



**Шипулин  
Станислав  
Андреевич**

аспирант, Институт строительства и архитектуры, Уральский федеральный университет им. первого Президента России Б. Н. Ельцина (УрФУ), главный конструктор, ООО «Эффективное проектирование», Екатеринбург, Российская Федерация

e-mail: sa\_shipulin@mail.ru



**Беляева  
Зоя  
Владимировна**

кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой, заместитель директора по науке и инновациям, Институт строительства и архитектуры, Уральский федеральный университет им. первого Президента России Б. Н. Ельцина (УрФУ), Екатеринбург, Российская Федерация

e-mail: z.v.belyaeva@urfu.ru



**Редикутьцев  
Евгений  
Александрович**

старший преподаватель, Институт строительства и архитектуры, Уральский федеральный университет им. первого Президента России Б. Н. Ельцина (УрФУ), директор, ООО «Эффективное проектирование», Екатеринбург, Российская Федерация

e-mail:  
e.a.redikul'tsev@urfu.ru

УДК 624.072.2

DOI 10.25628/UNIIP.2022.55.4.011

ШИПУЛИН С. А., БЕЛЯЕВА З. В., РЕДИКУЛЬЦЕВ Е. А.

## Определение длины заведения арматуры за точку теоретического обрыва в железобетонных балках

В статье выполнен анализ отечественной научно-технической и нормативной литературы по вопросу определения длины заведения обрываемых стержней продольного армирования за точку теоретического обрыва в изгибаемых элементах. Проанализированы требования европейских и американских норм проектирования, связанные с определением точки обрыва продольных растянутых стержней в балках. Составлены рекомендации для инженеров-расчетчиков для применения в практических расчетах изгибаемых железобетонных элементов.

**Ключевые слова:** точка теоретического обрыва, наклонная трещина, наклонное сечение, поперечная арматура, эпюра материалов.

*Shipulin S. A., Belyaeva Z. V., Redikul'tsev E. A.*

*Determination of the length of the reinforcement bars beyond the theoretical cutoff point in the reinforced concrete beams*

*The article analyzes the Russian scientific, technical and regulatory literature on the issue of determining the length of reinforcement bars beyond the theoretical cutoff point in the beams and slabs. The requirements of European and American design standards related to the determination of the cutoff point of longitudinal tension reinforcement in beams are analyzed. Recommendations for engineers for use in practical design of reinforced concrete beams have been compiled.*

*Keywords: cut-off point, inclined crack, inclined section, shear reinforcement, strength diagram.*

### Введение

Сегодня достаточно много исследований посвящено вопросам определения длины анкеровки рабочей напрягаемой и ненапрягаемой арматуры [5; 16; 17; 20; 21 и др.], в них рассматривается, в том числе, влияние трещин на длину анкеровки [9], профиля арматуры — на сцепление с бетоном [7; 13; 18]. Вопросам определения длины заведения арматуры за точку теоретического обрыва посвящено гораздо меньше исследований, хотя механизм возникновения и развития наклонных трещин в изгибаемых железобетонных элементах хорошо изучен и описан в научной [1; 2; 4] и технической литературе [3; 8].

Согласно рекомендациям [8], продольная арматура изгибаемого элемента, обрываемая по эпюре материалов, должна быть заведена за точку теоретического обрыва на такое расстояние, при котором прочность любых наклонных сечений, начинающихся за обрываемым стержнем, будет обеспечена. Причиной возникновения наклонных трещин являются главные растягивающие напряжения, которые при плоском напряженном состоянии под влиянием нормальных и касательных напряжений действуют под наклоном к продольной оси изгибаемого элемента — балки или плиты (Ил-

люстрация 1). Если деформации бетона превысят предельные деформации при растяжении (иными словами, главные напряжения в бетоне превысят прочность бетона при растяжении), в конструкции возникают наклонные трещины. В момент возникновения наклонной трещины главные растягивающие напряжения передаются на продольную и поперечную арматуру.

В наклонных сечениях действие внешних поперечных сил и изгибающих моментов уравнивается внутренними усилиями — одновременной работой бетона сжатой зоны, продольной арматуры и поперечной арматуры, если она предусмотрена. Разрушение происходит, как правило, вследствие одновременного обрыва поперечной арматуры и раздробления бетона сжатой зоны (Иллюстрация 2). Если продольная арматура спроектирована некорректно и не заведена за точку теоретического обрыва на необходимую длину, то разрушение по наклонному сечению сопровождается выдергиванием арматуры из тела бетона за точкой начала наклонного сечения (Иллюстрация 3).

### Рекомендации отечественных нормативных документов

Действующий отечественный нормативный документ [15] и отечественные нормативные до-

кументы прошлых лет [10; 11; 14] содержат рекомендации по расчету наклонных сечений по прочности на действие поперечной силы и на действие изгибающего момента. Для определения длины заведения арматурного стержня, обрываемого по эпюре материалов, за точку теоретического обрыва необходимо выполнять расчет наклонного сечения на действие изгибающего момента, а также выполнить предусмотренные рекомендациями конструктивные требования.

За инженерный критерий образования наклонных трещин в изгибаемом элементе в отечественных нормативных документах [10–12; 14; 15] принято соотношение действующей в нормальном сечении поперечной силы  $Q$  и величины  $Q_{b,min} = 0,5R_b b h_0$ . Считается, что наклонные трещины в изгибаемом элементе не образуются, если в любом его нормальном поперечном сечении поперечная сила  $Q < Q_{b,min}$ . Если это условие выполняется, то расчет наклонных сечений на действие поперечных сил и изгибающих моментов допускается не производить [8; 14], а поперечную арматуру в элементе устанавливать исходя из минимальных конструктивных требований или не устанавливать совсем.

