

УДК 624.012.25

**АНАЛИЗ НЕКОТОРЫХ НОРМАТИВНЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ  
СИЛЫ**

**АНАЛІЗ ДЕЯКИХ НОРМАТИВНИХ МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ  
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ НА ДІЮ ПОПЕРЕЧНОЇ СИЛИ**

**SOME CODES CALCULATION METHODS ANALYSIS OF RC  
MEMBERS SUBJECTED TO SHEAR**

**Коцюрубенко О.Н., аспирант, Крантовская Е.Н., к.т.н., доц.,  
Карпюк В.М., д.т.н., проф.** (Одесская государственная академия  
строительства и архитектуры, г. Одесса)

**Коцюрубенко О.М., аспирант, Крантовська О.М., к.т.н., доц.,  
Карпюк В.М., д.т.н., проф.** (Одеська державна академія будівництва та  
архітектури, м. Одеса)

**Kotsiurubenko O.M., Postgraduate Student, Krantovska O.M., Candidate of  
Engineering Sciences (Ph.D.), Docent Karpiuk V.M., Doctor of Engineering  
Sciences, Full Professor** (Odesa State Academy of Civil Engineering and  
Architecture, Odesa)

Рассмотрены принципы расчета железобетонных балок на действие поперечной силы по нормативным методикам, заложенных в действующие отечественные, международные и некоторые другие национальные нормативные документы. Обозначены принципиальные различия в расчетах по нормативным документам, использующим одинаковые подходы к методам расчета, установлены параметры соответствия в разных методах расчета.

Розглянуто принципи розрахунку залізобетонних балок на дію поперечної сили за нормативними методиками, що закладені у чинні вітчизняні, міжнародні та деякі національні нормативні документи. Позначені принципові відмінності у розрахунках по нормативним документам, що використовують однакові підходи до методів розрахунку, встановлені параметри відповідності у різних методах розрахунку.

The principles of calculation of reinforced concrete beams subjected to shear according the methods laid down in the applicable native, international and some national building codes are considered. Principle differences in

**calculations according to different codes used the same approach to methods are drawn; corresponded parameters from different methods are established.**

**Ключевые слова:**

Железобетонные элементы, несущая способность, методы расчета, строительные нормы.

Залізобетонні елементи, несуча здатність, методи розрахунку, будівельні норми.

RC members, bearing capacity, calculation methods, building codes

**Введение.** В основу методов расчета прочности железобетонных элементов подавляющего большинства современных нормативных документов по проектированию бетонных и железобетонных элементов и конструкций [1, 2, 3, 4, 5] заложена, так называемая, деформационная модель их нормального сечения, основанная на использовании полных диаграмм деформирования сжатого бетона. Но, если деформационная модель для расчета прочности железобетонных конструкций по нормальным сечениям на действие изгибающих моментов и продольных сил разработана и принята для практического использования, то расчет по наклонным сечениям носит эмпирический или полумпирический характер, в связи со сложностью описания напряженно-деформированного состояния.

Расчет элементов на действие поперечной силы в ныне действующих украинских [1], белорусских [3], международных европейских [2] и американских [5] нормах основывается на «ферменной модели», которая состоит из растянутых и сжатых стержневых элементов. В российских [4] и белорусских [3] нормах, которые опираются на ранее действовавший СНиП 2.03.01-84\*[6], используется метод наклонных сечений. При этом, если в белорусские нормы метод перешел в том же виде с новыми обозначениями, то в русских метод используется в усовершенствованном варианте.

Общеизвестно, что несовершенства аналитических моделей, заложенные в нормативные документы, обуславливают поиск путей их преодоления, а многочисленные исследования [7, 8, 9, 10, 11, 12] показывают эффективность решения данной задачи посредством анализа подходов, используемых в нормативных документах различных стран.

**Анализ последних исследований и публикаций.** Основы метода ферменной аналогии заложили W. Ritter, E. Mörsh, F. Leonghart, P.E. Regan. Теоретическую и экспериментальную базу метода наклонных сечений формировали и развивали В.И. Мурашев, М.С. Боришанский, А.А. Гвоздев, А.Б. Гольшев, А.С. Залесов, Ю.А. Климов, В.В. Тур и др.

