Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации

Федеральное автономное учреждение «Федеральный центр нормирования, стандартизации и технической оценки соответствия в строительстве»

пособие

ПО РАСЧЕТУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА КРУЧЕНИЕ С ИЗГИБОМ

Москва 2020

Содержание

1 Область применения	1
2 Нормативные ссылки	1
3 Термины и определения	2
4 Общие положения	2
5 Требования к расчетным моделям	4
6 Алгоритмы расчета трещиностойкости, жесткости и прочности	
железобетонных конструкций при кручении с изгибом	29
7 Предложения по конструированию железобетонных элементов,	
испытывающих кручение с изгибом	41
8 Примеры расчета сложнонапряженных железобетонных элементов	
при изгибе с кручением	48
Приложение А Условные обозначения	91
Приложение Б Учет местных напряжений	94
Библиография	95

Введение

Настоящее методическое пособие разработано в развитие положений раздела 8 СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

Сложное сопротивление железобетонных конструкций и, в частности, сопротивление при кручении с изгибом в настоящее время изучено недостаточно глубоко. Об этом свидетельствует и тот факт, что в СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» отсутствуют конкретные рекомендации по проектированию конструкций при кручении с изгибом и приведены лишь общие положения их расчета по предельным состояниям первой группы, которые не всегда согласуются с реальной работой железобетона. Требования к расчету по предельным состояниям второй группы в стадии образования, развития и раскрытия трещин отсутствуют.

Экспериментальные исследования, посвященные задачам этой проблемы, проводились во всем мире особенно интенсивно в 60–80 гг. прошлого века и в свое время по результатам этих исследований были созданы нормативные документы как в нашей стране, так и за рубежом с незначительными изменениями при их последующих актуализациях.

За последние несколько лет проведен ряд отечественных и зарубежных исследований по рассматриваемой тематике, посвященных развитию и экспериментальной проверке усовершенствованных расчетных моделей для различных типов железобетонных конструкций, в том числе исследования авторов настоящего пособия [3]-[6]. Назрела необходимость использования в практике проектирования результатов этих исследований и построенных на их основе деформационных моделей теории железобетона наиболее полно отражающих особенности действительного сопротивления конструкций при варьировании классов бетона и арматуры, статической схемы нагружения, с учетом влияния важнейших расчетных параметров, таких как нормальные и касательные усилия в бетоне сжатой зоны, осевых усилий в продольной и поперечной особенностей трещинообразования арматуре, И схем разрушения.

Пособие разработано для специалистов проектных организаций занимающихся проектированием железобетонных конструкций. Оно может быть также полезным при повышении квалификации инженеров проектировщиков и при подготовке специалистов в вузах по направлению «Строительство».

Настоящее пособие разработано авторским коллективом Федерального государственного бюджетного учреждения «Научно-исследовательский институт строительной физики Российской академии архитектуры и строительных наук» (ФГБУ НИИСФ РААСН): (руководитель темы – д-р техн. наук, проф. *Вл.И. Колчунов*; д-р техн. наук, проф. *В.И. Травуш*; д-р

техн. наук, проф. *Н.И. Карпенко*; д-р техн. наук, проф. *В.И. Колчунов*; канд. техн. наук *А.И. Демьянов; С.А. Булкин*; *Н.В. Наумов*).

1 Область применения

Рекомендации настоящего пособия распространяются на проектирование бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений, выполняемых из тяжелого, мелкозернистого, легкого, ячеистого бетонов без предварительного напряжения арматуры и эксплуатируемых в климатических условиях Российской Федерации при систематическом воздействии температур не выше плюс 50 °C и не ниже минус 70 °C в среде с неагрессивной степенью воздействия при статическом действии нагрузки.

Рекомендации пособия не распространяются на проектирование трубобетонных, сталежелезобетонных и фиброжелезобетонных конструкций, конструкций из высокопрочных бетонов, бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, мостов, тоннелей, труб под насыпями, а также на конструкции изготовляемые из бетонов средней 500 и свыше 2500 кг/м³, бетонополимеров плотностью менее И полимербетонов, бетонов на известковых, шлаковых и смешанных вяжущих (кроме применения их в ячеистом бетоне), на гипсовом и специальных вяжущих, бетонов на специальных и органических заполнителях, бетона крупнопористой структуры.

2 Нормативные ссылки

В настоящем пособии использованы нормативные ссылки на следующие документы:

ГОСТ 13015-2012 Изделия бетонные и железобетонные для строительства. Общие технические требования. Правила приемки, маркировки, транспортирования и хранения

ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения

СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия» (с изменениями № 1, № 2, № 3)

СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» (с изменением № 1)

СП 296.1325800.2017 Здания и сооружения. Особые воздействия (с изменением № 1)

П р и м е ч а н и е – При пользовании настоящим пособием целесообразно проверить действие ссылочных документов в информационной системе общего пользования – на официальном сайте Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии в сети Интернет или по ежегодному информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по выпускам ежемесячного информационного указателя «Национальные стандарты» за текущий год. Если заменен ссылочный документ, на который дана недатированная ссылка, то рекомендуется использовать действующую версию этого документа с учетом всех внесенных в данную версию изменений. Если заменен ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, то рекомендуется использовать версию этого документа с указанным выше годом утверждения (принятия). Если после утверждения настоящего пособия в ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, внесено изменение, затрагивающее положение, на которое дана ссылка, то это положение рекомендуется применять без учета данного изменения. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, рекомендуется применять в части, не затрагивающей эту ссылку. Сведения о действии сводов правил целесообразно проверить в Федеральном информационном фонде технических регламентов и стандартов.

3 Термины и определения

В настоящем пособии применяются следующие термины с соответствующими определениями:

3.1 анкеровка арматуры: Обеспечение восприятия арматурой действующих на нее усилий путем заведения ее на определенную длину за рассматриваемое расчетное сечение или устройство на концах специальных анкеров.

3.2 железобетонные конструкции: Конструкции, выполненные из бетона с рабочей и конструктивной арматурой (армированные бетонные конструкции); расчетные усилия от всех воздействий в железобетонных конструкциях должны быть восприняты бетоном и рабочей арматурой.

3.3 защитный слой бетона: Толщина слоя бетона от грани элемента до ближайшей поверхности арматурного стержня.

3.4 конструктивная арматура: Арматура, устанавливаемая без расчета для восприятия воздействий, которые не могут быть точно определены расчетным путем.

3.5 «нагельный» эффект: Способность арматуры передавать усилие перпендикулярно к своей оси.

3.6 наклонное сечение: Сечение элемента плоскостью, расположенной под наклоном к его продольной оси и перпендикулярно к вертикальной плоскости, проходящей через продольную ось элемента.

3.7 нормальное сечение: Сечение элемента плоскостью, перпендикулярной к его продольной оси.

3.8 предельное усилие: Наибольшее усилие, которое может быть воспринято элементом, при принятых характеристиках материалов.

3.9 рабочая арматура: Арматура, устанавливаемая по расчету.

3.10 **рабочая высота сечения:** Расстояние от сжатой грани элемента до центра тяжести растянутой продольной арматуры.

3.11 расчетная схема сооружения (конструкции): Условная схема со всеми исходными параметрами, необходимая для расчета, с целью определения напряженно-деформированного состояния элемента.

4 Общие положения

4.1 При проектировании бетонных и железобетонных конструкций, кроме выполнения расчетных и конструктивных требований настоящего пособия, должны выполняться технологические требования по изготовлению и возведению конструкций и должны быть обеспечены условия для надлежащей эксплуатации зданий и сооружений с учетом требований по экологии согласно соответствующим нормативным документам.

4.2 При проектировании материалы для железобетонных конструкций и их физико-механические характеристики следует предусматривать согласно СП 63.13330.

4.3 В сборных конструкциях особое внимание должно быть уделено прочности и долговечности соединений.

4.4 Расчеты железобетонных конструкций на действие крутящих и

изгибающих моментов следует производить по предельным состояниям:

- первой группы (по полной непригодности к эксплуатации вследствие потери несущей способности) – включают в себя: расчет по прочности, с учетом в необходимых случаях деформированного состояния конструкции перед разрушением, расчет на устойчивость, расчет на защиту от прогрессирующего обрушения, расчет на усталостное разрушение от многократно повторяющихся или цикличных нагрузок, расчет на всплывание заглубленных сооружений и т. д.;

- второй группы (по непригодности к нормальной эксплуатации вследствие чрезмерного раскрытия трещин, появления недопустимых деформаций и др.) – включает расчеты по образованию и по раскрытию трещин.

Расчет по предельным состояниям конструкции в целом, а также отдельных ее элементов следует, как правило, производить для всех стадий – изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации, при этом расчетные схемы конструкций должны соответствовать принятым конструктивным решениям работы конструкции на этой стадии.

4.5 Усилия и деформации от различных воздействий в конструкциях и в образуемых ими конструктивных системах зданий и сооружений следует определять с учетом возможного образования трещин и неупругих деформаций в бетоне и арматуре (физическая нелинейность), а также с учетом, в необходимых случаях, деформированного состояния конструкций перед разрушением (геометрическая нелинейность) и, в необходимых случаях, изменения в процессе нагружения степени статической неопределимости конструкций (конструктивная нелинейность).

Для статически неопределимых конструкций, методика расчета которых с учетом физической нелинейности еще недостаточно разработана, допускается определять усилия в предположении линейной упругости материала.

Расчеты статически неопределимых конструктивных систем рекомендуется выполнять на компьютерах с применением современных программных комплексов, основанных на математических методах расчета, например, методом конечных элементов (МКЭ).

4.6 Нормативные значения нагрузок и воздействий, коэффициенты сочетаний, коэффициенты надежности по нагрузке, коэффициенты надежности по назначению, а также подразделение нагрузок на постоянные и временные (длительные и кратковременные) применяют согласно СП 20.13330, СП 296.1325800 и ГОСТ 27751.

4.7 При расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от всех элементов следует принимать с коэффициентом динамичности, равным: 1,60 – при транспортировании, 1,40 – при подъеме и монтаже. Также следует учитывать коэффициенты надежности по нагрузке.

Допускается принимать более низкие, обоснованные в установленном порядке, значения коэффициента динамичности, но не ниже 1,25.

5 Требования к расчетным моделям

Расчетные модели железобетонных конструкций при кручении с изгибом по предельным состояниям первой группы

Расчет по прочности железобетонных элементов прямоугольного поперечного сечения на действие крутящих моментов производят на основе модели пространственных расчетных сечений.

Принимается, что при действии крутящих и изгибающих моментов в железобетонном элементе образуется спиральная трещина, которая в пределах трех граней элемента вместе с замыкающей ее сжатой зоной по четвертой грани образует пространственное сечение. При этом возможны три схемы расположения сжатой зоны (рисунок 1): у верхней грани элемента, сжатой от изгиба (схема I), у боковой грани элемента, параллельной плоскости изгиба (схема II), у нижней грани элемента, растянутой от изгиба (схема II).

В качестве внешних усилий рассматриваются: в схеме I действуют крутящий момент T и изгибающий момент M, в схеме II — крутящий момент T и дополнительный момент от поперечной силы Q, действующей по оси сечения относительно центра тяжести сжатой зоны, принимаемый приближенно Qh/2, в схеме III — крутящий момент T и изгибающий момент M с обратным знаком. Крутящий момент T во всех схемах определяется от поперечной нагрузки относительно оси сечения.

При вычислении усилий в статически неопределимых элементах, работающих с кручением, крутильный момент инерции сечения элемента вычисляется как для упругого тела с использованием справочных данных, методов сопротивления материалов или теории упругости. Для сечений с трещинами при этом учитывается неповрежденная часть бетона и арматура.





Рисунок 1 – Усилия в пространственном сечении (а) и схемы (*I*, *II*, *III*) расположения сжатой зоны (б – г) в железобетонном элементе при изгибе с кручением

Для определения расчетного момента внешних сил учитываются нагрузки, расположенные по одну сторону от рассматриваемого пространственного сечения. При учете нагрузок, расположенных по длине элемента в пределах пространственного сечения, принимается такое правило: расчетный крутящий момент T, изгибающий момент M и поперечная сила Q определяются в поперечном сечении, проходящем через центр тяжести сжатой зоны пространственного сечения (рисунок 2).

Поскольку положение сжатой зоны неодинаково для различных схем разрушения, в общем случае обозначения дополняются индексом i (где i = 1,2,3, см. рисунок 1) и в конкретных схемах разрушения им присваиваются соответствующие номера 1, 2, 3. Учитываются нормальные и касательные усилия в бетоне сжатой зоны.

Многочисленными экспериментами установлено, что угол наклона спиральной трещины к продольной оси элемента никогда не бывает меньше 45° , поэтому длина проекции пространственного сечения *c* при любой схеме разрушения в первом приближении принимается равной 2h+b, а затем уточняется последовательными приближениями. Рекомендуется выполнять несколько расчетов с разными положениями пространственного сечения и выбрать расчет с наименьшим значением предельной нагрузки, воспринимаемой сечением. Более того, в ряде случаев, как это показано ниже, положение расчетного сечения становится очевидным.

В качестве моментов внутренних сил учитываются моменты от усилий в продольной и поперечной арматуре (см. рисунок 1).

Момент от усилий в продольной арматуре определяется как $M_{bend,s} = \sigma_s \cdot A_s \cdot (h_{i,0} - 0, 5x_k)$, где A_s – площадь продольной арматуры, расположенной у грани, противоположной сжатой зоне, $h_{i,0}$ – рабочая

высота сечения для *i*-го расчетного случая, где i = 1, 2, 3 (см. рисунок 1, б – г).



Рисунок 2 – К определению изгибающего и крутящего моментов поперечной силы, действующих в пространственном сечении: а – 1-й схемы; б – 2-й схемы

Усилия в поперечной арматуре представляются в виде интенсивности погонного усилия $q_{sw} = \sigma_{sw} A_{sw} / s$, где A_{sw} и s – площадь одного стержня и шаг

а

б

поперечных стержней на грани, противоположной сжатой зоне и у боковых граней железобетонного элемента. Учитываются также «нагельные» усилия в продольной арматуре, расположенной у грани, противоположной той, у которой находится сжатая зона и «нагельные» усилия в поперечной арматуре, расположенной у граней железобетонного элемента.

В расчетные условия вводятся продольная и поперечная арматура со своими расчетными сопротивлениями. Однако при большом количестве продольной арматуры по сравнению с поперечной арматурой, напряжения в ней могут не достигать предела текучести при разрушении сжатого бетона в пространственном сечении, в то время как напряжения в поперечной арматуре равны пределу, текучести. Обратная картина наблюдается при большом количестве поперечной арматуры по сравнению с продольной, что бывает значительно реже. Таким образом, в общем случае напряжения в продольной и поперечной арматуре могут не достигать предела текучести при разрушении. По этой причине в качестве критерия разрушения принимается достижение интенсивностью деформаций укорочения бетона, над пространственной трещиной своих предельных значений $\varepsilon_{i,u} = \varepsilon_{b,u}$.

Из этого критерия находятся значения $\sigma_{b,u}$ – предельные нормальные напряжения в сжатом бетоне пространственного сечения от совокупного воздействия крутящего момента T, изгибающего момента M и поперечной силы Q.

Для схемы III значение момента M подставляется в расчетные уравнения со знаком минус, а для схемы II принимается M = 0.

Неизвестные параметры напряженно-деформированного состояния для первого блока, отделяемого поперечным сечением I-I, проходящим в конце пространственной трещины определяются с помощью следующих уравнений равновесия.

Сумма изгибающих моментов всех внутренних и внешних сил действующих в сечении I-I относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне равна нулю ($\sum M_B = 0$)

$$\sigma_{s,I} m_{I} A_{s,I} \Big[h_{1,0} - \varphi(x_{k}, x) x \Big] - M_{I} - R_{sup} a_{I} = 0, \qquad (5.1)$$

где $\sigma_{s,I}$ – нормальные напряжения в растянутой арматуре в сечении I-I;

*m*₁ – количество стержней растянутой рабочей арматуры в сечении I-I;

- *x* высота сжатой зоны в нормальном сечении I-I;
- *А*_{*s*,I} площадь одного стержня растянутой рабочей арматуры в сечении I-I;
- *М*_I изгибающий момент в сечении I-I от внешних нагрузок;
- a_1 расстояние от опоры до рассматриваемого сечения I-I;

R_{sup} – обобщенная опорная реакция в железобетонной конструкции.

Сумма проекций всех сил, действующих в нормальном сечении I-I на ось x, равна нулю ($\sum X = 0$):

$$\sigma_{bL,u} b_1 \phi_1(x_k, x) x - \sigma_{s,l} m A_{s,l} = 0; \qquad (5.2)$$

где $\sigma_{bI,u}$ – предельные нормальные напряжения в сжатом бетоне в сечении I-

I, вычисленные из условия достижения интенсивностью деформаций укорочения бетона над пространственной трещиной своих предельных значений $\varepsilon_{i,u} = \varepsilon_{b,u}$;

φ₁(x_k, x) – коэффициент полноты эпюры в сжатом бетоне (до уточнения данных по результатам экспериментальных исследований в первом приближении принимается равным 0,75).

Сумма крутящих моментов всех внутренних и внешних сил, действующих в сечении I-I, относительно оси, перпендикулярной к этому сечению и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне, равна нулю ($\sum T = 0$)

$$\omega_{+}\omega_{1+}\tau_{\Sigma^{+}}\frac{b_{1}}{2}b'x + \omega_{-}\omega_{1-}\tau_{\Sigma^{-}}\frac{b_{1}}{2}b''x - T_{I} = 0,$$
(5.3)

- здесь τ_{Σ+}, τ_{Σ-} суммарные сдвигающие напряжения, равные сумме составляющих этих напряжений (в той части сечения, где они направлены в одну сторону) или их разности (в той части сечения, где они направлены в противоположные стороны для сдвигающих напряжений от кручения τ_{T,I} и от поперечной силы τ_{O,I};
 - b'(b'') расстояние от центра тяжести сечения до его грани с той стороны, где сдвигающие напряжения $\tau_{T,I}$ и $\tau_{Q,I}$ направлены в одну сторону (направлены в противоположные стороны);
 - $\omega_+, \omega_{1+}, \omega_-, \omega_{1-}$ коэффициенты полноты эпюры касательных напряжений т, в расчете принимаются $\omega_+ = \omega_- = 0,5$, $\omega_{1+} = \omega_{1-} = 1$.

Для определения напряжений в продольной арматуре $\sigma_{s,t}$ в сечении I-I используется уравнение пропорциональности продольных деформаций

$$\sigma_{s,I} = \sigma_{bI,u} \frac{E_s(\lambda)}{E_b(\lambda)} \frac{h_{1,0} - x}{x}.$$
(5.4)

Неизвестные параметры напряженно-деформированного состояния для второго блока, отделяемого от железобетонного элемента пространственным сечением *k*, образуемым спиралеобразной трещиной и вертикальным сечением, проходящим по сжатой зоне бетона через конец фронта пространственной трещины, определяются с помощью следующих уравнений равновесия.

Сумма изгибающих моментов всех внутренних и внешних сил, действующих в сечении k вертикальной продольной плоскости относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне равна нулю ($\sum M_B = 0$)

$$\sigma_s m A_s \cdot (h_{1,0} - 0, 5x_k) - M_k - R_{sup} a_{1,m} = 0, \qquad (5.5)$$

- где σ_s нормальные напряжения в растянутой арматуре в пространственном сечении *k*;
 - *m* количество стержней растянутой рабочей арматуры, проходящих в пространственном сечении *k*;
 - *A_s* площадь одного стержня растянутой рабочей арматуры в пространственном сечении *k*;

M_k – изгибающий момент в сечении *k* от внешних нагрузок;

 $a_{1,m}$ – расстояние от опоры до середины пространственного сечения k.

Сумма проекций всех сил, действующих в пространственном сечении k, на ось x равна нулю ($\sum X = 0$)

$$\sigma_{b,u} x_{e} \cdot \sqrt{b_{1}^{2} + c_{1}^{2}} - \sigma_{s} m A_{s} - 2q_{sw,2} \sqrt{\left(h_{1,0} - x_{k}\right)^{2} + c_{1,0}^{2}} = 0, \qquad (5.6)$$

- где $\sigma_{b,u}$ предельные нормальные напряжения в сжатом бетоне в пространственном сечении k, вычисленные из условия достижения интенсивностью деформаций укорочения бетона над пространственной трещиной своих предельных значений $\varepsilon_{i,u} = \varepsilon_{b,u}$;
 - c₁ длина проекции пространственной трещины на продольную ось;
 - *q*_{sw,2} погонные «нагельные» усилия в хомутах, возникающие на боковых гранях;
 - *x_k* высота сжатой зоны в пространственном сечении *k*;

 $c_{1,0} = a$ – расстояние от опоры до края пространственной трещины.

Сумма проекций всех сил, действующих в пространственном сечении, на ось уравна нулю ($\sum Y = 0$):

$$q_{sw,\sigma}\sqrt{c_1^2 + b_1^2} + \tau_{T,k}x_k\sqrt{c_1^2 + b_1^2}\cos 45^\circ = 0, \qquad (5.7)$$

где $q_{sw,\sigma}$ – интенсивность погонных усилий в хомутах, проходящих в растянутой зоне;

τ_{T,k} – касательные напряжения от кручения в пространственном сечении k.

Сумма крутящих моментов всех внутренних и внешних сил, действующих в вертикальной продольной плоскости относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне пространственного сечения k равна нулю ($\sum T = 0$)

$$q_{sw,\sigma}\sqrt{c_1^2 + b_1^2}(h_{1,0} - 0, 5x_k) - 2q_{sw,T}\frac{b_1}{2}\sqrt{\left(h_{1,0} - x_k\right)^2 + c_{1,0}^2} - \tau_{T,k}\omega_k x_k \frac{b_1}{2}\sqrt{b_1^2 + c_1^2} - T_k = 0,$$
(5.8)

где $q_{sw,T}$ – погонные усилия от кручения в хомутах, установленных в боковых гранях;

T_k – крутящий момент в сечении *k* от внешних нагрузок.

Сумма проекций всех сил, действующих в пространственном сечении, на ось *z* равна нулю ($\sum Z = 0$)

$$x_{Q,k}\sqrt{b_1^2 + c_{1,0}^2} \cdot x_k - 2q_{sw,Q}\sqrt{(h_{1,0} - x_k)^2 + c_{1,0}^2} - Q_s - Q_k + R_{sup} = 0, \quad (5.9)$$

где $\tau_{Q,k}$ – касательные напряжения от поперечной силы в пространственном сечении *k*;

q_{sw,Q} – интенсивность погонных усилий от поперечных сил в хомутах, установленных в боковых гранях;

- Q_s «нагельные» усилия в продольной арматуре в сечении k;
- *Q_k* поперечная сила от всех внешних нагрузок *P* в центре тяжести сжатой зоны пространственного сечения *k*, расположенных справа от рассматриваемого сечения.

В общем случае для каждой схемы разрушения проверяется последовательный ряд пространственных сечений, характеризуемых различным положением по длине элемента и различной длиной проекции сжатой зоны на продольную ось элемента *с*.

При расчете по всем трем схемам разрушения, прежде всего рассматриваются пространственные сечения, расположенные у опоры, где действуют наибольшие крутящие моменты и поперечные силы, а затем для схем I и III разрушения и другие положения пространственного сечения по длине пролета в зависимости от эпюры изгибающего момента.

Для схемы I может оказаться более опасным положение пространственного сечения, где при меньших по величине крутящих моментах действуют большие изгибающие моменты.

Для схемы III может оказаться более опасным положение пространственного сечения, где действуют небольшие по величине изгибающие моменты, так что их разгружающее влияние проявляется незначительно.

При выборе расчетного положения пространственного сечения следует учитывать также изменения продольного и поперечного армирования по длине элемента.

Для каждого положения пространственного сечения определяется наиболее невыгоднейшая длина его распространения, характеризуемая длиной проекции нейтральной линии на продольную ось элемента *с*.

Проверку следует производить для всех трех схем разрушения, поскольку заранее трудно установить, какая из схем разрушения наиболее опасна. При этом следует учитывать следующее.

Разрушение по той или иной схеме зависит от соотношения между крутящими моментами, с одной стороны, и изгибающими моментами и поперечными силами – с другой, а также от размеров поперечного сечения и армирования граней элемента. Например, разрушение по схеме III, несмотря на обратное действие изгибающего момента, может оказаться опасным в том случае, если площадь продольной арматуры, расположенной у верхней грани, значительно меньше, чем площадь арматуры у нижней грани.

При уменьшении крутящего момента пространственная схема разрушения постепенно переходит в схему разрушения по нормальному сечению.

По-иному обстоит дело со схемой разрушения II. Рассмотрим элемент, загруженный двумя поперечными сосредоточенными грузами, смещенными относительно продольной оси элемента, которые создают поперечную силу Q и крутящий момент T. Поперечная сила Q стремится вызвать образование наклонной трещины по обеим боковым граням элемента. Крутящий момент способствует развитию наклонной трещины на одной из боковых граней и ее распространению на верхнюю и нижнюю грани и, напротив, препятствует ее развитию на другой боковой грани. При достаточно большом крутящем моменте T по сравнению с поперечной силой Q эта боковая грань элемента полностью сжата, а на остальных гранях образуется спиральная трещина, т. е. происходит разрушение по схеме II пространственного сечения.

Смещая поперечные грузы к оси элемента, уменьшаем крутящий момент при постоянной поперечной силе. При некотором эксцентриситете поперечных сил, на противоположной грани крутящий момент окажется недостаточным для образования пространственной трещины, произойдет образование наклонной трещины по обеим граням и разрушение не по пространственному, а по наклонному сечению. За такой граничный эксцентриситет принимается его величина, равная половине ширины сечения элемента. Условие перехода от расчета пространственного сечения к расчету наклонного сечения записывается в виде

$$T \le Q(b/2). \tag{5.10}$$

Если это условие удовлетворяется, то рассчитывается прочность наклонного сечения. В противном случае расчет пространственного сечения необходимо вести по схеме разрушения II.

Действие крутящих моментов, хотя и небольших по величине, существенно влияет на прочность наклонных сечений, снижая их несущую способность

Расчет прочности наклонных сечений с учетом влияния крутящего момента, т. е. когда удовлетворяется условие (5.10), производится из условия

$$Q + 3T / b \le Q_b + Q_{sw}. \tag{5.11}$$

Здесь *b* всегда ширина элемента, т. е. размер грани, перпендикулярной к плоскости изгиба. Из условия (5.11) видно, что с уменьшением крутящего момента *T* несущая способность наклонного сечения увеличивается, а при крутящем моменте, равном нулю, она становится равной обычной величине $Q_b + Q_{sw}$, характеризующей, согласно СП 63.13330, прочность наклонного сечения.

Помимо разрушения элементов по пространственным сечениям возможно также разрушение бетона от сжатия между спиральными трещинами аналогично разрушению бетонных полос от сжатия между наклонными трещинами. Такое разрушение может происходить при большом

насыщении элемента продольной и поперечной арматурой. Расчет прочности при этом виде разрушения производится из условия

$$T \le 0.1 R_b b^2 h, \tag{5.12}$$

где *b* и *h* всегда меньший и больший размеры граней элемента, соответственно.

Как показали результаты экспериментальных исследований, здесь, так же, как и для бетона, расположенного между наклонными трещинами, прочность бетона между спиральными трещинами возрастает не пропорционально увеличению прочности бетона на сжатие, а значительно меньше, что проявляется в основном для бетонов относительно высоких классов. Достаточные экспериментальные данные, описывающие этот вид разрушения для элементов из высокопрочных бетонов, в настоящее время отсутствуют. Поэтому для обеспечения необходимой гарантии пока безопасности для элементов из бетона класса выше В30 повышение несущей способности рекомендуется не учитывать и в расчет вводится расчетное сопротивление R_b , такое же, как для бетона класса B30.

Как показала практика проектирования, в ряде случаев значение x в расчетных формулах, в том числе формулах СП 63.13330, равно нулю в связи с симметричностью продольной арматуры относительно вертикальной оси. В этом случае рекомендуется x вычислять без учета сжатой арматуры, но принимать значение x не более 2a'.

При действии на элемент распределенной нагрузки величины T и Q меняются по длине элемента. В этом случае, начало пространственного сечения необходимо располагать у опоры, где T и Q, как правило, имеют максимальные значения. Расчетные значения T и Q, принятые в поперечном сечении, проходящем через середину длины проекции C_2 (см. рисунок 2), зависят от этой длины. Поэтому формулы для определения невыгоднейшего значения C_2 при действии сосредоточенной нагрузки должны быть скорректированы. Но для практических расчетов, как показал проведенный численный анализ, возможно использование этих формул при $T = T_{\text{max}}$ и $Q = Q_{\text{max}}$. Это приводит, как правило, к незначительной погрешности, причем в запас прочности.

В случае, если $T < 0.5 \cdot Q \cdot b$, поперечную арматуру следует подбирать из расчета наклонных сечений. При этом упрощенно во всех формулах к поперечной силе следует добавлять 3T/b (где T – крутящий момент в том же поперечном сечении, что и Q), а величину q следует умножать на коэффициент $1+3(e_q/b)$, где e_q – эксцентриситет поперечной равномерно распределенной нагрузки q, вызывающий кручение. Отгибы в таком расчете рекомендуется учитывать в расчете лишь при $T \le 0.25 \cdot Q \cdot b$.

Чаще всего расчет по схеме I становится определяющим для приопорных участков неразрезных балок и консолей, поскольку в этих местах крутящие и изгибающие моменты достигают максимальных

значений. В этом случае начало расчетного пространственного сечения очевидно и его следует располагать у опоры.

При действии на элемент сосредоточенных сил, вызывающих изгиб и кручение, пространственные сечения следует располагать у мест приложения этих сил со стороны участка с большими крутящими моментами. Если же пространственные сечение располагать со стороны участка с меньшими крутящими, но с большими изгибающими моментами, то это сечение менее опасно по сравнению с пространственным сечением, расположенным на том же участке (т. е. с тем же значением T), но в зоне больших изгибающих моментов (рисунок 3).

Для неразрезных балок и консолей, располагая пространственное сечение y опоры, a также для любых элементов, нагруженных сосредоточенными силами и крутящими моментами, пространственные сечения располагают у мест приложения этих сил и моментов со стороны участка с большими крутящими моментами. Во всех случаях начало пространственного сечения фиксировано И находится в сечении с максимальным изгибающим моментом, и следовательно, значение М. входящее в условие прочности, всегда зависит от длины проекции пространственного сечения.