В практике проектирования изгибаемые элементы балочного типа, для которых не требуется производить расчет наклонных сечений, встречаются довольно редко, а изгибаемые элементы плитного типа, для которых поперечная сила не превышает минимального значения несущей способности наклонного сечения по бетону, — напротив, весьма часто.

Для изгибаемых элементов с продольной арматурой, полностью доведенной до опоры и имеющей на ней достаточную анкеровку, расчет наклонных сечений на действие изгибающего момента также не требуется [8].

Несущая способность наклонного сечения на действие изгибающего момента не должна быть меньше, чем несущая способность нормального сечения, проходящего через ту же точку (через центр сжатой зоны). То есть наклонное сечение рассчитывается на то же самое значение изгибающего момента, что и нормальное сечение.

Расчет по наклонному сечению на действие момента  $M$  производят на основе уравнения равновесия моментов от внешних и внутренних сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции  $C$  на продольную ось элемента. Моменты от внутренних сил включают момент, воспринимаемый пересекающей наклонное сечение продольной растянутой арматурой  $M_s$ , и момент, воспринимаемый пересекающей наклонное сечение поперечной арматурой  $M_{sw}$ . При этом моменты, воспринимаемые продольной и поперечной арматурой, определяют по сопротивлениям продольной и поперечной арматуры растяжению  $R_s$  и  $R_{sw}$  с учетом длины проекции наклонного сечения  $C$  (Иллюстрация 4). Все моменты определяются относительно точки приложения равнодействующей от усилий в сжатой зоне бетона (в конце наклонной трещины).

Условие прочности по изгибающему моменту в наклонном сечении записывается в виде  $M \leq M_s + M_{sw}$ .

Внешний момент  $M$  в расчете наклонных сечений берется по эпюре в конце трещины — там, где находится сжатая зона бетона, а на выдергивание проверяется продольная арматура в начале продольной трещины — там, где наклонная трещина ее пересекает. С учетом этого важнейшую роль в расчете имеет длина проекции наклонной трещины  $C$ .

Усилие  $N_s$  в продольной арматуре в начале наклонной трещины принимается с учетом фактической длины ее анкеровки и отношения этой длины к базовой длине анкеровки растянутого стержня, определенной в соответствии с [15].

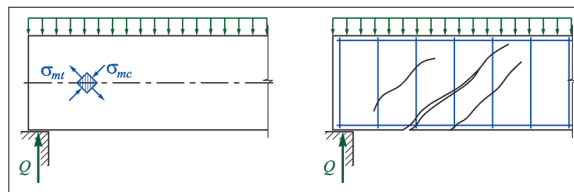


Иллюстрация 1. Главные напряжения в бетоне у опоры изгибаемого элемента и характер разрушения изгибаемого элемента по наклонному сечению. Рисунок С. А. Шипулина, З. В. Беляевой, Е. А. Редикульцева



Иллюстрация 2. Картина разрушения балки по наклонному сечению при испытаниях опытного образца. Скриншот из видео Engineering education company «Think Up». Источник: [https://www.youtube.com/playlist?list=PLXdvc710lmy\\_INX5vY1e6YQKe66MZ022](https://www.youtube.com/playlist?list=PLXdvc710lmy_INX5vY1e6YQKe66MZ022)



Иллюстрация 3. Картина разрушения балки по наклонному сечению при испытаниях опытного образца. Скриншот из видео Engineering education company «Think Up». Источник: [https://www.youtube.com/playlist?list=PLXdvc710lmy\\_INX5vY1e6YQKe66MZ022](https://www.youtube.com/playlist?list=PLXdvc710lmy_INX5vY1e6YQKe66MZ022)

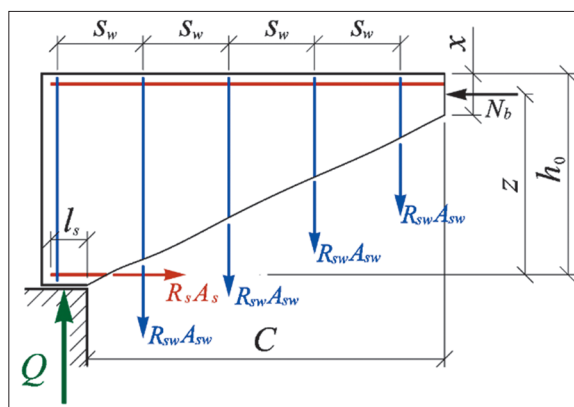


Иллюстрация 4. Схема усилий в наклонном сечении при его расчете на действие изгибающего момента. Рисунок С. А. Шипулина, З. В. Беляевой, Е. А. Редикульцева

Для того чтобы определить длину заведения обрываемого стержня за точку теоретического обрыва, необходимо рассмотреть ряд наклонных сечений по длине изгибаемого элемента. В частности, следует рассмотреть наклонное сечение, для которого начало наклонной трещины (место, где наклонная трещина пересекает растянутую арматуру)

