

Сравнительный расчет монолитной колонны по СНБ 5.03.02-01 и ТКП EN 1992-1-1-2009

Завадский В.Ю.

(Научный руководитель – Смех В.И.)

Белорусский национальный технический университет,
Минск, Беларусь

Для сравнительного анализа методик определения эксцентриситетов и расчетных моментов, действующих в сечении внецентренно сжатого железобетонного элемента, согласно требованиям СНБ 5.03.01-02 и ТКП EN 1992-1-1-2009 была выбрана колонна подвала многоэтажного жилого дома в микрорайоне «Лебяжий».

Исходные данные для проектирования

Класс среды по условиям эксплуатации – ХС1. Бетон класса $C^{25}/_{30}$. Продольная арматура класса S500. Размеры сечения $b \times h = 400 \times 800$ мм; высота этажа $H_{эт} = 3500$ мм. Расчетные усилия от полной нагрузки $N_{Sd} = 3962,3$ кН, $M_{Sd} = M_{max} = 209,9$ кНм, $M_{min} = 44,66$ кНм, усилие от практически постоянного сочетания нагрузок $N_{Sd,lt} = 3616,3$ кН. Армирование колонны – симметричное.

Общий ход расчета в соответствии с СНБ 5.03.02-01

1) Определение гибкости элемента

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}}; \quad \lambda = \frac{l_0}{i};$$

Расчетная длина колонны l_0 определяется по формуле (п. 7.1.3.8 [1])

$$l_0 = \beta \cdot l_{col},$$

где $\beta = 1$ – коэффициент, зависящий от характера закрепления концов стойки;

2) Проверка необходимости учета продольного изгиба (п. 7.1.3.16 [1])

$$\lambda \leq 34 - 12 \cdot \frac{M_{min}}{M_{max}};$$

Если условие выполняется, то влияние продольного изгиба колонны можно не учитывать. Расчет в этом случае ведется с учетом случайного эксцентриситета (см. ниже).

3) Определение коэффициента увеличения момента в гибких стержнях (п. 7.1.3.14 [1])

$$\eta_{ns} = \frac{1}{1 - N_{sd}/N_{crit}}, \text{ принимается не более } 2,5;$$

где N_{crit} – критическая продольная сила

$$N_{crit} = \frac{6,4E_{cm}}{l_0^2} \left[\frac{I_c}{k_{lt}} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right],$$

$$\text{здесь } k_{lt} = 1 + \beta_1 \cdot \frac{M_{lt} + N_{lt}(0,5h - c)}{M_{sd} + N_{sd}(0,5h - c)} \leq 1 + \beta_1,$$

β_1 – коэффициент, зависящий от вида бетона (для тяжелого бетона равен 1,0);

M_{lt}, N_{lt} – усилия в расчетном сечении колонны от действия практически постоянного сочетания нагрузок;

M_{sd}, N_{sd} – усилия действия расчетного сочетания нагрузок;

I_s – момент инерции арматуры, определяется с учетом принимаемого коэффициента армирования ρ

$$I_s = b \cdot h \cdot \rho (0,5h - c)^2;$$

$\delta_e = e_0/h$ – относительный эксцентриситет.

4) Определение изгибающих моментов с учетом продольного изгиба (п. 7.1.3.14 [1]).

Влияние прогиба колонны учитывается путем увеличения изгибающих моментов, определенных из статического расчета, для сечений у концов колонны и в средней трети ее длины

$$M_{sd} = \eta_{ns1} \cdot M_1 \cdot C_m;$$

$$M_{sd} = \eta_{ns2} \cdot M_2;$$

где M_1 – изгибающий момент у конца колонны (M_{max});

M_2 – наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины колонны;

η_{ns1}, η_{ns2} – коэффициенты увеличения момента у конца колонны и в пределах средней трети длины колонны соответственно;

C_m – коэффициент, учитывающий влияние закрепления колонны, препятствующего развитию продольного изгиба

$$C_m = 0,6 \pm \left| \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \right| \geq 0,4$$

5) Определение расчетных эксцентриситетов (п. 7.2.1.11 [1])

$$e_{0\eta} = e_{c1} + e_a,$$

где e_a – случайный эксцентриситет, принимаемый как наибольшая величина из $\{l_0/600, h/30, 20\text{мм}\}$;

$$e_{c1} = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}},$$

здесь M_{Sd} – полный расчетный момент в сечении колонны с учетом продольного изгиба, принимается как наибольшее значение

Эксцентриситет относительно растянутой арматуры с учетом продольного изгиба

$$e_{s1} = e_{0\eta} + 0,5h - c;$$

Изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры с учетом продольного изгиба

$$M_{Sd,1} = N_{Sd} \cdot e_{s1}.$$

5) Относительная продольная сила и относительный момент

$$\alpha_n = \frac{N_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}; \quad \alpha_{m,1} = \frac{M_{Sd,1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}.$$

Расчет армирования колонны по ТКП EN 1992-1-1-2009

Расчет выполняется методом, основанным на номинальной жесткости (п. 5.8.7 [2]).

