

34. adocea A. Autogenous volume change of concrete at very early age. //Magazine of Concrete Research, vol. 50, N 2, 1990 – pp. 107–113.
35. Ramesh G., Sotelino E., and Chen W. Effect of Transition Zone on Elastic Stresses in Concrete Materials. //Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 10, № 4., 1998. – pp. 275-282.
36. Scrivener K. L. and Gartner E. M. Microstructural Gradients in Cement Paste Around Aggregate Particles in Bonding in Cementitious Composites, 1988. – pp. 77-86.
37. Scrivener K. L., Bentur A., and Pratt P. L. Quantitative Characterization of the Transition Zone in HSC. //Adv. Cem. Res. 1, (1988). – pp. 230-237.
38. Timoshenko S. P., Goodier J. N. Theory of Elasticity. McGraw-Hill, New York, 1970.
39. Torquato S. Bulk Properties of Two-Phase Disordered Media. //J. Chem. Phys. –1984. – pp. 5079-5088.
40. Winslow D.N., Cohen M.D., Bentz D.P., Snyder K.A., and Garboczi E.J. Percolation and Pore Structure in Mortars and Concrete. //Cement and Concrete Research, Vol. 24,1994. – pp. 25-37.
41. Zhang L., Su M.Z. Properties and use of high-strength concrete with ferro-alluminate cement. //Concrete and Cement Products, China, 1994 – N 6.

УДК 624.012.36:072.22

Кондратчик А.А., Зубрицкий Н.Н.

УЧЁТ НАГЕЛЬНОГО ЭФФЕКТА ПРИ РАСЧЕТЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ ПО УПРОЩЁННОЙ ВЕРСИИ МСФТ

Нормами СНБ 5.03.01-02 рекомендовано для железобетонных элементов, работающих на срез при выполнении условия

$$V_{sd} \leq V_{Rd,ct} \quad (1)$$

не устанавливать поперечную арматуру или устанавливать её исходя из конструктивных требований. В формуле (1):

V_{sd} - расчётная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная действием внешней нагрузки;

$V_{Rd,ct}$ - расчётная поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования.

Анализируя результаты многочисленных экспериментов проведённых отечественными и зарубежными авторами [2-8], работу железобетонного элемента под нагрузкой можно разделить на три этапа:

- 1 – работа элемента без трещин;
- 2 – работа элемента с нормальными трещинами;
- 3 – работа элемента с нормальными и наклонными трещинами, одна из которых может стать критической. Однако вопрос, какую нагрузку считать критической, требует уточнения; одни [16] предлагают принять за основу нагрузку появления критической наклонной трещины, другие [1] – нагрузку при достижении предельного состояния, третьи [15] – оба значения.

Исследователи [14] сходятся во мнении, что сопротивление внешней перерезывающей силе V_{sd} складывается из: сопротивления бетона сжатой зоны над вершиной наклонной трещины; вклада сил зацепления по берегам наклонной трещины; сопротивления продольной арматуры в направлении перпендикулярной её оси.

Именно о роли последнего фактора среди учёных нет единого мнения. Существует три точки зрения в отношении вклада продольной арматуры в восприятие поперечной силы. Первая [2, 4] – 40-50% сопротивления V_{sd} приходится на продольную рабочую арматуру. Вторая [3, 8] – нагель, т.е. арматура воспринимает часть V_{sd} , но его роль в формировании общего сопротивления железобетонного элемента по наклонному сечению незначительна и в расчётах его работой можно пренебречь. Третья точка зрения – как такового нагельного эффекта не существует. Все эти точки зрения имеют своё право на существование, так как в зависимости от характеристик элемента и схемы нагружения меняется и роль арматуры в восприятии перерезывающей силы и её вклад в

общее сопротивление V_{sd} .

Многие ученые пытались численно оценить нагельный эффект, что нашло отражение в формулах, предложенных ими.

Krefeld и Thurston [2]:

$$H_{cr} = b\sqrt{f_{cc}} \left[1.30 \left(1 + \frac{180\rho}{\sqrt{f_{cc}}} \right) c + d \right] \frac{1}{\sqrt{(x_1/d)}}, \quad (2)$$

где: ρ – процент армирования; c – защитный слой; b – ширина сечения элемента; d – рабочая высота; x_1 – расстояние от опоры до сечения пересечения магистральной наклонной трещиной продольной арматуры; f_{cc} – прочность бетона на сжатие.

