + c_r) \cdot A_t \cdot l_{an} \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{\sqrt{\pi \cdot l(t) \cdot d^2 \cdot A_c \cdot \sin \alpha_r \cdot \sin^2 \varphi_k}}, \quad (2.7)$$

где  $d$ ,  $c_r$ ,  $s_r$  – геометрические характеристики арматуры периодического профиля;  $K_{cf}$ ,  $l(t)$  – критический коэффициент интенсивности напряжений бетона при циклическом нагружении и текущая длина трещины в бетоне под выступами арматуры;  $l_{an}$  – длина анкеровки продольной арматуры;  $\varphi_k$  – угол клина;  $\alpha_r$  – угол наклона выступов арматуры.

Как видно из (2.1) – (2.7), объективная прочность бетона сжатой зоны в припорной зоне и анкеровки продольной арматуры за критической наклонной трещиной при циклическом нагружении имеют переменную величину в зависимости от длины трещин  $l_I(t)$  и  $l(t)$  в бетоне и коэффициента интенсивности напряжений бетона при циклическом нагружении  $K_{cf}(t)$ . В сжатой зоне железобетонного элемента и под выступами арматуры при  $\{l_I(t)\}$  и  $l(t)\} \rightarrow 0$  объективная прочность приближается к теоретической прочности. Но в структуре бетона еще до загружения существует большое количество дефектов первого и второго рода. Поэтому  $\{l_I(t)\}$  и  $l(t)\} \neq 0$  и техническая прочность бетона и железобетонного элемента всегда меньше теоретической. Таким образом,  $l_I(t)$  и  $K_{cf}(t)$  являются показателями качества и долговечности бетона, а, следовательно, и железобетонного элемента. При  $l_I(t) \rightarrow \min$  и

$K_{cf}(t) \rightarrow \max$  имеем оптимальную структуру бетона. Влияние технологических факторов на качество бетона и надежность железобетонного элемента согласно можно охарактеризовать следующей зависимостью

$$K_{IC} = -0,015 + 0,001R_z + 0,133 \frac{C}{W} + 0,006R_c - 0,08W_1 - 0,583K_z, \quad (2.8)$$

где  $R_z, R_c, W_1, K_z$  – соответственно, прочность заполнителя, активность цемента, влажность бетона, количество крупного заполнителя в единице объема бетона.

### **2.3. Расчет прочности наклонного сечения железобетонных балок мостов с учетом сил зацепления и нагельного эффекта продольной арматуры**

Ниже будут рассмотрены проблемы, связанные с расчетом железобетонных конструкций по наклонным сечениям при учете усилий в бетоне над наклонной трещиной, в продольной арматуре, пересекающей наклонную трещину, в поперечной арматуре, пересекающей наклонную трещину, и сил зацепления, действующих по берегам наклонной трещины. В основу расчета положены рекомендации, приведенные в «Краткие заметки о расчете железобетонных конструкций на действие поперечных сил» [34] с учетом некоторых дополнений для железобетонных конструкций мостов.

**Расчет по нормативным документам.** В нормах РФ была принята методика расчета по предельным усилиям в наклонных сечениях. Предельные усилия в наклонном сечении включают предельную поперечную силу, воспринимаемую бетоном, и предельную поперечную силу, воспринимаемую поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение. Предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении, определяется по полуэмпирической зависимости, обратно пропорциональной длине проекции наклонного сечения на продольную ось элемента, предельная поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой, определяется по полуэмпирической зависимости, прямо пропорциональной длине проекции наклонного сечения на продольную ось элемента.

Расчетные условия прочности на действие поперечных сил могут быть представлены в следующем виде:

для элементов без поперечной арматуры

$$Q \leq Q_b; \quad (2.9)$$

для элементов с поперечной арматурой

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (2.10)$$

где  $Q$  – поперечная сила, действующая в наклонном сечении, другими словами, равнодействующая всех поперечных сил, действующих по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

$Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении

$$Q_b = \frac{\varphi_b R_{bt} b h_0^2}{c} \quad (2.11)$$

$Q_{sw}$  – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{swc}. \quad (2.12)$$

Здесь представлена только основная структура расчетных зависимостей.

Расчетные условия прочности бетона между наклонными сечениями и по наклонным сечениям на действие момента не рассматриваются.

В Американских нормах была принята методика по предельным усилиям на срез. Предельные усилия на срез включают предельную поперечную силу, воспринимаемую бетоном, и предельную поперечную силу, воспринимаемую поперечной арматурой. Предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном, определяется по эмпирической зависимости, связанной с соотношением поперечной силы и изгибающего момента от внешней нагрузки в нормальному сечении, рассматриваемом на срез, и относительным содержанием продольной растянутой арматуры в этом сечении. Предельная поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой, определяется по полуэмпирической зависимости, принимая поперечную арматуру в пределах участка, равного рабочей высоте поперечного сечения по длине элемента.

Расчетные условия прочности на срез в обозначениях, принятых в отечественных нормативных документах, могут быть представлены в следующем виде:

для элементов без поперечной арматуры

$$Q \leq Q_b; \quad (2.13)$$

для элементов с поперечной арматурой

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (2.14)$$

где  $Q_b$  – усилие, воспринимаемое бетоном

$$Q_b = \left( \varphi_1 \sqrt{R_b} + \varphi_2 \frac{A_3}{bh_0} \frac{Q}{M} h_0 \right) bh_0 \quad (2.15)$$

$Q_{sw}$  – усилие, воспринимаемое поперечной арматурой

$$Q_{sw} = q_{sw} h_0; \quad (2.16)$$

$Q$  и  $M$  – поперечная сила и изгибающий момент в нормальном сечении.

Здесь также представлена только основная структура расчетной зависимости.

В Международных Европейских нормах расчет на действие поперечных сил (расчет на срез) был принят на основе стержневой модели, состоящей из наклонных растянутых и сжатых стержневых элементов. Предельные усилия в наклонных сжатых элементах, воспринимаемые бетоном, определяются по полуэмпирической зависимости, связанной с углом между сжатыми и растянутыми стержневыми элементами, предельные усилия в наклонных растянутых стержневых элементах, воспринимаемые поперечной арматурой, определяются по полуэмпирической зависимости, также связанной с углом между сжатыми и растянутыми стержневыми элементами. При этом поперечная сила от внешней нагрузки не должна превосходить как предельную поперечную силу, воспринимаемую сжатым стержневым элементом, так и предельную поперечную силу, воспринимаемую растянутым стержневым элементом.

Расчетное условие прочности в обозначениях, принятых в отечественных нормативных документах, может быть представлено в следующем виде:

для элементов без поперечной арматуры

$$Q \leq Q_b; \quad (2.17)$$

для элементов с поперечной арматурой

$$Q \leq Q_{sw}; \quad (2.18)$$

где  $Q_b$  – усилие, воспринимаемое бетоном

$$Q_b = \varphi_b \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{h_0}} \right) \cdot \left( 100 \cdot \frac{A_3}{bh_0} R_b \right)^{1/3} bh_0 \quad (2.19)$$

$Q_{sw}$ , усилие, воспринимаемое поперечной арматурой

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{swc}; \quad (2.20)$$

$Q$  – поперечная сила в нормальном сечении.

Здесь также представлена только основная структура расчетных зависимостей.

Из изложенного можно видеть, что методы расчета железобетонных конструкций на действие поперечных сил, представленные в наиболее значимых нормативных документах – в нормах РФ, Американских нормах и в Международных Европейских нормативных документах, существенно отличаются друг от друга.

В нормах РФ рассматривается модель наклонных сечений, между тем как в Международных Европейских нормативных документах, рассматривается стержневая модель.

В нормах РФ и в Американских нормах предельная несущая способность по поперечной силе определяется как сумма предельных поперечных сил, воспринимаемых бетоном и поперечной арматурой, в то время как в Международных Европейских нормативных документах предельная несущая способность по поперечной силе оценивается независимо друг от друга по бетону и по поперечной арматуре.

В нормах РФ предельная поперечная сила определяется в зависимости от проекции длины наклонного сечения на продольную ось элемента, в то время как в Американских нормах предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном, определяется в зависимости от соотношения поперечной силы и изгибающего момента, а также в зависимости от относительной величины продольной растянутой арматуры.

В нормах РФ предельная поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой, определяется на длине проекции наклонного сечения, в Американских нормах – на длине, равной рабочей высоте сечения, в Международных нормативных документах – на длине, связанной с углом между растянутыми и сжатыми стержневыми элементами.

Такое различие в методах расчета, очевидно, приводит и к различным результатам расчета, а также, очевидно, требует дальнейших усилий в направлении совершенствования методов расчета железобетонных элементов на действие поперечных сил. Расчет прочности наклонного сечения железобетонных балок мостов с учетом сил зацепления и нагельного эффекта продольной арматуры приведен в приложение 1.

**Некоторые дополнительные замечания.** Очевидно, могло бы быть рассмотрено решение исходя только из уравнений равновесия без использования деформационной зависимости.

Например, для элементов без поперечной арматуры из уравнения равновесия моментов относительно равнодействующей усилий в бетоне над наклонной трещиной получим усилия в продольной арматуре

Аналогичный расчет можно выполнить и для элементов с поперечной арматурой.

Альтернативой является полный учет деформаций укорочения, удлинения и сдвига в бетоне над наклонной трещиной, в арматуре, пересекающей наклонную трещину, и в самой наклонной трещине поперек и вдоль наклонного сечения.

Другим подходом к расчету является использование так называемой двухблочной или трехблочной модели, включающей блок, выделяемый наклонным сечением, блок, выделяемый нормальным сечением, проходящим через вершину наклонного сечения, и промежуточный блок, расположенный между наклонным и нормальным сечениями.

В целом расчет производится следующим образом.

Рассматриваются различные положения начала наклонного сечения по длине элемента с соответствующими значениями поперечной силы и момента в нормальном сечении, проходящем через начало наклонного сечения.

Для каждого положения начальной точки наклонного сечения рассматриваются различные положения наклонного сечения с различной длиной проекции наклонного сечения на продольную ось элемента.

Определяется наиболее опасное положение наклонного сечения по длине элемента и по длине проекции наклонного сечения, по которому оценивается

прочность железобетонного элемента на действие поперечных сил и изгибающих моментов.

## 2.4. Выводы по главе II

Несмотря на усилия многочисленных исследователей методы расчета прочности предварительно-напряженных железобетонных изгибаемых элементов по наклонным сечениям, как в отечественных нормах, так и за рубежом остаются несовершенными.

Выявление и уточнение влияния перечисленных факторов даст возможность ответить на многие нерешенные вопросы, выявить действительную работу изгибаемых элементов по наклонным сечениям и уточнить методику расчета.

Выше мы показали, что на основе общей расчетной модели, включающей уравнения равновесия моментов, продольных и поперечных сил с привлечением условия деформирования, в принципе, можно получить достаточно простые расчетные зависимости для оценки прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям. Однако при этом, как было показано, приходится включить в расчет приближенные, достаточно условные приемы и подходы.

Полученная методика позволяет оценивать прочность железобетонных элементов по бетону над наклонной трещиной на действие поперечных сил и по растянутой продольной арматуре, пересекающей наклонную трещину, на действие момента для элементов без поперечной арматуры и с поперечной арматурой.

При расчете железобетонных элементов на действие поперечных сил учитываются основные параметры, присутствующие в приведенных выше нормативных документах: относительная длина проекции наклонного сечения  $c/h_0$ , относительное содержание продольной арматуры  $A_s/bh_0$  относительная величина момента  $M/z$ . Тем самым представленная модель позволяет заменить эмпирические зависимости, присутствующие в различных нормативных документах. Что касается эмпирической зависимости, присутствующей в отечественных нормативных документах, выраженной через относительную

длину проекции наклонного сечения  $c/h_0$ , то эта модель позволяет дополнить нормативную зависимость влиянием относительного содержания продольной арматуры  $A_s/bh_0$  и относительного момента  $M/z$ , что в целом отвечает экспериментальным данным.

Безусловно, рассмотренная модель требует дальнейшего развития, уточнения и корректировки. В первую очередь она должна быть приведена в соответствии с экспериментальными данными путем уточнения прочности бетона над наклонной трещиной, высоты зоны бетона над наклонной трещиной, нагельного сопротивления продольной арматуры, сил зацепления по берегам наклонной трещины. Тем не менее, эта модель, в силу своей простоты и физического содержания, является более привлекательной по сравнению с эмпирическими зависимостями, содержащимися в приведенных выше нормативных документах. Она может также служить обоснованием или показывать необходимость корректировки тех или иных эмпирических зависимостей.

Рассматривая представленную модель, можно также сделать вывод о нецелесообразности усложнения методики расчета железобетонных элементов на действие поперечных сил в силу невозможности точно оценить основные усилия, действующие в наклонном сечении.

### **ГЛАВА III. ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННОГО СЕЧЕНИЯ НА ПОПЕРЕЧНУЮ СИЛУ УСИЛЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК МОСТОВ КОМПОЗИТНЫМИ МАТЕРИАЛАМИ С УЧЕТОМ СИЛ ЗАЦЕПЛЕНИЯ И НАГЕЛЬНОГО ЭФФЕКТА ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ**

#### **3.1. Оценка нагельного эффекта продольной арматуры в наклонных сечениях железобетонных балок мостов**

Нами под руководством проф. А.А. Ашрабова и Ч.С. Раупова проведены экспериментальные исследования железобетонных балок по методике [20].

Результаты испытаний балок с нагельными вкладышами (вторая серия балок) приведены на рис. 3.1. За момент разрушения принималась максимальная нагрузка, соответствующая пикам на графиках, что, как правило, было связано с быстрым распространением продольной трещины с обеих сторон нагельного вкладыша на уровне продольной арматуры балки.

Качественная и количественная оценка нагельного эффекта продольной арматуры складывается из определения предельной нагрузки  $Q_s^{crc}$ , при которой образуется продольная трещина, соответствующее ей перемещение продольной арматуры  $Y_s^{crc}$ , и зависимость  $Q_s = f(Y_s)$ , предшествующая появлению продольной трещины. Как отмечается в ряде работ [15-25, 29-31, 33, 36, 38, 41, 45, 47, 52, 68-87] наибольшее влияние на эту зависимость оказывают следующие факторы: диаметр, количество и расположение и сечении стержней предельной рабочей арматуры, прочность бетонов, пролет и форма поперечного сечения балки.

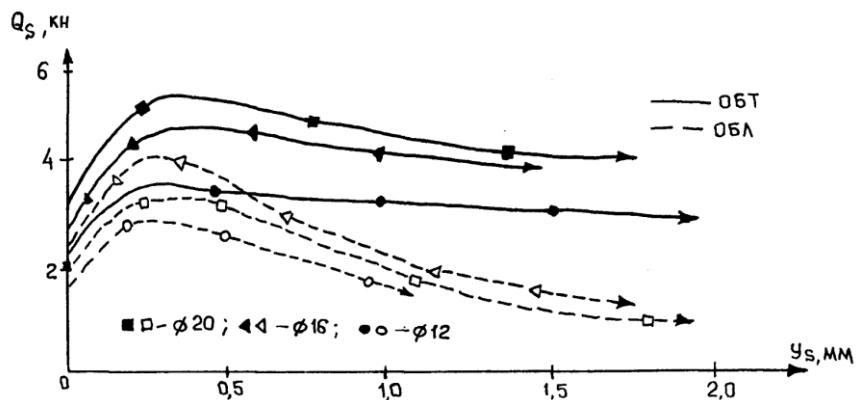


Рис. 3.1. Результаты испытания балок с нагельными вкладышами (вторая серия)

При небольших значениях  $Q_s$  продольная арматура вместе с защитным слоем отжимается от остальной части балки. Вследствие достижения растягивающими напряжениями в бетоне на уровне арматуры предельных значений  $R_{bt}$  образуется критическая продольная трещина. В работах [15-17, 21, 23] для однорядного продольного армирования предложены зависимости:

$$Q_s = Q_s^{crc} Y_s / 0.08; \quad (3.1)$$

$$Q_s^{crc} = 7.6 d \sigma_{ht} \sqrt[3]{R_s} \quad (3.2)$$

В работе [16] предложена зависимость  $Q_s = f(Y_3)$  учитывающая, в дополнение к выше отмеченным факторам, толщину защитного слоя и расстояние до опоры. Для двурядного продольного армирования методом регрессивного анализа им получена формула:

$$2Q_s^{crc} = 9.1 * 0.0001 b^2 R_{bt} \quad (3.3)$$

Необходимо отметить, что на предельную величину поперечной силы может влиять распределение нормальных растягивающих напряжений вдоль арматурного стержня. Однако в работе [25] показано, что этим влиянием можно пренебречь, если напряжения в арматуре не достигают предела текучести. Предложенная в [16] формула имеет вид:

$$Q_s^{crc} = 40\sigma_{ht} \sqrt[3]{R_e} \quad (3.4)$$

$$Q_s = 2000Y_3 Q_s^{crc} \quad (3.5)$$

Приведенные расчеты показывают значительные расхождения. Величина  $Y_3$  изменяется в широких пределах (0,013 - 0,170мм), а зависимость  $Q_s = f(Y_3)$  носит либо линейный характер [16], либо нелинейный, вплоть до параболической формы. Сравнение полученных экспериментальных данных с формулой не дает хорошего соответствия. Формула (3.5) дает низкие значения  $Y_3$  при появлении продольной трещины, поэтому выражение (3.2), как промежуточное и базирующееся на наибольшем числе испытанных образцов, является наиболее приемлемым для описания поведения испытанных образцов. Выражение (3.5) было модифицировано в виде:

$$Q_s^{crc} = 4.12d^{2/3}\sigma_{ht} \sqrt[3]{R_e} \quad (3.6)$$

$$Q_s^{crc} = 4.12d^{2/3}\sigma_{ht} \sqrt[3]{R_e} \quad (3.7)$$

Сравнение полученного выражения с данными испытаний опытных балок приведено на рис. 3.2. Зависимость  $Q_s = f(Y_3)$  из (3.2) также была модифицирована в виде полинома второго порядка:

$$Q_s / Q_s^{crc} = 2(Y_3(0.08) - (Y_3 / 0.08))^2 \quad (3.8)$$

Ее сравнение с опытными данными дает предварительное соответствие результатам испытаний.

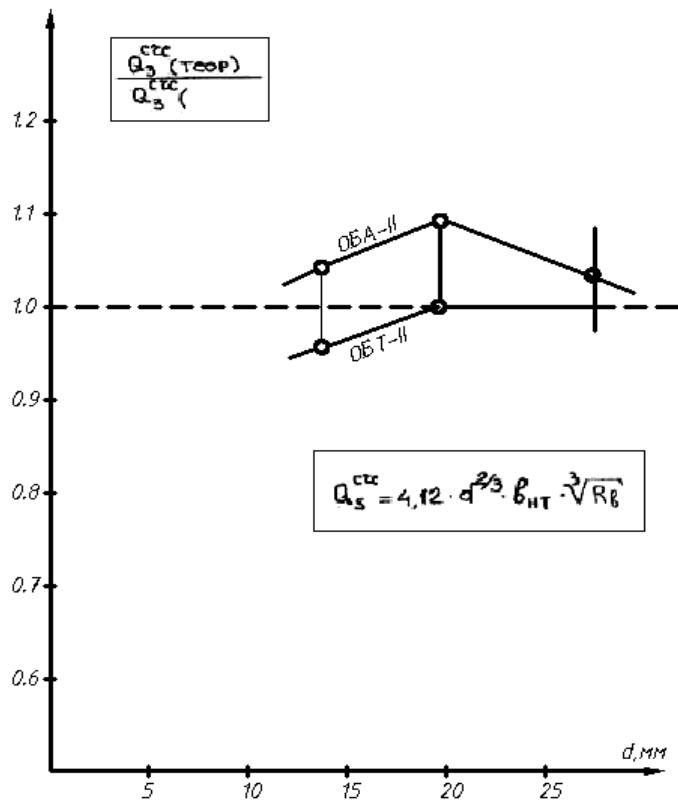


Рис. 3.2. Сравнение опытных и теоретических (формула 5.24) значений поперечной силы, воспринимаемой продольной арматурой испытанных балок

### 3.2. Напряженно-деформированное состояние железобетонных балок мостов с учетом сил зацепления в трещинах

Как уже отмечалось ранее, наиболее приемлемой расчетной моделью для анализа работы железобетонных балок без поперечной арматуры является модель Кани [76], представляющая собой балку гребенчатой схемы, в которой отделенные трещинами бетонные консоли соединены со сжатой зоной балки. Эта модель успешно использовалась в исследованиях [16, 20, 21, 52, 58], показавших решающую роль зацепления берегов трещин в восприятии балкой поперечных сил. Бетонные консоли загружены сдвигающей силой  $T$ , равной приращению усилий в растянутой арматуре:  $T = Ql_{cr}/z$  и напряжениями  $\tau_{\text{зап}}$ , приложенными по берегам трещин (рис.3.3). Величина и распределение касательных напряжений могут быть определены в зависимости от соотношении взаимных нормальных и касательных перемещений берегов трещин " $a$ " и " $\delta$ ". В

целях упрощения задача решалась в линейно-упругой постановке двумя способами:

- 1) упрощенным методом итераций, рассматривавшим напряженное состояние отдельной консоли, подверженной изгибу;
- 2) методом конечных элементов (МКЭ).

Как показали исследования и анализ поведения специальных образцов на сдвиг, отраженные в предыдущей главе, распределение касательных напряжений по берегам трещин в испытанных балках первой серии должно быть неравномерным и возрастать по мере уменьшения ширины раскрытия вдоль трещин по ее высоте. Количественная оценка этого распределения для заданного уровня нагружения на балку может быть определена методом итерации, т.е. последовательных приближений.

