

11. Formolo, S. Compression perpendicular to the grain and reinforcement of a pre-stressed timber deck / S. Formolo, R. Granström // Department of Civil and Environmental Engineering Division of Structural Engineering Steel and Timber Structures, CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY – Göteborg, Sweden 2007.

12. CEN. Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. Brussels: CEN; 2004.

13. Деревянные соединения. Крепежные элементы. Требования: EN 14592.

14. Провести исследования и разработать предложения по рациональному применению клееной древесины в малоэтажных жилых и общественных зданиях с учетом зарубежного опыта и требований ТКП EN 1995-1-1 (Еврокод 5): отчет о НИР (этап 2) / Филиал РУП «Институт БелНИИС» – Научно-технический центр, рук. темы А.Я. Найчук. – Брест, 2013. – 170 с. – №ГР 20132226.

УДК 624.014.2

Малиновский В.Н., Кривицкий П.В.

ЭВОЛЮЦИЯ РАЗВИТИЯ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Концепция классической модели ферменной аналогии впервые была предложена в начале XX века инженерами *W. Ritter* [1] и *E. Mörsch* [2], которая в первом приближении рассматривает проблему передачи среза в железобетонном элементе при наличии наклонных трещин. Согласно данной модели после появления диагональных трещин в приопорной зоне, образованных главными растягивающими напряжениями, железобетонную балку можно представить в виде фермы с параллельными поясами, связанными поперечной арматурой (раскосами) и сжатыми диагональными бетонными полосами (подкосами), которые формируются смежными наклонными трещинами, направленными под углом к продольной арматуре. При этом диагональные бетонные подкосы подвержены одноосному сжатию, а продольная арматура – одноосному растяжению. Для упрощения бетонные подкосы предлагается направлять под углом 45° к продольной оси элемента. Классическая модель ферменной аналогии предполагает, что сжатые подкосы параллельны направлению трещин и что напряжения не передаются через трещины.

В 1907 году профессора *M. O. Withey* и *A. N. Talbot* [3] провели экспериментальные исследования на образцах с малым значением поперечного армирования и установили, что в большинстве случаев модель ферменной аналогии занижает величину сопротивления срезу по сравнению с экспериментальными данными. На основании полученных результатов исследователи впервые предложили ввести дополнительную составляющую по бетону и таким образом прочность по наклонным сечениям при срезе проверяли с учетом растягивающих и сжимающих усилий:

$$V_c = 0,167\sqrt{f_c} \cdot b \cdot d. \quad (1)$$

В 50–60 годах XX века было выполнено огромное количество экспериментальных исследований по изучению вклада «нагельного эффекта» и «зацепления по берегам трещины» в сопротивление срезу. В 1964 году *H.V. Kupfer* [4] предложил модель ферменной аналогии с переменным углом сжатого бетонного подкоса и, используя принцип минимума деформаций (энергии), доказал эффективность применения поперечной арматуры. Условие определения угла наклона диагональной трещины (сжатого подкоса) по [4] выглядит следующим образом:

$$\tan^2 \alpha - \frac{\sigma_x - n\sigma_c}{2\sigma_x} \tan \alpha - \frac{n\tau}{\sigma_x} (1 - \tan^4 \alpha) = 0. \quad (2)$$

Для уточнения классической модели ферменной аналогии ученые *P. Lampert*, *B. Thürlimann* [5] в 1971 году и *M. P. Nielson* [6] в 1984 году обобщили теорию определения угла наклона сжатого бетонного подкоса. На основе выдвинутой теории исследователи получили основные уравнения равновесия, которые могут объяснить, почему и продольная и поперечная арматура при различном процентном соотношении могут достигать предела текучести при разрушении. Их теория известна как модель ферменной аналогии с переменным углом сжатого подкоса, где показателем разрушения предложено считать пластичность материала. Поэтому метод был назван *пластической моделью ферменной аналогии (теорией пластичности)*.