Проблемой прогноза несущей способности железобетонных элементов по строительным нормам различных стран занимается широкий круг отечественных и зарубежных исследователей. Особенности строительных норм разных стран, а именно различные подходы к пониманию работы

железобетонных элементов, в частности на действие поперечной силы рассматривают Л.А. Мурашко, Р.И. Кинаш, В.В. Левич [7]; А.Г. Колмагоров, В.С. Плевков [8], В.В. Тур, А.А. Кондратчик [13], F.P. Hirata, R.G.M. de Andrade, J.C. Della Bella [9], A. Dahlgren, L. Svensson [11]. Стоит отметить, что в работах [7, 8] авторы приводят основательный анализ принципов и подходов, заложенных в национальных и международных нормах, однако, большинство из указанных в этих трудах документов уже не действуют или заменены современными редакциями.

Международные нормы EN 1992-1-1 [2] с заложенными в них аналитическими моделями, приняты за основу для разработки современных строительных норм Украины [1] и учтены для совершенствования норм Белоруссии [3]. Впрочем, по зарубежным исследованиям [9], где определялся уровень надежности различных современных нормативных документов при расчете элементов на действие поперечной силы, нормы EN 1992-1-1:2004 [2] получили отметку «менее рекомендованные», по сравнению с «более рекомендованными» – нормами Америки, Канады, Бразилии. Вышеизложенное свидетельствует о необходимости дальнейшего поиска путей совершенствования рассматриваемых методов расчета.

**Выделение ранее нерешённых частей общей проблемы.** Решения проблемы определения несущей способности наклонных сечений железобетонных элементов и результаты поиска адекватной аналитической модели, отражающей реальную работу железобетонного элемента под нагрузкой, предложены в работах W. Ritter, E. Mörsh, М.С. Боришанского, А.А. Гвоздева, А.Б. Голышева, М.Р. Collins, F.J. Vecchio, А.С. Залесова, Ю.А. Климова, Л.А. Дорошкевича, Б.Г. Демчины, С.Б. Максимович, В.В. Тура, Т.М. Пецоляда, А.А. Кондратчика, В.Н. Малиновского. Однако, как показывают последние исследования [9, 11, 14], существующих наработок по совершенствованию используемых нормативных методик и внедрению авторских методов расчета в качестве нормативных недостаточно для утверждения, что данная задача решена, особенно в отечественных нормах [1].

В работах большинства зарубежных авторов [9, 10, 11, 12], где анализируются подходы в понимании работы пролетного элемента на действие поперечной силы, рассматривается только модель ферменной аналогии в различных ее вариантах (с фиксированным углом наклона или вариативным), и не рассматривается модель расчета по наклонным сечениям, которая долгое время господствовала в отечественной практике проектирования.

**Цель работы.** Данная статья призвана углубить наработки [15, 16, 17] в направлении исследования прогноза несущей способности наклонных сечений неразрезных железобетонных балок прямоугольного сечения без

наклонной поперечной арматуры с помощью сравнительного анализа расчетных формул, заложенных в современные отечественные ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [1], международные EN 1992-1-1:2004 [2], АСІ 318-14 [5] и некоторые другие национальные нормативные документы СНБ 5.03.01-02 [3], СНиП 52-01-2003 [4] по расчету и проектированию железобетонных конструкций.

**Основной материал исследования.** Рассмотрим методы расчета железобетонных балок на действие поперечных сил, предлагаемых действующими нормативными документами [1, 2, 3, 4, 5].

На сегодня доминирующую позицию занимает ферменная аналогия, как используемая в нормативных документах многих стран мира. Впрочем, применение ферменной аналогии в нормативных документах разных стран имеет свои особенности. В отечественных ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [1], так же как и в международных EN 1992-1-1:2004 [2], для элементов с поперечной вертикальной арматурой сопротивление элемента поперечной силе  $V_{Rd}$  определяется как меньшее из значений:

- поперечная сила, которую может воспринять поперечная арматура на границе текучести  $V_{Rd,s}$  ((6.8) [1], (7.95) [2]):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg\theta, \text{ кН} \quad (1)$$

