

УДК 691.328
ББК 38.53
О-75

Аксенов Владимир Николаевич, кандидат технических наук, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций Ростовского государственного строительного университета, т.: 89185004361, e-mail: aksenov.v.n@mail.ru;

Маилян Дмитрий Рафаэлович, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций Ростовского государственного строительного университета, т.: (863)2019031;

Блягоз Алик Моссович, кандидат технических наук, заведующий кафедрой строительных и общепрофессиональных дисциплин Майкопского государственного технологического университета, e-mail: alfa-maikop@yandex.ru;

Хутыз Абрек Махмудович, кандидат технических наук, профессор кафедры строительных и общепрофессиональных дисциплин Майкопского государственного технологического университета.

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО БЕТОНА ПО НОРМАТИВНЫМ МЕТОДАМ (рецензирована)

В статье сопоставлены экспериментальные данные о работе колонн из высокопрочного бетона классов В80-В110 с результатами расчетов по методикам норм РФ. Предложены корректировки к формуле определения условной критической силы для метода расчета по недеформированной схеме. Разработан алгоритм итерационного расчета сжатых элементов по деформированной схеме с учетом влияния продольного изгиба и предварительного растяжения арматуры.

Ключевые слова: железобетонные колонны, высокопрочный бетон, расчет колонн, продольный изгиб, кривизна, усилие трещинообразования.

Aksenov Vladimir Nicholaevich, Candidate of Technical Sciences, assistant professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Rostov State University of Civil Engineering, tel.: 8-918-500-43-61, e-mail: aksenov.vn@mail.ru;

Mailyan Dmitry Rafaelovich, Doctor of Technical Sciences, professor, head of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Rostov State University of Civil Engineering, tel.: (863) 2019031;

Blyagoz Alec Mossovich, Candidate of Technical Sciences, head of the Department of Construction and General Professional Disciplines, Maikop State Technological University, e-mail: alfa-maikop@yandex.ru;

Khoutyz Abrek Makhmudovich, Candidate of Technical Sciences, professor of the Department of Construction and General Professional Disciplines, Maikop State Technological University.

FEATURES OF THE CALCULATION OF FERRO-CONCRETE COLUMNS OF DURABLE CONCRETE USING NORMATIVE METHOD (Reviewed)

The article compares the experimental data on the operating high-strength concrete columns of durable concrete of B80-V110 classes with the calculations based on the methods of the Russian Federation standards. Adjustments to the formula for determining the conditional critical force for the method of calculation for the undeformed scheme have been proposed. The algorithm of the iterative calculation of compressed elements using deformed pattern considering the influence of buckling and pre-tension reinforcement has been developed.

Keywords: concrete columns, high-performance concrete, calculation of columns, buckling, curvature, cracking stress.

Для разработки методики, позволяющей учитывать особенности свойств высокопрочных бетонов классов В80-В110 и преднапряженной арматуры при расчете сжатых железобетонных элементов авторами было выполнено сопоставление полученных ими экспериментальных данных [1] с результатами расчета колонн по различным методам норм проектирования [2, 3, 4].

Расчет колонн по недеформированной схеме выполнялся в соответствии с нормами [2], так как формула условной критической силы, приведенная там, позволяет учесть влияние предварительного обжатия в сжатых элементах. Укрупненная блок-схема алгоритма определения несущей способности колонны приведена на рис. 1.

Уравнение равновесия относительно точки приложения силы N имеет вид:

$$\sum M_N = R_b \cdot b \cdot x \left[(e_0 + y_0) - h + \frac{x}{2} \right] - \sum \sigma_{s,i} \cdot A_{s,i} \cdot e_{s,i} - \sum \sigma'_{s,i} \cdot A'_{s,i} \cdot e'_{s,i} = 0 \quad (1)$$

Здесь неизвестными являются высота сжатой зоны бетона x и напряжения в арматуре A_s , A_{sp} , A'_s , A'_{sp} , то есть, число неизвестных равно $i+1$, где i – количество рядов арматуры. Для того чтобы число уравнений было равно числу неизвестных используется зависимость, принятая при общем случае расчета, $\sigma_{s,i} = f(\xi)$, где $\xi = x/h_0$. Решается такая система уравнений численным методом (деление отрезка пополам).