Опираясь на результаты предыдущих исследований, ученые *J. A. Ramirez* и *J. E. Breen* предложили *модифицированную модель ферменной аналогии (МТМ)* [7]. В данной модели касательные напряжения, характеризующие сопротивление балок и балочных элементов срезу, определяются по выражению:

$$v \leq v_{МТМ} = v_{trass} + v_c, \quad (3)$$

а составляющая по бетону для предварительно напряженных балок считается постоянной по величине на всем этапе загрузки и принимается:

$$v_c = K v_{cr}, \quad (4)$$

где v_{cr} – касательные напряжения, соответствующие появлению первой наклонной трещины;

v_{trass} – касательные напряжения, воспринимаемые поперечной арматурой (растянутым раскосом);

$v_{МТМ}$ – касательные напряжения, воспринимаемые наклонным сечением;

v – касательные напряжения, возникающие от действия внешней нагрузки.

Положительный эффект от преднапряжения, заключающийся в повышении трещиностойкости и сопротивления срезу, выражается через параметр « K », который определяется по выражению (5), полученному из рассмотрения круга Мора в уровне нейтральной оси на этапе зарождения диагональных трещин:

$$K = \left[1 + f_{pc} / f_t \right]^{0.5}, \quad (5)$$

где f_{pc} – сжимающие напряжения на уровне нейтральной оси;

f_t – главные растягивающие напряжения.

По мнению *J. A. Ramirez* и *J. E. Breen*, угол наклона подкоса для железобетонных балок должен находиться в пределах $30^\circ \leq \alpha \leq 65^\circ$, а для предварительно напряженных балок – $25^\circ \leq \alpha \leq 65^\circ$.

В 1964 году на основании экспериментальных исследований профессор *G. N. J. Kani* [8] представил модель, в которой работа железобетонных балок без поперечной арматуры происходит последовательно по двум схемам: гребенчатой и арочной. Гребенчатая модель формируется путем деления бетона вертикальными трещинами на «зубья» (рисунок 1), при этом основанием данных элементов выступает сжатая зона. Каждый «зуб» на уровне продольной арматуры загружен горизонтальной силой ΔT , которая равна равнодействующей напряжений сцепления бетона с арматурой на ширине «зуба». Учитывая вышесказанное, бетонный элемент («зуб») можно представить как короткую консоль, прочность которой определяется сопротивлением бетона на растяжение. Разрушение бетонных «зубов» наступает при достижении изгибающим моментом величины:

$$M_{,рзб} = \frac{7}{8} \cdot \frac{b \cdot d^2 \cdot \Delta x \cdot a \cdot f_{ct}}{6s \cdot d}. \quad (6)$$

После исчерпания несущей способности гребенчатой схемы происходит переход к схеме работы – арка с затяжкой, роль которой выполняет продольная рабочая арматура. Принимая, что напряжения в сжатой зоне чистого изгиба равны напряжениям в зоне среза, получаем:

$$M_{\text{среб}} = M_{\text{иср}} \cdot \frac{d}{a} \quad (7)$$

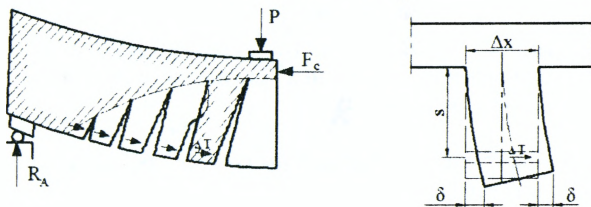


Рисунок 1 – Расчетная схема метода и работа бетонного «зуба» по G. N. J. Kani [8]

По мнению G. N. Kani, разрушение от среза наступает в зоне действия внешней силы, которая вызывает на этом участке двухосное сжатие. Это влияние учитывается вводом экспериментального коэффициента $k=0,9$. Кроме этого, автор предлагает определять величину отношения $(a/d)_{TR}$, влияющую на несущую способность зоны среза при равенстве с несущей способностью зоны чистого изгиба.

$$M_{\text{среб}} = M_{\text{иср}} \cdot \frac{a}{a_{TR} \cdot d} \quad (8)$$

где $a_{TR} = \left(\frac{a}{d}\right)_{TR} = 6\rho \frac{f_v}{f_{ct}}$ – предельный пролет среза.

Модель G. N. Kani была усовершенствована в 1968 году ученым R. C. Fenwick и профессором H. P. J. Taylor в 1974 году, которые обратили внимание на то, что «зубья» ограничены от свободного изгиба зацеплением о поверхности трещин и нагельным эффектом продольной арматуры.