- максимальная поперечная сила, которую может воспринять сечение прежде, чем произойдет разрушение условного бетонного подкоса  $V_{Rd,max}$  (6.9) [1], (7.95) [2]:

$$V_{Rd,max} = \frac{a_{sw} \cdot b_w \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{ctg\theta + tg\theta}, \text{ кН} \quad (2)$$

где  $A_{sw}$  – площадь поперечного сечения поперечной арматуры;  $\theta$  – угол наклона сжатых бетонных подкосов к горизонтали;  $z$  – плечо внутренней пары сил,  $z=0,9 \cdot d$ ;  $d$  – рабочая высота сечения;  $s$  – шаг поперечных стержней;  $f_{ywd}$  – расчетная прочность поперечной арматуры на границе текучести;  $a_{sw}$  – коэффициент, учитывающий уровень сжимающих напряжений в сжатом поясе;  $v_1$  – коэффициент снижения прочности бетона с трещинами в сжатом поясе.

Согласно п. 4.6.3.3 [1], при определении сопротивления элемента поперечной силе  $V_{Rd}$ , как уже указывалось выше, за основу принимается меньшее из значений  $V_{Rd,s}$  и  $V_{Rd,max}$ . Очевидно, что такой подход не отражает реальной работы элемента, поскольку не учитывает работу растянутого бетона, продольной арматуры и т.д. В пособии [18], при проектировании поперечного армирования, авторы предлагают расчетную поперечную силу  $V_{Ed}$  определять как такую, что воспринимается совместно бетоном  $V_{Rd,c}$ , и поперечной арматурой  $V_{Rd,s}$ . При этом, несущую способность бетона принимают большей из двух величин, определяемых по формулам (3, 4):

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot K \cdot \sqrt{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm}}] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН} \quad (3)$$

$$V_{Rd,c} = 0,035 \cdot \sqrt{f_{ctm}} \cdot K^2 \cdot b_w \cdot d, \text{ кН} \quad (4)$$

где  $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$  и  $\kappa = 1 + \sqrt{\frac{100}{\rho_l}} \leq 2$  – эмпирические коэффициенты;  $\rho_l$  – коэффициент продольного армирования;  $f_{ctm}$  – нормативная цилиндрическая прочность бетона на сжатие;  $b_w$  – наименьшая ширина растянутой зоны сечения;  $d$  – рабочая высота сечения.

Вероятно, такой подход лучше отражает работу железобетонного элемента и, как мы увидим далее, соответствует другим методам расчета.

Несмотря на единство подхода и общность учитываемых параметров, все же в расчетах по ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [1] и EN 1992-1-1 [2], существуют различия, на которые указывают авторы практического пособия [18]. Так по отечественным нормам расчетная прочность бетона сжатию определяется как  $f_{cd} = f_{ck,prism}/\gamma_c$ , где коэффициент надежности  $\gamma_c = 1,5$ ,  $f_{ck,prism}$  – призмная прочность бетона. По Eurocode 2 расчетная прочность бетона на сжатие  $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$ , где  $f_{ck}$  – прочность бетона цилиндрических образцов; коэффициент надежности  $\gamma_c = 1,3$  и для сжатого, и для растянутого бетона. Предельные деформации сжатого бетона, согласно предпосылкам, заложенным в ДБН и ДСТУ, не зависят от напряженного состояния рассматриваемого элемента, а только от класса бетона; в нормах Eurocode 2 их величина в сжатом бетоне зависит от характера напряженного состояния. Обозначенные различия следует учитывать при оценке результатов расчетов по указанным нормам.

В американских нормах ACI 318-14 [5], где также используется ферменная модель, но с фиксированным углом наклона  $\theta = 45^\circ$ , принята методика по наибольшим усилиям на срез. Она предусматривает максимальную (предельную) поперечную силу, которая воспринимается совместно бетоном  $V_c$  и арматурой  $V_s$  (п.9.5.1.1 (b)) [5]:

$$\varphi \cdot (V_c + V_s) \geq V_u, \text{ кН} \quad (5)$$

где  $V_u$  – предельная поперечная сила в сечении;  $\varphi$  – коэффициент безопасности;  $V_c$  – номинальное сопротивление бетона поперечной силе.

