

16. Хаткевич, А.М. Метод расчета прочности нормальных к продольной оси сечений конструкций из каменной кладки с учетом диаграмм деформирования / А.М. Хаткевич // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2014. – № 8. – С. 45–53.

17. Глухов Д.О. Метод расчета прочности сжатых каменных элементов по сечениям, нормальным к продольной оси / Д.О. Глухов, А. М. Хаткевич // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2016. – № 8. – С. 73–79.

18. Лазовский Д. Н. Расчет сопротивления сжатию каменных и армокаменных элементов с учетом физической нелинейности / Д. Н. Лазовский, А. М. Хаткевич // Вестник Полоцкого гос. ун-та. Сер. Ф. – 2017. – № 16. – С. 41–50.

УДК 691.328.43

АНАЛИЗ СУЩЕСТВУЮЩИХ МЕТОДИК РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СО СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРОЙ

ХОТЬКО А. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Существующие нормы и рекомендации по расчету конструкций с композитной арматурой в большинстве случаев являются модификацией норм по расчету железобетонных конструкций со стальной арматурой. Отличия методик связаны с назначением расчетных характеристик композитной арматуры, а также некоторых эмпирических соотношений, основанных на опытных данных.

Общим для всех норм является принцип расчета конструкций по методу предельных состояний (по прочности и по пригодности к нормальной эксплуатации). Основное отличие существующих нормативных документов в области расчета конструкций с композитной арматурой заключается в принципах обеспечения надежности. Для европейских норм и рекомендаций [5], [6], [7] надежность расчетов обеспечивается с помощью частных коэффициентов

надежности по материалу и нагрузкам, а для американских и канадских норм [1], [2], [4] обобщенных коэффициентов надежности (запаса) по несущей способности и коэффициентов надежности по нагрузке. Для японских норм [10] характерно применение сразу двух принципов – надежность обеспечивается и частными коэффициентами надежности по материалу и дополнительными коэффициентами запаса по несущей способности.

Принципы расчета изгибаемых элементов по прочности во всех нормах сохранены такими же, какие приняты для расчета конструкций со стальной арматурой. Выделяют два основных расчетных случая: разрушение по сжатой зоне бетона и разрушение по растянутой НКА. Однако, если в Российских нормативных документах СП 63.13330.2012 граница перехода между этими случаями разрушения устанавливается в зависимости от относительной высоты сжатой зоны и ее отношения к граничной величине ζ_r , то в Европейских нормах граница перехода определяется по величине сбалансированного коэффициента армирования (ρ_{fb}) [13], [7], [14].

Величина сбалансированного коэффициента армирования зависит от механических свойств композитной арматуры и бетона и согласно Европейским нормам определяется по зависимости:

$$\rho_{fb} = \frac{0.81 \cdot (f_{ck} + 8) \cdot \varepsilon_{cu}}{f_{fk} \cdot \left(\frac{f_{fk}}{E_{fk}} + \varepsilon_{cu} \right)}, \quad (1)$$

где f_{ck} – характеристическая прочность бетона на сжатие;
 f_{fk} – характеристическая прочность НКА на растяжение;
 E_{fk} – модуль упругости композитной арматуры;
 ε_{cu} – предельная относительная деформация бетона на сжатие.

Канадские нормы ISIS-Design Manual [4] предлагают определять сбалансированный коэффициент армирования по формуле:

$$\rho_{fb} = \alpha_1 \cdot \beta_1 \frac{\phi_c \cdot f'_c}{\phi_f \cdot f_{fd}} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fip}}, \quad (2)$$

где f'_c – расчетная прочность бетона на сжатие;
 f_{fd} – расчетная прочность НКА на растяжение.

Значение сбалансированного коэффициента согласно американским нормам АСІ 440.1R-06 определяется по зависимости [2], [3]:

$$\rho_{fb} = 0,85\beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_{fd}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}}, \quad (3)$$

где $0,85\beta_1$ – эмпирический коэффициент норм АСІ, учитывающий переход к условной прямоугольной эпюре сжатой зоны бетона;

E_f – модуль упругости композитной арматуры.

