

15. Зотов А.Н. Исследование прочностных свойств мелкозернистых бетонов с полипропиленовой фиброй для дорожного строительства // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 8. С. 42-46.

16. Емельянова И.А., Шевченко В.И. Моделирование процесса перемешивания бетонной смеси с полипропиленовой фиброй // Технологии бетонов. 2014. № 3 (92). С. 36-37.

17. Солодкий С.Й. Дослідження тріщиностійкості важких бетонів та пінобетонів, армованих поліпропіленовою фіброю для дорожнього будівництва / С.Й. Солодкий, В.О. Каганов, І.Б. Горніковська, Ю.В. Турба // Восточно-Европейский журнал передовых технологий. 2015. Т. 4. № 5 (76). С. 40-46.

© М. О. Коровкин, Н. А. Ерошкина, С. М. Саденко, К. А. Крайнова

Ссылка для цитирования:

М. О. Коровкин, Н. А. Ерошкина, С. М. Саденко, К. А. Крайнова. Исследование влияния дозировки фибры и продолжительности перемешивания на свойства мелкозернистого бетона // Инженерно-строительный вестник Прикаспия : научно-технический журнал / Астраханский государственный архитектурно-строительный университет. Астрахань : ГАОУ АО ВО «АГАСУ», 2020. № 3 (33). С. 22–26.

УДК 624. 04. 42

РАСЧЁТ МНОГОЭТАЖНОГО СТУПЕНЧАТОГО ПИЛОНА С УЧЕТОМ ТВЕРДЕНИЯ И ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА РАННЕГО ВОЗРАСТА

О. Б. Завьялова

Астраханский государственный архитектурно-строительный университет, г. Астрахань, Россия

В статье рассмотрены проблемы, особенности расчета и проектирования монолитного железобетонного пилон, имеющего несимметричную форму, и вследствие этого, подверженного внецентренному сжатию с довольно значительным неучтенным эксцентриситетом приложения продольной силы. Возникающий при этом изгибающий момент только на этапе возведения каркаса при учете собственного веса железобетонных конструкций составил 625 кНм. В качестве дополнительного фактора, усугубляющего работу конструкции пилон, является влияние ускорение сроков строительства при возведении здания. Расчет выполнен для реального здания гостиницы, построенного в г. Астрахани, этапы возведения каркаса взяты согласно журналу производства работ. Учитывались факторы твердения и ползучести бетона раннего возраста. Расчет выполнен на основе линейной теории ползучести Маслова – Арутюняна с использованием формул поправочных коэффициентов к напряжениям в бетоне и арматуре, полученных Н.Х. Арутюняном для центрально сжатых и изгибаемых элементов.

Ключевые слова: *неучтенный эксцентриситет, сжато-изгибаемый пилон, ползучесть бетона, твердение бетона, история возведения.*

CALCULATION OF A MULTI-STOREY STEP PYLON TAKING INTO ACCOUNT HARDENING AND CREEPING OF EARLY CONCRETE

O. B. Zavyalova

Astrakhan State University of Architecture and Civil Engineering, Astrakhan, Russia

The article discusses the problems and features of the calculation and design of a monolithic reinforced concrete pylon, which has an asymmetric shape, and as a result, is subject to eccentric compression with a rather significant unaccounted for eccentricity of the application of longitudinal force. The resulting bending moment only at the stage of erecting the frame, taking into account the dead weight of reinforced concrete structures, was 625 kNm. An additional factor that aggravates the work of the pylon structure is the effect of accelerating the construction time during the construction of the building. The calculation was made for a real hotel building, built in the city of Astrakhan, the stages of the frame construction were taken according to the work log. The factors of hardening and creep of early concrete were taken into account. The calculation was carried out on the basis of the linear theory of creep by Maslov-Harutyunyan, using formulas for correction factors for stresses in concrete and reinforcement obtained by N.Kh. Harutyunyan for centrally compressed and bent elements.

