

В. В. МОЛОШ, А. Е. ЖЕЛТКОВИЧ

К ВОПРОСУ О СОПРОТИВЛЕНИИ СРЕЗУ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЗА СЧЕТ ЗАЦЕПЛЕНИЯ КОНТАКТИРУЮЩИХ ПОВЕРХНОСТЕЙ В ТРЕЩИНЕ

В статье кратко изложено современное состояние проблемы, касающейся сопротивления срезу железобетонных элементов. Отмечены признанные в настоящее время параметры, влияющие на сопротивление срезу. Кратко затронуты наиболее известные экспериментально теоретические исследования в области сопротивления бетона срезу, вызванного зацеплением контактирующих поверхностей в трещине. Отмечены некоторые особенности сопротивления срезу в трещине и методики проведения экспериментальных исследований. Приведены основные результаты собственного экспериментального исследования сопротивления срезу, вызванного зацеплением контактирующих поверхностей бетона в трещине.

Разрушение железобетонных элементов, вызванное сопротивлением срезу, как правило, считают одним из наиболее опасных для железобетонных конструкций, особенно элементов без поперечной арматуры. Сопротивление срезу является наиболее сложным и наименее изученным видом сопротивлений железобетонных конструкций.

Одна из первых расчетных моделей сопротивления срезу для балок, модель ферменной аналогии, была разработана Е. Mörsch в 1909 году [1]. В то время проблема казалась достаточно полно решенной и в течение почти 50 лет к вопросу среза почти не обращались. После того, как в 1955 – 1956 г.г. произошло обрушение под собственным весом покрытий общей площадью более 900 м² двух баз ВВС в США, инженеры и исследователи вынуждены были признать, что их знания о сопротивлении железобетонных конструкций по-прежнему весьма ограничены. Обрушение покрытий происходило в результате разрушения от среза балок без поперечной арматуры.

К настоящему времени выполнено большое количество исследований этого вопроса, но единой расчетной модели по-прежнему не существует. Основной причиной является не достаточно полное понимание сложного напряженно-деформированного состояния, возникающего в зоне среза железобетонного элемента. Тем не менее, уже оформились достаточно широкие представления о механизме разрушения железобетонного элемента при срезе. Как отмечено в работе [2], несмотря на то, что еще есть некоторые дискуссии по вопросу среза, уже широко признано, что существуют четыре составляющие, сумма которых дает полное сопротивление срезу в железобетонном элементе:

- составляющая, вызванная касательными напряжениями в зоне бетона без трещин;
- составляющая, вызванная касательными напряжениями, возникающими в трещине за счет зацепления ее контактирующих поверхностей, что препятствует тангенциальным перемещениям вдоль трещины;
- составляющая, возникающая в результате действия растягивающих напряжений в арматуре, ограничивающих раскрытие трещины в нормальном к ее поверхности направлении;
- составляющая, возникающая за счет нагельного сопротивления продольной арматуры.

Как показывают исследования [5], составляющая поперечной силы V_{ci} воспринимаемая за счет зацепления контактирующих поверхностей бетона в наклонной трещине может составлять от 22 до 59 % от полной поперечной силы V_c воспринимаемой бетоном в зоне среза.

В настоящее время при расчетах сопротивления срезу железобетонных элементов широко применяется деформационный подход на основе модифицированной теории полей сжатия (англ. *Modified Compression Field Theory, MCFT*), разработанной Vecchio F.J. и Collins M.P. в 1986 – 1990 годах [3, 4].

Критерием разрушения при срезе в *MCFT* являются касательные напряжения v_{ci} вызванные зацеплением контактирующих поверхностей в трещине среза за счет их шероховатости и неровности. На величину предельного сопротивления сдвигу вдоль трещины, помимо прочностных характеристик бетона, оказывает существенное влияние степень шероховатости контактирующих поверхностей, нормальные (ширина раскрытия) и тангенциальные (скольжение вдоль трещины) перемещения поверхностей трещины, количество и дисперсность армирования, пересекающего диагональную трещину [5]. В модифицированной теории полей сжатия касательные напряжения v_{ci} предложено определять по формуле:

$$v_{ci} = \frac{0.19 \sqrt{f_{cm}}}{0.8 + \frac{24W}{D_{\max}} + 16}, \quad (1)$$

где f_{cm} средняя прочность бетона при осевом сжатии, Н/мм²;

w – ширина раскрытия трещины среза;

D_{\max} – максимальный размер крупного заполнителя.

Следует отметить, что более полно величина касательных напряжений, вызванным зацеплением контактирующих поверхностей трещины, бала получена Vecchio F.J. и Collins M.P. на основании регрессионного анализа по результатам испытаний опытных образцов, выполненных J.C. Walraven [9, 10, 11] в виде:

$$v_{ci} = 0.18v_{ci \max} + f_{ci} - 0.82 \frac{f_{ci}^2}{v_{ci \max}}, \quad (2)$$

где

$$v_{ci} = \frac{21.6 \sqrt{f_{cm}}}{0.31 + \frac{24W}{D_{\max} + 16}}, \quad (3)$$

где f_{ci} – нормальные напряжения на поверхности трещины, в Н/мм²;

$v_{ci \max}$ – максимально допустимые касательные напряжения, в Н/мм².