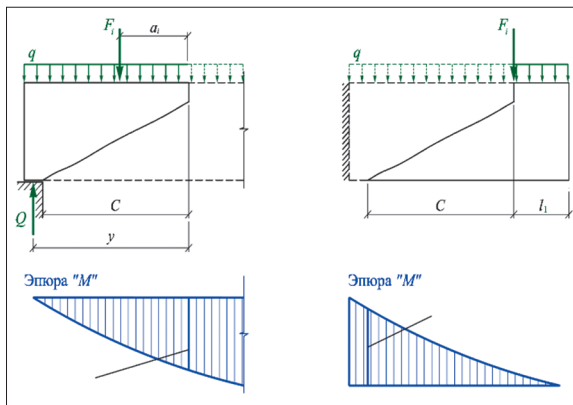


Иллюстрация 5. Схема определения расчетного значения изгибающего момента при расчете наклонных сечений: *слева* — для свободно опертой балки; *справа* — для консольной балки. Рисунок С. А. Шипулина, З. В. Беляевой, Е. А. Редиккульцева

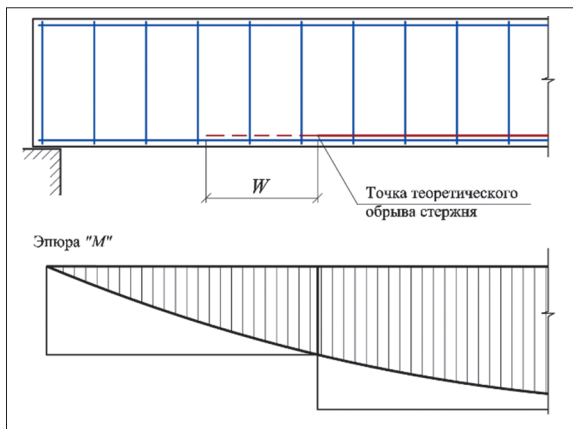


Иллюстрация 6. Схема к определению длины заведения обрываемых стержней за точку теоретического обрыва  $W$ . Рисунок С. А. Шипулина, З. В. Беляевой, Е. А. Редиккульцева

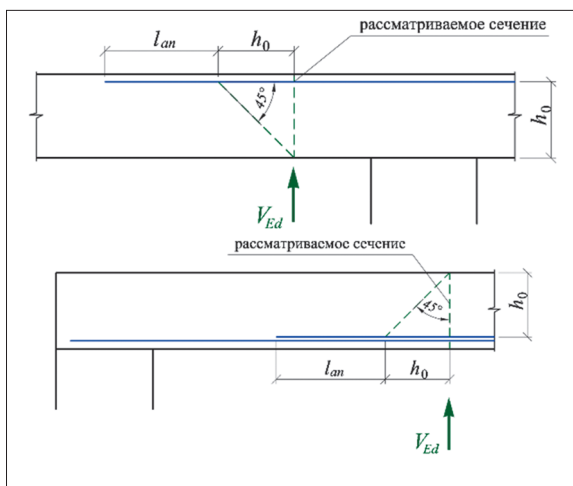


Иллюстрация 7. Схемы учета продольного армирования в формуле определения несущей способности элемента без поперечной арматуры по бетону на действие поперечной силы согласно EN 1992-1-1:2004 [21]

находится в точке теоретического обрыва, и наклонное сечение, для которого конец наклонной трещины (сжатая зона бетона) находится над точкой теоретического обрыва. Расчет указанного диапазона наклонных сечений на действие изгибающего момента позволит выявить зону,

в которую следует завести обрываемый стержень, чтобы критерии прочности выполнялись.

Расчет наклонных сечений на действие момента производится в местах обрыва или отгиба продольной арматуры в пролете, у граней свободных опор балок и плит, у свободных концов консолей, в местах резкого изменения высоты сечения (подрезки). При этом в расчете учитывают наиболее опасную длину проекции наклонного сечения  $C$  (Иллюстрация 5). Действующие отечественные нормы [15] предписывают определять длину проекции наклонной трещины  $C$  в пределах от  $h_0$  до  $2h_0$ . Нормативные документы прошлых лет [14] также ограничивают максимальную длину проекции наклонной трещины величиной  $2h_0$ . Наиболее опасное значение  $C$  определяется расчетом, учитывающим соотношение действующих на элемент равномерных нагрузок, сосредоточенных сил и интенсивность поперечного армирования [11; 12; 14]. В определении  $C$  учитываются и такие факторы, как влияние переменной высоты сечения по длине элемента, переменный шаг хомутов и расстояние от опор до сосредоточенных внешних сил. При отсутствии в элементе поперечной арматуры значение  $C$  принимается равным  $2h_0$  [11; 12].

#### Рекомендации российских нормативных документов

Обозначим длину заведения стержня за точку теоретического обрыва за  $W$  (Иллюстрация 6). Для конструкций с поперечным армированием постоянного сечения, нагруженных равномерной нагрузкой, рекомендации по определению величины  $W$ , представленные в отечественных нормативных документах и технической литературе [8; 11; 12; 14], в целом схожи. Величина  $W$  зависит от соотношения поперечной силы в наклонном сечении и интенсивности поперечного армирования и определяется по формулам:

при  $Q/q_{sw} < 2h_0 W = 0,5Q/q_{sw} + 5d$ , но не более  $2h_0$ ;  
 при  $Q/q_{sw} \geq 2h_0 W = 2h_0(1 - q_{sw}h_0/Q) + 5d$ , но не более  $2h_0$ ,

где  $Q$  — поперечная сила в наклонном сечении;  $q_{sw}$  — интенсивность поперечного армирования;  $d$  — диаметр стержня.