В 1991 году немецкий ученый K. H. Reineck [9] представил модель, базирующуюся на разработанных G. N. Kani, H. P. J. Taylor, R. C. Fenwick «гребенчатой» модели и модели ферменной аналогии E. Mörsch. Данная модель позволяет рассчитывать «гибкие» (пролет среза $a/d \geq 2,5$) железобетонные элементы без поперечного армирования, в том числе и предварительно напряженные.

Уравнение равновесия вертикальных сил припорной части изгибаемого элемента в работе [9] представляется в виде:

$$V_u = V_c + V_f + V_{du} \quad (9)$$

где V_c – поперечная сила, воспринимаемая сжатым бетоном над наклонной трещиной;

V_f – вертикальная составляющая силы, возникающая в сечении за счет зацепления по берегам трещин;

V_{du} – предельная перерезывающая сила, возникающая в продольной арматуре от действия «нагельного» эффекта;

V_u – предельное поперечное усилие, воспринимаемое наклонным сечением.

$$V_u = \frac{z}{d-c} \cdot (V_f + V_{du}) \quad (10)$$

По мнению *K. H. Reineck*, сжатая зона бетона воспринимает не более 30% от общего значения поперечного усилия V_u , а составляющая V_f определяется как сумма касательных напряжений, возникающих вдоль трещины за счет эффекта зацепления. Предельную поперечную силу, воспринимаемую наклонным сечением, можно определить:

$$V_u = b_w \cdot \tau_{fu} \cdot z + \frac{3}{4} \frac{z}{d-c} \cdot V_{du} \quad (11)$$

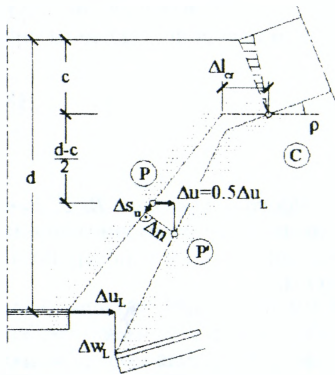
Опираясь на работы *J. C. Walraven* [10], автор механической модели предлагает предельные напряжения, вызванные зацеплением по берегам трещины, определять по следующей зависимости:

$$\tau_{fu} = 0,45 f_{ct} \cdot (1 - \Delta l / \Delta l_u), \quad (12)$$

где $\Delta l_u = 0,9 \text{ мм}$ – критическая ширина раскрытия трещины, при которой возможно явление зацепления;

$\Delta l = 0,7 l (\varepsilon_u - \Delta \varepsilon_s) \cdot S_{cr}$ – ширина раскрытия трещины, которая определяется по кинематическому анализу при соответствующем смещении трещины (рисунок 2).

Учитывая вышесказанное, *K. H. Reineck* предложил определять предельное поперечное усилие по следующему выражению:



$$V_u = \frac{0,4 f_{ct} \cdot b_w \cdot d + 0,16 \frac{z_c}{d} \cdot \frac{f_{ct}}{f_c} \cdot \lambda \cdot N + V_{du}}{[1 + 0,16 \cdot \frac{f_{ct}}{f_c} \cdot \lambda \cdot (\frac{x}{d} + 0,5)]} \quad (13)$$

Рисунок 2 – Кинематическая схема к определению ширины раскрытия трещины

В ряде источников теорию полей сжатия (CFT), разработанную профессорами *M. P. Collins* и *D. Mitchell* [11] в 1980 году, и аналитические методы на ее основе принято называть «точными» и в то же время «размазанными». Уравнения равновесия усилий,

совместности деформаций и трансформированные диаграммы деформирования материала в условиях плоского напряженного состояния для средних значений деформаций и напряжений являются залогом «точности», а неучет морфологии (рисунка) распределения трещин определяет понятие «размазанность» метода. Открытие исследователями *J. R. Robinson* и *J. M. Demorieux* и количественное описание профессорами *M. P. Collins* и *F. J. Vecchio* феномена эффекта разупрочнения бетона между диагональными трещинами в виде трансформированных диаграмм деформирования позволило более точно определить влияния главных растягивающих деформаций на прочность бетона на сжатие.

В разработанном профессорами *M. P. Collins* и *D. Mitchell* методе принимается совпадение направлений главных деформаций и напряжений после образования трещин. На основании теории полей растяжения инженера *H. Wagner* и условия совместности деформаций авторы определяют угол наклона бетонного подкоса. Основным допущением метода является исключение восприятия растягивающих напряжений бетоном после образования трещин.