Изучение сопротивления срезу, вызванного зацеплением контактирующих поверхностей бетона в трещине, получило широкое развитие наряду с общей теорией среза после 60 годов прошлого века. Первая теоретическая работа была выполнена Birkeland P.W. и Birkeland H.W. [6] в 1966 году. В ней было отмечено, что трещина возникает в плоскости сдвига и пересекает арматуру наклонно под углом. Поверхности бетона в трещине является достаточно грубыми и неровными, поэтому скольжение вдоль трещины вынуждает трещину раскрываться. При этом раскрытию трещины препятствует растянутая арматура, пересекающая трещину. В результате в трещине возникают касательные напряжения, вызванные зацеплением контактирующих поверхностей бетона.

Последующие исследования, проведенные J.A. Hofbeck, I.O. Ibragim, A.H. Mattock, подтвердили теорию P.W. Birkeland и H.W. Birkeland. Позже, в 1972 – 1976 г.г., результаты обширных экспериментально теоретических исследований, проведенных при изучении сопротивления срезу, вызванного зацеплением контактирующих поверхностей бетона в трещине, опубликовали A.H. Mattock, L. Johal и H.C. Chow [8]. К наиболее известным исследованиям в этом направлении можно отнести также исследования, выполненные J.C. Walraven (1978 – 1980) [9, 10], J.C. Walraven и H.W. Reinhardt (1981) [11], которые предложили расчетную процедуру для определения напряжений и перемещений, используя простые линейные зависимости. Достаточно полное теоретическое решение предложено в работах Н. Yoshikawa и Т. Tanabe (1987) [12]. Большой вклад в исследования по изучению сопротивления срезу, вызванного зацеплением контактирующих поверхностей бетона в трещине, внесли также Т. Paulay и Leober (1974), Z.P. Bažant и P.G. Gambarowa (1980), G.S. Millard и R.P. Johnson (1984, 1985), R.N. While и M.J. Holley (1972), В.В. Тур и Т.П. Шалобыта (2000) [5], J. Sagaseta и R.L. Vollum (2011) [6].

1 Основные исследования и методика их проведения

К наиболее известным и фундаментальным исследованиям в области среза, вызванного зацеплением контактирующих поверхностей бетона в трещине, в которых были выполнены обширные экспериментальные и теоретические исследования, а также предложены методы проведения испытаний, можно отнести работы А.Н. Mattock и др. [8], J.C. Walraven и др. [9, 10, 11], Н. Yoshikawa и Т. Tanabe (1987) [12].

В 1969 г. J.H. Hofbeck, I.O. Ibrahim и А.Н. Mattock [5], а затем в 1972 г. А.Н. Mattock и N. Hawkins [5, 7] выполнили обширные экспериментальные исследования на образцах (рисунок 1), у которых сечения, подверженные действию среза до нагружения имели либо не имели предварительно выполненные трещины. Все образцы были изготовлены из тяжелого бетона, прочность которого изменялась от 21 до 37 Н/мм².

Экспериментальные образцы были выполнены так, что арматура пересекала трещину под прямым углом и была надежно заанкерена в теле образца. Длина и ширина плоскости среза имела следующие размеры: 250 130 мм, 300 120 мм, 300 150 мм. В части образцов до испытания были выполнены трещины вдоль плоскости сдвига с применением линейных нагрузок к передней и задней вертикальным граням плоскости среза. Ширину раскрытия трещины по всей плоскости сдвига измеряли во время выполнения трещины, с помощью набора калибровочных инструментов. Ширина раскрытия трещин на уровне пересекающей ее арматуры составляла около 0,25 мм. Испытания проводили сдвигая сжатием (рисунок 1, а), растяжением (рисунок 1, б) и сжатием при сдвиге по наклонной поверхности по углом к вертикали

(рисунок 1, с). Сдвиг по наклонной плоскости среза для получения различных соотношений тангенциальных напряжений среза к нормальным к плоскости сдвига напряжениям (рисунок 1, с) выполняли с варьированием угла на шести уровнях (0° , 15° , 30° , 45° , 60° , 75°) [7]. Всего было выполнено 68 образцов в 10 сериях с различными вариациями воздействий, прочностных характеристик материалов и наклона плоскости среза.

Образцы испытывали статической нагрузкой. Разрушением считали этап, когда нагрузка прекращала увеличиваться, а перемещения вдоль трещины быстро увеличивались. Из-за характера используемой аппаратуры не было возможности получить нисходящую ветвь в диаграмме нагрузка – перемещение.

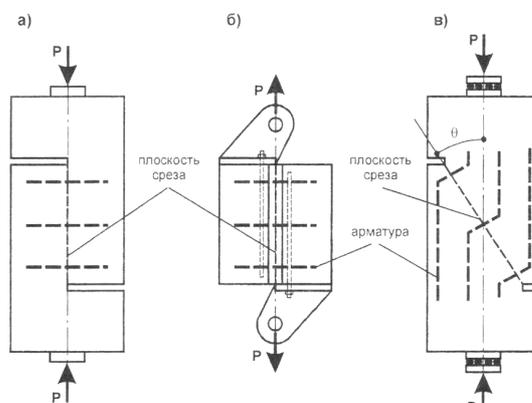


Рисунок 1 – Опытные образцы, примененные в исследованиях А.Н. Mattock и N. Hawkins (1972, [5])

По результатам испытаний образцов, показанных на рисунке 1 А.Н. Mattock и др. установили, что в элементах параллельно плоскости среза в бетоне образца возникают растягивающие усилия. В элементах, в которых предварительно не выполнялась трещина по плоскости среза (рисунок 1), эти растягивающие усилия, снижали величину предельных касательных напряжений, воспринимаемых плоскостью среза. А в элементах с трещиной по плоскости среза растягивающие усилия в бетоне образца не оказывали влияния на предельное сопротивление срезу. При испытании образцов с наклонной плоскостью среза (рисунок 1, в) А.Н. Mattock и др. [5] установили, что сжимающие напряжения, действующие перпендикулярно плоскости среза (создаваемые при растяжении поперечных стержней до того, как напряжения в них достигают предела текучести) следует учитывать в расчетах предельного сопротивления сдвигу сечения с начальной трещиной.