Согласно рекомендациям [8; 11; 12], для конструкций без поперечного армирования  $W = 2h_0$  всегда, даже если  $Q < Q_{b,min}$ , т. е. в случае невозможности образования наклонных трещин. В основе данной формулы лежит предположение о том, что даже при очень малой поперечной силе нормальные трещины в элементе могут наклоняться, что может приводить к риску аварийных ситуаций при недостаточной длине заведения стержней за точку теоретического обрыва и поэтому без расчета принимается  $W = 2h_0$  в запас.

#### Рекомендации европейских нормативных документов

В европейских нормах [19] предусмотрен иной подход к вопросу участия продольного армирования в работе изгибаемых конструкций при анализе их прочности на действие поперечных сил. Для конструкций без поперечной арматуры, в которых в рассматриваемом сечении значение поперечной силы не превышает несущую способность, обеспечиваемую только бетоном, формула определения указанной несущей способности учитывает количество установленной продольной арматуры через процент армирования. Таким образом, в европейских нормах закреплено, что увеличение количества продольной арматуры напрямую влияет на несущую способность изгибаемых элементов без поперечной арматуры на дей-

ствии поперечной силы. При этом в расчет несущей способности элемента по поперечной силе может быть включена только та продольная арматура, которая находится в пределах расстояния  $h_0 + l_{an}$  от рассматриваемого нормального сечения, в котором действует поперечная сила (Иллюстрация 7).

Отдельно подчеркивается, что для расчета продольной арматуры в изгибаемых элементах без поперечной арматуры в зонах и имеющих трещины от изгиба расчетные значения изгибающих моментов  $M$ , полученные по огибающей эпюре изгибающих моментов, должны быть сдвинуты по эпюре изгибающих моментов на расстояние  $a = h_0$  в неблагоприятном направлении. Данное требование не распространяется на поперечное сечение элемента с максимальным изгибающим моментом по огибающей эпюре.

Иными словами, прочность нормальных сечений на действие изгибающего момента для элементов без поперечной арматуры должна быть проверена с учетом сдвига по эпюре моментов на расстояние  $a = h_0$  в худшую сторону. Данное требование не нуждается в расчетной проверке, если продольная арматура, подобранная по максимальному моменту, установлена на весь пролет и доведена до опоры. Однако, если проектируется обрыв стержней в пролете, расчетная проверка для сечений, вблизи которых происходит обрыв, нужна. В данных требованиях прослеживается аналогия с расчетом наклонных сечений на действие изгибающего момента, приведенным в отечественных нормах, когда продольная арматура, расположенная в начале наклонного сечения, проверяется на значение изгибающего момента в конце наклонного сечения. При этом, согласно европейским нормам, для элементов без поперечного армирования длина проекции наклонной трещины равна  $h_0$ . Должно выполняться и требование по обеспечению длины анкеровки обрываемого стержня за точкой теоретического обрыва.

Отсюда, согласно европейским нормам для конструкций без поперечной арматуры заведение стержней продольного армирования за точку теоретического обрыва составляет не менее чем  $h_0$  и не менее чем длина анкеровки  $W = \max(h_0; l_{an})$ .

Конструкции, для которых по расчету требуется установка поперечной арматуры, рассчитываются по прочности на действие поперечной силы согласно [21] на основе ферменной модели. Рассматриваемая ферма образуется поясами из растянутой продольной арматуры, сжатым бетоном и элементами решетки (раскосами и стойками) из поперечной растянутой арматуры и сжатыми наклонными полосами бетона (Иллюстрация 8).

Предполагается, что продольная растянутая арматура должна воспринимать дополнительное растягивающее усилие, вызванное поперечной силой. Базовое значение растягивающего усилия в продольной арматуре по длине изгибаемого элемента может быть оценено по огибающей эпюре изгибающих моментов как отношение момента  $M$  к плечу внутренней пары сил  $z$  по формуле  $N = M/z$ . Дополнительное растягивающее усилие, вызванное действием поперечной силы для элементов с поперечной арматурой, определяется по формуле  $\Delta F_{td} = 0,5V_{Ed}(\cot \theta - \cot \alpha)$ , где  $V_{Ed}$  — расчетное значение поперечной силы, действующее в рассматриваемом сечении;  $\theta$  — угол наклона сжатой бетонной полосы к продольной оси изгибаемого элемента в ферменной модели;  $\alpha$  — угол наклона поперечной арматуры к продольной оси изгибаемого элемента. В большинстве случаев  $\alpha = 90^\circ$ ,  $\cot \alpha = 0$ .

Согласно ферменной модели, всю поперечную силу должна воспринять только поперечная арматура, но вели-

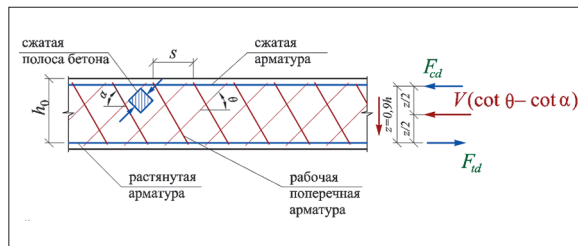


Иллюстрация 8. Схема ферменной модели для расчета изгибаемых элементов на поперечную силу согласно EN 1992-1-1:2004 [21]