Keywords: *unaccounted eccentricity, compressed-bendable pylon, concrete creep, concrete hardening, history of construction.*

Расчет многоэтажных монолитных зданий на внешние нагрузки давно и успешно выполняется с использованием программных комплексов, учитывающих геометрические и жесткостные параметры конструкций, а также учет истории возведения и нагружения зданий с учетом различных особенностей и аспектов работы конструкций [3–17]. Для уменьшения неоправданного расхода бетона в многоэтажных каркасах расчетчики часто прибегают к уменьшению сечения монолитных колонн и пилонов на верхних этажах, обеспечивая требуемый минимальный процент армирования. Уменьшение сечения пилонов происходит, как правило, за счёт одного из размеров, при постоянной ши-

рине. В целях унификации планов этажей удобно делать уменьшение размера с одной стороны пилон, особенно, если этот пилон является крайним или примыкает к коридору. Для примера рассмотрим поперечный разрез существующего здания многоэтажной гостиницы Park-Inn, построенной в г. Астрахани (рис. 1).

Здание имеет цокольный этаж, технический этаж, 13 жилых этажей и чердак, всего 16 этажей. Для удобства будем считать цокольный этаж – первым, и так далее, 16-й этаж – чердак.

Уменьшение размеров крайних и средних пилонов носит односторонний характер. Рассмотрим средний левый пилон. Сечение его имеет размеры 250×1800 мм на первом-

четвертом этажах, затем 250×1500 с 5 по 9 этаж, 250×1000 на 10–12 этажах и 250×640 мм на верхних четырех этажах. Этот пилон примыкает к центральному коридору, поэтому, видимо, было принято решение уменьшать размер несимметрично. Как видно на рисунке 1, разбивочная ось этого пилона совпадает с геометрической осью пилона верхних этажей.

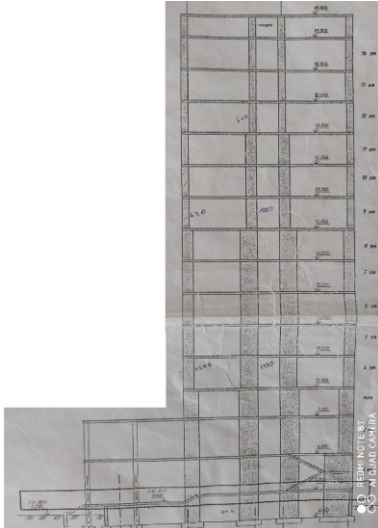


Рис. 1. Поперечный разрез гостиницы.
Фото проектной документации

Армирование пилонов, в том числе и рассматриваемого, принято симметричным двусторонним, равномерным по сечению, что предполагает расчет на центральное сжатие. Например, пилон первого этажа имеет продольную арматуру 2×10 стержней диаметра 16 А-III, расставленную с постоянным шагом. Между тем, смещение осей, а, следовательно, линий действия равнодействующих сил от вертикальной нагрузки, приходящей с верхних этажей, с увеличением этажности нарастает, а значит, растёт момент этих сил в пилоне первого этажа. Забегая вперед, отметим, что только от собственного веса каркаса (пилонов и плит перекрытий) этот момент в среднем пилоне составил 625 кН·м. И это только на этапе возведения, без учета наружных и внутренних стен, полов, а также полезной временной нагрузки!

Вычислим реальные напряжения в среднем пилоне первого этажа, возникающие в период монтажа каркаса. Учитывая, что возведение происходило в сжатые сроки – на каждый этаж отводилось 9 суток (этапы нагружения взяты согласно журналу производства работ), введём в расчёт влияние ползучести бетона, а также тот факт, что модуль упругости бетона в столь раннем возрасте имеет значения, далёкие от проектных. Для учета последних двух факторов будем использовать интегральные зависимости Арутюняна Н.Х. [1], полученные им для бетона и арматуры в виде коэффициентов, умножаемых на упругомгновенные напряжения от нагрузки,

прикладываемой к железобетонному элементу в определённом возрасте бетона. Отдельно будем учитывать центральное сжатие и изгиб.

Рассмотрим расчёт пилона первого этажа. Размеры поперечного сечения 250×1800 мм, продольная арматура 2×10 диаметра 16 А-III, $A_s=40,19\text{см}^2$, $E_s=2\cdot 10^5$ МПа, бетон класса В30, $E_b=3,24\cdot 10^4$ МПа, $A_b=4460\text{см}^2$. Перекрытия на всех этажах монолитные железобетонные, толщиной 200 мм, объёмный вес бетона 25 кН/м³.