В образцах с предварительно выполненными трещинами соотношение между касательными напряжениями при сдвиге τ_{Rd} и эффективным коэффициентом армирования $\rho_{sw} \cdot f_y$ имело некоторый верхний предел, до которого оно не зависело от прочности бетона. Также для образцов с предварительно выполненной трещиной и без трещины при малой прочности бетонов предельные касательные напряжения при срезе были примерно равны (рисунок 2).

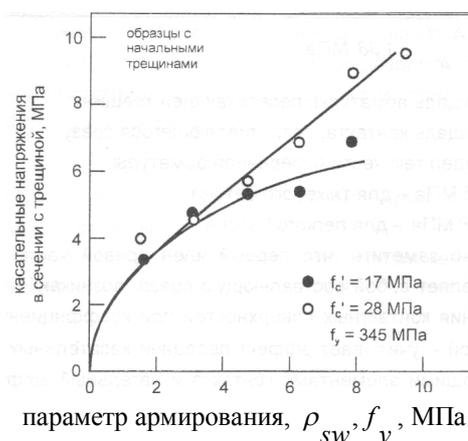


Рисунок 2 – Влияние прочности бетона на величину касательных напряжений, действующих на плоскости среза образцов (рисунок 1, а) с предварительно выполненной трещиной [7]

При этом механизм передачи среза сечением, при наличии начальных трещин и в их отсутствии, принципиально отличался. В образцах без трещин предельное состояние наступало при разрушении наклонных бетонных полос в результате действия комбинации осевой и перерезывающей силы [5]. В образцах с начальной трещиной, проходящей по плоскости среза и пересеченной определенным количеством арматуры, передача среза при зацеплении происходит главным образом за счет сил трения, возникающих при скольжении контактирующих поверхностей бетона в трещине и нагельного сопротивления арматуры, пересекающей трещину. Когда количество арматуры пересекающей трещину значительно, либо на ее поверхность действуют нормальные сжимающие напряжения, создаются условия, при которых происходит передача касательных напряжений сечением, проходящим вдоль трещины. Начальные трещины в плоскости среза, с одной стороны снижают предельное сопротивление срезу, а с другой – повышают величину тангенциальных перемещений в трещине (скольжения вдоль трещины) (рисунок 3).

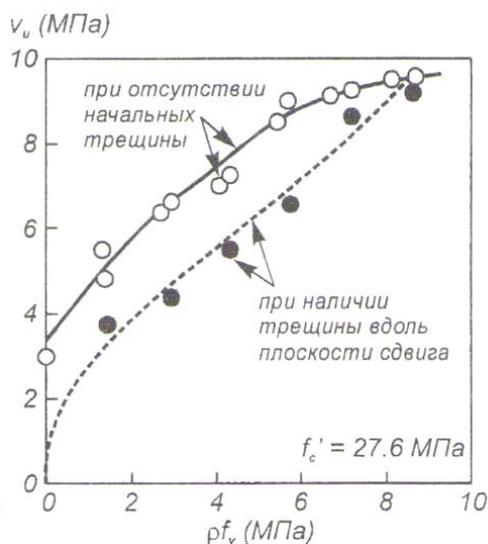


Рисунок 3 – Зависимость предельных касательных напряжений от коэффициента поперечного армирования, пересекающего трещину согласно [7]

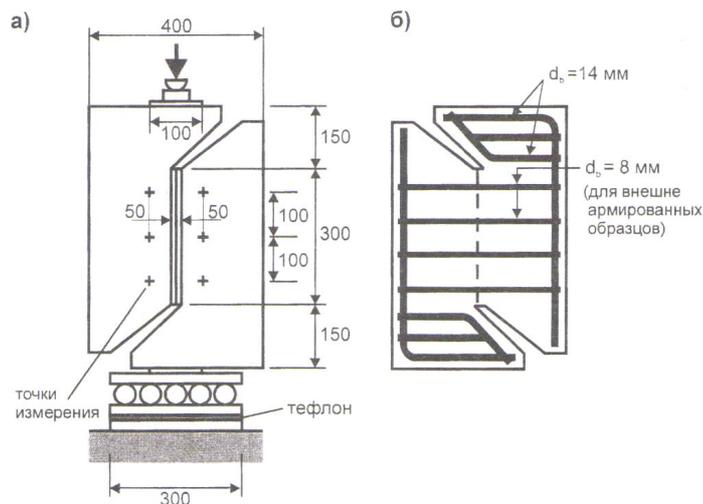
К фундаментальным исследованиям по изучению вопросов передачи среза сечением с трещиной следует отнести работы, выполненные J.C. Walraven (1978 – 1980) [9, 10], J.C Walraven и H.W Reinhardt (1981) [11]. В работах [9 – 11] изучали влияние на сопротивление срезу сечения с трещиной явления зацепления по ее берегам, нагельного эффекта и осевых растягивающих напряжений в арматуре.