Определение значения коэффициента η проводилось путем итерационного расчета. После каждой итерации по полученному в результате расчета значению несущей способности N_i определялось значение η_i :

$$\eta_i = \frac{1}{1 - \frac{N_i}{N_{cr}}} \quad (2)$$

корректировалось значение осевого эксцентриситета e_0 :

$$e_{0,i} = e_0 \cdot \eta_i \quad (3)$$

и вычислялись значения $e_{s,i}$ и $e'_{s,i}$ – расстояния от центра тяжести каждого ряда арматуры до силы N (рис. 2). Цикл последовательных уточнений η и N повторялся до тех пор, пока не была достигнута требуемая точность определения N .

Было установлено, что значения условной критической силы, полученные по формуле норм, занижены, и в ряде случаев (например, при $\lambda_h = 20$ и e_0/h от 0 до 0,2) выполнить расчет железобетонных колонн из высокопрочного бетона по недеформированной схеме оказывается невозможно.

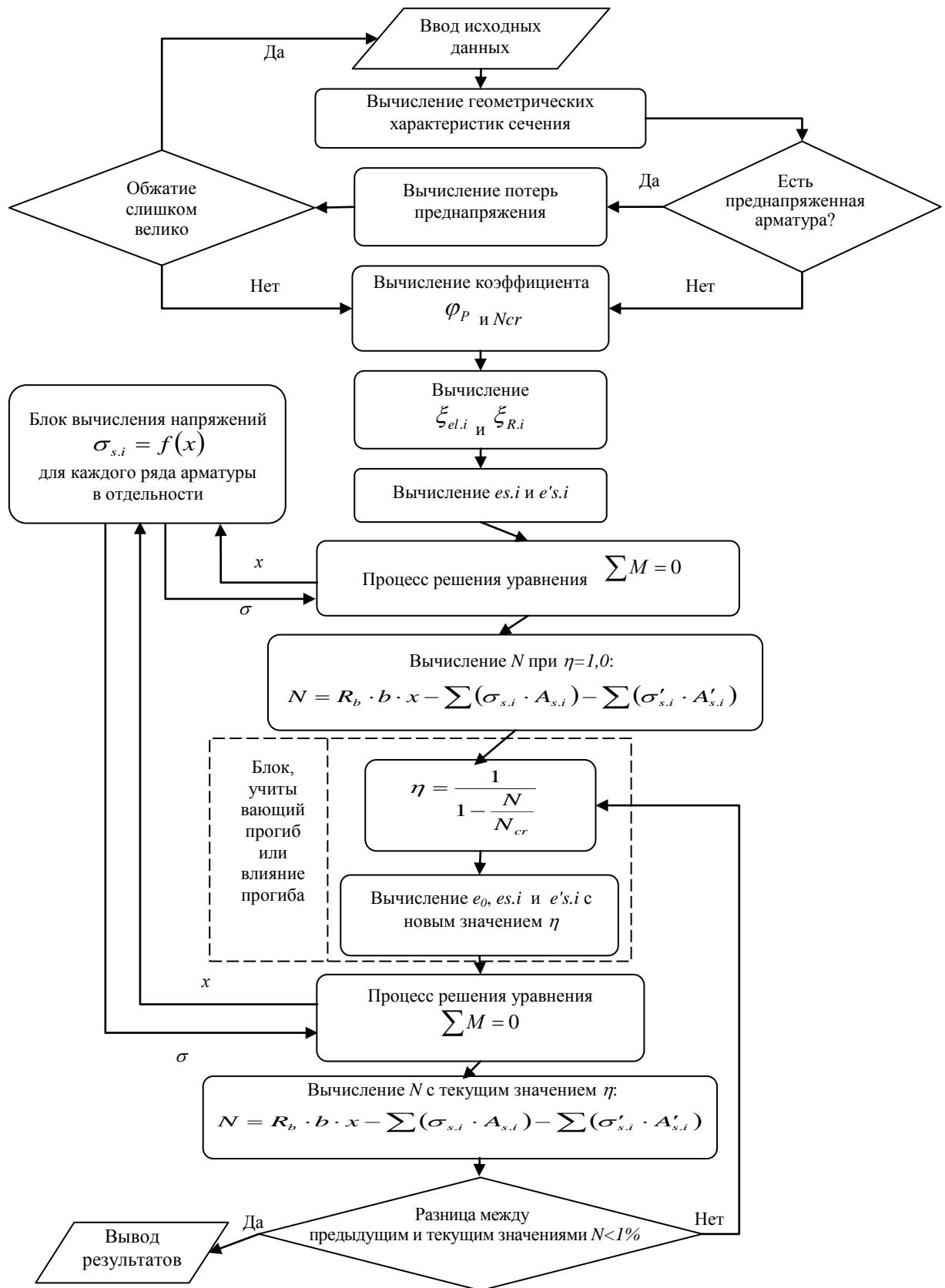


Рис. 1. Алгоритм расчета колонн по недеформированной схеме

Особенности работы железобетонных колонн из высокопрочного бетона можно учесть, введя множитель k к первому слагаемому поправки к упругой жесткости. Тогда формула N_{cr} будет иметь следующий вид:

$$N_{cr} = \frac{8 \cdot E_b}{\ell_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_\ell} \left(\frac{0,11 \cdot k}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha \cdot I_s \right], \quad (4)$$

Значение эмпирического коэффициента k определено из сопоставления результатов эксперимента и расчетов по СНиП.

Так как программа эксперимента была разработана с использованием методов математического планирования, то для вычисления коэффициента k было составлено уравнение регрессии, которое имеет вид:

$$K = 2,48 + 0,0004\sigma_{sp} - 0,0625\lambda_h + 4,33e_0/h, \quad (5)$$

Результаты расчета экспериментальных стоек из высокопрочного бетона с использованием предложенной формулы (4), где коэффициент k , учитывающий особенности высокопрочных бетонов при определении условной критической силы, определяли по зависимости (5), показали существенно лучшую сходимость с опытными данными (табл. 1).