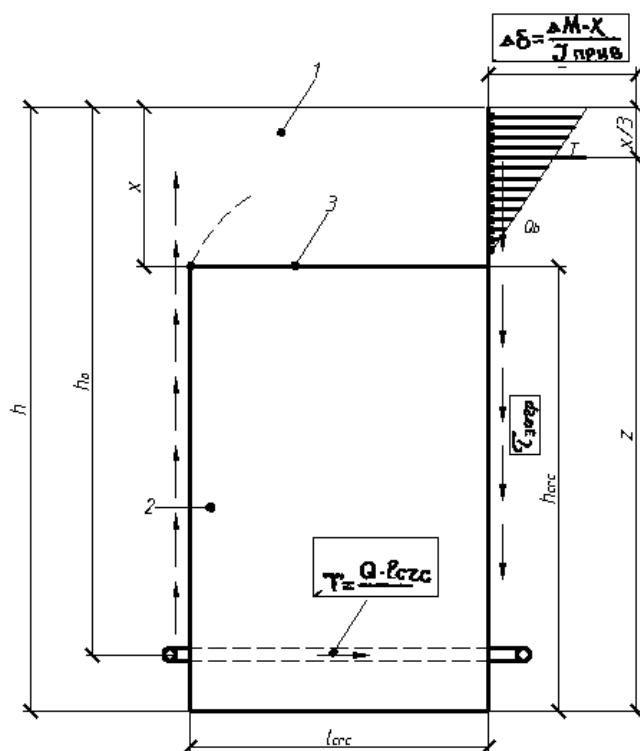


Рис. 3.3. Расчетная схема распределения внутренних усилий в бетонном блоке между трещинами по предложенной модели: 1 - сжатая зона бетона; 2 - бетонная "консоль", заключенная между нереальными трещинами; 3 – нейтральная ось балки

В первом приближении сначала определялись изгибающие моменты в

консоль по схеме Кане в предположении отсутствия сил зацепления:

$$M(Y)=TY, \quad (3.9)$$

где  $Y$  - переменная координата в пределах  $0 \leq Y \leq h_0$

Нормальные напряжения и соответствующие им деформации в бетоне изгибающей консоли определим по формулам:

$$\sigma_{(Y)} = \frac{\delta M(y)}{d * l_{crc}}; \quad E(y) = \frac{\delta(y)}{E_b}, \quad (3.10)$$

Перемещения берегов трещин и нормальном и тангенциальном напряжениях в горизонтальных сечениях по высоте трещины могут быть полусны по рис.3.4. Получив по перемещениям эпюру распределения касательных напряжений по высоте сечения, можно построить новую эпюру изгибающих моментов  $M(y)$ . В общем случае их значения, вычисленные при изгибе консоли от действия сдвигающего усилия, сил зацепления в трещине, а также напряжений в сжатой зоне, вызванных приращением момента  $\Delta M = Ql_{crc}$ , определяется по формуле:

$$M(y) = Ty - l_{crc} b \int_0^y \tau_{зак} dy - \frac{bQl_{crc}}{\mathfrak{I}_{priv}} \int_0^{x+y-h_0} \xi (x + y - h_0 - \xi) d\xi, \quad (3.11)$$

где  $Y$  - расстояние от растянутой арматуры до соответствующего горизонтального сечения консоли;  $x$  - высота сжатой зоны бетона;  $\xi$  - переменная до которой производится интегрирование.

Зная распределение  $M(y)$  по высоте сечения, можно найти следующее приближение  $\tau_{зак}$  определяя  $\delta(y)$  и  $E(y)$  по (3.11), а взаимные перемещения берегов трещины с учетом влияния неравномерности формы раскрытия трещины по ее высоте вследствие сцепления арматуры с бетоном [16]. Наиболее существенно это влияние оказывается не на уровне растянутой арматуры, а на некотором удалении от него; при отсутствии же сцепления арматуры с бетоном раскрытие трещины имеет наибольшее значение на растянутой грани балки и монотонно уменьшается по длине трещины (рис. 3.4). Раскрытие трещины на уровне арматуры принималось по формуле:

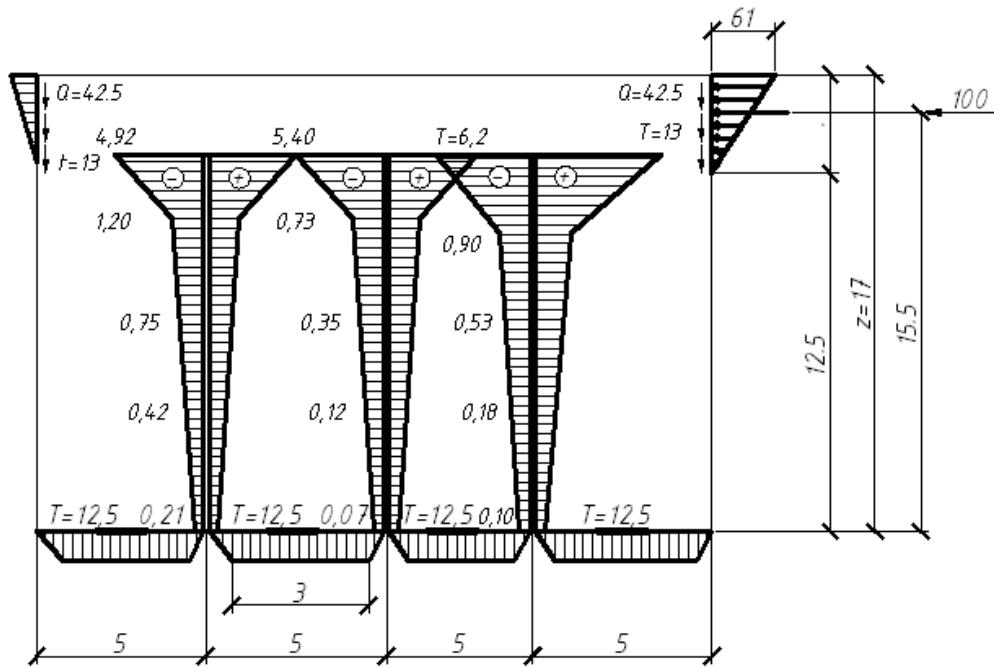


Рис. 3.4. Расчетная схема для расчета МКЭ в случае действия касательных напряжений по бортам трещин

$$\Delta a_{crc}(o) = \frac{l_{crc} \sigma_s}{E_s} \varphi_s \quad (3.12)$$

а в пределах растянутой зоны по высоте трещины по синусоидальному закону

$$\Delta a_{crc}(Y) = 0.5 \Delta a_{crc}(o) \left[ 1 - \sin \left( \frac{Y - h_{crc}}{h_{crc}} \pi + \frac{\pi}{2} \right) \right] \quad (3.13)$$

где  $\Delta a_{crc}(o)$  - ширина раскрытия трещины на уровне арматуры;  
 $\Delta a_{crc}(Y)$  - ширина раскрытия трещины на расстоянии от растянутой арматуры;

$h_{crc}$  - высота трещины от растянутой арматуры до нейтральной оси.

Взаимные перемещения горизонтальных сечений двух соседних консолей соответствуют общему взаимному касательному перемещению берегов трещины.

$$\Delta \delta = 2\Delta(Y) \quad (3.14)$$

Следующее приближение по  $\tau$  делается по тому же алгоритму и после получения достаточной точности расчета итерационным способом получаем картину распределения  $\tau_{зак}$  сечении. В каждом приближении величины

взаимных перемещений по (3.13) и (3.14) сопоставлялись с замеренными по точечным реперам, установленным вдоль трещин в балках второй группы первой серии.

На рис. 3.5–3.6 представлены графики нарастания взаимных сдвигов берегов трещин в балках первой серии, построенные для некоторых наблюдавшихся трещин. Используя эти данные, а также результаты испытания спецобразцов, а также формула (3.13) получены эпюры касательных напряжений в характерных сечениях.

$$\Delta(Y) = \int_y^{h_0-x} E(y) dy \quad (3.15)$$

Данные, полученные в результате расчета, показывают, что сходимость итераций при использовании экспериментальных данных  $\tau_{зат} = f(a, b)$ , полученных на спецобразцах, обеспечивается во всех случаях. Для ускорения сходимости оказалось целесообразным в первом приближении принимать распределение моментов в горизонтальных сечениях в растянутой зоне на участке, прилегающем к нейтральной оси, по закону квадратной параболы со значением  $M(Y)=0$  на уровне нейтральной оси. При этом необходимо, чтобы в сечениях, близких к нейтральней оси, ширина, раскрытия трещины была бы достаточной (около 0,05 мм) для использования экспериментальных зависимостей "τ–δ". При ширине трещины  $\alpha < 0,05$  мм предполагалось, что бетон работает как сплошной материал без трещины. Эпюра напряжений в сжатой зоне  $\delta(x)$  принималась треугольной, т.к. в изгибающихся элементах без поперечной арматуры эти напряжения невелики.

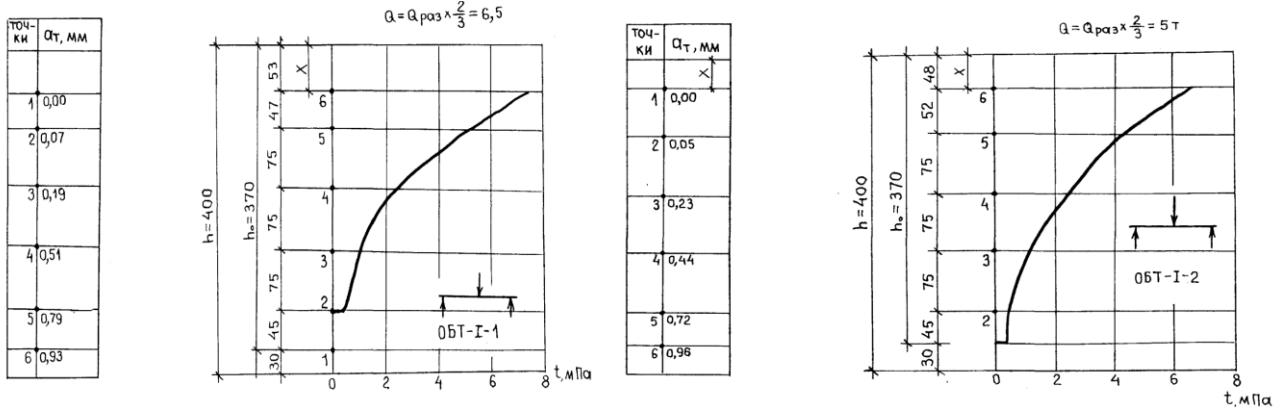


Рис. 3.5. Распределение касательных напряжений вдоль наклонных трещин в балках ОБТ-1-1 и ОБТ-1-2

По программе Зейлигера В.А., разработанной во РНИИГ им. Б.Е.Веденеева [16] при участки Е.В.Громаковского, расчетная модель балки была реализовано на ЭВМ БЭСМ-Б методом конечных элементов. Напряженно - деформированное состояние балки, ослабленной трещинами, характеризуется концентрацией напряжений в вершинах трещины и однозначно определяется величинами коэффициентов интенсивности  $K_1$  и  $K_2$  соответственно нормальных и касательных напряжения. При этом использовано вычислительная программа ТУОС-М, позволяющая решать плоскую задачу теории упругости для тел с трещинами с учетом коэффициентов  $K_1$  и  $K_2$ .

В программе использованы треугольные элементы с кусочно-линейной аппроксимацией перемещений. Для учета особенности в вершинах трещин используется специальный (сингулярный) конечный элемент в форме квадрата с надрезом. Элемент охватывает вершину трещины и обеспечивает аппроксимацию перемещений, отличающую от остальной области балок. Поле напряжений в окрестности вершины трещины вычислялось по формулам

$$\sigma_n = \frac{K_1}{\sqrt{2\pi r}} f_1(\theta); \tau_n = \frac{K_{21}}{\sqrt{2\pi r}} f_2(\theta); \quad (3.16)$$

где  $f_1(\theta)$  – известные функции, непрерывные при  $r = 0$

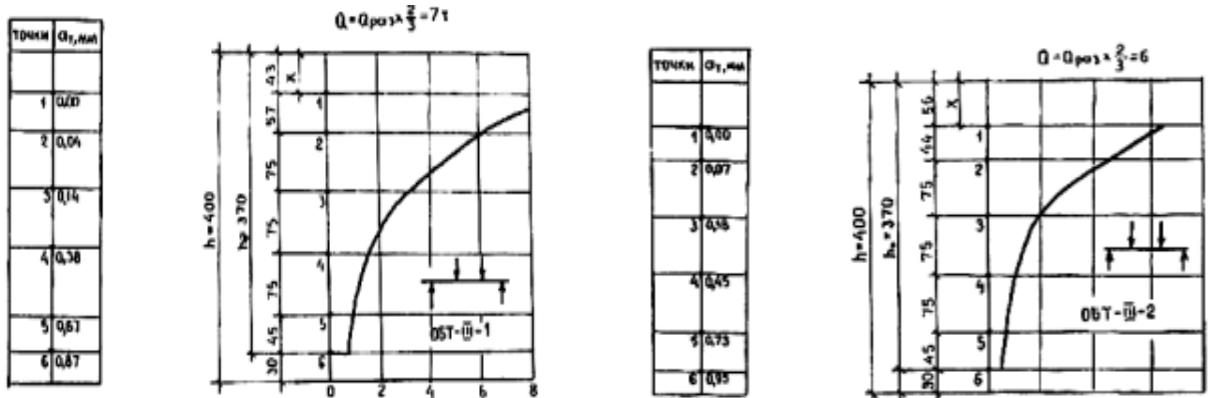


Рис. 3.6. Распределение касательных напряжений вдоль наклонных трещин в балках ОБЛ-III-1 и ОБЛ-III-2.

При проведении расчетов материал балки предполагался однородным и изотропным. Принято, что балка находится в условиях плоского напряженного состояния. В силу симметрии рассматривалась половина балки. В результате расчетов по программе ТУОС-М получены значения смещений и напряжений во всех узлах сетки. Расчетная схема, реализованная методом конечных элементов, показана на рис. 3.7. Расчет проводилось для двух балок прямоугольного сечения ( $l = 5 \text{ м}$ ), в которых предварительно инициировались нормальные трещины в зоне чистого изгиба, а затем после перемещения одной из опор и сокращения пролета  $l$  до трех метров доводилось до разрушения. Для расчетов приняты исходные данные, взятые из испытаний опытных балок.

Распределение касательных и нормальных напряжений в трещине учитывалось аналогично итерационному методу. Результаты расчета МКЭ в основном подтвердили картину напряженного состояния, определенную упрощенным итерационным методом. Распределения деление нормальных напряжений  $\tau(y)$  было близко к линейному,  $\alpha\delta_x$  в сечениях с трещиной и между трещинами при шаге  $l_{crc/h_0} = 0.5$  треугольному. В вершине имеет место концентрации  $\tau_{3au}$  и  $\delta(Y)$ .

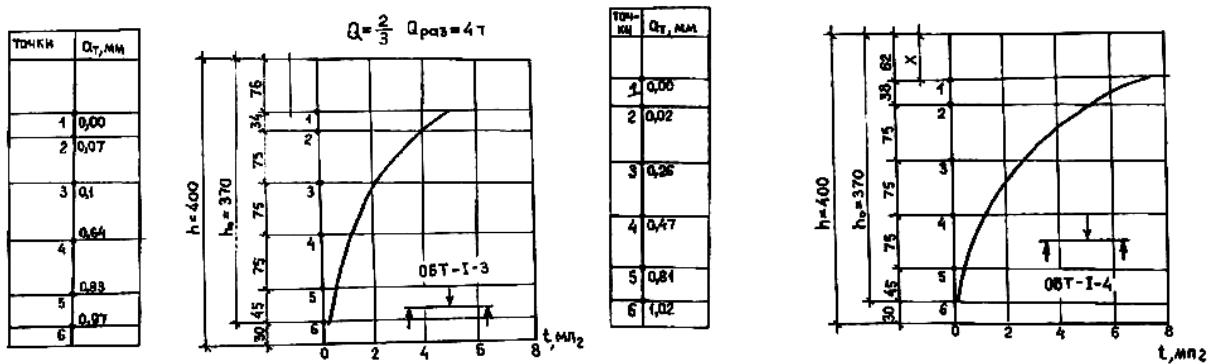


Рис. 3.7. Распределение касательных напряжений вдоль наклонных трещин в балках ОБЛ-1-3 и ОБЛ-1-4

Напряжения  $\delta(Y)$  примерно на 2/3 глубины проникновения трещины изменяются по треугольному закону, а выше распределяются по выпуклой кривой с максимальным значением на некотором удалении от нейтральной оси. Для растянутой грани абсолютные значения  $\delta(Y)$  больше, чем для сжатой. Растягивающие значения  $\delta_Y$ , возникающие в районе вершины трещины по влиянием изгибающего момента, равны  $(0,15/0,20)\delta_x$ , действующего по верхней слитой грани. Складываясь с напряжениями от поперечных сил, они способствуют увеличении главных растягивающих напряжениями и образованию наклонных трещин, путей искривления дальнейшей траектории роста начальных нормальных трещин и тем больше, чем ближе рассматриваемое сечение к опоре.

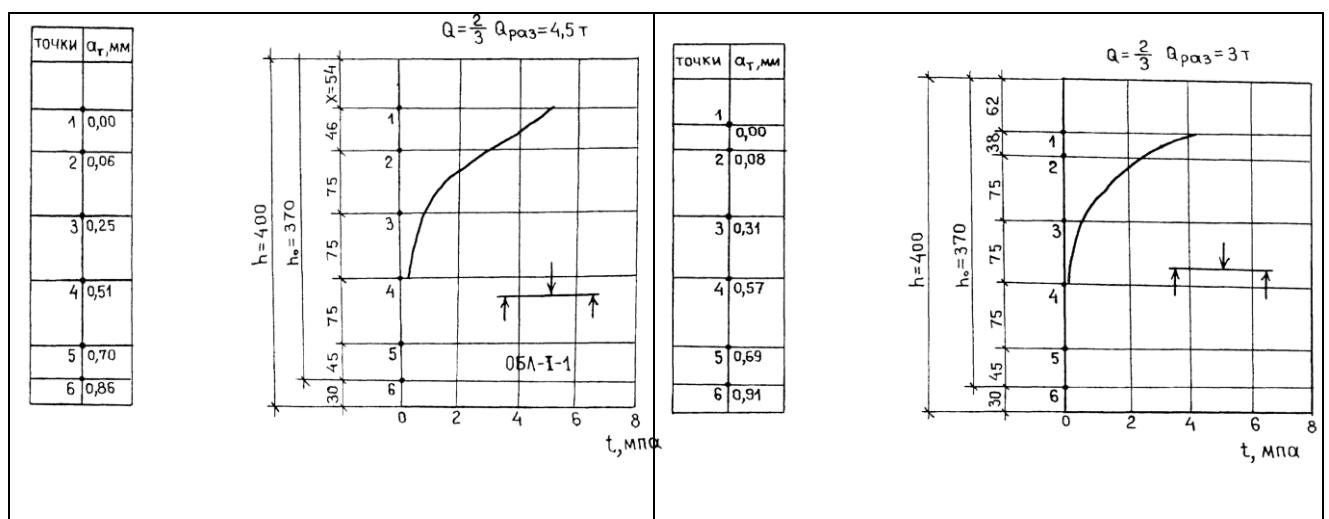


Рис. 3.8. Распределение касательных напряжений вдоль наклонных трещин в балках ОБЛ-1-1 и ОБЛ-1-2

Сравнение расчетов по консольной схеме с методом конечных элементов показывает, что решения дают близкие результаты для области до 70-80% высоты трещины. Некоторые расхождения до 30% имеются для области, близкой к вершине трещины. Это можно объяснить тем, что в консольной схеме не учитывались напряжения  $\delta_y$ , вызванные влиянием концентрации напряжений вблизи вершины трещины, а также невозможностью точного экспериментального определения положения вершины трещины вследствие наличия зоны предразрушения.

На рис. 3.7–3.9 видно, что эпюра напряжения  $\delta_y$  имеет вид вогнутой кривой, которая быстро затухает по мере удаления от нейтральной оси. Эти напряжения должны учитываться при оценке возможности перехода нормальных трещин в наклонные.

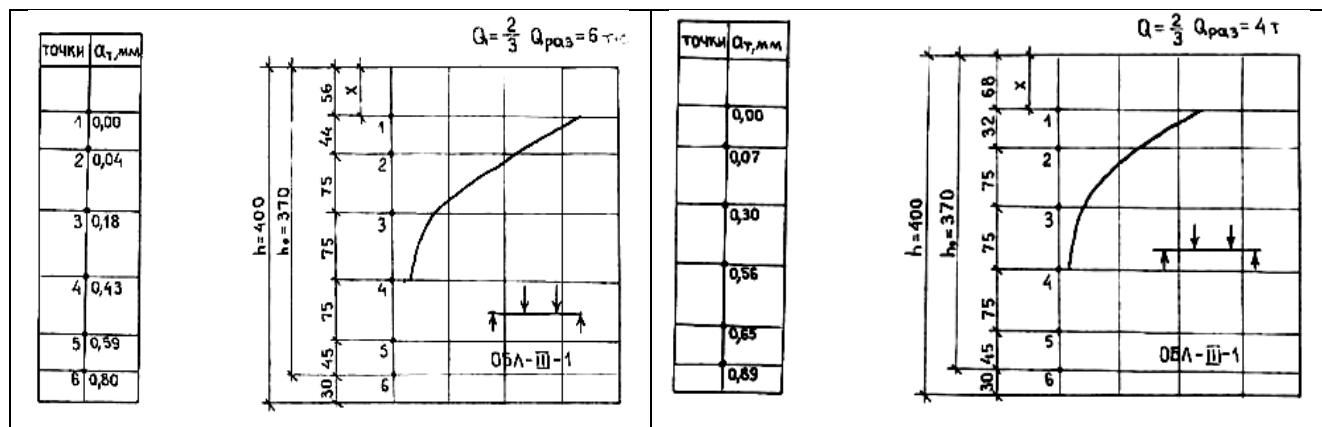


Рис. 3.9. Распределение касательных напряжений вдоль наклонных трещин в балках ОБЛ-III-І и ОБЛ-III-ІІ

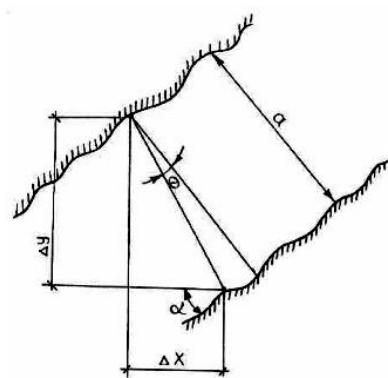


Рис. 3.10. Схема к определению взаимных перемещений берегов трещины

### 3.3. Практические рекомендации по расчету несущей способности железобетонных балок по наклонным сечениям с учетом сил зацепления и нагельного эффекта продольной арматуры

Как отмечалось выше, под действием системы усилий, в наклонных сечениях действует максимальное растягивающее напряжение  $\delta_y = \delta_{bt}$ . Если это напряжение превышает прочность бетона на растяжение, то в этой точке начинается выламывание зуба и последующее разрушение. Напряжение  $\delta_{bt}$  возникает под действием силы  $T$  после исчерпания сопротивления за счет нагельного эффекта продольной арматуры и зацепления в трещинах  $Q_{zau}$  [16]. Величину напряжения  $\delta$ , возникающее в наклонных сечениях, можно определить из условия равновесия моментов относительно этой точки:

$$M_A = T(h_0 - x) - (Q_s + Q_{zau}). \quad (3.17)$$

$$\text{При } T = (Q_e + Q_s + Q_{zau})l_{crc} / z = Ql_{crc} / z, \quad (3.18)$$

получим:

$$M_A = Ql_{crc}(h_0 - x)z - (Q_s + Q_{zau}), \quad (3.19)$$

С другой стороны, этот момент можно определить, рассматривая напряжения вдоль нейтральной оси в корне консоли:

$$M_A = 1/6\delta_{bt}bl_{crc}^2 \quad (3.20)$$

Приравнивая (3.25) и (3.26), получим:

$$\delta_{bt} = \frac{\sigma}{bl_{crc}} \left[ \frac{Q(h_0 - x)}{z} - (Q_s + Q_{zau}) \right], \quad (3.21)$$

Формула (3.20) аналогична выражению (3.21) для  $\delta_y$ . Попытка определить величину  $\delta_{bt}$  в процессе испытания балок на различных уровнях нагрузки не привели к успеху. В работе [58] выражение (3.22) представлено в виде:

$$Q_{pasp} = \left( \frac{1}{6}\delta_{bt}^{npeod}bl_{crc} + \delta_s^{npeod} + \delta_{zau}^{npeod} \right) z / h_{crc}, \quad (3.22)$$

Значение  $\delta_{bt}^{npeod}$  можно найти из (5.21) для стадии разрушения в виде:

$$\delta_{bt}^{npe\delta} = \delta_{bt}^{npe\delta} E_b, \quad (3.23)$$

Предельное нагельное усилие  $\delta_b^{npe\delta}$ , соответствующее предельному нагельному смещению, можно получить из (3.23).

