

**НАЗНАЧЕНИЕ КРИТЕРИЕВ К РАСЧЕТУ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ
ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ**

*ШАЛОБЫТА Н.Н., ШАЛОБЫТА Т.П.,
ПОЛОНСКИЙ М.Ч., ЦАРУК О.Г.*

Брестский государственный технический университет
Брест, Беларусь

Реферат

В статье приводится общая характеристика нелинейных методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций и основные зависимости для определения параметров их расчета.

Введение

Большинство строительных материалов, в том числе и железобетон, не обладает идеально упругими свойствами. В конструкциях из таких материалов, помимо упругих, проявляются неупругие деформации, вызывающие в элементах конструкций необратимые изменения, существенно влияющие на характер распределения усилий, при этом может быть столь существенно, что расчет конструкций как упругих систем, даже приближенно не отражает их действительной работы. Как отмечается в [16], неупругие деформации перераспределяют усилия в конструкциях, при этом наряду с естественно возникающим перераспределением, которое мы только предвидим и оцениваем, целесообразно искусственное перераспределение, или, что то же важно, регулирование усилий в статически неопределимых системах для улучшения их эксплуатационных свойств.

В практике проектирования, как известно, для расчета статически неопределимых конструкций, пользуются строительной механикой упругих систем. Однако для правильной оценки несущей способности, трещиностойкости и деформаций реальных конструкций требуется учет неупругих свойств материалов. Учет явления перераспределения однозначно полезен для практического проектирования, так как позволяет разгрузить наиболее загруженные зо-

ны конструкции (например жесткое сопряжение балки с колонной в рамной конструкции), тем самым решая стандартные формы армирования сложных конструктивных узлов, а это в свою очередь экономит материальные затраты и трудовые ресурсы и, как результат – позволяет получить существенный технико-экономический эффект, который еще далеко не полностью реализуется при проектировании.

В соответствии с требованиями норм [15] при проектировании железобетонных конструкций допускается использовать различные расчетные методы, выбор которых в основном определяется не только квалификацией проектировщика, классом ответственности сооружений, видом несущих конструкций, физико-механическими свойствами материалов, сколько затратами на получение готового продукта при заданном индексе надежности. Поэтому, идеализируя при проектировании железобетонную конструкцию, по существу ее заменяют теоретической моделью, которая отвечает и позволяет себя рассчитывать основываясь на определенную технику и методику расчета.

Согласно [12, 13] различают следующие расчетные модели позволяющие определить как внутренние усилия в конкретном сечении элемента, так и его напряженно-деформированное состояние:

— упругая – линейно-упругий расчет;

— нелинейная:

а) линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением усилий;

б) нелинейный расчет;

— модели расчетов основанные на положениях теории пластичности.

Для расчетов статически определимых железобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний, как правило применяют наиболее простую расчетную модель линейно-упругого метода. При этом, не смотря на то, что появляются некоторые несоответствия в рамках принятых норм [14] положений метода предельных состояний, связанные с методами расчета по первой и второй группам предельных состояний, на расчет конкретного сечения примененная методика влияния практически не оказывает [15]. Как показывает анализ, выполненный в работе [13], данное несоответствие приводит к ошибкам в «безопасную» сторону, опре-

деляя некоторый лишний предел безопасности. Применение линейно – упругого расчета разумно при низких значениях нагрузок, но с увеличением нагрузки вследствие появления трещин и развития пластических деформаций данная методика теряет свою актуальность.

В статически неопределимых железобетонных конструкциях происходит перераспределение усилий, связанное в основном с изменением жесткостных характеристик сечений при росте нагрузки поэтому большинство норм рекомендуют использовать наиболее простые методы расчета с ограниченным перераспределением усилий, которые так же позволяют оценить перераспределение усилий, так и деформаций конструкций в целом.

Используя отмеченный выше линейно-упругий метод при расчетах статически неопределимых конструкций, обычно предполагают их расчет как упругих систем с последующим ограничением перераспределения усилий, которое в основном заключается в уменьшении опорных и увеличении пролетных изгибающих моментов (т.е. изменении НДС нормальных сечений). При этом считается, что возможно снизится расход арматуры, сократится трудоемкость и стоимость изготовления монтажных узлов, увеличится пролет конструкций, уменьшится изменение размеров поперечного сечения и т.д. Следует, однако, иметь в виду, что перераспределение усилий в отдельных сечениях оказывает влияние не только на их величину, но и на общую деформацию конструкции (прогиб, угол поворота, ширину раскрытия трещин). Необходимо еще отметить, что в руководстве [15] допускается при линейно-упругом методе расчета неограниченное перераспределение усилий при расчете по прочности, при соблюдении ограничений по предельным состояниям второй группы. При этом учитывается, что способность к пластическому деформированию опорных сечений столь велика, что отсутствует опасность их разрушения раньше достижения полного перераспределения усилий. Однако, как показывает практика расчетов и проектирования, в некоторых случаях разрушение опорных сечений все же происходит раньше, чем моменты в пролетных сечениях достигают предельных значений. Поэтому данный вопрос остается не решенным и величина допустимого значения перераспределения остается открытой [4].