1, 2 – расчетные пространственные сечения; *M*₁, *T*₁, *Q*₁ – расчетные усилия для пространственного сечения 1; *M*₂, *T*₂, *Q*₂ – то же, для пространственного сечения 2

Рисунок 3 – Расположение расчетных пространственных сечений 1-й схемы в балке, нагруженной сосредоточенными силами

Рассмотрим случай, когда в пределах длины проекции пространственного сечения отсутствуют поперечные нагрузки, и, следовательно, изгибающие моменты изменяются линейно, а крутящие

моменты постоянны. Расчетный изгибающий момент в поперечном сечении, проходящем через середину пространственного сечения для этого случая равен

$$M = M_{\rm max} - Qc_1 / 2. \tag{5.13}$$

Очевидно, что если $T \le 0, 5 \cdot Q \cdot b$, то поперечной арматуры по расчету на кручение не требуется, а продольная арматура определяется расчетом на чистый изгиб.

При действии в пределах длины проекции c_1 распределенных нагрузок усилия T и Q меняются в пределах длины c_1 , а изменение момента M нелинейно, что в принципе приводит к многообразию расчетных формул. Однако и в этом случае, как показал численный анализ, могут быть использованы формулы, приведенные в настоящем разделе для случая действия сосредоточенной нагрузки, при усилиях Т и Q, расположенных в сечении с наибольшим изгибающим моментом (т. e. В начале пространственного Это сечения). практических расчетах В при проектировании приводит к незначительной погрешности в запас прочности.

Если на элемент действует только равномерно распределенная нагрузка, а в сечении с максимальным изгибающим моментом M_{max} действует и крутящий момент То, расчете следует рассматривать то при пространственное сечение с серединой в поперечном сечении, в котором изгибающий момент близок к $M_{\rm max}$. При этом требуется, во-первых, определить невыгоднейшую проекцию сечения *с*₁ при известных расчетных усилиях М и Т, которые действуют в поперечном сечении, проходящем через середину пространственного сечения и, во-вторых, найти невыгоднейшее место расположения середины пространственного сечения, учитывая характер изменения усилий М и Т по длине пролета. Для этого расчетные усилия M и T выражаются через известные усилия M_{max} и T_0 в пролетном сечении, где действует M_{max}

И

(5.14)

$$T = T_{\max} \left[1 - (x/l_t)^2 \right], \tag{5.15}$$

где *x* – искомое расстояние от сечения, где действует *M*_{max} до середины невыгоднейшего пространственного сечения;

 $M = M_{\text{max}} [1 - (x/l_m)^2];$

 l_m и l_t – расстояния от указанного сечения до нулевых точек соответственно эпюр M и T.

При $T_0 = 0$ расчет на кручение пространственного сечения, расположенного в пролете, можно не выполнять. Следовательно, для свободно опертых балок, а также для неразрезных (заделанных) балок с одинаковыми опорными моментами нагруженных эксцентрично приложенной равномерно распределенной нагрузкой, прочность на кручение следует проверять только на приопорных участках. Значение $q_{sw,T}$ в расчетных формулах должно определяться при максимальном значении *T* на данном участке с учетом соответствующей интенсивности поперечной арматуры (хомутов).

На некоторых участках элементов, где действуют незначительные изгибающие моменты, но большие крутящие моменты, спиральная трещина возможна в зоне, сжатой от изгиба. И если в этой зоне расположено незначительное количество продольной и поперечной арматуры, то такая трещина может привести к разрушению. По этой схеме следует проверять пространственные сечения, расположенные у опор свободно опертых балок, а также вблизи нулевых точек неразрезных балок, принимая середину пространственного сечения у места обрыва верхней продольной арматуры, если эта арматура заходит в зону, сжатую от изгиба. Поскольку схема III отличается от схемы I по сути только знаком изгибающего момента (поэтому в СП 63.13330 приведены только схемы I и II, а схема III рассматривается как частный случай схемы I). Первые из указанных пространственных сечений можно проверить по формулам схемы I, принимая T, Q и M_{max} в опорном сечении, а вторые, – принимая М в месте обрыва продольной арматуры с обратным знаком. Очевидно, в обоих случаях следует учитывать и продольную и поперечную арматуру, расположенную в сжатой от изгиба зоне.

Этими же формулами можно пользоваться при наличии крутящих моментов, которые превышают крутящий момент на опоре (например, при действии сосредоточенных сил с противоположными эксцентриситетами). В этом случае за середину пространственного сечения принимается нормальное сечение с наибольшим изгибающим моментом в пределах участка с наибольшим крутящим моментом.

Таким образом, в большинстве случаев проектной практики для оценки сопротивления пространственных сечений можно пользоваться приведенными в настоящем разделе расчетными формулами, для случая лействия сосредоточенных сил. При важнейший этом параметр, определяющий такое сопротивление железобетонного элемента, - отношение расстояния от опоры до сосредоточенного груза а к рабочей высоте сечения железобетонного элемента h_0 , т. е. параметр a / h_0 .

Расчетные модели при сложном сопротивлении – кручении с изгибом по предельным состояниям второй группы

Образование трещин

При расчете по образованию пространственных трещин при кручении с изгибом, рассматриваются нормальные к продольной оси элемента трещины и следующие три типа пространственных трещин:

- пересекающие продольную и поперечную арматуру; образующиеся на нижней и боковой гранях, где $M > M_{crc}$, и $Q \ge Q_{crc}$, – первый тип;

- пересекающие только поперечную арматуру, образуются в произвольной точке внутри объема конструкции, где $M < M_{crc}$, и $Q > Q_{crc}$ и прилегающие своей вершиной к сосредоточенной силе, – второй тип;

- пересекающие только поперечную арматуру, образуются в произвольной точке внутри объема конструкции, где $M < M_{crc}$, $Q > Q_{crc}$, и не

прилегающие своей вершиной к сосредоточенной силе, которые могут выходить в любую точку верхней или боковой сжатой грани железобетонной стержневой конструкции, – третий тип.

5.1 Для пространственных трещин первого типа принимаются следующие условия:

- образование первой пространственной трещины происходит в точке A (рисунок 4); при этом, минимальная обобщенная нагрузка, выраженная в виде $R_{sup,crc}$, и абсцисса точки A определяется из условия минимума функции искомых внутренних усилий в бетоне, продольной и поперечной арматуре;

- в качестве критерия образования пространственной трещины принимается условие достижения главными деформациями удлинения бетона *ε*_{bt} своих предельных значений *ε*_{bt,ul};

- эпюры нормальных и касательных напряжений в поперечном сечении, проходящем через точку *A*, аппроксимируются между точками 1 и 2 (рисунок 4) линейной зависимостью.



Точка 0 – начало системы координат в опорном сечении балки

Рисунок 4 – Расчетная схема к образованию пространственных трещин первого типа

Сопротивление стержневых железобетонных конструкций образованию пространственной трещины первого типа на их нижней грани осуществляется на основании уравнений.

5.1.1 Уравнение связи между внешней нагрузкой, выраженной через опорную реакцию $R_{sup,crc}$ в виде обобщенной нагрузки, нормальными

напряжениями σ_{χ} (см. рисунок 5, *a*), а также местными воздействиями $\frac{R_{sup,crc}}{b \cdot h} \cdot \varphi_{\chi}$

$$R_{sup,crc} = \frac{\sigma_x \cdot A_{red} \cdot I_{red}}{\pm x(-0,5h) \cdot A_{red} + \varphi_x \cdot I_{red}} \le 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h.$$
(5.16)

В формуле (5.16) слагаемое в знаменателе $x \cdot (-0,5h) \cdot A_{red}$ принимается со знаком «+», если изгибающий момент от опорной реакции $R_{sup,crc}$ вызывает растяжение на нижней грани (со знаком «-» – если сжатие).



Рисунок 5 – Эпюры нормальных напряжений $\sigma_{bt,i}$ (*a*) и касательных напряжений $\tau_{zx}(\delta)$ в поперечном сечении, проходящем через точку *A*

5.1.2 Уравнение для определения касательных напряжений кручения τ_t в поперечном сечении, расположенном на расстоянии *x* от опоры (рисунок 6)

$$\tau_t = \gamma \tau_{\max} = \gamma \frac{M_t}{0.85W_t} \le \tau_{t,u} , \qquad (5.17)$$

- где γ коэффициент для определения касательного напряжения на короткой стороне прямоугольного сечения, принимается по таблице 1.6 работы [2];
- τ_{*pt,u*} = 0,5 *R*_{*bt*} предельное значение касательных напряжений перед образованием трещин.

5.1.3 Уравнение для определения касательных напряжений сдвига от действия поперечных сил τ_{zx} в поперечном сечении, расположенном на расстоянии *x* от опоры (рисунок 5, *б*):

$$\tau_{xz} = \tau_2 + (\tau_1 - \tau_2) \cdot \frac{h - z_d - h'_f - 0.5h}{h - z_d - h'_f} + \tau_{xz,loc} \le 0.5\tau_u, \qquad (5.18)$$

где

$$D_1 = \frac{S_{x,1}}{I_{red} \cdot b}; \tag{5.19}$$

$$D_2 = \frac{S_{x,2}}{I_{red} \cdot b}.$$
(5.20)

Здесь $S_{x,1}$ и $S_{x,2}$ – статические моменты инерции частей площади поперечного сечения, отсеченных на той высоте, где определяются касательные напряжения τ_1 и τ_2 соответственно, относительно центра тяжести приведенного сечения.



Рисунок 6 – Эпюры касательных напряжений при кручении, с положительными и отрицательными зонами депланации поперечных прямоугольных сечений

Для элементов прямоугольного сечения параметр h'_f принимается равным $(h-z_d)/3$, а параметр h_f принимается равным $z_d/3$, где z_d – расстояние от наиболее удаленной грани сечения, растянутой от действия поперечной силы (в рассматриваемом случае – нижней) до центра тяжести приведенного сечения.

5.1.4 Уравнение связи внешней нагрузки (выраженной через опорную реакцию R_{sup}) и нормальными напряжениями σ_z в точке, с координатами в которой они определяются, записанное с учетом местных полей от опорной реакции и сосредоточенной силы

$$\sigma_z = \frac{R_{sup}}{A_{red}} \cdot \left(\varphi_z + k \cdot \varphi_{2,z}\right).$$
(5.21)

Здесь φ_z или $k \cdot \varphi_{2,z}$ – коэффициенты учета местных нормальных напряжений σ_z в направлении оси *z* от сосредоточенных сил, принимаются по таблице Б.1.

Напряжение σ_x в рассматриваемой точке расчетного сечения определяется по формуле

$$\sigma_x = \varepsilon_x E - \sigma_{x,d} + \mu \sigma_z \le \sigma_{x,crc} = R_{bt}, \qquad (5.22)$$

где

$$\sigma_{x,d} = \varepsilon_{x,d} \cdot E \,. \tag{5.23}$$

Деформации, связанные с депланацией поперечного сечения [7] определяют по формуле

$$\varepsilon_{x,d} = \frac{w}{x},\tag{5.24}$$

где
$$w = \frac{M_t}{G \cdot I_t} \cdot f(x, z); f(x, z) = \beta_t \cdot x \cdot z; \beta_t = \frac{a_*^2 - b_*^2}{a_*^2 + b_*^2},$$
 (5.25)

 a_* и b_* – параметры, равные половине высоты и ширины сечения, соответственно (см. рисунок б).

5.1.5 Продольные, поперечные деформации и деформации сдвига в сечении элемента вычисляются по формуле

$$\varepsilon_{x} = \frac{4 \cdot \varepsilon_{bt,ul}^{3} - 4 \cdot \varepsilon_{bt,ul}^{2} \left(\varepsilon_{y} + \varepsilon_{z}\right) - \gamma_{xy}^{2} \cdot \left(\varepsilon_{bt,ul} - \varepsilon_{z}\right) - \gamma_{xz}^{2} \cdot \left(\varepsilon_{bt,ul} - \varepsilon_{y}\right)}{4\left(\varepsilon_{y} - \varepsilon_{bt,ul}\right) \cdot \left(\varepsilon_{z} - \varepsilon_{bt,ul}\right)}, \quad (5.26)$$

где
$$\varepsilon_y = -\frac{\mu}{E}(\sigma_x + \sigma_z), \ \varepsilon_x = \frac{1}{E} \left[\sigma_x + \sigma_{x,d} - \mu \sigma_z \right], \ \varepsilon_z = \frac{1}{E} \left[\sigma_z - \mu \sigma_x \right],$$
 (5.27)

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}(1+\mu)}{E}, \qquad \gamma_{yz} = 0, \qquad \gamma_{xy} = \frac{\tau_t(1+\mu)}{E}, \tag{5.28}$$

здесь напряженно-деформированное состояние сечения элемента включает: деформации – ε_x , ε_y , ε_z , γ_{xz} , γ_{xy} ; напряжения – σ_x , σ_z , τ_{zx} , τ_t .

Физическая интерпретация расчетной модели состоит в том, что она позволяет отыскивать минимально обобщенную нагрузку $R_{sup,crc}$, которая соответствует образованию первой пространственной трещины и абсциссу точки ее образования (точка A находится на прямой линии A_1 – A_2 в области возможного трещинообразования (см. рисунок 4).

5.2 Сопротивление стержневых железобетонных конструкций образованию пространственной трещин второго и третьего типов осуществляется на основании уравнений (рисунок 7).



Рисунок 7 – Расчетная схема к определению образования пространственных трещин второго (третьего) типа

5.2.1 Уравнение связи между обобщенной внешней нагрузкой, выраженной через опорную реакцию R_{sup} , и нормальными напряжениями σ_x и в виде обобщенной нагрузки в момент образования первой пространственной трещины, включающее местные воздействия $\frac{R_{sup}}{b \cdot b} \cdot \varphi_x$

$$R_{sup} = \frac{\sigma_x \cdot A_{red} \cdot I_{red}}{\pm x \cdot z \cdot A_{red} + \varphi_x \cdot I_{red}} \le 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h.$$
(5.29)

В формуле (5.29) слагаемое в знаменателе $x \cdot z \cdot A_{red}$ принимается со знаком «+», если изгибающий момент от опорной реакции $R_{sup,crc}$ вызывает растяжение на нижней грани (со знаком «-» – если сжатие).

5.2.2 Уравнение для определения нормальных напряжений σ_z от опорной реакции (или поперечных сил) в боковых гранях на прямой линии A_1-A_2 , в области образования трещин, расположенной на расстоянии *y*, записывается в виде

$$\sigma_{z}(y) = \varphi_{z,1}(y) \cdot R_{b} - y \cdot \frac{1}{b} \cdot 2 \cdot R_{b} \left(\varphi_{z,2}(y) - \varphi_{z,1}(y) \right); \tag{5.30}$$

отсюда определяется неизвестная координата у

$$y = -\frac{\left(\sigma_z(y) - \varphi_{z,1}(y) \cdot R_b\right) \cdot b}{2 \cdot R_b \left(\varphi_{z,2}(y) - \varphi_{z,1}(y)\right)},\tag{5.31}$$

ось у при рассмотрении трещин второго и третьего типов направлена горизонтально, т. е. перпендикулярно к плоскости действия опорных реакций балки.

5.2.3 Уравнение для определения касательных напряжений сдвига τ_{xz} от действия поперечных сил в поперечном сечении, расположенном на расстоянии *x* от опоры

$$\tau_{xz} = \tau_2 + (\tau_1 - \tau_2) \cdot \frac{h - z_d - h'_f - z}{h - z_d - h'_f} + \tau_{xz,loc} \le 0, 5\tau_u, \qquad (5.32)$$

где τ_1 , τ_2 – касательные напряжения, вычисленные по значению поперечной силы от опорной реакции (с учетом местных напряжений) (см. рисунок 5 б).

На основании формулы (5.32) определяется координата *z* образования пространственных трещин второго и третьего типов по условию

$$z = (h - z_d - h'_f) \cdot \left(1 + \frac{\left(R_{sup} - Q_{inc}\right) \cdot D_2 + \frac{R_{sup}}{A_{red}} \cdot \varphi_{xz} + \tau_{xz}}{\left(R_{sup} - Q_{inc}\right) \cdot \left(D_1 - D_2\right)} \right) \le \pm 0,5h, \quad (5.33)$$

ось *z* при рассмотрении трещин второго и третьего типов направлена вертикально, т. е. в направлении действия опорных реакций балки.

Значения параметров D_1 и D_2 в формуле (5.33) находятся из следующих формул:

$$D_1 = \frac{S_{x,1}}{I_{red} \cdot b}; \tag{5.34}$$

$$D_2 = \frac{S_{x,2}}{I_{red} \cdot b},\tag{5.35}$$

где $S_{x,1}$ и $S_{x,2}$ – статические моменты инерции частей площади поперечного сечения, отсеченных на той высоте, где соответственно определяются касательные напряжения τ_1 и τ_2 , относительно центра тяжести приведенного сечения.

Для прямоугольных сечений параметр h'_f принимается равным $(h-z_d)/3$, а параметр $h_f = z_d/3$, где z_d – расстояние от наиболее удаленной грани сечения, растянутой от действия поперечной силы, до центра тяжести приведенного сечения.

5.2.4 Уравнение связи внешней нагрузки, выраженной через опорную реакцию R_{sup} , с нормальными напряжениями σ_z в точке, с координатами в которой они определяются, записанное с учетом местных полей напряжений от опорной реакции и сосредоточенной силы

$$\sigma_z = \frac{R_{sup}}{A_{red}} \cdot \left(\varphi_z + k \cdot \varphi_{2,z}\right),\tag{5.36}$$

где φ_z и $k \cdot \varphi_{2,z}$ – коэффициенты учета местных нормальных напряжений σ_z в направлении оси *z* от сосредоточенных сил, принимаются по таблице Б.1.

5.2.5 Из уравнения для определения главных растягивающих напряжений (принимая их равными R_{bt}) определяются продольные растягивающие напряжения σ_x

$$\sigma_x = \frac{\tau_{zx}^2 + R_{bt} \cdot \sigma_z - R_{bt}^2}{\sigma_z - R_{bt}} \le \sigma_{x,crc} = R_{bt}.$$
(5.37)

5.2.6 Из условия образования пространственных трещин при кручении с изгибом, в котором главные деформации удлинения бетона в точке A рассматриваемого сечения, расположенного на расстоянии x от опоры принимаются равными $\varepsilon_{bt,ul}$, определяются суммарные касательные напряжения от действия поперечных сил и крутящих моментов $\tau_{xz,sum}$

$$\tau_{xz,sum} = \pm \frac{E}{(1+\mu)} \sqrt{\frac{4\varepsilon_{bt,ul}\varepsilon_x\varepsilon_z - 4\varepsilon_{bt,ul}^2(\varepsilon_x + \varepsilon_z) + 4\varepsilon_{bt,ul}\varepsilon_x\varepsilon_y\varepsilon_z \cdot (\varepsilon_z + \varepsilon_x) - \varepsilon_y \left(4\varepsilon_{bt,ul}^2 + 4\varepsilon_x\varepsilon_z\right)}{\left(\varepsilon_{bt,ul} - \varepsilon_y\right)}} \le \tau_u, (5.38)$$

где, $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ – продольные и поперечные деформации в той же точке вычисляются соответственно по формулам:

$$\varepsilon_{y} = -\frac{\mu}{E} (\sigma_{x} + \sigma_{z}); \qquad (5.39)$$

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \Big[\sigma_x - \mu \sigma_z + \sigma_{x,d} \Big]; \tag{5.40}$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \Big[\sigma_y - \mu \sigma_x \Big]. \tag{5.41}$$

Здесь, продольные напряжения вызванные депланацией поперечного сечения

$$\sigma_{x,d} = \varepsilon_{x,d} \cdot E, \qquad (5.42)$$

где, деформации, связанные с депланацией поперечного сечения определяются по формулам (5.24) и (5.25).

5.2.7 Касательные усилия τ_t на боковой грани от действия крутящего момента, определяются по формуле

$$\tau_t = \tau_{\max} = \frac{M_t}{0.85W_t} \le \tau_{pt,u} \,. \tag{5.43}$$

5.3 Ширина раскрытия пространственных трещин

5.3.1 Расчет ширины раскрытия пространственных трещин базируется на следующих положениях:

- связь между напряжениями и деформациями арматуры и бетона принимается в виде трилинейных и билинейных диаграмм аппроксимирующих действительные, согласно пунктам 6.1.20 и 6.2.14 СП63.13330.2018;

- в процессе нагружения выделяется несколько уровней трещинообразования. При этом расстояния между трещинами последующего

уровня меньше либо равно половине расстояния между трещинами предыдущего уровня;

- раскрытие трещин рассматривается как накопление относительных условных сосредоточенных взаимных смещений арматуры и бетона на участках, расположенных по обе стороны от трещины;

- учитывается депланация бетона в сечении с трещиной в зависимости от расстояния от поверхности контакта с арматурой;

- учитывается дополнительное деформационное воздействие в трещине, связанное с нарушением сплошности материала.

5.3.2 Расчет расстояния между трещинами l_{crc} производится из условия, в соответствии с которым удлинения бетона на поверхности конструкции в среднем сечении (на участке между трещинами) принимаются равными $\varepsilon_{bt,u}$ (рисунок 8).



Рисунок 8 – Эпюры деформаций бетона $\varepsilon_{bt}(x \, u \pi u \, z)$, арматуры $\varepsilon_s(x \, u \pi u \, z)$ и их относительных смещений $\varepsilon_g(x \, u \pi u \, z)$ на участке между наклонными (для плоской модели) или пространственными (для пространственной модели) трещинами в железобетонных конструкциях

5.3.3 Деформации растянутого бетона $\varepsilon_{bt}(x)$ определяются из условия равновесия блока, расположенного между сечением с трещиной и сечением, проходящим на расстоянии $t_* + x$ от трещины (рисунок 9)

$$\varepsilon_{bt}(x)\big|_{x=0,5l_{crc-t_*}} = \varepsilon_{bt,u}.$$
(5.44)

Относительные взаимные смещения арматуры и бетона определяются по формуле

$$\varepsilon_g(x) = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_{bt}(x). \tag{5.45}$$

 $\varepsilon_s(x)$ — относительные деформации арматуры; $\varepsilon_{bt}(x)$ — относительные деформации бетона в сечении x+.

Деформации растянутого бетона $\varepsilon_{bt}(x)$ определяются из условия равновесия блока, расположенного между сечением с трещиной и сечением, проходящим на расстоянии $x + t_*$ от трещины (см. рисунок 9)

$$\varepsilon_{bt}(x) = \frac{\varepsilon_s A_s E_s - \varepsilon_s(x) A_s E_s}{\omega_{bt}(x) A_{bt}(x) E_b v_{bt}(x)}.$$
(5.46)



Рисунок 9 – Расчетная схема для определения деформаций $\varepsilon_{bt}(x)$

Из формул (5.45) и (5.46) следует:

$$\frac{1}{K} = 1 + \frac{A_s E_s}{\omega_{bt}(x) A_{bt}(x) E_b \cdot \mathbf{v}_{bt}(x)}.$$
(5.47)

Дифференцированием уравнения (5.45) получена следующая формула

$$\frac{d\varepsilon_g(x)}{dx} + B \cdot \varepsilon_g(x) = 0.$$
(5.48)

Постоянная интегрирования С определяется по формуле

$$C = \frac{B_3}{B} + \frac{1}{B(1-K)} \left(-\frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b} \right).$$
(5.49)

После выполнения соответствующих преобразований получена формула для определения деформаций растянутого бетона

$$\varepsilon_{bt}(x) = (1 - K)B_3(1 - e^{-Bx}) - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b}.$$
(5.50)

На основании условия (5.44) и формулы (5.50), получено следующее соотношение

$$e^{-B(0,5l_{crc}-t_{*})} = 1 + \varepsilon_{bt,u} + \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_{b}E_{b}B_{3}(K-1)}.$$
 (5.51)

В формулах (5.50) и (5.51) параметры, учитывающие граничные деформации удлинения бетона, эффект нарушения сплошности бетона, геометрические характеристики сечения, а также характеристики сцепления арматуры и бетона определяются по формулам:

$$B_4 = 1 + \frac{\sigma_{bt,c}}{\left(K - 1\right)B_3 v_b E_b} + \varepsilon_{bt,u}; \qquad (5.52)$$

$$B = \frac{S_s \cdot G}{K \cdot A_s \cdot E_s}; \tag{5.53}$$

$$B_2 = \frac{\delta \cdot \frac{1}{G \cdot v_b \cdot A_b} Q}{t_* \cdot B}; \qquad (5.54)$$

$$B_3 = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s \cdot A_s} - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b \cdot E_b} - B_2.$$
(5.55)

В (5.47)–(5.55) $\omega_{bt}(x)$ и $v_{bt}(x)$ – соответственно, коэффициент полноты эпюры деформаций и коэффициент упругости растянутого бетона в сечении x на участке между трещинами. В расчетах их значение принимается $\omega_{bt}(x) \cdot v_{bt}(x) \approx 0.5$;

 $A_{bt(x)}$ – площадь растянутого бетона в сечении *x*;

 $S_{\scriptscriptstyle S}$ – периметр одного продольного стержня арматуры;

G — условный модуль деформаций сцепления арматуры и бетона, принимается равным $G = 0,3 E_b$;

 δ – коэффициент, учитывающий высоту сечения и высоту сжатой зоны вычисляется по формуле

$$\delta \!=\! \frac{1\!-\!\xi}{\gamma\!-\!\xi}$$

где $\xi = \frac{x_k}{h_0}$ – относительная высота сжатой зоны бетона; $\gamma = \frac{h}{h_0}$ – отношение высоты сечения к рабочей высоте;

- Q наибольшая поперечная сила, действующая в сечении. Значение Q принимается $Q = R_{sup}$;
- $\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{v_s \cdot E_s}$ деформации растянутой арматуры в трещине;
- $\Delta T = 0,5 \cdot 2\pi r \cdot t_s \cdot R_b$ результирующая условных касательных напряжений в местной зоне, прилегающей к трещине;
- t_s расстояние от трещины до оси растянутой арматуры;
- *t*_{*} расстояние от нижней грани конструкции до оси растянутой арматуры в местной области в сжатом бетоне у берегов трещины;
- $\sigma_{bt,c}$ напряжения сжатия в бетоне местной около арматурной зоны, прилегающей к трещине от растянутой арматуры, принимается из следующих ограничений $\sigma_{bt,c} \le R_b$ и $\sigma_{bt,c} \le \frac{2\pi r}{b} 0.5 \cdot R_b$;
 - v_b коэффициент упругости растянутого бетона (для предельных состояний второй группы принимается $v_b = 0,45$);

 $\epsilon_{bt,u}$ – предельное значение деформаций удлинения бетона, принимается

равным
$$\varepsilon_{bt,u} = \frac{2R_{bt}}{E_b} \cdot k_*$$
, a $k_* = 1,8$.

Из решения уравнения (5.51) определяется расстояние между трещинами

$$l_{crc} = \frac{2 \cdot \left(\ln B_4 - Bt_* \right)}{-B} \,. \tag{5.56}$$

Анализ соотношения (5.56) показал, что увеличение деформаций в арматуре при росте нагрузки вызывает уменьшение расстояния между трещинами.

Трещинообразование в конструкции продолжается до момента ее разрушения. При этом, в соответствии с рассматриваемой расчетной моделью, выделяется не один, а несколько уровней трещинообразования:

Сравнивая функциональное и уровневое значения *l_{crc}*, определяют возможность появления последующих уровней трещинообразования.

Располагая уровнями трещинообразования вдоль продольной и поперечной арматуры железобетонной конструкции, строится полная картина различных типов трещин, прилегающих к сосредоточенной силе и к опоре.

При этом появление нового уровня трещинообразования соответствует уровню нагрузки, при котором соблюдается неравенство:

$$l_{crc,i} \le \eta_{crc} \cdot l_{crc,i-1}; \tag{5.58}$$

$$l_{crc,i-1} = l_{crc,i,rig} + l_{crc,i,lef} , \qquad (5.59)$$

где *l_{crc,i}* – расстояние между смежными пространственными трещинами на *i*м уровне трещинообразования;

- *l_{crc,i-1}* то же, на *i*-1 уровне трещинообразования;
- *l_{crc,i,rig}*, *l_{crc,i,lef}* расстояния от пространственной трещины, возникшей на *i*-1 уровне трещинообразования до новой трещины, возникающей на *i*-м уровне трещинообразования справа и слева от новой трещины, соответственно.
- η_{crc} коэффициент уменьшения расстояния между смежными пространственными трещинами при переходе на следующий уровень трещинообразования, определяется по формуле

$$\eta = \frac{\sigma_s}{\sigma_{s,crc}},\tag{5.60}$$

где σ_s – напряжения в растянутой арматуре в пространственном сечении;

 $\sigma_{s,crc} = 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt} \cdot m \cdot A_s$, где α – отношение соответствующих модулей упругости арматуры E_s и бетона E_b .

5.3.4 Ширина раскрытия трещин на уровне стержня продольной или стержня поперечной арматуры определяется по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot k_r \cdot \left[-\frac{2\Delta T}{G \cdot t_*} + \frac{2B_3}{B} (1 - e^{-B \cdot (0.5l_{crc} - t_*)}) + 2B_2 (0.5l_{crc} - t_*) \right] \le a_{crc,ult}, (5.61)$$

- где ϕ_1 коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимается равным:
 - 1,0 при непродолжительном действии нагрузки;
 - 1,4 при продолжительном действии нагрузки;
 - φ₂ коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимается равным:
 - 0,5 для арматуры периодического профиля и канатной;

0,8 – для гладкой арматуры;

- φ₃ коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимается равным:
- 1,0 для элементов соответствующих рассматриваемому

напряженному состоянию кручения с изгибом;

a_{crc,ult} – предельно допустимое значение ширины раскрытия трещин, определяемое согласно пункту 5.4 СП 63.13330.2018.

Вычисленное по формуле (5.61) значение a_{crc} , следует умножить на коэффициент k_r , учитывающий депланацию бетона в сечении с трещиной, определяемый по формуле (рисунок 10)

$$k_r = -0.088533 \left(\frac{r}{d_s}\right)^2 + 0.522666 \left(\frac{r}{d_s}\right) + 0.308801, \qquad (5.62)$$

где d_s – диаметр арматуры, r – радиус пограничного слоя, принимаемый равным величине защитного слоя.



1 – арматурный стержень; 2 – бетон

Рисунок 10 - Схема депланации бетона в сечении с трещиной

Значение коэффициента k_r может быть определено графически на основе зависимости $k_r - \frac{d}{d_s}$ (рисунок 11).



6 Алгоритмы расчета трещиностойкости, жесткости и прочности железобетонных конструкций при кручении с изгибом

6.1 Алгоритм расчета прочности железобетонных элементов при кручении с изгибом

Реализация расчетной модели для расчета прочности железобетонных конструкций при кручении с изгибом производится в определенной последовательности.