Компоненты касательной силы зацепления берегов трещин могут быть определены через характеристики сдвиговой жесткости. Выше было показано, что сдвиговая жесткость сечения с трещиной может быть приведена к напряжениям через зависимость (3.23). Для количественной оценки сил зацепления в балках используем подход, разработанный А.А.Ашрабовым в работе [16-19].

Напряжение сдвига в трещине есть функция сдвиговой жесткости  $A$  и сдвиговой деформации берегов трещины:

$$\tau = A\delta \text{ или } \tau_{za\mu} = k\delta/a$$

Отдельные значения замеренных перемещений " $\delta$ " и " $\alpha$ " для рассмотренных трещин каждой испытанной балки приведены в приложении 2, в форме горизонтальных и вертикальных составляющих перемещений  $\Delta x$  и  $\Delta y$ .

Учитывая, что угол наклона трещин  $\alpha$  к оси балки не равен 90°, как это имело место в опытах предыдущей главы, перемещения " $\delta$ " и " $\alpha$ " были выражены через величины  $\Delta x$  и  $\Delta y$  следующим образом.

$$\delta = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \sin(\alpha - \theta); \quad a = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \cos(\alpha - \theta), \quad (3.24)$$

где

$$Q = \operatorname{tg}^{-1}(\Delta x / \Delta y)$$

Если  $\alpha=90^\circ$ , то  $\delta=\Delta_y$  и  $a=\Delta_x$ . Опыты показали что,  $\alpha$  всегда велик, но для белок серии ТБ-2 и ЛБ-2, т.е. длинных балок, его влияние необходимо учитывать. Также незначительно влияние  $\alpha$  на площадь поверхности трещины, которую можно определить из:

$$A_{crc} = b(h_0 - x) / \sin \alpha, \quad (3.25)$$

Тогда касательная сила зацепления в рассматриваемом сечении балки может быть выражена путем интегрирования по высоте балки в виде:

$$Q_{зац} = \sigma \sin \alpha \int_{y=0}^{y=(h_0-x)\sin \alpha} \tau_{зац} dy, \quad (3.26)$$

В настоящее время трудно говорить о достоверности той или иной оценки значения коэффициента  $K$ . Нами была сделана попытка подобрать его значения таким образом, чтобы сохранялось статистическое равновесие сечения. Были использованы значения  $K = 1,2$  н/мм<sup>2</sup> для тяжелого и  $K = 0,4$  н/мм<sup>2</sup> для легкого бетона, как это было предложено в предыдущей главе с предположении отсутствия сжимающих нормальных усилий в трещинах, т.е.  $\delta_n=0$ . Принятые в первом приближении значения  $K$  достаточно удовлетворяли условиям равновесия и позволили, используя зависимость (3.26), построить типичную эпюру распределения касательных напряжений в сечении с трещиной в припорных участках балок, как это показано на рис. 3.7-3.9. Все проведенные расчеты сведены в таблице 3.3 и 3.4.

Общее усилие зацепления берегов трещин, выражаемое уравнением (3.26), равно:

$$Q_{зац} = Q_{зац}^1 + Q_{зац}^2 \quad (3.27)$$

где  $Q_{зац}^1$  и  $Q_{зац}^2$  соответственно площади прямоугольной и треугольной частей заштрихованной области на рис. 3.9.

Например, для определения  $Q_{зац}$  для балки БТ-1 в сечении с трещиной №1 (левая половина балки) при действии поперечной силы  $Q=30$  кН сделаем следующие вычисления:

$$h_0x=372-110=262 \text{ мм}; Q_{зац}^1=0,43 \cdot 262=112,7 \text{ Н/мм};$$

$$Q_{зац}^2=1/2(262-172) \cdot (0,90-0,43)=21,1 \text{ Н/мм};$$

$$Q_{зац}=(112,7+21,1) \cdot 100=13380\text{Н}=13,38\text{кН}.$$

Оценка каждого из трех параметров общего сопротивления поперечной силе в процентном отношении приведена в таблицах 3.1 и 3.2. Средний процент, приходящийся на каждый из компонентов ( $Q_b$ ,  $Q_{зац}$ ,  $Q_s$ ) для балок (за исключением серий ТБ-2 и ЛБ-2) двух основных типов (ТБ и ЛБ) составляет соответственно (в процента): ТБ-37, 44 и 19; ЛБ - 40, 26 и 34.

Роль и пределы влияния механизма зацепления берегов трещин на прочность балок на срез в зависимости от вида бетона можно увидеть из

простого сравнения одинаковых трещин в балках БТ-2 и БЛ-2. Для балки БЛ-2 (правая половина, трещина № I) имеем:

$$Q=15.50 \text{ кН}; Q/Q_{pa3p}=15,5/17,75=0,87; \alpha=83^\circ;$$

$$\text{по расчету: } Q_{3ai}/Q=3.60/15.5=0.23$$

Для балки БТ-2 (левая половина, трещина №I,  $\alpha= 55^\circ$ ) имеем:

$$Q=27.5 \text{ кН}; Q/Q_{pa3}=27,5/30,3=0,91 \text{ по расчету: } Q_{3ai}/Q=12,53/27,5=0,45 \text{ для}$$

трещины №6,  $\alpha=81^\circ$ , имеем:

$$Q_{3ai}/Q=11.74/27.5=0.43$$

Тогда для трещины с  $\alpha= 83^\circ$  имеем по расчету:

$$Q_{3ai}/Q=0,44$$

Отношение  $\frac{(Q_{\text{рас}}/Q)^{\hat{\Delta}}}{(Q_{\text{рас}}/Q)^{\hat{\Delta}}}$  при  $Q/Q_{pa3}=0,9$  равное  $0,23/0,44 \approx 0,52$ , приблизительно

равно соотношению:

$$\frac{(Q_{pa3p})^{LB}}{(Q_{pa3p})^{TB}} \text{ при } \frac{Q}{Q_{pa3}} = 1,0 \text{ равное } \frac{17,75}{30,30} = 0,59$$

где  $Q_{pa3p}$  - разрушающая нагрузка по поперечной силе.

Это говорит о значительной роли механизма передачи сдвига через трещины в балках и показывает, что тип заполнителя, определяющий структурные особенности бетона, способствующие появлению трещин с различной степенью шероховатости, должен использоваться с большой осторожностью.

Таким образом, подставляя выражения (3.24), (3.26), (3.27) в формулу (3.38), после преобразований получим окончательное выражение для разрушающей поперечной нагрузки в виде:

$$Q_{pa3p} = \left[ \frac{1}{6} \xi_{st}^{npeod} b l_{crc} + b h_0 \left( 1.6 K \frac{3h_{crc} - l_{crc}^2 (4 + 5\mu) / 24h_{crc}}{Q_{pa3p} C h_{crc} / 2 A_s E_s Z} + 0.2 \frac{Q_{pa3}}{b z} \right) + \frac{4.12 d^{2/3} b_{hm} \sqrt[3]{R}}{1000} \right] z h_{crc}, \quad 3.28)$$

Как видим, в полученное выражение входит большое количество опытных данных, характеризующих геометрию балок и свойства бетона и арматуры. Введем некоторые упрощения отдельных переменных входящих в формулу,

путем использования хорошо известных приближений:

$$x=3/8h_0; z_0=7/8h_0; h_o-x = 5/8 h_0;$$

$$l_{crc}=h/2; E_{bt}^{npe\delta}=120*10^{-6} \text{ ММ/мм}$$

Тогда выражение для поперечного усилия, соответствующего образованию критической наклонной трещины, развивающейся с одной стороны до уровня продольной арматуры, а с другой до места приложения сосредоточенной нагрузки, можно записать в виде:

$$Q_{pa3}=1,75\left[10^{-5}bh_0E_b\left(1+77K\frac{A_sE_s/E_b}{8Q_{pa3}b/h_0}\right)+4.12d^{\frac{2}{3}}b_{nt}^{\frac{3}{2}}\sqrt{\bar{R}}\right]. \quad (3.29)$$

Несмотря на громоздкость выражения 3.44, были выполнены расчеты разрушающего поперечного усилия с использованием исследованных характеристик материалов и их соответствия нормативным и расчетным характеристикам по [4]. Предельная деформация и коэффициенты Пуассона для всех бетонов принималась равными,  $E_{bt}=120*10^{-6}$ ;  $\mu=0.2$ .

Расстояние между трещинами  $C = h_0$  и коэффициент  $K = 1,2 \text{ н/мм}$ , результаты расчетов сведены в таблице 3.3.

Как видно из таблицы 3.3 имеет место достаточно удовлетворительное соответствие расчетных и опытных данных. Некоторые различия можно отнести на счет завышенных значений предельной деформативности на растяжение, которое, однако, можно компенсировать использованием для балок из тяжелых бетонов значения нейтральной оси на высоте  $3/8h_0$ . Опыты показали, что керамзитобетонные балки имели значительно меньшую высоту нейтральной оси; это можно связать с меньшими значениями  $E_b$  для керамзитобетона. Кроме того, влияние несколько больших значений  $\mu$  принятых для керамзитобетона, уравновешивают некоторую переоценку до предельной деформативности  $E_{bt}$ . Подобная неопределенность, несмотря на неудовлетворительное согласие с экспериментальными данными дает основание рекомендовать для практических расчетов формулу (3.37). в приложение 2 приведены примеры расчета для исследованных балок.

### 3.4. Практические рекомендации по расчету прочности наклонных

## **сечений тавровых балок мостов, усиленных высокопрочными композиционными материалами**

В работе приведена методика расчета наклонных сечений усиливаемых железобетонных тавровых балок внешним армированием высокопрочными композиционными материалами (ВКМ) на основе углеродных, арамидных и стеклянных волокон.

В основу расчета положены рекомендации Руководства по усилению конструкций [46], исследования, проведенные автором [38-44] и результаты многочисленных зарубежных экспериментальных исследований [46, 52-87].

Характеристики бетона и арматуры при отсутствии в них повреждений принимаются в соответствии со СНиП 52-101-2003.

При наличии результатов обследования усиливаемых конструкций назначение характеристик бетона и арматуры производят с учетом требований СП 13-102-2003 и СП 52-101-2003.

Системы ВКМ могут быть использованы для усиления наклонных к продольной оси сечений. Усиление достигается наклеиванием ВКМ в поперечном направлении к оси элемента или перпендикулярно потенциальным трещинам в опорном сечении.

На рис. 3.11 приведены основные схемы наклейки, используемые при усилении наклонных сечений. Для балок в основном используется наклейка ФАП с трех или двух сторон элемента.

Номинальная прочность наклонных сечений элемента, усиленного системой ВКМ, должна превышать требуемую прочность. В общем виде условие прочности наклонных сечений элемента, усиленного ФАП записывается так:

$$Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} + \psi_f Q_f \quad (3.30)$$

$\psi_f$  – коэффициент запаса, зависящий от схемы наклейки ФАП.

Коэффициент запаса, зависящий от схемы наклейки ВКМ для полностью обернутых элементов  $\psi_f=0,95$ , а для трехсторонних U-образных хомутов или приклеенных к наружной поверхности слои  $\psi_f=0,85$ .



Рис. 3.11. Схемы наклейки ФАП при усилении наклонных сечений

Рисунок 3.12 иллюстрирует параметры, которые используются для вычисления прочности наклонных сечений с учетом ВКМ. Вклад системы ВКМ в увеличение прочности на сдвиг элемента основан на работе соответствующего направления фибры по отношению к предполагаемой траектории трещины.

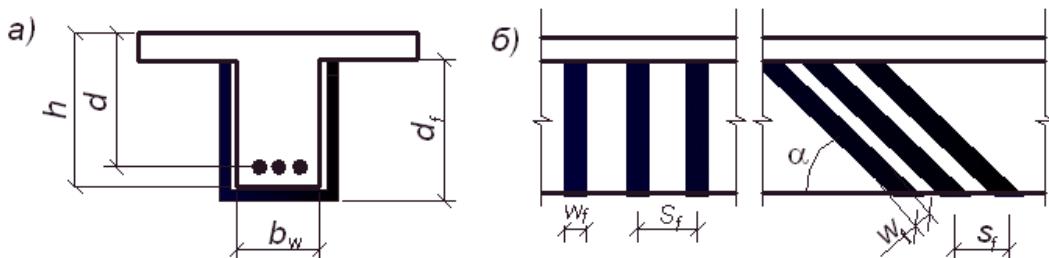


Рис. 3.12. Размещение хомутов из ВКМ для усиления наклонных сечений

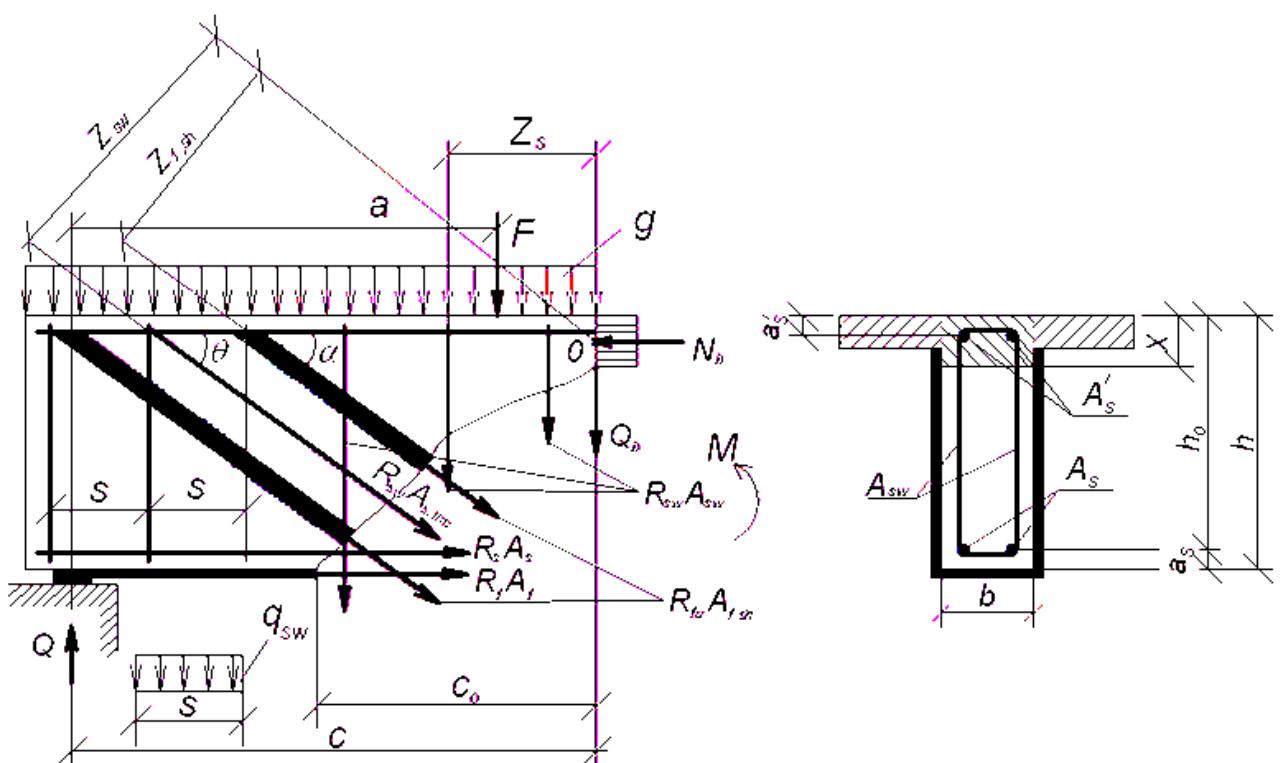


Рис. 3.13. Расчетная схема при расчете наклонного сечения на поперечную

## силу и изгибающий момент

После подбора сечения усиливающей накладки необходима проверка обеспечения несущей способности сечений:

- наклонных к продольной оси элемента на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами,
- на действие поперечной силы по наклонной трещине,
- на действие изгибающего момента по наклонной трещине.

Расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят по выражению {6.65 [46]}:

$$Q \leq \phi_{b1} R_b b h_0 \quad (3.31)$$

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил осуществляется по {п. 6.2.34 [59]} с учетом следующих дополнений.

Общее условие прочности (рис. 3.13):

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_{f,sh} = Q_b + \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta + Q_{f,sh} \quad (3.32)$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении  $Q_b$ , определяется по {п. 6.67 [46]}:

$$Q_b = \frac{\phi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (3.33)$$

$$0,5 R_{bt} b h_0 < Q_b < 2,5 R_{bt} b h_0. \quad (3.34)$$

Усилие  $Q_{sw}$ , воспринимаемое поперечной стальной арматурой, нормальной к продольной оси элемента определяется по выражению {6.68 [46]}:

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c, \quad (3.35)$$

$$\text{где } q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w}; c \leq 2h_0.$$

Усилие  $Q_f$ , воспринимаемое хомутами из ВКМ, согласно Руководство [46] и ACI 440 [51] определяется из выражения:

$$Q_f = \frac{A_{f,sh} \sigma_{fu} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}{s_f}, \quad (3.36)$$

$$\text{где } A_{f,sh} = 2 n t_f w_f. \quad (3.37)$$

Растягивающие напряжения в арматуре ВКМ в предельном состоянии прямо пропорциональны достигнутому уровню деформации:

$$\sigma_{fu} = \varepsilon_{fe} E_f. \quad (3.38)$$

В зависимости от схемы наклейки поперечных хомутов вводятся ограничения на величину деформаций ВКМ.

Для железобетонных колонн и балок, обернутых системой ФАП вкруговую, может наблюдаться потеря сцепления с бетоном при деформации в ФАП меньше предельной. Для предупреждения этого типа разрушения необходимо ограничить используемую при проектировании максимальную деформацию до 0,4%:

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75 \varepsilon_{ft}. \quad (3.39)$$

Для системы ВКМ, не охватывающей все сечение (двух и трехсторонние хомуты) расчетная деформация вычисляется с использованием коэффициента запаса по сцеплению  $k_v$ :

$$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{ft} \leq 0,004. \quad (3.40)$$

Коэффициент запаса по сцеплению является функцией от прочности бетона, типа схемы наклейки и жесткости ВКМ. Этот коэффициент можно вычислить с помощью выражений (3.133) – (3.136):

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_f}{11,900 \varepsilon_{ft}} \leq 0,75. \quad (3.41)$$

Параметр  $L_f$  определяется из выражения (3.42):

$$L_f = \frac{23,300}{(n t_f E_f)^{0,58}}. \quad (3.42)$$

Коэффициенты  $k_1$  и  $k_2$ , учитывающие прочность бетона и тип схемы наклейки определяются из выражений:

$$k_1 = \left( \frac{R'_b}{27} \right)^{\frac{2}{3}}; \quad (3.43)$$

$$k_2 = \frac{d_f - L_f}{d_f} - \text{ для U-образных хомутов,} \quad (3.44)$$

$$\text{а } k_2 = \frac{d_f - 2L_f}{d_f} - \text{ для двухсторонних.}$$

Усилие  $Q_f$ , воспринимаемое хомутами из ВКМ, согласно Khalifa [72, 73] определяется из выражения:

$$Q_f = A_f R_{fe} \frac{(\sin \beta + \cos \beta)}{s_f} d_f \quad (3.45)$$

где  $R_{fe} = KR_{fu}$

Предложенный коэффициент снижения ( $K$ ) зависит в основном от вида разрушения. Коэффициент снижения должен быть принят как наименьшее значение следующих уравнений.

$$K_1 = 0,5622(\rho_f E_f)^2 - 1,2188(\rho_f E_f) + 0,778 \quad (3.46)$$

$$K_2 = \frac{(R'_{cu})^{2/3} w_f}{\varepsilon_{fu} d_f} [738,93 - 4,06(t_f E_f)] \times 10^{-6} \quad (3.47)$$

Значение  $w_{fe}$  вычислено следующим образом:

если полоса ВКМ находится в форме U-обертки без концевого анкера, то:

$$w_f = d_f - L_f \quad (3.48)$$

если полоса ВКМ приклеена только на боковой поверхности балки

$$w_f = d_a - 2L_f \quad (3.49)$$

$$K_3 = \frac{0,006}{\varepsilon_{fu}} \quad (3.50)$$

Усилие  $Q_f$ , воспринимаемое хомутами из ФАП, согласно Triantafillou [69] определяется из выражения:

$$Q_f = \frac{0,9}{\gamma_f} \rho_f E_f \varepsilon_{fe} b_w d_f (1 + \operatorname{ctg} \beta) \sin \beta \quad (3.51)$$

где,  $\gamma_f$  – частичный запас прочности для полосы ВКМ в одноосном напряженном состоянии (принят 1,15 для полосы ВКМ).

$$\varepsilon_{fe} = 0,0119 - 0,0205(\rho_f E_f) + 0,0104(\rho_f E_f)^2 \quad \text{при } 0 \leq \rho_f E_f < 1 \text{ ГПа} \quad (3.52)$$

$$\varepsilon_{fe} = -0,00065(\rho_f E_f) + 0,00245 \quad \text{при } \rho_f E_f > 1 \text{ ГПа} \quad (3.53)$$

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов производят из условия (рис.3.3):

$$M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc} + M_{f,sh} =$$

$$= R_s A_s Z_s + \Sigma R_{sw} A_{sw} Z_{sw} + \Sigma R_{s,inc} A_{s,inc} Z_{s,inc} + \Sigma R_{f,sh} A_{f,sh} Z_{f,sh}, \quad (3.54)$$

где:  $M_s, M_{sw}$  – определяются по {п. 6.2.35 [59]}:

$$M_s = R_s A_s Z_s, \quad (3.147) \quad M_{sw} = 0,5 Q_{sw} c, \quad (3.148) \quad M_{f,sh} = 0,5 Q_f c. \quad (3.55)$$

В связи с расположением хомутов из ВКМ в зоне анкеровки ВКМ продольного направления, усилия в последнем в расчетах не учитываются.