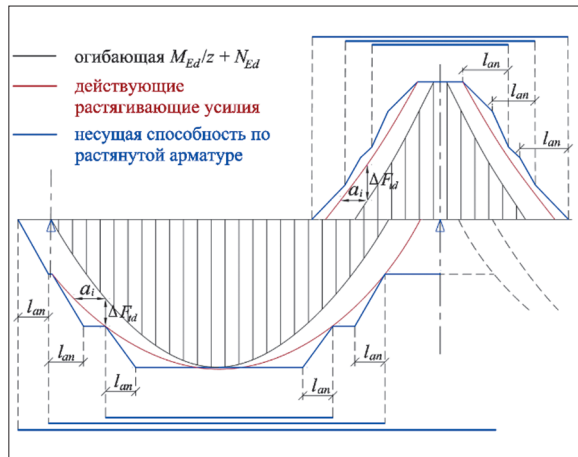


Иллюстрация 9. Иллюстрация обрыва продольной арматуры с учетом влияния наклонных трещин и сопротивления арматуры в пределах длин анкеровки согласно EN 1992-1-1:2004 [21]

чина усилия, которое может воспринять поперечная арматура, зависит от выбора угла  $\theta$ .

Нормы [19] не дают однозначного алгоритма определения угла  $\theta$ , при этом установлены ограничения в виде  $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ . Если проектировщик принимает  $\cot \theta = 1$ , что в терминологии отечественных норм означает, что длина проекции наклонной трещины равна  $h_0$ , несущая способность элемента на действие поперечной силы оказывается недооценена и получается более надежное и менее экономичное решение. Однако опыты показывают, что для элементов постоянного сечения, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, разрушение происходит при угле наклона трещин, соответствующим  $\cot \theta = 2,5$  [4], что в терминологии отечественных норм означает, что длина проекции наклонной трещины равна  $2,5h_0$ , за исключением случаев расположения сосредоточенных нагрузок близко к опорам или случаев обрыва стержней продольной арматуры.

При проектировании продольной арматуры следует учитывать полное суммарное растягивающее усилие в ней, равное  $N_{sum} = M/z + \Delta F_{td}$ , но не более  $M_{max}/z$ , где  $M_{max}$  — максимальное значение изгибающего момента по эпюре материалов [19] (Иллюстрация 9). Величина  $\Delta F_{td}$  зависит от действующей в сечении поперечной силы и меняется по длине изгибаемого элемента, нагруженного равномерной нагрузкой, от нуля в центре пролета до максимального значения вблизи опор.

Как и для элементов без поперечного армирования, данное требование не нуждается в расчетной проверке, если продольная арматура, подобранная по максимальному моменту, установлена на весь пролет и доведена до опоры. Однако расчет продольной арматуры на усилие  $N_{sum} = M/z + \Delta F_{td}$  становится актуальным, если проектируется обрыв стержней в пролете.

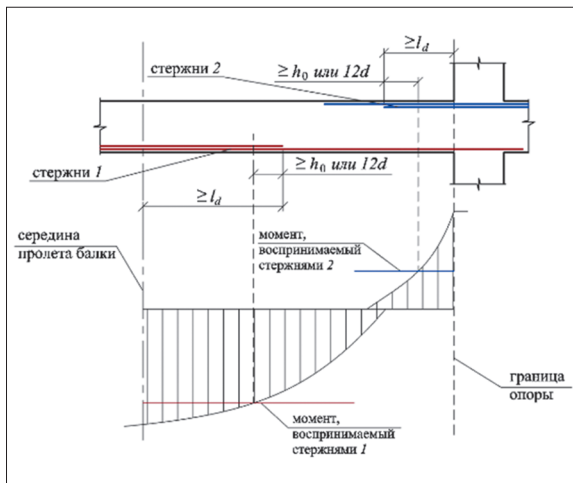


Иллюстрация 10. Проектирование обрывов продольной арматуры в балках согласно ACI 318M-19 [18]

Для элементов без поперечной арматуры  $\Delta F_{td}$  определяется путем смещения эпюры изгибающего момента на расстояние  $a = h_0$ , как было сказано выше.

Выражение  $N_{sum} = M/z + \Delta F_{td}$  можно преобразовать путем умножения левой и правой части на величину  $z$  — плечо внутренней пары сил. Тогда может быть получено полное значение момента, на который необходимо проерять обрываемую продольную растянутую арматуру:

$$M_{sum} = M + \Delta F_{td}z.$$

Из выражения следует, что обрываемую в пролете арматуру следует проверять на момент по огибающей эпюре, дополнительно увеличенный (или смещенный в неблагоприятную сторону по эпюре моментов) на величину  $\Delta F_{td}z = 0,5V_{Ed}(\cot \theta - \cot \alpha)z$ . Если принять допущение о том, что наличие равномерно распределенной нагрузки на длине смещения по эпюре моментов незначительно влияет на изменение изгибающего момента на этом участке, то величина длина смещения, которое необходимо совершить в неблагоприятную сторону по эпюре, равна

$$a = \frac{\Delta F_{td}z}{V_{Ed}} = 0,5z(\cot \theta - \cot \alpha).$$

Если принять  $\cot \theta = 2,5$ , а  $z = 0,9h_0$ , то  $a = \Delta F_{td}z/V_{Ed} = 1,125h_0$ . Должно выполняться требование по обеспечению длины анкеровки обрываемого стержня за точкой теоретического обрыва.

Отсюда, для изгибаемых элементов с поперечным армированием продольная арматура, обрываемая в пролете, должна быть заведена за точку теоретического обрыва на длину не менее, чем  $1,125h_0$  и менее, чем длина анкеровки  $W = \max(1,125h_0; l_{an})$  (см. Иллюстрацию 9). Необходимо отметить, что при  $\cot \theta = 1$  величина  $W$  может быть снижена до  $W = \max(0,45h_0; l_{an})$ .