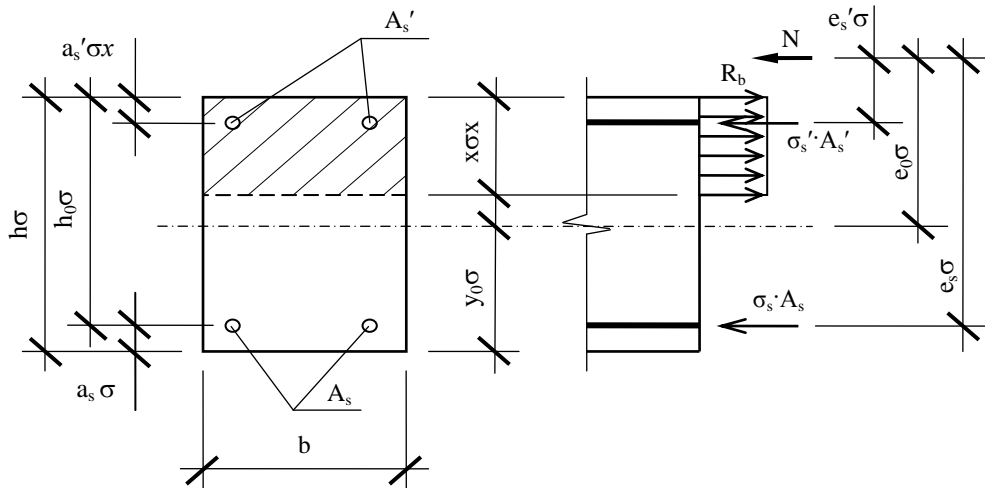


Рис. 2. Схема действующих в сечении усилий

Таблица 1 - Результаты расчета колонн по недеформированной схеме

Шифр образ-ца	Параметры расчета			N^{exp} , кН	Результаты расчета						
	σ_{sp} , МПа	λ_h	e_0 , мм		по нормам			по предлагаемой методике			
					N^{theor} , кН	N_{cr} , кН	$\frac{N^{theor}}{N^{exp}}$	N^{theor} , кН	k	N_{cr} , кН	$\frac{N^{theor}}{N^{exp}}$
К-2	0	8	4	2720	2723	14118	1,001	2749	2,12	27361	1,011
К-1	0	8	24	2060	1732	7514	0,841	2080	2,85	17096	1,010
К-3	0	20	4	2000	2635	2273	1,317	2133	1,37	2982	1,067
К-4	0	20	24	950	1735	1375	1,826	970	2,10	2434	1,021
К-9	740	8	4	2400	2323	13842	0,968	2453	2,42	30229	1,022
К-8	740	8	24	1920	1602	7933	0,834	1878	3,14	19970	0,978
К-5	740	20	4	2100	2586	2274	1,231	2333	1,67	3546	1,111
К-6	740	20	24	1200	1929	1442	1,607	1154	2,39	2883	0,962
К-7	500	14	12	2100	1758	3663	0,837	2119	2,24	7203	1,009

Был выполнен итерационный расчет внецентренно сжатых колонн по деформированной схеме. Общая последовательность расчета аналогична, приведенной на рис. 1. Различие заключается только в блоке учета прогибов, выделенном на указанном рисунке пунктиром. На рис. 3 приведена блок-схема блока определения прогибов в случае расчета по деформированной схеме в рамках норм [3, 4].

