

Вывод:

1. Определив предельную гибкость по различным ТНПА, в надкрановой части по Еврокоду учет эффектов 2-го порядка (продольного изгиба) не требуется, в остальных случаях – необходим.

2. Минимальный процент армирования незначительно различается, для надкрановой части не более 6 %, для подкрановой не более 20 %.

3. Фактическое армирование надкрановой части одинаковое по трем ТНПА, но фактическое армирование подкрановой части различается.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1992-1-1-2009*. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2015. – 205 с.

2. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Мн.: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 140 с.

3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: Министерство региональной федерации РФ, 2012. – 159 с.

4. Рак, Н.А. Учебно-методическое пособие “Расчет и проектирование сборной железобетонной колонны ОПЗ по ТКП EN 1992-1-1-2009*” для студентов строительных специальностей/ Рак Н.А., Шилов А. Е., Хотько А.А. – Минск, 2018. - 74 с.

УДК 624. 012. 45

К расчету сборных сжатых железобетонных элементов по ТКП EN 1992-1-1-2009*

Янушкевич О. А.

Научный руководитель: Шилов А. Е.

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Согласно приказу № 340 от 10.12.2014 Министерства Архитектуры и строительства Республики Беларусь с 1 января 2015г. 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.

В данной работе сделана попытка анализ:

- Определения критической гибкости для определения необходимости учёта эффектов второго порядка.
- Определения коэффициентов А, В, С, необходимых для определения критической гибкости.
- Определения граничных значений для коэффициентов А, В, С.

Предварительное назначение армирование колонны по графикам. Ниже последовательно приведены результаты работы.

По ТКП EN 1992-1-1-2009* п. 5.8.3.1 эффекты второго порядка могут не учитываться, если гибкость λ меньше определённого значения λ_{lim} :

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}}.$$

Для расчёта принимаем следующие исходные данные:

$l_0 = 7,34$ м, $f_{yd} = 435$ МПа, $f_{cd} = 20$ МПа, $A_c = 0,152$ м², $h = 0,38$ м, $b = 0,4$ м, $N_{Ed} = 329,64$ кН,

$$\lambda = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{h} = \frac{7,34 \cdot \sqrt{12}}{0,38} = 66,91.$$

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}}, \text{ принимаем } A = 0,7;$$

где φ_{ef} -эффективный коэффициент ползучести;

По п. 5.8.4.

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0Eqp}}{M_{0Ed}},$$

где

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ – предельная характеристика ползучести по п 3.1.4

M_{0Exp} – изгибающий момент с учётом эффекта первого порядка при практически постоянном сочетании нагрузок (предельное состояние по эксплуатационной пригодности)

M_{0Ed} – изгибающий момент с учётом эффекта первого порядка при расчётном сочетании нагрузок (предельное состояние по несущей способности)

Вывод: На данном этапе научной работы будем принимать коэффициент $A = 0,7$. Поскольку в практике проектирование определения эффективного коэффициента ползучести вызывает определенные сложности. А при перерасчёт конструкции, даже невозможным.

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}$$

где ω – механический коэффициент армирования;

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

Для предварительно назначения армирования железобетонной колонны, воспользуемся приведенными ниже графиками.

Рекомендации по ТКП EN по п. 5.8.3.1 принимаем $B = 1,1$ (по умолчанию);

Вычислим коэффициент B по заданным параметрам:

где $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1963 \text{ мм}^2$ - общая площадь продольной арматуры.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1963 \cdot 435}{400 \cdot 380 \cdot 20} = 0,280.$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,28} = 1,249.$$

При min проценте армирования:

$$A_{s, \min} \geq \max \begin{cases} \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 329,64 \cdot 10^{-3}}{435} = 75,79 \text{ мм}^2; \\ 0,002 A_c = 0,002 \cdot 400 \cdot 380 = 304 \text{ мм}^2; \end{cases}$$

$A_{s,\min} = 304 \text{ см}^2$ - общая площадь продольной арматуры.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{304 \cdot 435}{400 \cdot 380 \cdot 20} = 0,0435.$$

$$B = \sqrt{1+2\omega} = \sqrt{1+2 \cdot 0,0435} = 1,043.$$

При тах проценте армирования:

Нормами установлено для колонн 5% от площади поперечного сечения:

$A_{s,\max} = 0,05 \cdot A_c = 0,05 \cdot 400 \cdot 380 = 7600 \text{ мм}^2$ - общая площадь продольной арматуры.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{7600 \cdot 435}{400 \cdot 380 \cdot 20} = 1,0875.$$

$$B = \sqrt{1+2\omega} = \sqrt{1+2 \cdot 1,0875} = 1,782.$$

Проведем анализ полученных данных и сведём в таблицу.