Сложности в учете перераспределения моментов заключаются в обеспечении достаточной пластичности сечения в момент, когда

будет происходить то самое перераспределение моментов. Нормы проектирования в данной ситуации разошлись во мнении: ACI 318 [10] например дает четкие рекомендации по деформационным характеристикам применяемой арматурной стали (не менее 7500 «микрдеформации»), BS 8110 [12] и EC2 [16] увязывают процент перераспределения моментов с положением нейтральной оси. В рекомендациях [13] и нормах [16] содержится два вида ограничения перераспределения усилий при расчетах по прочности – линейно-упругий расчет с ограниченным перераспределением и нелинейный расчет. В первом случае указывают пределы изменения коэффициента ограничения перераспределения моментов $\delta \leq 1$; во втором случае ограничивается пластический поворот в критических сечениях $\theta_{pl} \leq \theta_u$.

В руководстве для проектировщиков [9], допускается не более чем 30%-ное перераспределение моментов для жестких конструкций и в тех ситуациях, когда с достаточной точностью можно определить угол предельного поворота сечения. В ином случае, перераспределение моментов не применяется.

Согласно линейно-упругого метода с ограниченным перераспределением, основная зависимость для определения величины перераспределения изгибающих моментов имеет вид:

$$\delta \geq \delta_{\min} \quad (1)$$

где: δ – коэффициент ограничивающий перераспределение усилий.

Выполнение условия (1) означает, что в критическом сечении появляется т.н. «пластический шарнир», обеспечивающий пластический поворот сечения. В классической литературе [1] понятие «пластического шарнира» означает некоторую идеализацию НДС состояния конструкции, при достижении в волокнах сжатого бетона и растянутой арматуры определенного уровня деформаций ($\epsilon_{st} \leq \epsilon_{cu}$ и $\epsilon_{st} \geq \epsilon_{sy}$) соответственно. Однако, необходимо отметить, что эффект «пластического шарнира» является результатом чрезмерных деформаций сконцентрированных на малой длине элемента, что приводит к существенному изменению (возрастанию) кривизны оси элемента на участках располагающихся в непосредственной близости к критическому сечению, поэтому применение методики ограничения изгибающих моментов позволяет только лишь выполнять прочностные расчеты (первой группы ПС) но не позволяет оценить

в расчетах условия обеспечения требований второй группы предельных состояний [4].

В соответствии с положениями, изложенными в различных нормах, коэффициент δ_{min} , ограничивающий перераспределение изгибающих моментов в основном зависит от вида бетона (ϵ_{cu}), вида и класса арматуры, процента армирования, геометрических размеров элемента (таблица 1А). Данные ограничения используются для того, чтобы гарантировать достаточную степень пластичности. Так при увеличении процента армирования увеличивается и отношения x/d и следовательно, оказывает влияние на пластичность сечения [9].

В отличие от линейно-упругого метода, упруго-пластический метод расчета (пластический расчет по [16]) в основном применяется при расчете конструкции в целом и позволяет не только учитывать физическую нелинейность зависимостей для материалов (полные диаграммы деформирования), но и геометрическую нелинейность, применительно только для бесконечного количества назначенных в элементе сечений.

Таблица 1

Сравнение зависимостей для определения границ перераспределения изгибающих моментов

Нормы	Предельное значение
1	2
А) линейно – упругий метод с ограничением моментов δ_{min}	
ТКП EN [6]	$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d$, если $f_{ck} \leq 50$ МПа; (5.10a)
	$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d$, если $f_{ck} > 50$ МПа; (5.10b)
	$\delta \geq k_5$, если используется арматура класса В и С, для арматурной стали класса А перераспределение не допускается. Значения k_1, k_2, k_3, k_4, k_5 для использования в конкретной стране указываются в национальном приложении. Рекомендуются значения следующие: $k_1 = 0,44; k_2 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2}); k_3 = 0,54; k_4 = 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2}); k_5 = 0,85.$
EN1992 [16] (рисунок 1)	$0,44 + \left[0,6 + \frac{0,0014}{\epsilon_{cu}} \right] \cdot \xi$ $\delta_{min} \geq 0,7$ – для сталей с $\epsilon_{uk} \geq 7,5 \%$ $\delta_{min} \geq 0,8$ – для сталей с $\epsilon_{uk} \geq 5 \%$