6.1.1 В соответствии с разделом 5 назначается пространственное расчетное сечение. Для конструкции двухпролетного неразрезного ригеля, устанавливаемого под самонесущие наружные стены железобетонного каркаса многоэтажного здания, могут быть две возможные схемы нагрузок, приведенные на рисунке 12. Наиболее опасны пространственные сечения, расположенные у крайних и средних опор (опоры 01, 02, 03) с максимальными крутящими, изгибающими моментами и поперечными силами. При оценке сложного сопротивления такого ригеля реализуется расчетная схема I (см. рисунок 2, а).



Рисунок 12 – Схемы нагрузок для двухпролетного обвязочного ригеля каркаса многоэтажного здания

6.1.2 Для составления расчетных уравнений равновесия железобетонного элемента, с помощью метода сечений, отделяется два блока.

Первый блок отделяется поперечным сечением I-I, проходящим в конце пространственной трещины (рисунок 13, *a*), находится в равновесии под действием внешних усилий, приложенных к нему со стороны опоры и внутренних усилий, возникающих в месте проведения сечения.



б



а – схема I; б – схема II

Рисунок 13 – К построению расчетной схемы железобетонного элемента при совместном действии изгибающего момента, крутящего момента и поперечной силы

6.1.2.1 Из уравнения равновесия изгибающих моментов всех внутренних и внешних сил действующих в сечении I-I ($\sum M_B = 0$), определяется обобщенная опорная реакция (неизвестное R_{sup})

$$\sigma_{s,I} m A_{s,I} [h_{1,0} - \varphi(x_k, x)x] - M_I - R_{sup} a_1 = 0, \qquad (6.1)$$

где φ(x_k, x) – коэффициент полноты эпюры в сжатом бетоне (для предельных состояний второй группы, принимается равным 0,75);

m – количество стержней рабочей арматуры.

6.1.2.2 Из уравнения равновесия проекций всех сил, действующих в сечении I-I на ось x ($\sum X = 0$), определяется высота сжатой зоны бетона в нормальном сечении (неизвестное x)

$$\sigma_{bl,u}b_1\varphi(x_k,x)x - \sigma_{s,l}mA_{s,l} = 0.$$
(6.2)

6.1.2.3 Из уравнения равновесия крутящих моментов всех внутренних и

внешних сил, действующих в сечении I-I, относительно оси, перпендикулярной к этому сечению и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне ($\sum T = 0$), определяются сдвигающие напряжения от крутящего момента и поперечной силы (неизвестные $\tau_{T,I}$ и $\tau_{Q,I}$). При оценке сопротивления железобетонного элемента они суммируются (в той части сечения, где они направлены в одну сторону) или вычитаются (в той части сечения, где они направлены в противоположные стороны), а отношение между ними принимается равным отношению T_I / Q_I

$$\omega_{+}\omega_{1+}\tau_{\Sigma+}\frac{b_{1}}{2}b'x + \omega_{-}\omega_{1-}\tau_{\Sigma-}\frac{b_{1}}{2}b''x - T_{I} = 0; \qquad (6.3)$$

$$\tau_{\Sigma^{\pm}} = \tau_{T,I} \pm \tau_{Q,I}; \tag{6.4}$$

$$\frac{\tau_{T,\mathrm{I}}}{\tau_{Q,\mathrm{I}}} = \frac{\tau_{\mathrm{I}}}{Q_{\mathrm{I}}}.$$
(6.5)

Здесь b'(b'') – расстояние от центра тяжести сечения до его грани с той стороны где сдвигающие напряжения $\tau_{T,I}$ и $\tau_{Q,I}$ направлены в одну сторону (направлены в противоположные стороны).

При этом проверяется условие (6.6). Если условие не выполняется, тогда $\tau_{\Sigma^+} = \tau_{T,I} + \tau_{O,I}$ принимается равным τ_{nl}

$$\tau_{\Sigma^+} \le \tau_{pl} \,, \tag{6.6}$$

где $\tau_{pl} = 1, 1 \cdot R_{bt}$.

6.1.2.4 Из гипотезы пропорциональности продольных деформаций находим напряжения в продольной рабочей арматуре $\sigma_{s,I}$ в сечении I-I (неизвестное) $\sigma_{s,I}$

$$\sigma_{s,I} = \sigma_{bI,u} \; \frac{E_s(\lambda)}{E_b(\lambda)} \frac{h-x}{x} \,. \tag{6.7}$$

Проводится проверка условия (6.8). Если условие не выполняется, то $\sigma_{s,I}$ принимается равным R_{c}

$$\sigma_{s,L} \leq R_{s}. \tag{6.8}$$

6.1.3 Второй приопорный блок отделяем от железобетонного элемента пространственным сечением, образуемым спиралеобразной трещиной и вертикальным сечением, проходящим по сжатой зоне бетона через конец фронта пространственной трещины (см. рисунок 13а).

6.1.3.1 Из уравнения моментов всех внутренних и внешних сил, действующих в вертикальной продольной плоскости относительно оси Z, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне ($\sum M_B = 0$), определяем неизвестное σ_s

$$\sigma_s M A_s \cdot (h_{1,0} - 0, 5x_k) - M_k - R_{sup} a_{1,m} = 0.$$
(6.9)

Производится проверка условия (6.10). Если условие не выполняется, то σ_s принимаем равным $m_{a3}R_s$, (где $m_{a3} = \frac{l_x}{l_{anc}}$)

$$\sigma_s \le m_{a3} R_S, \tag{6.10}$$

где l_x — расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения.

Если предварительное напряжение отсутствует, принимается коэффициент $m_{a3} = 1$.

6.1.3.2 Из уравнения проекций всех сил, действующих в пространственном сечении на ось x ($\sum X = 0$), определятся высота сжатой зоны в пространственном сечении $k - x_k$

$$\sigma_{b,u} x_k \cdot \sqrt{b_1^2 + c_1^2} - \sigma_s m A_s - 2q_{sw,2} \sqrt{\left(h_{1,0} - x_k\right)^2 + c_{1,0}^2} = 0.$$
(6.11)

6.1.3.3 Из уравнения проекций всех сил, действующих в пространственном сечении на ось у ($\sum Y = 0$), определяем неизвестный параметр – интенсивность нагрузки в хомутах от изгибающего момента $q_{sw,\sigma}$

$$q_{sw,\sigma}\sqrt{c_1^2 + b_1^2} + \tau_{T,k}x_k\sqrt{c_1^2 + b_1^2}\cos 45^\circ = 0.$$
 (6.12)

6.1.3.4 Из уравнения суммы крутящих моментов всех внутренних и внешних сил действующих в вертикальной продольной плоскости относительно оси x, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне пространственного сечения k ($\Sigma T = 0$), определяется неизвестный параметр – интенсивность нагрузки в хомутах от крутящего момента $q_{sw,T}$

$$q_{sw,\sigma}\sqrt{c_1^2 + b_1^2}(h_{1,0} - 0, 5x_k) - 2q_{sw,T}\frac{b_1}{2}\sqrt{\left(h_{1,0} - x_k\right)^2 + c_{1,0}^2} - \tau_{T,k}\omega_k x_k\frac{b_1}{2}\sqrt{b_1^2 + c_1^2} - T_k = 0.(6.13)$$

6.1.3.5 Из уравнения проекций всех сил, действующих в пространственном сечении на ось z ($\sum Z = 0$), определяется неизвестный параметр – интенсивность нагрузки в хомутах от поперечной силы $q_{sw,Q}$

$$\tau_{Q,k}\sqrt{b_1^2 + c_{1,0}^2} \cdot x_k - 2q_{sw,Q}\sqrt{(h_{1,0} - x_k)^2 + c_{1,0}^2 - Q_s - Q_k + R_{sup}} = 0. \quad (6.14)$$

При этом, напряжения $\tau_{Q,k}$ находятся из уравнения пропорциональности соотношений напряжений и усилий в сечении *k* и в сечении I-I:

$$\frac{\tau_{Q,1}}{\tau_{Q,k}} = \frac{Q_1}{Q_{k,m}}.$$
(6.15)

Здесь $\tau_{Q,1}$ и $\tau_{Q,k}$ – касательные напряжения от действия поперечной силы в нормальном сечении I-I и в центре сжатой зоны пространственного сечения k, соответственно; Q_1 и $Q_{k,m}$ – поперечная сила, действующая в нормальном сечении I-I и в центре сжатой зоны пространственного сечения k, соответственно.

6.1.4 В приведенных формулах фигурируют расчетные параметры R_q , $\varepsilon_{q,R}$, $\varepsilon_{q,u}$, $R_{b,z}$, $\varepsilon_{b,z}$, значения которых определяются путем проецирования диаграммы « $\sigma_i - \varepsilon_I$ » на соответствующие плоскости, например $\tau_q - \varepsilon_q$. Проецирование включает следующие этапы(рисунок 14):

- в качестве основного используем вертикальное сечение k, проходящее
через конец фронта пространственной трещины, в котором деформации на октаэдрических площадках максимальны, т. е. $\varepsilon_{i,u} = \varepsilon_{b,u}$. При этом влияние главных растягивающих напряжений в рассматриваемых расчетных сечениях не учитывается;

- в первом приближении, полагая $\mu(\lambda) = 0, 2$, находим значения ε_2 и ε_3

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -\mu(\lambda)\varepsilon_1 = -0, 2\varepsilon_1; \qquad (6.16)$$

- в соответствии с принятым критерием разрушения принимаем $\varepsilon_{i,u} = \varepsilon_{b,u}, \sigma_{i,u} = \beta_b R_b$, где β_b – коэффициент, позволяющий учитывать величину напряжений в конце нисходящей ветви диаграммы «напряжения – деформации», принимаемый равным 0,8. Находим значение максимальных деформаций сжатого бетона по формуле

$$\varepsilon_{b,u} = \frac{\sqrt{2}}{2[1+\mu(\lambda)]} \sqrt{\left(\varepsilon_1 - \varepsilon_2\right)^2 - \left(\varepsilon_2 - \varepsilon_3\right)^2 + \left(\varepsilon_3 - \varepsilon_1\right)^2}$$
(6.17)

и по ним значение деформаций $\varepsilon_{1,u}$;

- вычисляем величину модуля упругости бетона $E(\lambda)$ по формуле



1 – расчетные; 2 – построенные по опытным данным

Рисунок 14 – Диаграммы связи «напряжения – деформации» для бетона

- вычисляем значение деформаций сдвига $\varepsilon_{q,u}$

$$\varepsilon_{q,u} = 2\cos\beta\sin\beta(\varepsilon_{1,u} - \varepsilon_{3,u}), \qquad (6.19)$$

где угол β, определяет направление главных деформаций укорочения бетона в вертикальном сечении *k*;

- вычисляем значение сдвигового напряжения R_q:

$$R_q = \tau_{x1z1} = \frac{\sigma_{i,u}}{\varepsilon_{i,u}} \frac{1}{2[1+\mu(\lambda)]} \varepsilon_{q,u}; \qquad (6.20)$$

(6.18)

- для точки Н диаграмм (см. рисунок 14) вычисляем:

$$\varepsilon_{x,1} = \varepsilon_{1,u} \cos^2 \beta + \varepsilon_{3,u} \sin^2 \beta ; \qquad (6.21)$$

$$\varepsilon_{z,1} = \varepsilon_{1,u} \sin^2 \beta + \varepsilon_{3,u} \cos^2 \beta; \qquad (6.22)$$

$$\sigma_{x,1} = \frac{\sigma_{i,u}}{\varepsilon_{i,u}} \frac{1}{1 - \mu^2(\lambda)} \Big[\varepsilon_{x,1} + \mu(\lambda)\varepsilon_{z,1} \Big];$$
(6.23)

$$\sigma_{z,1} = \frac{\sigma_{i,u}}{\varepsilon_{i,u}} \frac{1}{1 - \mu^2(\lambda)} \Big[\varepsilon_{z,1} + \mu(\lambda)\varepsilon_{x,1} \Big];$$
(6.24)

- переход от напряжений на наклонной площадке (рисунок 15) к напряжениям на нормальной площадке, производится по известным формулам механики твердого деформируемого тела:

$$\sigma_x = \sigma_{x,1} \cos^2 \alpha + \sigma_{z,1} \sin^2 \alpha + \tau_{x1z1} \sin 2\alpha; \qquad (6.25)$$

$$\mathbf{r}_{xz} = \frac{\sigma_{x,1} - \sigma_{z,1}}{2} \sin 2\alpha - \sigma_{x,1} \cos 2\alpha \,. \tag{6.26}$$

Здесь α – угол между поперечным сечением и сечением *k*-*k*.



а – схема сечения; б – составляющие напряжений на элементарной площадке сечения *k*, приложенных к блоку со стороны опоры, и внутренних усилий, возникающих в месте проведения сечения

Рисунок 15 – Напряжения в вертикальном сечении k, проходящем через конец фронта пространственной трещины

В практических расчетах направление главных деформаций укорочения бетона (угол β) в вертикальном сечении, проходящем через конец фронта пространственной трещины, может быть определено с использованием графика зависимости $a / h_0 - \cos\beta$ (рисунок 16) [1], где a -расстояние от опоры до края трещины, h_0 – рабочая высота сечения.



1 – при отношении T/M = 0,1; 2 – при отношении T/M = 0,25; 3 - при отношении T/M = 0,5; 4 – при отношении T/M = 0,75; 5 – при отношении T/M = 1,0; 6 – при отношении T/M > 1,0



6.1.5 Определение длины проекции пространственной трещины

Для схемы I (см. рисунок 13, а) при вычислении предельного крутящего момента T_0 используется значение длины проекции $c = c_0$. При этом моменты *T* и *M* определяются исходя из длины проекции равной

$$c = \left(1, 2 - 0, 4\frac{M_{\text{max}}}{M_0}\right)c_0, \tag{6.27}$$

но принимается не более c_0 .

Здесь M_{max} – максимальный изгибающий момент в начале пространственного сечения; значение момента M_0 принимается по пункту 8.1.9 СП 63.13330.2018.

Значение c_0 определяется по формуле

$$c_0 = \sqrt{\frac{R_s A_{s,1} (2h+b)}{q_{sw,1}}}, \qquad (6.28)$$

где величина *q_{sw,1}* определяется по пункту 8.1.38 СП 63.13330.2018.

Кроме того, для схемы I необходимо учитывать ограничение $c \le 2h + b$.

Для схемы II (см. рисунок 13, б) значения длины проекции пространственной трещины допускается определять по формуле

$$c = \sqrt{\frac{R_s A_{s,1} (2b+h)}{q_{sw,1}}}$$
(6.29)

и необходимо учитывать ограничение $c \le 2b + h$.

6.2 Алгоритм расчета по образованию трещин в железобетонных элементах при кручении с изгибом

Алгоритм расчета по образованию пространственных трещин первого, второго и третьего типов включает следующие этапы.

6.2.1 Выполняется расчет прочности по нормальным сечениям и на первом шаге итерации $R_{sup,crc}$ принимается равным 0,2 от $R_{sup,u}$; напряжения σ_x принимаются равными нулю, а координаты точки образования первой пространственной трещины назначаются в точке на нейтральной оси, расположенной между опорой и сосредоточенной нагрузкой P (см. рисунок 7).

6.2.2 По формуле (5.29) вычисляется обобщенная опорная реакция *R*_{sup,crc}

$$R_{sup,crc} = \frac{\sigma_x \cdot A_{red} \cdot I_{red}}{\pm x \cdot z \cdot A_{red} + \varphi_x \cdot I_{red}} \le 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h.$$
(6.30)

В формуле (6.30) слагаемое в знаменателе $x \cdot z \cdot A_{red}$ принимается со знаком «+», если изгибающий момент от опорной реакции $R_{sup,crc}$ вызывает растяжение на нижней грани (со знаком «–» – сжатие).

6.2.3 По формуле (5.33) определяется неизвестная координата *z* образования пространственных трещин первого, второго и третьего типов

$$z = (h - z_d - h'_f) \cdot \left(1 + \frac{\left(R_{sup} - Q_{inc}\right) \cdot D_2 + \frac{R_{sup}}{A_{red}} \cdot \varphi_{xz} + \tau_{xz}}{\left(R_{sup} - Q_{inc}\right) \cdot \left(D_1 - D_2\right)} \right) \le \pm 0,5h, \quad (6.31)$$

где касательные напряжения τ_{xz} и параметры D_1 и D_2 вычисляются по формулам (5.47), (5.49) и (5.50), соответственно.

Для элементов прямоугольного сечения параметр h'_f принимается равным $\frac{1}{3}(h-z_d)$, а параметр h_f равным $\frac{1}{3}z_d$; z_d – расстояние от наиболее удаленной грани, растянутой от действия поперечных сил, до центра тяжести приведенного сечения.

6.2.4 Вычисляется неизвестное напряжение σ_z от местной нагрузки $R_{sup,crc}$

$$\sigma_{z} = \frac{R_{sup,crc}}{A_{red}} \cdot \left(\varphi_{z} + k \cdot \varphi_{2,z}\right), \tag{6.32}$$

где коэффициенты ϕ_z и *k* $\phi_{2,z}$ принимаются по таблице Б.1.

6.2.5 Вычисляется координата *у* образования трещины в поперечном сечении элемента, расположенном на расстоянии *x* от опоры:

$$y = -\frac{\left(\sigma_{z}(y) - \varphi_{z,1}(y) \cdot R_{b}\right) \cdot b}{2 \cdot R_{b}\left(\varphi_{z,2}(y) - \varphi_{z,1}(y)\right)} \le \pm 0,5b.$$
(6.33)

6.2.6 Определяются деформации бетона в точке *A* рассматриваемого сечения, расположенного на расстоянии *x* от опоры, связанные с депланацией поперечного сечения, по формулам (5.24) и (5.25)

$$\varepsilon_{x,d} = \frac{w}{x},\tag{6.34}$$

где
$$w = \frac{M_t}{G \cdot I_t} \cdot f(x, z); f(x, z) = \beta_t \cdot x \cdot z, \ \beta_t = \frac{a_*^2 - b_*^2}{a_*^2 + b_*^2},$$
 (6.35)

*а*_{*} и *b*_{*} – величины, равные половине высоты и ширины поперечного сечения, соответственно, (см. рисунок 6).

6.2.7 При расчете по образованию трещин первого типа определяются главные деформации удлинения бетона ε_x в точке *A* рассматриваемого сечения, расположенного на расстоянии *x* от опоры

$$\varepsilon_{x} = \frac{4 \cdot \varepsilon_{bt,ul}^{3} - 4 \cdot \varepsilon_{bt,ul}^{2} \left(\varepsilon_{y} + \varepsilon_{z}\right) - \gamma_{xy}^{2} \cdot \left(\varepsilon_{bt,ul} - \varepsilon_{z}\right) - \gamma_{xz}^{2} \cdot \left(\varepsilon_{bt,ul} - \varepsilon_{y}\right)}{4 \left(\varepsilon_{y} - \varepsilon_{bt,ul}\right) \cdot \left(\varepsilon_{z} - \varepsilon_{bt,ul}\right)}.$$
 (6.36)

При этом составляющие деформаций ε_y , ε_z , γ_{xy} и γ_{xz} определяются по формулам (5.27) и (5.28).

При расчете по образованию трещин второго и третьего типов определяются суммарные касательные напряжения от действия поперечных сил и крутящих моментов $\tau_{xz,sum}$ в точке *A* рассматриваемого сечения, расположенного на расстоянии *x* от опоры

$$\tau_{xz,sum} = \pm \frac{E}{(1+\mu)} \sqrt{\frac{4\varepsilon_{bt,ul}\varepsilon_x\varepsilon_z - 4\varepsilon_{bt,ul}^2(\varepsilon_x + \varepsilon_z) + 4\varepsilon_{bt,ul}\varepsilon_x\varepsilon_y\varepsilon_z \cdot (\varepsilon_z + \varepsilon_x) - \varepsilon_y \left(4\varepsilon_{bt,ul}^2 + 4\varepsilon_x\varepsilon_z\right)}{\left(\varepsilon_{bt,ul} - \varepsilon_y\right)}} \le \tau_u.(6.37)$$

6.2.8 Нормальные напряжения в растянутом бетоне определяются по формулам:

- для трещин первого типа:

$$\sigma_x = \varepsilon_x E_b - \sigma_{x,d} + \mu \sigma_z \le \sigma_{x,crc} = R_{bt}; \qquad (6.38)$$

- для трещин второго и третьего типов:

$$\sigma_x = \frac{\tau_{zx,sum}^2 + R_{bt} \cdot \sigma_z - R_{bt}^2}{\sigma_z - R_{bt}} \le \sigma_{x,crc} = R_{bt} \,. \tag{6.39}$$

6.2.9 Определяются касательные напряжения кручения τ_t , расположенного на расстоянии x от опоры:

- для трещин первого типа – на нижней грани поперечного сечения:

$$\tau_t = \gamma \tau_{\max} = \gamma \frac{M_t}{0.85W_t} \le \tau_{t,u} = 2.2R_{bt};$$
 (6.40)

- для трещин второго и третьего типов – на боковой грани поперечного сечения:

$$\tau_t = \tau_{\max} = \frac{M_t}{0.85W_t} \le \tau_{t,u} = 2, 2R_{bt}.$$
(6.41)

Здесь γ – коэффициент для касательного напряжения на короткой стороне прямоугольного сечения, принимается по [2, таблица 1.6]; $\tau_{t,u}$ – предельное касательное напряжение, вызванное крутящим моментом, принимается равным 2, $2R_{bt}$.

6.3 Алгоритм расчета по раскрытию трещин в железобетонных элементах при кручении с изгибом

6.3.1 Определение параметров напряженно-деформированного состояния расчетного сечения производится аналогично алгоритму расчета прочности по предельным состояниям первой группы, согласно подразделу 6.1. При этом значения расчетных сопротивлений бетона и арматуры принимаются для предельных состояний второй группы.

Для расчета ширины раскрытия трещин принимается ступень нагружения, равная $\frac{R_{sup}}{1.3}$ расчетной нагрузки.

6.3.2 Расстояние между пространственными трещинами l_{crc} , расположенными вдоль поперечной или продольной арматуры определяется из соотношения

$$l_{crc} = \frac{2(\ln B_4 - B \cdot t_*)}{-B}.$$
 (6.42)

При этом следует учитывать ограничение

$$l_{crc} \ge -\frac{2\ln\left(1 - \frac{\Delta T}{B_3} \cdot \frac{B}{G} \cdot \frac{1}{t_s}\right)}{B} + 2t_*.$$
(6.43)

Кроме того проверяем ограничение $l_{crc} \ge 6d$, исходя из минимального расстояния между трещинами для последнего уровня трещинообразования.

6.3.3 В соответствии с разделом 5 последовательно вычисляются параметры, учитывающие граничные деформации удлинения бетона, эффект нарушения сплошности бетона, геометрические характеристики сечения, а также характеристики сцепления арматуры и бетона:

$$\frac{1}{K} = 1 + \frac{A_s E_s}{\omega_{bt}(x) A_{bt}(x) E_b \cdot v_{bt}(x)};$$
(6.44)

$$B = \frac{S_s \cdot G}{K \cdot A_s \cdot E_s}; \tag{6.45}$$

$$B_2 = \frac{\delta \cdot \frac{1}{G \cdot v_b \cdot A_b} Q}{t_* \cdot B}; \qquad (6.46)$$

$$B_3 = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s \cdot A_s} - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b \cdot E_b} - B_2; \qquad (6.47)$$

$$B_4 = 1 + \frac{\sigma_{bt,c}}{\left(K-1\right)B_3 \cdot \mathbf{v}_b \cdot E_b} + \frac{\varepsilon_{bt,u}}{B_3 \cdot \left(K-1\right)}.$$
(6.48)

При этом следует учитывать ограничение

$$0 < B_4 < e^{B \cdot t_*}$$
 (6.49)

В формулах (6.44)–(6.48) $\omega_{bt}(x)$ и $v_{bt}(x)$ – соответственно, коэффициент полноты эпюры деформаций и коэффициент упругости растянутого бетона в сечении *x* на участке между трещинами. При вычислениях принимается, что $\omega_{bt}(x) \cdot v_{bt}(x) \approx 0.5$.

 $A_{bt}(x)$ – растянутая площадь бетона в сечении *x*;

S_s – периметр поперечного сечения арматуры;

G – условный модуль деформаций сцепления арматуры и бетона, значение которого принимается $G = 0.3E_b$;

 $\delta = \frac{1-\xi}{\gamma-\xi}$; – коэффициент, учитывающий высоту сечения конструкции и

высоту сжатой зоны;

 $\xi = \frac{x_k}{h_0}$ – относительная высота сжатой зоны бетона в пространственном

сечении *k*;

 $\gamma = \frac{h}{h_0}$ – отношение высоты сечения к рабочей высоте;

Q – наибольшая поперечная сила, действующая в сечении, значение которой при вычислениях принимается $Q = R_{sup}$;

 $\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{v_s \cdot E_s}$ – деформации растянутой арматуры в сечении с трещиной;

 $\Delta T = 0, 5 \cdot 2\pi r \cdot t_s \cdot R_b$ — результирующая условных касательных напряжений в местной зоне, прилегающей к трещине.

При этом следует учитывать ограничение $\Delta T < \frac{B_3 \cdot G}{B}$, которое вытекает

из числителя натурального логарифма $\ln\left(1-\frac{\Delta T}{B_3}\cdot\frac{B}{G}\right)$ формулы (6.43);

*t*_s – расстояние от трещины до оси растянутой арматуры;

*t*_{*} – расстояние от нижней грани конструкции до оси растянутой арматуры в местной области в сжатом бетоне у берегов трещины;

 $\sigma_{bt,c}$ – напряжение сжатия в бетоне местной зоны, прилегающей к трещине от растянутой арматуры, принимаемое из следующих ограничений:

$$\sigma_{bt,c} \leq R_b \text{ M } \sigma_{bt,c} \leq \frac{2\pi r}{b} 0.5 \cdot R_b.$$

Для дальнейшего расчета принимается меньшее по модулю из двух вычисленных значений.

 v_b – коэффициент упругости растянутого бетона для предельных состояний второй группы принимается $v_b = 0,45$;

 $\varepsilon_{bt,u}$ предельное значение деформаций удлинения бетона, принимается равным $\varepsilon_{bt,u} = \frac{2R_{bt}}{E_{b}} \cdot k_{*}$, где $k_{*} = 1,8$.

6.3.4 Ширина раскрытия трещин вычисляется по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot k_r \cdot \left[-\frac{2\Delta T}{G \cdot t_*} + \frac{2B_3}{B} (1 - e^{-B(0,5l_{crc} - t_*)}) + 2B_2(0,5l_{crc} - t_*) \right].$$
(6.50)

Здесь Ф₁ – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимается равным:

1,0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 – при продолжительном действии нагрузки;

φ₂ – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимается равным:

0,5 –для арматуры периодического профиля и канатной;

0,8 – для гладкой арматуры;

Ф3 – коэффициент, учитывающий характер напряженного состояния, принимается равным:

1,0 – для элементов соответствующих рассматриваемому напряженному состоянию – кручению с изгибом.

k_r – коэффициент учитывающий депланацию в сечении с трещиной (см. формулу (5.62)) и рисунок 11

$$k_r = -0,088533 \left(\frac{r}{d_s}\right)^2 + 0,522666 \left(\frac{r}{d_s}\right) + 0,308801, \tag{6.51}$$

где d_s – диаметр арматуры, r – радиус пограничного слоя, значение которого принимается равным величине защитного слоя бетона.

7 Предложения по конструированию железобетонных элементов, испытывающих кручение с изгибом

7.1 Общие положения

7.1.1 Для обеспечения безопасности и эксплуатационной пригодности бетонных и железобетонных конструкций помимо требований к расчету следует выполнять конструктивные требования к геометрическим размерам и армированию, которые устанавливают для случаев, когда:

- расчетом не представляется возможным достаточно точно и определенно полностью гарантировать сопротивление конструкции внешним нагрузкам и воздействиям;

- конструктивные требования определяют граничные условия, в пределах которых могут быть использованы принятые расчетные положения;

- конструктивные требования обеспечивают выполнение технологии изготовления бетонных и железобетонных конструкций.

7.2 Требования к геометрическим размерам

7.2.1 Геометрические размеры бетонных и железобетонных конструкций должны быть не менее величин, обеспечивающих:

- возможность размещения арматуры, анкеровки и совместной работы с бетоном, с учетом подраздела 7.3;

- требуемые показатели качества бетона в конструкции (ГОСТ 13015).

7.3 Требования к армированию

Защитный слой бетона

7.3.1 Защитный слой бетона должен обеспечивать:

- совместную работу арматуры с бетоном;

- анкеровку арматуры в бетоне и возможность устройства стыков арматурных элементов;

- сохранность арматуры от воздействий окружающей среды (в том числе агрессивных);

- огнестойкость конструкций.

7.3.2 Толщину защитного слоя бетона следует принимать исходя из требований настоящего подраздела с учетом роли арматуры в конструкциях (рабочая или конструктивная), диаметра и вида арматуры, а также требований СП 28.13330.

Минимальные значения толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры следует принимать по таблице 7.1 и СП 63.13330.

Для сборных элементов минимальные значения толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры, указанные в таблице 7.1, уменьшают на 5 мм.

Для конструктивной арматуры минимальные значения толщины защитного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с требуемыми для рабочей арматуры.

Во всех случаях толщину защитного слоя бетона следует принимать не менее диаметра стержня арматуры и не менее 10 мм.

В однослойных конструкциях из легкого и поризованного бетонов классов В7,5 и ниже толщина защитного слоя должна составлять не менее 20

мм. В однослойных конструкциях из ячеистого бетона толщина защитного слоя во всех случаях принимается не менее 25 мм.

Таблица 7.1 – Минимальная толщина защитного слоя бетона рабочей арматуры

Условие эксплуатации конструкций зданий	Толщина
	защитного слоя
	бетона, мм, не
	менее
В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности	20
В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии	25
дополнительных защитных мероприятий)	23
На открытом воздухе (при отсутствии дополнительных защитных	30
мероприятий)	50
В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в	40
фундаментах при наличии бетонной подготовки	40

Минимальные расстояния между стержнями арматуры

7.3.3 Минимальные расстояния в свету между стержнями арматуры следует принимать такими, чтобы обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном и качественное изготовление конструкций, связанное с укладкой и уплотнением бетонной смеси, но не менее наибольшего диаметра стержня, а также не менее:

25 мм – при горизонтальном или наклонном положении стержней при бетонировании – для нижней арматуры, расположенной в один или два ряда;

30 мм – то же, для верхней арматуры;

50 мм – то же, при расположении нижней арматуры более чем в два ряда (кроме стержней двух нижних рядов), а также при вертикальном положении стержней при бетонировании.

При стесненных условиях допускается располагать стержни группами – пучками (без зазора между ними). При этом расстояния в свету между пучками должны быть также не менее приведенного диаметра стержня, эквивалентного по площади сечения пучка арматуры, принимаемого равным

 $d_{s,red} = \sqrt{\sum_{i}^{n} d_{si}^{2}}$, где d_{si} – диаметр одного стержня в пучке, n – число стержней

в пучке.