1. Расчет на сжатие.

Предварительно были вычислены напряжения в бетоне и арматуре от действия единичной сжимающей силы в определенном возрасте бетона, с учетом этапов нагружения (табл. 1).

Эти напряжения должны удовлетворять следующему условию:

$$N = \sigma_s A_s + \sigma_b A_b, \quad (1)$$

С учётом равенства относительных продольных деформаций арматуры и бетона в упругой стадии работы имеем:

$$N = \varepsilon E_s A_s + \varepsilon E_b A_b = \varepsilon (E_s A_s + E_b A_b),$$

откуда $\varepsilon = N / (E_s A_s + E_b A_b)$.

Тогда

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \varepsilon E_b = NE_b / (E_s A_s + E_b A_b), \\ \sigma_s &= \varepsilon E_s = NE_s / (E_s A_s + E_b A_b). \end{aligned} \quad (2)$$

Для модуля мгновенной деформации бетона воспользуемся экспоненциальной зависимостью вида [1]:

$$E(x) = E_0 \cdot (1 - e^{-\alpha x}), \quad (3)$$

где $E_0 = E_b = 3,24\cdot 10^5$ кГ/см², $\alpha=0,03$ (обозначения и единицы измерения соответствуют [1]).

Таблица 1

Изменение модуля упругомгновенной деформации бетона и соответствующих ему напряжений в бетоне (σ_b) и арматуре (σ_s) от единичной сжимающей силы

Возраст бетона, сут.	$E(x)$, кГ/см ²	$\sigma_s(x)$, кГ/см ²	$\sigma_b(x)$, кГ/см ²
23	$1,62\cdot 10^5$	$2,018\cdot 10^{-4}$	$2,491\cdot 10^{-3}$
32	$2,006\cdot 10^5$	$2,057\cdot 10^{-4}$	$2,052\cdot 10^{-3}$
41	$2,3\cdot 10^5$	$2,079\cdot 10^{-4}$	$1,808\cdot 10^{-3}$
50	$2,525\cdot 10^5$	$2,093\cdot 10^{-4}$	$1,658\cdot 10^{-3}$
59	$2,696\cdot 10^5$	$2,102\cdot 10^{-4}$	$1,559\cdot 10^{-3}$
68	$2,827\cdot 10^5$	$2,108\cdot 10^{-4}$	$1,491\cdot 10^{-3}$
77	$2,927\cdot 10^5$	$2,112\cdot 10^{-4}$	$1,443\cdot 10^{-3}$
86	$3,004\cdot 10^5$	$2,115\cdot 10^{-4}$	$1,408\cdot 10^{-3}$
95	$3,062\cdot 10^5$	$2,118\cdot 10^{-4}$	$1,383\cdot 10^{-3}$
104	$3,106\cdot 10^5$	$2,119\cdot 10^{-4}$	$1,364\cdot 10^{-3}$
113	$3,14\cdot 10^5$	$2,120\cdot 10^{-4}$	$1,35\cdot 10^{-3}$
122	$3,166\cdot 10^5$	$2,121\cdot 10^{-4}$	$1,34\cdot 10^{-3}$
131	$3,186\cdot 10^5$	$2,122\cdot 10^{-4}$	$1,332\cdot 10^{-3}$
140	$3,201\cdot 10^5$	$2,123\cdot 10^{-4}$	$1,326\cdot 10^{-3}$
149	$3,213\cdot 10^5$	$2,123\cdot 10^{-4}$	$1,322\cdot 10^{-3}$

Выполним расчёт напряжений в бетоне и арматуре центрально сжатого элемента с учё-

том ползучести бетона изменения его модуля упругомгновенной деформации по формулам, полученным Н.Х. Арутюняном (стр. 179, [1]).