1	2
CEB-FIP [13]	$0.44 + 1.25 \xi$ $\delta_{min} \geq 0.75$ – для несмещаемых каркасов $\delta_{min} \geq 0.9$ – для смещаемых каркасов
Б) упруго-пластический метод с ограничением углов поворота θ_p (θ_{pl})	
EN1992 [16]	$\theta_{pl,d} \cdot K_\lambda$ где $K_\lambda = \sqrt{\frac{\lambda}{3}}$; $\lambda = \frac{M_{ed}}{V_{sd,d}}$
Riva and Cohn [18]	Для загрузки в виде сосредоточенной силы при $\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}} \leq 7$; $\theta_p = (0.39 - \frac{7}{800\omega}) \left(\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}}\right)^{-0.9} \phi_{pu} \cdot z$ при $\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}} > 7$; $\theta_p = \left(\frac{5.4}{100}\right) \phi_{pu} \cdot z$
Riva and Cohn [18]	Для загрузки в виде распределенной нагрузки при $\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}} \leq 7$; $\theta_p = (0.58 - \frac{3}{800\omega}) \left(\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}}\right)^{-0.9} \phi_{pu} \cdot z$ при $\frac{\phi_{pu}}{\phi_{py}} > 7$; $\theta_p = \left(\frac{5.0}{100} + \frac{6.5 \phi_{pu}}{1000 \phi_{py}}\right) \phi_{pu} \cdot z$
CEB-FIP [13]	$\theta_{pl} = \int_0^{l_{pl}} \frac{\delta}{d-x} \left(1 - \frac{\sigma_{sr1}}{f_{yk}}\right) [\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sy}] da;$ где $\delta \approx 0,8$
ТКП EN [6]	<p>п. 5.6.3 В областях пластических шарниров для бетонов класса прочности $C^{50}/60$ и ниже величина x_u/d должна составлять не более 0,30, а для бетонов класса прочности $C^{55}/67$ и выше — не более 0,23.</p>
Baker and Amarakone [11]	$\theta_p = 0,8(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{sy})k_1k_3\left(\frac{x}{d}\right);$ где $k_1k_3 = 0,5$ $\varepsilon_{cu} = 0,0015 \left[1 + 150\rho_s + (0,7 - 10\rho_s)\frac{d}{c}\right]$
Mattock [17]	$\theta_p = \left(\phi_u - \phi_y \frac{M_u}{M_y}\right) \left(1 + \left(1,14 \sqrt{\frac{x}{d}} - 1\right) \left(1 - \left(\frac{\omega - \omega_f}{\omega_b}\right) \sqrt{\frac{d}{16,2}}\right)\right) \frac{d}{2};$ $\varepsilon_{cu} = 0,003 + \frac{0,5}{s};$

1	2
Кузьмичев [2]	$\theta_p = \frac{X_k}{B_k} l_{\text{тк}i}$ <p>где X_k и B_k - соответственно лишняя неизвестная в СНС и жесткость на участках с ненапрягаемой арматурой, $l_{\text{тк}i}$ - некоторая длина, численно равная величине расстояния между трещинами при чистом изгибе</p>
Corley [14]	$\theta_p = \left(\phi_u - \phi_y \frac{M_u}{M_y} \right) \left(1 + \frac{0,4z}{\sqrt{d}} \right) \frac{d}{2}$ $\epsilon_{cu} = 0,003 + 0,02 \frac{b}{s} + \left(\frac{\rho_s f_y}{20} \right)^2$

Применение полных диаграмм деформирования материалов, позволяет перейти от упрощенной диаграммы «момент-кривизна» («момент-прогиб»), к их нелинейным диаграммам, позволяющим учесть трещиностойкость и совместную работу бетона и арматуры на участках между трещинами [4].