Продольное армирование

7.3.4 В железобетонных элементах, испытывающих кручение с изгибом, минимальную площадь сечения продольной арматуры, если она требуется по расчету, % полной площади сечения бетона, равной произведению ширины прямоугольного сечения на высоту сечения, следует принимать не менее 0,2 %.

7.3.5 В железобетонных линейных конструкциях испытывающих кручение с изгибом, наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры, обеспечивающие эффективное вовлечение в работу

бетона, равномерное распределение напряжений и деформаций, а также ограничение ширины раскрытия трещин между стержнями арматуры, должны быть не более:

200 мм – при высоте поперечного сечения $h \le 150$ мм;

1,5 h и 400 мм – при высоте поперечного сечения h > 150 мм.

7.3.5 В балках и ребрах шириной более 150 мм должно быть не менее двух продольных растянутых стержней расположенных в поперечном сечении у растянутых граней.

7.3.6 В балках до опоры следует доводить не менее двух стержней растянутой продольной рабочей арматуры площадью сечения не менее 1/2 площади сечения стержней в пролете.

Поперечное армирование

7.3.7 Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также для ограничения развития трещин, удержания продольных стержней в проектном положении и закрепления их от бокового выпучивания в любом направлении.

Поперечную арматуру устанавливают у всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых устанавливается продольная арматура.

Поперечная арматура (хомуты) в элементах испытывающих кручение с изгибом должна образовывать замкнутый контур. Поперечная арматура, предусмотренная для восприятия крутящих моментов и поперечных сил, должна иметь надежную анкеровку по концам путем приварки или охвата продольной арматуры, обеспечивающую равнопрочность соединений и поперечной арматуры.

7.3.8 Диаметр поперечной арматуры (хомутов) в вязаных каркасах внецентренно сжатых элементов принимают не менее 0,25 наибольшего диаметра продольной арматуры и не менее 6 мм.

Диаметр поперечной арматуры в вязаных каркасах изгибаемых элементов принимают не менее 6 мм.

В сварных каркасах диаметр поперечной арматуры принимают не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим диаметром продольной арматуры.

7.3.9 В железобетонных элементах, в которых крутящий момент и поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,25 h_0$.

7.3.10 В железобетонных линейных конструкциях испытывающих кручение с изгибом при наличии необходимой по расчету сжатой продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более 15*d* и не более 500 мм (*d* – диаметр сжатой продольной арматуры).

Если площадь сечения сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, более 1,5 % всей сжатой арматурой, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более 10*d* и не более 300 мм.

7.3.11 Расчетную поперечную арматуру в виде сеток косвенного армирования при местном сжатии (смятии) располагают в пределах расчетной площади $A_{b,max}$, определяемой по пунктам 8.1.43 и 8.1.44 СП 63.13330.2018. При расположении грузовой площади у края элемента сетки косвенного армирования располагают по площади размерами, в каждом направлении, не менее суммы двух взаимно перпендикулярных сторон грузовой площади согласно СП 63.13330.2018 (рисунок 8.9).

По глубине сетки косвенного армирования располагают:

- при толщине элемента более удвоенного большего размера грузовой площади – в пределах удвоенного размера грузовой площади;

- при толщине элемента менее удвоенного большего размера грузовой площади – в пределах толщины элемента.

Анкеровка арматуры

7.3.12 Анкеровку арматуры осуществляют одним из следующих способов или их сочетанием:

- в виде прямого окончания стержня (прямая анкеровка);

- с загибом на конце в виде крюка, отгиба (лапки) или петли (только для ненапрягаемой арматуры);

- с приваркой дополнительных поперечных стержней, расположенных поперек оси анкеруемого арматурного стержня (только для ненапрягаемой арматуры);

- с установкой дополнительных арматурных изделий в виде П-образных стержней с заведением концов в сжатую зону бетона на длину анкеровки, сварных сеток в направлении анкеруемого арматурного стержня (только для ненапрягаемой арматуры);

- с применением специальных анкерных устройств на конце стержня (пластин, шайб, гаек, высаженных головок и т. п.).

Размеры анкерных устройств и дополнительные поперечные стержни определяют с учетом 7.3.19.

7.3.13 Прямую анкеровку и анкеровку с лапками допускается применять только для арматуры периодического профиля. Для растянутых гладких стержней следует предусматривать крюки, петли, приваренные поперечные стержни или специальные анкерные устройства.

Лапки, крюки и петли не применяют для анкеровки сжатой арматуры, за исключением гладкой арматуры, которая может подвергаться растяжению при некоторых возможных сочетаниях нагрузки.

7.3.14 При расчете длины анкеровки арматуры следует учитывать способ анкеровки, класс арматуры и ее профиль, диаметр арматуры, прочность бетона и его напряженное состояние в зоне анкеровки, конструктивное решение элемента в зоне анкеровки (наличие поперечной арматуры, положение стержней в сечении элемента и др.).

7.3.15 Базовую (основную) длину анкеровки, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным значением сопротивления R_s на бетон, определяют по формуле

$$l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s},\tag{7.1}$$

- где A_s и u_s соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня;
 - *R*_{bond} расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки и определяемое по формуле

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}, \tag{7.2}$$

здесь R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

 η₁ – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным:

для ненапрягаемой арматуры:

1,5 – для гладкой арматуры;

2,0 – для холоднодеформируемой арматуры периодического профиля;

2,5 – для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры периодического профиля;

η₂ – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным:

для ненапрягаемой арматуры:

 $\eta_2 = 1,0 -$ при диаметре арматуры $d_s \le 32$ мм;

 $\eta_2 = 0,9 -$ при диаметре арматуры 36 и 40 мм.

7.3.16 Требуемую расчетную длину анкеровки арматуры с учетом конструктивного решения элемента в зоне анкеровки определяют по формуле

$$l_{an} = \alpha_1 \cdot l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}},\tag{7.3}$$

- где α₁ коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки;
 - *l*_{0,*an*} базовая длина анкеровки, определяемая по формуле (7.1);

A_{s,cal}, *A_{s,ef}* – площади поперечного сечения арматуры, требуемая по расчету и фактически установленная соответственно.

Для ненапрягаемой арматуры при анкеровке стержней периодического профиля с прямыми концами (прямая анкеровка) или гладкой арматуры с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств для растянутых стержней принимают $\alpha_1=1,0$, а для сжатых – $\alpha_1=0,75$.

Допускается уменьшать длину зоны анкеровки стержней ненапрягаемой арматуры в зависимости от количества и диаметра поперечной арматуры, вида анкерующих устройств (приварка дополнительных поперечных стержней, загиб концов стержней периодического профиля) и величины поперечного обжатия бетона в зоне анкеровки (например, от опорной реакции), но не более чем на 30 %. В любом случае фактическую длину зоны анкеровки принимают не менее $15d_s$ и 200 мм, а для ненапрягаемых стержней – не менее $0,3l_{0,an}$.

Для элементов из мелкозернистого бетона группы А требуемое расчетное значение длины анкеровки должно быть увеличено на 10d_s для растянутого бетона и на 5d_s – для сжатого.

7.3.16 Усилие, воспринимаемое анкеруемым стержнем арматуры N_s определяют по формуле

$$N_s = R_s \cdot A_s \frac{l_s}{l_{an}} \le R_s \cdot A_s, \tag{7.4}$$

где l_{an} – длина анкеровки, определяемая согласно 7.3.15, принимая соотношение $\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1;$

*l*_s – расстояние от конца анкеруемого стержня до рассматриваемого поперечного сечения элемента.

7.3.17 На крайних свободных опорах элементов длина запуска растянутых стержней ненапрягаемой арматуры за внутреннюю грань свободной опоры должна составлять не менее $10d_s$, при условии, что суммарное касательное напряжение от изгиба и кручения, определяемое в нормальном сечении с наименее выгодным сочетанием значений крутящего и изгибающего моментов по формуле (6.4), меньше, чем касательные напряжения по формуле (6.6), воспринимаемые бетоном. Если указанное условие не соблюдается, длину запуска арматуры за грань опоры определяют согласно 7.3.16.

7.3.18 При устройстве на концах стержней специальных анкеров в виде пластин, шайб, гаек, уголков, высаженных головок и т. п. площадь контакта анкера с бетоном должна удовлетворять условию прочности бетона на смятие. Кроме того, при проектировании привариваемых анкерных деталей следует учитывать характеристики металла по свариваемости, а также способы и условия сварки.

Соединения ненапрягаемой арматуры

7.3.19 Для соединения ненапрягаемой арматуры применяют один из следующих типов стыков:

а) стыки внахлестку (без сварки):

- с прямыми концами стержней периодического профиля;

- с прямыми концами стержней с приваркой или установкой на длине нахлестки поперечных стержней;

- с загибами на концах (крюки, лапки, петли); при этом для гладких стержней применяют только крюки и петли.

б) сварные и механические стыковые соединения:

- со сваркой арматуры;

- с применением специальных механических устройств (стыки с опрессованными муфтами, резьбовыми муфтами и др.).

7.3.20 Стыки арматуры внахлестку (без сварки) применяют при стыковании стержней диаметром рабочей арматуры не более 40 мм.

На соединения арматуры внахлестку распространяется 7.3.13.

Длина перепуска (нахлестки) стыков растянутой или сжатой арматуры должна быть не менее значения длины l_l , определяемого по формуле

$$l_l = \alpha_2 \cdot l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}},\tag{7.5}$$

где $l_{0,an}$ – базовая длина анкеровки, определяемая по формуле (7.1); $A_{s,cal}, A_{s,ef}$ – см. 7.3.18;

α₂ – коэффициент, учитывающий влияние напряженного состояния арматуры, конструктивного решения элемента в зоне соединения стержней, количества стыкуемой арматуры в одном сечении по отношению к общему количеству арматуры в этом сечении, расстояния между стыкуемыми стержнями.

При соединении арматуры периодического профиля с прямыми концами, а также гладких стержней с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств коэффициент α₂ для растянутой арматуры принимают равным 1,2, а для сжатой арматуры – 0,9. При этом должны быть соблюдены следующие условия:

- относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей растянутой арматуры периодического профиля должно быть не более 50 %, гладкой арматуры (с крюками или петлями) – не более 25 %;

- усилие, воспринимаемое всей поперечной арматурой, поставленной в пределах стыка, должно быть не менее половины усилия, воспринимаемого стыкуемой в одном расчетном сечении элемента растянутой рабочей арматурой;

- расстояние между стыкуемыми рабочими стержнями арматуры не должно превышать 4d_s;

- расстояние между соседними стыками внахлестку (по ширине железобетонного элемента) должно быть не менее $2d_s$ и не менее 30 мм.

В качестве одного расчетного сечения элемента, рассматриваемого для определения относительного количества стыкуемой арматуры в одном сечении, используют участок элемента вдоль стыкуемой арматуры длиной $1,3l_l$. Считается, что стыки арматуры расположены в одном расчетном сечении, если центры этих стыков находятся в пределах длины этого участка.

Допускается увеличивать относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей растянутой арматуры до 100 %, принимая значение коэффициента α_2 равным 2,0, а также увеличивать относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей сжатой арматуры до 100 %, принимая значение коэффициента α_2 равным 1,2. При относительном количестве стыкуемой в одном расчетном сечении арматуры периодического профиля более 50 % и гладкой арматуры

более 25 % значения коэффициента α₂ определяют по линейной интерполяции.

При наличии дополнительных анкерующих устройств на концах стыкуемых стержней (приварка поперечной арматуры, загиб концов стыкуемых стержней периодического профиля и др.) длина перепуска стыкуемых стержней может быть уменьшена, но не более чем на 30 %.

В любом случае фактическая длина перепуска должна быть не менее $0,4\alpha_2 l_{0,an}$, не менее $20d_s$ и не менее 250 мм.

7.3.21 При соединении арматуры с применением сварки типы сварного соединения и способы сварки выбирают с учетом условий эксплуатации конструкции, свариваемости стали и требований по технологии изготовления в соответствии с действующими нормативными документами.

7.3.22 При использовании для стыков арматуры механических устройств в виде муфт (муфты на резьбе, опрессованные муфты и т. д.) несущая способность муфтового соединения должна быть такой же, что и стыкуемых стержней (соответственно при растяжении или сжатии). Концы стыкуемых стержней следует заводить в муфту на требуемую длину, определяемую расчетом или опытным путем.

При использовании муфт на резьбе должна быть обеспечена требуемая затяжка муфт для ликвидации люфта в резьбе.

Гнутые стержни

7.3.23 При применении гнутой арматуры (отгибы, загибы концов стержней) минимальный диаметр загиба отдельного стержня должен быть таким, чтобы исключить возможность разрушения или раскалывания бетона внутри загиба арматурного стержня и его разрушения в месте загиба.

Минимальный диаметр оправки d_{on} для арматуры принимают в зависимости от диаметра стержня d_s не менее:

- для гладких стержней

 $d_{\text{оп}} = 2,5 \ d_s$ при $d_s < 20$ мм;

 $d_{\text{оп}} = 4 \, d_s$ при $d_s \ge 20$ мм;

- для стержней периодического профиля

 $d_{\text{оп}} = 5 \, d_s$ при $d_s < 20$ мм;

 $d_{\text{оп}} = 8 \ d_s$ при $d_s \ge 20$ мм.

Диаметр оправки может быть также установлен в соответствии с нормативными документами на арматуру конкретного вида.

8 Примеры расчета сложнонапряженных железобетонных элементов при изгибе с кручением

8.1 Пример расчета прочности конструкции железобетонного обвязочного ригеля L-образного поперечного сечения на кручение с изгибом (сечение 2-2)

Исходные данные: Схема конструкции обвязочного ригеля наружного контура жилого здания из панельных элементов приведена на рисунке 17. Здесь *e* = 0,25*м* – эксцентриситет приложения нагрузки относительно центра

тяжести несущей прямоугольной части сечения ригеля, h = 590 мм – высота ригеля, $h_0 \approx h_{0w} = 560$ мм – рабочая высота ригеля, $b = b'_f = 200$ мм – ширина сжатой зоны ригеля, $X_c = 0,147$ м – координаты центра тяжести ригеля сложного сечения, $f = (e+0,1) - X_c = 0,35 - 0,147 = 0,203$ м – эксцентриситет от точки приложения внешней нагрузки до центра тяжести сечения.



Рисунок 17 – Схемы опирания и нагружения (а, б) и схема поперечного сечения (в) обвязочного ригеля

Ригель армирован в верхней и нижней зонах симметрично продольной арматурой из стержней диаметром 20 мм класса A400. Поперечная арматура принята из стержней диаметром 6 мм класса A400. Класс бетона – B25.

На конструкцию ригеля действует нагрузка от наружного стенового ограждения, приложенная к полке ригеля с эксцентриситетом. Такое нагружение вызывает в конструкции сложное сопротивление-кручение с изгибом. В соответствии со схемой опирания двухпролетного ригеля (см. рисунок 12) в представленной на рисунке 17 конструкции ригеля левая опора защемлена, правая – шарнирно оперта.

Методом сил раскроем статическую неопределимость конструкции (рисунок 18).



a – эквивалентная система; δ – единичная эпюра изгиба от \overline{X}_1 ; e – единичная эпюра кручения от \overline{X}_2 ; e – грузовая эпюра изгиба в основной системе; ∂ – грузовая эпюра кручения в основной системе

Рисунок 18 - К расчету обвязочного ригеля

Определим реакцию X₁ от изгиба из канонического уравнения метода сил:

$$\Delta_1 = \delta_{11} X_1 + \Delta_{1p} = 0;$$

отсюда выразим:

$$X_1 = \frac{-\Delta_{1p}}{\delta_{11}}$$

Получим коэффициент δ_{11} путем перемножения единичной эпюры M_1 саму на себя методом Верещагина

$$\delta_{11} = \sum \int \frac{M_1^2}{EJ} dl = \frac{1}{EJ} \cdot 0.5 \cdot 6.18 \cdot 6.18 \cdot 4.12 = \frac{78.67}{EJ}.$$

Получим коэффициент Δ_{1p} путем перемножения единичной эпюры M_1 и грузовой эпюры M_p :

$$\begin{split} \Delta_{1p} &= \sum \int \frac{M_1 M_p}{EJ} dl = -\frac{1}{EJ} \cdot \left[\left(\frac{0,773P}{2} \cdot 0,773 \right) \cdot \left(0,386 + \frac{2}{3} \cdot 0,773 \right) + \\ &+ \left(\frac{0,773P + 2,319P}{2} \cdot 0,773 \right) \cdot \left(0,386 + 0,773 + \frac{\left(2 \cdot 2,319P + 0,773P \right) \cdot 0,773}{3 \cdot \left(2,319P + 0,773P \right)} \right) + \\ &+ \left(\frac{2,319P + 4,638P}{2} \cdot 0,773 \right) \cdot \left(0,386 + 2 \cdot 0,773 + \frac{\left(2 \cdot 4,638P + 2,319P \right) \cdot 0,773}{3 \cdot \left(4,638P + 2,319P \right)} \right) + \\ &+ \left(\frac{4,638P + 7,73P}{2} \cdot 0,773 \right) \cdot \left(0,386 + 3 \cdot 0,773 + \frac{\left(2 \cdot 7,73P + 4,638P \right) \cdot 0,773}{3 \cdot \left(7,73P + 4,638P \right)} \right) + \\ &+ \left(\frac{7,73P + 11,595P}{2} \cdot 0,773 \right) \cdot \left(0,386 + 4 \cdot 0,773 + \frac{\left(2 \cdot 11,595P + 7,73P \right) \cdot 0,773}{3 \cdot \left(11,595P + 7,73P \right)} \right) + \\ &+ \left(\frac{11,595P + 16,233P}{2} \cdot 0,773 \right) \cdot \left(0,386 + 5 \cdot 0,773 + \frac{\left(2 \cdot 16,233P + 11,595P \right) \cdot 0,773}{3 \cdot \left(16,233P + 11,595P \right)} \right) + \\ &+ \left(\frac{16,233P + 21,644P}{2} \cdot 0,773 \right) \cdot \left(0,386 + 6 \cdot 0,773 + \frac{\left(2 \cdot 21,644P + 16,233P \right) \cdot 0,773}{3 \cdot \left(21,644P + 16,233P \right)} \right) + \\ &+ \left(\frac{21,644P + 24,732}{2} \cdot 0,386 \right) \cdot \left(0,386 + 7 \cdot 0,773 + \frac{\left(2 \cdot 24,732P + 21,644P \right) \cdot 0,386}{3 \cdot \left(24,732P + 21,644P \right)} \right) \right] = -\frac{235,8P}{EJ} \end{split}$$

После подстановки полученных значений получим:

$$X_1 = \frac{235,8P}{78,67} = 2,99P \approx 3,0P$$
 кH.

Определим реакцию X₂ от кручения из канонического уравнения метода сил

$$\Delta_2 = \delta_{22} X_2 + \Delta_{2p} = 0.$$

Отсюда выразим:

$$X_2 = \frac{-\Delta_{2p}}{\delta_{22}}.$$

Получим коэффициент δ_{22} путем перемножения единичной эпюры T_1

саму на себя методом Верещагина

$$\delta_{22} = \sum \int \frac{T_1^2}{GF} dl = \frac{1 \cdot 6, 18 \cdot 1}{GF} = \frac{6, 18}{GF}.$$

Получим коэффициент Δ_{2p} путем перемножения единичной эпюры T_1 и грузовой эпюры T_p :

$$\begin{split} \Delta_{2p} &= \sum \left[\frac{T_1 T_p}{GF} dl = \frac{1}{GF} \cdot 1 \cdot \left[(0 \cdot 0, 386) + (0, 203P \cdot 0, 773) + (0, 406P \cdot 0, 773) + (0, 609P \cdot 0, 773) + (0, 812P \cdot 0, 773) + (1, 015P \cdot 0, 773) + (1, 218P \cdot 0, 773) + (1, 421P \cdot 0, 773) + (1, 624P \cdot 0, 386) \right] = \frac{5, 02P}{GF}. \end{split}$$

После подстановки полученных значений получим:

$$X_2 = \frac{5.02P}{6.18} = 0,812P\,\mathrm{\kappa H\cdot m.}$$

Строим суммарные эпюры внутренних усилий в обвязочном ригеле (рисунок 19). По пункту 6.1.4 алгоритма, в соответствии с принятым критерием разрушения полагаем $\varepsilon_{i,u} = \varepsilon_{b,u}$, $\sigma_{i,u} = \beta_b R_b$.



а – эпюра изгибающих моментов; б – эпюра крутящих моментов; в – эпюра поперечных сил

Рисунок 19 – Результирующие эпюры внутренних усилий в обвязочных ригелях

Из формулы (6.17) получаем

$$\varepsilon_{b,u} = \frac{\sqrt{2}}{2[1+\mu(\lambda)]} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 - (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}.$$

После вычислений имеем

$$\frac{\sqrt{2}}{2[1+0,2]}\sqrt{(\varepsilon_1+0,2\varepsilon_1)^2 - (-0,2\varepsilon_1+0,2\varepsilon_1)^2 + (-0,2\varepsilon_1-\varepsilon_1)^2} = 0,589\cdot 1,697\varepsilon_1 = 322\cdot 10^{-5}.$$

Следовательно, $\varepsilon_{1,u} = 322, 1 \cdot 10^{-5}$.

Для деформаций поперечного направления получаем:

$$\varepsilon_{2,u} = \varepsilon_{3,u} = -0, 2 \cdot 322, 1 \cdot 10^{-5} = -64, 42 \cdot 10^{-5}.$$

По формуле (6.18) вычисляем значение величины $E(\lambda)$:

$$E(\lambda) = \frac{\sigma_{i,u}}{\varepsilon_{i,u}} = \frac{\beta_b R_b}{\varepsilon_{b,u}} = \frac{0.8 \cdot 14.5}{322 \cdot 10^{-5}} = \frac{11.6}{322 \cdot 10^{-5}} = 3602,5 \,\text{MHa}.$$

Рассмотрим сечение 2-2, расположенное на расстоянии $a_1 = 2,2$ м от опоры ригеля. Принимая в первом приближении значение длины проекции пространственной трещины $c_1 = 2h + b = 0,59 \cdot 2 + 0,2 = 1,38$ м, находим расстояние от опоры до центра тяжести сжатой зоны рассматриваемого сечения $a_{1,m} = a_1 - \frac{c_1}{2} = 2,2 - \frac{1,38}{2} = 1,51$ м.

По формуле (6.19) алгоритма вычисляем значение предельных деформаций $\varepsilon_{q,u}$ при $a = 2,7h_0$ ($a_{1,m} = 1,51$ м):

$$\varepsilon_{q,u} = 2\cos\beta\sin\beta(\varepsilon_{1,u} - \varepsilon_{3,u}),$$

где $\cos\beta = 0.68$ $(\sin\beta = 0.72)$ – определяется из графика зависимости $a/h_0 - \cos\beta$ (рисунок 16) при $\frac{a_{1,m}}{h_{1,0}} = \frac{1.51}{0.56} = 2.7$; $\frac{T_I}{M_I} = \frac{0.2P}{3.46P} = 0.06$ (см. сечение

2-2 на эпюрах, рисунок 19).

По формуле (6.17) значение деформаций сдвига составит

$$\varepsilon_{a,u} = 2 \cdot 0,68 \cdot 0,72 \cdot (322,1+64,42) \cdot 10^{-5} = 378,48 \cdot 10^{-5}$$

По формуле 6.20 алгоритма вычисляем значение R_q

$$R_q = \tau_{x1z1} = \frac{\sigma_{i,u}}{\varepsilon_{i,u}} \frac{1}{2[1+\mu(\lambda)]} \varepsilon_{q,u} = \frac{11.6}{322 \cdot 10^{-5}} \cdot \frac{1}{2(1+0,2)} \cdot 378,48 \cdot 10^{-5} = 5,68 \text{ MIIa.}$$

По 6.1.4 алгоритма для точки Н диаграмм рисунка 14 вычисляем:

$$\varepsilon_{x,1} = \varepsilon_{1,u} \cos^2 \beta + \varepsilon_{3,u} \sin^2 \beta =$$

$$\varepsilon_{x,1} = 322, 1 \cdot 10^{-5} \cdot 0, 68^2 - 64, 42 \cdot 10^{-5} \cdot 0, 72^2 = 115, 54 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon_{z,1} = \varepsilon_{1,u} \sin^2 \beta + \varepsilon_{3,u} \cos^2 \beta =$$

$$\begin{split} \varepsilon_{z,1} &= 322, 1 \cdot 10^{-5} \cdot 0, 72^2 - 64, 42 \cdot 10^{-5} \cdot 0, 68^2 = 137, 19 \cdot 10^{-5}; \\ \sigma_{x,1} &= \frac{\sigma_{i,u}}{\varepsilon_{i,u}} \frac{1}{1 - \mu^2(\lambda)} \Big[\varepsilon_{x,1} + \mu(\lambda) \varepsilon_{z,1} \Big] = \\ &= \frac{11.6}{322 \cdot 10^{-5}} \cdot \frac{1}{1 - 0, 2^2} \Big[115, 54 \cdot 10^{-5} + 0, 2 \cdot 137, 19 \cdot 10^{-5} \Big] = 5, 37 \text{ MIIa}; \\ \sigma_{z,1} &= \frac{\sigma_{i,u}}{\varepsilon_{i,u}} \frac{1}{1 - \mu^2(\lambda)} \Big[\varepsilon_{z,1} + \mu(\lambda) \varepsilon_{x,1} \Big] = \\ &= \frac{11.6}{322 \cdot 10^{-5}} \cdot \frac{1}{1 - 0, 2^2} \Big[137, 19 \cdot 10^{-5} + 0, 2 \cdot 115, 54 \cdot 10^{-5} \Big] = 6, 02 \text{ MIIa}. \end{split}$$

Используя формулы (6.24) и (6.25), при $\alpha = 45^{\circ}$ вычисляем напряжения на нормальной площадке расчетного сечения:

$$\sigma_{x} = \sigma_{x,1} \cos^{2} \alpha + \sigma_{z,1} \sin^{2} \alpha + \tau_{x1z1} \sin 2\alpha =$$

=5,37.0,5+6,02.0,5+5,68.1=11,4 MIIa;
$$\tau_{xz} = \frac{\sigma_{x,1} - \sigma_{z,1}}{2} \sin 2\alpha - \sigma_{x,1} \cos 2\alpha =$$

= $\frac{5,37 - 6,02}{2} - 0 = -0,33$ MIIa;
$$\sigma_{x,u} = \sigma_{x,n} = \frac{2\sigma_{x}}{\sqrt{2}} = \frac{2 \cdot 11,4}{\sqrt{2}} = 16,1$$
 MIIa;
$$\tau_{xz,u} = \tau_{xz,n} = \frac{2\tau_{xz}}{\sqrt{2}} = -\frac{2 \cdot 0,33}{\sqrt{2}} = -0,47$$
 MIIa.

Для блока 1 (см. рисунок 13) из уравнений (6.2) и (6.7) находим неизвестные величины высоты сжатой зоны x и напряжений в арматуре $\sigma_{s,I}$:

$$\begin{cases} \sigma_{b,\mathrm{I},u}b_{1}\varphi_{1}(x_{k},x)x - \sigma_{s,\mathrm{I}}mA_{s,\mathrm{I}} = 0; \\ \sigma_{s,\mathrm{I}} = \sigma_{b\mathrm{I},u}\frac{E_{s}(\lambda)}{E_{b}(\lambda)}\frac{h_{1,0}-x}{x}. \end{cases}$$

Приняв в этих уравнениях:

 $b_1 = 0,2$ м – ширина рассматриваемого сечения (сечение 2-2);

 $\phi_1(x_k, x) = 0,75$ – коэффициент наполнения эпюр;

m = 2 – количество рабочих стержней арматуры;

 $A_{s,I} = 314 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2$ – площадь одного стержня рабочей арматуры;

 $\sigma_{x,u} = \sigma_{bI,u} = 16,1 \text{ МПа} -$ напряжения в сжатом бетоне;

 $E_b(\lambda) = 3602,5$ МПа — модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

 $E_s(\lambda) = 20 \cdot 10^4$ МПа – модуль упругости арматуры;

 $h_{1,0} = 0,56$ м – рабочая высота сечения,

получим следующую систему уравнений:

$$\begin{cases} 16,1 \cdot 10^{6} \cdot 0,2 \cdot 0,75x - \sigma_{s,I} \cdot 2 \cdot 314 \cdot 10^{-6} = 2.42 \cdot 10^{6}x - 628 \cdot 10^{-6}\sigma_{s,I} = 0; \\ \sigma_{s,I} - 16,1 \cdot 10^{6} \cdot \frac{20 \cdot 10^{10}}{3602,5 \cdot 10^{6}} \cdot \frac{0,56 - x}{x} = \sigma_{s,I} - 893,8 \cdot 10^{6} \cdot \frac{0,56 - x}{x} = 0, \\ \text{решая которую получим: } x = 0,263 \text{ м}, \sigma_{s,I} = 1012 \text{ МПа.} \\ \text{При этом не выполняется условие (6.10)} \\ \sigma_{s,I} = 1012 \text{ МПа} > R_{s} = 350 \text{ МПа.} \end{cases}$$

Принимаем $\sigma_{s,I} = R_s = 350$ МПа. При этом x = 0,092 м.

Подставляя найденные параметры напряжений в арматуре и высоты сжатой зоны в уравнение (6.1), определяем значение обобщенной опорной реакции ригеля R_{sup} (см. рисунок 1)

$$\sigma_{s,I} m A_{s,I} [h_{1,0} - \varphi(x_k, x)x] - M_I - R_{sup} a_1 = 0,$$

$$R_{sup} = X_1 = 3P = \frac{350 \cdot 2 \cdot 314 \cdot (560 - 0.75 \cdot 92) \cdot 10^{-6} + 3.12P}{2,2} = 49,06 + 1.42P \text{ KH},$$

где $a_1 = 2,2$ м – расстояние от опоры ригеля до сечения 2-2;

M_I – изгибающий момент от всех внешних нагрузок *P* в нормальном сечении 2-2, расположенных справа от рассматриваемого сечения (см. рисунок 17).

$$M_{\rm I} = -P \cdot (2, 2-0, 386) - P \cdot (2, 2-0, 386-0, 773) - P \cdot (2, 2-0, 386-2 \cdot 0, 773) = -3, 12P.$$

Из решения этого уравнения получаем значение каждой сосредоточенной силы в момент разрушения P = 31,05кH (см. рисунок 17).