#### Рекомендации нормативных документов США

Нормы США [18] в вопросе определения длины заведения обрываемого стержня продольного армирования за точку теоретического обрыва не разделяют конструкции, для которых требуется и не требуется установка по расчету поперечной арматуры, и рекомендуют заводить стержни за точку теоретического обрыва на величину  $h_0$  или  $12d$  (Иллюстрация 10), принимая наибольшее значение из двух указанных  $W = \max(h_0; 12d)$ .

Отдельно уточняется, что продольная растянутая арматура изгибаемого элемента не должна обрываться в растянутой зоне, если не выполняется хотя бы одно из дополнительных условий:

- значение поперечной силы в точке обрыва не превышает  $2/3$  от расчетного значения прочности на действие поперечной силы, определенного согласно правилам [18];
- поперечное армирование, установленное сверх расчета на поперечную силу и на кручение, продолжается вдоль каждого обрываемого стержня на длине  $0,75h_0$  от точки обрыва; также вводятся минимальные требования к площади и шагу поперечной арматуры;
- обрываемые стержни должны быть доведены до точки, где для продольных стержней диаметром 36 мм и менее площадь продольной арматуры, которая не обрывается, составляет не менее двойной площади, требуемой по расчету на изгиб в точке обрыва, и значение поперечной силы не превышает  $3/4$  от расчетного значения прочности на действие поперечной силы, определенно-го согласно правилам [18].

#### Заключение

По результатам анализа отечественной и зарубежной научно-технической и нормативной литературы для оценки современного состояния вопроса определения длины заведения обрываемых стержней за точку теоретического обрыва в изгибаемых элементах авторы данной работы делают следующие выводы:

- 1 Рекомендации, приведенные в различных отечественных и зарубежных источниках, дают отличающиеся друг от друга значения величин заведения обрываемых стержней за точку теоретического обрыва.
- 2 При использовании рекомендаций, приведенных в тех или иных источниках, следует обращать внимание на все остальные расчетные и конструктивные требования, связанные с данной рекомендацией. Инженеру следует убедиться, что указанные требования выполнены, если он намерен пользоваться выбранной рекомендацией. Отдельно следует выделить такие факторы, которые могут иметь влияние на значение величины  $W$ , как соотношение величины действующей поперечной силы в точке теоретического обрыва и несущей способности сечения на действие поперечной силы, наличие поперечного армирования и его интенсивность, площадь сечения не обрываемого продольного армирования и ее влияние на несущую способность по поперечной силе, длина анкеровки и диаметр продольной арматуры.
- 3 Рекомендации, приведенные в отечественных нормах и [21], отдельно выделяют случаи, когда изгибаемый элемент содержит поперечную арматуру и когда элемент не содержит поперечную арматуру. В этом отношении отечественные нормы и [21] содержат более гибкие алгоритмы определения величины  $W$  по сравнению с нормами [18] и [19].
- 4 Для элементов без поперечной арматуры отечественные нормы прошлых лет включали наиболее смелые и экономичные рекомендации по определению величины  $W = 10d$ . Данная рекомендация не дублируется без дополнительных оговорок более ни в одном другом источнике. Как отмечено выше, данной рекомендацией можно пользоваться только в том случае, если гарантированно ни при каких условиях на этапе строительства и эксплуатации возникновение наклонных трещин в конструкции невозможно.
- 5 Современные отечественные нормы содержат рекомендации по определению величины  $W$  для элементов без поперечного армирования, приводящие к наименее экономичным, но наиболее надежным решениям для элементов с большой высотой сечения (например, для толстых фундаментных плит) по сравнению с ана-

Таблица 1. Сравнительный анализ длин заведения обрываемых стержней продольного армирования изгибаемых элементов за точку теоретического обрыва согласно различным нормативным документам и рекомендациям

Нормативные документы и технические рекомендации	Величина $W$	
	Для конструкций без поперечного армирования	Для конструкций с поперечным армированием
Отечественные нормы и рекомендации прошлых лет [10; 14]	$10d$	$W = 0,5Q/q_{sw} + 5d$ , но не более $2h_0$
Современные отечественные нормативные документы и рекомендации [8; 11; 12; 15]	$2h_0$	При $Q/q_{sw} < 2h_0$ $W = 0,5Q/q_{sw} + 5d$ , но не более $2h_0$ ; при $Q/q_{sw} \geq 2h_0$ $W = 2h_0(1 - q_{sw}h_0/Q) + 5d$ , но не более $2h_0$
EN 1992-1-1:2004	$\max(h_0; l_{an})$	$\max(0,45 \dots 1,125h_0; l_{an})^*$
ACI 318M-19	$\max(h_0; 12d)^{**}$	$\max(h_0; 12d)^{**}$
BS 8110	$\max(h_0; 12d)^{**}$	$\max(h_0; 12d)^{**}$

\* Величина  $W$  согласно EN 1992-1-1:2004 зависит от принятого инженером значения  $\cot \theta$ .

\*\* Обрыв стержней в растянутой зоне запрещен, если не выполняются дополнительные условия, приведенные в ACI или BS 8110.