Область применимости нелинейных статических методов расчета, определяется зоной неупругого деформирования, т.е. длиной возможного образования пластического шарнира в конкретном опасном сечении («пластический поворот»). При этом, согласно требований [7], необходимо выполнять расчет угла пластического поворота и сравнивать с установленным его допускаемым значением:

$$\theta \leq \theta_p \quad (2)$$

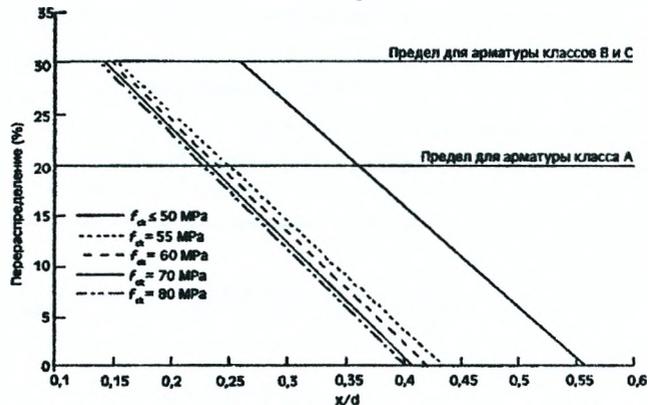


Рис. 1. Перераспределение моментов и ограничение величины согласно [9, 16]

В данной зависимости угол поворота на длине зоны пластического шарнира можно определить исходя из условия:

$$\theta = \int_0^{l_{\text{tot}}} \left[\bar{M}_x \left(\frac{1}{r} \right)_{\text{m}} \right] dx \quad (3)$$

где: \bar{M}_x – момент от единичной силы в сечении;

$\left(\frac{1}{r} \right)_{\text{m}}$ – средняя кривизна оси элемента на участке между трещинами

Вопрос по определению предельного угла поворота и методики его расчета остается открытым. В таблице 1 (Б) приведены основные зависимости для определения предельного значения угла поворота по различным нормам и методикам.

Заключение

В настоящее время почти во всех указаниях по расчету и проектированию железобетонных конструкций в большей или меньшей степени допускается учитывать явления перераспределения усилий. Расширению применения новых методов способствует то обстоятельство, что в существующих международных документах рекомендуется принимать во внимание изменение в распределении усилий, вызванное возникновением трещин и пластическими свойствами конструкций [3].

Несмотря на выполненные в мировой практике исследования железобетонных элементов и конструкций, в настоящее время вопрос перераспределения усилий остается актуальным. В связи с внесением в новые нормы проектирования железобетонных конструкций [1, 6] стальной арматуры класса S500 [8] и исключением из сортамента арматуры класса S400, очевидным становится необходимость уточнения установленных базовых условий и ограничений, накладываемых на железобетонные конструкции при их проектировании с учетом нелинейной работы. В отличие от арматурных сталей с ярко выраженной площадкой текучести (S240, S400), арматурная сталь S500, являясь термомеханически упрочненной, обладает более высокими прочностными, но более низкими деформационными характеристиками, что требует отдельного внимания при проектировании по европейским нормам с использованием местных строительных материалов, рассчитываемых с учетом развития неупругих деформаций [5].

ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции. СНБ 5.03.01-02, с изменениями 1, 2, 3, 4. –Мн.: Стройтехнорм, 2002 – 274 стр.
2. Кузьмичев А.Е. Исследование влияния пластических деформаций сжатого бетона на перераспределение усилий в железобетонных рамах. Труды НИИЖБ, вып. 17. Исследования по теории железобетона Госстройиздат, 1960.
3. М. Тихий, Й. Ракосник Расчет железобетонных рамных конструкций в пластической стадии. Перераспределение усилий перевод с чешского Б.М. Сергеенко 1976г.
4. Н.Н. Шалобыта, М.Ч. Полонский, Т.П. Шалобыта, А.В. Масилевич. Границы перераспределения усилий в железобетонных конструкциях // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2014. – № 1(79): Строительство и архитектура. – С. 131–135.
5. Н.Н. Шалобыта, М.Ч. Полонский. Исследование перераспределения усилий в изгибаемых балочных элементах, армированных стальной арматурой класса S500// Сборник научных статей XIX Международного научно-методического семинара - Брест, 23-24 октября 2014г. / М-во образования Респ. Беларусь, УО «Брестский государственный технический университет». – Брест, 2014. – Ч.1. – С.305-311.
6. Проектирование железобетонных конструкций» ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2010. – Ч.1-1: Общие правила и правила для зданий.
7. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций - М.: Стройиздат, 1975-191с. (Лемыш см. п.2.)
8. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. СТБ 1704-2012 – Мн.: Госстандарт РБ, 2013 – 16 стр.
9. Э.В. Биби, Р.С. Нараянан. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2: проектирование железобетонных конструкций перевод с английского. 2-е издание – Москва, 2013.
10. American Concrete Institute. ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2002.