### **Расчет по предельным состояниям второй группы**

#### *Расчет по образованию трещин*

Расчет по образованию трещин для усиленных арматурой ВКМ элементов следует проводить в соответствии с общими указаниями {п.п. 7.2.1–7.2.11 [46]} с некоторыми изменениями, указанными ниже.

Момент инерции приведенного сечения {п. 7.2.9 [46]} рассчитывается с учетом внешней арматуры ВКМ:

$$I_{red} = I + I_s \alpha + I'_s \alpha + I_f \alpha_f \quad (3.56)$$

$A_{red}$  – площадь приведенного поперечного сечения элемента, определяемая по формуле

$$A_{red} = A + A_s \alpha_s + A'_s \alpha_s + A_f \alpha_f \quad (3.57)$$

$$\alpha_f = \frac{E_f}{E_b} \quad (3.58)$$

При определении момента образования трещин на основе нелинейной деформационной модели, приведённой в разделе 2.1 настоящих рекомендаций, нужно учитывать работу бетона в растянутой зоне нормального сечения.

**Расчет по раскрытию трещин.** Расчет по раскрытию трещин для усиленных арматурой ВКМ элементов следует проводить в соответствии с указаниями {п.п. 7.2.12 – 7.2.15 [46]} с некоторыми изменениями, указанными ниже.

Значение коэффициента приведения арматуры ВКМ к бетону  $\alpha_{f1}$  определяют по формуле

$$\alpha_{f1} = \frac{E_f}{E_{b,red}} \quad (3.59)$$

Момент инерции приведенного поперечного сечения элемента  $I_{red}$  относительно его центра тяжести {п. 7.2.13 [46]} определяют с учетом площади сечения бетона сжатой зоны, площади сечения сжатой и растянутой стальной арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону  $\alpha_{s1}$  и арматуры ВКМ с коэффициентом приведения арматуры к бетону  $\alpha_{f1}$

$$I_{red} = I_b + I'_s \alpha_{s1} + I_s \alpha_{s1} + I_f \alpha_{f1} \quad (3.60)$$

По данным некоторых исследований наличие внешней арматуры ВКМ приводит к уменьшению расстояний между трещинами, однако имеющихся к настоящему времени данных недостаточно для количественной оценки этого влияния.

**Расчет по деформациям.** Расчет усиленных арматурой ВКМ элементов по деформациям следует проводить в соответствии с общими указаниями {п. 7.3 [46]}.

Определение кривизны сечения на участках без трещин в растянутой зоне.

Момент инерции приведенного поперечного сечения элемента  $I_{red}$  относительно его центра тяжести {п. 7.3.10 [46]} определяют с учетом площади сечения бетона сжатой зоны, площади сечения сжатой и растянутой стальной арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону  $\alpha$  и арматуры ВКМ с коэффициентом приведения арматуры к бетону  $\alpha'_f$

$$\alpha'_f = \frac{E_f}{E_{b1}} \quad (3.61)$$

При использовании нелинейной деформационной модели полную кривизну сечения на участках без трещин в растянутой зоне усиленного сечения определяют по выражению {(7.28) [59]}. Значения кривизны, входящие в выражение {(7.28) [46]} определяют согласно п. 4.1.34 настоящих рекомендаций.

**Определение кривизны сечения на участках с трещинами в растянутой зоне.** Полную кривизну на участках с трещинами в растянутой зоне усиленного сечения рекомендуется определять с помощью нелинейной деформационной модели по выражению { (7.29) [59] }. Значения кривизны, входящие в выражение { (7.29) [46] } определяют согласно п. 4.1.34 настоящих рекомендаций.

**Определение прогибов.** Расчет усиленных арматурой ВКМ элементов по прогибам следует проводить в соответствии с {п.п. 7.3.1 – 7.3.6 [46]}, принимая значения кривизны элементов, полученных расчетом в соответствии с п.п. 5.3.1 – 5.3.3 руководства [46]. Численный эксперимент приведен в приложении 3.

### 3.5. Выводы по главе 3

1. Разработаны новые простые методики экспериментальной оценки сдвиговой жесткости бетонных и железобетонных элементов с трещинами.
2. Касательные силы зацепления в трещинах бетонных и железобетонных элементов существенно зависят от ширины раскрытия трещин и взаимного сдвига ее берегов. С уменьшением  $\alpha_{crc}$  степень нелинейности зависимости  $\tau_{зап}=f(\delta_{crc})$  увеличивается.
3. Касательные силы зацепления в трещинах бетонных и железобетонных элементов существенно зависят от структурных особенностей бетона, прочности и вида бетона. С увеличением плотности и жесткости заполнителей степень проявления касательных сил зацепления больше, величина сил зацепления растет с увеличением степени шероховатости поверхности трещины.
4. При ограничении раскрытия трещин путем наложения связей (арматура, тяги) в них возникают усилия, действующие по нормам к трещине; эти нормальные напряжения зависят от  $\alpha/2$ , и других факторов аналогично касательным силам зацепления.
5. Приведена оценка сопротивления и напряженного состояния железобетонных изгибаемых элементов методом конечных элементов (МКЭ); анализ показал, что распределение касательных напряжений над трещиной

близок к треугольному, а в растянутой зоне эпюра имеет вогнутый характер; эпюра растягивающих напряжений по горизонтальным площадкам имеет выпуклый характер с максимальными значениями ниже нейтральной оси.

6. Сравнительные испытания и теоретический анализ несущей способности по поперечной силе прямоугольных и тавровых элементов с учетом сил зацепления в трещинах показывают:

- а) что КМК 2-03-01-96 не вполне отражает действительную работу изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям;
- б) разработанная в НИИЖБ новая методика расчета по наклонным сечениям более реально отражает механизм сопротивления изгибаемых элементов для тяжелого бетона. Для элементов из легкого бетона этот метод повышает несущую способность по поперечной силе;
- в) разработанная нами новая методика расчета по наклонным сечениям является более прогрессивной, так как она вполне реально оценивает механизм и процесс сопротивления по наклонным сечениям изгибаемых железобетонных элементов.

7. Разработаны практические рекомендации по расчету прочности наклонных сечений тавровых балок мостов, усиленных высокопрочными композиционными материалами, обеспечивающие надежность транспортных сооружений.

## **Выводы по диссертации**

1. В наших исследованиях рассматривается 12 динамических расчетных схем для опор мостов с фундаментами типа опускной колодец. Причем заделка консольного стержня располагается в уровнях подошвы опускного колодца, обрезу фундамента или суммарной длины изгиба опускного колодца и тела опоры моста.

2. Очевидно для рассмотренных динамических расчетный вес (масса), а следовательно будет возникать разная сейсмическая нагрузка. Поэтому нужен научный анализ всех возможных динамических расчетных схем.

3. Анализ 12 динамических расчетных схем показал, что наименьшая

сейсмическая нагрузка будет возникать в динамической расчетной схеме по рис. 1.1, н, а максимальная по рис. 1.1, б-и. Промежуточное значение сейсмической нагрузки будет возникать по рис. 1.1, к,л,м.

4. В динамической расчетной схеме по рис. 1.1, е принимается изгибная жесткость тела и фундамента равной бесконечности как это предлагалось в работе доктора технических наук, профессора Э.В.Костерина [13]. С этим допущением нельзя согласиться так как изгибная жесткость мостовых опор всегда конечна, а для сравнительно высоких опор она резко снижается и может оказаться весьма малой.

5. В последнем случае резко увеличиваются горизонтальные перемещения, а также период свободных колебаний. В свою очередь при значительном увеличении периода свободных колебаний резко снизится сейсмическая нагрузка на опору, что приведет к её существенному снижению надежности работы от недоучета величины сейсмической нагрузки.

6. Разработаны методики проверочного расчета несущей способности по грунту опускного колодца как условного фундамента мелкого заложения и устойчивости основания, окружающего опускной колодец на сейсмические воздействия.

7. Разработаны проверочные расчеты прочности бетона в плоскости обреза фундамента опускного колодца опор мостов при несейсмическом и сейсмическом воздействиях, расчеты горизонтальных смещений верха опоры, а также способы определения равнодействующей активного горизонтального сейсмического давления грунта на опоры мостов.

8. При сооружении мостов и эстакад в Узбекистане необходимо учитывать особенности проектирования, расчета и конструирования фундаментов на лессовых просадочных грунтах.

9. При проектировании оснований, сложенных просадочными грунтами, в случае их возможного замачивания должны предусматриваться мероприятия, исключающие или снижающие до допустимых пределов просадки основания и уменьшающие их влияние на эксплуатационную пригодность сооружений.

10. Предварительные размеры фундаментов сооружений, возводимых на просадочных грунтах, назначаются исходя из расчетных сопротивлений

основания  $R_o$ , принимающих по СНиП 2.02.01-83 [20, прил. 3, табл. 4].

11. При возможности замачивания грунтов основания следует предусматривать одно из мероприятий:

- уплотнение просадочных свойств грунтов в пределах всей просадочной толщи;
- прорезку просадочной толщи глубокими фундаментами, в том числе свайными и массивами из закрепленного грунта;
- комплекс мероприятий, включающий частичное устранение и конструктивные мероприятия.

12. Устранение просадочных свойств грунтов достигается:

- уплотнением тяжелыми трамбовками; устройством грунтовых подушек, втрамбовыванием котлованов, в том числе с устройством уширения из жесткого материала, химическим и термическим закреплением;
- в пределах всей просадочной толщи глубинным уплотнением грунтовыми сваями, предварительным замачиванием грунтов основания, в том числе с глубинными взрывами, химическим или термическим закреплением.

13. При проектировании свайных фундаментов в грунтовых условиях II типа по просадочности с возможной просадкой грунтов от собственного веса выше 30 см следует, как правило, предусматривать мероприятия по переводу грунтовых условий II типа в I тип путем срезки грунта или уплотнения предварительным замачиванием, замачиванием со взрывом, грунтовыми сваями и другими методами.

14. При проектировании инженерных сооружений, важное место занимают расчёты их элементов на кручение и на совместное действие крутящих и изгибающих усилий.

15. Большинство формул для расчёта конструкции на изгиб с кручением сложны для понимания, так как записаны в виде интегральных и дифференциальных уравнений не только первых порядков.

16. В настоящих исследованиях приведены разработанные автором способы определения крутящих моментов в промежуточных опорах мостов, расчёты промежуточных опор мостов на кручение и кручение с изгибом прямоугольного и сложного сечений по предельным состояниям первой и

второй групп.

17. Разработана методика расчёта на кручение промежуточных опор мостов, стоек, опор, столбов, свай квадратного, круглого сечений, а также свай-оболочек заполненных и не заполненных бетоном по теориям упругого и упругопластического кручения.

18. В работе разработана методика проверок эксплуатационной пригодности работы на кручение железобетонных стоек квадратного сечения и свайных и других типов фундаментов опор мостов по формулам упругого и упругопластического кручения.

19. Разработан пример расчета на сейсмостойкость, кручение и кручение с изгибом промежуточной опоры № 9 виадука № 3 на железнодорожной линии Ташгузар – Кумкурган.

20. В технической литературе и в нормах по проектированию мостов при работе их элементов на кручение и кручение с изгибом практически отсутствуют необходимые сведения.

21. Метод учета кручения в расчетах лишь только отдельных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов приведен в нормативном документе МГСН 5.02–99. «Проектирование городских мостовых сооружений». Поэтому приведенная методика проверочных расчетов работы железобетонных элементов на кручение и кручение с изгибом имеет большое практическое значение для инженеров – проектировщиков и студентов высших учебных заведений.

22. Несмотря на усилия многочисленных исследователей методы расчета прочности предварительно-напряжённых железобетонных изгибаемых элементов по наклонным сечениям, как в отечественных нормах, так и за рубежом остаются несовершенными.

23. Выявление и уточнение влияния перечисленных факторов даст возможность ответить на многие нерешенные вопросы, выявить действительную работу изгибаемых элементов по наклонным сечениям и уточнить методику расчета.

24. Выше мы показали, что на основе общей расчетной модели, включающей уравнения равновесия моментов, продольных и поперечных сил с

привлечением условия деформирования, в принципе, можно получить достаточно простые расчетные зависимости для оценки прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям. Однако при этом, как было показано, приходится включить в расчет приближенные, достаточно условные приемы и подходы.

25. Полученная методика позволяет оценивать прочность железобетонных элементов по бетону над наклонной трещиной на действие поперечных сил и по растянутой продольной арматуре, пересекающей наклонную трещину, на действие момента для элементов без поперечной арматуры и с поперечной арматурой.

26. При расчете железобетонных элементов на действие поперечных сил учитываются основные параметры, присутствующие в приведенных выше нормативных документах: относительная длина проекции наклонного сечения  $c/h_0$ , относительное содержание продольной арматуры  $A_s/bh_0$  относительная величина момента  $M/z$ . Тем самым представленная модель позволяет заменить эмпирические зависимости, присутствующие в различных нормативных документах. Что касается эмпирической зависимости, присутствующей в отечественных нормативных документах, выраженной через относительную длину проекции наклонного сечения  $c/h_0$ , то эта модель позволяет дополнить нормативную зависимость влиянием относительного содержания продольной арматуры  $A_s/bh_0$  и относительного момента  $M/z$ , что в целом отвечает экспериментальным данным.

27. Безусловно, рассмотренная модель требует дальнейшего развития, уточнения и корректировки. В первую очередь она должна быть приведена в соответствии с экспериментальными данными путем уточнения прочности бетона над наклонной трещиной, высоты зоны бетона над наклонной трещиной, нагельного сопротивления продольной арматуры, сил зацепления по берегам наклонной трещины. Тем не менее, эта модель, в силу своей простоты и физического содержания, является более привлекательной по сравнению с эмпирическими зависимостями, содержащимися в приведенных выше нормативных документах. Она может также служить обоснованием или показывать необходимость корректировки тех или иных эмпирических

зависимостей.

28. Рассматривая представленную модель, можно также сделать вывод о нецелесообразности усложнения методики расчета железобетонных элементов на действие поперечных сил в силу невозможности точно оценить основные усилия, действующие в наклонном сечении.

29. Разработаны новые простые методики экспериментальной оценки сдвиговой жесткости бетонных и железобетонных элементов с трещинами.

30. Касательные силы зацепления в трещинах бетонных и железобетонных элементов существенно зависят от ширины раскрытия трещин и взаимного сдвига ее берегов. С уменьшением  $\alpha_{crc}$  степень нелинейности зависимости  $\tau_{зап}=f(\delta_{crc})$  увеличивается.

31. Касательные силы зацепления в трещинах бетонных и железобетонных элементов существенно зависят от структурных особенностей бетона, прочности и вида бетона. С увеличением плотности и жесткости заполнителей степень проявления касательных сил зацепления больше, величина сил зацепления растет с увеличением степени шероховатости поверхности трещины.

32. При ограничении раскрытия трещин путем наложения связей (арматура, тяги) в них возникают усилия, действующие по нормам к трещине; эти нормальные напряжения зависят от  $\alpha/2$ , и других факторов аналогично касательным силам зацепления.

33. Сравнительные испытания и теоретический анализ несущей способности по поперечной силе прямоугольных и тавровых элементов с учетом сил зацепления в трещинах показывают:

а) что КМК 2-03-01-96 не вполне отражает действительную работу изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям;

б) разработанная в НИИЖБ новая методика расчета по наклонным сечениям более реально отражает механизм сопротивления изгибаемых элементов для тяжелого бетона. Для элементов из легкого бетона этот метод повышает несущую способность по поперечной силе;

в) разработанная нами новая методика расчета по наклонным сечениям является более прогрессивной, так как она вполне реально оценивает механизм

и процесс сопротивления по наклонным сечениям изгибающихся железобетонных элементов.

34. Разработаны практические рекомендации по расчету прочности наклонных сечений тавровых балок мостов, усиленных высокопрочными композиционными материалами, обеспечивающие надежность транспортных сооружений.

35. Результаты научно-исследовательской работы будут использованы при совершенствовании Республиканских нормативных документов по проектированию и строительству транспортных сооружений, а также при разработке и внедрении новых конструктивных решений транспортных сооружений Республики Узбекистан.

## Литература

1. Каримов И.А. «Центральная Азия как трансконтинентальный транспортный мост: потенциал и перспективы развития». Доклад президента Республики Узбекистан на международной конференции. Ташкент, 19 ноября 2007.
2. Доклад Президента Республики Узбекистан Ислама Каримова на заседании Кабинета Министров, посвященном итогам социально-экономического развития страны в 2014 году и важнейшим приоритетным направлениям экономической программы на 2015 год. <http://aza.uz/ru/politics-respublik-i-uzbekistan-islama-karimova-na-z-17-01-2015>.
3. КМК 2.01.03-96. Строительство в сейсмических районах. Ташкент, Госкомархитектстрой РУз, 1996, с. 59.
4. КМК 2.03.01-96. Бетонные и железобетонные конструкции. Ташкент, Госкомархитектстрой РУз, 1997. - 79 с.
5. КМК 2.05.03-96. «Мосты и трубы. Ташкент, Госкомархитектстрой РУз, 1997. -199c.
6. КМК 2.03.01-96 «Бетонные и железобетонные конструкции». Ташкент, Госкомархитектстрой РУз, 1996. - 79 с.
7. КМК 2.01.07-97 «Нагрузки и воздействия». Ташкент, Госкомархитектстрой РУз.

8. КМК 3.06.07-97. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. Ташкент, Госкомархитектстрой РУз.
9. 79. КМК 2.03.11-97. Защита строительных конструкций от коррозии. Госкомархитектстрой РУз.
10. КМК 3.04.03-97. Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии. Госкомархитектстрой РУз.
11. Ашрабов А.А. База эталонных моделей керамзитобетона Сб. РНТК Ташкент, 1997. с. 112-120.
12. А.А. Ашрабов, Ч.С.Раупов. Экспериментальные методы и средства проведения инженерных испытаний. Учебное пособие для магистров строительного профиля. ТашИИТ. Часть I и II. 2006. – 117 и 109 с.
13. А.А. Ашрабов, Ч.С.Раупов. Техническая диагностика и реабилитация строительных конструкций. Учебное пособие для магистров строительного профиля. ТашИИТ. Часть I и II. 2006. –73 и 97 с.
14. А.А. Ашрабов, Ч.С.Раупов. Реконструкция и восстановление эксплуатируемых сооружений на железнодорожном транспорте. Учебное пособие для магистров строительного профиля. ТашИИТ. Часть I и II. 2006. – 82 и 96 с.
15. Ашрабов А.А., Раупов Ч.С., Садыков А.И., М.С.Джаафар. О взаимных смещениях трещин при сдвиге в бетоне и железобетоне./Сб. трудов республ. научно-практ конф. «Замонавий илм-фан ва технологияларнинг энг муҳим муаммолари». Джизак. 2004, 14-15 май. с.174-176.
16. А. А. Ашрабов, Ч. С. Раупов. Учет контактных взаимодействий в трещинах при оценке нелинейного деформирования железобетонных элементов. Сб. трудов Междунар. конф. «Проблемы механики и сейсмодинамики сооружений». Ташкент. 27-28-май, 2004. с. 31-34.
17. Абдуллаев Б.Ш., Раупов Ч.С. Моделирование эффекта зацепления при произвольном перемещении берегов трещины в бетоне с помощью программного комплекса MathCAD. Материалы Респ. научно-техн. конф. Ташкент. ТашИИТ. (12-13 мая 2006 г.). с.150-153.
18. Ашрабов А.А., Раупов Ч.С. К расчету усиления железобетонных балок, восстановленных углепластиковыми тканьевыми материалами. Сборник трудов Респ. НП конф. ТашИИТ. 2009. июнь.

19. Ашрабов А.А., Ахмедов Ш.Б., Раупов Ч.С. Несущая способность зоны среза балок пролетного строения мостов прямоугольного сечения, усиленных ТПМ. //Проблемы внедрения инновационных идей, технологий и проектов в производство. II Сборник трудов II Респ. НТК. Джиззак. 14-15 мая 2010 года. с. 36-40.
20. Ашрабов А.А. Моделирование свойств и процессов разрушения бетона и железобетона. Изд. «Фан», Ташкент, 1988. с. 58-117.
21. А.А.Ашрабов, Ч.С.Раупов. Расчетная модель прочности железобетонных балок с учетом усилий и деформаций среза. Проблема механики. 2005, №3. с.50-56.
22. А.А.Ашрабов, Ч.С.Раупов. Указания по применению керамзитобетона в автодорожных мостах. ВСН 35-2006. Ташкент, 2006. – 65 с.
23. А.А. Ашрабов, Ч. С. Раупов. Исследование сопротивления железобетонных тавровых балок с учетом усилий и деформаций сдвига. Вестник ТашИИТА. 2005/2. с. 3–12.
24. А.А. Ашрабов, Ч.С. Раупов Исследование влияние продольного армирования на прочность железобетонных балок при поперечном изгибе. Вестник ТашИИТА. 2006/1. с. 3–10.
25. Бамбура А.Н. Диаграмма «напряжения-деформации» для бетона при центральном сжатии. Вопросы прочности «деформативности и трещиноустойчивости железобетона. Ростов-н-Д: Рост.инж.-строй. ин-т, 1980.
26. Банков В.Н.,Залесов А.С.Особенности работы при опорных участков балок. -Бетон и железобетон, 1984,№ 7, с.20-22.
27. Боришанский М.С. Расчет железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Сб.НИИЖБ Расчет и конструирование элементов железобетонных конструкций. Стройиздат, М., 1964.
28. Бондаренко В.М., Меркулов С.И. Развитие теории реконструированного железобетона//Проблемы обеспечения безопасности строительного фонда России: Материалы III Международных академических чтений РААСН. – Курск, Изд-во Курск ГТУ, 2004. С. 10–22.
29. Вилков К.И., Смолин Н.И. О прочности наклонных керамзитобетонных балок без поперечной арматуры. В кн: Исследования по железобетону. Труды ГИСИ. Вып. 59. Горький, 1992, с. 5-17.

30. Вилков К.И., Смолин Н.И. О прочности наклонных сечений в изгибающихся керамзитожелезобетонных элементах. В кн: Совершенствование методов расчета и исследования новых типов железобетонных конструкций. Межвузов, тематический науч. техн. сб. № 2. Ленинград, 1975, С. 18-28.

31. Гвоздев А.А., Залесов А.С. К расчету прочности наклонных сечений железобетонных элементов. "Бетон и железобетон" № II, 1978.

32. Дорофеев В.С., Карпюк В.М., Крантовская Е.Н., Карпюк Ф.Р. Особенности напряженно-деформированного состояния неразрезных железобетонных балок и расчета прочности их наклонных сечений. Одесская государственная академия строительства и архитектуры. г. Одесса, Украина. 2009.