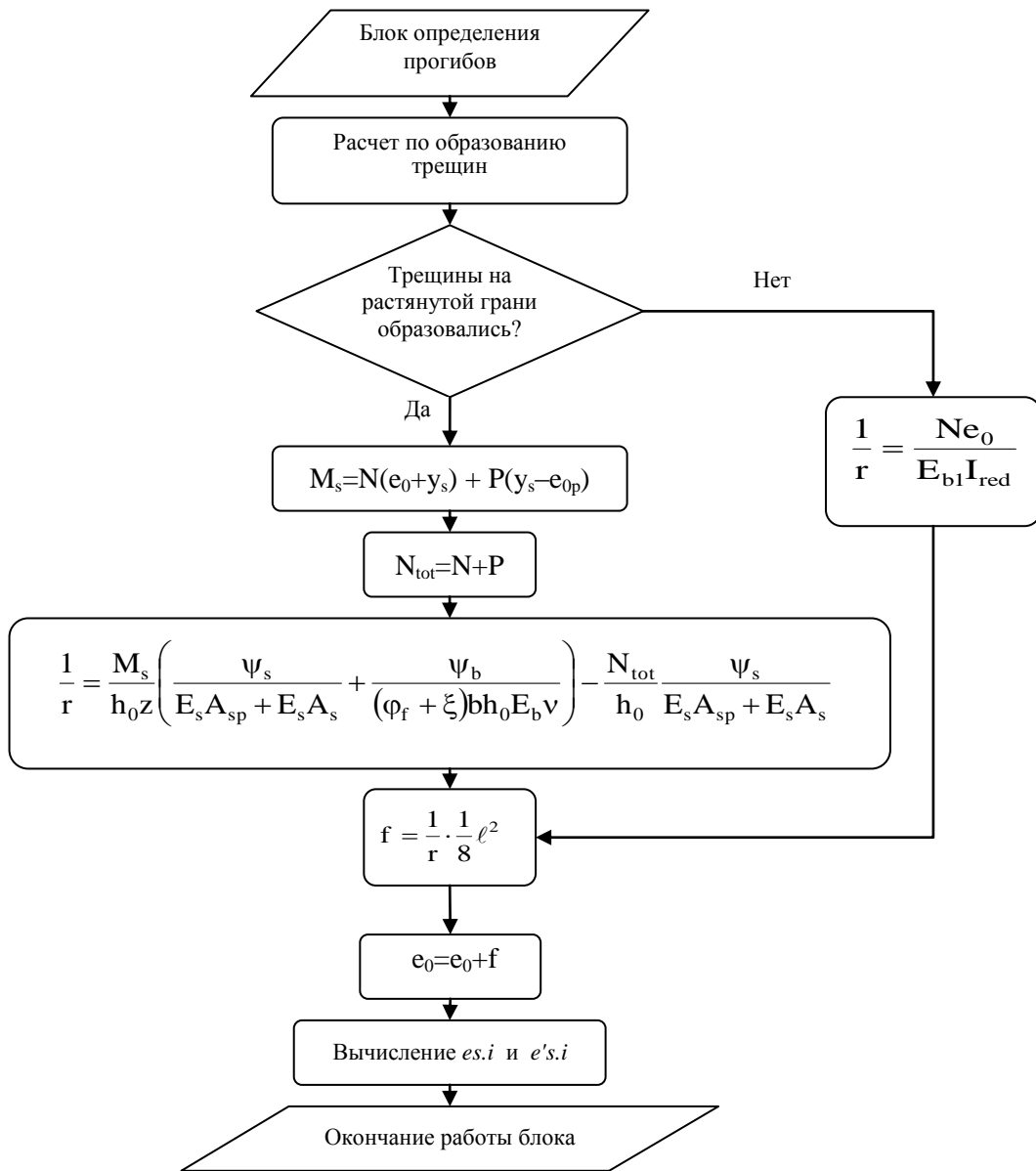


Рис. 3. Блок определения прогибов для нормативного расчета по деформированной схеме

Зависимости « σ – ε » для бетона и арматуры были приняты согласно общему случаю расчета [5]. Напряжения в арматуре определялись в соответствии со значением величины относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_i = \frac{x}{h_{0,i}}, \quad (6)$$

где $h_{0,i}$ – это расстояние от центра тяжести рассматриваемого ряда арматуры до крайнего сжатого волокна.

Зависимость « σ_s – ε_s » следующая:

при $\xi_i \leq \xi_R$

$$\sigma_{s,i} = R_s \cdot \left[\eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi_i}{\xi_R} - 1 \right) \right] \leq \eta \cdot R_s \quad (7)$$

при $\xi_{el} \leq \xi_i < \xi_R$

$$\sigma_{s,i} = \left[\beta + (1 - \beta) \frac{\xi_{el} - \xi_i}{\xi_{el} - \xi_R} \right] \cdot R_s \quad (8)$$

при $\xi_i > \xi_{el}$

$$\sigma_{s,i} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right) + \sigma_{sp,i} \gamma_{sp}, \quad (9)$$

В случае сжатия арматуры вводятся условия:

$$|\sigma_{s,i}| \leq R_{sc}; \quad \sigma_{s,i} \leq \sigma_{sp} - \sigma_{sc,u}, \quad (10)$$

Напряжение $\sigma_{sc,u}$ в расчете было принято равным 500 МПа. В качестве расчетного сопротивления бетона сжатию в расчет вводилось $R_b^* = R_b \cdot \gamma_{Rb} \cdot K_R$, учитывающее повышение призмочной прочности бетона, происходящее в предварительно напряженных конструкциях, а также от влияния градиентных эффектов [6, 7].