Исследования выполняли в условиях чистого сдвига на образцах $400 \times 600 \times 120$ мм с плоскостью среза 300×120 мм, подобных тем, что были использованы в опытах А.Н. Mattock [5, 7, 8] (рисунок 4, 5). Внешние усилия действовали параллельно к предварительно выполненным трещинам. Образцы были армированы стержнями, располагавшиеся в теле образца либо по его контуру. Прочность бетона при сжатии варьировали от 20 до 56 МПа ($f_{c,cube}$) как для тяжелых, так и легких бетонов. Максимальный размер зерна заполнителя составлял 19 мм. Коэффициент поперечного армирования изменялся от 0,56 % до 3,35 %. Арматура располагалась к плоскости среза под углом от 45° до 135° . В одной серии образцов арматурные стержни были изолированы гибкими втулками на длину около 20 % в каждую сторону от трещины, что исключало влияние нагельного сопротивления арматуры.

По результатам испытаний были сделаны следующие главные выводы, взятые из :

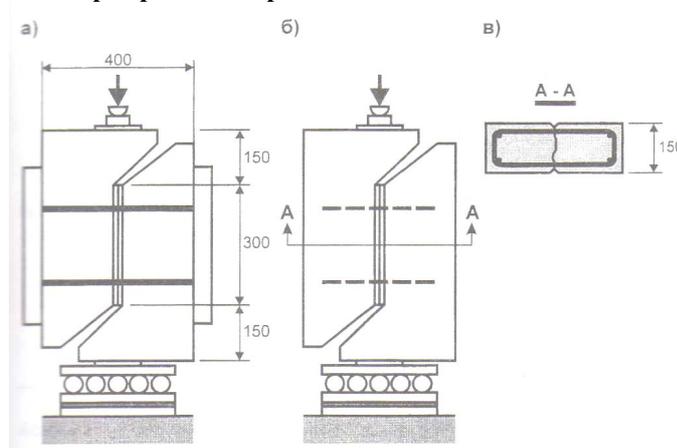
1. Для железобетонных элементов с трещиной, пронизанной арматурой, коэффициент дилатансии, характеризующий отношение нормальных и тангенциальных перемещений (соответственно ширины раскрытия трещины и сдвига вдоль трещины), является примерно постоянным и не зависит от коэффициента армирования. В то же время, при внешнем расположении арматуры (без сцепления с бетоном) коэффициент дилатансии зависит от жесткости внешнего ограничения.

2. В железобетонных элементах, пронизанных начальной трещиной, изменение диаметра стержней при постоянной величине коэффициента армирования не существенно влияет на величину предельного сопротивления сдвигу.



а – геометрические параметры образца; б – армирование образца

Рисунок 4 – Конструкция и армирование образцов в опытах J.C Walraven и H.W Reinhardt (1981, [11])



а) внешнее армирование; б) внутреннее армирование; в) поперечное сечение

Рисунок 5 – Конструкция опытных образцов в опытах J.C Walraven (1995, [5])

3. Изменение фракционного состава заполнителя (в опытах рассматривали максимальный размер зерна заполнителя от 16 до 32 мм) не существенно влияет на величину предельного сопротивления сдвигу сечения с трещиной.

4. Нормальные и тангенциальные перемещения сечения с трещиной, пронизанного арматурой, уменьшаются при увеличении коэффициента армирования и прочности бетона при сжатии.

5. Эффективность арматуры изменяется с изменением угла наклона стержней к плоскости среза (стержни, расположенные под углом 45° оказываются растянутыми).

6. Нагельное сопротивление арматуры, пересекающей трещину, имеет меньшее влияние на величину предельного сопротивления сдвигу по сравнению с сопротивлением, вызванным зацеплением контактирующих поверхностей бетона в трещине.

7. Для легкого бетона трещина пересекает заполнитель. При этом для равных условий опыта (заданных тангенциальных перемещениях и касательных напряжениях) нормальные напряжения и ширина раскрытия трещин для образцов из легкого бетона были меньше при близкой предельной прочности при срезе.

Базируясь на анализе результатов предшествующих многочисленных исследований Тур В.В. и Шалобыта Т.П. [5] приняли следующую обобщенную модель передачи касательных напряжений сечением с трещиной, согласно которой при развитии тангенциальных перемещений δ_t возникают напряжения среза, действующие параллельно плоскостям, разделенным трещиной, сопутствующие им нормальные сжимающие напряжения и вертикальные (нормальные к плоскости контакта) перемещения δ_n (ширина

раскрытия трещины). Эти четыре параметра (рисунок 6) описывают напряженно-деформированное состояние в сечении, проходящем через трещину.

Ими была принята предпосылка, что относительные тангенциальные перемещения δ_t развивающиеся вдоль трещины при постоянных нормальных напряжениях $\sigma_n^c = const$, всегда вызывают явление дилатансии, то есть развитие вертикальных (нормальных к плоскости контакта) перемещений, а следовательно и раскрытие трещины по контакту. Оба эти явления характеризуют нелинейное поведение железобетонного элемента после образования нормальной трещины. Описанный эффект по мнению авторов может вызвать текучесть арматуры, пересекающей трещину, оказывая существенное влияние на предельные касательные напряжения, воспринимаемые сечением с трещиной.

