

Заключение. Для железобетонных элементов из напрягающего бетона могут быть искусственно созданы участки с фиксированным обжатием продольной арматуры бетоном, что приведет к увеличению сцепления на локальном участке. Такой участок предлагается называть линейным самонапряженным анкером, а в зависимости от его положения по длине элемента – торцевым или внутренним.

Список цитированных источников

1. Тур, В. В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона / В. В. Тур. – Брест: Из-во БПИ, 1998. – 246 с.
2. Драган, А. В. Экспериментальное исследование анкерующей способности ненапрягаемой арматуры серповидного профиля при статическом нагружении / А. В. Драган // Вестник БрГТУ, Строительство и архитектура – 2006. – № 1 (37). – С. 64–69.
3. Кондратчик, А. А. Экспериментально-теоретические основы расчета конструкций из напрягающего бетона при совместном действии изгибающего момента, продольных и поперечных сил / А. А. Кондратчик. – Брест: Издательство БрГТУ, 2007. – 172 с.
4. Кондратчик, А. А. Железобетонные конструкции с арматурой, предварительно напряженной комбинированным способом // Строительная наука и техника. – 2008. – № 5. – С. 44–53.
5. Овчинников, И. Г. Влияние косвенного армирования на сцепление стержневой арматуры с бетоном / И. Г. Овчинников // Материалы Воссююзного научно-технического совещания в г. Челябинск. “Сцепление арматуры с бетоном” – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1971. – С. 88–94.
6. Марчук, В. А. Деформации и собственные напряжения несимметрично двухосно армированных плоских элементов из напрягающего бетона на стадии его расширения: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Марчук Виталий Алексеевич. – Брест, 2002. – 176 с.

УДК 624.012.45.046

СОПОСТАВЛЕНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ МЕСТНОМ СРЕЗЕ (ПРОДАВЛИВАНИИ) ПО ОТЕЧЕСТВЕННЫМ И ЗАРУБЕЖНЫМ НОРМАМ

Тамкович С.Ю., Рак Н.А.

Введение. В настоящее время в практике строительства Республики Беларусь получила широкое распространение конструктивная схема многоэтажных зданий с плоскими неразрезными монолитными перекрытиями. Жилые здания, возведенные при такой конструктивной схеме, обеспечивают возможность свободной планировки квартир и обладают повышенными потребительскими качествами.

При такой конструктивной схеме многоэтажного здания наиболее ответственным элементом плоского неразрезного перекрытия является узел примыкания перекрытия к колонне. В этой зоне перекрытия наблюдается значительная концентрация напряжений, направленных перпендикулярно плоскости плиты, которые могут вызвать разрушение плиты от продавливания. В связи с этим при проектировании плоских монолитных перекрытий обязательным является выполнение расчета плиты на продавливание.

Целью проведенных авторами исследований явилось сопоставление и анализ методов расчета прочности железобетонных элементов при продавливании, используемых в нормативных документах различных стран.

Сопоставление и анализ расчетных зависимостей норм. Выполнено сопоставление расчетных зависимостей, представленных в нормативных документах СССР, Республики Беларусь, Российской Федерации и других стран (всего 19 документов).

Все рассмотренные нормы расчета исходят из того, что прочность на продавливание зависит от периметра критического сечения, расчетной высоты плиты и сопротивления бетона на растяжение (сжатие). При этом условие прочности железобетонных плит из тяжелого бетона на продавливание без поперечной арматуры может быть представлено в следующем обобщенном виде

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,c} = f_{cpsh} \cdot u \cdot d, \quad (1)$$

где V_{Sd} — продавливающая сила; V_{Rd} — усилие, воспринимаемое бетоном плиты при продавливании; f_{cpsh} — расчетное сопротивление бетона срезу при продавливании; u — периметр условного (критического) сечения; d — рабочая высота плиты.

Расчетное сопротивление бетона срезу при продавливании f_{cpsh} может быть определено по следующей обобщенной формуле:

$$f_{cpsh} = \alpha_p \cdot \alpha_d \cdot f_{csh}, \quad (2)$$

где f_{csh} — расчетное сопротивление бетона простому срезу; α_p — коэффициент, учитывающий влияние продольной рабочей арматуры плиты; α_d — коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора.

В таблице 1 дана сводка приведенных к единообразному виду расчетных зависимостей норм [1–19] и коэффициентов, входящие в эти зависимости. При этом рассмотрен только случай продавливания плиты без поперечной арматуры центрально сжатой колонной.