Taylor [3]:

$$H_{cr} = 9.1 + 0.0001 \left[\sum (c_s + c_i) \right]^2 f_{ct}, \quad (3)$$

где c_s – защитный слой в направлении перпендикулярно боковой поверхности элемента; c_i – расстояние между стержнями продольной арматуры; f_{ct} – прочность бетона на растяжение.

Baumann и Rusch [4]:

$$H_{cr} = 1.64 b_n d_b \sqrt[3]{f_{cc}}, \quad (4)$$

где b_n – ширина сечения элемента; d_b – диаметр арматуры.

Houde и Mirza [5]:

$$H_{cr} = 37 b_n \sqrt[3]{f_{cc}}. \quad (5)$$

Jimenez, Gergely и White [6]:

$$H_{cr} = \frac{b_n d_b}{n_b} \left(3.25 + \frac{3.79 c_m}{b_n / n_b^2 + d_b} \right), \quad (6)$$

где n_b – количество стержней арматуры в одном уровне; c_m – минимальный из защитных слоёв (боковой или нижний).

Paschen и Schonhoff [7]

$$\frac{1}{\sin \left[0.91 (c_{\perp} / c_{\parallel}) \right]} \frac{H_{cr}}{f_{cc}^{2/3}} = 190 + 0.23 c_{\parallel}^2, \quad (7)$$

где c_{\perp} – защитный слой в направлении перпендикулярном направлению действия нагрузки; c_{\parallel} – защитный слой в направлении, параллельном направлению действия нагрузки.

Зубрицкий Николай Николаевич, ассистент каф. начертательной геометрии и инженерной графики Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

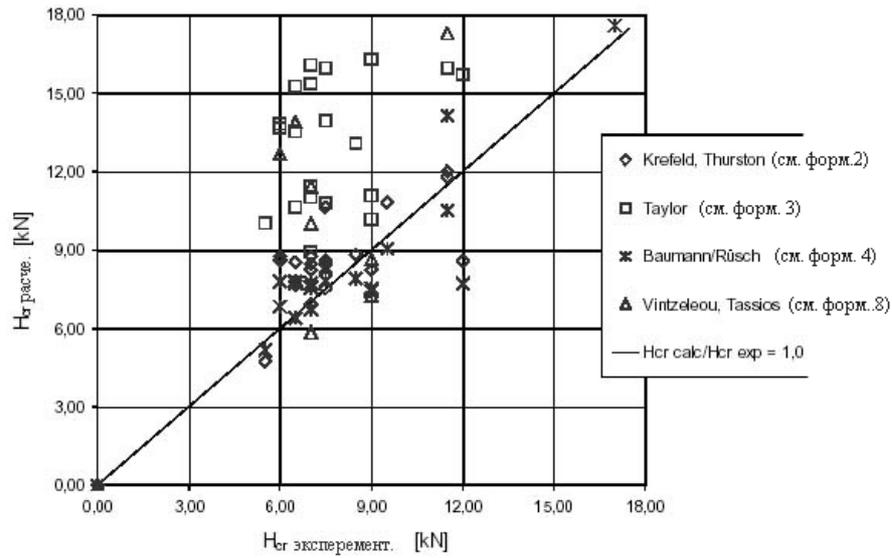


Рис. 1. Сравнение усилия в нагеле, рассчитанного по формулам (2-8) с экспериментальными данными, полученными Baumann и Rusch [4].