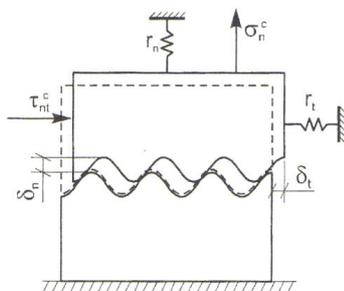
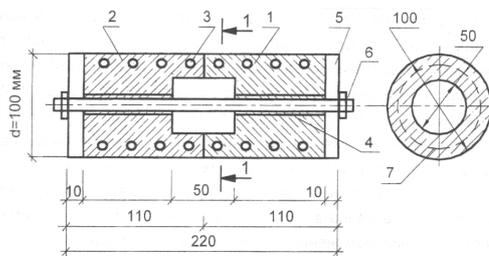


Рисунок 6 – Идеализированная модель деформирования для контакта поверхностей, образованных трещиной.

В своих работах [13] приведены результаты экспериментальных исследования полых цилиндрических образцов, испытанных в условиях чистого сдвига при монотонном возрастании угла закручивания. В опытах коэффициент армирования, пересекавшего трещину, изменяли в пределах $\rho_{sw} = 0.33 - 1.33\%$. При этом образцы (рисунок 7) были выполнены таким образом, что арматурные стержни не имели сцепления с окружающим бетоном, а воспринимали только нормальные перемещения. Опытная установка (рисунок 8) была выполнена таким образом, что с высокой точностью (0,001 мм) обеспечивала в процессе нагружения измерения нормальных перемещений (изменение ширины раскрытия трещины). Часть образцов была испытана при наличии постоянных сжимающих напряжений, действовавших на контактные поверхности в трещине. Сжимающие напряжения ($\sigma_{nc} = 0,8 - 2,3$ МПа) создавали за счет того, что одну часть составного образца выполняли из напрягающего бетона.

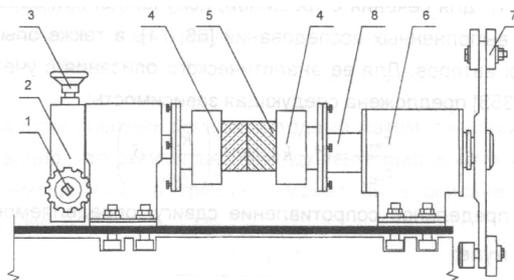


- 1 – сборная часть из бетона на портландцементе; 2 – монолитная часть из напрягающего бетона;
3 – косвенное армирование $d = 3 B_p - 1$, шаг 30 мм; 4 – продольный стержень $d = 5, 8$ или 10 мм в кембрике;
5 – пластины фиксаторы $t = 10$ мм; 6 – гайка; 7 – ось спирального армирования

Рисунок 7 – Конструкция опытных образцов – цилиндров для испытания контактов в условиях «чистого сдвига» в опытах [13]

Следует отметить, что в работе В.В. Тура и Т.П. Шалобьта [13] предложена достаточно оригинальная методика проведения испытаний опытных образцов. В подавляющем большинстве исследований, включая и те, которые проводят в настоящее время, используют опытные образцы подобные тем, что применены А.Н. Mattock и др. [7, 8], J.C Walraven и др. [9, 10, 11].

По результатам экспериментальных исследований авторами выявлено, что наличие ограничивающей арматуры, пересекающей трещину, существенным образом повлияло на величину предельных сдвигающих напряжений. Вместе с тем, была выявлена роль армирования, главным образом как ограничивающей связи, препятствующей раскрытию нормальной трещины при появлении дилатансии.



1 – механизм фиксации; 2 – передняя бабка; 3 – передний подвижный захват; 4 – жесткий захват; 5 – образец; 6 – рычаг статического нагружения; 7 – фиксаторы положения жесткого захвата образца; 8 – плита; 9 – образец.

Рисунок 8 – Схема устройства испытательной установки в опытах [13]

2 Собственные экспериментальные исследования

Целью проведения экспериментальных исследований было изучение сопротивления срезу в трещине, вызванного только зацеплением контактирующих поверхностей бетона.

Для этого исследования были применены опытные образцы цилиндры диаметром 150 мм и высотой 150 мм. Образцы были изготовлены в лабораторных условиях. Всего было изготовлено 6 опытных образцов из тяжелого бетона на портландцементе М500 Д0 в двух партиях без применения поперечного армирования. В качестве заполнителей были применены: песок средней крупности $M_k=2,12$, щебень гранитный фракции 5 – 20 мм.

Составы бетонной смеси был следующим:

- для первой серии бетонирования: цемент – 380 кг/м³; песок – 740 кг/м³; щебень – 1150 кг/м³;
- для второй серии бетонирования: цемент – 500 кг/м³; песок – 750 кг/м³; щебень – 1050 кг/м³.

Для контроля прочности бетона при осевом сжатии использовали кубы размерами 100×100×100 мм. На момент испытания опытных образцов средняя прочность бетона образцов первой серии составила $f_{cm I} = 53,15$ МПа, образцов второй серии – $f_{cm II} = 62,57$ МПа.