При коэффициенте армирования ($\rho_f = A_f/bh$) $\rho_f > \rho_{fb}$ сечение считается «переармированным» и разрушение ожидается по сжатой зоне бетона. При $\rho_f < \rho_{fb}$ разрушение произойдет по растянутой арматуре. В зависимости от ожидаемого механизма разрушения предлагаются разные формулы для определения несущей способности.

В случае предполагаемого разрушения по композитной арматуре ($\rho_f < \rho_{fb}$), предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением, согласно Европейским нормам определяется исходя из условия равновесия по формуле [7], [8]:

$$M_{Rd} = A_f \cdot f_{fd} \left(1 - \frac{\xi}{2}\right), \quad (4)$$

где $\xi = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{fu}}$.

Нормативный документ АСІ 440.1R-06 (США) предельный изгибающий момент, в случае разрушения по композитной арматуре, предлагает определять по зависимости [1]:

$$M_{Rd} = A_f f_{fu} (d - \beta_1 C_b / 2), \quad (5)$$

где $C_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} d$.

Схожую зависимость предлагают Канадские нормативные документы ISIS-Design Manual [4]:

$$M_{Rd} = A_f \cdot \phi_1 \cdot f_{fd} (d - \beta C / 2). \quad (6)$$

В случае предполагаемого разрушения по сжато-растянутому бетону ($\rho_f > \rho_{fb}$), предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением, согласно Европейским нормам, определяется по формуле:

$$M_{Rd} = \eta f_{cd} b d^2 (\lambda \xi) \left(1 - \lambda \xi / 2\right) \quad (7)$$

$$\text{где } \xi = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_f},$$

$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{cu} + \sqrt{\varepsilon_{cu}^2 + \frac{4\eta\alpha_c f_{ck} \lambda \varepsilon_{cu}}{\gamma_c \rho_f E_f}}}{2}.$$

В нормативных документах США предельный изгибающий момент, в случае разрушения по бетону сжатой зоны, определяют по зависимости:

$$M_{Rd} = \rho_f f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f}{f'_c}\right) b d^2, \quad (8)$$

$$\text{где } f_f = \sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + 0.85 \frac{\beta_1 f'_c}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0.5 E_f \varepsilon_{cu}.$$

Прочностные и деформационные характеристики композитной арматуры следует устанавливать по результатам стандартных лабораторных испытаний в соответствии с действующими ТНПА. Характеристическое значение прочности композитной арматуры f_{fk} следует определять с обеспеченностью 0,95.

На сегодняшний день проведено относительно небольшое количество испытаний по композитной (стеклопластиковой) арматуре. Это обусловлено, прежде всего, сложностью проведения этих испытаний. Анализ имеющихся результатов проведенных испытаний стеклопластиковой арматуры показал значительный разброс данных характеристической прочности на растяжение и модуля упругости композитной арматуры. Около 45% имеющихся в нашем распоряжении данных, показали значение характеристического сопротивления СПА от 1051 МПа до 1100 МПа. Около 70% обработанных данных показали значение модуля упругости СПА от 50 МПа до 52 МПа.

Расчетные характеристики получаются посредством применения к нормативным характеристикам коэффициентов надежности по материалу и коэффициентов условий работы. Что касается этих коэффициентов, то они в разных документах отличаются друг от друга. В итальянских нормах CNR-DT 203 [6] установлено значение коэффициента $\gamma_f = 1,5$ для расчетов по первому предельному состоянию и $\gamma_f = 1,0$ для второго. В бюллетене Fib и ModelCode 2010 предложено для первого предельного состояния принимать значение коэффициента надежности γ_f не менее 1,25 [8]. В нормах ACI коэффициент γ_f как таковой отсутствует, однако характеристическое (гарантированное производителем) значение определяется с обеспеченностью 0,9986 (3 σ), при этом дополнительно учитывается обобщенный коэффициент надежности (запаса) $\phi = 0,5-0,7$. Так для случаев расчета при $\rho_f > 1,4\rho_{fb}$ (разрушение по сжатой зоне бетона) принимается $\phi = 0,65$ [3]. Для случаев расчета при $\rho_f < \rho_{fb}$ (разрушение по растянутой арматуре) принимается $\phi = 0,55$. Для промежуточных значений ρ_f величина понижающего коэффициента к несущей способности принимается по интерполяции.