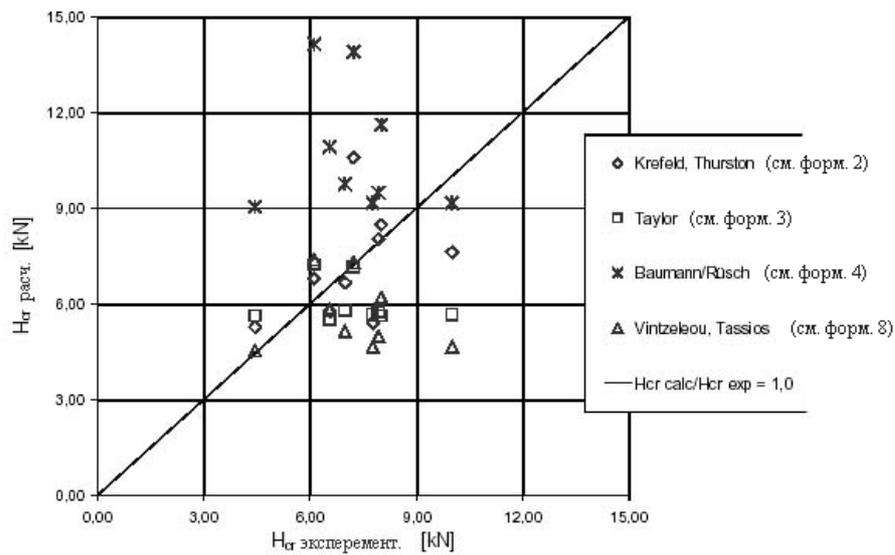


Рис. 2. Сравнение усилия в нагеле, рассчитанного по формулам (2-8) с экспериментальными данными полученными Krefeld и Thurston [2].

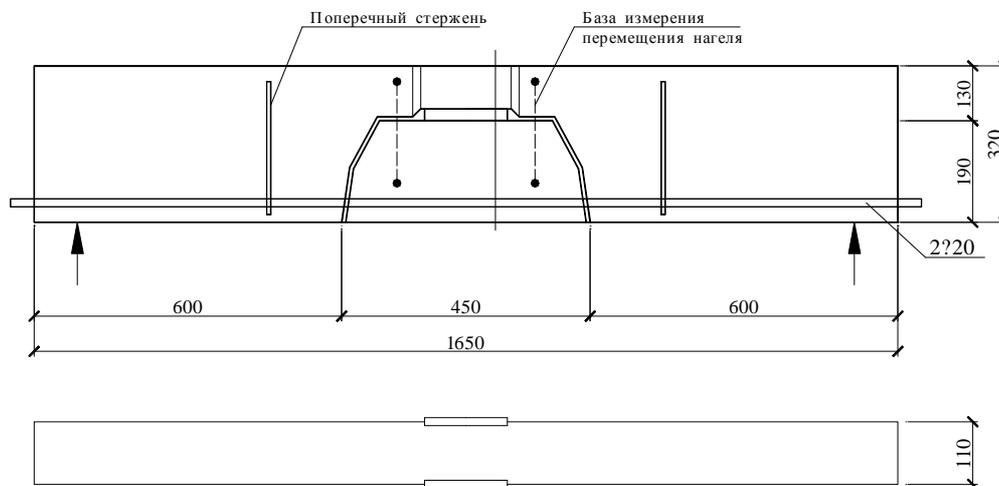


Рис. 3. Схема экспериментальной установки Dehn и Heb [9].