Из соотношений (6.4) и (6.5) и уравнения (6.3) находим неизвестные сдвигающие напряжения от поперечной силы $\tau_{O,I}$

$$\tau_{Q,I} = \frac{2T}{\omega_{+}\omega_{1+}(n+1)b_{1}b'x + \omega_{-}\omega_{1-}(n-1)b_{1}b''x},$$

где $\omega_{+} = \omega_{-} = 0, 5, \omega_{1+} = \omega_{1-} = 1$ – коэффициент наполнения эпюры τ . Значения *b*' и*b*" находим из соотношений:

$$\frac{b'}{b''} = \frac{\tau_{\Sigma+}}{\tau_{\Sigma-}},$$

$$\tau_{\Sigma\pm} = \tau_{T,I} \pm \tau_{Q,I},$$

$$\frac{\tau_{T,I}}{\tau_{Q,I}} = \frac{T_I}{Q_I} = n = \frac{0,2P}{0,01P} = 20,$$

$$b' + b'' = b,$$

соответственно $\tau_{\Sigma+} = n\tau_{Q,I} + \tau_{Q,I} = \tau_{Q,I}(n+1)$ и $\tau_{\Sigma-} = n\tau_{Q,I} - \tau_{Q,I} = \tau_{Q,I}(n-1),$

$$\frac{b'}{b''} = \left| \frac{n+1}{n-1} \right| = \frac{21}{19} = 1, 1 \Longrightarrow b' = 1, 1b'',$$

$$1, 1b'' + b'' = b \Longrightarrow b'' = \frac{b}{2,1} = \frac{0.2}{2,1} = 0,095 \text{ M},$$

$$b' = b - b'' = 0, 2 - 0,095 = 0,105 \text{ M}.$$

В результате для $\tau_{0,I}$ получим:

$$\tau_{Q,I} = \frac{2 \cdot 0, 2 \cdot 31, 05 \cdot 10^{-3}}{0, 5 \cdot 1 \cdot 0, 2 \cdot 0, 092 [(20+1)0, 105 + (20-1)0, 095]} = 0,34 \text{ MIIa},$$

$$\tau_{T,I} = n \tau_{Q,I} = 20 \cdot 0,34 = 6,8 \text{ (MIIa)}.$$

Находим суммарное значение сдвигающих напряжений $\tau_{\Sigma+}$

$$\tau_{\Sigma+} = \tau_{T,1} + \tau_{O,1} = 6,8 + 0,34 = 7,14$$
 MIIa.

Так как условие (6.6) не выполняется

7,14MIIa > 1,1 $\cdot R_{bt}$ = 1,1 $\cdot 1,55$ = 1,7MIIa,

то $\tau_{T,1}$ и $\tau_{Q,1}$ находим из уравнений (6.4) и (6.5), полагая $\tau_{\Sigma^+} = \tau_{pl}$:

Принимаем $\tau_{T,1} = 1,62 \text{ M}\Pi a, \tau_{O,1} = 0,08 \text{ M}\Pi a.$

В соответствии с 6.1.5 алгоритма находим значение величины проекции пространственной трещины на продольную ось ригеля:

$$M_0 = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s) =$$

= 14,5 \cdot 10^6 \cdot 0,2 \cdot 0,092 \cdot (0,56 - 0.5 \cdot 0,092) + 350 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 314 \cdot 10^{-6} \cdot (0,56 - 0.03) =

$$q_{sw,1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw,1}}{s_{sw}} = \frac{280 \cdot 10^6 \cdot 28, 3 \cdot 10^{-6}}{0,15} = 52,83 \cdot 10^3 \,\text{H/m} = 52,83 \,\text{KH/m} \,,$$

где $s_{sw} = 0,15$ м – шаг поперечной арматуры;

 $A_{sw,1} = 28,3 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2$ – площадь поперечной арматуры.

Длину проекции пространственной трещины на продольную ось ригеля соответствующую предельному крутящему моменту, воспринимаемому пространственным сечением находим по формуле (6.28)

$$c_0 = \sqrt{\frac{R_s A_{s,1}(2h+b)}{q_{sw,1}}} = \sqrt{\frac{350 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 314 \cdot 10^{-6} \cdot (2 \cdot 0, 59 + 0, 2)}{52,83 \cdot 10^3}} = 2,4 \text{ M}.$$

Исходя из вычисленной величины c_0 , окончательно определяем длину проекции пространственной трещины

$$c_{1} = \left(1, 2 - 0, 4\frac{M_{\text{max}}}{M_{0}}\right) \cdot c_{0} = \left(1, 2 - 0, 4 \cdot \frac{107, 4 \cdot 10^{3}}{253, 6 \cdot 10^{3}}\right) 2, 4\text{M} = 2, 47\text{M} \le 1, 38 \text{ M},$$

где $M_{\text{max}} = 3,46P = 3,46 \cdot 31,05 = 107,43$ кH · м — наибольшее значение изгибающего момента в расчетном пространственном сечении.

При этом действует ограничение

 $c_1 = 2h + b = 0,59 \cdot 2 + 0, 2 = 1,38 \text{m}$.

В итоге принимаем значение проекции пространственной трещины $c_1 = 1,38$ м.

Для блока 2 (см. рисунок 13) из уравнений (6.9), (6.11) и (6.14) находим неизвестные параметры σ_s , x_k , $q_{sw,Q}$. Для этого запишем систему, состоящую из уравнений:

$$\begin{cases} \sigma_{s}mA_{s}(h_{1,0}-0,5x_{k})-M_{k}-R_{sup}a_{1,m}=0; \\ \sigma_{b,u}x_{k}\sqrt{b_{1}^{2}+c_{1}^{2}}-\sigma_{s}mA_{s}-2q_{sw,2}\sqrt{\left(h_{1,0}-x_{k}\right)^{2}+c_{1,0}^{2}}=0; \\ \tau_{Q,k}\sqrt{b_{1}^{2}+c_{1,0}^{2}}\cdot x_{k}-2q_{sw,Q}\sqrt{\left(h_{1,0}-x_{k}\right)^{2}+c_{1,0}^{2}}-Q_{s}-Q_{k}+R_{sup}=0. \end{cases}$$

Здесь

m = 2 – количество рабочих стержней арматуры;

 $A_{s} = 314 \cdot 10^{-6} \text{ м}^{2}$ – площадь одного стержня рабочей арматуры;

 $h_{1,0} = 0,56$ м – рабочая высота сечения;

 $R_{sup} = 3P = 3 \cdot 31,05 = 93,15 \,\text{кH}$ – величина опорной реакции для средней опоры неразрезного ригеля нагруженного по схеме 2 (см. рисунок 12);

 $a_{1,m} = a_1 - \frac{c_1}{2} = 2, 2 - \frac{1,38}{2} = 1,51$ м – расстояние от опоры до центра

тяжести сжатой зоны рассматриваемого сечения;

 M_k — изгибающий момент от всех внешних нагрузок P в центре тяжести сжатой зоны пространственного сечения k, расположенных справа от рассматриваемого сечения, находится из перемножения внешних нагрузок на расстояние до середины пространственного сечения (см. рисунок 17):

 $M_k = -P \cdot (1,51-0,386) - P \cdot (1,51-0,386-0,773) = -1,48P = -1,48 \cdot 31,05 = -45,95 \text{кH} \cdot \text{м};$ $Q_k = 2 \cdot P = 2 \cdot 31,05 = 62,1 \text{ кH}$ — поперечная сила от всех внешних нагрузок P в центре тяжести сжатой зоны пространственного сечения k, расположенных справа от рассматриваемого сечения; $\sigma_{b,u} = \sigma_x = 11,4$ МПа – нормальные напряжения на наклонной площадке сжатой зоны пространственного сечения;

 $b_1 = 0,2$ м – ширина рассматриваемого сечения 2-2;

 $c_1 = 1,38$ мм — длина проекции пространственной трещины на продольную ось;

 $q_{sw,2} = 0.1q_{sw,Q}$ – погонные «нагельные» усилия в хомутах, возникающие на боковых гранях (принимаются равными 0,1 погонных усилий от поперечных сил в тех же хомутах);

 x_k – высота сжатой зоны в пространственном сечении *k*;

 $Q_s = 0, 2R_{sup} = 0, 2.93, 15 = 18, 63 \text{ кH} - «нагельные» усилия в продольной арматуре в сечении$ *k*(принимаются равными 0,2 вычисленной реакции опоры);

 $c_{1,0} = a_1 = 2,2$ м – расстояние от опоры до нормального сечения 2-2, проходящего в конце пространственной трещины (см. рисунок 13).

Касательные напряжения $\tau_{Q,k}$ от действия поперечной силы находим из соотношения (6.15):

$$τ_{Q,k} = \frac{Q_{k,m}}{Q_{I}} τ_{Q,I} = τ_{Q,I} = 0,08 \text{ MΠa},$$

так как $Q_{\mathrm{I}} = Q_{k,m}$.

Тогда система составленных для блока 2 уравнений в численном виде примет вид:

$$\begin{cases} \sigma_{s} \cdot 2 \cdot 314 \cdot 10^{-6} \cdot (0,56 - 0,5x_{k}) + 45,95 \cdot 10^{3} - 93,15 \cdot 10^{3} \cdot 1,51 = 0; \\ 11,4 \cdot 10^{6} \cdot x_{k} \sqrt{0,2^{2} + 1,38^{2}} - \sigma_{s} \cdot 2 \cdot 314 \cdot 10^{-6} - 0,2q_{sw,Q} \sqrt{(0,56 - x_{k})^{2} + 2,2^{2}} = 0; \\ -0,08 \cdot 10^{6} \cdot x_{k} \sqrt{0,2^{2} + 2,2^{2}} - 2q_{sw,Q} \sqrt{(0,56 - x_{k})^{2} + 2,2^{2}} - 18,63 \cdot 10^{3} - 62,10 \cdot 10^{3} + 93,15 \cdot 10^{3} = 0 \end{cases}$$

или

$$\begin{cases} 351,68 \cdot 10^{-6} \sigma_s - 314 \cdot 10^{-6} \sigma_s x_k - 94,7 \cdot 10^3 = 0; \\ 15,9 \cdot 10^6 x_k - 628 \cdot 10^{-6} \sigma_s - 0,2q_{sw,Q} \sqrt{(0,56 - x_k)^2 + 2,2^2} = 0; \\ -0,177 \cdot 10^6 \cdot x_k - 2q_{sw,Q} \sqrt{(0,56 - x_k)^2 + 2,2^2} + 12,42 \cdot 10^3 = 0. \end{cases}$$

Умножим второе уравнение системы на (-10) и сложим с третьим. Тогда система уравнений примет вид:

$$\begin{cases} 351,58 \cdot 10^{-6} \sigma_s - 314 \cdot 10^{-6} \sigma_s x_k - 94,7 \cdot 10^3 = 0; \\ -159.2 \cdot 10^6 \cdot x_k + 628 \cdot 10^{-5} \sigma_s + 12,42 \cdot 10^3 = 0. \end{cases}$$

Из решения системы получаем $x_k = 0,011$ м; $\sigma_s = 272$ МПа. При этом выполняется условие (6.10)

272 M Π a <1 · 350 = 350 M Π a,

где $m_{a3} = 1$, так как предварительное напряжение отсутствует.

Принимаем $\sigma_s = 272$ МПа.

Из третьего уравнения рассматриваемой системы находим величину интенсивности нагрузки в стержнях поперечной арматуры на боковых гранях от действия поперечной силы $q_{sw,O}$ (см. рисунок 13)

$$q_{sw,Q} = \frac{177,0 \cdot x_k + 12,42}{2\sqrt{(0,56 - x_k)^2 + 2,2^2}} = \frac{177,0 \cdot 0,011 + 12,42}{2\sqrt{(0,56 - 0,011)^2 + 2,2^2}} = 3,17 \text{ KH/M}.$$

Из уравнения (6.12) находим неизвестную величину интенсивности нагрузки в стержнях поперечной арматуры в растянутой зоне *q*_{sw.6}

$$q_{sw,\sigma} = -\frac{\tau_{T,k} x_k \sqrt{c_1^2 + b_1^2} \cos 45^{\circ}}{\sqrt{c_1^2 + b_1^2}} = -\tau_{T,k} x_k \cos 45^{\circ} = 0,33 \cdot 10^3 \cdot 0,011 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 2,57 \text{ kH/m},$$

где касательные напряжения $\tau_{T,k} = \tau_{xz} = -0,33$ МПа.

Из уравнения (6.13) находим величину интенсивности нагрузки в стержнях поперечной арматуры на боковых гранях от действия крутящего момента *q_{sw,T}*

$$q_{sw,T} = \frac{\sqrt{b_1^2 + c_1^2} \left[q_{sw,\sigma}(h_{1,0} - 0, 5x_k) - \tau_{T,k} \omega_k x_k \frac{b_1}{2} \right] - T_k}{b_1 \sqrt{\left(h_{1,0} - x_k\right)^2 + c_{1,0}^2}}$$

Здесь $\omega_k = 0,75$ — коэффициент наполнения эпюры касательных напряжений от крутящего момента,

 T_k – крутящий момент от всех внешних нагрузок *P* в центре тяжести сжатой зоны пространственного сечения *k*, расположенных справа от рассматриваемого сечения:

$$T_{k} = -0,203P \cdot 3 = -0,609P = -0,609 \cdot 31,05 = -18,91 \text{ kH} \cdot \text{m};$$

$$q_{sw,T} = \frac{\sqrt{0,2^{2}+1,38^{2}} \left[2,57 \cdot (0,56-0,5 \cdot 0,011) + 0,5 \cdot 0,33 \cdot 0,75 \cdot 0,011 \cdot 0,2 \cdot 10^{3} \right] + 18,91}{0,2\sqrt{(0,56-0,011)^{2}+2,2^{2}}} = 46,9 \text{H/m}.$$

После этого расчет повторяется для первого и второго блоков с новым значением $\varphi_1(x_e, x)$ до тех пор, пока не будет достигнута заданная точность высоты сжатой зоны в пространственном сечении x_k . Как правило уже третья итерация приводит к приемлемым для практического расчета результатам.

8.2 Пример расчета прочности конструкции железобетонного обвязочного ригеля L-образного поперечного сечения на кручение с изгибом (сечение 1-1)

Исходные данные и расчетную схему принимаем из примера 8.1 (сечение 2-2).

По 6.1.4 алгоритма, в соответствии с принятым критерием разрушения

полагаем $\varepsilon_{i,u} = \varepsilon_{b,u}$, $\sigma_{i,u} = \beta_b R_b$. Тогда из формулы (6.17)

$$\varepsilon_{b,u} = \frac{\sqrt{2}}{2[1+\mu(\lambda)]} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 - (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2},$$

после вычислений имеем

$$\frac{\sqrt{2}}{2[1+0,2]}\sqrt{(\varepsilon_1+0,2\varepsilon_1)^2-(-0,2\varepsilon_1+0,2\varepsilon_1)^2+(-0,2\varepsilon_1-\varepsilon_1)^2}=0,589\cdot 1,697\varepsilon_1=322\cdot 10^{-5}.$$

Отсюда $\varepsilon_{1,u} = 322, 1 \cdot 10^{-5}$.

Тогда для деформаций поперечного направления получим:

$$\varepsilon_{2,u} = \varepsilon_{3,u} = -0, 2 \cdot 322, 1 \cdot 10^{-5} = -64, 42 \cdot 10^{-5}$$

По формуле (6.18) вычисляем значение величины $E(\lambda)$:

$$E(\lambda) = \frac{\sigma_{i,u}}{\varepsilon_{i,u}} = \frac{\beta_b R_b}{\varepsilon_{b,u}} = \frac{0.8 \cdot 14.5}{322 \cdot 10^{-5}} = \frac{11.6}{322 \cdot 10^{-5}} = 3602.5 \text{ MIIa.}$$

В рассматриваемом сечении согласно эпюре изгибающих моментов, сжатая зона расположена у нижней грани сечения, ее ширина – $b_1 = 0.5 - \frac{0.17 + 0.2}{2} = 0.315$ м (из ширины полки вычитаем среднюю ширину отверстия под термовкладыш, при наличии в полке ригеля отверстий под них);

Рассматриваем вариант, когда пространственная трещина начнется на опоре (в сечении 1-1). Принимая в первом приближении значение длины проекции пространственной трещины $c_1 = 2h + b = 0,59 \cdot 2 + 0,315 = 1,495$ м, находим расстояние от опоры до центра тяжести сжатой зоны рассматриваемого пространственного сечения $a_{1,m} = \frac{c_1}{2} = \frac{1,495}{2} = 0,748$ м.

По формуле (6.19) алгоритма вычисляем значение предельных деформаций $\varepsilon_{q,u}$ при $a = 1,33h_0$ ($a_{1,m} = 0,748$ м)

$$\varepsilon_{q,u} = 2\cos\beta\sin\beta(\varepsilon_{1,u} - \varepsilon_{3,u}),$$

где $\cos\beta = 0.51$ ($\sin\beta = 0.86$) – определяется из графика зависимости $a / h_0 - \cos\beta$ (рисунок 16) при $\frac{a_{1,m}}{h_{1,0}} = \frac{0.748}{0.56} = 1.33$; $\frac{T_1}{M_1} = \frac{0.8P}{6.22P} = 0.13$ (см.

сечение 2-2 на эпюрах рисунка 19).

Тогда

$$\varepsilon_{q,u} = 2 \cdot 0,51 \cdot 0,86 \cdot (322,1+64,42) \cdot 10^{-5} = 339,06 \cdot 10^{-5}.$$

По формуле (6.20) алгоритма вычисляем значение R_q

$$R_q = \tau_{x1z1} = \frac{\sigma_{i,u}}{\varepsilon_{i,u}} \frac{1}{2[1 + \mu(\lambda)]} \varepsilon_{q,u} = \frac{11.6}{322 \cdot 10^{-5}} \cdot \frac{1}{2(1 + 0.2)} \cdot 339,06 \cdot 10^{-5} = 5,09 \text{ MIIa.}$$

По 6.1.4 алгоритма для точки Н диаграмм рисунка 14 вычисляем:

$$\begin{split} \varepsilon_{x,1} &= \varepsilon_{1,u} \cos^2 \beta + \varepsilon_{3,u} \sin^2 \beta = \\ \varepsilon_{x,1} &= 322, 1 \cdot 10^{-5} \cdot 0, 51^2 - 64, 42 \cdot 10^{-5} \cdot 0, 86^2 = 36, 13 \cdot 10^{-5}; \\ \varepsilon_{z,1} &= \varepsilon_{1,u} \sin^2 \beta + \varepsilon_{3,u} \cos^2 \beta = \\ \varepsilon_{z,1} &= 322, 1 \cdot 10^{-5} \cdot 0, 86^2 - 64, 42 \cdot 10^{-5} \cdot 0, 51^2 = 221, 47 \cdot 10^{-5}; \\ \sigma_{x,1} &= \frac{\sigma_{i,u}}{\varepsilon_{i,u}} \frac{1}{1 - \mu^2(\lambda)} \Big[\varepsilon_{x,1} + \mu(\lambda) \varepsilon_{z,1} \Big] = \\ &= \frac{11,6}{322 \cdot 10^{-5}} \cdot \frac{1}{1 - 0, 2^2} \Big[36, 13 \cdot 10^{-5} + 0, 2 \cdot 221, 47 \cdot 10^{-5} \Big] = 3,02 \text{ MIIa}; \\ \sigma_{z,1} &= \frac{\sigma_{i,u}}{\varepsilon_{i,u}} \frac{1}{1 - \mu^2(\lambda)} \Big[\varepsilon_{z,1} + \mu(\lambda) \varepsilon_{x,1} \Big] = \\ &= \frac{11,6}{322 \cdot 10^{-5}} \cdot \frac{1}{1 - 0, 2^2} \Big[221, 47 \cdot 10^{-5} + 0, 2 \cdot 36, 13 \cdot 10^{-5} \Big] = 8,58 \text{ MIIa}. \end{split}$$

Используем формулы (6.24) и (6.25), при $\alpha = 45^{\circ}$ вычисляем напряжения на нормальной площадке расчетного сечения:

$$\sigma_{x} = \sigma_{x,1} \cos^{2} \alpha + \sigma_{z,1} \sin^{2} \alpha + \tau_{x1z1} \sin 2\alpha =$$

= 3,02 \cdot 0,5 + 8,58 \cdot 0,5 + 5,09 \cdot 1 = 10,89 MIIa;
$$\tau_{xz} = \frac{\sigma_{x,1} - \sigma_{z,1}}{2} \sin 2\alpha - \sigma_{x,1} \cos 2\alpha =$$

= $\frac{3,02 - 8,58}{2} - 0 = -2,78$ MIIa;
$$\sigma_{x,u} = \sigma_{x,n} = \frac{2\sigma_{x}}{\sqrt{2}} = \frac{2 \cdot 10,89}{\sqrt{2}} = 15,4$$
 MIIa;
$$\tau_{xz,u} = \tau_{xz,n} = \frac{2\tau_{xz}}{\sqrt{2}} = \frac{-2 \cdot 2,78}{\sqrt{2}} = -3,93$$
 MIIa.

Далее рассмотрим равновесие блоков, отсекаемых на конце пространственной трещины (сечение, удаленное на расстояние $c_1 = 1,38$ м от опоры).

Для блока 1 (см. рисунок 13) из уравнений (6.2) и (6.7) находим неизвестные величины высоты сжатой зоны x и напряжений в арматуре $\sigma_{s,I}$:

$$\begin{cases} \sigma_{b,I,u}b_1\varphi_1(x_k,x)x - \sigma_{s,I}mA_{s,I} = 0; \\ \sigma_{s,I} = \sigma_{bI,u}\frac{E_s(\lambda)}{E_b(\lambda)}\frac{h_{1,0} - x}{x}. \end{cases}$$

Принимаем в этих уравнениях $b_1 = 0,5 - \frac{0,17+0,2}{2} = 0,315$ м – ширина сжатой зоны рассматриваемого сечения. Согласно эпюре изгибающих моментов сжатая зона расположена у нижней грани сечения (из ширины полки вычитаем среднюю ширину отверстия под термовкладыш).

Далее принимаем $\varphi_1(x_k, x) = 0,75 - коэффициент полноты эпюр;$ m = 2 - количество рабочих стержней арматуры; $A_{s,I} = 314 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 - площадь одного стержня рабочей арматуры;}$ $\sigma_{x,u} = \sigma_{bI,u} = 15,4 \text{ МПа} - напряжения в сжатом бетоне;}$

 $E_b(\lambda) = 3602,5$ МПа — модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

 $E_s(\lambda) = 20 \cdot 10^4$ МПа – модуль упругости арматуры;

 $h_{1,0} = 560 \text{ мм} - \text{рабочая высота сечения.}$

В результате получим следующую систему уравнений: $\begin{cases}
15,4 \cdot 0,315 \cdot 0,75 \cdot 10^{6} \cdot x - \sigma_{s,I} \cdot 2 \cdot 314 \cdot 10^{-6} = 3,638 \cdot 10^{6} \cdot x - 628 \cdot 10^{-6} \sigma_{s,I} = 0; \\
\sigma_{s,I} - 15,4 \cdot 10^{6} \frac{20 \cdot 10^{10}}{3602,5 \cdot 10^{6}} \cdot \frac{0,56 - x}{x} = \sigma_{s,I} - 855 \cdot 10^{6} \cdot \frac{0,56 - x}{x} = 0; \\
решая которую получим: <math>x = 0,223$ м, $\sigma_{s,I} = 1292$ МПа.

Однако, при этом не выполняется условие (6.10):

 $\sigma_{s,I} = 1292 \text{ M}\Pi a > R_s = 350 \text{ M}\Pi a.$

Поэтому принимаем $\sigma_{s,I} = R_s = 350$ МПа. Тогда x = 0,06 м.

Подставляя найденные параметры напряжений в арматуре и высоты сжатой зоны в уравнение (6.9), определяем значение левой опорной реакции ригеля $R_{sup,lef}$ (см. рисунок 1):

$$\sigma_{s,I} m A_{s,I} [h_{1,0} - \varphi(x_k, x)x] - M_I - R_{sup,lef} a_1 + M_{sup,lef} = 0,$$

$$R_{sup,lef} = 5P = \frac{350 \cdot 2 \cdot 314 \cdot (560 - 0.75 \cdot 60) \cdot 10^{-6} - 1.445P + 6.22P}{1.495} = 82.02 + 3.19P \text{ KH},$$

где $a_1 = c_1 = 1,495$ м –расстояние от опоры до конца пространственной трещины, принимая что конец трещины находится на расстоянии длины проекции трещины c_1 от рассматриваемого сечения 1-1;

 $M_{\rm I}$ – изгибающий момент от всех внешних нагрузок *P* в рассматриваемом нормальном сечении (сечение, удаленное на расстояние $c_1 = 1,495$ м от опоры), расположенных слева от этого сечения:

 $M_{\rm I} = P \cdot (1,495 - 0,386) P \cdot (1,495 - 0,386 - 0,773) = 1,445 P;$ $M_{sup,lef} = 6,22 P$ – изгибающий момент от заделки на опоре.

Из решения этого уравнения получаем значение каждой сосредоточенной силы в момент разрушения P = 45,31кH (см. рисунок 17).

Из соотношений (6.4) и (6.5) и уравнения (6.3) находим неизвестные сдвигающие напряжения от поперечной силы $\tau_{Q,I}$

$$\tau_{Q,I} = \frac{2T}{\omega_{+}\omega_{1+}(n+1)b_{1}b'x + \omega_{-}\omega_{1-}(n-1)b_{1}b''x},$$

где $\omega_{+} = \omega_{-} = 0,5, \omega_{1+} = \omega_{1-} = 1$ – коэффициент полноты эпюры касательных напряжений t. Значения *b*' и*b*" находим из соотношений:

$$\frac{b'}{b''} = \frac{\tau_{\Sigma+}}{\tau_{\Sigma-}},$$

$$\tau_{\Sigma\pm} = \tau_{T,I} \pm \tau_{Q,I},$$

$$\frac{\tau_{T,I}}{\tau_{Q,I}} = \frac{T_I}{Q_I} = n = \frac{0.8P}{5P} = 0.16,$$

$$b' + b'' = b,$$

соответственно $\tau_{\Sigma^+} = n\tau_{Q,I} + \tau_{Q,I} = \tau_{Q,I}(n+1)$ и $\tau_{\Sigma^-} = n\tau_{Q,I} - \tau_{Q,I} = \tau_{Q,I}(n-1),$

$$\frac{b'}{b''} = \left| \frac{n+1}{n-1} \right| = \frac{1,16}{0,84} = 1,38 \Longrightarrow b' = 1,38b'',$$

$$1,38b'' + b'' = b \Longrightarrow b'' = \frac{b}{2,38} = \frac{0,315}{2,38} = 0,132 \text{ M},$$

$$b' = b - b'' = 0,315 - 0,132 = 0,183 \text{ M}.$$

В результате для $\tau_{Q,I}$ получим:

$$\tau_{Q,I} = \frac{2\cdot0,0\cdot43,3\cdot10}{0,5\cdot1\cdot0,315\cdot0,06[(0,16+1)0,183+(0,16-1)0,0132]} = 38,13 \text{ MIIa}, \tau_{T,I} = 0,16\cdot\tau_{Q,I} = 0,16\cdot38,13 = 6,1 \text{ MIIa}.$$

Находим суммарное значение сдвигающих напряжений $\tau_{\Sigma+}$

$$\tau_{\Sigma+} = \tau_{T,1} + \tau_{O,1} = 38,13 + 6,1 = 44,23$$
 MIIa.

Так как условие (6.6) не выполняется 44,23МПа > 1,1 · R_{bt} = 1,1 · 1,55 = 1,7МПа ,

то $\tau_{T,1}$ и $\tau_{Q,1}$ находим из уравнений (6.4) и (6.5), полагая $\tau_{\Sigma^+} = \tau_{pl}$:

Принимаем $\tau_{T,1} = 0,23$ МПа, $\tau_{Q,1} = 1,46$ МПа.

В соответствии с 6.1.5 алгоритма находим значение величины проекции пространственной трещины на продольную ось ригеля

$$M_{0} = R_{b} \cdot b \cdot x \cdot (h_{0} - 0.5x) + R_{sc} \cdot A'_{s} \cdot (h_{0} - a'_{s}) =$$

= 14,5 \cdot 10^{6} \cdot 0,315 \cdot 0,06 \cdot (0,56 - 0.5 \cdot 0,06) + 350 \cdot 10^{6} \cdot 2 \cdot 314 \cdot 10^{-6} \cdot (0,56 - 0.03) =
= 145246,5 + 116494 = 261740,5H \cdot M = 261,74 \kdot KH \cdot M;
$$q_{sw,1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw,1}}{s_{sw}} = \frac{280 \cdot 10^{6} \cdot 28,3 \cdot 10^{-6}}{0,15} = 52,83 \cdot 10^{3} \text{ H/m} = 52,83 \text{ KH/m},$$

где $s_{sw} = 0,15 \text{ м} - \text{шаг}$ поперечной арматуры; $A_{sw,1} = 28,3 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 - \text{площадь}$ поперечной арматуры.

Вычисляем длину проекции пространственной трещины на продольную ось ригеля, соответствующую предельному крутящему моменту, воспринимаемому пространственным сечением

$$c_0 = \sqrt{\frac{R_s A_{s,1}(2h+b)}{q_{sw,1}}} = \sqrt{\frac{350 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 314 \cdot 10^{-6} \cdot (2 \cdot 0,59 + 0,315)}{52,83 \cdot 10^3}} = 2,49 \,\mathrm{M}\,.$$

Исходя из вычисленной величины *c*₀ окончательно определяем длину проекции пространственной трещины:

$$c_1 = \left(1, 2 - 0, 4\frac{M_{\text{max}}}{M_0}\right) \cdot c_0 = \left(1, 2 - 0, 4 \cdot \frac{281, 83 \cdot 10^3}{261, 74 \cdot 10^3}\right) \cdot 2, 49_{\text{M}} = 1,92_{\text{M}} \le 1,495_{\text{M}}.$$

где $M_{\text{max}} = 6,22P = 6,22 \cdot 45,31 = 281,83$ кH · м — наибольшее значение изгибающего момента в пространственном сечении *k*.

При этом действует ограничение:

 $c_1 = 2h + b = 0,59 \cdot 2 + 0,315 = 1,495$ M.

В итоге принимаем значение проекции пространственной трещины $c_1 = 1,495$ м.