1) Определение гибкости элемента:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}}; \quad \lambda = \frac{l_0}{i};$$

Расчетная длина колонны l_0 определяется по формуле

$$l_0 = \beta \cdot l_{col},$$

где $\beta = 1$ – коэффициент, зависящий от характера закрепления концов стойки;

2) Определение необходимости учета ползучести бетона
(п. 5.8.3.1 [2])

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}};$$

где A – в первом приближении принимается равным 0,7;

B – при подборе арматуры принимается равным 1,1;

C – принимается равным 0,7

Относительное продольное усилие

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}},$$

здесь A_c – площадь поперечного сечения колонны;

Если $\lambda > \lambda_{lim}$, необходимо учитывать ползучесть бетона.

3) Определение эффектов первого и второго порядка.

Суммарный эксцентриситет определяется по формуле

$$e_{tot} = e_0 + e_1,$$

где $e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$ – начальный эксцентриситет,

e_1 – эффект первого порядка (случайный эксцентриситет), принимается как наибольшее значение из $\{l_0/400, h/30, 20\text{мм}\}$.

Расчётное значение модуля упругости

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE} \cdot (1 + \varphi_{ef})},$$

где γ_{CE} принимается равным 1,2;

φ_{ef} – эффективный коэффициент ползучести бетона, определяется по формуле

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi_{(\infty, t_0)} \cdot N_{Ek, l} (e_0 + e_1)}{N_{Ed} (e_0 + e_1)},$$

здесь $\varphi_{(\infty, t_0)}$ – предельная характеристика ползучести (определяется по номограммам, п. 3.1.4 [2]);

$N_{Ek, l} (e_0 + e_1)$ – продольная сила с учетом эффекта первого порядка при практически постоянном сочетании нагрузок (предельное состояние по эксплуатационной пригодности);

$N_{Ed}(e_0 + e_1)$ – продольная сила с учетом эффекта первого порядка при расчетном сочетании нагрузок (предельное состояние по несущей способности).

Номинальная жесткость колонны (п. 5.8.7.2 [2])

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s,$$

здесь E_{cd} , E_s – расчетные величины модулей упругости бетона и арматуры;

I_c , I_s – моменты инерции сечения бетона и арматуры;

K_c – коэффициент, учитывающий влияние ползучести;

K_s – коэффициент, учитывающий влияние арматуры.

Принимаем начальный коэффициент армирования

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h} \cdot 100\% \geq 1\%.$$

Тогда

$$K_s = 0, \quad K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef}}.$$

Критическая сила определяется по формуле

$$N_b = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}.$$

Общий расчётный момент, с учётом эффектов первого (случайный эксцентриситет) и второго (ползучесть) порядков, рассчитывается по формуле (п. 5.8.7.3 [2])

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{N_B / N_{Ed} - 1} \right];$$

где $M_{0Ed} = N_{Ed} \cdot (e_0 + e_1)$ – момент с учетом эффектов первого порядка.

β – коэффициент, который зависит от распределения моментов с учетом эффектов первого и второго порядка;

N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия;

N_B – критическая сила, определенная на основе номинальной жесткости;

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0},$$

здесь c_0 – коэффициент, зависящий от распределения моментов с учетом эффектов первого и второго порядка (при симметричном треугольном распределении $c_0 = 12$).

Эксцентриситет действия силы и изгибающий момент относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$e_{s1} = \frac{h}{2} - c + \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}, \quad M_{Ed,1} = N_{Ed} \cdot e_{s1}.$$

4) Относительная продольная сила и относительный момент:

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}, \quad \alpha_{m,1} = \frac{M_{Ed,1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}.$$

По результатам сравнительных расчетов, проведенных в соответствии с методиками отечественных [1] и Европейских норм [2], были получены значения расчетных изгибающих моментов, отличающиеся друг от друга на 19,3% (1742,1 кНм по [1] и 2159,8 кНм по [2]). Армирование колонны (3Ø20 класса S500) подбиралось по минимальному проценту армирования, т.к., расчетные значения площади арматуры получились отрицательными.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01–02 Бетонные и железобетонные конструкции (с изменениями №№ 1...5). – Минск, МАиС РБ.
2. ТКП EN 1992-1-1-2009. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Минск, МАиС РБ. 2010.