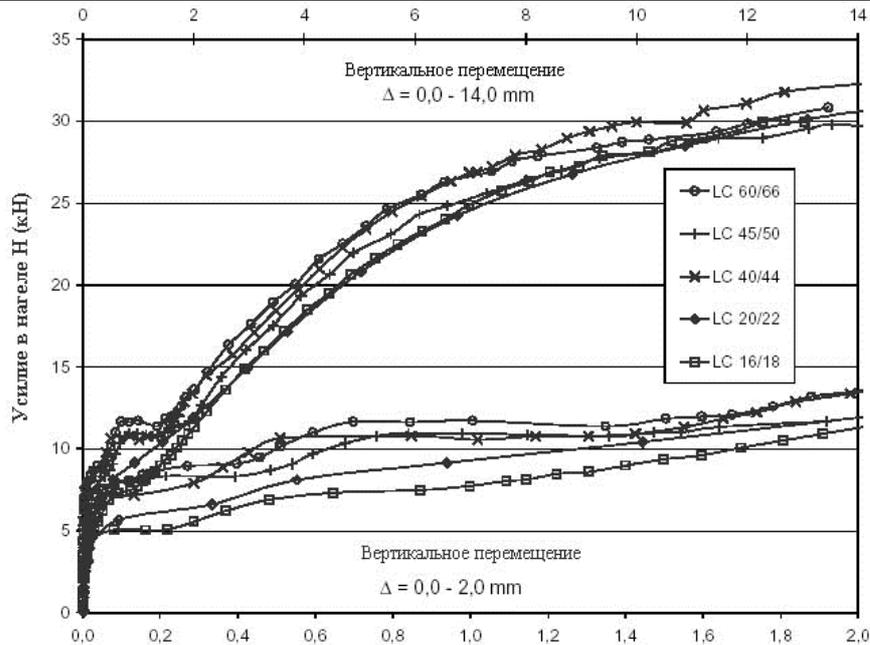


Рис. 4. Зависимость величины нагельного усилия от размера вертикального перемещения /полученные из опытов Dehn и Heb [9].

Vintzeleou и Tassios [13] *

$$H_{cr} = (1.95 \div 1.98) d_b b_n f_{ct} \quad (8)$$

Наиболее значимым является диаметр арматурных стержней, что отмечалось в исследованиях, проведенных Paulay [8] – “с увеличением диаметра арматуры пропорционально увеличивается и усилие, воспринимаемое ей”. Вторым фактором, влияющим на усилие, воспринимаемое нагелем является величина защитного слоя. На рис. 1 и 2 показано сравнение различных методик определения нагельного усилия с экспериментальными данными, которые получили: Baumann и Rusch (рис. 1) и Krefeld и Thurston (рис. 2).

Интересные, на наш взгляд, исследования были проведены Frank Dehn и Thomas Heb [9]. Они провели испытания шести балок прямоугольного сечения из легкого бетона по схеме однопролетной балки на установке, показанной на рис. 3. Конструкция установки обеспечивала измерение усилий в арматуре и вертикальных деформаций на каждом этапе нагружения, при этом исключалось влияние сил зацепления по берегам наклонной трещины и сжатого бетона над наклонной трещиной. Результаты испытаний показаны на рис. 4.

По результатам испытаний [9] можно отметить, что при вертикальных перемещениях $\Delta < 2$ мм величина усилия в нагеле остаётся приблизительно постоянной, а при $\Delta > 2$ мм возрастает по гиперболической зависимости.

Наиболее обоснованные зависимости для определения нагельного усилия в продольной растянутой арматуре, пересекающей диагональную трещину, применительно к расчёту балочных элементов представлены в работах Di Prisco D., Romero J.A. и Gambarova P.G. [10, 11] Для бетонов нормальной прочности величину нагельного усилия предложено определять по формуле:

$$H_{cr} = \mu \cdot k_D \cdot \delta_V, \quad (9)$$

где $\mu = 1 - \left(\frac{\delta_H}{S \cdot \epsilon_{yl}} \right)^2$ – коэффициент, учитывающий влияние осевого усилия в продольной арматуре на величину нагельного усилия;

k_D – жесткость нагеля, моделируемая через коэффициенты жесткости и, учитывающие диаметр продольной арматуры (k_s) и величину защитного слоя (k_w);

δ_V, δ_H – вертикальная и горизонтальная компоненты перемещения плоскости трещины на уровне центра тяжести продольной растянутой арматуры;

d_b – диаметр продольного растянутого стержня;

c – толщина защитного слоя продольной арматуры.

Для характерных случаев образования диагональных трещин вертикальную и горизонтальную компоненты перемещения поверхности трещины определяют в зависимости от безразмерной координаты ξ и средних перемещений трещины $\bar{\delta}_n$ и $\bar{\delta}_t$, рассчитанных из условий совместности деформаций по формулам;

случай 1:
$$\delta_t = \bar{\delta}_t [1 - \cos(2 \cdot \pi \cdot \xi)] \quad \text{и}$$