Непосредственно перед испытанием опытные образцы раскалывали сжатием в прессе, инициируя трещину. Испытания опытных образцов проводили в специальной установке, которая обеспечивала жесткое закрепление нижней части расколотого образца при выполнении горизонтального сдвига вдоль трещины. Сдвигание верхней части образца осуществляли при помощи масляного домкрата грузоподъемностью 10 тон. Вертикальное (нормальное к плоскости среза) перемещение верхней части образца ограничивалось вертикальной рамкой установки с установленной жесткостью. Величины горизонтальной сдвигающей силы и вертикальной прижимающей реакции измерялись при помощи динамометров ДОСМ-3-5, ДОСМ-3-3. Горизонтальные и вертикальные перемещения сдвигаемой части образца измеряли при помощи индикаторов часового типа ИЧ 10.000 ПФ с ценой деления 0,01 мм. Общий вид экспериментальной установки приведен на рисунке 9.

а)



б)



Рисунок 9 – Общий вид экспериментальной установки

Результаты экспериментального исследования подтвердили наличие дилатансии, т.е. связи между тангенциальными перемещениями вдоль трещины и ее раскрытием. Как правило, это вызвано значительными неровностями и шероховатостями контактирующих поверхностей бетона в трещине. Экспериментально было установлено, что фактическая площадь среза, по которой происходило зацепление поверхностей бетона в трещине, была значительно меньше полной поверхности сдвига (рисунок 10). Среднее отношение фактической площади среза, полученной на основании замеров участков сдвига наблюдаемых визуально, к полной площади сдвига составило 0,1. Следует отметить, что площадь зацепления, возможно, была больше, но визуально этого установлено не было.

Было установлено, что зависимость касательных напряжений в трещине от тангенциальных перемещений не линейная. После достижения некоторой критической величины касательные напряжения в трещине либо снижались скачкообразно и затем оставались на одном уровне, либо снижались постепенно (рисунок 11, а). В среднем на определенном этапе они устанавливались на одном уровне и незначительно изменялись при увеличении тангенциальных перемещений. Это явление обусловлено эффектом зацепления контактирующих поверхностей в трещине. В тоже время зависимость нормальных напряжений в трещине от ширины ее раскрытия была практически линейной (рисунок 11, б).

Также была установлена зависимость касательных и нормальных напряжений, действующих в трещине среза от средней прочности бетона при осевом сжатии f_{cm} . С увеличением прочности бетона касательные напряжения в трещине среза снижались, а нормальные напряжения почти не изменялись (рисунок 12, а).

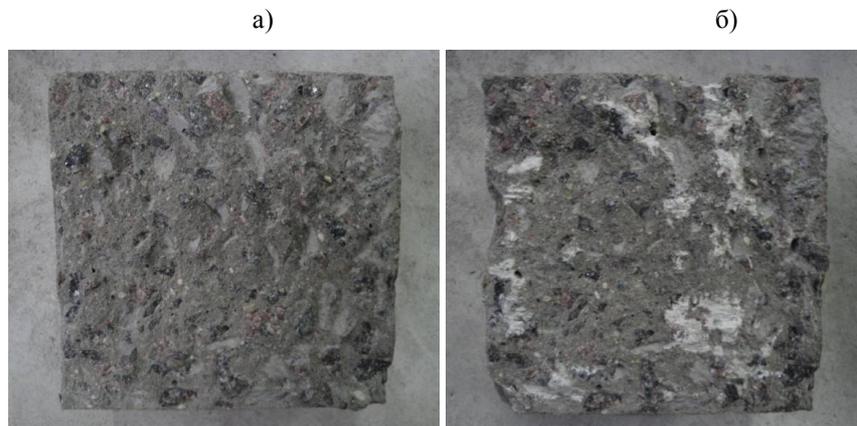


Рисунок 10 – Вид поверхности среза в образце до сдвига (а) и после сдвига (б)

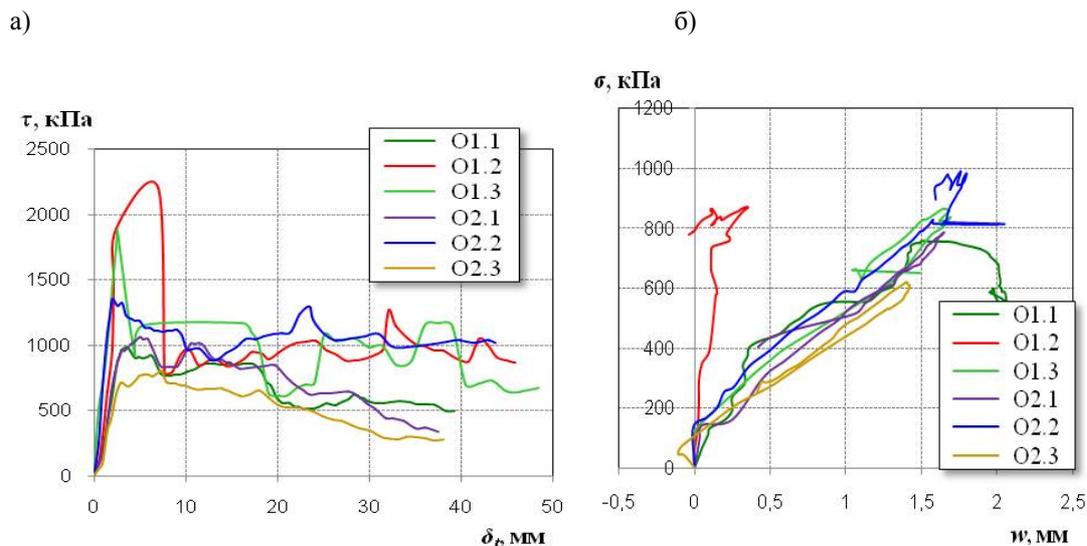


Рисунок 11 – Зависимости касательных напряжений (а) и нормальных напряжений (б) в трещине среза от тангенциальных перемещений

При этом ширина раскрытия трещины при увеличении прочности бетона при осевом сжатии f_{cm} изменялась малозначимо (рисунок 12, б).