33. Дорошкевич Л.А., Нестандартний метод расчета поперечной арматуры железобетонных изгибающихся элементов /Л.А. Дорошкевич, Б.Г. Демчина, С.Б. Максимович., Б.Ю. Максимович //Проблемы современного бетона и железобетона. Сб. научн. Трудов. – Минск.: НП ООО «Стрикон», 2007. - С.164-

34. Краткие заметки о расчете железобетонных конструкций на действие поперечных сил. НИИЖБ - филиал ФГУП "НИЦ "Строительство" ОАО "ЦПП" № 2008. <http://vsesnip.com/>

35. Манец И.Г., Веселовский Р.А. Композиционные полимерные материалы в горном деле, "Недра", Москва, 1988, с. 235.

36. Мирсаяпов И.Т. Выносливость железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Казань – 2009.  
[http://dibase.ru/article/26102009\\_mirsayarovait](http://dibase.ru/article/26102009_mirsayarovait)

37. Межгосударственные строительные нормы и правила (МСНП): Строительство в сейсмических районах (проект)/МНТКС, 1993.– 55 с.

38. Раупов Ч.С. Исследование сдвиговой прочности и жесткости железобетонных балок, усиленных волокнистым полимерным материалом. Материалы Респ. научно-техн. конф. Ташкент. ТашИИТ. (12-13 мая 2006 г.). с.114-119.

39. Раупов Ч.С. К методологии реабилитации железобетонных элементов мостов при действии поперечных сил. Материалы Респ. научно-техн. конф. Ташкент. ТашИИТ. (12-13 мая 2006 г.). с.100–105.

40. Раупов Ч.С. Реабилитация железобетонных балок мостов полимерными

волокнистыми материалами//Ресурсосберегающие технологии в строительстве. Материалы Респ НТ конф., посвященные 75-летию института. ТашИИТ. 2006. с. 108–113.

41. Раупов Ч.С., Пулатов Н.А. Прочность наклонных сечений железобетонных балок мостов с учетом усилий и деформаций среза. Сборник трудов НП конф. ТАДИ. 2009. май.

42. Раупов Ч.С., Ашрабов А.А., Ахмедов Ш.Б. Практические предложения по усилению балок пролетного строения мостов тканевыми полимерными материалами. //Ресурсосберегающие технологии на железнодорожном транспорте. Научные труды Респ. НТК с участием зарубежных стран. Часть II. ТашИИТ. 2-3 декабря 2009 года. с.4-5.

43. Раупов Ч.С. К оценке поведения железобетонных элементов с трещинами, реабилитированных полимерными волокнистыми материалами. Вестник ТашИИТА. 2006/2. с. 3–10.

44. Раупов Ч.С., Ашрабов А.А. К расчету несущей способности железобетонных балок при срезе, усиленных тканевыми полимерными материями. Материалы Респ. НТК. Ташкент. 2009 г. 16-17 сентябрь. с. 176-181.

45. Родевич В.В. Совершенствование метода расчета железобетонных балок по наклонным сечениям при статическом и кратковременном динамическом нагружении. Дисс канд. техн. наук. Томский государственный архитектурно-строительный университет. Томск. 2002. – 174 с.

46. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами. Разработано ООО «Интераква» (инж. Чернявский В.Л., д.т.н. Хаютин Ю.Г., к.т.н. Аксельрод Е.З.) и НИИЖБ (д.т.н., проф. Клевцов В.А., инж. Фаткуллин Н.В.).

47. Слепко Л.М. К расчету прямоугольных предварительно-напряженных железобетонных балок по наклонным сечениям."Вестник Львовского политехнического института" № 47, Изд. Львовского университета, 1970.

48. Старишко И. Н. Факторы, определяющие несущую способность предварительно-напряженных изгибаемых железобетонных элементов на припорных участках. –М. Дисс. канд. техн. наук. 1985. – 247 с.

49. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Усиление

железобетонных конструкций композиционными материалами. – М.: Стройиздат, 2004, 144 с.

50. Чирков В.П. Натурные испытания предварительно-напряженных балок на действие поперечных сил. "Транспортное строительство" № 4, 1963.
51. ACI Committee 440 (2003). Guide for Design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures.
52. Adhikary, B. B., Mutsuyoshi, H., and Sano, M. (2000). Shear strengthening of reinforced concrete beams using steel plates bonded on beam web: experiments and analysis. Construction and Building Materials Vol. 14, pp 237-244.
53. Apicella, F (1999). Research and Development issues of composite resin system. A conference on Polymer Composites, Edited by Creese. C. R and Ganga Rao. H, Technomic Publishing Co. Inc. pp 134-139.
54. Arya. C, Clarke. J. L, Kay. E. A and Regan D.P.O' (2001). Guidelines for strengthening concrete structures with FRP laminates. FRPRCS-5, University of Cambridge Vol.1, pp187-194.
55. Ashrabov, C. S. Raupov, A. A. A. Samad, J. Jayaprakash. Study on force transfer mechanism in cracked reinforced concrete elements. The International Conference on problems of mechanics and seismodynamics of structures. Proceedings. Tashkent. 27-28 May . 2004. pp. 28-31.
56. Ashrabov, A. A., M. S. Jaafar, G. N. Kon, C. S. Raupov, A. I. Sadykov, Studies on limits of linear creep at compression for lightweight concrete. Proceedings of the Second International Uzbek-Korean Symposium “Science and Technology in 21<sup>st</sup> Century”, Tashkent, 2004. 18 – 22 November, pp. 21 – 29.
57. Ashrabov, M. S. Jaafar, G. N. Kon, C. S. Raupov, S. S. Shodjalilov. Comparisons of micro-cracking limits with static fatigue strength of lightweight concrete under tension and compression. Proceedings of the Second International Uzbek-Korean Symposium “Science and Technology in 21<sup>st</sup> Century”, Tashkent, 18 – 22 November, pp. 30 – 36.
58. Ashrabov A.A., Raupov Ch.S., Ishanxodgaev A.A., Kon G.N., Jayaprakash J. Study of shear resistance of reinforced concrete elements with respect to the contact interaction in cracks. Тезисы докл. II Межд. Конф. «Научные приоритеты и новые технологии в XXI веке». Г. Алматы. 8-10 сентября 2004. р. 72.

59. Ashrabov, Y.V. Zaitsev, S. Spotar, C. S. Raupov. Modelling and strength simulation for concrete materials containing cracks. Проблемы механики, № 4, 2005. c. 11–17.
60. Ashrabov, M. S. Jaafar, A. N. Bambura, T.R. Radjabov, C. S. Raupov. Stress-strain relation modelling for lightweight concrete with respect to technological factors. Malaysia. /Pertanika journal of Scienge and technologi. Volume 10 №2. januari 2002. pp.43-48.
61. Ashrabov, M. S. Jaafar, A. A. A. Samad, W.A.M. Thanoon, C. S. Raupov, J. Jayaprakash. Study on the force transfer mechanisms in cracked RC concrete elements. Malaysia. /Pertanika journal of SCIENCE AND TECHNOLOGI. Volume 11 №1. januari 2003. pp.72-77.
62. CNR-DT 200/2004. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. –Rome, 2004. –144 c.
63. Chaallal, O., Nollet, M. J., and Perraton, D. (1998). Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded fibre reinforced plastic plates: design guidelines for shear and flexure. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 25, No. 4, pp 692-704.
64. Dussek, I. (1987). Strengthening of bridge beams and similar structures by means of epoxy resin bonded external reinforcement. Transp. Res. Rec. No. 785, Transp. Res. Board, Washington, D.C. pp 21-24.
65. Hussain, M., Sharif, A., Basunbul, I. A., Baluch, M. H., and Al-Sulaimani, G.J. (1995). Flexural behaviour of precracked reinforced concrete beams strengthened externally by steel plates. ACI Journal, Vol. 92, N0. 1, pp. 14-22.
66. Golabi. K., and Thompson. P.D. (1990). A Network optimisation system for maintainence and improvement of California's bridges. Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation, Editor: A.S. Nowak pp 41-55.
67. Gold, W.J. and Nanni, A. (1998). In-situ Load Testing to Evaluate New Repair Techniques. Proceedings, NIST Workshop on Standards Development for the Use of Fiber Reinforced Polymers for the Rehabilitation of Concrete and Masonry Structures, Dat Duthinh Editor, Tucson, Arizona, pp. 102-112.
68. J. Jayaprakash, Abdul Aziz A. A., Abang, A A. A., and Ashrabov, A. A. (2004a) External Shear Strengthening Strategies of RC Beams with Bi-Directional

Carbon Fibre Reinforced Polymer Sheet. Proceedings of International Conference on Bridge and Hydraulic structures, pp 219-224.

69. J. Jayaprakash, Abdul Aziz A. A., Abang, A A. A., and Ashrabov, A. A. (2004b). Rehabilitation of RC Beams using Bi-Directional Carbon Fibre Reinforced Polymer Fabrics. The Third International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'04), 2-4 September 2004, Seoul, Korea.

70. J. Jayaprakash, Abdul Aziz A. A., Abang, A A. A., and Ashrabov, A. A. (2005). An Experimental Investigation on Shear Enhancement of Partially Cracked RC Beams with Bi Directional Carbon Fabrics. Sixth International Congress, Global Construction-Ultimate Concrete Opportunities, 5-7, July 2005, UK. (Accepted).

71. Kani G.N.S. A Rational Theory for the Function of Web Reinforcement. SACI proc. V.66, N.3,March 1989, pp.185-196.

72. Khalifa A., Belarbi, A., and Nanni. A. (2000). Shear performance of RC members strengthened with externally bonded FRP wraps. Proc., American Concrete Institute, Proc., 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, paper 305.

73. Khalifa A., and Nanni. A (2002). Rehabilitation of rectangular simply supported RC beams with shear deficiencies using T1IM composites. Construction and Building Materials, Vol. 16, pp 135-146.

74. Mechtcherine V., Muller H. S.: Fracture behaviour of High Performance Concrete. Finite Elements in Civil Engineering Applications, M.A.N. Hendriks & J.G. Rots (eds.), Balkema Publishers, Lisse, The Netherlands, pp. 35–44, 2002.

75. Lydon F. D. Properties of hardened lightweight aggregate Conctete 2-m Int. Congress on Lighweight Concrete. «Concrete International 80, London, 1990. Proceedings, pp. 115-159.

76. Meier,U. (2000). Composite Materials in Bridge Repair. Applied Composite Materials 7: pp 75-94.

77. Monroe D (1999). Rehabilitation and Preservation—Pittsburgh International Airport Parking Garage. A conference on polymer composites Infrastructural Renewal and Economic Development, Edited by Robert C.Creese and Hota Ganga Rao pp. 39-43.

78. Meier, U. (1992). Carbon fibre reinforced polymers, modern materials in

- bridge engineering. Structural Engineering International, Vol 2, No. 1, pp 7-12.
79. Norris. T, Saadatmanesh. H and Mhammad R. Ehsani (1997). Shear and flexural strengthening of R/C beams with carbon fibre sheets, Journal of Structural Engineering, Vol. No. 7, pp.903-911.
80. Schmidt M., Fehling E., Geisenhanslake C. (eds.): Ultra High Performance Concrete (UHPC) – Proceedings of the 1st International Symposium on Ultra High Performance Concrete; Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Universitat Kassel, Heft 3, 2004.
81. Rahimi, H, and Hutchinson, A. (2001). Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates. Journal of Composite Construction, Vol. 5, No. 1, pp 44-56.
82. Raithby D., F. D. Lydon. Lightweight concrete in Lightway bridges. The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete. Vol. 2, №3, May 1991. pp. 133-146.
83. Veselovsky R., Savitsky N., Veselovsky D., The new approach to the impregnation of structures. Труды конф. "Инновационные технологии диагностики, ремонта и восстановления объектов строительства и транспорта", Алушта, 2004.
84. Veselovsky R., Kestelman V., Adhesion of Polymers, McGraw Hill, New York, 2003, pp.500.
85. Mehta P. K., Monteiro J. M. Concrete: microstructure, properties, and materials. – New York: McGraw-Hill, 2006.
86. Hussain, M., Sharif, A., Basunbul, I. A., Baluch, M. H., and Al-Sulaimani, G.J. (1995). Flexural behaviour of precracked reinforced concrete beams strengthened externally by steel plates. ACI Journal, Vol. 92, N0. 1, pp. 14-22.
87. GangaRao. H. V. S and Vijay. P. V. (1998). Bending behaviour of concrete beams wrapped with carbon fabrics. Journal of structural Engineering, vol. 124. No.1, pp-3-10.
88. Формы разрушения наклонного сечения. <http://life-prog.ru/>
89. Данные БелдорНИИ. [beldornii@anitex.by](mailto:beldornii@anitex.by). [http://old.minsk.gov.by/cgi-bin/org\\_ps.pl?mode=pic&k\\_org=127](http://old.minsk.gov.by/cgi-bin/org_ps.pl?mode=pic&k_org=127).

## **Приложение 1**

### **Расчет прочности наклонного сечения железобетонных балок мостов с учетом сил зацепления и нагельного эффекта продольной арматуры.**

**Общая расчетная модель.** Разрушение железобетонных элементов от действия поперечных сил, как установлено многочисленными опытами, происходит по наклонному сечению, проходящему по наклонной трещине, при разрушении бетона над наклонной трещиной. Казалось бы, самое простое – это выделить блок железобетонного элемента, отсеченного наклонным сечением, и рассмотреть равновесие внешних сил, действующих на выделенный блок, и внутренних усилий, действующих в наклонном сечении. Однако при определении усилий, действующих в наклонном сечении, возникает ряд трудноразрешимых проблем [34].

Рассмотрим блок, выделенный в элементе наклонным сечением и нормальным сечением, проходящем по нижнему, растянутому концу наклонного сечения, по которому действуют поперечные сила  $Q$  момент  $M$  и продольная сила  $N$  от внешних нагрузок (рис.2.4).

Усилия, действующие в наклонном сечении (усилия в связях, соединяющих выделенный блок с остальным элементом), включают [34]:

- усилия в бетоне над наклонной трещиной, которые можно представить в виде продольной и поперечной составляющих  $N_b$  и  $Q_b$
- усилия в поперечной арматуре  $Q_{sw}$ ,
- усилия в месте пересечения наклонного сечения и продольной растянутой арматуры, которые также можно представить в виде продольной и поперечной составляющих  $N_s$  и  $Q_s$ ;
- усилия, действующие по берегам наклонной трещины, которые также можно представить в виде продольной и поперечной составляющих  $Q_{crc}$  и  $N_{crc}$ .

В результате может быть записана общая система уравнений равновесия, включающая уравнения равновесия внешних и внутренних поперечных сил, изгибающих моментов и продольных сил, действующих в наклонном сечении

$$\sum Q = 0; Q = Q_b + Q_{sw} + Q_s + Q_{crc}; \quad (2.21)$$

$$\sum N = 0; N = N_b - N_s + N_{crc}; \quad (2.22)$$

$$\sum M = 0; M = N_{bz} - Q_{bc} + Q_{sw}/2. \quad (2.23)$$

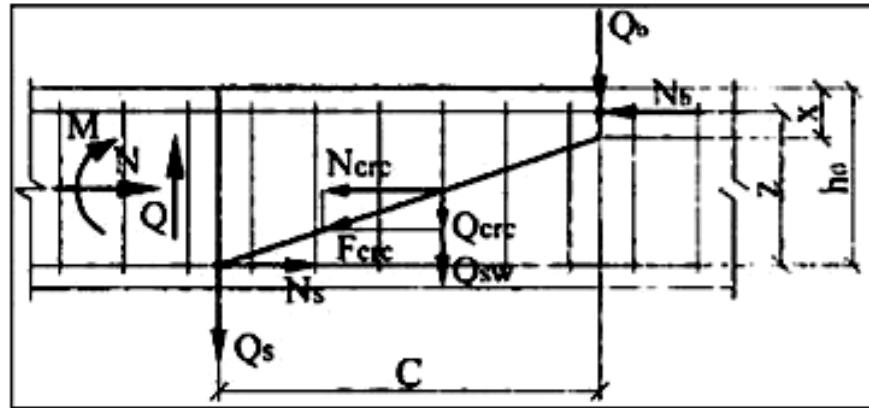


Рис. 2.4

Уравнение моментов здесь представлено как сумма моментов всех внешних и внутренних сил относительно точки пересечения наклонного сечения с продольной растянутой арматурой.

Теперь рассмотрим усилия, действующие в наклонном сечении.

**Усилия в бетоне над наклонной трещиной.** Бетон в зоне над наклонной трещиной находится в условиях плоского напряженного состояния. Если рассматривать сечения, проходящие от вершины наклонной трещины до грани элемента, то в этом сечении, очевидно, действуют нормальные и касательные напряжения. Предельные значения нормальных и касательных напряжений могут быть найдены из критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии, выраженного через главные взаимно перпендикулярные напряжения и сопротивления бетона по прочности на сжатие и сопротивления бетона по прочности на растяжение. Исходя из этого критерия, может быть установлено соотношение предельных нормальных и касательных напряжений, действующих в этом сечении [34].

Если принять приближенно равномерное распределение нормальных и касательных напряжений по высоте зоны бетона над наклонной трещиной, то мы получим соотношение поперечного и продольного усилий в этой зоне, отвечающее полученному соотношению нормальных и касательных напряжений. Однако сами величины продольного и поперечного усилий в зоне над наклонной трещиной остаются неизвестными, поскольку остается неизвестной высота зоны бетона над наклонной трещиной и к тому же соотношение между предельными значениями продольной и поперечной силы

является переменной величиной.

Рассмотрим более подробно определение усилий, воспринимаемых бетоном над наклонной трещиной,  $Q_b$  и  $N_b$ .

Критерий прочности бетона при плоском напряженном состоянии в области «сжатие–растяжение» и «сжатие–сжатие», получаемый непосредственно из экспериментальных данных, может быть представлен в виде криволинейного графика в координатах главных напряжений, сжимающих  $\sigma_1$  и растягивающих  $\sigma_3$  показанного на рис. 2.5. Однако такой криволинейный график достаточно сложен для дальнейшей интерпретации. Поэтому его целесообразно заменить более простыми и осторожными линейными графиками, показанными на рис. 4.6. Эти графики могут быть выражены простыми уравнениями:

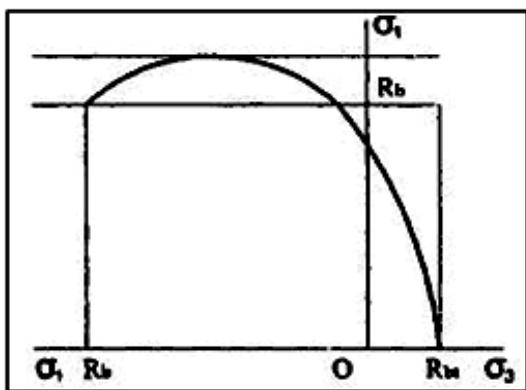


Рис. 2.5

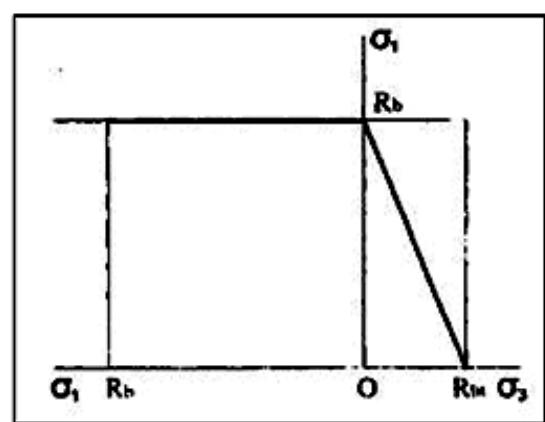


Рис. 2.6

для «сжатия растяжения»

$$\frac{\sigma_1}{R_b} + \frac{\sigma_3}{R_{bt}} = 1 \quad (2.24)$$

для сжатия–сжатия

$$\frac{\sigma_1}{R_b} = 1 \quad (2.25)$$

Уравнения, выраженные через главные напряжения, можно с помощью известных соотношений теории упругости выразить через нормальные напряжения  $\sigma_b$  и касательные напряжения  $\tau_b$

в области сжатие–сжатие

$$\left( \frac{R_{bt}}{R_b} \right)^2 \left( \frac{\tau_b}{R_{bt}} \right)^2 + \frac{\sigma_b}{R_b} - 1 = 0 \quad (2.26)$$

в области сжатие–растяжение

$$\frac{R_{bt}}{R_b} \left(1 + \frac{R_{bt}}{R_b}\right)^2 \left(\frac{\tau_b}{R_b}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_b}{R_b}\right)^2 + \frac{R_{bt}}{R_b} \cdot \frac{\sigma_b}{R_b} - \frac{R_{bt}}{R_b} = 0 \quad (2.27)$$

Полученные уравнения можно представить в виде криволинейного графика в координатах нормальных и касательных напряжений, показанного на рис. Можно видеть, что при нулевых значениях нормальных напряжений  $\sigma_b=0$  предельные касательные напряжения  $\tau_{b,ult}$  равны прочности бетона на растяжение  $R_{bt}$ , далее с увеличением нормальных напряжений  $\sigma_b$  предельные касательные напряжения  $\tau_{b,ult}$  вначале увеличиваются до некоторого максимума, примерно равного  $2R_{bt}$  при нормальных напряжениях  $\sigma_b$ , примерно равных  $0,5 R_b$ , а затем уменьшаются до нуля при нормальных напряжениях  $\sigma_b$ , равных прочности бетона на сжатие  $R_b$ .

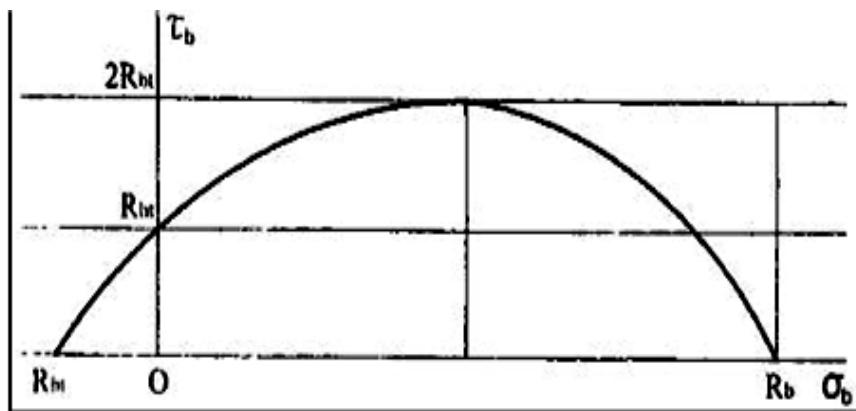


Рис. 2.7

Использовать приведенные выше уравнения, связывающие предельные значения нормальных и касательных напряжений  $\sigma_{b,ult}$  и  $\tau_{b,ult}$  достаточно сложно для дальнейшего анализа. Поэтому перейдем к дальнейшим упрощениям.

Предельные значения нормальных и касательных напряжений  $\sigma_{b,ult}$  и  $\tau_{b,ult}$  можно принять независимыми друг от друга и равными их максимальным значениям, т.е.  $\sigma_{b,ult} = R_b$  и  $\tau_{b,ult} = 2R_{bt}$  либо некоторым средним значениям, например,  $\sigma_{b,ult} = 0,5 R_b$ ,  $\tau_{b,ult} = 1,5R_{bt}$ .