Таблица 1 — Сопоставление расчетных зависимостей для расчета плит на продавливание по различным нормативным документам

Нормативный документ	f_{csh}	α_p	α_d	u
1	2	3	4	5
СНБ 5.03.01-02 [1]	$f_{ch} = \max \left\{ \frac{0,225}{\gamma_c} (f_{ck})^{2/3} \right.$	$(100\rho_l)^{1/3}$ $\rho_l < 0,02$	$\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) < 2$	sq: $4l_c + 3\pi d$ c: $\pi(l_c + 3d)$
	$\frac{0,5}{\gamma_c} (f_{ck})$			
СНиП 2.03.01-84* [2]	$r_c \frac{0,9R_{bt}}{\gamma_{br}}$	1	1	$4(l_c + d)$
СП 52-101-2003 [3]	$\frac{0,9R_{bt,r}}{\gamma_{br}}$	1	1	$4(l_c + d)$
ENV 1992-1-1:1992 [14]	$\frac{0,16}{\gamma_c} (f_{ck})^{2/3}$	$(1,2 + 40\rho_l)$ $\rho_l < 0,015$	$(1,6 - d) > 1$	sq: $4l_c + 3\pi d$ c: $\pi(l_c + 3d)$
DIN 1045-1:2001 [12]	$\frac{0,21}{\gamma_c} \eta_1 (f_{ck})^{2/3}$	$(100\rho_l)^{1/3}$ $\rho_l = \begin{cases} 0,4 \frac{f_{ct}}{f_{ctd}} \\ 0,02 \end{cases}$	$\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2$	sq: $4l_c + 3\pi d$ c: $\pi(l_c + 3d)$
СБ-ФІР МС [9] NBR 118/2003 [18] ЕНЕ 1999 [13]	$\frac{0,18}{\gamma_c} (f_{ck})^{2/3}$	$(100\rho_l)^{1/3}$	$\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)$	Sq: $4l_c + 4\pi d$ c: $\pi(l_c + 4d)$

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	
GB 50010-2002 [16]	$\frac{0,7}{\gamma_c} (0,395 f_{cu}^{0,55})$	1	1	$4(l_c + d)$	
JSCE 2002 [17]	$\frac{0,2}{\gamma_b} \sqrt{f_c'}$	$\sqrt{100\rho} < 1,5$	$\sqrt[4]{\frac{1}{d}} + \frac{\sqrt[4]{1/d}}{\left(1 + \frac{l_c}{d}\right)}$	Sq: $4l_c + \pi d$ c: $\pi(l_c + d)$	
EN 1992-1-1:2004 [15]	$f_{c,sh} = \max$	$\frac{0,18}{\gamma_c} (f_{ck})^{2/3}$	$(100\rho_1)^{1/3}$ $\rho_1 \leq 0,02$	sq: $4l_c + 4\pi d$ c: $\pi(l_c + 4d)$	
		$0,035 \cdot f_{ck}^{1/2}$	1		
BS 8110-97 [8]	$\frac{0,79}{\gamma_c} \cdot f_{cu} < 25 \text{ МПа}$	$(100\rho_1)^{1/3}$ $\rho_1 \leq 0,03;$	$\sqrt[4]{\frac{400}{d}} \geq 0,67$	$4 \cdot (l_c + 3d)$	
	$\frac{0,79}{\gamma_c} \sqrt[3]{\frac{f_{cu}}{25}}$, $25 \leq f_{cu} \leq 40 \text{ МПа}$				
	$\frac{0,79}{\gamma_c} \sqrt[3]{1,6}$, $f_{cu} > 40 \text{ МПа}$				
AS3600 [6]	$0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_n}\right) \cdot \sqrt{f_c'}$ но не менее $0,34 \cdot \sqrt{f_c'}$,	1	1	sq: $4(l_c + d)$ c: $\pi(l_c + d)$	
STR 2.05.05:2005 [19]	$f_{c,sh} = \max$	$\frac{0,18}{\gamma_c} (f_{ck})^{2/3};$	$(100\rho_1)^{1/3}$ $\rho_1 \leq 0,02$	Sq: $4l_c + 3\pi d$ c: $\pi(l_c + 3d)$	
		$\frac{0,4}{\gamma_c} (f_{ck})$	1		
BAEL 91 révisé 99 [7]	$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$, $f_{c28} \leq 40 \text{ МПа}$	$(0,05 + 1,5\rho_1)$ $\rho_1 \leq 0,015$	1	$4 \cdot (l_c + d)$	
	$\frac{(f_{c28})^{1/2}}{\gamma_b}$, $40 < f_{c28} \leq 80 \text{ МПа}$	$(0,32 + 6,6\rho_1)$ $\rho_1 \leq 0,015;$			
ACI 318-02 [4] ACI 318-05 [5] CIRSOC 201 [10]	$f_{c,sh} = \min$	$0,083 \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \cdot \sqrt{f_c'}$ $0,083 \left(\frac{\alpha d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f_c'}$ $0,33 \sqrt{f_c'}$	1	1	Sq: $4(l_c + d)$ c: $\pi(l_c + d)$

Продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5
CSA-A23.3-04 [11]	$0,19\lambda\phi_c \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f_c'}$ $\lambda\phi_c \left(\frac{\alpha_c d}{b_c} + 0,19\right) \sqrt{f_c'}$ $0,38\lambda\phi_c \sqrt{f_c'}$	1	$\left(\frac{1300}{\sqrt{1000+d}}\right)$ при $d > 300$ мм	$Sq: 4(l_c + d)$ $c: \pi(l_c + d)$

В приведенных зависимостях сохранены обозначения нормативных документов.

R_{bn} , R_{bm} , γ_b (γ_{bl}) — соответственно нормативное (призменное) сопротивление бетона осевому сжатию, растяжению, определенные с обеспеченностью 0,95 [МПа]; коэффициент надежности по бетону; f_{ck} , f_{tk} , γ_c — соответственно нормативное (цилиндрическое) сопротивление бетона осевому сжатию, растяжению, определенное с обеспеченностью 0,95, [МПа]; коэффициент безопасности по бетону; f_t — нормативное сопротивление бетона растяжению, [МПа]; f_{cu} — нормативное (кубиковое) сопротивление бетона осевому сжатию, определенное с обеспеченностью 0,95 [МПа]; f_{c28} — нормативное (цилиндрическое) сопротивление бетона осевому сжатию [МПа]; f_c' , ϕ_c , λ — соответственно нормативное (цилиндрическое) сопротивление бетона осевому сжатию, определенное с обеспеченностью 0,90, ($f_c' \approx f_{ck} + 1,5$) [МПа]; коэффициент надежности по бетону; коэффициент, учитывающий вид бетона; l_c — длина стороны (диаметр) грузовой площадки; β_c , β_n — отношение большей стороны грузовой площадки к меньшей; α_c — коэффициент, учитывающий положение грузовой площадки; ρ — коэффициент продольного армирования; d — рабочая высота.

Условные обозначения в графе 5 таблицы:

«Sq» — квадратная колонна; «c» — круглая колонна;

Сопоставление показало, что в рассмотренных нормативных документах имеются различные подходы к механизму разрушения от продавливания и расчету прочности бетона на срез, хотя используются эмпирические зависимости, близкие по характеру.

Нормы [1, 7–9, 12–15, 17–19] учитывают повышение несущей способности в результате стеснения деформаций бетона работой продольной арматуры. В них также введен масштабный коэффициент, учитывающий уменьшение продавливающей силы при увеличении рабочей высоты до некоторого предела.

В то же время, несмотря на простоту и удобство использования расчетных зависимостей норм [2, 3, 16], не учитываются многие факторы, которые как показали экспериментальные исследования, существенно влияют на несущую способность плит на продавливание. По универсальности и широте охвата они значительно уступают остальным нормам.

При анализе норм был выполнен расчет по определению разрушающего усилия при продавливании плит из тяжелого бетона по методикам норм [1, 4, 8, 14, 15, 17] при постоянных рабочей высоте и проценте армирования и переменной прочности бетона. Результаты расчета представлены на рис.1 в виде графика соотношения разрушающих усилий при продавливании по нормам [1, 4, 8, 14, 15, 17] к прочности бетона.

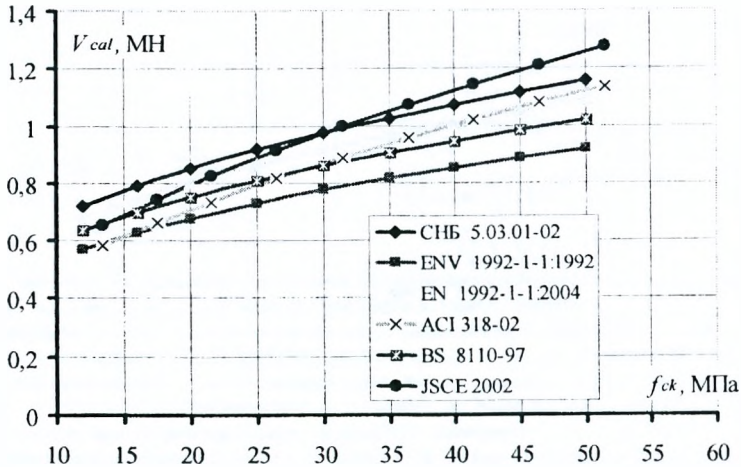


Рисунок 1 – Изменение значений разрушающих усилий при местном срезе V_{cal} в зависимости от прочности бетона f_{ck} (при $d = 200$ мм и $\rho = 0,01$)