Предложенная в 1986 году профессорами университета Торонто *M. P. Collins* и *F. J. Vecchio* [12] *модифицированная теория полей сжатия* является продолжением разработанного ранее метода *CFT*. Основываясь на фундаментальных положениях метода (*CFT*) и экспериментально полученной верифицированной трансформированной диаграмме деформирования, авторы предлагают учитывать растягивающие напряжения в бетоне между наклонными трещинами.

До образования трещин (при $\varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr}$) для описания работы бетона на растяжение предлагается использовать линейную зависимость:

$$\sigma_1 = E_c \cdot \varepsilon_1, \quad (14)$$

а после образования трещин (при $\varepsilon_1 > \varepsilon_{cr}$) в бетонном подкосо учитывать растягивающие напряжения, изменяющиеся по зависимости (рисунок 3а):

$$\sigma_1 = \frac{f_{ctm}}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1}}. \quad (15)$$

Трансформированная диаграмма деформирования бетона на сжатие после образования трещин (рисунок 3б) описывается следующим выражением:

$$\sigma_2 = f_{2max} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c} \right)^2 \right], \quad (16)$$

где $f_{2max} = \frac{f_c}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 1.0$ – предельная прочность бетона при сжатии в условиях плоского напряженно-деформированного состояния.

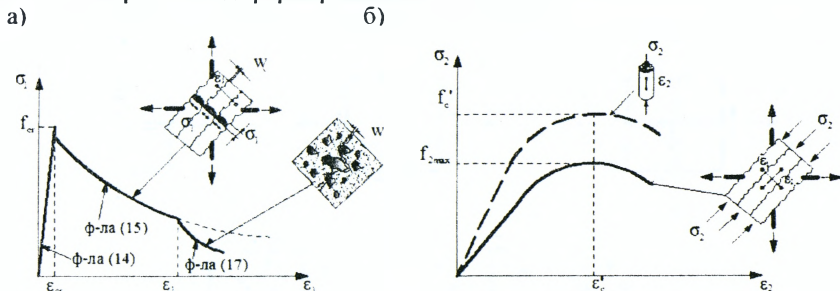


Рисунок 3 (а, б) – Трансформированные диаграммы деформирования бетона с диагональными трещинами при растяжении и сжатии

Разрушение элемента, считают авторы [12], может происходить не только от действия главных растягивающих напряжений между диагональными трещинами, но также за счет локальных напряжений, действующих в трещине. Для составления уравнений равновесия рассматривается идеализированная модель – серия параллельных трещин, направленных под углом θ к продольной оси со средним шагом $S_{m\theta}$.

В 1986 году *M. P. Collins* и *F. J. Vecchio* [12], опираясь на экспериментальные исследования *J. C. Walraven* [10], определили предельные касательные напряжения v_{ci} , возникающие в трещине за счет зацепления, которые с учетом упрощений, предложенных в 1989 году *M. P. Collins* и *S. B. Bhide*, вычисляются следующим образом:

$$v_{ci} = 0.18 \sqrt{f_c} / \left(0.3 + \frac{24w}{a+16} \right). \quad (17)$$

Авторы ограничивают средние главные напряжения в бетоне с трещинами таким образом, чтобы разрушение элемента происходило по механизму зацепления по берегам трещин, который заложен в методе *MCFT*.

На базе проведенных экспериментальных исследований в продолжение своей работы *F. J. Vecchio, M. P. Collins, E. C. Bentz* предложили и упрощенный вариант модифицированной теории полей сжатия.

В начале 90-х годов в университете Хьюстона под руководством профессора *T. T. C. Hsu* [13, 14] были получены зависимости, которые позволяют учитывать растягивающие напряжения в диагональных трещинах. На основании данных зависимостей были предложены модель переменного угла (*RA-STM*) и модель фиксированного угла (*FA-STM*). В модели переменного угла, как и в методе *MCFT*, в бетоне сразу же после образования трещин площадки главных напряжений и деформаций параллельны и направлены под углом θ (рисунок 4), а при увеличении поперечной силы, вследствие возрастания касательных напряжений, этот угол будет уменьшаться. Согласно модели «фиксированного угла» направление главных деформаций и напряжений совпадает и ориентировано под постоянным углом α независимо от уровня загрузки.