Соотношения между касательными и нормальными напряжениями в трещине были не линейными (рисунок 13, а). При этом практически во всех образцах на этапе когда касательные напряжения уже снижались или стабилизировались, нормальные напряжения продолжали увеличиваться. Снижение нормальных напряжений начиналось значительно позже.

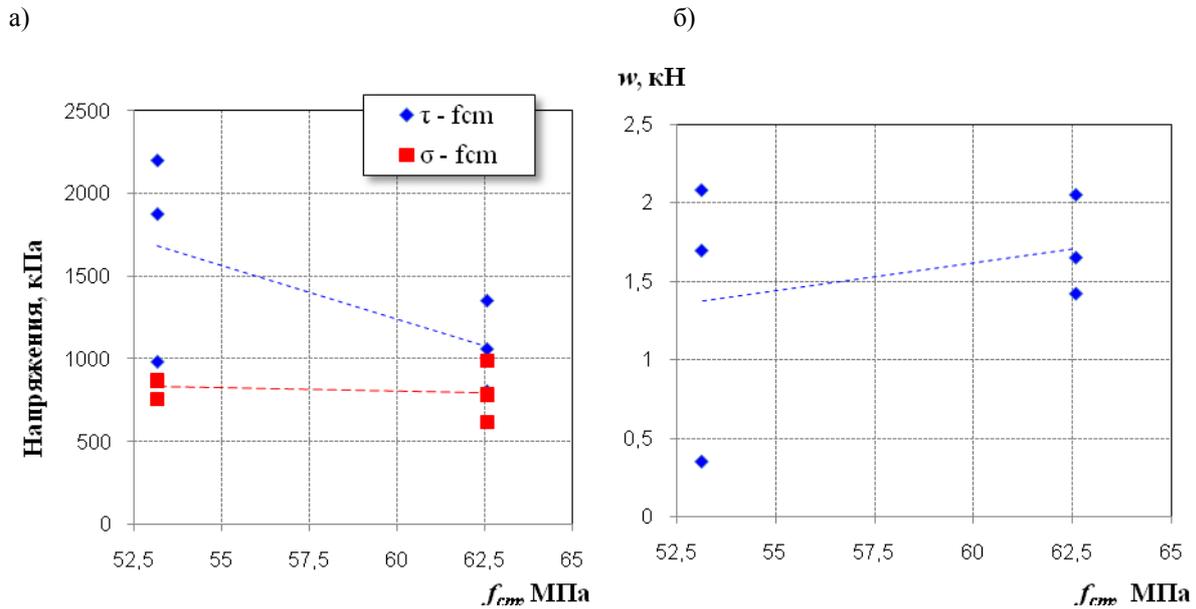


Рисунок 12 – Зависимость касательных и нормальных к трещине напряжений (а) и ширины раскрытия трещины (б) от средней прочности бетона при осевом сжатии f_{cm}

Ширина раскрытия трещины при сдвиге изменялась также не линейно и была не постоянной (рисунок 13, б). На этапе, когда тангенциальные перемещения достигали 10 – 12 мм ширина раскрытия трещины либо стабилизировалась, либо начинала уменьшаться.

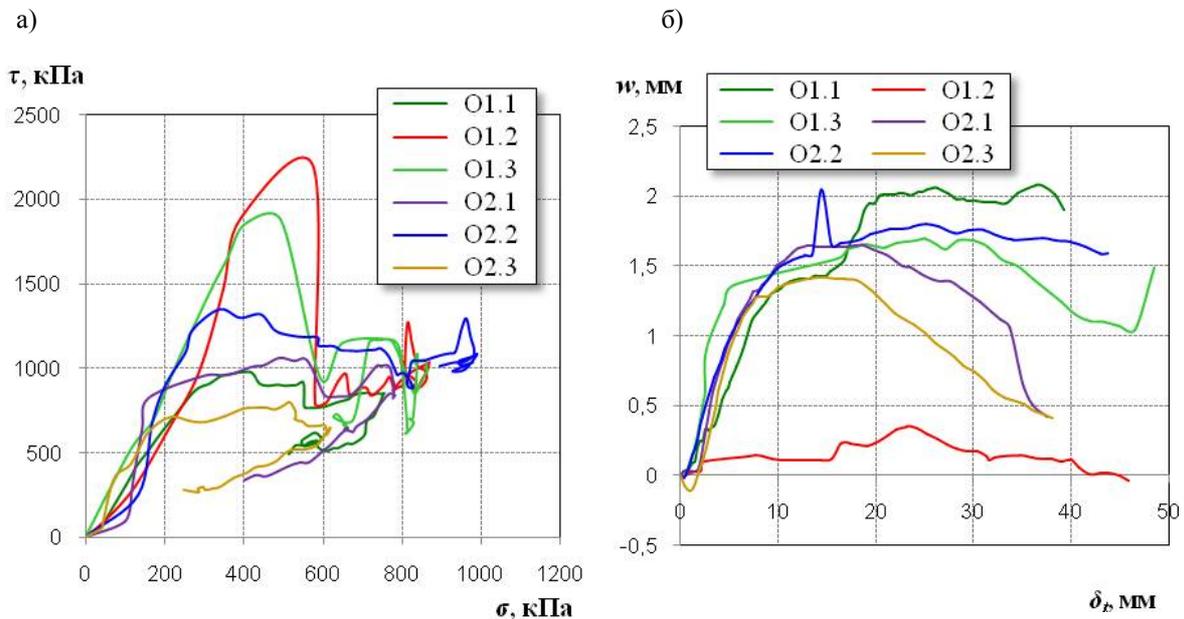


Рисунок 13 – Соотношения касательных и нормальных напряжений (а), ширины раскрытия трещины и тангенциальных перемещений (б)