Анализ полученных результатов показал, что прочности плит на продавливание при постоянной рабочей высоте и проценте армирования и переменной прочности бетона по нормам различных стран [1, 4, 8, 14, 15, 17] имеют небольшой разброс, но в основном близки между собой. При этом более осторожные величины получаются по Eurocode 2 [14], а остальные нормы [1–13, 15–19] дают более высокие значения несущей способности.

Заключение. В ходе сопоставления методов расчета прочности железобетонных элементов при продавливании установлено, что во всех нормах предельное состояние конструкций характеризуется образованием усеченной пирамиды (конуса), меньшее основание которого очерчено контуром грузовой площадки, и образующие которого наклонены под углом ($26,6^\circ$, $33,7^\circ$ или 45°) к горизонтали. Показано, что рассматриваемые нормы расчета исходят из того, что прочность на продавливание зависит от периметра критического сечения, расчетной высоты плиты и сопротивления бетона на растяжение (сжатие). Также в большинстве норм учитывается повышение несущей способности в результате стеснения деформаций бетона работой продольной арматуры. Проведенный анализ полученных результатов показал, что прочности плит на продавливание по нормам различных стран имеют небольшой разброс, но в основном близки между собой.

Список цитированных источников

1. СНБ 5.03.01-02. Конструкции бетонные и железобетонные. / МАиС РБ. – Минск, 2003. – 140 с.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР – М: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
3. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М: ФГУП ЦПП, 2004. – 53 с.
4. ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02). American Concrete Institute, Farmington Hills. – Michigan, 2002.

5. ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05), American Concrete Institute, Farmington Hills. – Michigan, 2005.
6. AS3600. Concrete Structures Standard. Standards Association of Australia, 1994.
7. BAEL 91 revise 99. Regles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en beton arme suivant la methode des etats limites. – Paris, 1999 – 246 p.
8. BS 8110-1: 1997. Structural use of concrete – Part 1: code of practice for design and construction. British Standard Institution. – London, 1997. – 163 p.
9. CEB-FIP Model Code 90. – London, Tomas Telford, 1998. – 462 p.
10. CIRSOC 201. Reglamento Argentino De Estructuras De Hormigon. – INTI, Buenos-Aires, 2005. – 518 p.
11. CSA A23.3-04. Design of concrete structures. – Canadian Standard Association, 2004. – 214 p.
12. DIN 1045-1:2001. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. – Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2001. – 148 p.
13. EHE. Instruccion de Hormigon Estructural. – Madrid, 1999. – 360 p.
14. ENV 1992-1-1:1992. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. – CEN, Brussels, 1991. – 176 p.
15. EN 1992-1-1:2004. Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. – CEN, Brussels, 2004. – 225 p.
16. GB 50010-2002. Code for Design of Concrete Structures. – Beijing, China Architecture & Building Press, 2002. – 204 p.
17. JSCE. Standard specification for concrete structures. – Japan Society of Civil Engineering, 2002.
18. NBR 6118:2003. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (Design of structural concrete – Procedure). – ABNT. – Rio de Janeiro, 2004. – 221 p.
19. STR 2.05.05:2005. Betoninių ir gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas. – Vinius, 2005. – 124 p.

УДК 624.012.35:69.057.43

ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ МЕТОДОВ РАСЧЕТА БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ ПО ОТЕЧЕСТВЕННЫМ И ЗАРУБЕЖНЫМ НОРМАМ

Рак Н.А.

Введение. Железобетонные конструкции являются в настоящее время основным видом несущих конструкций зданий и сооружений по масштабам применения в строительстве Республики Беларусь. Обеспечение надежности и долговечности железобетонных конструкций является неперенным условием повышения их эффективности.

Надежность и долговечность конструкций должны быть обеспечены выполнением требований нормативных документов по проектированию, качеством проектирования, качеством изготовления конструкций, качеством возведения (монтажа), выполнением требований по режиму эксплуатации.

В настоящей статье с использованием банка экспериментальных данных (БЭД) оценена точность и надежность методов расчета прочности бетонных элементов при местном сжатии, используемых в нормативных документах различных стран.

Оценка надежности методов расчета. Оценка надежности методов расчета прочности бетона при местном сжатии, регламентированных европейскими [1] и отечественными нормами [2], выполнялась согласно приложению D дейст-