

УДК 691.32

ББК 38.53

Р-34

Резван Игорь Васильевич, аспирант ФГБОУ ВПО «Ростовский государственный строительный университет»;

Маилян Дмитрий Рафаэлович, профессор кафедры железобетонных конструкций ФГБОУ ВПО «Ростовский государственный строительный университет», т.:89184205021.

**НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ БЕТОННОГО ЯДРА
ТРУБОБЕТОННЫХ КОЛОНН
(рецензирована)**

В статье рассмотрен вопрос влияния величины бокового обжатия ядра трубобетонных колонн на его упрочнение. Объект исследования: зависимость прочности бетонного ядра трубобетона от варьируемых факторов. Задачи: определение зависимости упрочнения бетонного ядра в продольном направлении от усилий обжатия и диапазона коэффициентов упрочнения.

Ключевые слова: трубобетон, прочность бетонного ядра, боковое обжатие, поперечные деформации, радиальные и продольные напряжения, стальная оболочка.

Rezvan Igor Vasiljevich, post-graduate student of FSBEI HPE 'Rostov State Construction University'

Mailyan Dmitry Rafaelovich, professor of the Department of Concrete Constructions of FSBEI HPE "Rostov State Construction University," tel.: 89184205021.

**BEARING CAPACITY OF THE CONCRETE CORE OF PIPE-CONCRETE COLUMNS
(reviewed)**

The article describes the problem of influence of lateral compression of the core columns on its hardening. The object of study: the dependence of the strength of concrete core upon varying factors. The objectives: the determination of the dependence of hardening concrete core in the longitudinal direction on the efforts of a range of compression and hardening coefficient.

Keywords: pipe-concrete, the strength of concrete core, lateral compression, transverse strain, radial and longitudinal stresses, the steel shell.

Несмотря на достаточно обширные исследования в области оценки несущей способности трубобетона, проведенные в течение последних лет, не все вопросы в настоящее время решены должным образом. Во-первых, отсутствует единое мнение о влиянии условий обжатия на повышение несущей способности бетона в ядре, во-вторых, значительная часть исследований выполнена с применением бетонов с относительно невысокой прочностью (В15-В35). Указанное выше предопределяют актуальность исследований по оценке несущей способности трубобетона, особенно с применением высокопрочных бетонов (В40 и выше).

Наиболее распространенной формой записи зависимости прочности бетонного ядра трубобетона является формула вида:

$$R_{b,3} = R_b + k\sigma_0, \quad (1)$$

где $R_{b,3}$ - предел прочности ядра в обжатом состоянии, R_b - предел призмочной прочности бетона, k – коэффициент упрочнения бетона ядра; причем значения k , представленные в разных источниках, достаточно различны (табл.1). В то же время некоторые исследователи предпочитают записывать эту зависимость в видоизмененной форме:

$$R = R_b \left[1 + 2 \cdot (\sigma_0 / R_b)^{2/3} \right]^{3/2}, \quad (2)$$

Таблица 1. Значение коэффициентов зависимости упрочнения бетонного ядра от усилия обжатия по данным различных источников

EN 1994-1-1	4,9*
EN 1992-1-1	2,5**
Кришан А.Л., Заикин А.И., Купфер М.С., Ремнев В.В.	$5,3 - 0,8 \frac{R_c F_c}{R_b F_b}$
Карпенко Н.И.	$\frac{1}{0,1 + 0,9 \frac{\sigma_0}{R_b}}$
Кузнецов К.С.	$\frac{1}{0,1 + 0,9 \frac{\sigma_0}{R_b}} + 2,9 - \ln R_b$
Жиренков А.Н.	$16\sigma_0^{-\frac{1}{3}}$
Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Труль В.А.	4

Примечания: в целях унификации в данной статье приняты единые индексы основных переменных для формул из различных источников;

**для предельно коротких стержней;*

*** если величина обжатия выше 5% от призмочной прочности, при этом призмочная прочность повышается на 25% дополнительным коэффициентом, иначе $k=5$.*

В [8] приводится зависимость для определения величины σ_0 в виде:

$$\sigma_0 = 0,45 \frac{R_c F_c}{F_b}, \quad (3)$$

где F_b , F_c – площади поперечного сечения бетона и стальной трубы, наряду с ней интерес представляет так же приведенная в табл. 1 зависимость:

$$k = 5,3 - 0,8 \frac{R_c F_c}{R_b F_b}. \quad (4)$$

В связи с наличием столь явных разногласий между учеными по указанному вопросу авторами было выполнено собственное экспериментальное исследование влияния величины бокового обжатия ядра трубобетонных колонн на его упрочнение.

Программа эксперимента включала изготовление и испытание цилиндрических элементов равной длины и одного наружного диаметра. Переменными параметрами выступали материал

образцов (стальные трубы, бетонные цилиндры, стальные трубы, наполненные бетоном, и наборная оболочка из коаксиально расположенных стальных колец с промежуточным тонким швом из низкопрочного герметизирующего пластичного материала, так же заполненная бетоном) и толщина стенки стальной оболочки (рис.1,2).