Для блока 2 (см. рисунок 13) из уравнений (6.9), (6.11) и (6.13) находим неизвестные параметры $\sigma_s, x_k, q_{sw,Q}$. Для этого запишем систему, состоящую из этих уравнений:

$$\begin{cases} \sigma_{s}mA_{s}(h_{1,0}-0,5x_{k})-M_{k}-R_{sup,lef}a_{1,m}=0;\\ \sigma_{b,u}x_{k}\sqrt{b_{1}^{2}+c_{1}^{2}}-\sigma_{s}mA_{s}-2q_{sw,2}\sqrt{\left(h_{1,0}-x_{k}\right)^{2}+c_{1,0}^{2}}=0;\\ \tau_{Q,k}\sqrt{b_{1}^{2}+c_{1,0}^{2}}\cdot x_{k}-2q_{sw,Q}\sqrt{\left(h_{1,0}-x_{k}\right)^{2}+c_{1,0}^{2}}-Q_{s}-Q_{k}+R_{sup,lef}=0. \end{cases}$$
 Здесь

m = 2 – количество рабочих стержней арматуры,

 $A_s = 314 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 -$ площадь одного стержня рабочей арматуры;

 $h_{1,0} = 0,56$ м – рабочая высота сечения;

 $R_{sup,lef} = 5P = 5.45, 31 = 226, 55$ кH – величина опорной реакции для крайней опоры неразрезного ригеля, нагруженного по схеме №2 (см. рисунок

12);

 $a_{1,m} = \frac{c_1}{2} = \frac{1,495}{2} = 0,748$ м – расстояние от опоры до центра тяжести

сжатой зоны рассматриваемого сечения;

 M_k — изгибающий момент от всех внешних нагрузок P в центре тяжести сжатой зоны пространственного сечения k, расположенных слева от рассматриваемого сечения, находится из перемножения внешних нагрузок на расстояние до середины пространственного сечения (см. рисунок 17)

 $M_k = P \cdot (0,748 - 0,386) = 0,362P = 0,362 \cdot 45,31 = 16,4 \text{ kH} \cdot \text{m};$

 $Q_k = P = 45,31$ кH – поперечная сила от всех внешних нагрузок P в центре тяжести сжатой зоны пространственного сечения k, расположенных слева от рассматриваемого сечения;

 $\sigma_{b,u} = \sigma_x = 10,89 \,\mathrm{M\Pi a}$ – нормальные напряжения на наклонной площадке сжатой зоны сечения;

 $b_{\rm l} = 0,5 - \frac{0,17 + 0,2}{2} = 0,315$ мм – ширина сжатой зоны рассматриваемого

пространственного сечения, согласно эпюре изгибающих моментов, сжатая зона расположена у нижней грани сечения (из ширины полки вычитаем среднюю ширину отверстия под термовкладыш);

*c*₁ = 1,495 м – длина проекции пространственной трещины на продольную ось;

 $q_{sw,2} = 0,1q_{sw,Q}$ — погонные «нагельные» усилия в хомутах, возникающие на боковых гранях (принимаются равными 0,1 погонных усилий от поперечных сил в тех же хомутах);

x_k – высота сжатой зоны в пространственном сечении *k*;

 $Q_s = 0, 2R_{sup,lef} = 0, 2 \cdot 226, 55 = 45, 31 \,\text{кH}$ – «нагельные» усилия в продольной арматуре в пространственном сечении (принимаются равными 0,2 от вычисленной реакции опоры);

 $c_{1,0} = c_1 = 1,495$ м – расстояние от опоры до нормального сечения, проходящего в конце пространственной трещины, принимая что конец трещины находится на расстоянии длины проекции трещины c_1 от рассматриваемого сечения 1-1 (см. рисунок 13).

Касательные напряжения $\tau_{Q,k}$ находим из соотношения (6.15)

$$τ_{Q,k} = \frac{Q_{k,m}}{Q_{I}} τ_{Q,I} = τ_{Q,I} = 1,46 \text{ MΠa},$$

так как $Q_{\mathrm{I}} = Q_{k,m}$.

Тогда система составленных для блока 2 уравнений в численном виде примет вид:

$$\begin{cases} \sigma_{s} \cdot 2 \cdot 314 \cdot (0,56 - 0,5x_{k}) \cdot 10^{-3} - 16,4 - 226,55 \cdot 0.748 = 0; \\ 10,89x_{k}\sqrt{0,315^{2} + 1,495^{2}} \cdot 10^{3} - \sigma_{s} \cdot 2 \cdot 314 \cdot 10^{-3} - 0,2q_{sw,Q}\sqrt{(0,56 - x_{g})^{2} + 1,495^{2}} = 0; \\ -1,46\sqrt{0,315^{2} + 1,495^{2}} \cdot 10^{3} \cdot x_{k} - 2q_{sw,Q}\sqrt{(0,56 - x_{k})^{2} + 1,495^{2}} - 45,31 - 45,31 + 226,55 = 0; \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0,351 \cdot \sigma_s - 0,314\sigma_s x_k - 185,86 = 0; \\ 16,64 \cdot 10^3 x_k - 0,628\sigma_s - 0,2q_{sw,Q}\sqrt{(0,56 - x_k)^2 + 1,495^2} = 0; \\ -2230,6 \cdot x_k - 2q_{sw,Q}\sqrt{(0,56 - x_k)^2 + 1,495^2} + 135,93 = 0. \end{cases}$$

Умножим второе уравнение системы на (-10) и сложим с третьим. Тогда система уравнений примет вид:

$$\begin{cases} 0,351\sigma_s - 0,314\sigma_s x_k - 185,86 = 0; \\ -168630,6 \cdot x_k + 6,28\sigma_s + 135,93 = 0. \end{cases}$$

Из решения системы получаем $x_k = 0.021$ м; $\sigma_s = 540$ МПа.

При этом не выполняется условие (6.10)

 $540 \text{ M}\Pi a > 1 \cdot 350 = 350 \text{ M}\Pi a$,

где $m_{a3} = 1$, так как предварительное напряжение отсутствует. Принимаем $\sigma_s = 350$ МПа.

Находим из второго уравнения $x_k = 0,014$ м.

Окончательно принимаем $\sigma_s = 350 \,\mathrm{M\Pi a}, \ x_k = 0,014 \,\mathrm{m}$.

Из третьего уравнения рассматриваемой системы находим величину интенсивности нагрузки в стержнях поперечной арматуры на боковых гранях от действия поперечной силы $q_{sw,O}$

$$q_{sw,Q} = \frac{-2230,6 \cdot x_k + 135,93}{2\sqrt{(0,56 - x_k)^2 + 1,495^2}} = \frac{-2230,6 \cdot 0,014 + 135,93}{2\sqrt{(0,56 - 0,014)^2 + 1,495^2}} = 32,98 \text{ KH/M}.$$

Из уравнения (6.12) находим неизвестную величину интенсивности нагрузки в стержнях поперечной арматуры в растянутой зоне $q_{sw,\sigma}$

$$q_{sw,\sigma} = -\frac{\tau_{T,k} x_k \sqrt{c_1^2 + b_1^2} \cos 45^{\circ}}{\sqrt{c_1^2 + b_1^2}} = -\tau_{T,k} x_k \cos 45^{\circ} = 2,78 \cdot 10^3 \cdot 0,014 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 27,52 \text{ KH/M},$$

где касательные напряжения $\tau_{T,k} = \tau_{xz} = -2,78 \text{ M}\Pi a.$

Из уравнения (6.13) находим величину интенсивности нагрузки в стержнях поперечной арматуры на боковых гранях от действия крутящего момента $q_{sw,T}$

$$q_{sw,T} = \frac{\sqrt{b_1^2 + c_1^2} \left[q_{sw,\sigma}(h_{1,0} - 0, 5x_k) - \tau_{T,k} \omega_k x_k \frac{b_1}{2} \right] - T_k}{b_1 \sqrt{\left(h_{1,0} - x_k\right)^2 + c_{1,0}^2}};$$

Здесь $\omega_k = 0,75$ — коэффициент наполнения эпюры касательных напряжений от крутящего момента,

T_k – крутящий момент от внешних нагрузок в середине пространственного сечения k:

$$T_{k} = 0,203P \cdot 2 = 0,406P = 0,406 \cdot 45,31 = 18,39 \text{ kH} \cdot \text{m};$$

$$q_{sw,T} = \frac{\sqrt{0,315^{2} + 1,495^{2}} \left[27,52 \cdot (0,56 - 0,5 \cdot 0,014) + 0,5 \cdot 2,78 \cdot 0,75 \cdot 0,014 \cdot 0,315 \cdot 10^{3} \right] - 18,39}{0,315 \sqrt{(0,56 - 0,014)^{2} + 1,495^{2}}} = 23,8 \text{ kH/m}.$$

После этого расчет повторяется для первого и второго блоков с новым значением $\varphi_1(x_k, x)$ до тех пор, пока не будет достигнута заданная точность высоты сжатой зоны пространственного сечения x_k . Как правило, уже третья итерация приводит к приемлемым для практического расчета результатам.

Вычисляем значение опорной реакции для средней опоры неразрезного ригеля, нагруженного по схеме №2 (см. рисунок 12)

$$R_{sup} = 3P = 3 \cdot 45, 31 = 135, 93$$
 kH.

Меньшая несущая способность R_{sup} при кручении с изгибом получена, полагая начало трещины в сечении 2-2: $R_{sup} = 93,12$ кH, а для сечения 1-1, – значение $R_{sup} = 135,93$ кH.

Аналогично были проведены расчеты рассматриваемой конструкции железобетонного ригеля при отношениях a/h_0 : 1,0; 1,25; 1,5; 2,0; 2.2; 2,5; 2,7. Результаты этих расчетов приведены на рисунке 20. Из графика следует, что наихудшее отношение длины пространственной трещины с позиций минимума несущей способности расчетного сечения соответствует 2, $2h_0$.



Рисунок 20 – График зависимости несущей способности ригеля R_{sup} от a/h

8.3 Пример расчета железобетонной балки прямоугольного сечения по образованию трещин

Рассматривается конструкция железобетонной балки прямоугольного поперечного сечения (рисунок 21). К балке приложены крутящий и изгибающий моменты по схеме, приведенной на рисунке 22. Балка оперта по середине пролета с приложенной реакцией, а по концам к ней симметрично через специальные консоли приложены поперечные силы одинаковой величины. Таким образом получаем «перевернутую» схему подобную балке на двух опорах с нагрузкой, приложенной в центре и крутящими, моментами приложенными по краям. Использование этой конструкции в качестве обусловлен тем, примера что для нее имеются результаты экспериментальных исследований [4].


Рисунок 21 – Схема армирования и схема нагружения конструкции балки

8.3.1 Задаются исходные данные для выполнения расчета: геометрические характеристики сечения и нагрузки:

$$\begin{split} h &= 250 \text{MM}, \quad a_s = a_s' = 25 \text{MM}, \quad h_0 = h - a_s = 250 - 25 = 225 \text{MM}, \quad b = 100 \text{MM}, \\ t_b &= t_1 = 2 \cdot d = 20 \text{MM}, \quad t_* = 1, 5 \cdot d = 15 \text{MM}; \quad P_{u, \exp} = 32, 8 \text{KH}, \quad P_{crc, \exp} = 5, 2 \text{KH}; \\ R_{sup, u, \exp} &= 16, 4 \text{KH}; \quad R_{sup, crc, \exp} = 2, 6 \text{KH}. \end{split}$$

8.3.2 Задается этап нагружения конструкции: на первом шаге итерации принимается

$$R_{sup,crc} = 0, 2 \cdot R_{sup,u} = 0, 2 \cdot 16, 4 = 3,28$$
 kH; $P_{crc} = 0, 2 \cdot P_u = 0, 2 \cdot 32, 8 = 6,56$ kH.

8.3.3 Вычисляются параметры:

$$\alpha'_{S} = \frac{E'_{S}}{v'_{b}.E_{b}} = \frac{200 \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}}{0.45 \cdot 27 \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}} = 16,46 \cdot \alpha_{S} = \frac{E_{S}}{v_{b}.E_{b}} = \frac{200 \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}}{0.85 \cdot 27 \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}} = 8,72;$$



а – расчетная схема балки; *б* – эпюра поперечных сил; *в* – эпюра изгибающих моментов; *г* – эпюра крутящих моментов

Рисунок 22 – Расчетная схема балки и результирующие эпюры внутренних усилий

8.3.4 Вычисляются геометрические характеристики приведенного сечения:

- приведенная площадь

 $A_{red} = A_b + \alpha_S A_S + \alpha'_S A'_S = 250 \text{mm} \cdot 100 \text{mm} + 8,72 \cdot 157 \text{mm}^2 + 164, 6 \cdot 157 \text{mm}^2 = 28953 \text{ mm}^2.$

- приведенный статический момент относительно растянутой верхней грани

$$S_{red} = S_b + \alpha_S A_S a_S + \alpha'_S A'_S (h - a'_S) = b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \alpha_S A_S a_S + \alpha'_S A'_S (h - a'_S) =$$

= 100mm \cdot 250mm \cdot \frac{250mm}{2} + 8,72 \cdot 157mm^2 \cdot 25mm + 16,46 \cdot 157mm^2 \cdot (250mm - 25mm) =
= 3125 \cdot 10^3 mm^3 + 34,25 \cdot 10^3 mm^3 + 581,45 \cdot 10^3 mm^3 = 3740,7 \cdot 10^3 mm^3;

- расстояние от верхней растянутой грани до центра тяжести приведенного сечения

$$z_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{3740, 7 \cdot 10^3 \text{Mm}^3}{28953 \text{Mm}^2} = 129,1 \text{ MM};$$

- момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} \approx I_b + \alpha_S A_S z_S^2 + \alpha'_S A'_S z'_S^2 = \frac{b \cdot h^3}{12} + \alpha_S A_S \left(z_{red} - a_S \right)^2 + \alpha'_S A'_S \left(h - z_{red} - a'_S \right)^2 = = \frac{100 \text{MM} \cdot (250 \text{MM})^3}{12} + 8,72 \cdot 157 \text{MM}^2 \cdot (129, 1 \text{MM} - 25 \text{MM})^2 + + 16,46 \cdot 157 \text{MM}^2 \left(250 \text{MM} - 129, 1 \text{MM} - 25 \text{MM} \right)^2 = = 13020,8 \cdot 10^4 \text{MM}^4 + 1483,6 \cdot 10^4 \text{MM}^4 + 2376,7 \cdot 10^4 \text{MM}^4 = 16881,1 \cdot 10^4 \text{MM}^4;$$

$$I_t = \beta \cdot b \cdot h^3,$$

 $\frac{h_0}{L} = \frac{225_{\text{MM}}}{100} = 2,25, \beta = 0,239$ ([2, таблица

где
$$\beta = 0,239$$
 при $\frac{h_0}{b} = \frac{223 \text{ мм}}{100 \text{ мм}} = 2,25, \beta = 0,239$ ([2, таблица 1.6];
 $I_t = \beta \cdot b \cdot h_0^3 = 0,239 \cdot 100 \text{ мм} \cdot (225 \text{ мм})^3 = 27223,7 \cdot 10^4 \text{ мм}^4.$

8.3.5 В соответствии с СП 63.13330 назначаются физико-механические характеристики бетона и арматуры:

- бетон класса В20, тяжелый

$$R_{b,ser} = 15 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^2}; \quad R_{bt,ser} = 1,35 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^2}; \quad v_{b.2} = 0,85 \div 1; \quad v_{b.1} = 0,45;$$
$$E_b = 27,5 \frac{\text{kH}}{\text{MM}^2}; \quad G = 0,3E_b = 8,25 \frac{\text{kH}}{\text{MM}^2}; \quad E(\lambda) = 0,85E_b = 23,38 \frac{\text{kH}}{\text{MM}^2};$$

- продольная рабочая растянутая арматура 2Ø10А400С в сечении 2-2 (см. рисунок 21)

$$R_{S} = \frac{R_{Sn}}{\gamma_{S}} = \frac{0.39 \frac{\text{KH}}{\text{MM}^{2}}}{1} = 0.39 \frac{\text{KH}}{\text{MM}^{2}}, E_{S} = 200 \frac{\text{KH}}{\text{MM}^{2}}, A_{S} = 157 \text{ MM}^{2};$$
$$S_{S} = 2 \cdot 2\pi r = 2\pi d = 62.8^{\circ} \text{ MM};$$

- конструктивная сжатая арматура 2Ø10А400С в сечении 2-2

$$R_{SC} = \frac{R_{SCn}}{\gamma_S} = \frac{0.39 \frac{\text{KH}}{\text{MM}^2}}{1} = 0.39 \frac{\text{KH}}{\text{MM}^2}, E_S = 200 \frac{\text{KH}}{\text{MM}^2}, A'_S = 157 \text{ MM}^2;$$
$$S_{Sc} = 2 \cdot 2\pi r = 2\pi d = 62.8 \text{ MM}.$$

8.3.6 Определение расчетных параметров конструкции балки

При принятой схеме нагружения балки (см. рисунок 22), определяется величина крутящего момента M_t и касательные напряжения от крутящего момента из следующего соотношения

$$\frac{M_t}{M_{bend}} = \frac{l_t}{l_{bend}};$$

 $R_{sup,exp} = 3,28$ кH, $l_{bend} = 0,5l = 800$ мм; $l_t = 320$ мм (плечо усилия, вызывающее крутящий момент).

$$M_{bend} = R_{sup,exp} \cdot 0,5l = 3,28 \text{ кH} \cdot 0,5 \cdot 1600 \text{ мм} = 2624 \text{ кH} \cdot \text{мм}.$$

Здесь *M_{bend}* – изгибающий момент в рассматриваемом расчетном сечении;

$$M_{t} = \frac{M_{bend} \cdot l_{t}}{l_{bend}} = \frac{2624 \text{ KH} \cdot \text{MM} \cdot 320 \text{MM}}{800 \text{MM}} = 1049,6 \text{ KH MM};$$

$$\tau_{\text{max}} = \frac{M_{t}}{W_{t}} = \frac{M_{t}}{\alpha \cdot h_{0} \cdot b^{2}} = \frac{1049,6 \text{ KH} \cdot \text{MM}}{0,252 \cdot 225 \text{ MM} \cdot (100 \text{ MM})^{2}} = 1,85 \cdot 10^{-3} \frac{\text{KH}}{\text{MM}^{2}}.$$

Здесь, $\alpha = 0,252$ при $\frac{h_0}{b} = 2,25$; принимается по [2, таблица 1.6].

Касательные напряжения от крутящего момента составят

$$\tau_{t} = \gamma \cdot \tau_{\max} = 0,781 \cdot 1,85 \cdot 10^{-3} \frac{\kappa H}{MM^{2}} = 1,44 \cdot 10^{-3} \frac{\kappa H}{MM^{2}};$$

$$\tau_{t} = \gamma \cdot \tau_{\max} \le \tau_{t,u},$$

где $\gamma = 0,781$ принимается по [2, таблица 1.6].

При этом проверяется ограничение:

$$\tau_{t,u} \le 2, 2R_{bt} = 2, 2 \cdot 1, 35 \cdot 10^{-3} \frac{\kappa H}{MM^2} = 2,97 \cdot 10^{-3} \frac{\kappa H}{MM^2}.$$

Для дальнейших расчетов принимается

$$\tau_t = 1.44 \cdot 10^{-3} \frac{\kappa H}{MM^2}$$

В соответствии с 6.2.1 алгоритма назначаем обобщенную реакцию при образовании трещин на первой итерации равной 0,2 *R*_{sup} и координаты у и *z*:

$$R_{sup,crc} = 0, 2R_{sup,u,exp} = 0, 2 \cdot 16, 4 = 3,28 \text{ kH};$$

 $y = 0,5b = 50 \text{ mm}, z = 0,5h = 125 \text{ mm}.$

В соответствии с принятой расчетной схемой наиболее напряженной зоной с максимальным значением изгибающего и крутящего моментов является растянутая зона под сосредоточенной нагрузкой *P*, (см. рисунок 22). В соответствии с этим на первой итерации задаемся координатой *x* образования первой трещины равной $x = \frac{l}{2} = 800$ мм и вычисляются напряжения в продольной растянутой арматуре

$$\sigma_x = \pm \frac{R_{sup,crc} \cdot x \cdot z}{I_{red}} + \frac{R_{sup,crc}}{b \cdot h} \cdot \varphi_x$$

В этой формуле слагаемое $\frac{R_{sup,crc} \cdot x \cdot z}{I_{red}}$ принимается со знаком «+»,

если изгибающий момент от усилия вызывает растяжение на верхней растянутой грани конструкции (со знаком «–» – если сжатие)

$$1,35 \cdot 10^{-3} \frac{\kappa H}{MM^2} = \frac{R_{sup,crc} \cdot 800 \text{MM} \cdot 125 \text{MM}}{16881,1 \cdot 10^4 \text{MM}^4} + \frac{R_{sup,crc}}{100 \text{MM} \cdot 250 \text{MM}} \cdot 0,31;$$

$$1,35 \cdot 10^{-3} \frac{\kappa H}{MM^2} = 0,59 \cdot 10^{-3} R_{sup,crc} \frac{1}{MM^2} + 0,0124 \cdot 10^{-3} R_{sup,crc} \frac{1}{MM^2};$$

$$1,35 \cdot 10^{-3} \frac{\kappa H}{MM^2} = 0,602 \cdot 10^{-3} R_{sup,crc} \frac{1}{MM^2};$$

$$R_{sup,crc} = 2,24 \text{\kappa} \text{H} \le 0,5 R_{bt,ser} \cdot b \cdot h = 0,5 \cdot 1,35 \cdot 10^{-3} \frac{\kappa H}{MM^2} \cdot 100 \text{ MM} \cdot 250 \text{ MM} = 16,9 \text{ KH}$$

Здесь параметр $\varphi_x = 0,31$ принимается в соответствии с таблицей Б.1, задавая на первой итерации высоту сжатой зоны x = 0,05h и координату z = 0,5h.

В соответствии с 6.2.3 алгоритма для определения координаты *z* образования трещины предварительно вычисляем следующие параметры:

$$S_{x,1} = (h - z_d) \cdot b \cdot \frac{(h - z_d)}{2} = (250 \text{ mm} - 129, 1 \text{ mm}) \cdot 100 \text{ mm} \frac{(250 \text{ mm} - 129, 1 \text{ mm})}{2} = 730, 8 \cdot 10^3 \text{ mm}^3;$$

$$\begin{split} h'_{f} &= \frac{1}{3} (h - z_{d}) = \frac{1}{3} (250 \text{ MM} - 129, 1 \text{ MM}) = 40, 3 \text{ MM}; \\ S_{x,2} &= h'_{f} \cdot b \cdot (h - z_{d} - 0, 5 \cdot h'_{f}) \\ &= 40, 3 \text{ MM} \cdot 100 \text{ MM} \cdot (250 \text{ MM} - 129, 1 \text{ MM} - 0, 5 \cdot 40, 3 \text{ MM}) \\ &= 406 \cdot 10^{3} \text{ MM}^{3}; \\ \tau_{1} &= \frac{Q \cdot S_{x,1}}{l_{red} \cdot b} = \frac{6,56 \text{ KH} \cdot 730, 8 \cdot 10^{3} \text{ MM}^{3}}{16881, 1 \cdot 10^{4} \text{ MM}^{4} \cdot 100 \text{ MM}} = 2,84 \cdot 10^{-4} \frac{\text{KH}}{\text{MM}^{2}}; \\ \tau_{2} &= \frac{Q \cdot S_{x,2}}{b \cdot l_{red}} = \frac{6,56 \text{ KH} \cdot 406 \cdot 10^{3} \text{ MM}^{3}}{16881, 1 \cdot 10^{4} \text{ MM}^{4} \cdot 100 \text{ MM}} = 1,58 \cdot 10^{-4} \frac{\text{KH}}{\text{MM}^{2}}; \\ D_{1} &= \frac{S_{x,1}}{l_{red} \cdot b} = \frac{730, 8 \cdot 10^{3} \text{ MM}^{3}}{16881, 1 \cdot 10^{4} \text{ MM}^{4} \cdot 100 \text{ MM}} = 4,33 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{MM}^{2}}; \\ D_{2} &= \frac{S_{x,2}}{l_{red} \cdot b} = \frac{406 \cdot 10^{3} \text{ MM}^{3}}{16881, 1 \cdot 10^{4} \text{ MM}^{4} \cdot 100 \text{ MM}} = 2,4 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{MM}^{2}}. \end{split}$$

Здесь, для прямоугольных сечений балки параметр $h'_f = \frac{1}{3}(h - z_d)$, а параметр $h_f = \frac{1}{3}z_d$ ($z_d = z_{red}$ – расстояние от верхней растянутой фибры до центра тяжести приведенного сечения); $Q = P_{crc} = 6,56$ кН – поперечная сила от внешней нагрузки в рассматриваемом сечении.

По формуле (5.32) вычисляются касательные напряжения от поперечной силы в сечении, расположенном на расстоянии *x* от опоры

$$\tau_{xz} = \tau_2 + (\tau_1 - \tau_2) \cdot \frac{h - z_d - h'_f - z}{h - z_d - h'_f} + \tau_{xz,loc} =$$

$$= 1,58 \cdot 10^{-4} \frac{\kappa H}{MM^2} + \left(2,84 \cdot 10^{-4} \frac{\kappa H}{MM^2} - 1,58 \cdot 10^{-4} \frac{\kappa H}{MM^2}\right)$$
$$\cdot \frac{250 \text{ мм} - 129,1 \text{ мм} - 40,3 \text{ мм} - 125 \text{ мм}}{250 \text{ мм} - 129,1 \text{ мм} - 40,3 \text{ мм}} + 0 =$$
$$= 0,088 \cdot 10^{-3} \frac{\kappa H}{MM^2} \le \tau_{XZ,U} \le 2,2R_{bt} = -2,2 \cdot 1,8 \cdot 10^{-3} \frac{\kappa H}{MM^2} = -3,96 \cdot 10^{-3} \frac{\kappa H}{MM^2}.$$
Для дальнейшего расчета принимается $\tau_{XZ} = 0,088 \cdot 10^{-3} \frac{\kappa H}{2}$.

По формуле (6.31) определяется координата образования *z* первой пространственной трещины

$$z = \left(h - z_d - h'_f\right) \cdot \left(1 + \frac{\left(R_{sup,crc} - Q_{inc}\right) \cdot D_2 + \frac{R_{sup,crc}}{A_{red}} \cdot \varphi_{xz} + \tau_{xz}}{\left(R_{sup,crc} - Q_{inc}\right) \cdot \left(D_1 - D_2\right)}\right).$$

В рассматриваемом примере отсутствуют отгибы ($Q_{inc} = 0$)и следовательно:

$$z = (250 \text{MM} - 129, 1 \text{MM} - 40, 3 \text{MM}) \left(1 + \frac{(2, 24 \text{KH} - 0) \cdot 2, 4 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{MM}^2} + \frac{2, 24 \text{KH}}{28953 \text{MM}^2} \cdot (-0, 57) + 0,088 \cdot 10^{-3} \frac{\text{KH}}{\text{MM}^2}}{(2, 24 \text{KH} - 0) \cdot \left(4, 33 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{MM}^2} - 2, 4 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{MM}^2}\right)} \right) = 0$$

$$= 80,6 \text{MM} \left(1 + \frac{0,054 \cdot 10^{-3} \frac{\text{KH}}{\text{MM}^2} - 0,044 \cdot 10^{-3} \frac{\text{KH}}{\text{MM}^2} + 0,088 \cdot 10^{-3} \frac{\text{KH}}{\text{MM}^2}}{0,043 \cdot 10^{-3} \frac{\text{KH}}{\text{MM}^2}} \right) = 264.3 \text{ MM} < +0.5h = +125 \text{ MM}.$$

Здесь параметр $\varphi_{xz} = -0,57$ принимается в соответствии с таблицей Б.1, задавая на первой итерации высоту сжатой зоны x = 0,05h и координату z = 0,5h.

Для дальнейших расчетов принимается z = 125 мм.

В соответствии с 6.2.4 алгоритма определяется неизвестное σ_z по формуле (6.32)

$$\sigma_z = \frac{R_{sup,crc}}{A_{red}} \cdot \left(\varphi_z + 0.5 \cdot \varphi_{2,z}\right) = \frac{2.24 \text{ kH}}{28953 \text{ mm}^2} \cdot \left(-0.93 + 0.5 \cdot 0\right) = -7.2 \cdot 10^{-5} \frac{\text{kH}}{\text{mm}^2}.$$

Здесь коэффициент $\varphi_z = -0,93$ принимается в соответствии с таблицей Б.1, задавая на первой итерации высоту сжатой зоны x = 0,05h и координату z = 0,5h.

В соответствии с 6.2.5 алгоритма по формуле (6.33) находится координата у образования пространственной трещины

$$y = -\frac{\left(\sigma_{z}(y) - \varphi_{z,1}(y) \cdot R_{b}\right) \cdot b}{2 \cdot R_{b}\left(\varphi_{z,2}(y) - \varphi_{z,1}(y)\right)} = -\frac{\left(-7, 2 \cdot 10^{-5} + 0.93 \cdot 15 \cdot 10^{-3}\right) \cdot 100}{2 \cdot 15 \cdot 10^{-3} \cdot \left(0 + 0.93\right)} = -49, 71 \text{ MM}.$$

Полученное значение координаты *у* ограничивается значением равным половине ширины балки: $y \le \pm 0.5b = \pm 50$ мм.

В итоге принимаем значение y = -50 мм.