Если мера ползучести бетона задана уравнением:

$$C(t, \tau) = \varphi(\tau)(1 - e^{-\gamma(t-\tau)}) \text{ где } \varphi(\tau) = \frac{A_1}{\tau} + C_0,$$

то поправочный коэффициент к напряжению в арматуре в любой момент времени $\tau > t$ определяется выражением:

$$Z_1(t) := 1 + \frac{\gamma \cdot E_a \cdot \phi(\tau_1)}{m(\tau_1) \cdot (1 + \mu \cdot m(\tau_1))} \int_{\tau_1}^t e^{-\dots} - \int_{\tau_1}^{\tau} \left[\gamma \cdot \left(1 + \mu \cdot \frac{E_a \cdot \phi(x)}{1 + \mu \cdot m(x)} \right) + \frac{\mu \cdot \left(\frac{d}{dx} m(x) \right)}{1 + \mu \cdot m(x)} \right] dx, \quad (4)$$

где C_0 – предельное значение меры ползучести для материала,

A_1, γ – постоянные параметры меры ползучести;

τ_1 – возраст бетона, в котором к нему прикладывается нагрузка;

$m(x) = E_s / E_x$ – отношение модулей упругости арматуры и бетона (в возрасте бетона x -дней);

μ – коэффициент армирования.

Примем значения: $C_0 = 0,09 \cdot 10^{-5}$ [кг/см²]⁻¹; $\gamma = 0,026$; $A_1 = 4,83 \cdot 10^{-5}$ сут[кг/см²]⁻¹;

$\tau_1 = 23, 32, 41, \dots, 149$ сут.; $\mu = 8,93 \cdot 10^{-4}$; $\alpha = 0,03$.

Первый этап нагружения. На 23 день прикладывается нагрузка 30,2 тонны от двух перекрытий и собственного веса пилон. Начальные напряжения в арматуре 75,16 кг/см². График изменения напряжений в арматуре с учетом твердения и ползучести бетона представлен на рисунке 2.

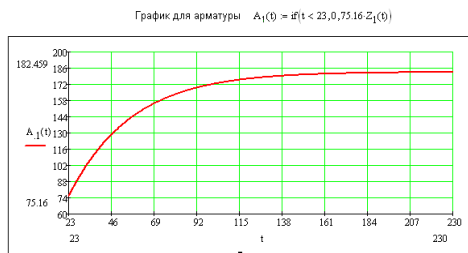


Рис. 2. Изменение напряжений в арматуре с учетом твердения и ползучести бетона после приложения нагрузок первого этапа

На 32 день прикладывается нагрузка 15,21 тонны. Дополнительные начальные напряжения в арматуре 31,21 кг/см². График напряжений в арматуре для второго этапа на рисунке 3.

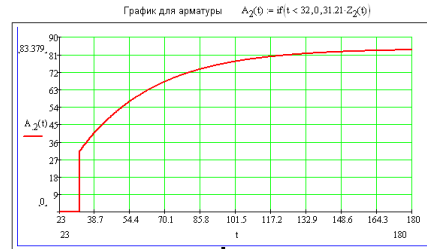


Рис. 3. Изменение напряжений в арматуре от нагрузок второго этапа

Сумма двух этапов нагружения на рисунке 4.

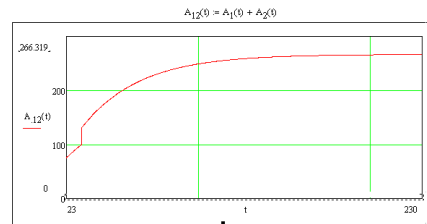


Рис. 4. Напряжения в арматуре пилон от действия сжимающей силы с учетом ползучести и твердения бетона от первых двух этапов нагружения

Таким образом, вычисляются суммарные напряжения в арматуре от всех этапов нагружения продольной силой (рис. 5).

Для сравнения вычислим напряжения в арматуре от действия той же продольной силы, но при нормативном модуле упругости и без учета ползучести (классический расчет). По формуле 2 имеем:

$$\sigma_s = \varepsilon E_s = N E_s / (E_s A_s + E_b A_b) = 2181 \text{ кН} \cdot 2 \cdot 10^5 \text{ МПа} / (2 \cdot 10^5 \text{ МПа} \cdot 0,004019 \text{ м}^2 + 3,24 \cdot 10^4 \text{ МПа} \cdot 0,446 \text{ м}^2) = 28,6 \text{ МПа}.$$

Напряжения, полученные на графике (рис. 5) в возрасте бетона 330 суток, соответствуют $1,087 \cdot 10^3$ кг/см² = 108,7 МПа. Таким образом, учет ползучести и твердения бетона даёт прирост напряжений 80 МПа, и это пока только от действия продольной силы.