логичными рекомендациями, содержащимися в зарубежных источниках и отечественных нормах прошлых лет. Величина  $W = 2h_0$  принята исходя из расчета наклонного сечения изгибаемого элемента на действие момента при длине проекции наклонной трещины  $C = 2h_0$ . В то же время зарубежные нормы, куда заложена теория расчета элементов на действие поперечной силы исходя из ферменной аналогии, дают решение  $W = \max(h_0; l_{an})$ , что для элементов с большой высотой сечения приводит к более экономичным решениям по заведению стержней за точку теоретического обрыва. Для элементов с малой высотой поперечного сечения (например, для тонких плит перекрытий) ситуация зеркальна — зарубежные нормы дают менее экономичное решение, чем отечественные, если  $l_{an} > 2h_0$ .

6 Отечественные нормы, в отличие от зарубежных, не содержат никаких рекомендаций, ограничивающих обрыв стержней продольного армирования в растянутой зоне и оговаривающих условия осуществления обрыва таких стержней.

7 Сегодня не представляется возможным вывод универсального алгоритма по определению величины  $W$  на основе синтеза нескольких нормативных документов, который одновременно привел бы к наиболее экономичному решению и был бы достаточно прост. В случае необходимости поиска наиболее экономичного решения авторы данной работы рекомендуют в каждом конкретном случае определять наименьшее значение  $W$  по Таблице 1 и далее производить проверку того, удовлетворяет ли рассматриваемый случай всем требованиям, установленным к нему выбранными по Таблице 1 нормами.

### Список использованной литературы

[1] Баширов Х. З., Дородных А. А., Ключева Н. В. Раскрытие наклонных трещин в железобетонных составных конструкциях по наклонным трещинам первого и второго типов // Строительство и реконструкция. — 2013. — № 2 (30). — С. 18–26.  
 [2] Баширов Х. З., Дородных А. А., Колчунов В. И. Ширина раскрытия наклонных трещин третьего типа в составных железобетонных конструкциях // Строительство и реконструкция. — 2012. — № 6. — С. 3–7.  
 [3] Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. — М.: Госстройиздат, 1962. — 96 с.

[4] Биби Э. В., Нараян Р. С. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2: Проектирование железобетонных конструкций. — М.: Изд-во МИСИ-МГСУ, 2013. — 292 с.  
 [5] Дегтярев В. В. О статье И. Н. Тихонова, В. З. Мешкова, Г. Н. Судакова «О нормировании анкерной стержневой арматуры» // Бетон и железобетон. — 2007. — № 1. — С. 25–28.  
 [6] Дронов В. И. Сопротивление железобетонных элементов образованию наклонных трещин с учетом неупругих деформаций бетона: автореф. дис. ... канд. техн. наук. — Киев, 1992. — 23 с.  
 [7] Котова К. С., Славчева Г. С. Изучение сцепления различных видов арматуры с пенобетоном // Строительство и реконструкция. — 2018. — № 1 (75). — С. 114–123.  
 [8] Кодыш Э. Н., Никитин И. К., Трекин Н. Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям. — М.: Изд-во АСВ, 2010.  
 [9] Краснощеков Ю. В. Влияние трещин на анкерку арматуры периодического профиля // Вестн. Сиб. гос. автомобильно-дорожной академии. — 2008. — № 3 (9). — С. 39–45.  
 [10] Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01–84). — М.: ЦИТИ Госстроя СССР, 1989. — 192 с.  
 [11] Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). — М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. — 214 с.  
 [12] Пособие к СП 63.13330. Расчет железобетонных конструкций без предварительно напряженной арматуры. — М.: ФАУ ФЦС, 2015. — 283 с.  
 [13] Семченков А. С. и др. Характер сцепления с бетоном стержневой арматуры различных профилей // Бетон и железобетон. — 2007. — № 5. — С. 2–7.  
 [14] СНиП 2.03.01–84\* Бетонные и железобетонные конструкции. — М., 1996. — 76 с.  
 [15] СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения (Актуализ. ред. СНиП 52-01-2003). — М.: Минрегион, 2012. — 156 с.