Значения армирования колонны	Значение коэффициента В
Рекомендационное значение	1,1
Значение, полученное для данного примера	1,249
При Min проценте армирования	1,043
При Max проценте армирования	1,782

По приведенным выше результат, можно сделать вывод о том, что граничное значения для коэффициента В являются 1,043 и 1,782. По ТКП EN 1992-1-1-2009*, при отсутствие необходимых данных для уточнения коэффициента, принимаемое $B=1,1$. Следовательно, на примере расчёта конструкции можно сделать вывод, что установленное нормами значение коэффициента является средним значением тах и min значений.

$$C = 1,7 - r_m,$$

где r_m – отношение моментов;

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{24.34}{170.38} = 0,143,$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - 0,143 = 1,557.$$

По приведенным выше формуле, можно сделать вывод о том, что коэффициент C не имеет граничных значений. Связано это в первую очередь с значением моментов, полученных при статическом расчёте. По ТКП EN 1992-1-1-2009*, при отсутствие необходимых данных для уточнения коэффициента, принимаемое $C = 0,7$, а также необходимо учитывать знак моментов ($C \leq 1,7$; $C > 1,7$). А поскольку при статическом расчёте невозможно учесть все особенностей работу конструкции, определение коэффициента C является трудоемкой операцией. Принимаем значение $C = 0,7$.

$$n = \frac{N_{ED}}{A_c \cdot f_{CD}}$$

где n – относительное продольное усилие.

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{329.64 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,38 \cdot 20} = 0,108.$$

$$\min \lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = 32.81$$

Величина λ_{lim} зависит от коэффициента A , B , C . В результате анализа возможных вариантов определения и изменения параметров A , B , C - установлено, что определение коэффициенты A является очень трудоёмкой операцией. Определение коэффициентов B и C возможно и достаточно просто.

Практически на первых шагах выполнения расчёта сжатых колонн необходимо предварительно задаваться их армированием. Также необходимо обратить внимание на то, что предварительно назначенная арматура влияет на назначение защитного слоя бетона. Наиболее целесообразным вариантом является использование графиков, предлагаемыми различными источниками. Рассмотрим несколько графиков. Причины использование новых графиков:

Изменились нормативные документы

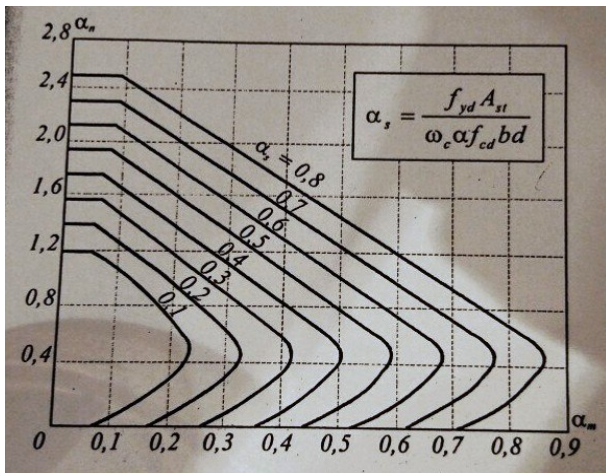
При построение графика использовалось расчётное сопротивление арматуры 365 МПа для стали А-III

При построение графика использовался другой частный коэффициент для арматуры.

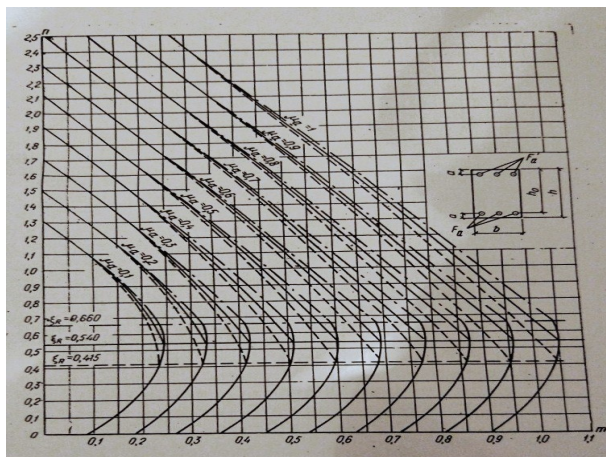
С учётом специфики норм Еврокода рассмотрим пример надкрановой и подкрановой части колонны на следующих графиках:

Графики:

Ларко А. Projectowanie konstrukc zelbetowych wg Wurocodu 2 i PN-B-03264:1999. –Arkady, Warszawa, 20000-547 s.