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d, \text{ кН} \quad (6)$$

$$V_c = \left[ 0,16 \cdot \sqrt{f'_c} + 0,17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u}{M_u} \cdot d \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН} \quad (7)$$

где  $f'_c$  – расчетная прочность бетона на сжатие;  $\rho_w$  – коэффициент продольного армирования;  $V_u$ ,  $M_u$  – поперечная сила и изгибающий момент в сечении; их соотношение в формуле (5) принимают не более 1; рекомендуемая величина 0,75. Значение  $V_c$  не должно превышать  $3,5 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ .

Вертикальная сила, воспринимаемая вертикальными хомутами  $V_s$  определяется по формуле (22.5.5.1) [5]:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}, \text{ кН} \quad (8)$$

где  $A_v$  – площадь поперечной арматуры;  $f_{yt}$  – предельное сопротивление поперечной арматуры растяжению.

В белорусских [3] и российских [4] национальных нормах, в которых используются положения ранее действовавших СНиП 2.03.01-84\* [6], несущая способность наклонного сечению обуславливается несущей способностью бетона и поперечной арматуры. Поперечная сила в сечении, воспринимаемая бетоном, определяется по полуэмпирической зависимости (7.81) [3] и (8.57) [4], и она обратно пропорциональна длине проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента  $l_{inc}$  и  $C$  соответственно:

$$V_{cd} = \frac{\eta_{c2} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}{l_{inc}}, \text{ кН} \quad (9)$$

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}, \text{ кН} \quad (10)$$

где  $\eta_{c2}$  та  $\varphi_{b2}$  – коэффициенты, учитывающие вид бетона;  $\eta_f$  – коэффициент, учитывающий влияние полков для тавровых и двутавровых элементов;  $\eta_N$  – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил;  $f_{ctd}$  и  $R_{bt}$  – прочность бетона растяжению.

Для элементов прямоугольного поперечного сечения, подверженных воздействию только поперечной силы (без продольных сил), выражение в скобках в формуле (9) принимает вид  $\eta_{c2}$ .

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой, определяется полуэмпирической зависимостью (7.87) [3] и (8.58) [4], которая прямо пропорциональна  $C$  и  $l_{inc}$  соответственно:

$$V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc,cr}, \text{ кН} \quad (11)$$

$$Q_s = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C, \text{ кН} \quad (12)$$

где  $v_{sw}$ ,  $q_{sw}$  – усилия в поперечной арматуре на единицу длины элемента; определяются по формулам (7.86) [3] и (8.59) [4] соответственно:

$$v_{sw} = \frac{f_{yt} \cdot A_{sw}}{s}, \text{ кН} \quad (13)$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s}, \text{ кН} \quad (14)$$

Коэффициенты  $\varphi_{b2}$  и  $\varphi_{sw}$  в формулах (10) и (12) полученные эмпирическим путем.

Таким образом, методы расчета железобетонных элементов на действие поперечных сил, представленные в современных нормативных документах, существенно отличаются друг от друга и содержат эмпирические и полуэмпирические зависимости. Аналитические выражения описанных

особенностей различных методов, в зависимости от нормативного документа, в котором они используются, приведено в табл. 1.

Таблица 1

Расчетные формулы для определения прочности наклонных сечений по нормативным документам

Нормы	Наименование компонента	Расчетная формула
1	2	3
ACI 318RM-14 [5]	Несущая способность наклонного сечения балки $V_u$	$\varphi \cdot (V_c + V_s)$
	Прочность бетона $V_c$	$0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$
	Прочность поперечной арматуры $V_s$	$\frac{A_v \cdot f_{yt}}{s} \cdot d$
ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [1], EN 1992-1-1:2004 [2]	Несущая способность наклонного сечения балки $V$	Меньшее из $V_{Rd,max}$ и $V_{Rd,s}$
	Прочность бетона $V_{Rd,max}$	$\frac{1}{\text{ctg}\theta + \text{ctg}\theta} \cdot \alpha_{rv} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot 0,9$
	Прочность поперечной арматуры $V_{Rd,s}$	$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \text{ctg}\theta$
Практический расчет [19]	Несущая способность наклонного сечения балки $V_{Ed}$	$V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$
	Прочность бетона $V_{Rd,c}$ - большее	$-\left[ C_{Rd,c} \cdot K \cdot \sqrt{100 \cdot \frac{A_s}{b_w d} \cdot f_{ck}} \right] \cdot b_w \cdot d$ $- 0,035 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot K^2 \cdot b_w \cdot d$
	Прочность поперечной арматуры $V_{sw}$ – меньшее	$-\frac{A_{sw} f_{ywd}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \text{ctg}\theta$ $-\frac{A_{sw} b_w v_{sw} v_{fd}}{\text{ctg}\theta + \text{ctg}\theta}$
СНБ 5.03.01-02 (стержневая система) [3]	Несущая способность наклонного сечения балки $V_{Rd,sy}$	$V_{Rd,sy}$ Должно выполняться условия $V_{Rd,sy} \leq V_{Rd,max}$
	Прочность бетона $V_{Rd,max}$	$\frac{1}{\text{ctg}\theta + \text{ctg}\theta} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot 0,9$
	Прочность поперечной арматуры $V_{Rd,sy}$	$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \text{ctg}\theta$