Для учета внешних условий, влияющих на прочностные и деформативные свойства композитной арматуры, предусмотрен коэффициент условий работы. В ACI 440 [2] представлено разделение только на два типа внешних условий: условия эксплуатации в сухой среде и влажной среде. Аналогичные требования введены в нормы Италии. Японские нормы JSCE [10] и большинство европейских рекомендаций предусматривают обобщенный коэффициент условий работы. Канадские нормы также предусматривают учет класса по качеству. Также в ряде норм предусмотрены коэффициенты условий работы, связанные с характером нагружения элементов. Значения коэффициентов условий работы для стеклопластиковой арматуры колеблются от 0,2 (для норм США) до 1,0 (для норм Норвегии) - для случая длительных и многоцикловых нагрузок. Значения коэффициентов условий работы при кратковременных, не многоцикловых нагружениях варьируются от 0,5 (для норм Норвегии и Канады) до 0,8 (для сухих условий эксплуатации для норм США и Италии) [8].

В рекомендациях НИИЖБ 1978г [11] для стеклопластиковой арматуры были введены следующие коэффициенты условий работы:

$m_{ad} = 0,65$ – коэффициент, учитывающий длительные воздействия, применяемый при всех расчетных сочетаниях нагрузок;

$m_{at} = 0,9$ – коэффициент, учитывающий воздействие повышенных температур (кратковременное нагревание до 100°C при производстве, длительное воздействие температуры 80°C , пропаривание при температуре 60°C);

$m_{ak} = 0,7-0,8$ – коэффициент, учитывающий воздействие на конструкцию в процессе эксплуатации агрессивных сред.

Коэффициент надежности по материалу установлен в рекомендациях НИИЖБ $\gamma_f=1,3$.

Расчетное значение сопротивления растяжению согласно СП 64.13330.2014 [13] следует принимать равным:

$$f_{fd} = \frac{\gamma_{f1}\gamma_{f2}f_{fk}}{\gamma_f}, \quad (9)$$

где γ_f – коэффициент надежности по композитному материалу, принимаемый при расчете по предельным состояниям второй группы равным 1,0, а при расчете по предельным состояниям первой группы равным 1,8.

γ_{f1} – коэффициент условий работы композитного материала, принимаемый в зависимости от типа композитного материала и условий эксплуатации конструкции;

γ_{f2} – коэффициент условий работы композитного материала, учитывающий сцепление композитного материала с бетоном, определяемый по формуле:

$$\gamma_{f2} = \frac{1}{2,5\varepsilon_{fu}} \sqrt{\frac{f_{cd}}{nE_f t_f}} \leq 0,9, \quad (10)$$

где ε_{fu} – значение предельных относительных деформаций стеклопластиковой арматуры;

n – число слоёв полимерного композита;

t_f – безразмерный параметр, численно равный значению толщины одного слоя композитного материала, мм.

В соответствии с указаниями ТКП EN 1990, расчетные значения прочности композитной арматуры определяют по зависимости

$$f_{fd} = \eta \cdot \frac{f_{fk}}{\gamma_f} \quad (11)$$

где η – частный коэффициент для арматуры, принимаемый равным 1,5;

η – коэффициент преобразования для композитной арматуры.

Коэффициент преобразования η следует определять при умножении коэффициента, учитывающего влияние окружающей среды η_a и коэффициента η_l , учитывающего влияние длительного действия нагрузки. Значения коэффициентов η_a для стеклопластиковой арматуры принимают равными 0,8 – для сухих условий эксплуатации и равными 0,7 – для влажных условий эксплуатации. Значения коэффициентов η_l для стеклопластиковой арматуры (при расчете по прочности) при практически постоянной и/или циклической комбинации воздействий принимают равными 0,5.

Был произведен численный анализ расчетного сопротивления, полученного с использованием коэффициентов надежности и по условиям эксплуатации, предусмотренных существующими нормами. В качестве характеристической прочности стеклопластиковой арматуры принято среднее значение диапазона опытных данных, имеющего наибольшую повторяемость, согласно рис. 1 ($f_{fk} = 1075 \text{ МПа}$). Выполненный анализ показал не только наличие разного подхода в назначении расчетных характеристик стеклопластиковой арматуры, но и значительную разницу в итоговых значениях расчетного сопротивления СПА растяжению при прочих одинаковых условиях (рис. 1). Это свидетельствует о необходимости более детального изучения вопроса назначения коэффициентов надежности по композитному материалу, коэффициентов условий работы композитного материала.