Особенностью собственного экспериментального исследования явилась возможность задавать в эксперименте большие горизонтальные перемещения, что позволило получить длинную ветвь диаграмм отношений напряжений к перемещениям. Но следует отметить, что на данном этапе это было обусловлено не большой вертикальной реакцией экспериментальной установки. При увеличении вертикальной реакции процесс разрушения предположительно будет происходить иначе. Величина пиковых касательных напряжений, как и соотношение пиковых и установившихся после сдвига касательных напряжений в трещине среза будет больше.

The article summarized the current state of the problem of the shear resistance of reinforced concrete elements. It noted now recognized parameters influencing the shear strength. Briefly discussed the most well – known experimentally theoretical research in the field of concrete shear resistance caused by the engagement of the contact surfaces in the crack. It noted some features of shear resistance in the fracture and techniques of experimental research. The main results of our experimental study of shear resistance caused by the engagement of the contacting surface of the concrete to crack.

Список литературы

1. Mörsch, E. Concrete Steel Construction / E. Mörsch – English translation by E.P. Boodrich, from 3rd. ed. Of Der Eisenbeton, 1st. ed., 1909. – 368 p.
2. Yang, Y. Shear behaviour of reinforced concrete members without shear reinforcement / Y. Yang. – Norwegian University of Science and Technology, 2014. – 370 p.
3. Vecchio, F.J. Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear the Modified Compression Field Theory / F.J. Vecchio, MP Collins. – ACI Struct. Journal. – V. 85, № 3, May – June, 1988. – P. 258–268.
4. Vecchio, F.J. Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory / F.J. Vecchio, MP Collins. – ACI Struct. Journal. – V. 85, № 3, May – June, 1988 – P. 258–268.
5. Тур, В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил / В.В. Тур, А.А. Кондратчик. – Брест: БГТУ, 2000. – 400 с.
6. Sagaseta, J. Influence of aggregate fracture on shear transfer through cracks in reinforced concrete / J. Sagaseta, R.L. Vollum. – Magazine of Concrete Research, 2011. – Vol. 63, Is. 2. – P. 119–137.
7. Mattock, A.H. Shear Transfer in Reinforced Concrete – Recent Research / A. H. Mattock, N. Hawkins. – Journ. Prestressed Concrete Institute, 1972. – V. 17, № 2, March – April. – P. 55–75.
8. Mattock, A.H. Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension acting across the shear plane / A. H. Mattock, L. Johal, H. C. Chow. – PCI Journal, 1975. – July – August. – P. 76–93.
9. Walraven, J.C. Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis / J.C. Walraven. – Delft Univ. Press, 1980. – 197 p.
10. Walraven, J.C. Experiments on Shear Transfer in Cracks in Concrete. Part 2: Analysis of Results / J.C. Walraven. – Stevin Laboratory, Delft Univ. of Technology, 1979. – Report № 5 – 79 – 10. – 132 p.
11. Walraven, J.C. Theory and Experiments on the Mechanical Behavior of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading / J.C. Walraven, H.W. Reinhardt. – Heron, 1981. – V. 26, № 1A. – 68 p.
12. Yoshikawa, H An analytical model for frictional shear slip of cracked concrete / H Yoshikawa, T. Tanabe. – IABSE reports, 1987. – P. 75–86.
13. Тур, В.В. Прочностные и деформативные параметры контактных соединений сборно – монолитных конструкций / В.В. Тур, Т.П. Шалобыта, Н.Н. Шалобыта. – Вестн. БПИ. – 2000. – № 1 : Строительство и архитектура. – С. 60–65.

УДК 624.014

А. В. МУХИН, М. А. ЛУГОВСКОЙ, А. Б. ШУРИН, Л. Г. ГОЛОВКО

БЕСПРОГОННЫЕ СКАТНЫЕ ПОКРЫТИЯ ИЗ ПРОФИЛИРОВАННЫХ НАСТИЛОВ

В данной статье приводятся результаты экспериментальных исследований односкатного покрытия навеса из перекрестно расположенных карт профилированного настила

Введение. При проектировании традиционных скатных покрытий с прогонами при уклонах кровли более 10 % преобладающее влияние на расход металла на прогоны оказывает горизонтальная скатная составляющая. Для снижения величин изгибающих моментов в двускатных кровлях применяют скатные связи. Это эффективно при симметричных нагрузках на кровлю и, тем не менее, это приводит к повышению трудоемкости изготовления и монтажа. Такое решение чрезвычайно сложно применить при односкатных кровлях.

Поэтому, упростить конструктивное решение односкатного покрытия со значительным уклоном можно, применив в качестве прогонов специальные профили, развитые в плоскости ската, или