Продолжение табл. 1

Нормы	Наименование компонента	Расчетная формула
1	2	3
СНБ 5.03.01-02 (модель наклонных сечений) [3]	Несущая способность наклонного сечения балки $V_{Rd}$	$V_{cd} + V_{sw}$
	Прочность бетона $V_{cd}$	$\frac{\eta_{cs} \cdot d}{l_{inc}} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$
	Прочность поперечной арматуры $V_{sw}$	$\frac{f_{ywd} \cdot A_{sw}}{s} \cdot l_{inc, \sigma}$
СНиП 52-01-2003 [4]	Несущая способность наклонного сечения балки $Q$	$Q_b + Q_{sw}$
	Прочность бетона $Q_b$	$\frac{\varphi_{bz} \cdot h_0}{C} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$
	Прочность поперечной арматуры $Q_{sw}$	$\varphi_{sw} \cdot \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} \cdot C$

Из вышеизложенного следует, что модель ферменной аналогии в нормах разных стран, кроме различий в применяемых коэффициентах, получила разные направления развития за счет учета вклада бетона в несущую способность элемента. А именно, поперечная сила, воспринимаемая бетоном, рассматривается как составляющая (АСИ 318-14 [5]) или может быть принята в качестве основы, после сравнения с несущей способностью поперечной арматуры (ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [1], EN 1992-1-1:2004 [2]). Еще одно различие метода ферменной аналогии в нормах разных стран заключается в определении угла наклона бетонного подкоса (наклонной трещины)  $\theta$ , который в американских нормах АСИ 318-14 [5] принимается фиксированным  $\theta=45^\circ$ , а в нормах EN 1992-1-1:2004 [2] и нормах, которые на них опираются [1, 3] – вариативным  $\theta=22\dots45^\circ$ .

Кроме различий значений параметров в рамках метода ферменной аналогии существуют отличия и в определении длины горизонтальной проекции опасного наклонного сечения, которые, как указывает А.С. Залесов в [14], влияют на величину поперечной силы. Так, в американских нормах АСИ 318-14 [5] согласно формуле (6), эта величина равняется высоте рабочего сечения  $d$ ; в европейских EN 1992-1-1:2004 [2], отечественных нормах ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [1], белорусских СНБ 5.03.01-02 (стержневая система) [3] – равна длине, обусловленной величиной выбранного угла наклона трещины  $ctg\theta=(1\dots2,5) \cdot d$ ; в российских СНиП 52-01-2003 [4] и белорусских СНБ



5.03.01-02 [3] поперечная сила определяется на длине, равной горизонтальной проекции критической наклонной трещины  $C=(1...2) \cdot h_0$  и  $l_{inc}=(1...2) \cdot d$ . (где  $h_0$  – рабочая высота поперечного сечения). Как видно из указанных значений интервалов величин  $d$ ,  $ctg\theta$ ,  $C$ ,  $l_{inc}$ , при существующих различиях в представлении работы железобетонного элемента граничные значения расстояния, на котором определяется сопротивление поперечной арматуры, для метода ферменной аналогии со сменным углом наклона и для метода наклонных сечений практически одинаковы. Для метода ферменной аналогии, как указано в [11, с. 88], это объясняется законами механики, поскольку именно в этом интервале обеспечиваются условия равновесия независимо от выбранного угла наклона  $\theta$ . Очевидно, такое объяснение справедливо и для метода наклонных сечений. Однако, при такой вариативности и отсутствии четких указаний в выборе этого параметра результаты расчета также будут разными. Это свидетельствует о необходимости дальнейшего совершенствования методов расчета железобетонных элементов на действие поперечной силы.