Ученые *T. T. C. Hsu* и *A. Belarbi* [13], основываясь на результатах собственных испытаний плоских панелей, в 1994 году предложили диаграмму деформирования, характеризующую работу бетона на растяжение после образования диагональных трещин, описывать следующим выражением:

$$\sigma_1 = 0.31\sqrt{f_c} / (12500 \cdot \epsilon_1)^{0.4} \text{ при } \epsilon_1 > 0.00008. \quad (18)$$

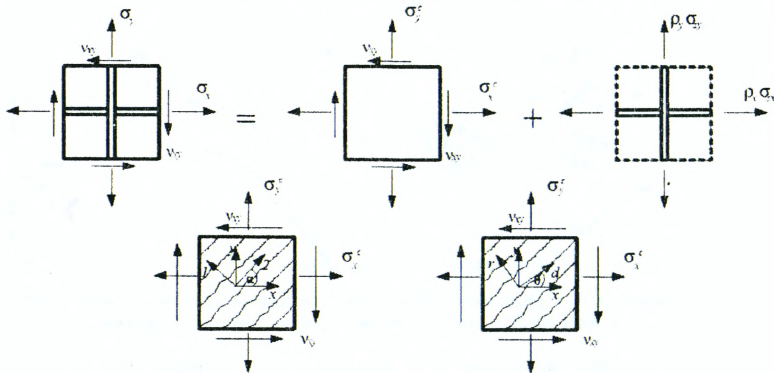


Рисунок 4 – Направление и распределение напряжений в железобетонном элементе по моделям переменного и фиксированного угла

В 1995 году ученые *T. T. C. Hsu* и *A. Belarbi* также предложили трансформированную диаграмму деформирования, характеризующую работу бетона на сжатие с диагональными трещинами, которая схожа с диаграммой, используемой в методе *MCFT*. Авторы допускают, что при пропорциональном нагружении можно приравнять коэффициент разупрочнения деформаций $\zeta_{\epsilon 0}$ и коэффициент разупрочнения напряжений $\zeta_{\sigma 0}$ и принять равным

$$\zeta_{\epsilon 0} = \zeta_{\sigma 0} = \zeta = 0.9 / \sqrt{1 + 400\epsilon_1}.$$

В отличие от метода *MCFT*, где проверяются условия для местных напряжений, возникающих в трещине, в модели *RA-STM* используется диаграмма де-

формирования арматуры для средних деформаций и напряжений, а это оправдывает возможность учета местной текучести арматуры в трещине.

Испытав 13 образцов панелей в условиях плоского напряженного состояния, T. T. C. Hsu и X. B. Pang [14] определили границы применимости модели RA-STM, где угол наклона прогнозируемой трещины должен находиться в пределах $33^\circ \leq \theta \leq 57^\circ$. За границами этого интервала авторы рекомендуют использовать модель фиксированного угла (FA-STM). Кроме того, в модели RA-STM не учитывается составляющая по бетону при срезе на основании допущения, что угол наклона трещины совпадает с направлением главных сжимающих напряжений в бетоне, и объясняется это исчезновением касательных напряжений в трещине за счет зацепления по берегам трещин. В свою очередь модель FA-STM вводит составляющую по бетону, которая позволяет учесть влияние сил зацепления по берегам трещин и касательных напряжений в бетонной полосе между трещинами :

$$v_{21} = \frac{1}{2} [(\sigma_x - \rho_x \cdot \sigma_{xx}) - (\sigma_y - \rho_y \cdot \sigma_{yy})] \cdot \sin 2\alpha + v_{xy} \cdot \cos 2\alpha. \quad (19)$$

В 1987 году группа немецких ученых J. Schlaich, K. Schäfer и M. Jennewein [15] разработала метод «подкосов и оттяжек (STM)» как продолжение модели ферменной аналогии. Это метод чрезвычайно важен в применении на тех участках, где распределение деформаций по высоте сечения однозначно нелинейно. Авторы предложили ввести две зоны В и D (рисунок 5), где D используется для «неоднородной» области с нелинейным распределением деформаций, а В – для линейной балочной области или области Бернулли. Основным преимуществом данной модели является способность графически просто представить влияние внешних сил на элемент, при этом сжимающие напряжения заменяются сжатыми элементами (подкосами), а растягивающие – растянутыми оттяжками. Другим достоинством модели является способность одновременно и полностью представлять влияние поперечных сил и изгибающего момента на сопротивление срезу железобетонных балок.