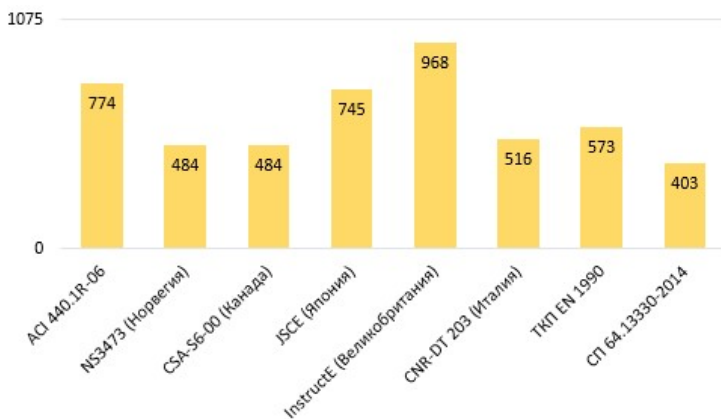


Рис. 1. Численные значения расчетного сопротивления при сухих нормальных условиях

С целью изучения влияния расчетного сопротивления композитной арматуры на несущую способность изгибаемых элементов, был выполнен численный эксперимент сравнения расчетной несущей способности изгибаемых бетонных конструкций со стеклопластиковой арматурой и сравнение данных с элементами со стальной арматурой. В качестве расчетного образца принята балка прямоугольного поперечного сечения с размерами 150×300 мм, армированная в растянутой зоне стеклопластиковой арматурой с защитным слоем бетона 50 мм. Бетон образца принят класса С30/37. В качестве варьируемых факторов принята площадь стеклопластиковой арматуры, а также величина расчетного сопротивления арматуры. Площадь стеклопластиковой арматуры в расчетах варьировали от 57 мм^2 до 1232 мм^2 (от $2\text{Ø}6$ мм до $2\text{Ø}28$ мм). Минимальная площадь арматуры, используемая в расчетах, принималась исходя из условий минимального процента армирования конструкций согласно нормативным требованиям. Расчетное сопротивление арматуры принимали исходя из анализа результатов определения расчетных сопротивлений по различным нормативным методикам, для пяти характерных методик, включая минимальные и максимальные значения величин: по методике СП 64.13330-2014 [13], ТКП EN 1992 [7], CNR-DT 203 (Италия) [6], норм Великобритании [5]. Причем в выборку включали минимальное расчетное сопротивление арматуры,

полученное для условий многоцикловых и длительных нагрузок. Результаты расчетов сравнивали с результатами расчетов аналогичной железобетонной балки со стальной арматурой класса S500. Расчет выполнялся по несущей способности сечений, нормальных к продольной оси элемента по методике ТКП EN 1990. В процессе расчетов определяли предполагаемый характер разрушения элемента и предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением.

В результате расчетов установлено, что балансный коэффициент армирования ρ_{fb} , при котором полностью используются прочностные свойства стеклопластиковой арматуры, составляет $\approx 0,3\%$, что значительно отличается от аналогичного показателя для железобетонных конструкций со стальной арматурой класса S500, составляющего $\approx 2,62\%$. Указанное бетонное сечение, при расположении в растянутой зоне стеклопластиковых стержней $2\varnothing 10$ мм с характеристической прочностью 1075 МПа уже является переармированным и его разрушение, согласно выполненным расчетам по методике ТКП EN 1990, будет происходить по бетону сжатой зоны.