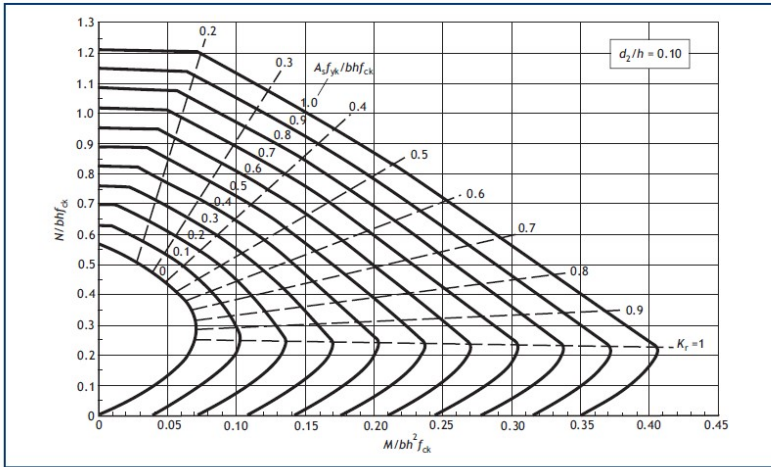


А. Н. Кувалдин, Г. С. Стрельцова «Пример расчета железобетонных конструкций зданий», Москва, Стройиздат, 1976 г.

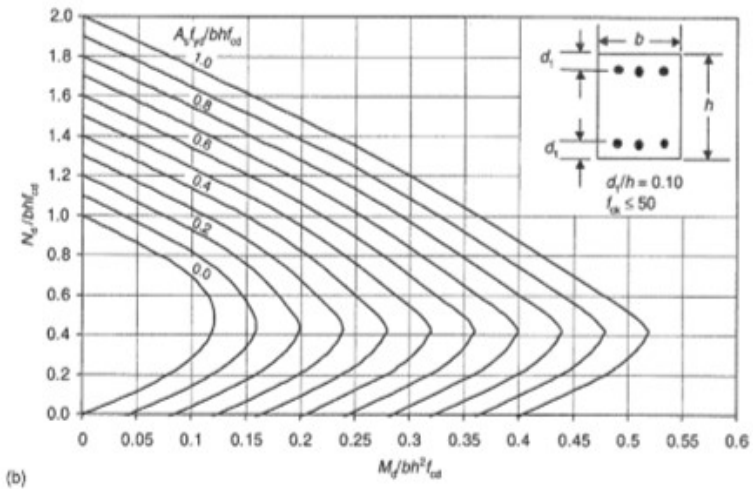


How to Design Concrete Structures using Eurocode 2. /
 A. J. Bond, [et al]. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.

Figure 9b
 Column design chart for rectangular columns $d_c/h = 0.10$



Narayanan, R. S. Concise Eurocode 2. R. S. Narayanan,
 C. H. Goodchild. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.



Надкрановая часть.

Дано: $l_0 = 7,34$ м, $f_{yd} = 435$ МПа, $f_{cd} = 20$ МПа, $f_{ck} = 30$ МПа, $A_c = 0,152$ м², $h = 0,38$ м, $b = 0,4$ м, $N_{Ed} = 329,64$ кН, $M_{Ed} = 216,57$ кНм, $f_{yk} = 500$ МПа.

Определяем значение относительного изгибающего момента, воспринимаемого сжатой зоной сечения:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{216,57 \cdot 10^3}{20 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,33^2} = 0,248.$$

Поскольку $\alpha_m = 0,248 < \alpha_{m,lim} = 0,371$, можно сделать вывод, что сечение надкрановой части колонны находится во 2-ой области деформирования.

Lapko A. Projectowanie konstrukcji żelbetowych wg Eurocode 2 i PN-B-03264:1999. – Arkady, Warszawa, 2000-547 s.

Вычисляется площадь сечения арматуры A_{s1} .

$$A_{s2} = A_{s1} = \frac{\alpha_s \cdot \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} = \frac{0,20 \cdot \frac{17}{21} \cdot 20 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 330}{435 \cdot 10^6} = 982 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 1964 мм².

А. Н. Кувалдин, Г.С. Стрельцова «Пример расчёта железобетонных конструкций зданий», Москва, Стройиздат, 1976 г.

Вычисляется площадь сечения арматуры A_s .

$$F_A = \mu_s \cdot \frac{R_{np} \cdot b \cdot h_o}{R_a} = 0,2 \cdot \frac{20 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 330}{435 \cdot 10^6} = 1213 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 2428 мм².

How to Design Concrete Structures using Eurocode 2. / A. J. Bond, [et al]. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.