Сопоставление теоретических и экспериментальных значений несущей способности и прогибов показывает недооценку нормами несущей способности и, наоборот, превышение теоретических значений прогибов над экспериментальными. Анализ приведенных данных свидетельствует о необходимости внесения корректировок в формулы определения кривизн. Так, формулу кривизны для элементов без трещин предлагается записать в следующем виде:

$$\frac{1}{r} = \frac{N \cdot e_0}{\varphi \cdot E_b \cdot I_{red}}, \quad (11)$$

где коэффициент $\varphi > 1$ учитывает влияние предварительного напряжения на деформативность железобетонных колонн из высокопрочного бетона. Повышенное значение модуля деформаций бетона объясняется влиянием, с одной стороны, градиентных эффектов (K_E) [6], а с другой – повышением E_b вследствие предварительного обжатия бетона, происходящего в преднапряженных конструкциях (γ_{Eb}) [7]. Коэффициент φ представляет собой произведение коэффициентов $\gamma_{Eb} K_E$ и для исследуемого бетона классов В80...В110 может быть принят $\varphi = 1,35$.

В формулу кривизны для сечений с трещинами в растянутой зоне предлагается ввести коэффициент ψ_α , учитывающий особенности работы высокопрочного бетона в элементах с трещинами:

$$\frac{1}{r} = \frac{M_s}{h_0 z} \left(\frac{\psi_s}{E_s A_{sp} + E_s A_s} + \frac{\psi_b \cdot \psi_\alpha}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b v} \right) - \frac{N_{tot}}{h_0} \frac{\psi_s}{E_s A_{sp} + E_s A_s}, \quad (12)$$

Для относительного эксцентриситета $e_0/h = 0,2$ предлагается следующая зависимость для определения ψ_α :

$$\psi_\alpha = 1 - 0,0268 \lambda_h + 2,95 \cdot 10^{-4} \sigma_{sp}, \quad (13)$$

где $\lambda_h = l_0/h$; σ_{sp} – значение предварительного напряжения в МПа.