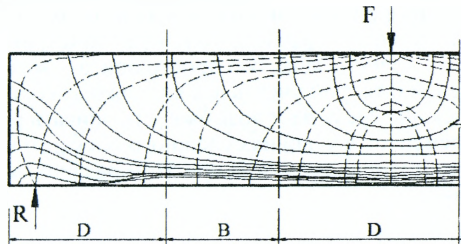


Рисунок 5 – Схема распределения изополей в зонах В и D

Модель ферменной аналогии с учетом зацепления в трещинах (ТМCF) формируется на базе подходов, заложенных в «дискретных» методах и методах «механизма разрушения». Отмеченная модель основывается на результатах исследований K. H. Reineck, H. Kupfer, P. G. Gambarova, S. Dei Poli и др. Данная модель характеризуется формированием фактической картины разрушения элемента по критической трещине с введением нормальных и тангенциальных перемещений и шаг трещины. В рамках данного метода рассматривается расчетная схема, представленная на рисунке 6, где вертикальной составляющей в продольной арматуре от нагельного эффекта пренебрегают.

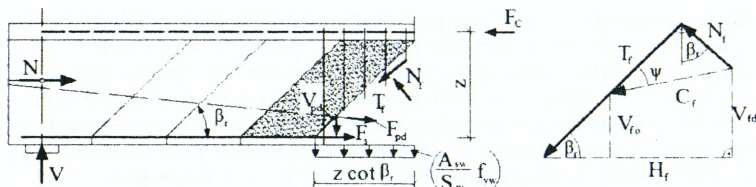


Рисунок 6 – Расчетная схема наклонного сечения опорного участка балки с прикладываемыми к ней усилиями

Базисное уравнение сопротивления сдвигу, получаемое непосредственно из равновесия вертикальных составляющих (рисунок 6), определяется:

$$V_{Rd} = V_{svd} + V_{fd} + V_{pd} \quad (20)$$

где V_{svd} – поперечная сила, возникающая в поперечных хомутах, пересеченных наклонной трещиной;

V_{fd} – вертикальная составляющая силы трения (зацепления), возникающая в трещине, определяемая как сумма вертикальных составляющих от N_r и T_r ;

V_{pd} – вертикальная составляющая силы обжатия, возникающая в преднапряженной арматуре.

В методе ТМCF предлагается выделять две расчетные модели в зависимости от величины действующего поперечного усилия: модель с одинаково направленными относительно сжатыми бетонными подкосами и модель с чередующимися сжатыми бетонными подкосами и растянутыми раскосами, перпендикулярными друг другу.

Метод ТМCF получил большое распространение в современных нормах, аналитические зависимости которого при расчете на срез совместимы с методом STM и могут быть полезны при решении проектирования железобетонных конструкций.

Анализируя разнообразие моделей и на их основе подходы можно сделать вывод, что современные методы расчета железобетонных конструкций на срез позволяют достоверно, точно и зачастую просто описать механизм передачи среза. Попытка моделей и теорий учесть все возможные составляющие по материалам в сопротивлении срезу дает возможность описать работу железобетонных балочных элементов в условиях сложного плоского напряженно-деформированного состояния, предлагая при этом различные варианты рационального армирования.

Список цитированных источников

1. Ritter, W. Die bauweise hennebique / W. Ritter // Schweizerische Bauzeitung. – 1899. – V. 33. – № 7. – P. 59–61.
2. Mörsch, E. Concrete-Steel Construction / E. Mörsch // McGraw-Hill (English translation by E. P. Goodrich). – New York, 1909.
3. Talbot, A. N. Tests of Reinforced Concrete Beams: Resistance to Web Stresses Series of 1907 and 1908 / A. Talbot // Bulletin 29, University of Illinois Engineering Experiment Station. – Urbana, Ill, 1909.
4. Kupfer, H. Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit (Generalization of Mörsch's Truss Analogy Using the Principle of Minimum Strain Energy) / H. Kupfer // Comite Euro-International du Beton, Bulletin d'Information, No. 40, CEB. – Paris, 1964. – P. 44–57.
5. Lampert, P. Ultimate Strength and Design of Reinforced Concrete Beams in Torsion and Bending / P. Lampert, B. Thurlimann // IABSE. – 1971. – No. 31-I. – P. 107–131.