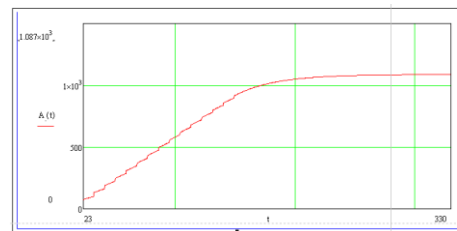


Рис. 5. График зависимости напряжений (кг/см²) в арматуре пилон первого этажа от возраста бетона (в сутках) при действии продольной силы, вычисленных с учетом твердения и ползучести бетона

Что касается бетона, то его работа при учете ползучести и реального модуля упругости (пониженного) становится облегченной (рис. 6).

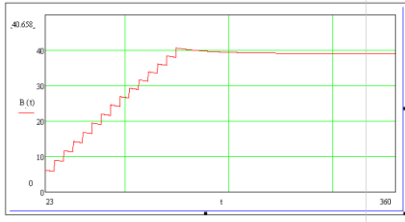


Рис. 6. Напряжения (кГ/см²) в бетоне пилона от всех этапов нагружения

Расчет показывает, что сжимающие напряжения в бетоне 4,06 МПа отличаются от вычисленных классическим расчетом в упругой стадии 4,63 МПа.

Расчёт на изгиб

Изгибающий момент в пилоне первого этажа появляется впервые на 50 сутки бетонирования, когда возникает эксцентриситет нагрузки при несовпадении осей двух типоразмеров пилонов (было 1800, стало 1500 мм). На этом этапе величина эксцентриситета составляет 0,15 метра. То же самое относится к нагружению на 59, 68, 77, 86 сутки. На 95, 104, 113 сутки величина эксцентриситета становится равной 0,4 метра (половина от разницы 1800 и 1000 мм). И наконец, на последних четырех этапах нагружения (122, 131, 140, 149 сутки) ширина пилона становится равной 640 мм, и эксцентриситет достигает 0,58 метра.

Первоначально были вычислены напряжения в арматуре и крайевые напряжения в бетоне от действия единичного изгибающего момента (табл. 2). При этом бетон считался работающим в упругой стадии. Во-первых, напряжения в нем на стадии возведения невелики: ранее было получено при работе на сжатие значение 4,06 МПа, во-вторых, растягивающие напряжения от изгибающего момента вряд ли превысят это значение на величину $R_{bt}=1,15$ МПа – расчетного сопротивления бетона В30 при сжатии. Их величина будет получена в расчете, и можно будет сравнить.

Для вычисления крайевых напряжений в бетоне воспользуемся методикой, изложенной в (стр. 82, [2]).

Вычисляем приведенный момент инерции сечения с арматурой:

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + \alpha \cdot A_s \cdot h_s^2, \tag{5}$$

где

$$\alpha = \frac{\sigma_s}{\sigma_b} = \frac{E_s}{E_b} \tag{6}$$

С учетом переменного во времени модуля упругости бетона имеем

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b(x)}. \tag{7}$$

С учетом распределения арматуры по сечению сечения формула 5 получит вид:

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + \alpha(x) \cdot \sum A_{Si} \cdot h_{Si}^2 \tag{8}$$

Вычисляем:

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + \alpha(x) \cdot \sum A_{Si} \cdot h_{Si}^2 = \frac{0,25 \cdot 1,8^3}{12} + \alpha(x) \cdot [2,01 \cdot 2 \cdot 2 \cdot (8,5^2 + 27,5^2 + 46,5^2 + 65,5^2 + 84,5^2)] = 0,1215 + \alpha(x) \cdot 1159,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