Можно криволинейный график, отображающий связь между предельными значениями нормальных и касательных напряжений, заменить на линейный, например, показанный на рис. 4.8. Этот график выражается уравнением

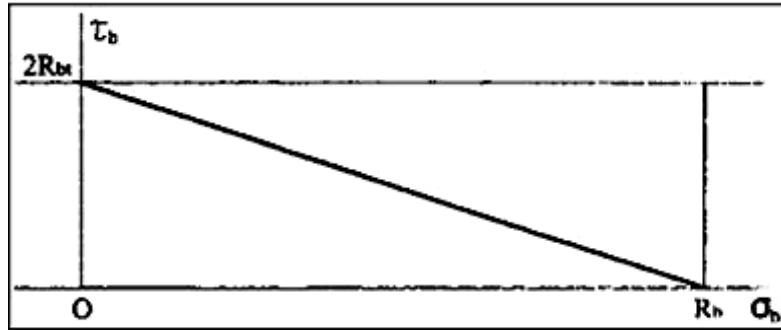


Рис. 2.8

В результате мы получаем зависимость, показывающую непрерывное линейное уменьшение предельных значений касательных напряжений с увеличением нормальных напряжений, т.е. достаточно простую зависимость, связывающую предельные нормальные и касательные напряжения. Понятно, эта зависимость завышает касательные напряжения при небольших нормальных напряжениях и занижает при больших значениях нормальных напряжений.

Распределение нормальных и касательных напряжений по высоте зоны бетона над наклонной трещиной имеет криволинейный характер. Можно принять, что вверху зоны бетона над наклонной трещиной касательные напряжения равны нулю, а нормальные напряжения достигают максимальных значений и напротив, у низа зоны бетона над наклонной трещиной касательные напряжения достигают максимальных значений. Поскольку определить фактическое распределение нормальных и касательных напряжений по высоте зоны бетона над наклонной трещиной достаточно сложно и, может быть, не имеет практического смысла, примем равномерное распределение нормальных и касательных напряжений по высоте зоны бетона над наклонной трещиной.

Принимая равномерное распределение нормальных и касательных напряжений по высоте  $x$  зоны бетона над наклонной трещиной и максимальные значения, не зависимые друг от друга, предельных нормальных и касательных напряжений, получим выражения для предельных поперечных и продольных усилий  $Q_b$  и  $N_b$ , в бетоне над наклонной трещиной [34]:

$$Q_b = Q_{b,ult}; \quad (2.28)$$

$$N_b = N_{b,ult}, \quad (2.29)$$

а принимая линейную связь между предельными касательными и

нормальными напряжениями, получим выражение, определяющее зависимость между предельными значениями поперечных и продольных усилий в бетоне над наклонной трещиной

$$\frac{Q_b}{Q_{b,ult}} + \frac{N_b}{N_{b,ult}} = 1 \quad (2.30)$$

где

$$Q_{b,ult} = 2 R_{bt} b x, \text{ а } N_{b,ult} = R_b b x. \quad (2.31)$$

Если обозначить величину  $2R_{bt}$  через некоторое сопротивление бетона срезу  $R_{b,sh}$ , то приведенные усилия  $Q_{b,ult}$  и  $N_{b,ult}$   $Q_{b,ult}$  и  $N_{b,ult}$  записутся в виде:

$$Q_{b,ult} = R_{b,sh} b x, \quad (2.32)$$

$$N_{b,ult} = R_b b x, \quad (2.33)$$

а уравнения – в виде:

в первом случае, когда усилия  $Q_b$  и  $N_b$  определяются независимо друг от друга

$$Q_b = R_{b,sh} b x; \quad (2.34)$$

$$N_b = R_b b x, \quad (2.35)$$

и во втором случае, когда учитывается взаимосвязь между усилиями  $Q_b$  и  $N_b$

$$\frac{Q_b}{R_{b,sh} b x} + \frac{N_b}{R_b b x} = 1 \quad (2.36)$$

Очевидно, в предложенные зависимости могут быть введены соответствующие поправки на основе анализа экспериментальных данных, но тем не менее с большой долей условности нами получены, возможно, более простые выражения для предельных усилий в бетоне над наклонной трещиной.

Отметим, что имеется много других предложений по определению усилий в бетоне над наклонной трещиной, но мы здесь останавливаться на них, не имеем возможности.

Учет неравномерности распределения напряжений по высоте зоны бетона над наклонной трещиной может быть осуществлен с помощью понижающих коэффициентов, вводимых на усилия  $Q_{b,ult}$  и  $N_{b,ult}$ .

Остается только определить высоту бетона над наклонной трещиной  $x$ . Она, как будет дальше показано, может быть найдена из решения системы уравнений равновесия с привлечением деформационных зависимостей.

**Усилия, воспринимаемые поперечной арматурой.** Усилия, воспринимаемые поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение в пределах наклонной трещины, определить значительно легче. Опыты показывают, что при разрушении по наклонному сечению поперечная арматура, как правило, достигает предела текучести и поэтому напряжения в поперечной арматуре могут быть приняты равными расчетным сопротивлением арматуры на растяжение. Правда, напряжения в поперечной арматуре подлинно наклонной трещины распределяются достаточно неравномерно, однако если приблизенно принять равномерное распределение напряжений с введением некоторого понижающего коэффициента, учитывая эту неравномерность, то поперечное усилие в поперечной арматуре может быть установлено [34].

Принимая равномерное распределение напряжений в поперечной арматуре, пересекающей наклонную трещину, и равное сопротивлению арматуры растяжению, выражение для усилия в поперечной арматуре (вертикальной)  $Q_{sw}$  может быть записано в виде

$$Q_{sw} = q_{sw}c, \quad (2.37)$$

где  $q_{sw}$  – интенсивность усилий в поперечной арматуре по длине элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{S_w} \quad (2.38)$$

$c$  – длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента.

Здесь мы рассматриваем поперечную арматуру в виде арматурных стержней, расположенных нормально к продольной оси элемента.

#### **Силы зацепления, действующие по берегам наклонной трещины.**

Значительно сложнее дело обстоит с определением сил зацепления, действующих по берегам наклонной трещины. Наличие этих сил, возникающих в результате взаимного смещения (сдвига) берегов наклонной трещины, установлено экспериментально, и их величина составляет значительную долю в суммарном сопротивлении элемента по наклонному сечению [34].

Непосредственное определение сил зацепления встречает значительные трудности, поскольку они зависят от характера выступов и впадин по берегам наклонной трещины, ширины раскрытия наклонной трещины, формы наклонной трещины и распределяются неравномерно по длине наклонной

трещины.

Если попробовать оценить силы, возникающие от сдвига берегов наклонной трещины, аналогично сопротивлению сдвига контактных швов сборно-монолитных конструкций с различной величиной шероховатости рабочих швов бетонирования, контакта арматуры периодического профиля с бетоном и тому подобных систем, то силы сдвига по берегам наклонной трещины можно выразить через расчетные сопротивления бетона растяжению с некоторым понижающим коэффициентом, равномерно распределенные (приближенно) подлине наклонного сечения в пределах наклонной трещины, опять-таки с некоторым понижающим коэффициентом.

Исходя из ориентировочных соображений выражение для усилия зацепления вдоль наклонного сечения может быть представлено в виде

$$F_{crc} = kR_{bt}bl_{crc}, \quad (2.39)$$

а его вертикальная и горизонтальная составляющие

$$Q_{crc} = kR_{bt}bc; \quad (2.40)$$

$$N_{crc} = kR_{bt}bh_0. \quad (2.41)$$

Коэффициент  $k_c$  осторожностью может быть принят 0,1.

Очевидно, что силы зацепления с увеличением ширины раскрытия наклонной трещины уменьшаются, однако ширина раскрытия по длине наклонной трещины остается не одинаковой, уменьшаясь у краев наклонной трещины.

**Усилия, действующие в продольной арматуре.** Оценка усилий, действующих в местах пересечения продольной растянутой арматуры и наклонного сечения, также содержит много трудностей и неопределенностей.

Многочисленные опыты показывают, что в месте пересечения с наклонной трещиной продольная арматура испытывает как растяжение, так и изгиб вследствие взаимного смещения частей элемента, разделенных наклонной трещиной, в результате чего в продольной арматуре в месте пересечения ее наклонным сечением возникает осевое продольное растягивающее усилие и поперечное, так называемое нагельное усилие, которое, в свою очередь, вызывает откол или раскалывание бетона защитного слоя [34].

Поперечное (нагельное) усилие в продольной арматуре может определяться

исходя из предельного состояния при отрыве или раскалывании бетонного слоя, а также исходя из предельного состояния в арматурном стержне от действия изгибающего момента и растягивающей осевой продольной силы.

В первом случае поперечная сила может быть приближенно определена, принимая в плоскости отрыва бетонного слоя растягивающие напряжения в бетоне, равные расчетным сопротивлениям бетона растяжению, распространяющимся на некоторой длине вдоль продольной арматуры.

Во втором случае поперечная сила может быть найдена из расчета арматурного стержня как стального элемента на действие продольной растягивающей силы и изгибающего момента на некоторой длине изгиба от точки приложения поперечной силы.

Остановимся более подробно на определении усилий в продольной арматуре, пересекающей наклонную трещину.

Величину поперечной силы  $Q_s$ , вызывающей отрыв бетонного слоя, определяем наиболее простым способом, принимая равномерное распределение растягивающих напряжений в плоскости отрыва на некоторой длине  $l_s$ , равных сопротивлению бетона растяжению  $R_{bt}$

$$Q_s = R_{bt} b l_s. \quad (2.42)$$

Длина отрыва бетонного слоя  $l_s$  на основании экспериментальных данных может быть принята равной примерно пятикратной толщине бетонного слоя ( $l_s = 5hb$ ).

После отрыва бетонного слоя продольная растянутая арматура, пересекающая наклонную трещину, находится под действием как растягивающих усилий  $N_s$ , так и поперечных усилий  $Q_s$ , которые, в свою очередь, вызывают в продольной арматуре изгибающие моменты

$$M_s = Q_s l_s. \quad (2.43)$$

Таким образом, продольная растянутая арматура, пересекающая наклонную трещину, находится под действием продольной растягивающей силы  $N_s$  и изгибающего момента  $M_s$ .

Прочность арматурных стержней при действии продольной растягивающей силы  $N_s$  и изгибающего момента  $M_s$  может быть определена исходя из упругой или пластической работы арматуры.

При упругой работе прочность арматуры определяется уравнением [34]

$$\frac{N_3}{N_3^0} + \frac{M_3}{M_3^0} = 1 \quad (2.44)$$

$$\left( \frac{N_3}{N_3^0} \right)^2 + \frac{M_3}{M_3^0} = 1 \quad (2.45)$$

Продольные силы и моменты  $N_{0s}$  и  $M_{0s}$  определяются по известным формулам для стальных конструкций.

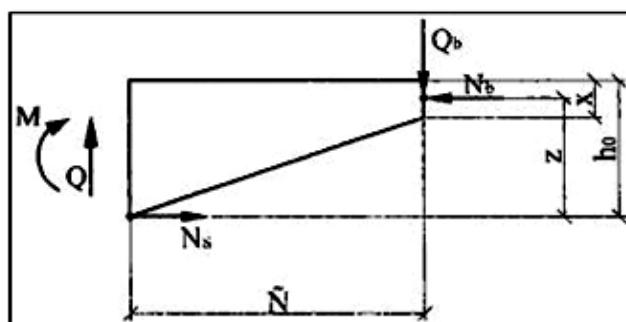
Выражая обратно изгибающий момент  $M_s$  через поперечную силу  $Q_s$ , получим уравнение связи между предельной продольной силой  $N_s$  и предельной поперечной силой  $Q_s$  при упругой и пластической работе продольной арматуры:

$$\frac{N_3}{N_3^0} + \frac{Q_3 l_3}{M_3^0} = 1 \quad (2.46)$$

$$\left( \frac{N_3}{N_3^0} \right)^2 + \frac{Q_3 l_3}{M_3^0} = 1 \quad (2.47)$$

длина изгиба продольной арматуры  $l_3$  исходя из экспериментальных данных приближенно может быть принята равной пяти диаметрам арматуры ( $l_3 = 5d_3$ )

**Элемент без поперечной арматуры, без учета нагельных сил в продольной арматуре и сил зацепления по наклонной трещине.** Запишем уравнение равновесия для элементов без поперечной арматуры, подвергающихся действию только изгибающих моментов и поперечных сил. Силы зацепления по берегам наклонной трещины и нагельные (поперечные) силы в продольной растянутой арматуре в силу их недостаточной определенности не учитываются (рис. 2.9) [34].



## Рис. 2.9

Уравнение равновесия выглядит следующим образом:

$$Q = Q_b; \quad (2.48)$$

$$N_b = N_s; \quad (2.49)$$

$$M + Q_c = N_{sz}, \quad (2.50)$$

где уравнение равновесия моментов записано относительно точки приложения усилий в бетоне над наклонной трещиной.

Решение этой системы уравнений можно представить в следующем виде.

Из уравнения равновесия моментов определяем продольное усилие в арматуре

$$N_3 = \frac{M + Q_c}{z} \quad (2.51)$$

Из уравнения равновесия продольных сил  $N_b = N_3$  определяем продольное усилие в бетоне над наклонной трещиной, равное продольному усилию в арматуре [34]

$$N_3 = \frac{M + Q_c}{z} \quad (2.52)$$

Из уравнения равновесия поперечных сил определяем поперечное усилие в бетоне над наклонной трещиной

$$Q_b = Q \quad (2.53)$$

Таким образом, мы определили усилия, действующие в наклонном сечении, через внешние усилия, приложенные к рассматриваемому блоку.

Выше мы установили соотношение между поперечной и продольной силами, воспринимаемыми бетоном над наклонной трещиной

$$\frac{Q_b}{R_{b,sh}bx} + \frac{N_b}{R_bbx} = 1 \quad (2.54)$$

Решая общую систему уравнений

$$Q_b = Q \quad (2.55)$$

$$N_3 = \frac{M + Q_c}{z} \quad (2.56)$$

$$\frac{Q_b}{R_{b,sh}bx} + \frac{N_b}{R_bbx} = 1 \quad (2.57)$$

$$\frac{Q_b}{R_{b,sh}bx} + \frac{M + Qc}{zR_bbx} = 1 \quad (2.58)$$

или выражение для предельной поперечной силы, воспринимаемой элементом, по прочности бетона над наклонной трещиной

$$Q = R_{b,sh}bx \frac{1}{1 + \frac{c}{z} \cdot \frac{R_{b,sh}}{R_b}} - \frac{M}{z} \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{1}{1 + \frac{c}{z} \cdot \frac{R_{b,sh}}{R_b}} \quad (2.59)$$

Условие прочности элемента по бетону над наклонной трещиной выражается в виде неравенства

$$\frac{Q_b}{R_{b,sh}bx} + \frac{M + Qc}{zR_bbx} \leq 1 \quad (2.60)$$

$$Q \leq R_{b,sh}bx \frac{1}{1 + \frac{c}{z} \cdot \frac{R_{b,sh}}{R_b}} - \frac{M}{z} \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{1}{1 + \frac{c}{z} \cdot \frac{R_{b,sh}}{R_b}} \quad (2.61)$$

Условие прочности элемента по растянутой арматуре, полученное из уравнения равновесия, запишется в виде неравенства

$$M + Qc \leq R_3 A_3 z \quad (2.62)$$

Таким образом, для окончательного решения задачи необходимо определить высоту зоны бетона над наклонной трещиной  $x$ .

Для этого необходимо привлечь деформационную зависимость.

Имеется много предложений для схем деформирования железобетонного элемента по наклонному сечению. Мы выберем самую простую.

**Анализ расчета.** Подставив полученное выражение для высоты зоны бетона над наклонной трещиной  $x$  в приведенные выше уравнения и условия прочности по бетону над наклонной трещиной, получим окончательные зависимости для расчета прочности по наклонным сечениям.

Условие прочности, выраженное через поперечную силу, выглядит так

$$Q \leq 2R_{b,sh}bh_0 \frac{E_s}{E_b} \frac{A_s}{bh_0} \frac{h_0}{c} \frac{1}{1 + \frac{c}{h_0} \cdot \frac{R_{b,sh}}{R_b}} - \frac{M}{z} \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{1}{1 + \frac{c}{z} \frac{R_{b,sh}}{R_b}} \quad (2.74)$$

Таким образом, можно видеть, что величина предельной поперечной силы, воспринимаемой бетоном над наклонной трещиной, а значит, и величина предельной поперечной силы, воспринимаемой элементом в целом, зависит от соотношения рабочей высоты и проекции наклонного сечения  $h_0/c$ , от относительного содержания продольной растянутой арматуры  $A_s/bh_0$  и от изгибающего момента в нормальном сечении, проходящем через нижний растянутый конец наклонного сечения  $M$ .

С увеличением соотношения  $h_0/c$  предельная поперечная сила увеличивается, также она увеличивается с увеличением относительного содержания продольной арматуры  $A_s/bh_0$  и уменьшается с увеличением момента  $M$ .

Как видим, полученная расчетная зависимость включает основные параметры, присутствующие в расчетных зависимостях в приведенных выше нормативных документах.

Проанализируем полученное условие прочности при действии поперечной силы.

Если мы исключим из полученной расчетной зависимости выражение, учитывающее влияние изгибающего момента

$$\frac{M}{z} \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{1}{1 + \frac{c}{h_z} \frac{R_{b,sh}}{R_b}} \quad (2.75)$$

выражение, учитывающее соотношение между сопротивлением бетона срезу и сжатию

$$\frac{1}{1 + \frac{c}{h_0} \frac{R_{b,sh}}{R_b}} \quad (2.76)$$

заменим выражение, учитывающее влияние продольной арматуры

$$\frac{E_s}{E_b} \frac{A_s}{bh_0} \quad (2.77)$$

некоторым коэффициентом, и выразим сопротивление бетона срезу  $R_{b,sh}$  через сопротивление бетона растяжению  $R_{bt}$  то получим зависимость, идентичную по своей структуре зависимости, принятой в российских нормах

$$Q \leq \frac{\varphi_b R_{bt} b h^2}{c} \quad (2.78)$$

Сравнительный анализ полученной расчетной зависимости и зависимости, принятой в российских нормах, показывает, какие факторы не учитываются в нормативной методике и каким образом их можно учитывать с помощью представленной расчетной модели. С другой стороны, этот анализ показывает, что нормативная методика в своей основе отражает сопротивление железобетонных элементов действию поперечных сил.

Очевидно, представленная общая зависимость получена при использовании весьма условных и приближенных подходов и приемов. Поэтому она требует дальнейшего исследования и анализа путем сопоставления с экспериментальными данными и введения корректив и численных коэффициентов.

Коррективы могут быть сделаны путем включения в расчетную модель нагельных (поперечных) сил в продольной арматуре, сил зацепления в наклонной трещине, уточнения параметров деформационной зависимости и усилий, действующих в бетоне над наклонной трещиной. Безусловно, это сделает расчетную зависимость еще более сложной и громоздкой по сравнению с уже полученной достаточно сложной и громоздкой зависимостью и тем более по сравнению с зависимостью, принятой в нормативных документах. Поэтому при дальнейших исследованиях следует стремиться к наиболее простой расчетной зависимости при сохранении основных принципов расчетной модели и наиболее значимых факторов, влияющих на несущую способность элемента при действии поперечных сил.

Другим путем, более логичным, является учет поперечных (нагельных) сил в продольной арматуре,  $Q_s$ , которым в представленном анализе мы пренебрегали.

Отметим, что сравнение с действующими нормативными документами в данном случае является вполне оправданным, так как принятые в них эмпирические расчетные зависимости получены на основе анализа многочисленных экспериментальных данных.

**Элемент без поперечной арматуры с учетом нагельных сил в поперечной арматуре.** Запишем уравнения равновесия для элементов без поперечной арматуры, подвергающихся действию только изгибающих моментов и поперечных сил, с учетом влияния нагельных сил  $Q_s$ . Силы зацепления по берегам наклонной трещины в силу их неопределенности не учитываем (рис. 2.10) [34].

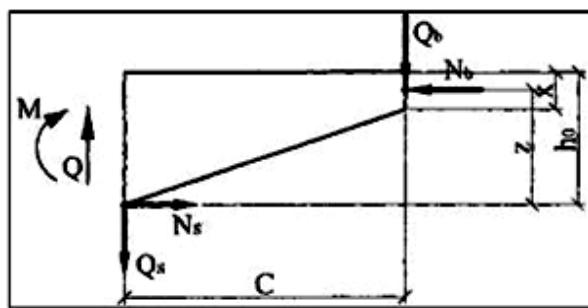


Рис. 2.10

Уравнения равновесия с уравнением равновесия моментов относительно точки приложения усилий в бетоне над наклонной трещиной имеют вид:

$$Q = Q_b + Q_s; \quad (2.79)$$

$$N_b = N_s; \quad (2.80)$$

$$M + Q_c = N_{sz} + Q_{sc}, \quad (4.81)$$

а уравнения равновесия с уравнением равновесия моментов относительно точки приложения усилий в месте пересечения наклонного сечения продольной арматурой имеют вид:

$$Q = Q_b + Q_s; \quad (2.82)$$

$$N_b = N_s; \quad (2.83)$$

$$M = N_{bz} + Q_{bc}, \quad (2.84)$$

Дополнительно к уравнениям равновесия имеем уравнения связи между продольными и поперечными усилиями в бетоне  $N_b$  и  $Q_b$

$$\frac{Q_b}{R_{b,sh}bx} + \frac{N_b}{R_bbx} = 1 \quad (2.85)$$

и уравнение связи между продольными и поперечными усилиями в продольной арматуре

$$\frac{N_s}{N_{s0}} + \frac{Q_s l_s}{M_{s0}} = 1 \quad (2.86)$$

Расчет производим из совместного решения уравнений [34]:

$$\begin{aligned} Q &= Q_b + Q_s \\ N_b &= N_s \\ M + Qc &= N_s z + Q_s c \\ \frac{Q_b}{R_{b,sh}bx} + \frac{N_b}{R_bbx} &= 1 \\ \frac{N_s}{N_{s0}} + \frac{Q_s l_s}{M_{s0}} &= 1 \end{aligned} \quad (2.87)$$

Решение системы уравнений производим следующим образом. Из уравнений равновесия поперечных сил и продольных сил выражаем усилия в бетоне над наклонной трещиной  $N_b$  и  $Q_b$

$$\begin{aligned} Q_b &= Q - Q_s \\ N_b &= N_s \end{aligned} \quad (2.88)$$

и подставляем их в уравнение связи между усилиями  $N_b$  и  $Q_b$

$$\frac{Q - Q_s}{R_{b,sh}bx} + \frac{N_s}{R_bbx} = 1 \quad (2.89)$$

Из совместного решения уравнения равновесия моментов и уравнения связи между поперечным и продольным усилиями в арматуре  $N_s$  и  $Q_b$

$$Q_s = \frac{M + Qc - N_s z}{c} \quad (2.90)$$

$$N_s = \left( 1 - \frac{Q_s l_s}{M_{s0}} \right) N_{s0} \quad (2.91)$$

получим выражение для усилий  $N_s$  и  $Q_b$

$$Q = \frac{M/c + Q - N_{s0} \frac{z}{c}}{1 - \frac{N_{s0} l_s z}{M_{s0} c}} \quad (2.92)$$

$$N_s = N_{s0} - \frac{M/c + Q - N_{s0} \frac{z}{c}}{1 - \frac{N_{s0} l_s z}{M_{s0} c}} \frac{N_{s0} l_s}{M_{s0}} \quad (2.93)$$

Подставив полученные выражения для усилий  $N_s$  и  $Q_b$  в приведенное выше уравнение, получим уравнение прочности наклонного сечения элемента по бетону над наклонной трещиной

$$\frac{Q}{R_{b,sh}bx} - \frac{M/c + Q - N_{s0} \frac{z}{c}}{1 - \frac{N_{s0} l_s z}{M_{s0} c}} \frac{1}{R_{b,sh}bx} + \left( N_{s0} - \frac{M/c + Q - N_{s0} \frac{z}{c}}{1 - \frac{N_{s0} l_s z}{M_{s0} c}} \frac{N_{s0} l_s}{M_{s0}} \right) \frac{1}{R_b bx} = 1 \quad (2.94)$$

и соответствующее условие прочности в виде неравенства

$$\frac{Q}{R_{b,sh}bx} - \frac{M/c + Q - N_{s0} \frac{z}{c}}{1 - \frac{N_{s0} l_s z}{M_{s0} c}} \frac{1}{R_{b,sh}bx} + \left( N_{s0} - \frac{M/c + Q - N_{s0} \frac{z}{c}}{1 - \frac{N_{s0} l_s z}{M_{s0} c}} \frac{N_{s0} l_s}{M_{s0}} \right) \frac{1}{R_b bx} \leq 1 \quad (2.95)$$

Как видим, получилось весьма громоздкое уравнение прочности по бетону над наклонной трещиной при всех упрощениях, вводимых в расчет. К тому же необходимо определять еще высоту зоны бетона над наклонной трещиной. При этом в деформационной зависимости необходимо будет учитывать податливость продольной арматуры не только в продольном, но и в поперечном направлении.