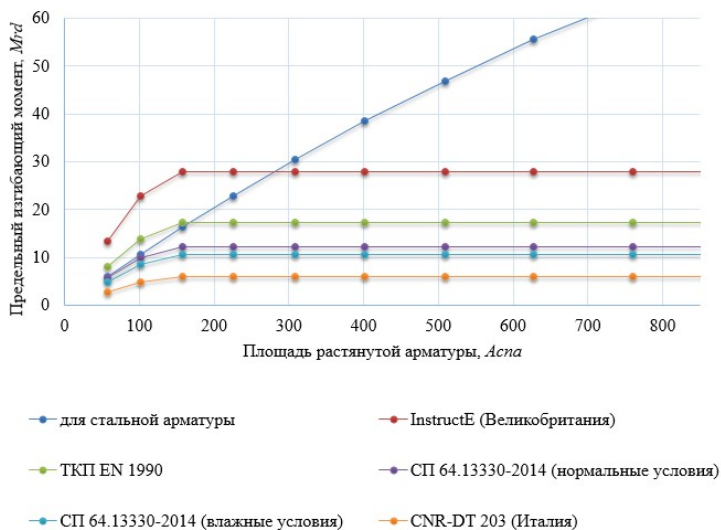


Рис. 2. Графики изменения предельного изгибающего момента от площади растянутой арматуры

Численный эксперимент показал, что использование в расчетах по несущей способности изгибаемых бетонных конструкций со стеклопластиковой арматурой, расчетного сопротивления арматуры, соответствующего 0,37 от характеристического значения и менее, не позволяет запроектировать конструкцию с несущей способностью, соответствующей несущей способности аналогичных железобетонных сечений со стальной арматурой с минимальным армированием, при любой площади растянутой стеклопластиковой арматуры, не прибегая к усилению сжатой зоны конструкции.

Значительная разница в определении расчетных характеристик стеклопластиковой арматуры, особенно в условиях воздействия повышенной влажности, многоцикловых и длительных нагрузок, свидетельствуют о необходимости проведения дополнительных экспериментальных исследований влияния данных факторов на несущую способность бетонных элементов, армированных стеклопластиковой арматурой.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ACI 440.1R-03, Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars. – American Concrete Institute, 2003.
2. ACI 440.1R-06, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars. – American Concrete Institute, 2006.
3. ACI 440.4R-04, Prestressing Concrete Structures with FRP tendons. – American Concrete Institute, 2004.
4. CAN/CSA-S6-02, Design and Construction of Building Components with Diber-Reinforced Polymers. – Canadian Standards Association, 2002.
5. Clarke J. L., O'Regan D. P. and Thirugnananedran C., EUROCRETE Project, Modification of Design Rules to Incorporate Nonferrous. – London, 1996.
6. CNR-DT 203/2006, Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. – Rome, Italy, 2006.
7. EN 1992-1-1:2004, Eurocode 2 - Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and rules. – CEN, 2004.
8. fib bul.40, FRP reinforcement in RC structures. Technical report TG9.3. – Lausanne, Switzerland: fib, 2007.

9. IstructE, Interim guidance on the design of reinforced concrete structures using fibre composite reinforcement. – London, UK, 1999.

10. JSCE, Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials. – Tokyo, Japan: Japan Society of Civil Engineers, 1997.

11. Р-16-78, Рекомендации по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой. – Москва: НИИЖБ, 1978.

12. Рекомендации по проектированию конструкций из напрягающего бетона с композитной арматурой. – Минск, НИПТИС, 2014.

13. СП 64.13330.2014, Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила расчета. – Москва, 2014.

14. Фролов Н. П., Стеклопластиковая арматура и стеклопластобетонные конструкции. – Москва: Стройиздат, 1980.

УДК 624. 012. 45

К РАСЧЕТУ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ТКП EN 1992-1-1–2009*

ШИЛОВ А. Е., ЯНУШКЕВИЧ О. А.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Согласно приказу № 340 от 10.12.2014 Министерства Архитектуры и строительства Республики Беларусь с 1 января 2015 г. Проектирование монолитных конструкций на возведение зданий и сооружений необходимо выполнять по ТКП EN 1992 «Еврокод-2. Проектирование железобетонных конструкций.», разработанному на основе Европейского стандарта.

Многие положения Еврокод-2 по расчёту имеют свои особенности и различия по сравнению с нормами Республики Беларусь, в частности по учёту эффектов второго порядка при расчёте сжатых железобетонных элементов, которые требуют особой проработки и анализа для обеспечения и повышения надёжности проектируемых зданий.