Кроме того, подавляющее большинство методов расчета, заложенных в современные нормативные документы, учитывает совместную или раздельную прочность сжатого бетонного подкоса (или бетона между наклонными трещинами) и прочность поперечной арматуры на растяжение, и, как известно, пренебрегают другими параметрами, влияние которых на несущую способность наклонного сечения доказано экспериментально [14]. К последним относятся «нагельный эффект» продольной арматуры, зацепление между берегами трещин, работа бетона сжатой зоны в полной мере и другие. Из рассмотренных норм, только в СНиП 52-01-2003 [4], сделана попытка учесть указанные факторы коэффициентом  $\varphi_{b2}$ , который, впрочем, принимается с постоянным значением 1,5. Следствием игнорирования этих факторов является значительное расхождение расчетных и экспериментальных граничных усилий.

Несмотря на принципиальное различие методов ферменной аналогии и наклонных сечений в представлении работы железобетонного элемента, математические выражения их моделей строятся по одинаковым законам с использованием тех же характеристик, но с различным набором коэффициентов, учитывающих те или иные факторы и полученных эмпирическим или полуэмпирическим путем. При этом, в обоих методах присутствует вариативная переменная, от выбора величины которой, в том числе, зависит истинность искомой несущей способности наклонного сечения. В методе наклонных сечений – это горизонтальная проекция опасного наклонного сечения на продольную ось элемента  $l_{inc}$  и  $C$ , в методе «ферменной аналогии» – котангенс угла наклона бетонного подкоса (наклонной трещины)  $ctg\theta$ . При этом, граничные значения интервала допустимых значений, как описано выше, в обоих методах, практически, одинаковы. Таким образом, можем выдвинуть предположение о возможности

совершенствования одного метода, учитывая направление развития другого при изучении и выявлении новых факторов, влияющих на выбор значений  $l_{inc}$  ( $C$ ) и  $ctg\theta$  или других дополнительных факторов. Например, в расчет методом ферменной аналогии ввести коэффициент, учитывающий зацепление между берегами трещин, «нагельный эффект» продольной арматуры и другие параметры, заимствовав подход из усовершенствованного метода наклонных сечений, заложенного в СНиП 52-01-2003 [4].

**Выводы.** В результате анализа расчетных формул:

- 1) обозначены различия между предпосылками, заложенными в действующие отечественные ДБН В.2.6-98:2009 [19], ДСТУ Б В.2.6-156:2010 и опорный стандарт En 1992-1-1 [2], а именно в определении расчетной прочности бетона сжатия и предельных деформаций сжатого бетона, которые следует учитывать при сопоставлении результатов расчетов по указанным нормам друг с другом, а также с результатами натуральных экспериментов;
- 2) установлены параметры, которые соответствуют друг другу в разных методах расчета, а именно горизонтальная проекция наклонной трещины ( $C$ ,  $l_{inc}$ ) в методе наклонных сечений и котангенс угла наклона бетонного раскоса ( $ctg\theta$ ) в методе ферменной аналогии, а также их граничные значения;
- 3) выделен параметр прочности бетона в методах: наклонных сечений ( $\frac{R_{bt}}{c}$  и  $\frac{R_{bt}}{l_{inc}}$ ) и ферменной аналогии ( $\frac{1}{ctg\theta}$ ), заложенных в различные нормы. В дальнейших исследованиях необходимо установить характер закона его изменения для различных методов расчета, а также сравнить результаты расчетов прочности наклонных сечений исследуемых элементов по указанным нормам с результатами натуральных экспериментов с целью определения их сходимости и разработать рекомендации по усовершенствованию нормативных методов расчета.

1. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – [Чинний від 2011–06–01]. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. – 164 с. – (Національний стандарт України).  
 2. Eurocode 2 EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of Concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. – Brussels, 2004. – 225 p.  
 3. Конструкции бетонные и железобетонные: СНБ 5.03.01-02. – [Дата введения 2003–07–01]. – Минск: Минстройархитектуры, Стройтехнорм, 2002. – 274 с. (Національний стандарт Білорусії).  
 4. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003: СП 63.13330-2012. – [Введены 2013–01–01]. – Минрегион РФ. – М.: ФАУ «ФЦС», 2012. – 155 с. (Національний стандарт Російської Федерації).  
 5. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14) and Commentary (ACI 318RM-14). American Concrete Institute. – [First Printing March 2014]. – American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.– 520 p. (Національний стандарт Сполучених Штатів Америки).  
 6. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84\*. – [введен в действие 1986–01–01]. – ГОССТРОЙ СССР, 1989. – 80 с. (Державний стандарт СРСР).  
 7. Мурашко Л.А. Розрахунок залізобетонних згинальних елементів за закордонними нормами:

навчальний посібник / Л.А. Мурашко, Р.І. Кінаш, В.В. Левич. – Львів: Вид-во Львівського університету «Львівська політехніка», 1999. – 236 с. **8.** Колмогоров А.Г. Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам / А.Г. Колмагоров, В.С. Плевков. – Томск: Изд-во «Печатная мануфактура», 2009. – 496 с. **9.** Hirata F.P. Comparative analysis between prediction models in codes and test data for shear strength / Hirata F.P., de Andrade R.G.M., Della Bella J.C. // Revista Ibracon de Estruturas e Materials [Ibracon Structures and Materials Journal]. – Volume 6. – 2013. – No 6 (December). – pp. 875–902. **10.** Umer Farooq. Study of Shear Behavior of RC Beams: Non Linear Analysis / Umer Farooq and K.S. Bedi // Conference: Structural Engineering Convention 2014 (SEC 2014). – Dec 24th 2014, Delhi. – pp. 3477 – 3488. **11.** Guidelines and Rules for Detailing of Reinforcement in Concrete Structures. A Compilation and Evaluation of Ambiguities in Eurocode 2: Master of Science Thesis in the Master's Programme Structural Engineering and Building Technology / Anneli Dahlgren, Louise Svensson // Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden. – 2013. – 302 p. **12.** CHRP Report 549 (2005). Simplified Shear Design of Structural Concrete Members / Transportation Research Executive Comitee 2005 / Neil M. Hawkins, Daniel A. Kuchma, Robert F. Mast, M. Lee Marsh, Karl-Heinz Reineck. Washington, 2005. – 55 p. **13.** Тур В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил / В.В. Тур, А.А. Кондратчик: монография. – Брест: изд-во БГТУ, 2000. – 400 с. **14.** Залесов А.С. Краткие заметки о расчете железобетонных конструкций на действие поперечных сил / Разработано в НИИЖБ - филиал ФГУП "НИЦ "Строительство" (01.01.2008) // ОАО "ЦПП" № 2008. (<http://meganorm.ru/Data1/53/53726/index.htm> дата обращения 15.10.2015). **15.** Дорофеев В.С. Прочность, трещиностойкость и деформативность неразрезных железобетонных балок (монография) / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантовская; Одесская государственная академия строительства и архитектуры. – Одесса: Эвен, 2010. – 175 с. **16.** Карпюк В.М. До питання про необхідність вдосконалення нормативних методів розрахунку міцності похилих перерізів залізобетонних конструкцій / Карпюк В.М., Крантовська О.М., Кошорубенко О.М. // Вісник ОДАБА. – Випуск 57. – Одеса, 2015. – С. 182-188. **17.** Карпюк В.М. К вопросу о направлениях усовершенствования нормативных методов расчета прочности наклонных сечений железобетонных конструкций / Карпюк В.М., Крантовская Е.Н., Кошорубенко О.Н. // Актуальные проблемы инновационной подготовки инженерных кадров при переходе строительной отрасли на европейские стандарты: Сборник Международных научно-технических статей (материалы научно-методической конференции), 26-27 мая, 2015. – Минск, Беларусь. – 2015. – С. 98 – 102. **18.** Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 в порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84\* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін. за заг. ред. В.С.Шмуклера. – Харків: Золоті сторінки, 2015г. – 208 с. **19.** ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – [чинний від 2011–06–01]. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.