Образцы были испытаны на прессе 250т кратковременной нагрузкой. Шаг подачи нагрузки составлял 5 т, при этом диапазон величин разрушающей нагрузки был от 50 до 180 т для различных типов образцов. Продольные и поперечные деформации образцов измерялись при помощи четырех пар датчиков часового типа, установленных на специально разработанную цилиндрическую станину, фиксируемую на образце через мягкие упругие прокладки для предотвращения восприятия станиной усилий распора, возникающих в образцах (рис. 3). Перед испытанием для обеспечения осевого сжатия выполнялось центрирование образца на прессе по разности максимальных и минимальных показаний датчиков, измеряющих продольные деформации (10% от абсолютных значений этих показаний при нагрузке равной 60% от разрушающей, а для образцов с наборной оболочкой 25%), что соответствовало уровню упругой работы элементов и препятствовало преждевременному неконтролируемому накоплению пластических деформаций. В процессе испытания при переходе образцов из упругой в упруго-пластическую, а затем и в пластическую стадию показания по датчикам снимались непосредственно после подачи нагрузки и после полного прекращения или значительного падения интенсивности пластических деформаций.

В результате испытания подтвержден известный факт, что поперечные деформации трубы и трубы-оболочки, заполненной бетоном, различны при одном и том же значении продольных деформаций (рис.4). Если трактовать это различие $\Delta\varepsilon$ как результат действия давления бетона в поперечном осевому сжатию направлении, то величину этого давления можно определить как

$$\sigma_0 = \frac{\Delta\varepsilon \lambda E_A t}{r_b}, \quad (5)$$

где $\Delta\varepsilon$ – разность поперечных деформаций трубы и трубы-оболочки, заполненной бетоном;

t, r_b – толщина стенки и радиус бетонного ядра;

E_A – модуль деформаций металла трубы;

λ –зависимость, учитывающая неупругие деформации стали вблизи предела текучести ($\lambda=f(\varepsilon_{\text{прод}})$).