6. Nielsen, M.P. Limit Analysis and Concrete Plasticity / M.P. Nielsen // Prentice-Hall. – Englewood Cliffs, N.J., 1984.
7. Ramirez, J.A. Evaluation of a Modified Truss-Model Approach for Beams in Shear / J.A. Ramirez, J.E. Breen // ACI Structural Journal. – Sept.-Oct., 1991. – V. 88. – No. 5. – P. 562–571.
8. Kani, G.N.J. The Riddle of Shear Failure and its Solution / G.N.J. Kani // ACI JOURNAL, Proceedings. – 1964. – V. 61. – No. 4. – Sept.-Oct. – P. 441–467.
9. Reineck, K.-H. Ultimate Shear Force of Structural Concrete Members without Transverse Reinforcement Derived from a Mechanical Model / K.-H. Reineck // ACI Structural Journal. – 1991. – Sept.-Oct. – V. 88. – No. 5. – P. 592–602.
10. Walraven, J.C. Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis / J.C. Walraven // PhD thesis, Delft University. – The Netherlands, 1980.
11. Mitchell, D. Diagonal Compression Field Theory – A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion / D. Mitchell, M. P. Collins // ACI JOURNAL, Proceedings. – 1974. – V. 71. – P. 396–408.
12. Vecchio, F. J. M. P. The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear / F.J. Vecchio, M.P. Collins // ACI JOURNAL, Proceedings. – 1986. – V. 83. – No. 2. – Mar.-Apr. – P. 219–231.
13. Pang, X.-B. D. Behavior of Reinforced Concrete Membrane Elements in Shear / X.-B. D. Pang, T. T. C. Hsu // ACI Structural Journal. – 1995. – Nov.-Dec. – V. 92. – No. 6. – P. 665–679.
14. Pang, X.-B. D. Fixed-Angle Softened-Truss Model for Reinforced Concrete / X.-B. D. Pang, T. T. C. Hsu // ACI Structural Journal. – 1996. – Mar.-Apr. – V. 93. – No. 2. – P. 197–207.
15. Schlaich, Towards a Consistent Design of Structural Concrete / J. Schlaich, I. Schäfer, M. Jennewein // Journal of the Prestressed Concrete Institute. – 1987. – V. 32. – No. 3. – P. 74–150.

УДК 624.012.36

Малиновский В.Н., Матвеевко Н.В.

ЭФФЕКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ ДВУСКАТНЫХ СТРОПИЛЬНЫХ БАЛОК

Введение

Железобетонные стропильные балки являются одним из основных видов несущих элементов плоскостных покрытий одноэтажных промышленных зданий при пролетах 12 и 18 м и шаге 6 м. Среди многообразия применяющихся типовых и экспериментальных стропильных балок наиболее распространены балки трапециевидального очертания с единым уклоном верхней грани от конька со сплошной стенкой и с отверстиями в стенке (условно называемыми решетчатыми балками). Решетчатые двускатные балки применяются для покрытий зданий при тех же условиях, что и со сплошной стенкой. Основным достоинством решетчатых стропильных балок является более простая форма опалубки и меньшая трудоемкость изготовления. Но наряду с определенными достоинствами решетчатые балки менее экономичны в сравнении с балками со сплошной стенкой по расходу арматуры приблизительно на 15%, по расходу бетона – на 13%.

Изготавливаются стропильные балки одноэтажных промышленных зданий преднапряженными [1]. При помощи продольной напрягаемой арматуры обеспечивается трещиностойкость сечений нормальных к продольной оси балки. Трещиностойкость же наклонных сечений обеспечивается увеличением толщины стенки в приопорной зоне двутавровых сечений (балки со сплошной стенкой) или по всей длине (решетчатые балки). Более рациональным армированием балок считается расположение арматуры по траектории, близкой к траектории главных растягивающих напряжений, которая, как известно, в балочных конструкциях из нижней зоны в пролете балки перемещается к верхней грани на опорах. Однако криволинейное расположение напрягаемой арматуры со-