$$\delta_n = 6 \cdot \bar{\delta}_n (\xi - \xi^2);$$

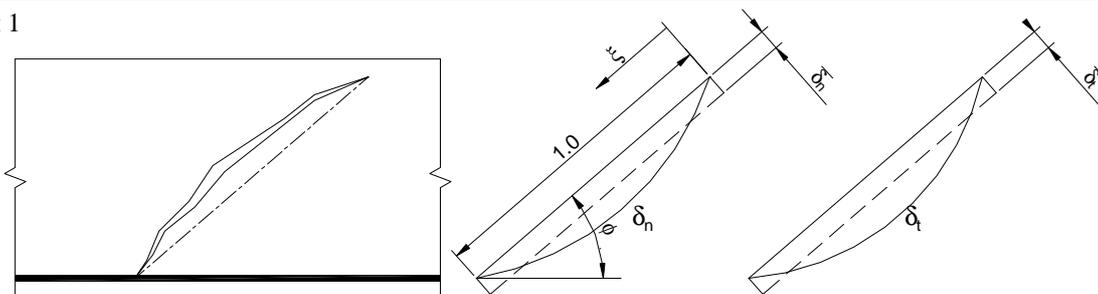
случай 2:
$$\delta_t = \bar{\delta}_t [1 - \cos(\pi \cdot \xi)] \quad \text{и}$$

$$\delta_n = \bar{\delta}_n (3 \cdot \xi - 1.5 \cdot \xi^2).$$

Расчёт железобетонных элементов без поперечного армирования по формулам модифицированной теории полей сжатия (MCFT) и её упрощенной версии, как правило, давало плохое совпадение с экспериментальными данными. Это связано, прежде всего, с принятыми допущениями. Железобетонный элемент без поперечного армирования, как правило, разрушается по одной магистральной наклонной трещине с переменным углом наклона её относительно продольной оси. В MCFT одним из допущений является то, что элемент пронизан системой наклонных трещин с постоянными углом наклона и интервалом между ними, что не соответствует действительной работе элемента без поперечного армирования. Разрушение таких элементов сопровождается большой шириной раскрытия одной магистральной трещины, поэтому формулы, предлагаемые в MCFT для расчёта, дают заниженный результат.

* - В формулах сохранена аббревиатура оригинала-источника цитирования

Случай 1



Случай 2

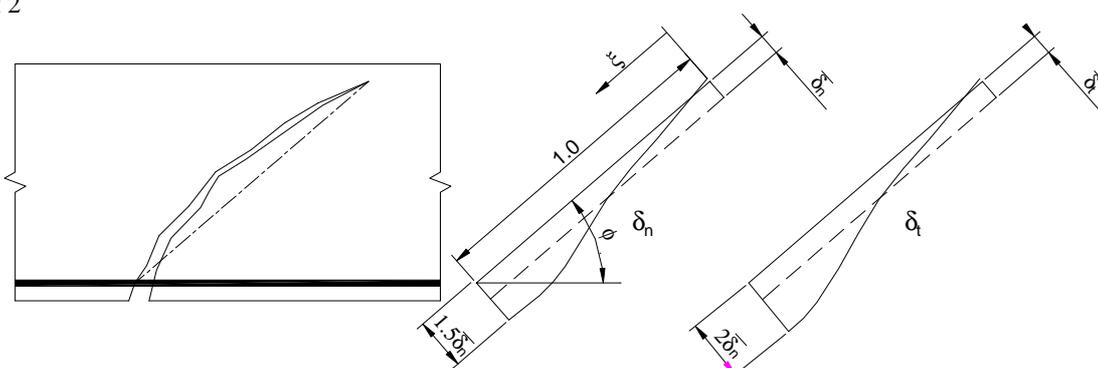


Рис. 5. К определению компонентов перемещений в наклонной трещине согласно [10, 11]

Это несоответствие было отмечено в работе [12] и рекомендовано для элементов без поперечного армирования выполнять корректировку трансформированной диаграммы деформирования бетона при сжатии в зависимости от расчётной ширины раскрытия диагональных трещин:

- при $w_k < 2$ мм – используется диаграмма деформирования как для армированных элементов,

$$f_2 = f_{2,max} \left[2 \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon_c} \right) - \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon_c} \right)^2 \right] \quad (10)$$

- при $2 < w_k < 5$ мм – главные сжимающие напряжения корректируют по формуле:

$$f_{c2} = f'_{c2} (5 - w_k) / 3, \quad (11)$$

где f'_{c2} – главные сжимающие напряжения, рассчитанные по диаграмме (10), используемой для армированных элементов;

- при $w_k > 5$ мм - $f_{c2} = 0$

При этом ширину раскрытия трещин рекомендовано определять по формуле:

$$w_k = S \epsilon_1, \quad (12)$$

где S – среднее расстояние между трещинами, для элементов без поперечного армирования принимается равным 500 мм.