На основании результатов расчета колонн из высокопрочного бетона по деформированной схеме с учетом предложенных зависимостей (11, 12, 13) установлено, что разница между полученными теоретическими и экспериментальными значениями несущей способности составляет от –4,8 до +3,7% (табл. 2).

Таблица 2 - Результаты расчета колонн по деформированной схеме

Шифр образца	Параметры расчета			Результаты эксперимента			Результаты расчета					
	σ_{sp} , МПа	λ_h	e_0 , мм	N^{exp} , кН	Γ^{exp} , мм	Трещины	по нормам			по предлагаемой методике		
							N^{theor} , кН	Γ^{theor} , мм	$\frac{N^{theor}}{N^{exp}}$	N^{theor} , кН	Γ^{theor} , мм	$\frac{N^{theor}}{N^{exp}}$
К-2	0	8	4	2720	1,2	Нет	2701	1,06	0,993	2710	0,87	0,996
К-1	0	8	24	2060	4,0	Есть	2099	4,71	1,019	2100	5,36	1,018
К-3	0	20	4	2000	15,4	Нет	1712	18,7	0,856	1917	14,52	0,959
К-4	0	20	24	950	25,0	Есть	677	40,8	0,712	943	19,58	0,992
К-9	740	8	4	2400	0,5	Нет	2305	0,9	0,960	2315	0,67	0,965
К-8	740	8	24	1920	3,0	Нет	1787	4,06	0,930	1833	3,11	0,955
К-5	740	20	4	2100	16,8	Нет	1708	19,3	0,813	2016	12,37	0,960
К-6	740	20	24	1200	24,4	Есть	962	32,7	0,802	1185	18,67	0,988
К-7	500	14	12	2100	9,7	Нет	1875	8,48	0,893	1985	6,15	0,945

Для определения момента образования трещин в нормах по расчету предварительно напряженных конструкций [2, 8] в случае действия момента в плоскости оси симметрии рекомендуется следующая зависимость:

$$M_{crc}^{theor} = \gamma \cdot W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{0p} + r), \quad (14)$$

где коэффициент γ для прямоугольных сечений равен $\gamma = 1,3$.

При этом для внецентренно сжатых элементов условие образования трещин определяется следующим неравенством:

$$M_r \geq M_{cr} \quad (15)$$

где M_r – момент силы N относительно ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны. Для внецентренно сжатых элементов

$$M_r = N(e_0 - r), \quad (16)$$

В формулах (14) и (16) r – это расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещиностойкость которой проверяется.

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad (17)$$

Для сравнения с экспериментальными данными удобно определить теоретическое значение N_{cr} . Принимая во внимание условие (15), выражение (16) можно записать в следующем виде:

$$M_{cr} = N_{cr}[(e_0 + f_{cr}) - r], \quad (18)$$

Тогда теоретическое значение **усилия трещинообразования** можно определить по следующей формуле:

$$N_{cr} = \frac{M_{cr}^{theor}}{e_0 + f_{cr} - r}, \quad (19)$$

где M_{cr}^{theor} – значение момента трещинообразования, определяемое по формуле норм.

Экспериментальные данные, необходимые для исследования приведены в табл. 3. Теоретические, полученные исходя из предпосылок и формул норм, значения усилия трещинообразования, N_{cr} , полученные по формуле (19), также занесены в табл. 3. Следует отметить, что, так как в формуле (19) присутствует значение f_{cr} , принятое в расчете по результатам эксперимента, то полученные экспериментальные значения усилия трещинообразования косвенно зависят от гибкости элемента. Теоретический же момент трещинообразования, вычисленный по формуле (14), не зависит от гибкости. Только предварительное напряжение арматуры повышает его.