В соответствии с 6.2.6 алгоритма по формуле (6.34) определяются деформации, связанные с депланацией поперечного сечения балки. Для этого последовательно вычисляем:

$$a = 0,5h = 125 \text{ mm}; b = 50 \text{ mm}, z = 125 \text{ mm}; M_t = 1049,6 \text{ kH} \cdot \text{mm};$$

$$I_t = 27223,7 \cdot 10^4 \text{mm}^4; G = 0,3E_b = 8,25 \frac{\text{kH}}{\text{mm}^2}; E(\lambda) = 0,85E_b = 23,38 \frac{\text{kH}}{\text{mm}^2};$$

$$\varepsilon_{x,d} = \frac{w}{x} = \frac{\frac{M_t}{G \cdot I_t} \cdot f(x,z)}{x} = \frac{M_t}{G \cdot I_t} \cdot \left(\frac{a^2 - b^2}{a^2 + b^2}\right) \cdot z =$$

$$= \frac{1049,6 \text{ kH} \cdot \text{mm}}{8,25 \frac{\text{kH}}{\text{mm}^2} \cdot 27223,7 \cdot 10^4 \text{mm}^4} \cdot \left(\frac{15625 \text{ mm}^2 - 2500 \text{ mm}^2}{15625 \text{ mm}^2 + 2500 \text{ mm}^2}\right) \cdot (125 \text{ mm}) = 0,42 \cdot 10^{-4}.$$

6.2.7 В по формулам (5.26) - (5.28)соответствии с алгоритма последовательно нормальные напряжения связанные вычисляем с депланацией поперечного сечения, продольные и поперечные деформации, а также деформации сдвига

$$\sigma_{x,d} = \varepsilon_{x,d} \cdot E = 0,42 \cdot 10^{-4} \cdot 23,38 \frac{\text{kH}}{\text{MM}^2} = 9,82 \cdot 10^{-4} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^2}$$

Вычисляются инварианты S_1, S_2, S_3 напряженно-деформированного состояния, а также, по формулам (5.28), относительные деформации сдвига γ_{zx} и γ_{xy} :

$$\begin{split} S_{1} = \sigma_{x} + \sigma_{z}; \\ S_{1} = 1,35 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}} - 7,2 \cdot 10^{-5} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}} = 1,278 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}; \\ S_{2} = -\sigma_{x}\sigma_{z} + \tau_{zx}^{2}; \\ S_{2} = -1,35 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}} \cdot \left(-7,2 \cdot 10^{-5} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}\right) + \left(0,088 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}\right)^{2} = 0,105 \cdot 10^{-6} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}; \\ S_{3} = -\sigma_{z} \cdot \tau_{xy}^{2} = -\sigma_{z} \cdot \tau_{t}^{2} = -\left(-7,2 \cdot 10^{-5} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}\right) \cdot \left(1,44 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}\right)^{2} = 1,49 \cdot 10^{-10} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}. \\ \gamma_{zx} = \frac{2\tau_{zx}(1+\mu)}{E}; \\ \gamma_{zx} = \frac{2 \cdot 0,088 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}(1+0,17)}{23,38 \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}} = 0,0088 \cdot 10^{-3}; \\ \gamma_{yz} = \frac{2 \cdot \tau_{yz}(1+\mu)}{E} = 0; \end{split}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{2 \cdot \tau_{xy} (1+\mu)}{E};$$

$$\gamma_{xy} = \frac{2 \cdot \tau_{xy} (1+\mu)}{E} = \frac{2 \cdot \tau_t (1+\mu)}{0.85E_b} = \frac{2 \cdot \left(1.44 \cdot 10^{-3} \frac{\kappa H}{MM^2}\right) \cdot 1.17}{23.38 \frac{\kappa H}{MM^2}} = 0.144 \cdot 10^{-3}.$$

Соответственно, предельные поперечные и продольные деформации растяжения в бетоне растянутой зоны в рассматриваемом сечении составят:

$$\begin{split} \varepsilon_{y} &= -\frac{\mu}{E} (\sigma_{x} + \sigma_{z}); \\ \varepsilon_{y} &= -\frac{0.17}{23.38 \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}} (1.35 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}} + \left[-7.2 \cdot 10^{-5} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}\right] \right] = -0.009 \cdot 10^{-3}; \\ \varepsilon_{z} &= \frac{1}{E} \left[\sigma_{z} - \mu\sigma_{x}\right]; \\ \varepsilon_{z} &= \frac{1}{23.38 \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}} \left[\left(-7.2 \cdot 10^{-5} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}\right) - 0.17 \cdot 1.35 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}} \right] = -0.013 \cdot 10^{-3} \\ \varepsilon_{bt,ul} &= \frac{2R_{bt}}{0.85E_{b}}; \\ \varepsilon_{bt,ul} &= \frac{2 \cdot 1.35 \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}}{23.38 \frac{\text{kH}}{\text{MM}^{2}}} = 0.115 \cdot 10^{-3}; \\ \varepsilon_{x} &= \frac{4 \cdot \varepsilon_{bt,ul}^{3} - 4 \cdot \varepsilon_{bt,ul}^{2} \left(\varepsilon_{y} + \varepsilon_{z}\right) - \gamma_{xy}^{2} \cdot \left(\varepsilon_{bt,ul} - \varepsilon_{z}\right) - \gamma_{xz}^{2} \cdot \left(\varepsilon_{bt,ul} - \varepsilon_{y}\right)}{4 \left(\varepsilon_{y} - \varepsilon_{bt,ul}\right) \cdot \left(\varepsilon_{z} - \varepsilon_{bt,ul}\right)}; \\ \varepsilon_{x} &= \frac{4 \cdot (0.115 \cdot 10^{-3})^{3} - 4 \cdot (0.115 \cdot 10^{-3})^{2} \left(-0.009 \cdot 10^{-3} - 0.013 \cdot 10^{-3}\right)}{4 \left(-0.009 \cdot 10^{-3} - 0.115 \cdot 10^{-3}\right) + \left(0.0088 \cdot 10^{-3}\right)^{2} \cdot \left(0.115 \cdot 10^{-3} + 0.009 \cdot 10^{-3}\right)} \\ &= 1.146 \cdot 10^{-4} - 4.211 \cdot 10^{-5} = 7.25 \cdot 10^{-5}. \end{split}$$

В соответствии с 6.2.8 и формулой (6.38) алгоритма, определяются нормальные напряжения в бетоне растянутой зоны

$$\sigma_x = \varepsilon_x E - \sigma_{x,d} + \mu \sigma_z = 7,25 \cdot 10^{-5} \cdot 23,38 \frac{\kappa H}{MM^2} - 9,88 \cdot 10^{-4} \frac{\kappa H}{MM^2} + 600 \frac{\kappa H}{MM^2} + 10^{-4} \frac{\kappa H}{M^2} + 10^{-4} \frac{\kappa H}{M^2} + 10^{-4} \frac{\kappa H}{M^2} + 10^{-4} \frac{\kappa H}{M^2} + 10^{-4} \frac{\kappa H}{M^2}$$

+0,17
$$\cdot \left(-7, 2 \cdot 10^{-5} \frac{\kappa H}{MM^2}\right) = 6,94 \cdot 10^{-4} \frac{\kappa H}{MM^2} \le \sigma_{x,crc} = R_{bt} = 1,35 \cdot 10^{-3} \frac{\kappa H}{MM^2}$$
.
В итоге принимаем, $\sigma_x = 6,94 \cdot 10^{-4} \frac{\kappa H}{MM^2}$.

В соответствии с 6.2.9 алгоритма, принимая первоначально назначенные и вычисленные значения координат по формуле (6.40) находим касательные напряжения:

$$\begin{split} M_t &= R_{sup,crc} \cdot l_t = 2,24 \text{кH} \cdot 320 \text{мM} = 717 \text{кH} \cdot \text{мM};\\ \tau_t &= \frac{M_t}{0.85W_t} = \frac{M_t}{0.85 \cdot \alpha \cdot h_0 \cdot b^2} = \frac{717 \text{ кH} \cdot \text{мM}}{0.85 \cdot 0.252 \cdot 225 \text{ мM} \cdot (100 \text{ мM})^2} = \\ &= 1,49 \cdot 10^{-3} \frac{\text{кH}}{\text{мM}^2} \leq \tau_{t,u} = 2,2 \cdot R_{bt} = 2,2 \cdot 1,35 \frac{\text{кH}}{\text{мM}^2} = 2,97 \cdot 10^{-3} \frac{\text{кH}}{\text{мM}^2}. \end{split}$$

В итоге принимаем значение $\tau_t = 1,49 \cdot 10^{-3} \frac{\text{\kappaH}}{\text{MM}^2}.$

В итоге расчета получено: $R_{sup,crc} = 2,24$ кH, что практически совпадает с экспериментальным значением обобщенной нагрузки для испытанной конструкции балки $R_{sup,crc,exp}$ [4] и составляет 0,189 $R_{sup,u,exp}$.

При этом координаты точки образования пространственной трещины составляют x = 800 мм; y = -50 мм; z = -125.

8.4 Пример расчета ширины раскрытия трещин в конструкции железобетонного обвязочного ригеля *L* – образного поперечного сечения на кручение с изгибом (см. рисунок 17, сечение 2-2)

В соответствии с 6.3.1 алгоритма производится определение параметров напряженно-деформированного состояния аналогично расчету прочности. При этом значения расчетных сопротивлений бетона и арматуры принимаются для предельных состояний второй группы.

Для расчета ширины раскрытия трещин принимается ступень нагружения, равная $\frac{R_{sup}}{1.3}$ от расчетной нагрузки.

Вычисление длины проекции пространственной трещины на продольную ось c_1 и величины нормальных напряжений на наклонной площадке сжатой зоны сечения σ_x производится аналогично расчету прочности.

Из соотношений (6.4) и (6.5) и уравнения (6.3) находим неизвестные сдвигающие напряжения от поперечной силы $\tau_{Q,I}$

$$\tau_{Q,I} = \frac{2T}{\omega_{+}\omega_{1+}(n+1)b_{1}b'x + \omega_{-}\omega_{1-}(n-1)b_{1}b''x},$$

где $\omega_{+} = \omega_{-} = 0,5, \omega_{1+} = \omega_{1-} = 1$ – коэффициент наполнения эпюры τ . Значения *b*' и*b*" находим из соотношений:

$$\frac{b'}{b''} = \frac{\tau_{\Sigma+}}{\tau_{\Sigma-}},$$

$$\tau_{\Sigma\pm} = \tau_{T,I} \pm \tau_{Q,I},$$

$$\frac{\tau_{T,I}}{\tau_{Q,I}} = \frac{T_{I}}{Q_{I}} = n = \frac{0.2P}{0.01P} = 20,$$

$$b' + b'' = b,$$
cootbettctbehho $\tau_{\Sigma+} = n\tau_{Q,I} + \tau_{Q,I} = \tau_{Q,I}(n+1) \bowtie \tau_{\Sigma-} = n\tau_{Q,I} - \tau_{Q,I} = \tau_{Q,I}(n-1),$

$$\frac{b'}{b''} = \left|\frac{n+1}{n-1}\right| = \frac{21}{19} = 1, 1 \Rightarrow b' = 1, 1b'',$$

$$1, 1b'' + b'' = b \Rightarrow b'' = \frac{b}{2,1} = \frac{0,2}{2,1} = 0,095 \text{ M},$$

$$b' = b - b'' = 0, 2 - 0,095 = 0,105 \text{ M}.$$

В результате для $\tau_{Q,I}$ получим

$$\tau_{Q,I} = \frac{2 \cdot 0, 2 \cdot \frac{31,04 \cdot 10^{-3}}{1,3}}{0,5 \cdot 1 \cdot 0, 2 \cdot 0,092 [(20+1)0,105 + (20-1)0,095]} = 0,26 \text{ MIIa},$$

$$\tau_{T,I} = 20\tau_{Q,I} = 20 \cdot 0,26 = 5,2 \text{ MIIa}.$$

Находим суммарное значение сдвигающих напряжений $\tau_{\Sigma+}$

 $\tau_{\Sigma+} = \tau_{T,1} + \tau_{Q,1} = 5,2 + 0,26 = 5,46$ МПа. Так как условие (6.6) не выполняется:

5,46M
$$\Pi$$
a > 1,1 · R_{bt} = 1,1 · 1,55 = 1,7M Π a,

то $\tau_{T,1}$ и $\tau_{Q,1}$ находим из уравнений (6.4) и (6.5), полагая $\tau_{\Sigma^+} = \tau_{pl}$:

Принимаем $\tau_{T,1} = 1,62$ Мпа, $\tau_{Q,1} = 0,08$ МПа.

Для блока 2 (см. рисунок 13) из уравнений (6.9), (6.11) и (6.13) находим

неизвестные параметры $\sigma_s, x_k, q_{sw,Q}$. Для этого запишем систему, состоящую из этих уравнений:

$$\begin{cases} \sigma_{s}mA_{s}(h_{1,0}-0,5x_{k})-M_{k}-R_{sup}a_{1,m}=0\\ \sigma_{b,u}x_{k}\sqrt{b_{1}^{2}+c_{1}^{2}}-\sigma_{s}mA_{s}-2q_{sw,2}\sqrt{(h_{1,0}-x_{k})^{2}+c_{1,0}^{2}}=0\\ \tau_{Q,k}\sqrt{b_{1}^{2}+c_{1,0}^{2}}\cdot x_{k}-2q_{sw,Q}\sqrt{(h_{1,0}-x_{k})^{2}+c_{1,0}^{2}}-Q_{s}-Q_{k}+R_{sup}=0. \end{cases}$$

Здесь m = 2 – количество рабочих стержней арматуры;

 $A_s = 314 \cdot 10^{-6}$ м² – площадь одного стержня рабочей арматуры;

 $h_{1,0} = 0,56$ м – рабочая высота сечения;

 $R_{sup} = 3P = \frac{3 \cdot 31,04}{1,3} = 71,63$ кH – величина опорной реакции для средней

опоры неразрезного ригеля нагруженного по схеме № 2 (см. рисунок 12);

 $a_{1,m} = a_1 - \frac{c_1}{2} = 2, 2 - \frac{1,38}{2} = 1,51$ м – расстояние от опоры до центра

тяжести сжатой зоны рассматриваемого сечения;

M_k – изгибающий момент от внешних нагрузок в середине пространственного сечения *k*, находим из перемножения внешних нагрузок на расстояние до середины пространственного сечения (см. рисунок 17)

$$M_{k} = -P \cdot (1,51 - 0,386) - P \cdot (1,51 - 0,386 - 0,773) = -1,48P = \frac{-1,48 \cdot 31,04}{1,3} = -35,34 \text{ kH} \cdot \text{m};$$

 $Q_k = 2 \cdot P = \frac{2 \cdot 31,04}{1,3} = 47,75$ кН – поперечная сила от всех внешних

нагрузок *P* в центре тяжести сжатой зоны пространственного сечения *k*, расположенных справа от рассматриваемого сечения;

 $\sigma_{b,u} = \sigma_x = 11,3 \,\text{MIa}$ – нормальные напряжения на наклонной площадке сжатой зоны сечения;

 $b_1 = 0,2$ мм – ширина рассматриваемого сечения 2-2;

*c*₁ = 1,38 мм – длина проекции пространственной трещины на продольную ось;

 $q_{sw,2} = 0,1q_{sw,Q}$ — погонные «нагельные» усилия в хомутах, возникающие на боковых гранях (принимаются равными 0,1 погонных усилий от поперечных сил в тех же хомутах);

 x_k – высота сжатой зоны в пространственном сечении k;

$$Q_s = 0, 2R_{sup} = 0, 2 \cdot \frac{93,12}{1,3} = 14,33 \,\mathrm{kH} - \mathrm{«нагельные»}$$
 усилия в продольной

арматуре в сечении k (принимаются равными 0,2 вычисленной реакции опоры);

 $c_{1.0} = a_1 = 2,2$ м – расстояние от опоры до нормального сечения 2-2,

проходящего в конце пространственной трещины (см. рисунок 13).

Касательные напряжения $\tau_{Q,k}$ от действия поперечной силы находим из уравнения (6.15)

$$\tau_{Q,k} = \frac{Q_I}{Q_{k,m}} \tau_{Q,I} = \tau_{Q,I} = 0.08$$
 MIIa,

так как $Q_I = Q_{k,m}$.

Тогда система составленных для блока 2 уравнений в численном виде примет вид:

примет вид. $\begin{cases}
\sigma_s \cdot 2 \cdot 314 \cdot (0,56 - 0,5x_k) \cdot 10^{-3} + 35,34 - 71,63 \cdot 1,51 = 0; \\
11,3x_k\sqrt{0,2^2 + 1,38^2} \cdot 10^3 - \sigma_s \cdot 2 \cdot 314 \cdot 10^{-3} - 0,2q_{sw,Q}\sqrt{(0,56 - x_k)^2 + 2,2^2} = 0; \\
-0,08\sqrt{0,2^2 + 2,2^2} \cdot 10^3 \cdot x_k - 2q_{sw,Q}\sqrt{(0,56 - x_k)^2 + 2,2^2} - 14,33 - 47,75 + 71,63 = 0 \\
или$

$$\begin{cases} 0,351 \cdot \sigma_s - 0,314\sigma_s x_k - 72,82 = 0; \\ 15,76 \cdot 10^3 x_k - 0,628\sigma_s - 0,2q_{sw,Q}\sqrt{(0,56 - x_k)^2 + 2,2^2} = 0; \\ -176,72 \cdot x_k - 2q_{sw,Q}\sqrt{(0,56 - x_k)^2 + 2,2^2} + 9,55 = 0. \end{cases}$$

Умножим второе уравнение системы на (-10) и сложим с третьим. Тогда система уравнений примет вид:

$$\begin{cases} 0,351\sigma_s - 0,314\sigma_s x_k - 72,82 = 0; \\ -157423,28 \cdot x_k + 6,28\sigma_s + 9,55 = 0. \end{cases}$$

Из решения системы получаем $x_k = 0,009 \text{ м}; \sigma_s = 209 \text{ МПа.}$

При этом выполняется условие (6.10):

209 MIIa $< m_{a3} \cdot R_s = 1 \cdot 400 = 400 \text{ MIIa},$

где $m_{a3} = 1$, так как предварительное напряжение отсутствует.

Принимаем $\sigma_s = 209$ МПа.

Согласно 6.3.2 алгоритма определяется расстояние между пространственными трещинами l_{crc} . Для этого предварительно вычисляются параметры, учитывающие граничные деформации удлинения бетона, эффект нарушения сплошности бетона, геометрические характеристики сечения, а также характеристики сцепления арматуры и бетона в такой последовательности:

 $S_s = 2\pi r = 63$ мм — периметр поперечного сечения одного стержня рабочей арматуры;

 $G = 0, 3E_b = 0, 3 \cdot 3 \cdot 10^4 = 0, 9 \cdot 10^4 M\Pi a$ — условный модуль деформаций сцепления арматуры и бетона;

 $\xi = \frac{x_k}{h_0} = \frac{0,009 \text{м}}{0,56 \text{м}} = 0,016$ — относительная высота сжатой зоны бетона (сечение 2-2);

$$\begin{split} \gamma &= \frac{h}{h_0} = \frac{0,59\text{м}}{0,56\text{м}} = 1,06 - \text{отношение высоты сечения к рабочей высоте;} \\ \delta &= \frac{1-\xi}{\gamma-\xi} = \frac{1-0,016}{1,06-0,016} = 0,94 \text{ (сечение 2-2);} \\ \frac{1}{K} &= 1 + \frac{A_s E_s}{\omega_{bt}(x) A_{bt}(x) E_b \cdot v_{bt}(x)} - \text{параметр, входящий в формулу (6.45),} \end{split}$$

зависящий от характеристик арматуры и бетона

$$\frac{1}{K} = 1 + \frac{A_s E_s}{\omega_{bt}(x) A_{bt}(x) E_b \cdot v_{bt}(x)} = 1 + \frac{A_s E_s}{\omega_{bt}(x) \cdot (h_0 - x_k) \cdot b \cdot E_b \cdot v_{bt}(x)} =$$
$$= 1 + \frac{2 \cdot 314 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \cdot 20 \cdot 10^{10} \text{ Па}}{0.5 \cdot (0.56 \text{ м} - 0.009 \text{ м}) \cdot 0.2 \text{ м} \cdot 3 \cdot 10^{10} \text{ Па}} = 1 + 0.08 = 1.08, \text{ отсюда}$$

$$K = \frac{1}{1,08} = 0,933$$

 $B = \frac{S_s \cdot G}{K \cdot A_s \cdot E_s}$ – параметр, зависящий от сцепления арматуры с бетоном

$$B = \frac{S_s \cdot G}{K \cdot A_s \cdot E_s} = \frac{0,063 \text{ M} \cdot 0,9 \cdot 10^{10} \text{ \Pi a}}{0,93 \cdot 2 \cdot 314 \cdot 10^{-6} \text{ M}^2 \cdot 20 \cdot 10^{10} \text{ \Pi a}} = 4,9\frac{1}{\text{ M}}$$

Поперечная сила, действующая в сечении 2-2:

$$Q = R_{sup} = 71,63$$
кH;
 $t_* = 2d = 2 \cdot 0,02 = 0,04$ м;
 $B_2 = \frac{\delta \cdot \frac{1}{G \cdot v_b \cdot A_b} Q}{t_* \cdot B} -$ параметр, учитывающий геометрические

характеристики сечения

$$B_{2} = \frac{\delta \cdot \frac{1}{G \cdot v_{b} \cdot A_{b}}Q}{t_{*} \cdot B} = \frac{\delta \cdot \frac{1}{G \cdot v_{b} \cdot b \cdot h_{0}} \cdot Q}{t_{*} \cdot B} =$$

$$= \frac{0.94 \cdot \frac{1}{0.9 \cdot 10^{10} \Pi a \cdot 0.45 \cdot 0.2 M \cdot 0.56 M} \cdot 71.63 \cdot 10^{3} H}{0.04 M \cdot 4.9 \frac{1}{M}} = 7.6 \cdot 10^{-4};$$

$$2.5d = 2.5 \cdot 0.02 = 0.05 M$$

 $t_s = 2,5d = 2,5 \cdot 0,02 = 0,05 \text{M}$.

Результирующая условных касательных напряжений в местной зоне, прилегающей к трещине

 $\Delta T = 0.5 \cdot 2\pi r \cdot t_s \cdot R_b = 0.5 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 0.01 \text{ M} \cdot 0.05 \text{ M} \cdot 18.5 \cdot 10^6 \text{ Ha} = 29 \cdot 10^3 \text{ H} = 29 \text{ kH}.$

Напряжения сжатия в бетоне местной зоны, прилегающей к трещине от растянутой арматуры $\sigma_{bt,c}$, определяются из двух ограничений:

$$\begin{split} \sigma_{bt,c} &\leq R_b = -18, 5 \cdot 10^6 \,\Pi \mathrm{a} \,; \\ \sigma_{bt,c} &\leq \frac{2\pi r}{b} \,0.5 \cdot R_b = -\frac{2\pi \cdot 0.01 \mathrm{M}}{0.2 \mathrm{M}} \,0.5 \cdot 18.5 \cdot 10^6 \,\Pi \mathrm{a} = -2.9 \cdot 10^6 \,\Pi \mathrm{a} \,. \end{split}$$

Принимаем из двух значений величину меньшую по модулю (сечение 2-2);

 $v_b = 0,45$ — коэффициент для растянутого бетона для второй группы предельных состояний принимается равным 0,45;

 $B_3 = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s \cdot A_s} - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b \cdot E_b} - B_2$ — параметр учитывающий эффект

нарушения сплошности бетона

$$B_{3} = \varepsilon_{s} + \frac{\Delta T}{E_{s} \cdot A_{s}} - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_{b} \cdot E_{b}} - B_{2} = 10,45 \cdot 10^{-4} + \frac{29 \cdot 10^{3} \text{H}}{20 \cdot 10^{10} \text{\Pi a} \cdot 2 \cdot 314 \cdot 10^{-6} \text{M}^{2}} + \frac{2,9 \cdot 10^{6} \text{\Pi a}}{0,45 \cdot 3 \cdot 10^{10} \text{\Pi a}} - 7,6 \cdot 10^{-4} = 10,45 \cdot 10^{-4} + 2,31 \cdot 10^{-4} + 2,15 \cdot 10^{-4} - 7,6 \cdot 10^{-4} = 7,31 \cdot 10^{-4},$$

rde $\varepsilon_{s} = \frac{\sigma_{s}}{\nu_{s} \cdot E_{s}} = \frac{209 \cdot 10^{6}}{1 \cdot 20 \cdot 10^{10}} = 10,45 \cdot 10^{-3}.$

Проверяем ограничение для условных касательных напряжений в местной зоне

$$\Delta T \le \frac{B_3 \cdot G \cdot t_s}{B} = \frac{7,31 \cdot 10^{-4} \cdot 0,9 \cdot 10^{10} \,\Pi a \cdot 0,05 \,\mathrm{M}}{4,9 \frac{1}{\mathrm{M}}} = 67 \cdot 10^3 \,\mathrm{H} = 67 \,\mathrm{\kappa H} \,.$$

Для дальнейшего расчета принимаем $\Delta T = 29$ кH.

Вычисляем коэффициент учитывающий депланацию в сечении с трещиной при значении диаметра арматуры $d_s = 0,02$ м и радиуса пограничного слоя r = 0,03 м

$$k_r = -0,088533 \left(\frac{r}{d_s}\right)^2 + 0,522666 \left(\frac{r}{d_s}\right) + 0,308801,$$

$$k_r = -0,088533 \left(\frac{0,03}{0,02}\right)^2 + 0,522666 \left(\frac{0,03}{0,02}\right) + 0,308801 = 0,89.$$

Для определения расстояния между трещинами предварительно вычисляем:

- предельные деформации растянутого бетона

$$\varepsilon_{bt,u} = \frac{2R_{bt}}{E_b} \cdot k_* = \frac{2R_{bt}}{E_b} \cdot 1, 8 = \frac{2 \cdot 1,55 \cdot 10^6}{3 \cdot 10^{10}} \cdot 1, 8 = 0,000186$$

где $k_* = 1,8;$

- параметр В₄

$$B_{4} = 1 + \frac{\sigma_{bt,c}}{(K-1)B_{3}v_{b}E_{b}} + \frac{\varepsilon_{bt,u}}{B_{3}(K-1)} = 1 + \frac{-2,9 \cdot 10^{6}}{(0,93-1) \cdot 7,31 \cdot 10^{-4} \cdot 0,45 \cdot 3 \cdot 10^{10}} + \frac{0,000186}{(0,93-1) \cdot 7,31 \cdot 10^{-4}} = 1 + 4,2 - 3,6 = 1,6.$$

Проверяем ограничения (6.49) для параметра B₄

$$0 < B_4 < e^{B \cdot t_*} = e^{4,9 \cdot 0,04} = 1,216,$$

принимаем $B_4 = 1,216$.

Вычисляем расстояния между трещинами

$$l_{crc} = \frac{2\left(\ln B_4 - B \cdot t_*\right)}{-B} = \frac{2\left[\ln(1,216) - 4,9\frac{1}{M} \cdot 0,04M\right]}{-4,9\frac{1}{M}} = \frac{2\left[0,195 - 0,196\right]}{-4,9\frac{1}{M}} = 0,0004M.$$

Проверяем ограничения:

$$l_{crc} \ge -\frac{2\ln\left(1 - \frac{\Delta T}{B_3} \cdot \frac{B}{G} \cdot \frac{1}{t_s}\right)}{B} + 2t_*;$$

$$2\ln\left(1 - \frac{29 \cdot 10^3 \text{H}}{7.31 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{4,9\frac{1}{M}}{0,9 \cdot 10^{10} \Pi a} \cdot \frac{1}{0,05\text{M}}\right) + 2 \cdot 0,04\text{M} = \frac{1,131}{4,9\frac{1}{M}} + 0,08\text{M} = 0,311\text{M};$$

$$l_{crc} \ge -\frac{4,9\frac{1}{M}}{1-2} + 2 \cdot 0,04\text{M} = \frac{1,131}{4,9\frac{1}{M}} + 0,08\text{M} = 0,311\text{M};$$

$$l_{crc} \ge 6d = 0,02 \cdot d = 0,12$$
 м.

Окончательно принимаем $l_{crc} = 0,311$ м. Находим ширину раскрытия трещин a_{crc} по формуле

$$\begin{split} a_{crc} &= \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot k_r \cdot \left[-\frac{2\Delta T}{G \cdot t_*} + \frac{2B_3}{B} (1 - e^{-B \cdot (0.5l_{crc} - t_*)}) + 2B_2 (0.5l_{crc} - t_*) \right] = \\ &= 1, 4 \cdot 0, 5 \cdot 1, 0 \cdot 0, 89 \cdot \left[-\frac{2 \cdot 29 \cdot 10^3 \text{ H}}{0, 9 \cdot 10^{10} \text{ Па} \cdot 0, 04\text{ M}} + \frac{2 \cdot 7, 31 \cdot 10^{-4}}{4, 9 \frac{1}{\text{M}}} (1 - e^{-4.9 \frac{1}{\text{M}} \cdot (0.5 \cdot 0, 311\text{ M} - 0, 04\text{ M})} + \\ &+ 2 \cdot 7, 6 \cdot 10^{-4} (0.5 \cdot 0, 311\text{ M} - 0, 04\text{ M}) \right] = 0,623 \cdot \left[-1,61 \cdot 10^{-4}\text{ M} + 2,98 \cdot 10^{-4}\text{ M} \cdot (1 - e^{-0.56}) + \\ &+ 2 \cdot 7,6 \cdot 10^{-4} \cdot 0,116\text{ M} \right] = 0,623 \cdot \left[-1,61 \cdot 10^{-4}\text{ M} + 2,98 \cdot 10^{-4}\text{ M} \cdot (1 - 0.57) + 1,76 \cdot 10^{-4}\text{ M} \right] = \\ = 0,623 \cdot \left[-1,61 \cdot 10^{-4}\text{ M} + 2,98 \cdot 10^{-4}\text{ M} \cdot 0,43 + 1,76 \cdot 10^{-4}\text{ M} \right] = 0,623 \cdot \left[-1,61 \cdot 10^{-4}\text{ M} + 1,28 \cdot 10^{-4}\text{ M} + 1,76 \cdot 10^{-4}\text{ M} \right] = \\ = 0,623 \cdot 1,43 \cdot 10^{-4}\text{ M} = 0,89 \cdot 10^{-4}\text{ M} = 0,089\text{ MM} \le a_{crc,ult} \cdot \\ 3\text{ десь принято: } \varphi_1 = 1,4 ; \varphi_2 = 0,5; \ \varphi_3 = 1,0 \cdot \\ a_{crc} = 0,089\text{ MM} < a_{crc,ult} = 0,3 \cdot \\ \end{split}$$

Предельно допустимое значение ширины раскрытия трещин *a_{crc,ult}* принимается по СП 63.13330.

В результате вычислений для рассматриваемой конструкции в сечении 2-2 получена ширина раскрытия трещины $a_{crc} = 0,089$ мм.

8.5 Пример расчета ширины раскрытия трещин в конструкции железобетонного обвязочного ригеля *L*-образного поперечного сечения на кручение с изгибом (сечение 1-1)

В соответствии с 6.3.1 алгоритма производится определение параметров напряженно-деформированного состояния аналогично расчету прочности. При этом значения расчетных сопротивлений бетона и арматуры принимаются для предельных состояний второй группы.

Для расчета ширины раскрытия трещин принимается ступень нагружения, равная $\frac{R_{sup}}{1.3}$ расчетной нагрузки.

Вычисление длины проекции пространственной трещины на продольную ось c_1 и величины нормальных напряжений на наклонной площадке сжатой зоны сечения σ_x производится аналогично расчету прочности.