Последние годы в лаборатории самоупроченных конструкций Брестского государственного университета проводится исследование элементов без поперечного армирования. Анализируя проведенные эксперименты и работы [2-8] нами была разработана математическая модель, описывающая поведение продольной арматуры при пересечении её наклонной трещиной. За основу были приняты формулы и допущения упрощённой версии МСФТ. При этом величину среднего расстояния между трещинами определяем по формуле

$$S = d / \sin \theta \leq 2d, \quad (13)$$

где d – рабочая высота элемента; θ – угол наклона трещины.

Нагельный эффект определялся по формулам (1), предложенным Di Prisco D., Romero J.A. и Gambarova P.G. [10, 11], при этом на каждом этапе производилась проверка условия

$$f_2 < f_{2,max}. \quad (14)$$

Если условие не выполняется то расчёт производится по случаю 1, если выполняется и $\epsilon_1 > \epsilon_{cr}$ то – по случаю 2.

На рис. 6 представлено сравнение результатов расчёта величин нагельного усилия в продольной арматуре, полученных по нашей модели с опытными данными Dehn и Heb [9].

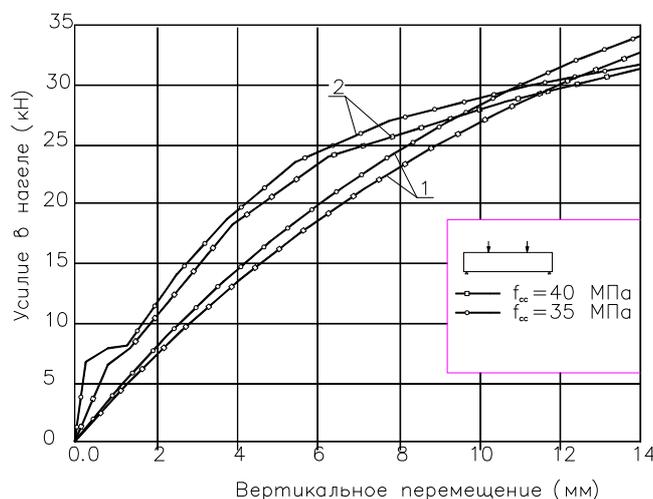


Рис. 6. Сравнение опытных данных [9] –2 с данными расчёта по предложенной методике –1.

При небольших значениях вертикального перемещения предложенная модель даёт заниженный результат, это на наш взгляд является результатом неточного определения ширины раскрытия трещин. Величина среднего расстояния между трещинами, в работе [12] рекомендовано принимать равной 500 мм, а нами – определять по формуле (13), что требует уточнения, так как оно является функцией от многих параметров (пролёта среза, армирования, класса бетона и др.), и поэтому требует дальнейшего изучения.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНБ 5.03.01-02. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования/ Министерство архитектуры и строительства. – Минск., Минскпроект, 2003 – 139 с.
2. Krefeld W., Thureton C.W. Contribution of longitudinal steel to shear resistance of reinforced concrete beams. ACI Journal, Proceedings, 1966, 63, 325-344с.
3. Taylor H. P. J. Investigation of the Dowel Shear Forces Carried by the Tensile Steel in Reinforced Concrete Beams. Cement and Concrete Association, London, 1969, Technical Report 431 publication 42. 431с.
4. Bauman T. and Ruscn H. Versuche zum Studium der Verdubelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkes. In Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton. Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1970, vol. 210.
5. Houde J. and Mirza M. S. A finite element analysis of shear strength of reinforced concrete beams. In Shear in Reinforced Concrete. American Concrete Institute, Detroit, 1974, ACI Special Publication 42, vol. 1, pp. 103-128.
6. Jimenez R., Gergeley P. and white R. N. Shear Transfer Across Cracks in Reinforced Concrete. Department of Structural Engineering, Cornell University, 1978, Report 78-4.
7. Paschen H. and schonhqqf T. Untersuchungen uber in Beton eingelassene Stherbolzen aus Betonstahl. In Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton. Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1983, vol. 346, pp. 105-149.
8. Paulay T., Park R. and Phillips M. H. Horizontal construction joints in cast in place reinforced concrete. In Shear in Reinforced Concrete. American Concrete Institute, Detroit, 1974, ACI Special Publication 42, vol. 2, pp. 599-616.
9. Dehn F., Heb T. Dowel action in high performance lightweight aggregate concrete – 1999, Lacer, No 4, pp. 203-215.
10. Dei Poli S., Prisco M.D., Gambarova P.G. Stress field in web reinforcement concrete thin-webbed beams failing in shear/ Journ. St. Eng., v. 116, No 9, Sept., 1990 – pp. 2496-2515.
11. Di Prisco D., Gambarova P.G. Validation of Animproved Truss Model for Shear in RC and PC Beams/ Study e Recherché, v. 15 Politechnico di Milano, 1994 – pp. 77-102.
12. Vecchio F.D. Analysis of Shear-Critical Reinforced Concrete Beams/ ACI Struct. Journ., v. 97, No 1, Jan. – Feb., 2000 – pp. 102-110.
13. Vintzeleou, Tassios Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions Thesis submitted to the department of civil engineering, National technical university of Athens.
14. Jelic I., Pavlovic M.N., Kotsovos M.D. A study of dowel action in reinforced concrete beams/ Magazine of concrete research, v. 51, No 2, Apr., 1999 – pp. 131-141.
15. Karim S. Rebeiz Shear strength prediction for concrete members/ ACI Journal, 1999, 3, pp. 301-308.
16. ACI Committee 318 “Building code requirements for reinforced concrete ACI 318-89,” American Concrete Institute, Detroit, 1989, pp. 353.