Вычисление напряжений производим по формулам [2]:

$$\sigma_b = \frac{M}{I_{red}} \cdot y; \tag{9}$$

$$\sigma_{Si} = \frac{M}{I_{red}} \cdot y_{Si}.$$

Таблица 2

Напряжения в бетоне и арматуре от действия единичного момента M=1 кН·м

Возраст бетона, сут.	E(x), МПа	α(x)	I _{red} (x)	σ _b (x), кПа	σ _s (x), кПа
23	1,620·10 ⁴	12034	0,1358	6,63	76,78
32	2,006·10 ⁴	9,97	0,1330	6,77	63,34
41	2,300·10 ⁴	8,70	0,1315	6,84	55,9
50	2,525·10 ⁴	7,95	0,1307	6,89	51,2
59	2,696·10 ⁴	7,42	0,1301	6,92	48,2
68	2,827·10 ⁴	7,07	0,1297	6,94	46,06
77	2,927·10 ⁴	6,83	0,1294	6,96	44,6
86	3,004·10 ⁴	6,66	0,1291	6,97	43,6
95	3,062·10 ⁴	6,53	0,1291	6,97	42,7
104	3,106·10 ⁴	6,44	0,1290	6,98	42,2
113	3,140·10 ⁴	6,37	0,1289	6,98	41,8
122	3,166·10 ⁵	6,32	0,1288	6,99	41,5
131	3,186·10 ⁴	6,28	0,1288	6,99	41,2
140	3,201·10 ⁴	6,25	0,1288	6,99	41,0
149	3,213·10 ⁴	6,22	0,1287	6,99	40,8

Далее был выполнен расчет изгибающих моментов с учетом этапов возведения здания, действующих при этом сил и имеющихся эксцентриситетов за счет смещения осей ступенчатого пилона. Напряжения в арматуре от изгибающего момента вычислялись умножением упругомгновенных напряжений на коэффициент, полученный Арутюняном Н.Х. для случая чистого изгиба (стр. 191, [1]).

$$Z_a(t) = 1 + \frac{\gamma E_a \varphi(\tau_1)}{m(\tau_1) [1 + \mu m(\tau_1) n_a]} \cdot \int_{t_0}^t \left[\gamma \left[1 + \frac{\mu E_a \varphi(\tau_1)}{1 + \mu m(\tau_1) n_a} \right] \frac{m(\tau_1) n_a}{1 + \mu m(\tau_1) n_a} \right] dt. \tag{10}$$

Методика расчёта аналогична приведенной выше для сжатых элементов. Расчёт выполнен в программном комплексе MathCad. Суммарный график напряжений в арматуре с учётом всех этапов нагружения приведён на рисунке 7.

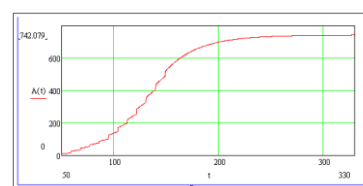


Рис. 7. Напряжения в арматуре пилона (кГ/см²) от всех этапов загрузки изгибающим моментом с учетом твердения и ползучести бетона впервые 330 суток

Таким образом, в наиболее нагруженной части сечения пилона, испытывающей сжатие от

продольной силы и момента, добавочное напряжение в арматуре крайнего ряда составило 74,2 МПа. Это неучтенное в проектом расчёте напряжение. Если не принимать во внимание ползучесть и твердение бетона, неучтенное напряжение в крайней арматуре составит 22 МПа. Расчет краевых напряжений в бетоне показал дополнительные 3,4 МПа за счет изгиба и в растянутой и в сжатой части сечения. Таким образом, высказанное ранее предположение об отсутствии растянутой зоны подтвердилось, и учет всего бетонного сечения в определении приведенного момента инерции оправдан.

Выводы:

1. В пилонах, проектируемых с односторонним изменением ширины сечения, следует в расчетной схеме задавать разные типоразмеры элементов со смещением осей.

2. Неучет дополнительных моментов, возникающих в пилоне за счет изменения его ширины в верхней части, приводит к занижению действительных напряжений в бетоне и арматуре.

3. Прирост напряжений только за счет изгибающего момента от нагрузок на стадии возведения составил для арматуры 22 МПа. С учетом полной нагрузки этот прирост составит 44-50 МПа, что для арматуры класса АIII составит около 15% расчетного сопротивления.