Вычисляется площадь сечения арматуры A_s .

$$A_s = \frac{0,3 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot h}{f_{yk}} = \frac{0,3 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 380}{500 \cdot 10^6} = 2736 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 2736 мм².

Narayanan, R. S. Concise Eurocode 2. R. S. Narayanan, C. H. Goodchild. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.

Вычисляется площадь сечения арматуры A_s .

$$A_s = \frac{0.45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} = \frac{0.45 \cdot 20 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 380}{435 \cdot 10^6} = 3145 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 3145 мм².

Подкрановая часть.

Дано: $l_0 = 10,68$ м, $f_{yd} = 435$ МПа, $f_{cd} = 20$ МПа, $f_{ck} = 30$ МПа, $A_c = 0,24$ м², $h = 0,60$ м, $b = 0,4$ м, $N_{Ed} = 739,14$ кН, $M_{RD} = 656,36$ кНм, $f_{yk} = 500$ МПа.

Определяем значение относительного изгибающего момента, воспринимаемого сжатой зоной сечения:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{656,36 \cdot 10^3}{20 \cdot 10^6 \cdot 0.4 \cdot 0,55^2} = 0,271.$$

Поскольку $\alpha_m = 0,271 < \alpha_{m,lim} = 0,371$, можно сделать вывод, что сечение надкрановой части колонны находится во 2-ой области деформирования.

Графики:

Lapko A. Projectowanie konstruk zebetowych wg Wurocodu 2 i PN-B-03264:1999. – Arkady, Warszawa, 20000-547 s.

Вычисляется площадь сечения арматуры A_s .

$$A_{S2} = A_{S1} = \frac{\alpha_s \cdot \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} = \frac{0.30 \cdot \frac{17}{21} \cdot 20 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 550}{435 \cdot 10^6} = 2457 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 4913 мм².

А. Н. Кувалдин, Г.С. Стрельцова «Пример расчёта железобетонных конструкций зданий», Москва, Стройиздат, 1976 г.

Вычисляется площадь сечения арматуры A_s .

$$F_A = \mu_s \cdot \frac{R_{np} \cdot b \cdot h_o}{R_a} = 0,25 \cdot \frac{20 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 550}{435 \cdot 10^6} = 2529 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 5058 мм².

How to Design Concrete Structures using Eurocode 2. / A. J. Bond, [et al]. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.

Вычисляется площадь сечения арматуры A_s .

$$A_s = \frac{0,3 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot h}{f_{yk}} = \frac{0,35 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 600}{500 \cdot 10^6} = 5040 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 5040 мм².

Narayanan, R. S. Concise Eurocode 2. R. S. Narayanan, C. H. Goodchild. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.

Вычисляется площадь сечения арматуры A_s .

$$A_s = \frac{0,45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} = \frac{0,45 \cdot 20 \cdot 10^6 \cdot 400 \cdot 600}{435 \cdot 10^6} = 4965 \text{ мм}^2$$

Площадь арматуры в сечении 4965 мм².

Проведем анализ и сведем все полученные данные в таблицу.

Таблица

Наименования источников	Надкрановая часть колонны	Подкрановая часть колонны
Lapko A. Projectowanie konstrukcji żelbetonowych wg Wurocodu 2 i PN-B-03264:1999. – Arkady, Warszawa, 2000-547 s.	1964 мм ²	4913 мм ²
А. Н. Кувалдин, «Пример расчёта железобетонных конструкций зданий», Москва, Стройиздат, 1976 г	2428 мм ²	5058 мм ²
How to Design Concrete Structures using Eurocode 2. / A. J. Bond, [et al]. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.	2736 мм ²	5040 мм ²
Narayanan, R. S. Concise Eurocode 2. R. S. Narayanan, C. H. Goodchild. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.	3145 мм ²	4965 мм ²

В результате анализа использования вышеперечисленных графических зависимостей установлено, что существует разница между площадью арматуры. Нормы не включают в себя расчетные формулы по определению площади арматуры и оставляют проектировщику свободу выбора методики.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ТКП EN 1992-1-1-2009* «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций.»
2. А. Н. Кувалдин, Г.С. Стрельцова «Пример расчёта железобетонных конструкций зданий», Москва, Стройиздат, 1976 г.
3. Lapko A. Projectowanie konstrukcji żelbetowych wg Eurocode 2 i PN-B-03264:1999. –Arkady, Warszawa, 2000-547 s.
4. How to Design Concrete Structures using Eurocode 2. / A. J. Bond, [et al]. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.
5. Narayanan, R. S. Concise Eurocode 2. R. S. Narayanan, C. H. Goodchild. – The Concrete Centre, Surrey, 2006.