расчет можно значительно упростить, если принять нагельную силу в момент отрыва бетонного слоя в виде постоянной независимой величины [34]

$$Q_s = R_{bt} b l_s \quad (2.96)$$

В этом случае расчетное условие прочности по бетону над наклонной трещиной будет иметь вид

$$Q \leq R_{b,sh}bx \frac{1}{1 + \frac{c}{z} \cdot \frac{R_{b,sh}}{R_b}} + R_{bt}bl_s - \frac{M}{z} \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{1}{1 + \frac{c}{z} \frac{R_{b,sh}}{R_b}} \quad (2.97)$$

или после подстановки значения высоты зоны бетона над наклонной трещиной  $x$  из деформационной зависимости и приведенных выше упрощений

$$Q \leq (0,4 - 0,8) \frac{R_{bt}bh_0^2}{c} + R_{bt}bl_s \quad (2.98)$$

Принимая приближенно длину отрыва бетонного слоя  $l_s$  равной пятикратной высоте бетонного слоя  $l_s = 5h_b$  и высоту бетонного слоя также приближенно равной 0,1 рабочей высоты поперечного сечения  $h_0, h_b = 0,1h_0$  получим  $l_s = 0,5h_0$  и расчетное условие запишется в виде

$$Q \leq (0,4 - 0,8) \frac{R_{bt}bh_0^2}{c} + 0,5R_{bt}bh_0 \quad (2.99)$$

то есть учет влияния нагельной силы в продольной арматуре компенсирует недостаточную величину поперечной силы, воспринимаемую бетоном над наклонной трещиной.

Анализ расчетного уравнения, связывающего продольное и поперечное усилия в продольной арматуре, показал, что поперечное усилие  $Q_s$  приближенно можно выразить через продольное усилие  $N_s$  с помощью некоторого постоянного численного коэффициента  $k$

$$Q_s = kN_s. \quad (2.100)$$

Величина этого коэффициента приближенно может быть принята равной 1/30

Такой прием также позволит значительно упростить приведенные выше расчетные зависимости.

В этом случае расчетное условие прочности по бетону над наклонной трещиной зависит.

$$Q \leq R_{b,sh}bx \frac{1}{1 + \frac{c}{z+kc} \left( \frac{R_{b,sh}}{R_b} - k \right)} - \frac{M}{z+kc} \frac{R_{b,sh}R_b - k}{1 + \frac{c}{z+kc} \left( \frac{R_{b,sh}}{R_b} - k \right)} \quad (2.101)$$

Условие прочности по растянутой продольной арматуре в первом случае имеет вид.

$$M + Qc - R_{bt}bh_0c \leq R_s A_s z \quad (2.102)$$

а во втором случае

$$M + Q_c \leq R_s A_s (z + k_c), \quad (2.103)$$

Таким образом, мы видим, что на основе общей расчетной модели, в принципе, можно учесть поперечную (нагельную) силу в продольной арматуре. Однако в результате получаются весьма громоздкие расчетные зависимости либо приходится в расчет включать весьма условные приемы.

**Элементы с поперечной арматурой.** Рассмотрим теперь изгибающие железобетонные элементы с поперечной арматурой. Следует отметить, что поперечная арматура, распределенная по длине элемента, воспринимает поперечные силы, возникающие в продольной арматуре при ее изгибе. В результате отдельная поперечная сила, воспринимаемая продольной арматурой, в расчетные уравнения равновесия могла бы не вводиться. Далее, наклонная трещина при наличии поперечной арматуры получает значительное раскрытие, что снижает силы зацепления, действующие по берегам наклонной трещины. В связи с этим в расчетные уравнения равновесия не вводим также силы зацепления в наклонной трещине (рис. 2.11) [34].

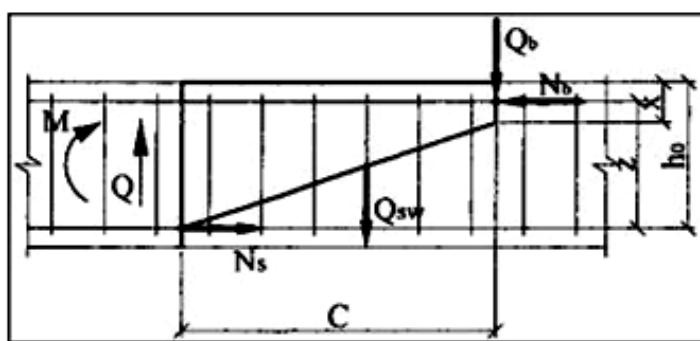


Рис. 2.11

В результате уравнения равновесия для изгибаемых элементов с поперечной арматурой приобретают вид:

$$Q = Q_b + Q_{sw}; \quad (2.104)$$

$$N_b = N_s; \quad (2.105)$$

$$M + Q_c = N_{sz} + Q_{swc}/2, \quad (2.106)$$

при моменте относительно точки приложения усилий в зоне бетона над наклонной трещиной и

$$Q = Q_b + Q_{sw}; \quad (2.107)$$

$$N_b = N_s; \quad (2.108)$$

$$M = N_{bz} - Q_{bc} - Q_{swc}/2, \quad (2.109)$$

при моменте относительно точки приложения усилий в месте пересечения продольной арматурой наклонного сечения.

Принимая усилие, воспринимаемое поперечной арматурой, известной величиной

$$Q_{sw} = q_{swc} \quad (2.110)$$

из уравнения равновесия поперечных сил определяется величина поперечной силы, воспринимаемой бетоном над наклонной трещиной

$$Q_b = Q - Q_{sw} = Q - q_{swc} \quad (2.111)$$

и из уравнения равновесия моментов – величина продольной силы, воспринимаемой бетоном

$$N_b = \frac{M + Qc - Q_{sw} \frac{c}{2}}{z} = \frac{M + Qc - q_{sw} \frac{c^2}{2}}{z} \quad (2.112)$$

Если принять взаимосвязанные значения продольного и поперечного усилий в бетоне над наклонной трещиной

$$\frac{Q_b}{R_{b,sh}bx} + \frac{N_b}{R_bbx} = 1 \quad (2.113)$$

то из решения системы уравнений

$$Q_b = Q - Q_{sw}c \quad (2.114)$$

$$N_b = \frac{M + Qc - q_{sw} \frac{c^2}{2}}{z} \quad (2.115)$$

$$\frac{Q_b}{R_{b,sh}bx} + \frac{N_b}{R_bbx} = 1 \quad (2.116)$$

мы получим общее уравнение прочности наклонного сечения по бетону над наклонной трещиной

$$\frac{Q_b}{R_{b,sh}bx} \left( 1 + \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{c}{z} \right) + \frac{M}{zR_bbx} - q_{sw}c \left( 1 + \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{c/2}{z} \right) = 1 \quad (2.117)$$

или выраженное через поперечную силу

$$Q = R_{b,sh}bx \frac{1}{1 + \frac{c}{z} \frac{R_{b,sh}}{R_b}} + q_{sw}c \frac{\frac{1 + \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{c/2}{z}}{1 + \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{c}{z}} - \frac{M}{z} \frac{R_{b,sh}/R_b}{1 + \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{c}{z}}}{\frac{1 + \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{c}{z}}{1 + \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{c}{z}}} \quad (2.118)$$

Условия прочности, соответственно, записываются в виде неравенств

$$Q \leq R_{b,sh}bx \frac{1}{1 + \frac{c}{z} \frac{R_{b,sh}}{R_b}} + q_{sw}c \frac{\frac{1 + \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{c/2}{z}}{1 + \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{c}{z}} - \frac{M}{z} \frac{R_{b,sh}/R_b}{1 + \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{c}{z}}}{\frac{1 + \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{c}{z}}{1 + \frac{R_{b,sh}}{R_b} \frac{c}{z}}} \quad (2.119)$$

Остается подставить в это условие выражение для высоты зоны бетона над наклонной трещиной  $x$ , полученное из деформационной зависимости

$$x = 2 \frac{E_s A_s}{E_b b h_0} \frac{h_0}{c} h_0 \quad (2.120)$$

Следует отметить, что в схеме деформирования следовало бы учитывать и податливость поперечной арматуры, однако это приводит к весьма сложным расчетным зависимостям.

При фиксированных, не зависимых друг от друга продольных и поперечных усилиях в бетоне над наклонной трещиной

$$Q_b = R_{b,sh}bx \quad (2.121)$$

$$N_b = R_bbx \quad (2.122)$$

подставляя выражение для высоты зоны бетона над наклонной трещиной, полученное из деформационной зависимости

$$x = \frac{E_s A_s}{E_b b h_0} \frac{h_0}{c} h_0 \quad (2.123)$$

получим сразу выражение для предельной поперечной силы, воспринимаемой бетоном

$$Q_b = R_{b,sh} b h_0 \frac{E_s}{E_b} \frac{A_s}{bx_0} \frac{h_0}{c} \quad (2.124)$$

$$x = \frac{E_s A_s}{E_b b h_0} \frac{h_0}{c} h_0 \quad (2.125)$$

получим сразу выражение для предельной поперечной силы, воспринимаемой бетоном

$$Q_b = R_{b,sh} b h_0 \frac{E_s}{E_b} \frac{A_s}{bx_0} \frac{h_0}{c} \quad (2.126)$$

а отсюда и предельную поперечную силу, воспринимаемую элементом по наклонному сечению

$$Q = R_{b,sh} b h_0 \frac{E_s}{E_b} \frac{A_s}{bx_0} \frac{h_0}{c} + q_{sw} c \quad (2.127)$$

Условие прочности элемента по бетону записывается в виде

$$Q \leq R_{b,sh} b h_0 \frac{E_s}{E_b} \frac{A_s}{bx_0} \frac{h_0}{c} + q_{sw} c \quad (2.128)$$

а условие прочности по арматуре – в виде

$$M + Qc - q_{sw} \frac{c^2}{2} \leq R_s A_s z \quad (2.129)$$

Таким образом, и для элементов с поперечной арматурой исходя из общей расчетной модели, получаются достаточно простые расчетные зависимости.



Приложение 2

Ниже приведен пример расчета по формуле для балки серии БТ-1:

Таблица 3.1

Результаты оценки компоненты сопротивления балок серии ЛБ в наклонных сечениях

Балки		Трешины		$Q$ кН	$(h_0-x)$ мм	$\tau_{\text{сред}}$ н/мм <sup>2</sup>	$Q_k$ кН	$Y_s$ мм $10^3$	$Q$ зацепления		$Q_s$		$Q_e$		$Q_e/Q_k$
серия	Полу проле т	№	$\alpha$						кН	%	кН	%	кН	%	
ОБЛ-1-1	лев	1	74	10.0	229	0,31	2,97	34	2,95	30	3.20	32	3,85	38	1,30
				12,5	229	0,38	3,71	55	3,47	28	4,30	34	4,73	38	1,27
	прав	2	68	12,5	244	0,38	3,28	85	2,89	23	4,78	38	4,83	39	1,47
ОБЛУ-1 лев		3	67	15.5	212	0,49	5.19	93	4,38	28	5.19	34	5.93	38	1.14
	лев	5	64	15.5	222	0,49	5.19	117	4.37	23	5.19	34	5.94	38	1.14
	прав	1	90	15.5	182	0,50	6.36	70	3.60	23	5.10	33	6,80	44	1.07
	прав	3	61	15.5	183	0.50	6,36	00	3.60	23	5.19	34	6.71	43	1.20
		1	90	15.0	197	0.48	5.58	18	4.90	33	2.05	14	8.05	53	1.44
				18.5	197	0.59	6.88	26	6.04	33	2.65	14	9.81	53	1.43
		2	90	15.0	197	0.48	5.58	14	4.75	31	1.60	11	8.65	58	1,55

ОБЛУ-2 лев				18.5	197	0.59	6.88	17	5.60	30	1.85	10	11.05	60	1.61
		3	90	15.0	197	0.48	5.56	12	5.49	37	1.35	9	8.16	54	1.46
				18.0	197	0.59	6.88	16	6.48	35	1.75	9	10.27	56	1.54

Таблица 3.2

Результаты оценки компонентов сопротивления балок серии Т'Б в наклонных сечениях

Балки		Трешины		$Q$ кН	$(h_0-x)$ мм	$\tau_{\text{сред}}$ Н/мм <sup>2</sup>	$Q_k$ кН	$Y_s$ мм*10 <sup>3</sup>	$Q$ зацепления		$Q_s$		$Q_e$		$Q_e/Q_k$
серия	полу проле т	№	$\alpha$						кН	%	кН	%	кН	%	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
ОБТ- 1	прав	4	$75^0$	30,0	245	0,91	7,61	59	14,20	47	5,95	20	9,85	33	1,29
				37,5	235	1,15	10,39	84	16,63	44	6,37	17	14,50	39	1,41
ОБТ- 2	лев	1	$79^0$	30,0	262	0,90	6,69	40	13,38	45	4,25	14	12,37	41	1,85
				35,0	262	1,05	7,81	46	15,14	43	4,70	14	15,16	43	
		2	$70^0$	30,0	262	0,90	6,69	75	15,12	50	5,70	19	9,18	31	1,37

				35,0	262	1,05	7,81	95	16,66	40	5,71	16	12,63	36	1,62
ОБТ-4	лев	1	85 <sup>0</sup>	20,0	222	0,62	6,21	36	9,16	46	390	19	6,94	35	1,12
				27,5	222	0,85	8,54	47	12,53	45	4,65	17	10,32	38	1,21
		4	78 <sup>0</sup>	20,0	247	0,60	5,05	65	7,36	37	5,59	28	7,05	35	1,40
				27,5	247	0,83	6,94	115	9,74	35	5,59	20	12,17	44	1,75
		6	81 <sup>0</sup>	20,0	247	0,60	5,05	36	9,68	49	3,90	19	6,22	31	1,23
				27,5	247	0,83	6,94	60	11,74	43	5,22	19	10,54	38	1,52
ОБТ-5	лев	1	90 <sup>0</sup>	30,0	255	0,90	7,03	79	14,84	49	5,50	16	9,00	32	1,37
				35,0	255	1,05	8,20	80	14,63	42	5,50	16	14,87	42	1,81
		2	90 <sup>0</sup>	30,0	228	0,92	8,61	47	11,67	39	4,60	15	13,73	46	1,59
				35,0	226	1,08	10,04	70	17,30	49	5,40	15	12,30	35	1,22
		3	90 <sup>0</sup>	30,0	228	0,92	8,61	41	11,71	39	4,20	14	14,09	47	1,64
				35,0	228	1,08	10,04	44	14,39	41	4,90	13	16,21	46	1,61

$$Q_{pa3}^{pacu} = \left[ \frac{1}{3} 1.2 * 10^{-4} 29 \frac{370}{4} + 100 * 260 \left( \begin{array}{l} 1.6 * 1.2 * 10^{-3} \frac{1.2 * 10^{-4} (3 * 260^2 - 5 * 93^2) / 6 * 260}{41 * 1280 * 93 / 402 * 200 * 335} + \\ 0.2 \frac{41}{335 * 100} \end{array} \right) + \frac{4.12}{1000} (16)^{\frac{2}{3}} 68 \sqrt[3]{33.1} \end{array} \right] *$$

$$335/260 = 33.82 \text{ кН} < Q_{pa3}^{\text{эксп}} = 41,0 \text{ кН}$$

Таблица 3.3

Серия балок	$Q_{pa3}^{\text{эксп}}$ , кН	$Q_{pa3}^{pacu}$ , кН	$\frac{Q_{pa3}^{pacu}}{Q_{pa3}^{\text{эксп}}}$ , кН
ОБТ-1а	44,50	38,00	0,85
ОБТ-1в	41,00	33,16	0,81
ОБТ-1с	35,00	31,02	0,89
ОБТ-2	30,30	30,59	1,01
ОБТ-3	37,35	31,50	0,84
ОБТ-1а	25,00	19,90	0,80
ОБТ-1в	21,25	19,15	0,98
ОБТ-1с	15,00	17,08	1,14
ОБТ-2	17,00	18,55	1,04
ОБТ-3	19,25	17,18	0,84

Аналогично для балки серии БТ-2 имеем  $Q_{pa3}^{pacu}=29,8$  кН, что меньше опытных значений  $Q_{pa3}^{\text{эксп}}=30,3$  кН.

Таблица 3.4

## Сравнение результатов

Обозначение балок	Несущая способность				$\frac{Q_{\text{НИИЖБ}}}{Q_{\text{опыт}}}$	$\frac{Q_{\text{СНиП}}}{Q_{\text{опыт}}}$	$\frac{Q_{\text{М.Н.}}}{Q_{\text{опыт}}}$
	$Q_{\text{опыт}}$	$Q_{\text{ниижб}}$	$Q_{\text{снип}}$	$Q_{\text{м.н.}}$			
ОБТ-1-1	44,5	42,3	34,0	38	0,95	0,76	0,85
ОБТ-1-2	41,0	39,5	31	33,16	0,96	0,76	0,81
ОБТ-1-3	35	34	33	31	0,97	0,95	0,89
ОБТ-У-1	30,3	28,7	16	30,5	0,95	0,53	1,01
ОБТ-У-2	37,5	37	20	19,9	0,99	0,54	0,34
ОБЛ-1-1	25	25,4	21,2	19,5	1,02	0,85	0,30
ОБЛ-1-2	21,25	24,1	26,5	17,08	1,13	1,25	0,98
ОБЛ-1-3	15	18	22,4	18,55	1,20	1,49	1,04
ОБЛ-У-1	17	20,3	37,0	17,18	1,19	2,18	1,04
ОБЛ-У-2	19,25	23	33	16,17	1,19	1,71	0,34

Таким образом, резюмируя опытные данные по испытанию балок без поперечной арматуры, необходимо указать на жизненную важность учета сил зацепления в трещинах и о некоторой недооценке прочности по формуле (3.37), действующих норм проектирования. Предлагаемые зависимости показали удовлетворительное соответствие испытаний.

Сравнение результатов испытания с различными результатами показано в табл. 3.1–3.5. Как видна из таблицы 3.1–3.4, наша методика является более прогрессивной по сравнению с методиками НИИЖБ и СНиП.

Методика НИИЖБ в данном случае для тяжелого бетона достаточно предъявляемая, но для легкого бетона она повышает несущую способность.

## *Приложение 3*

### *Численный эксперимент*

**Пример.** Дано, свободно опертая балка перекрытия с размерами

сечения:

$b = 200$  мм,  $h = 400$  мм,  $h_0 = 370$  мм; бетон тяжелый класса В25 ( $R_{bt} = 1,05$  МПа); хомуты двухветвевые диаметром 8 мм ( $A_{sw} = 101$  мм<sup>2</sup>) с шагом  $s_w = 150$  мм; арматура класса А240 ( $R_{sw} = 170$  МПа); временная эквивалентная по моменту нагрузка  $q_v = 36$  кН/м, постоянная нагрузка  $q_g = 20$  кН/м; поперечная сила на опоре  $Q_{max} = 154$  кН.

Требуется проверить прочность наклонных сечений и при необходимости запроектировать усиление из углепластика холодного отверждения. Углепластик изготавливается из волокон со следующими нормативными характеристиками: прочность  $R_f = 4800$  МПа,  $E_f = 230000$  МПа, толщина монослоя  $t_f = 0,167$  мм.

Расчет:

Прочность наклонных сечений.

Определим интенсивность хомутов:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{170 \cdot 101}{150} = 114,5 \text{ Н/мм}$$

Поскольку  $\frac{q_{sw}}{R_{bt} b} = \frac{114,5}{1,05 \cdot 200} = 0,545 < 0,25$ , т.е. условие выполняется, хомуты учитываем полностью и значение  $M_b$  определяем по выражению:

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,05 \cdot 200 \cdot 370^2 = 4,312 \cdot 10^7 \text{ Нмм}$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения:

$$q_1 = q_g + 0,5 q_v = 20 + 0,5 \cdot 36 = 38 \text{ кН/м (Н/мм);}$$

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{4,312 \cdot 10^7}{38}} = 1065 \text{ мм} > \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 370}{1 - 0,5 \cdot 0,545} = 1017 \text{ мм};$$

следовательно значение  $c$  принимаем равным  $1065 \text{ мм} > 2h_0 = 740 \text{ мм}$

Тогда  $c_0 = 2h_0 = 740 \text{ мм}$  и  $Q_{sw} = 0,75 \cdot 114,5 \cdot 740 = 63548 \text{ кН} = 63,6 \text{ кН}$ ;

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{4,312 \cdot 10^7}{1017} = 42340 \text{ Н} = 42,4 \text{ кН};$$

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 154 - 38 \cdot 1,017 = 115,4 \text{ кН};$$

$$Q_b + Q_{sw} = 42,4 + 63,6 = 106 \text{ кН} < Q = 115,4 \text{ кН},$$

т.е. прочность наклонных сечений не обеспечена.