Из соотношений (6.4) и (6.5) и уравнения (6.3) находим неизвестные сдвигающие напряжения от поперечной силы $\tau_{0,I}$

$$z_{Q,I} = \frac{2T}{\omega_{+}\omega_{1+}(n+1)b_{1}b'x + \omega_{-}\omega_{1-}(n-1)b_{1}b''x},$$

где $\omega_{+} = \omega_{-} = 0,5, \omega_{1+} = \omega_{1-} = 1$ – коэффициент наполнения эпюры τ . Значения *b*' и*b*" находим из соотношений:

$$\frac{b'}{b''} = \frac{\tau_{\Sigma^+}}{\tau_{\Sigma^-}},$$

$$\tau_{\Sigma^{\pm}} = \tau_{T,I} \pm \tau_{Q,I},$$

$$\frac{\tau_{T,I}}{\tau_{Q,I}} = \frac{T_I}{Q_I} = n = \frac{0.8P}{5P} = 0.16,$$

$$b' + b'' = b,$$

соответственно $\tau_{\Sigma^+} = n\tau_{Q,I} + \tau_{Q,I} = \tau_{Q,I}(n+1)$ и $\tau_{\Sigma^-} = n\tau_{Q,I} - \tau_{Q,I} = \tau_{Q,I}(n-1),$

$$\frac{b'}{b''} = \left| \frac{n+1}{n-1} \right| = \frac{1,16}{0,84} = 1,38 \Longrightarrow b' = 1,38b'',$$

$$1,38b'' + b'' = b \Longrightarrow b'' = \frac{b}{2,38} = \frac{0,315}{2,38} = 0,132 \text{ M},$$

$$b' = b - b'' = 0,315 - 0,132 = 0,183 \text{ M}.$$

В результате для $\tau_{0,I}$ получим:

$$\tau_{Q,I} = \frac{2 \cdot 0.8 \cdot \frac{45.31 \cdot 10^{-3}}{1.3}}{0.5 \cdot 1 \cdot 0.315 \cdot 0.06 [(0.16+1)0.183 + (0.16-1)0.0132]} = 29.33 \,\mathrm{M\Pi a},$$

 $\tau_{T,I} = 0,16 \cdot \tau_{Q,I} = 0,16 \cdot 29,33 = 4,7$ MIIa.

Находим суммарное значение сдвигающих напряжений $\tau_{\Sigma+}$

 $\tau_{\Sigma+} = \tau_{T,1} + \tau_{Q,1} = 29,33 + 4,7 = 34,03$ MIIa.

Так как условие (6.6) не выполняется:

34,03 MIIa > 1,1 · R_{bt} = 1,1 · 1,55 = 1,7 MIIa,

то $\tau_{T,1}$ и $\tau_{Q,1}$ находим из уравнений (6.4) и (6.5), полагая $\tau_{\Sigma^+} = \tau_{pl}$:

$$\begin{cases} \tau_{T,1} + \tau_{Q,1} = 1,7 \text{ MIIa}; \\ \frac{\tau_{T,1}}{\tau_{Q,1}} = 0,16; \\ \frac{\tau_{T,1} + \tau_{Q,1} = 1,7 \text{ MIIa}; \\ \tau_{T,1} = 0,16 \cdot \tau_{Q,1}; \\ 0,16 \cdot \tau_{Q,1} + \tau_{Q,1} = 1,7 \text{ MIIa}; \\ \tau_{T,1} = 0,16 \cdot \tau_{Q,1}; \\ \frac{\tau_{T,1} = 0,16 \cdot \tau_{Q,1}; \\ 1,16 \tau_{Q,1} = 1,7 \text{ MIIa}; \\ \tau_{T,1} = 0,16 \cdot \tau_{Q,1}; \end{cases}$$

$$\begin{cases} \tau_{Q,1} = \frac{1,7}{1,16} \text{ MIIa} = 1,46 \text{ MIIa}; \\ \tau_{T,1} = 0,16 \cdot \tau_{Q,1} = 0,16 \cdot 1,46 \text{ MIIa} = 0,23 \text{ MIIa}. \end{cases}$$

Принимаем $\tau_{T,1} = 0,23$ Мпа, $\tau_{O,1} = 1,46$ МПа.

Для блока 2 (см. рисунок 13) из уравнений (6.9), (6.11) и (6.13) находим неизвестные параметры $\sigma_s, x_k, q_{sw,Q}$. Для этого запишем систему, состоящую из этих уравнений:

$$\begin{cases} \sigma_s m A_s (h_{1,0} - 0,5x_k) - M_k - R_{sup,lef} a_{1,m} = 0; \\ \sigma_{b,u} x_k \sqrt{b_1^2 + c_1^2} - \sigma_s m A_s - 2q_{sw,2} \sqrt{(h_{1,0} - x_k)^2 + c_{1,0}^2} = 0; \\ \tau_{Q,k} \sqrt{b_1^2 + c_{1,0}^2} \cdot x_k - 2q_{sw,Q} \sqrt{(h_{1,0} - x_k)^2 + c_{1,0}^2} - Q_s - Q_k + R_{sup,lef} = 0. \\ 3 \text{десь } m = 2 - \text{количество рабочих стержней арматуры,} \\ A_s = 314 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 - \text{площадь одного стержня рабочей арматуры;} \\ h_{1,0} = 0,56 \text{ м} - \text{рабочая высота сечения;} \end{cases}$$

 $R_{sup,lef} = \frac{5P}{1,3} = \frac{5 \cdot 45,31}{1,3} = 174,27$ кН – величина опорной реакции для крайней опоры неразрезного ригеля нагруженного по схеме №2 (см. рисунок 12);

 $a_{1,m} = \frac{c_1}{2} = \frac{1,495}{2} = 0,748$ м – расстояние от опоры до центра тяжести сжатой зоны рассматриваемого сечения;

M_k – изгибающий момент от внешних нагрузок в середине пространственного сечения *k*, находим из перемножения внешних нагрузок на расстояние до середины пространственного сечения (см. рисунок 17)

$$M_k = P \cdot (0,748 - 0,386) = 0,362P = \frac{0,362 \cdot 45,31}{1,3} = 12,6 \text{ kH} \cdot \text{M};$$

 $Q_k = P = \frac{45,31}{1,3} = 34,85$ кН – поперечная сила от всех внешних нагрузок *P*

в центре тяжести сжатой зоны пространственного сечения *k*, расположенных справа от рассматриваемого сечения;

 $\sigma_{b,u} = \sigma_x = 10,89$ МПа – нормальные напряжения на наклонной площадке сжатой зоны сечения;

 $b_1 = 0,5 - \frac{0,17 + 0,2}{2} = 0,315$ м – ширина сжатой зоны рассматриваемого

пространственного сечения, согласно эпюре изгибающих моментов, сжатая зона расположена у нижней грани сечения (из ширины полки вычитаем среднюю ширину отверстия под термовкладыш);

*c*₁ = 1,495 м – длина проекции пространственной трещины на продольную ось;

 $q_{sw,2} = 0,1q_{sw,Q}$ — погонные «нагельные» усилия в хомутах, возникающее на боковых гранях (принимаются равными 0,1 погонных усилий от поперечных сил в тех же хомутах);

*x*_{*k*} – высота сжатой зоны в пространственном сечении *k*;

 $Q_s = 0, 2R_{sup,lef} = 0, 2 \cdot 174, 27 = 34,85 \,\text{кH}$ – «нагельные» усилия в продольной арматуре в пространственном сечении (принимаются равными 0,2 от вычисленной реакции опоры);

 $c_{1,0} = c_1 = 1,495 \,\mathrm{M}$ — расстояние от опоры до нормального сечения, проходящего в конце пространственной трещины, принимая что конец трещины находится на расстоянии длины проекции трещины c_1 от рассматриваемого сечения 1-1 (см. рисунок 13).

Касательные напряжения $\tau_{O,k}$ находим из соотношения (6.15):

$$\tau_{Q,k} = \frac{Q_I}{Q_{k,m}} \tau_{Q,I} = \tau_{Q,I} = 1,46$$
 MIIa,

так как $Q_I = Q_{k,m}$.

Тогда система составленных для блока 2 уравнений в численном виде принимает вид:

 $\begin{cases} \sigma_s \cdot 2 \cdot 314 \cdot (0,56 - 0,5x_k) \cdot 10^{-3} - 12,6 - 174,27 \cdot 0.748 = 0; \\ 10,89x_k\sqrt{0,315^2 + 1,495^2} \cdot 10^3 - \sigma_s \cdot 2 \cdot 314 \cdot 10^{-3} - 0,2q_{sw,Q}\sqrt{(0,56 - x_k)^2 + 1,495^2} = 0; \\ -1,46\sqrt{0,315^2 + 1,495^2} \cdot 10^3 \cdot x_k - 2q_{sw,Q}\sqrt{(0,56 - x_k)^2 + 1,495^2} - 34,85 - 34,85 + 174,27 = 0 \\ \text{ИЛИ} \end{cases}$

$$\begin{cases} 0,351 \cdot \sigma_s - 0,314\sigma_s x_k - 142,95 = 0; \\ 16,64 \cdot 10^3 x_k - 0,628\sigma_s - 0,2q_{sw,Q}\sqrt{(0,56 - x_k)^2 + 1,495^2} = 0; \\ -2230,6 \cdot x_k - 2q_{sw,Q}\sqrt{(0,56 - x_k)^2 + 1,495^2} + 104,57 = 0. \end{cases}$$

Умножим второе уравнение системы на (-10) и сложим с третьим. Тогда система уравнений примет вид:

$$\begin{cases} 0,351\sigma_s - 0,314\sigma_s x_k + 142,95 = 0; \\ -168630, 6 \cdot x_k + 6,28\sigma_s + 104,57 = 0. \end{cases}$$

Из решения системы получаем $x_k = 0.016 \text{ м}; \sigma_s = 413 \text{ МПа.}$

При этом не выполняется условие (6.10)

413 MIIa $> m_{a3} \cdot R_s = 1 \cdot 400 = 400$ MIIa,

где $m_{a3} = 1$, так как предварительное напряжение отсутствует.

Принимаем $\sigma_s = 400$ МПа.

Находим из второго уравнения $x_k = 0,016$ м.

Окончательно принимаем $\sigma_s = 400$ МПа, $x_k = 0,016$ м.

Согласно 6.3.2 определяем расстояние между пространственными трещинами l_{crc} . Для этого предварительно вычисляются параметры, учитывающие граничные деформации удлинения бетона, эффект нарушения сплошности бетона, геометрические характеристики сечения, а также характеристики сцепления арматуры и бетона:

 $S_s = 2\pi r = 63$ мм – периметр поперечного сечения одного стержня рабочей арматуры;

 $G = 0, 3E_b = 0, 3 \cdot 3 \cdot 10^4 = 0, 9 \cdot 10^4 M\Pi a$ — условный модуль деформаций сцепления арматуры и бетона;

 $\xi = \frac{x_k}{h_0} = \frac{0,0016}{0,56} = 0,0029$ – относительная высота сжатой зоны бетона

(сечение 1-1);

$$\gamma = \frac{h}{h_0} = \frac{0.59}{0.56} = 1,06 - \text{отношение высоты сечения к рабочей высоте;}$$

$$\delta = \frac{1-\xi}{\gamma-\xi} = \frac{1-0,0029}{1,06-0,0029} = 0,94 \text{ (сечение 1-1);}$$

$$\frac{1}{K} = 1 + \frac{A_s E_s}{\omega_{bt}(x) A_{bt}(x) E_b \cdot v_{bt}(x)} - \text{параметр, зависящий от характеристик}$$

арматуры и бетона:

$$\frac{1}{K} = 1 + \frac{A_s E_s}{\omega_{bt}(x) A_{bt}(x) E_b \cdot v_{bt}(x)} = 1 + \frac{A_s E_s}{\omega_{bt}(x) \cdot (h_0 - x_k) \cdot b \cdot E_b \cdot v_{bt}(x)} =$$
$$= 1 + \frac{2 \cdot 314 \cdot 10^{-6} \cdot 20 \cdot 10^{10}}{0.5 \cdot 0.54 \cdot 0.315 \cdot 3 \cdot 10^{10}} = 1 + 0.05 = 1.05; \ K = \frac{1}{1.05} = 0.95;$$

 $B = \frac{S_s \cdot G}{K \cdot A_s \cdot E_s}$ – параметр, зависящий от сцепления арматуры с бетоном:

$$B = \frac{S_s \cdot G}{K \cdot A_s \cdot E_s} = \frac{0,063 \text{m} \cdot 0,9 \cdot 10^{10} \text{\Pi a}}{0,95 \cdot 2 \cdot 314 \cdot 10^{-6} \text{m}^2 \cdot 20 \cdot 10^{10} \text{\Pi a}} = 4,7\frac{1}{\text{m}}.$$

Поперечная сила, действующая в сечении 1-1:

 $Q = R_{sup} = 104,56$ кH – значение опорной реакции для средней опоры неразрезного ригеля нагруженного по схеме № 2 (см. рисунок 12):

$$R_{sup} = 3P = \frac{3 \cdot 45,31}{1,3} = 104,56$$
 кH;
 $t_* = 2d = 2 \cdot 0,02 = 0,04$ м;

 $B_2 = \frac{\delta \cdot \frac{1}{G \cdot v_b \cdot A_b} Q}{t_* \cdot B} -$ параметр, учитывающий геометрические

характеристики сечения:

$$B_{2} = \frac{\delta \cdot \frac{1}{G \cdot v_{b} \cdot A_{b}}Q}{t_{*} \cdot B} = \frac{\delta \cdot \frac{1}{G \cdot v_{b} \cdot b \cdot h_{0}} \cdot Q}{t_{*} \cdot B} = \frac{0.94 \cdot \frac{1}{0.9 \cdot 10^{10} \cdot 0.45 \cdot 0.315 \cdot 0.56} \cdot 104,56 \cdot 10^{3}}{0.04 \cdot 4,7} = 7,32 \cdot 10^{-4};$$

 $t_s = 2,5d = 2,5 \cdot 0,02 = 0,05$ м.

Результирующая условных касательных напряжений в местной зоне, прилегающей к трещине:

$$\Delta T = 0.5 \cdot 2\pi r \cdot t_s \cdot R_b = 0.5 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 0.01 \text{ м} \cdot 0.05 \text{ м} \cdot 18.5 \cdot 10^6 \Pi a = 29 \cdot 10^3 \text{ H} = 29 \text{ кH}.$$

Напряжения сжатия в бетоне местной зоны, прилегающей к трещине от растянутой арматуры $\sigma_{bt,c}$, определяются из двух ограничений:

$$\sigma_{bt,c} \le R_b = -18,5 \cdot 10^6 \, \Pi a ,$$

 $\sigma_{bt,c} \le \frac{2\pi r}{b} 0,5 \cdot R_b = \frac{2\pi \cdot 0,01 \, \mathrm{M}}{0,315 \, \mathrm{M}} 0,5 \cdot 18,5 \cdot 10^6 \, \Pi a = -1,84 \cdot 10^6 \, \Pi a.$

Принимаем из двух значений величину меньшую по модулю $\sigma_{bt,c} = -1,84 \cdot 10^6 \Pi a$ (сечение 1-1).

Коэффициент для растянутого бетона для второй группы принимается предельных состояний принимается равным $v_b = 0,45$.

Параметр учитывающий эффект нарушения сплошности бетона:

$$B_3 = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s \cdot A_s} - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b \cdot E_b} - B_2 = 20 \cdot 10^{-4} + \frac{29 \cdot 10^3}{20 \cdot 10^{10} \cdot 2 \cdot 314 \cdot 10^{-6}} + \frac{1.84 \cdot 10^6}{0.45 \cdot 3 \cdot 10^{10}} - 7.32 \cdot 10^{-4} = 1000 \text{ m}$$

=20·10⁻⁴ + 2,31·10⁻⁴ + 1,36·10⁻⁴ - 7,32·10⁻⁴ = 16,35·10⁻⁴,
где
$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{v_s \cdot E_s} = \frac{400 \cdot 10^6}{1 \cdot 20 \cdot 10^{10}} = 0,002$$
.

Проверяем ограничение для условных касательных напряжений в местной зоне

$$\Delta T \leq \frac{B_3 \cdot G \cdot t_s}{B} = \frac{16,35 \cdot 10^{-4} \cdot 0,9 \cdot 10^{10} \, \text{Па} \cdot 0,05 \, \text{м}}{4,7\frac{1}{\text{M}}} = 156,5 \cdot 10^3 \, \text{H} = 156,5 \, \text{кH} \quad (\text{сечение} 1-1).$$

Для дальнейшего расчета принимаем $\Delta T = 29$ кН.

Вычисляем коэффициент учитывающий депланацию в сечении с трещиной при значении диаметра арматуры $d_s = 0,02$ м и радиуса пограничного слоя r = 0,03м:

$$k_r = -0,088533 \left(\frac{0,03}{0,02}\right)^2 + 0,522666 \left(\frac{0,03}{0,02}\right) + 0,308801 = 0,89$$

Для определения расстояния между трещинами предварительно вычисляем:

- предельные деформации растянутого бетона

$$\varepsilon_{bt,u} = \frac{2R_{bt}}{E_b} \cdot k_* = \frac{2R_{bt}}{E_b} \cdot 1,8 = \frac{2 \cdot 1,55 \cdot 10^6}{3 \cdot 10^{10}} \cdot 1,8 = 0,000186,$$

где $k_* = 1,8;$

- параметр В₄:

$$B_{4} = 1 + \frac{\sigma_{bt,c}}{(K-1)B_{3}v_{b}E_{b}} + \frac{\varepsilon_{bt,u}}{B_{3}(K-1)} = 1 + \frac{-1,84 \cdot 10^{\circ}}{(0,95-1) \cdot 16,35 \cdot 10^{-4} \cdot 0,45 \cdot 3 \cdot 10^{10}} + \frac{0,000186}{(0,95-1) \cdot 16,35 \cdot 10^{-4}} = 1 + 1,67 - 2,28 = 0,39.$$

Проверяем ограничения (6.49) для параметра B_4

$$0 < B_4 < e^{B \cdot t_*} = e^{4,7 \cdot 0,04} = 1,21,$$

принимаем $B_4 = 0,39$.

Вычисляем расстояния между трещинами

$$l_{crc} = \frac{2(\ln B_4 - B \cdot t_*)}{-B} = \frac{2\left[\ln(0,39) - 4,7\frac{1}{M} \cdot 0,04 \text{ M}\right]}{-4,7\frac{1}{M}} = \frac{2\left[-0,94 - 0,19\right]}{-4,7\frac{1}{M}} = 0,48 \text{ M}.$$

Проверяем ограничение:

$$l_{crc} \ge -\frac{2\ln\left(1 - \frac{\Delta T}{B_3} \cdot \frac{B}{G} \cdot \frac{1}{t_s}\right)}{B} + 2t_*;$$

$$l_{crc} \ge -\frac{2\ln\left(1 - \frac{29 \cdot 10^{3} \text{H}}{16,35 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{4.7\frac{1}{\text{M}}}{0.9 \cdot 10^{10} \Pi_{\text{B}}} \frac{1}{0.05 \text{ M}}\right)}{4.7\frac{1}{\text{M}}} + 2 \cdot 0,04 \text{ M} = \frac{0.41}{4.7\frac{1}{\text{M}}} + 0,08 \text{ M} = 0,167 \text{ M};$$
$$l_{crc} \ge 6d = 0,02 \cdot d = 0,12 \text{ M}.$$

Окончательно принимаем $l_{crc} = 0,48$ м. Находим ширину раскрытия трещин a_{crc} по формуле

$$\begin{split} a_{crc} &= \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot k_r \cdot \left[-\frac{2\Delta T}{G \cdot t_*} + \frac{2B_3}{B} (1 - e^{-B \cdot (0,5l_{crc} - t_*)}) + 2B_2(0,5l_{crc} - t_*) \right] = \\ &= 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,89 \cdot \left[-\frac{2 \cdot 29 \cdot 10^{3} \mathrm{H}}{0,9 \cdot 10^{10} \Pi_{\mathrm{H}} \cdot 0,04 \mathrm{M}} + \frac{2 \cdot 16,35 \cdot 10^{-4}}{4,7\frac{1}{\mathrm{M}}} (1 - e^{-4,7\frac{1}{\mathrm{M}}}(0,5 \cdot 0,48 \mathrm{M} - 0,04 \mathrm{M}) + 2 \cdot 7,32 \cdot 10^{-4}(0,5 \cdot 0,48 \mathrm{M} - 0,04 \mathrm{M}) \right] \\ &= 0,623 \cdot \left[-1,61 \cdot 10^{-4} \mathrm{M} + 6,96 \cdot 10^{-4} \mathrm{M} \cdot (1 - e^{-0,94}) + \right] \\ &+ 2 \cdot 7,32 \cdot 10^{-4} \cdot 0,2 \mathrm{M} \right] = 0,623 \cdot \left[-1,61 \cdot 10^{-4} \mathrm{M} + 6,96 \cdot 10^{-4} \mathrm{M} \cdot (1 - 0,39) + 2,93 \cdot 10^{-4} \mathrm{M} \right] = \\ &= 0,623 \cdot \left[-1,61 \cdot 10^{-4} \mathrm{M} + 6,96 \cdot 10^{-4} \mathrm{M} \cdot 0,61 + 2,93 \cdot 10^{-4} \mathrm{M} \right] = 0,623 \cdot \left[-1,61 \cdot 10^{-4} \mathrm{M} + 2,93 \cdot 10^{-4} \mathrm{M} \right] = \\ &= 0,623 \cdot 5,56 \cdot 10^{-4} \mathrm{M} = 3,46 \cdot 10^{-4} \mathrm{M} = 0,346 \mathrm{MM} \le a_{crc,ult}. \\ &\qquad 3 \mathrm{десь} \ \text{принято:} \ \varphi_1 = 1,4 ; \varphi_2 = 0,5; \ \varphi_3 = 1,0 . \\ &\qquad a_{crc} = 0,346 \mathrm{MM} > a_{crc,ult} = 0,3. \end{split}$$

Предельно допустимое значение ширины раскрытия трещин *a_{crc,ult}* принимается по СП 63.13330.

Указанное выше условие не выполняется – ширина раскрытия трещины в сечении 1-1 $a_{crc} = 0,346$ мм превосходит предельно допустимое значение. Для выполнения критерия ширины раскрытия трещин был изменен диаметр продольной арматуры ригеля с Ø20 A400 на Ø22 A400 и по приведенному в разделе 6 алгоритму выполнен перерасчет ширины раскрытия трещин. В результате ширина раскрытия трещин составила $a_{crc} = 0,282$ мм < 0,3 мм.

Приложение А

Условные обозначения

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента

М-изгибающий момент;

N – продольная сила;

Q – поперечная сила;

Т-крутящий момент.

Характеристики материалов

 $R_{b,n}$ – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию;

R_b, *R_{b,ser}* – расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

 $R_{bt,n}$ – нормативное сопротивление бетона осевому растяжению;

R_{bt}, *R_{bt,ser}* – расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

 $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию;

 R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном;

R_s, *R_{s,ser}* – расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

 R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению;

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

*E*_b – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

E_{b,red} – приведенный модуль деформации сжатого бетона;

 E_s – модуль упругости арматуры;

E_{s,red} – приведенный модуль деформации арматуры, расположенной в растянутой зоне элемента с трещинами;

 ε_{b0} , ε_{bt0} – предельные относительные деформации бетона соответственно при равномерном осевом сжатии и осевом растяжении;

 ε_{s0} – относительные деформации арматуры при напряжении, равном R_s ;

 $\phi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона;

 α – отношение соответствующих модулей упругости арматуры E_s и бетона E_b .

Характеристики положения продольной арматуры в поперечном сечении элемента

S – обозначение продольной арматуры:

a) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения – расположенной в растянутой зоне;

б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении – расположенной у менее сжатой грани сечения;

в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении:

S′- обозначение продольной арматуры:

a) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения – расположенной в сжатой зоне;

б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении – расположенной у более сжатой грани сечения.

Геометрические характеристики

b – ширина прямоугольного сечения; ширина ребра таврового и двутаврового сечений;

b_f, *b'_f* – ширина полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

h – высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

 h_{f} , h'_{f} – высота полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

а, а' – расстояние от равнодействующей усилий в арматуре соответственно *S* и *S'*до ближайшей грани сечения;

 h_0, h'_0 – рабочая высота сечения, равная соответственно h-a и h-a';

х – высота сжатой зоны бетона;

 ξ – относительная высота сжатой зоны бетона, равная x / h_0 ;

*s*_{*w*} – расстояние между хомутами (поперечными стержнями), измеренное по длине элемента;

l – пролет элемента;

*l*_{an} – длина зоны анкеровки;

d_s, *d_{sw}* – номинальный диаметр стержней соответственно продольной и поперечной арматуры;

 A_{s}, A'_{s} – площади сечения арматуры соответственно *S* и *S*';

A_{sw} – площадь сечения хомутов, расположенных в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

 μ_{s} – коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения арматуры *S* к площади поперечного сечения элемента *b* h_0 без учета свесов сжатых и растянутых полок;

А – площадь всего бетона в поперечном сечении;

*А*_{*b*} – площадь сечения бетона сжатой зоны;

*A*_{bt} – площадь сечения бетона растянутой зоны;

A_{red} – площадь приведенного сечения элемента;

*А*_{*loc*}– площадь смятия бетона;

I – момент инерции сечения всего бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

I_{red} – момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;

W – момент сопротивления сечения элемента для крайнего растянутого волокна.

Характеристики образования и раскрытия трещин

*D*₁, *D*₂ – параметры, зависящие от геометрических характеристик и армирования сечения;

G – условный модуль деформаций сцепления арматуры и бетона;

 ΔT – результирующая условных касательных напряжений в местной зоне, прилегающей к трещине;

K – параметр, зависящий от отношения площади A_s и модуля упругости E_s растянутой арматуры к площади A_{bt} и модулю упругости E_b растянутого бетона;

B – параметр, зависящий от периметра арматуры *S_s*, модуля *G*, параметра *K*, площади *A_s* и модуля упругости *E_s* растянутой арматуры;

 B_2 – параметр, зависящий от относительной высоты сжатой зоны бетона ξ , поперечной силы Q, модуля G, площади сжатого бетона A_b и параметра B;

 B_3 – параметр, зависящий от деформаций арматуры ε_s , результирующей условных касательных напряжений в местной зоне ΔT , модуля упругости E_b , площади A_s и модуля упругости E_s растянутой арматуры, а также параметра B_2 ;

 B_4 – параметр, зависящий от модуля упругости E_b , парметров K и B_3 , a также предельных относительных деформации растянутого бетона ε_{bto} ;

l_{crc} – расстояние между смежными пространственными трещинами;

а_{стс} – ширина раскрытия трещин.

Приложение Б

Учет местных напряжений

При необходимости учета местных напряжений σ_x , σ_z и τ_{xz} от внешней нагрузки и предварительного обжатия, а также напряжений от местного действия опорных реакций и сосредоточенных сил $\sigma_{x,loc}$, $\sigma_{z,loc}$ и $\tau_{xz,loc}$:

 $σ_{x,loc} = φ_x \frac{P}{bh}, \quad σ_{z,loc} = φ_z \frac{P}{bh}, \quad τ_{xz,loc} = φ_{xz} \frac{P}{bh}, \quad \text{коэффициенты} \quad φ_x, \, φ_z, \, φ_{xz}$

определяются по таблице Б.1.

Здесь *Р* – величина сосредоточенной силы или опорной реакции.

-	Коэффициенты* φ_x , φ_z и φ_{xz} для определения местных напряжений при												
2	значениях <i>х/h</i> , равных												
h	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7					
	Коэффициент φ_x												
0,2	0,63	0,22	0,21	-0,21	-0,13	-0,07	-0,04	-0,02					
0,3	0,59	0,40	0,04	-0,12	-0,14	-0,12	-0,09	-0,07					
0,4	0,46	0,36	0,14	-0,10	-0,09	-0,11	-0,10	-0,08					
0,5	0,31	0,27	0,15	0,04	-0,03	-0,06	-0,07	-0,07					
0,6	0,15	0,15	0,12	0,06	0,01	-0,02	-0,04	-0,04					
0,8	-0,17	-0,11	-0,02	0,03	0,04	0,04	0,03	0,03					
1,0	-0,50	-0,37	-0,18	-0,06	0,02	0,06	0,08	0,09					
	Коэффициент φ_z												
0,2	-2,75	-1,97	-0,73	-0,25	-0,08	-0,02	-0,00	0,01					
0,3	-1,87	-1,58	-0,89	-0,41	-0,17	-0,06	-0,01	0,01					
0,4	-1,32	-1,19	-0,81	-0,46	-0,23	-0,10	-0,03	0,00					
0,5	-0,93	-0,87	-0,65	-0,42	-0,24	-0,11	-0,04	0,00					
0,6	-0,64	-0,60	-0,48	-0,33	-0,20	-0,11	-0,04	0,00					
0,8	-0,22	-0,21	-0,18	-0,13	-0,09	-0,05	-0,02	0,00					
1,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00					
	Коэффициент ϕ_{xz}												
0,2	0,26	0,62	0,47	0,19	0,05	-0,01	-0,03	-0,03					
0,3	-0,24	0,04	0,24	0,18	0,09	0,03	0,00	-0,01					
0,4	-0,47	-0,26	0,01	0,08	0,07	0,04	0,02	0,01					
0,5	-0,57	-0,40	-0,16	-0,03	0,02	0,03	0,03	0,02					
0,6	-0,58	-0,45	-0,24	-0,10	-0,03	0,01	0,02	0,02					
0,8	-0,41	-0,34	-0,22	-0,13	-0,06	-0,02	0,00	0,01					
1,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00					
*Положительные значения φ_x и φ_z соответствуют растягивающим напряжениям σ_x и σ_z ,													
отрицательные значения – сжимающим напряжениям; при положительных значениях ϕ_{xz}													
местное напряжение τ_{loc} имеет то же направление, что и τ_{xz} , при отрицательных –													
противоположное.													

Т	a	б	Л	И	П	а	Б.1
	u	v	21	11	щ	u	D .1

Библиография

[1] Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: монография. – М.: АСВ, 2004. – 472 с.

[2] Дарков А.В. Сопротивление материалов: учебник для втузов / А. В. Дарков, Г. С. Шпиро. – 4-е изд., перераб. – Москва: Высшая школа, 1975. – 654 с.

[3] Травуш В.И., Карпенко Н.И., Колчунов Вл.И., Каприелов С.С., Демьянов А.И., Булкин С.А., Московцева В.С. Results of experimental studies of high-streng thfiberre in forced concrete beams with round cross-sections under combined bending and torsion // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2020. № 16 (4). С. 290–297

[4] Колчунов Вл. И., Сальников А. С. Экспериментальные исследования трещинообразования в железобетонных конструкциях при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2016. № 3(65). – С. 24–32

[5] Травуш В.И., Карпенко Н.И., Колчунов Вл.И., Каприелов С.С., Демьянов А.И., Конорев А. В. Основные результаты экспериментальных исследований железобетонных конструкций из высокопрочного бетона В100 круглого и кольцевого сечений при кручении с изгибом // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2019. № 1. С. 51–61

[6] Травуш В.И., Карпенко Н.И., Колчунов Вл.И., Каприелов С.С., Демьянов А.И., Конорев А.В. Результаты экспериментальных исследований конструкций квадратного и коробчатого сечений из высокопрочного бетона при кручении с изгибом // Строительство и реконструкция. 2018. № 6. С. 32– 43

[7] Уманский А.А. Справочник проектировщика расчетнотеоретический: Том 1 / А.А. Уманский – М.: Книга по требованию, 2013. – 601 с. Ключевые слова: железобетон, расчет, кручение с изгибом, прочность, трещиностойкость, ширина раскрытия трещин, конструирование