Таблица 3 - К определению усилия и момента трещинообразования

Ко- лонна	Экспериментальные значения					Теоретические значения	
	N_{cr}^{exp} , кН	e_0 , мм	f_{cr} , мм	r , мм	M_{cr}^{exp} , кН·м (по 18)	N_{cr}^{theor} , кН (по 19)	M_{cr}^{theor} , кН·м (по 14)
К-1	2000	24	3,85	19,955	15,79	476,4	3,74
К-4	650	24	8,0	19,955	7,829	308,3	3,70
К-6	900	24	10,3	19,955	12,91	597,4	8,543

Анализ опытных данных показывает, что разница между теоретическими и экспериментальными значениями N_{cr} составляет от 1,5 до 4,2 раз. Таким образом, формулу норм необходимо корректировать для возможности ее использования в расчете внецентренно сжатых железобетонных стоек из высокопрочного бетона. Однако, сопоставление данных по колоннам с преднапряженной арматурой и без нее показало, что разница между вычисленным вторым слагаемым формулы (14) и данными эксперимента не превышает 5%, поэтому корректировок, учитывающих влияние усилия обжатия, вносить не требуется.

Предлагается следующая зависимость для определения M_{cr} :

$$M_{cr} = \gamma \cdot W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{0p} + r) + \alpha \cdot N_{cr}, \quad (20)$$

где величину α будем определять по следующей формуле:

$$\alpha = \frac{M_{cr}^{exp} - M_{cr}^{theor}}{N_{cr}}, \quad (21)$$

Графически величину α можно представить как тангенс угла наклона на графике « $\Delta M_{cr} - N_{cr}$ », где $\Delta M_{cr} = M_{cr}^{exp} - M_{cr}^{theor}$ (рис. 4).

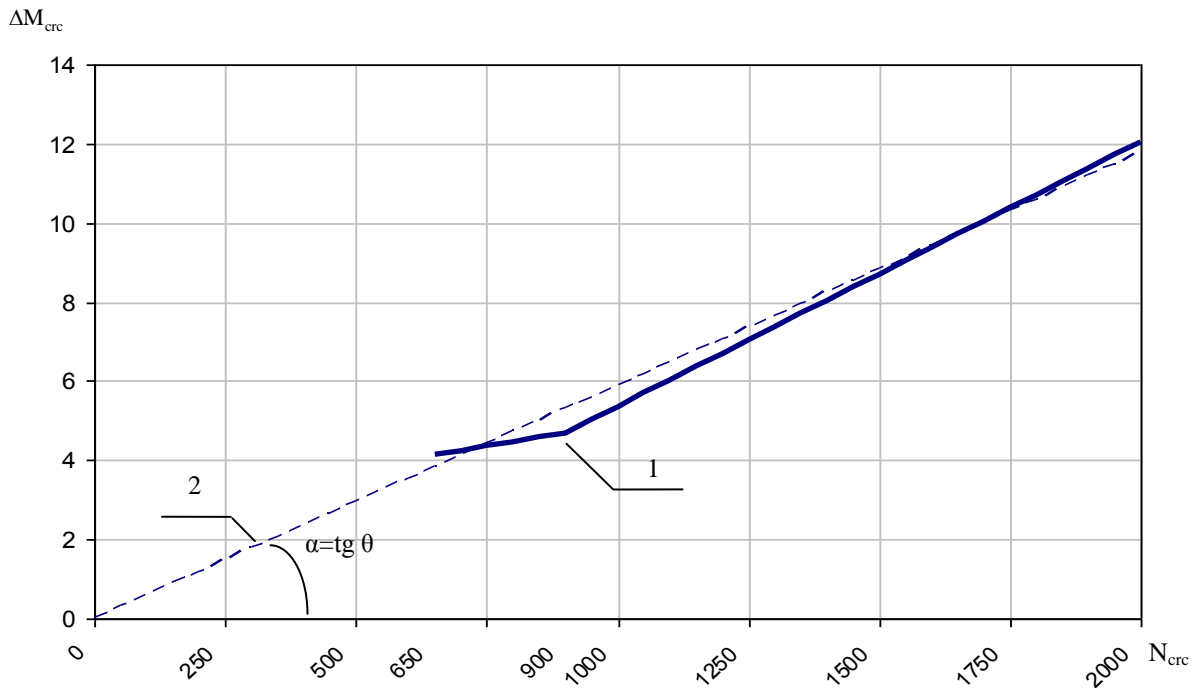


Рис. 4. Зависимость « $\Delta M_{crc} - N_{crc}$ »:

1 – на основании экспериментальных значений α ; 2 – на основании среднего квадратичного $\alpha = 5,88 \cdot 10^{-3}$ м

Приравняем правые части равенств (18) и (20) и, обозначив эксцентриситет с учетом прогиба $e_{0N} = e_0 + f_{crc}$, после ряда преобразований получим:

$$N_{crc} = \frac{\gamma \cdot W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{0p} + r)}{e_{0N} - r - \alpha}, \quad (22)$$

где

$$e_{0N} = \frac{e_0}{1 - \frac{N_{crc}}{N_{cr}}}, \quad (23)$$

Здесь N_{cr} – условная критическая сила, определяемая по формуле (4).

Совместное решение (22) и (23) с учетом (21) позволит определить величину усилия трещинообразования N_{crc} с учетом продольной силы и особенностей работы высокопрочного бетона:

$$\begin{cases} N_{crc} = \frac{\gamma \cdot W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{0p} + r)}{e_{0N} - r - \alpha} \\ e_{0N} = \frac{e_0}{1 - \frac{N_{crc}}{N_{cr}}} \end{cases}, \quad (24)$$

Среднеквадратическое значение α , вычисленное по опытным данным, равно 5,88 мм.

Предложенный метод определения усилия трещинообразования N_{crc} во внецентренно сжатых элементах, основанный на решении системы (24), позволил учесть влияние продольной силы, усилия обжатия и гибкости элемента на величину N_{crc} . С учетом $\alpha = 5,88$ мм, метод дал существенно лучшую сходимость с опытными данными по сравнению с методикой норм.

Литература:

1. Аксёнов В.Н., Маилян Д.Р. Работа железобетонных колонн из высокопрочного бетона // Бетон и железобетон. 2008. №6. С. 5-8.
2. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М.: Госстрой СССР, 1985. 78 с.
3. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М.: ФГУП ЦПП, 2004. 24 с.
4. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М.: ФГУП ЦПП, 2004. 54 с.
5. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч. I. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. 192 с.
6. Коробкин А.П. Влияние градиентов деформаций и напряжений на изменение свойств

бетона при сжатии и его учет в методах расчета железобетонных элементов: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. Ростов н/Д., 1990. 200 с.

7. Маилян Д.Р., Аскарлов Б.А., Хасанов С.С. Рекомендации по учету изменения механических свойств бетона от предварительного обжатия. Ташкент, 1985. 28 с.

8. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. М.: ФГУП ЦПП, 2005. 38 с.

References:

1. Aksenov V.N., Mailyan D.R. *Operating of ferro- concrete columns of durable concrete // Concrete and reinforced concrete. 2008. № 6. P. 5-8.*

2. SNP 2.03.01-84 *. *Concrete and reinforced concrete structures. M.: USSR State Committee for Construction, 1985. 78 p.*

3. SNP 52-01-2003. *Concrete and reinforced concrete structures. The main provisions. M: FSUE CPP, 2004. - 24 p.*

4. SP 52-101-2003. *Concrete and reinforced concrete structures without prestressing reinforcement. – M.: FSUE CPP, 2004. 54 p.*

5. *Manual for the design of prestressed concrete structures of the heavy and light concrete (to SNP 2.03.01-84). Part I. M.: USSR Gosstroj CИTП, 1990. 192 p.*

6. Korobkin A. P. *The influence of strain and stress gradients on change of properties of concrete in compression and its account in the calculation methods of reinforced concrete elements: abstr. ... Cand. Tech. Sciences: 05.23.01. Rostov-on-Don, 1990. 200 p.*

7. Mailyan D.R., Askarov B.A., Khasanov S.S. *Recommendations on accounting for changes in the mechanical properties of concrete from the precompression. Tashkent, 1985. 28 p.*

8. SP 52-102-2004. *Prestressed concrete structures. M.: FSUE CPP, 2005. 38 p.*