4. Для конструкций из монолитного бетона, возводимых с ускорением сроков строительства, ситуация ещё больше усугубляется. В рассмотренном примере скорость возведения каркаса составляла 9 дней на этаж. При этом неучтенные напряжения в арматуре составили 80 МПа от продольной сжимающей силы и 74 МПа от действия изгибающего момента. И в сумме это более 150 МПа. При этом учитывалась только нагрузка от собственного веса каркаса.

5. Дополнительные краевые напряжения в бетоне сжатой зоны за счет изгибающего момента выросли на 3,4 МПа только от веса каркаса, при полной нагрузке следует ожидать роста напряжений порядка 7 МПа, что для бетона класса В30 составляет более 40 % расчетного сопротивления.

Список литературы

1. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести. М.: Гостехиздат, 1952. – 323 с.
2. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1985. – 728 с.
3. Арутюнян Н.Х., Дроздов А.Д., Наумов В.Э. Механика растущих вязкоупругопластических тел. – М.: Наука, 1987. – 471 с.
4. Завьялова О.Б. Учёт последовательности монтажа конструкций при расчёте усилий в рамных системах. // Известия вузов. Строительство. – 2009. – №2. – С. 115-122.
5. Завьялова О.Б. Расчёт монолитных железобетонных каркасов с учётом последовательности возведения, физической нелинейности и ползучести бетона / А.И. Шеин, О.Б. Завьялова // Строительная механика и расчёт сооружений. – 2012. – № 5. – С.-.
6. Завьялова О.Б. Учёт истории нагружения монолитных железобетонных плитно-стержневых систем при определении напряженного состояния их элементов. // ПГС. – 2012. – № 7. – С.58-61.
7. Завьялова О.Б. Влияние физической нелинейности бетона на напряжённо-деформированное состояние элементов монолитных железобетонных рам, рассчитываемых с учётом истории нагружения / А.И. Шеин, О.Б. Завьялова // ПГС. – 2012. – № 8. – С.29-31.
8. Zavyalova O., Shein A. Early Concrete Creep and Its Real Modulus Of Elasticity Consideration At Calculations Of Multistorey Frames Raised In A Relatively Short Time. ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences. 2017. Т. 12. № 15. С. 4595-4600.
9. Zavyalova O., Shein A. The Reinforced Concrete Frame Calculation With Allowance For The Erection Sequence, Physical Nonlinearity and The Concrete Creep. ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences. 2019. Т. 14. № 1. С. 166-172.
10. Завьялова О.Б. Уточнение напряжений в рабочей арматуре монолитных плит безригельных каркасов с учетом реального модуля упругости и ползучести бетона раннего возраста. Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 5. С. 50-54.
11. Кузнецов В.С., Шапошникова Ю.А. К определению напряженно-деформированного состояния безбалочных перекрытий со смешанным армированием. Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 2. С. 54-57.
12. Кабанцев О.В., Тамразян А.Г. Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции. Инженерно-строительный журнал. 2014. № 5 (49). С. 15-26.
13. Супрун А.Н. Некоторые проблемы расчета строительных конструкций с учетом технологии возведения сооружения. Приволжский научный журнал. 2016. № 1 (37). С. 9-17.
14. Мкртычев О.В., Андреев М.И., Сидоров Д.С. Анализ изменения усилий в конструкциях при учете стадийности возведения. Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2018. Т. 14. № 4. С. 293-298.
15. Барабаш М.С. Методы компьютерного моделирования процессов возведения высотных зданий. Промышленное и гражданское строительство. 2014. № 3. С. 43-46.
16. Fedorovskii V.G., Shulyatev S.O. Construction of the Ukraina Hotel as an example of interaction between its bed, foundation, and superstructure. Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2014. Т. 50. № 6. С. 242-250.
17. Гарькин И.Н., Саденко Д.С. Деформативно-прочностные свойства монолитных железобетонных перекрытий. Региональная архитектура и строительство. 2020. № 1 (42). С. 126-129.

© О. Б. Завьялова

Ссылка для цитирования:

О. Б. Завьялова. Расчёт многоэтажного ступенчатого пилона с учетом твердения и ползучести бетона раннего возраста // Инженерно-строительный вестник Прикаспия : научно-технический журнал / Астраханский государственный архитектурно-строительный университет. Астрахань : ГАОУ АО ВО «АГАСУ», 2020. № 3 (33). С. 26–30.