- [16] Тихонов И. Н., Мешков В. З., Судаков Т. Н. К дискуссии по статье «О нормировании анкеровки стержневой арматуры» // Бетон и железобетон. — 2007. — № 1. — С. 28–30.
- [17] Тихонов И. Н., Мешков В. З., Судаков Т. Н. О нормировании анкеровки стержневой арматуры // Бетон и железобетон. — 2006. — № 3. — С. 2–7.
- [18] ACI 318M-19 Building Code Requirements for Structural Concrete.
- [19] BS 8110 Structural use of concrete — Part 1: Code of practice for design and construction.
- [20] Canbay E., Frosch R.J. Bond strength of lap-spliced bars // ACI Structural Journal. — 2005. — № 102 (4). — P. 605–614.
- [21] EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1: General rules and rules for buildings. — 225 p.
- [22] Lutz L. A., Mirza S. A., Gosain N. K. Changes to and Applications of Development and Lap Splice Length Provisions for Bar in Tension (ACI 318–89) // ACI Structural Journal. — 1993. — Vol. 90, No. 4. — P. 393–406.
- [23] Moehle J. P., Wallace J. W., and Hwang S.-J. Anchorage Lengths for Straight Bars in Tension // ACI Structural Journal. — Vol. 88, No. 5, September-October 1991. — P. 531–537.
- References**
- [1] Bashirov X. Z., Dorodnyh A. A., Klyueva N. V. Raskrytie naklonnyh treshchin v zhelezobetonnyh sostavnyh konstrukciyah po naklonnym treshchinam pervogo i vtorogo tipov // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. — 2013. — № 2 (30). — S. 18–26.
- [2] Bashirov H. Z., Dorodnyh A. A., Kolchunov V. I. Shirina raskrytiya naklonnyh treshchin tret'ego tipa v sostavnyh zhelezobetonnyh konstrukciyah // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. — 2012. — № 6. — S. 3–7.
- [3] Berg O. Ya. Fizicheskie osnovy teorii prochnosti betona i zhelezobetona. — M.: Gosstrojizdat, 1962. — 96 s.
- [4] Bibi E. V., Narayan R. S. Rukovodstvo dlya proektirovshchikov k Evrokodu 2: Proektirovanie zhelezobetonnyh konstrukcij. — M.: Izd-vo MISI-MGSU, 2013. — 292 s.
- [5] Degtyarev V. V. O stat'e I. N. Tihonova, V. Z. Meshkova, G. N. Sudakova «O normirovanii ankerovki sterzhnevoj armatury» // Beton i zhelezobeton. — 2007. — № 1. — S. 25–28.
- [6] Dronov V. I. Soprotivlenie zhelezobetonnyh elementov obrazovaniyu naklonnyh treshchin s uchetom neuprugih deformatsij betona: avtoref. dis. ... kand. tekhn. nauk. — Kiev, 1992. — 23 s.
- [7] Kotova K. S., Slavcheva G. S. Izuchenie scepneniya razlichnyh vidov armatury s penobetonom // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. — 2018. — № 1 (75). — S. 114–123.
- [8] Kodysh E. N., Nikitin I. K., Trekin N. N. Raschet zhelezobetonnyh konstrukcij iz tyazhelogo betona po prochnosti, treshchinostojkosti i deformatsiyam. — M.: Izd-vo ASV, 2010.
- [9] Krasnoshchekov Yu. V. Vliyanie treshchin na ankerovku armatury periodicheskogo profilya // Vestn. Sib. gos. avtomobil'no-dorozhnoj akademii. — 2008. — № 3 (9). — S. 39–45.
- [10] Posobie po proektirovaniyu betonnyh i zhelezobetonnyh konstrukcij iz tyazhelyh i legkih betonov bez predvaritel'nogo napryazheniya armatury (k SNiP 2.03.01–84). — M.: CITI Gosstroya SSSR, 1989. — 192 s.
- [11] Posobie po proektirovaniyu betonnyh i zhelezobetonnyh konstrukcij iz tyazhelogo betona bez predvaritel'nogo napryazheniya armatury (k SP 52-101-2003). — M.: OAO «CNIIPromzdaniy», 2005. — 214 s.
- [12] Posobie k SP 63.13330. Raschet zhelezobetonnyh konstrukcij bez predvaritel'no napryazhennoj armatury. — M.: FAU FCS, 2015. — 283 s.
- [13] Semchenkov A. S. i dr. Charakter scepneniya s betonom sterzhnevoj armatury razlichnyh profilej // Beton i zhelezobeton. — 2007. — № 5. — S. 2–7.
- [14] SNiP 2.03.01–84\* Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii. — M., 1996. — 76 s.
- [15] SP 63.13330.2012. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii. Osnovnye polozheniya (Aktualiz. red. SNiP 52-01-2003). — M.: Minregion, 2012. — 156 s.
- [16] Tihonov I. N., Meshkov V. Z., Sudakov T. N. K diskussii po stat'e «O normirovanii ankerovki sterzhnevoj armatury» // Beton i zhelezobeton. — 2007. — № 1. — S. 28–30.
- [17] Tihonov I. N., Meshkov V. Z., Sudakov G. N. O normirovanii ankerovki sterzhnevoj armatury // Beton i zhelezobeton. — 2006. — № 3. — S. 2–7.
- [18] ACI 318M-19 Building Code Requirements for Structural Concrete.
- [19] BS 8110 Structural use of concrete — Part 1: Code of practice for design and construction.
- [20] Canbay E., Frosch R.J. Bond strength of lap-spliced bars // ACI Structural Journal. — 2005. — № 102 (4). — P. 605–614.
- [21] EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1: General rules and rules for buildings. — 225 p.
- [22] Lutz L. A., Mirza S. A., Gosain N. K. Changes to and Applications of Development and Lap Splice Length Provisions for Bar in Tension (ACI 318–89) // ACI Structural Journal. — 1993. — Vol. 90, No. 4. — P. 393–406.
- [23] Moehle J. P., Wallace J. W., and Hwang S.-J. Anchorage Lengths for Straight Bars in Tension // ACI Structural Journal. — Vol. 88, No. 5, September-October 1991. — P. 531–537.
- Статья поступила в редакцию 31.10.2022.  
Опубликована 30.12.2022.
- Shipulin Stanislav A.**  
Postgraduate student, Institute of Construction and Architecture, Ural Federal University named after the first President of Russia B. N. Yeltsin (UrFU), Chief Designer, Effective Design LLC, Yekaterinburg, Russian Federation  
e-mail: sa\_shipulin@mail.ru
- Belyaeva Zoya V.**  
Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Head of the Department, Deputy Director for Science and Innovation, Institute of Construction and Architecture, Ural Federal University named after the first President of Russia B. N. Yeltsin (UrFU), Yekaterinburg, Russian Federation  
e-mail: z.v.belyaeva@urfu.ru  
ORCID ID: 0000-0001-7807-7102
- Redikultsev Evgeny A.**  
Senior Lecturer, Institute of Construction and Architecture, Ural Federal University named after the first President of Russia B. N. Yeltsin (UrFU), Yekaterinburg, Russian Federation  
e-mail: e.a.redikultsev@urfu.ru