УДК 624.014+624.011.78:692.2

**Мухин А.В., Драган В.И.,
Зинкевич И.В., Луговской М.А.**

РАСПОРНЫЕ АНКЕРЫ

В узловых соединениях строительных конструкций используются анкеры для сопряжения колонн к фундаментам, крепления опорных консолей балочных конструкций, подвесок технологического оборудования, трубопроводов, кабелей, плит утеплителя. Анкеры изготавливают из металла, пластмасс, модифицированной древесины. Анкеры устанавливаются выстреливанием в металл, бетон, кирпичную кладку, деревянные конструкции или в заранее просверленные отверстия в перечисленных материалах. Закрепление их осуществляется за счет распорных усилий и сил трения, возникающих вследствие взаимодействий на уровне молекул в химических и клеенных анкерах, механических воздействий при их установке, механического зацепления в резьбовых соединениях. Широко применяются анкерные болты распорного типа фирм “HUCK”, “BOSH”, “HILTI”, “FISHER”, “MUNGO” диаметром от 6 до 20 мм (рис 1). В Республике Беларусь конструкции самозанкеривающихся распорных болтов для строительства регламентируются ГОСТ 28778-90 «Болты самозанкеривающиеся, распорные для строительства. ТУ».

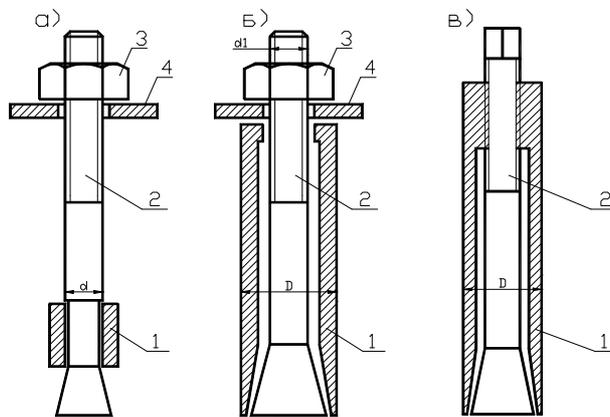


Рис. 1. Конструкции анкерных болтов распорного типа:
1 – втулка; 2 – конический болт; 3 – гайка; 4 – шайба

Мухин Анатолий Викторович, к.т.н., профессор каф. строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Драган Вячеслав Игнатьевич, к.т.н., профессор, первый проректор, зав. каф. строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Зинкевич Игорь Владимирович, к.т.н., доцент каф. строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Луговской Михаил Анатольевич, студент строительного факультета Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.