Расчет усиления:

Принимаем трехсторонние U-образные хомуты из односторонней

углеродной ткани в один слой, наклеиваемые перпендикулярно продольной оси балки ( $\alpha=90^\circ$ ).

По результатам испытаний слоистых образцов ткани из заданного волокна с объемным содержанием 60% по ГОСТ 25.601-80 получены следующие нормативные характеристики ФАП:

предел прочности при растяжении:  $R_f = 2400$  МПа,  
относительное удлинение при разрыве:  $\delta = 2,09 \%$ ,  
модуль упругости:  $E_f = 115000$  МПа.

Коэффициент надёжности по материалу для расчета по предельным состояниям первой группы  $g_f = 1,1$ .

Коэффициент условий работы  $C_E = 0,9$ ;

Расчетная прочность:

$$R_{f\text{r}} = \frac{0,9}{1,1} \cdot 2400 \text{ МПа} = 1964 \text{ МПа};$$

Тогда расчетная деформация растяжения

$$\varepsilon_{f\text{r}} = \frac{0,9 \cdot 0,0209}{1,1} = 0,0171$$

Расчетный модуль упругости  $E_{f\text{r}} = E_f = 115000$  МПа

$$n = 1; w_f = 100 \text{ мм};$$

$$A_{f,sh} = 2nt_f w_f = 2 \cdot 1 \cdot 0,167 \cdot 100 = 33,4 \text{ мм}^2$$

Из таблицы коэффициент запаса по схеме наклейки  $\psi_f = 0,85$

Полагая, что хомуты приклеиваются по всей высоте стенки балки,

$$d_f = h_0 = 370 \text{ мм}.$$

Из выражения эффективная длина анкеровки:

$$L_f = \frac{23300}{(nt_f E_f)^{0,58}} = \frac{23300}{(1 \cdot 0,167 \cdot 115000)^{0,58}} = 76 \text{ мм.}$$

Коэффициент  $k_1$  находится из выражения:

$$k_1 = \left( \frac{R_b}{27} \right)^{\frac{2}{3}} = \left( \frac{14,5}{27} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,661.$$

Коэффициент  $k_2$  находится из выражения:

$$k_2 = \frac{d_f - L_f}{d_f} = \frac{370 - 76}{370} = 0,795.$$

Коэффициент запаса по сцеплению  $k_v$  вычисляется по выражению:

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_f}{11900 \varepsilon_{ft}} = \frac{0,661 \cdot 0,795 \cdot 76}{11900 \cdot 0,0171} = 0,196.$$

Предельная расчетная деформация по выражению

$$\varepsilon_{ft} = k_v \varepsilon_{ft} = 0,196 \cdot 0,0171 = 0,00335;$$

Тогда расчетное напряжение

$$\sigma_{fu} = \varepsilon_{fe} E_f = 0,00335 \cdot 115000 = 385 \text{ МПа.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами из углекани:

$$\psi_f Q_f = \psi_f \frac{A_{f,sh} \sigma_{fu} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}{w_f} = 0,85 \frac{33,4 \cdot 385 \cdot 1 \cdot 370}{150} = 26,7 \text{ кН}$$

Тогда общая поперечная сила:

$$Q = Q_b + Q_{sw} \quad Q_f = 42,4 + 63,6 + 26,7 = 132,7 \text{ кН} > 115,4 \text{ кН.}$$

Прочность сечения обеспечена.

$b = 200$  мм,  $h = 400$  мм,  $h_0 = 370$  мм; бетон тяжелый класса В25 ( $R_{bt} = 1,05$  МПа); хомуты двухветвевые диаметром 8 мм ( $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ ) с шагом  $s_w = 150$  мм; арматура класса А240 ( $R_{sw} = 170$  МПа); временная эквивалентная по моменту нагрузка  $q_v = 36$  кН/м, постоянная нагрузка  $q_g = 20$  кН/м; поперечная сила на опоре  $Q_{max} = 154$  кН.

$$b=200\text{мм};$$

$$h=400\text{мм};$$

$$h_0=370\text{мм};$$

$$R_{bt}=1.05\text{МПа};$$

$$A_{sw}=101\text{мм}^2;$$

$$S_w=150\text{мм};$$

$$R_{sw}=170\text{Мпа};$$

$$qv=36\text{кН/м};$$

$$qg=20\text{кН/м};$$

$$Q_{max}=154\text{кН};$$

#1.Прочность наклонных сечений. По выражению Определим интенсивность хомутов:

$$qsw:=(R_{sw} \cdot A_{sw})/S_w; c \leq 2 \cdot h_0;$$

$$qsw:=(170 \cdot 101)/150=114.5;$$

# Проверка условия:

$$qsw/(R_{bt} \cdot b)=114.5/(1.05 \cdot 200)=0.545 < 0.25;$$

# 2.Хомуты учитываем полностью и значение  $M_b$  определяем по выражению:

$$Mb:=1.5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2;$$

$$Mb:=1.5 \cdot 1.05 \cdot 200 \cdot 370^2=4.312 \cdot 10^7;$$

# 3.Согласно определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения:

$$q1:=qg+0.5 \cdot qv;$$

$$q1:=20+0.5 \cdot 36=38;$$

# Проверка условия:

$$\begin{aligned} \text{Esqr}(\text{Mb}/\text{q}_1) &> 2*\text{h}_0/(1-0.5*(\text{qsw}/(\text{Rbt}*\text{b}))); \\ \text{Esqr}(4.312*10^7/38) &= 1065; \\ 2*370/(1-0.5*0.545)) &= 1017; \end{aligned}$$

$$1065 > 1017;$$

# 4. Следовательно значение  $c$  принимаем равным 1065 мм  $> 2h_0 = 740$  мм

# Тогда:

$$\begin{aligned} \text{C0} &:= 2\text{h}_0 = 740; \\ \text{Qsw} &:= 0.75 * 114.5 * 740 = 63448 = > 63.3; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Qb} &:= \text{Mb}/c; \\ \text{Qb} &:= 4.312 * 10^7 / 1017 = 42340 = > 42.4; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Q} &:= \text{Qmax} - \text{q}_1 * c; \\ \text{Q} &:= 154 - 38 * 1.017 = 115.4; \end{aligned}$$

#Проверка условия:

$$\begin{aligned} \text{Qb} + \text{Qsw} &> \text{Q}; \\ 42.4 + 63.6 &= 106 < 115.4; \\ \# \text{Прочность наклонных сечений не обеспечена.} \end{aligned}$$

$$\text{q}_{\text{sw}} = 114.5;$$

$$\text{M}_b = 4.312 * 10^7;$$

$$\text{q}_1 = 38;$$

$C_0=740;$

$Q_b=42.4;$

$Q=115.4;$

# Расчет усиления:

Принимаем трехсторонние U-образные хомуты из односторонней углеродной ткани в один слой, наклеиваемые перпендикулярно продольной оси балки ( $\alpha=90^\circ$ ).

По результатам испытаний слоистых образцов ткани из заданного волокна с объемным содержанием 60% по ГОСТ 25.601-80 получены следующие нормативные характеристики ФАП:

# Предел прочности при растяжении (МПа):

$R_f:=2400;$

# Относительное удлинение при разрыве (%):

$\Delta:=2,09;$

# Модуль упругости(МПа):

$E_f:=115000;$

# Коэффициент надёжности по материалу для расчета по предельным состояниям первой группы  $g_f = 1,1$ .

$g_f:=1.1;$

#Коэффициент условий работы :

$$Ce:=0.9;$$

$$Rf=2400\text{МПа};$$

$$\delta=2,09\%;$$

$$Ef=115000\text{МПа};$$

$$gf=1.1;$$

# 1. Расчетная прочность ФАП (МПа):

$$Rf:=(Ce/gf)*Delta;$$

$$Rf:=(0.9/1.1)*2400=1964;$$

# 2. расчетная деформация растяжения ФАП :

$$Eft:=(Ce*Delta)/gamas;$$

$$Eft:=(0.9*0.0209)/1.1=0.0171;$$

# Расчетный модуль упругости ФАП(мм<sup>2</sup>):

$$Eft:=Ef:=11500;$$

$$n:=1;$$

$$wf:=100;$$

$$Af,sh:=2*n*tf*wf;$$

$$Af,sh:=2*1*0.167*100=33.4;$$

# 3. Из таблицы коэффициент запаса по схеме наклейки  $\psi_f = 0,85$   
Полагая, что хомуты приклеиваются по всей высоте стенки балки(мм):

$$df:=h0:=370;$$

# 4. Из выражения эффективная длина анкеровки ФАП (мм):

$$Lf:=23300/((n*tf*Ef)^{0.58});$$

$$Lf:=23300/((1*0.167*115000)^{0.58})=76;$$

# 5. Коэффициент  $k_1$  находится из выражения:

$$k1:=(Rb/27)^{2/3};$$

$$k1:=(14.5/27)^{2/3}=0.661;$$

6. Коэффициент  $k_2$  находится из выражения:

$$k2:=(df-Lf)/df;$$

$$k2:=(370-76)/370=0.795;$$

# 7. Коэффициент запаса по сцеплению  $k_v$  вычисляется по выражению ФАП:

$$kv:=(k1*k2*Lf)/11900*eft;$$

$$kv:=(0.661*0.795*76)/11900*0.0171=0.196;$$

# 8. Предельная расчетная деформация по выражению ФАП:

$$Eft:=kv*eft;$$

$$Eft:=0.196*0.0171=0.00335;$$

# 9. Расчетное напряжение ФАП(МПа):

$$\Sigma_{\text{aft}}:=e_{\text{fe}}*E_f;$$

$$\Sigma_{\text{aft}}:=0.00335*115000=385;$$

#10. Поперечная сила, воспринимаемая хомутами из углекани (кН):

$$\text{Psif}^*\text{Qf} := \text{Psif}^*((\text{Af,sh}^*\sigma_{afu}^*(\sin(\alpha)+\cos(\alpha)) * \text{df}) / \text{wf});$$
$$\text{Psif}^*\text{Qf} := 0.85 * ((33.4 * 385 * 1 * 370) / 150) = 26.7;$$

# 11. Тогда общая поперечная сила (кН):

$$Q = Q_b + Q_{sw} * Q_f;$$
$$Q := 42.4 + 63.6 + 26.7 = 132.7 > 115.4;$$

# Прочность сечения обеспечена;

$$R_f = 1964;$$

$$E_{ft} = 0.0171;$$

$$A_{f,sh} = 33.4;$$

$$d_f = h_0 := 370;$$

$$L_f = 76;$$

$$k_1 = 0.661;$$

$$k_2 = 0.795;$$

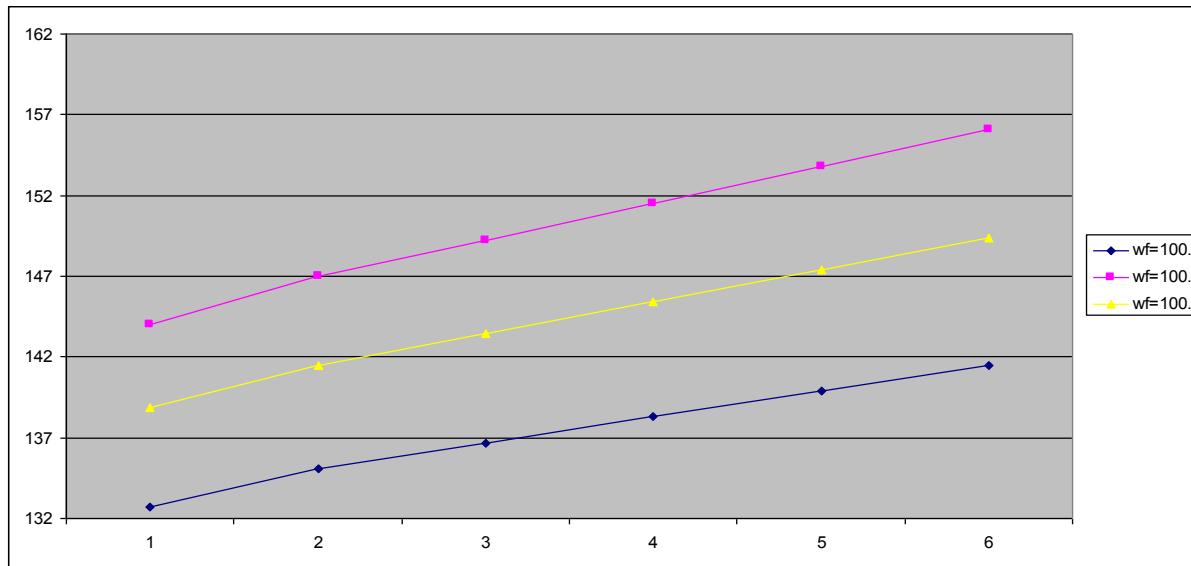
$$k_v = 0.196;$$

$$E_{ft} = 0.00335;$$

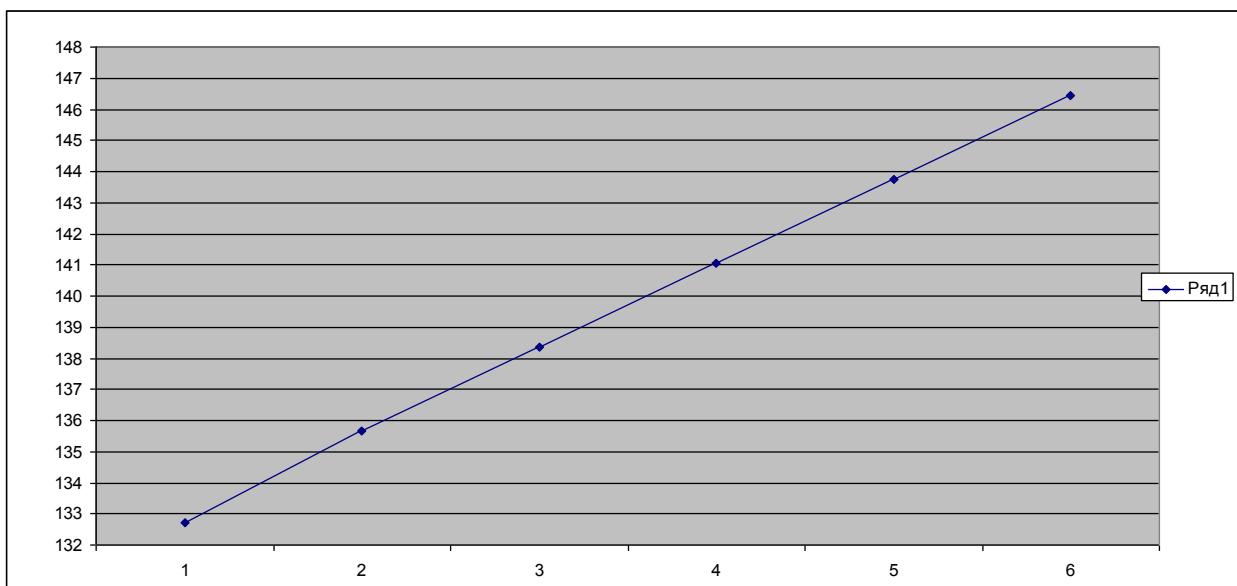
$$\sigma_{ft} = 385;$$

$$\psi_f^* Q_f = 26.7;$$

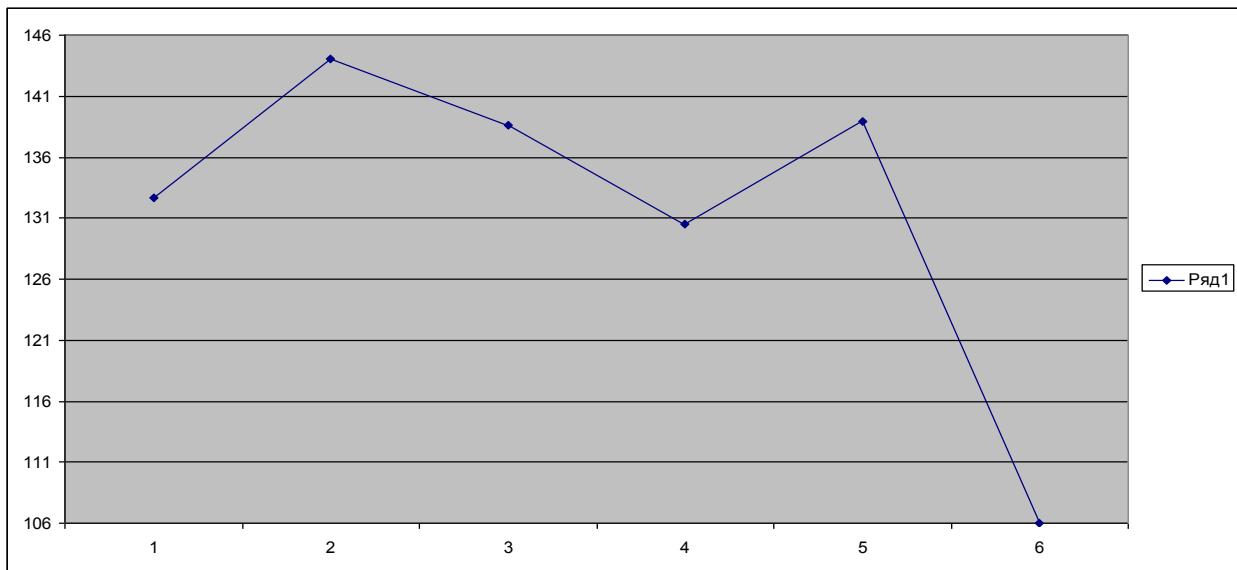
$$Q=132.7;$$



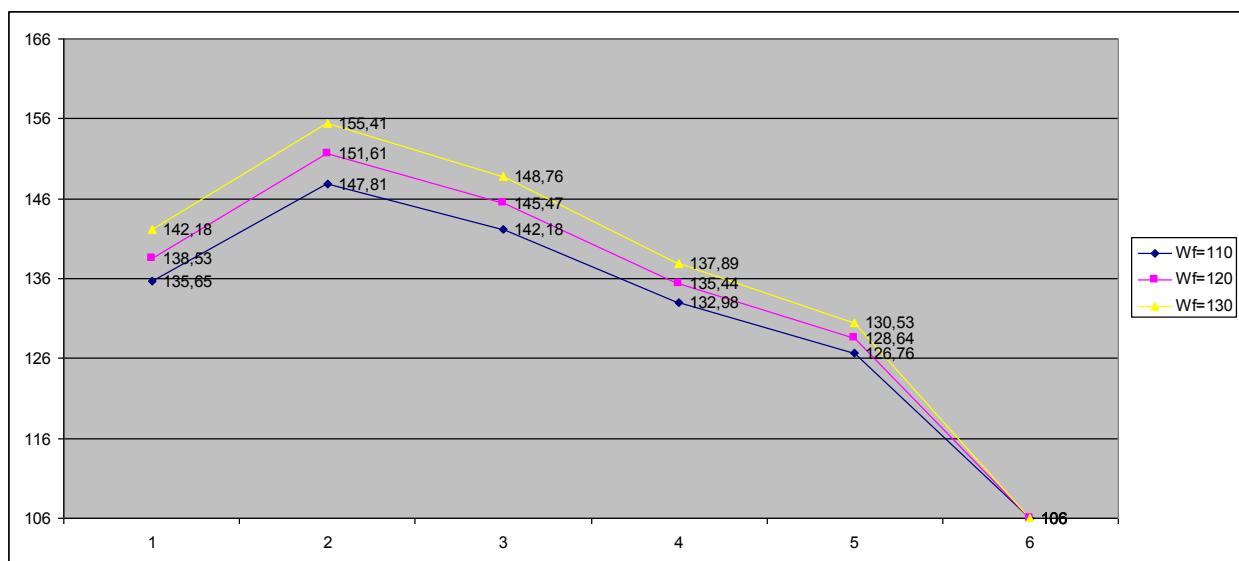
3.1.График зависимости поперечной силы от угла наклона  $\alpha$ , ширины  $w_f$  наклейки и толщины монослоя ( $t_f=\text{const}$ )ФАП.



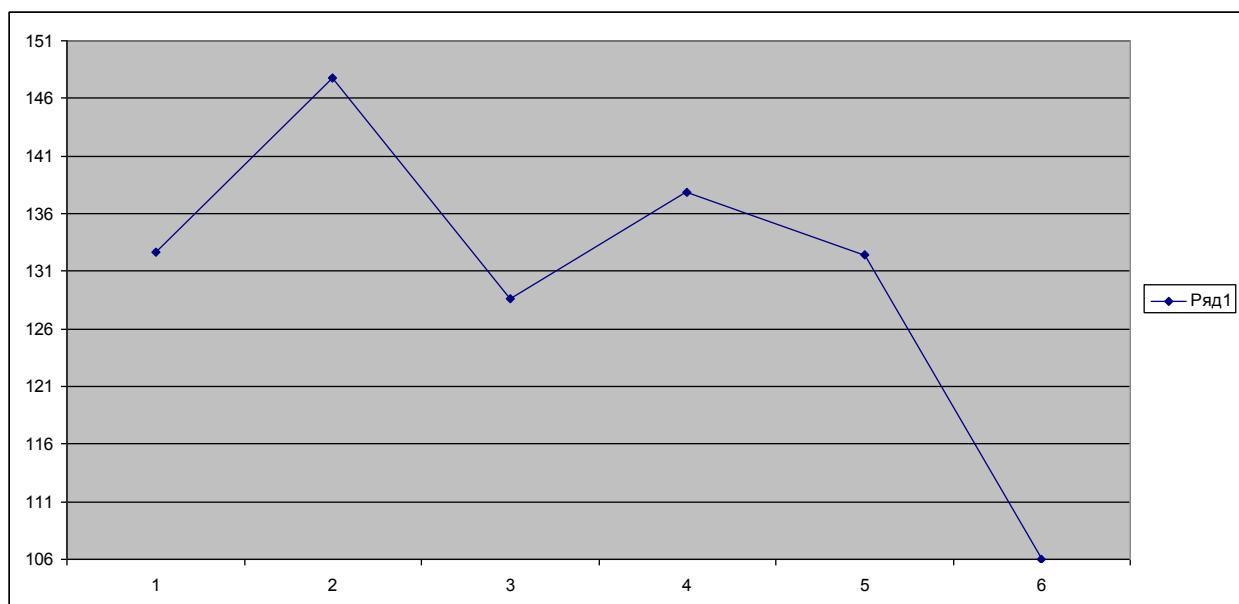
3.2.График зависимости поперечной силы от ширины наклейки  $w_f$  ФАП.



3.3. График зависимости поперечной силы от угла  $\alpha$  наклона наклейки ФАП.



3.4. График зависимости поперечной силы от угла  $\alpha$  наклона и ширины наклейки  $w_f$   
ФАП( $w_f=\text{const}$ ).



3.5. График зависимости поперечной силы от угла  $\alpha$  наклона и ширины наклейки  $w_f$  ФАП.