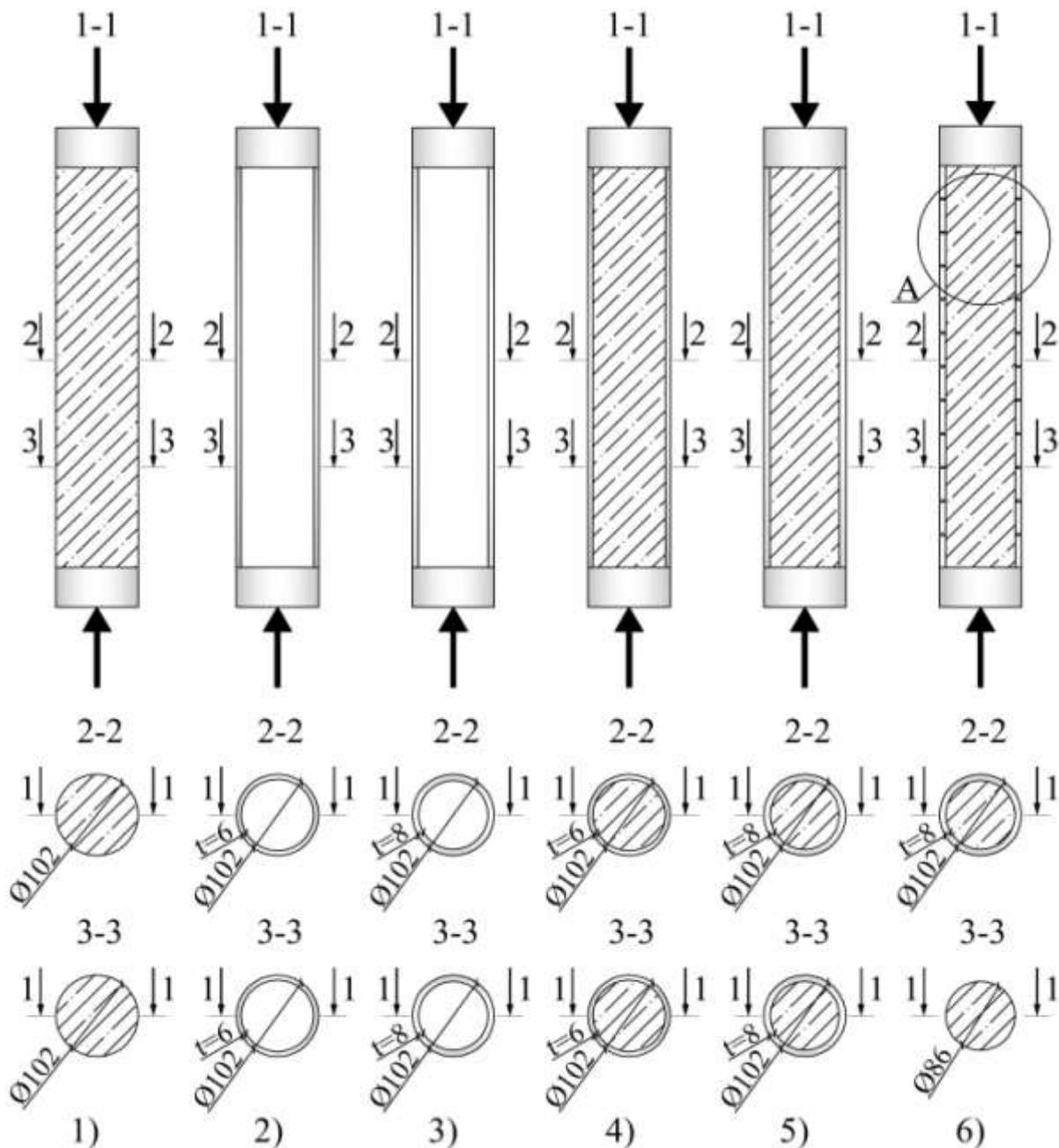


Рис.1. Экспериментальные образцы:

- 1) Бетонный цилиндр $L=500$ мм, $d=102$ мм (Б);
- 2) Труба S345 $L=500$ мм, $d=102$ мм, $t=6$ мм (Т);
- 3) Труба S345 $L=500$ мм, $d=102$ мм, $t=8$ мм (Т);
- 4) Трубобетонный элемент с оболочкой постоянного сечения S345 $L=500$ мм, $d=102$ мм, $t=6$ мм с приложением нагрузки на все сечение элемента (ТБ 6);
- 5) Трубобетонный элемент с оболочкой постоянного сечения S345 $L=500$ мм, $d=102$ мм, $t=8$ мм с приложением нагрузки на все сечение элемента (ТБ 8);
- 6) Трубобетонный элемент с оболочкой переменного сечения из стальных колец S345 $L=40$ мм, $d=102$ мм, $t=8$ мм, расположенных с шагом 42 мм по оси элемента (ТБ К), рис.2.2 узел А:

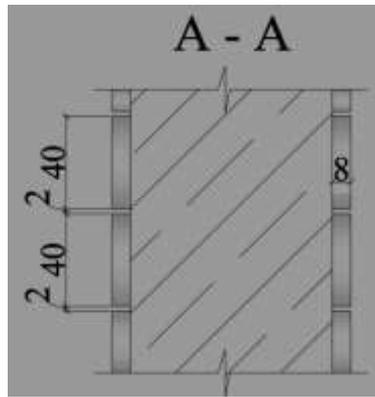
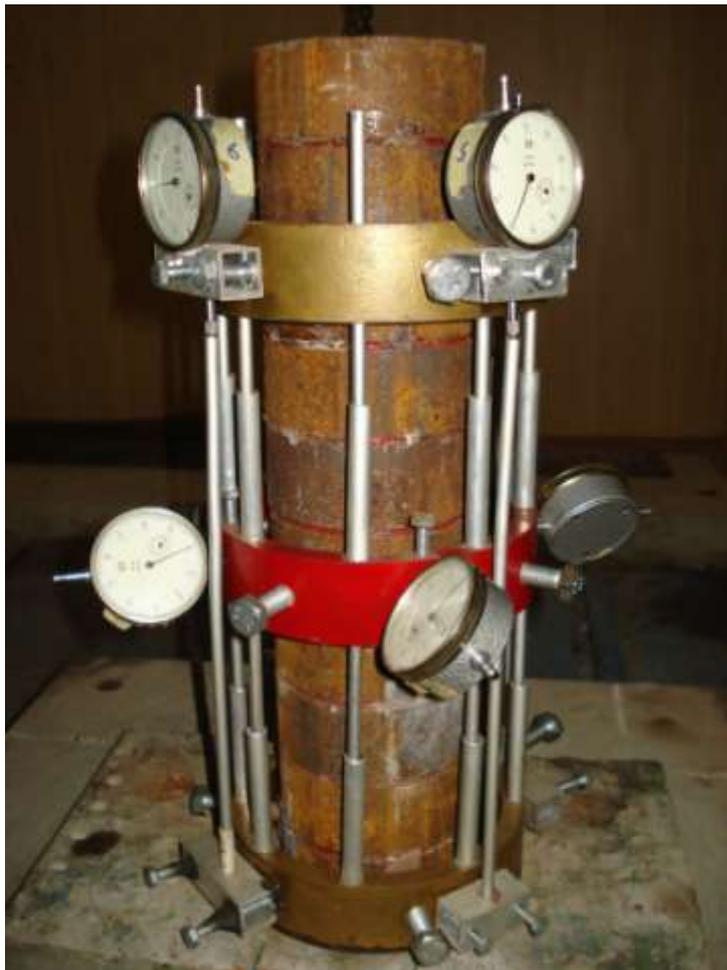


Рис.2. Узел А – оболочка из отдельных колец.



*Рис.3. Измерение продольных и поперечных деформаций цилиндрических образцов $d < 120\text{мм}$
 $h > 400\text{мм}$.*

Для исключения влияния продольных деформаций трубы на поперечные проведены исследования величины поперечной деформации на образцах с оболочкой, нарезанной на кольца (рис. 1.6 и рис. 2) с минимальным зазором, предотвращающим передачу продольных усилий.

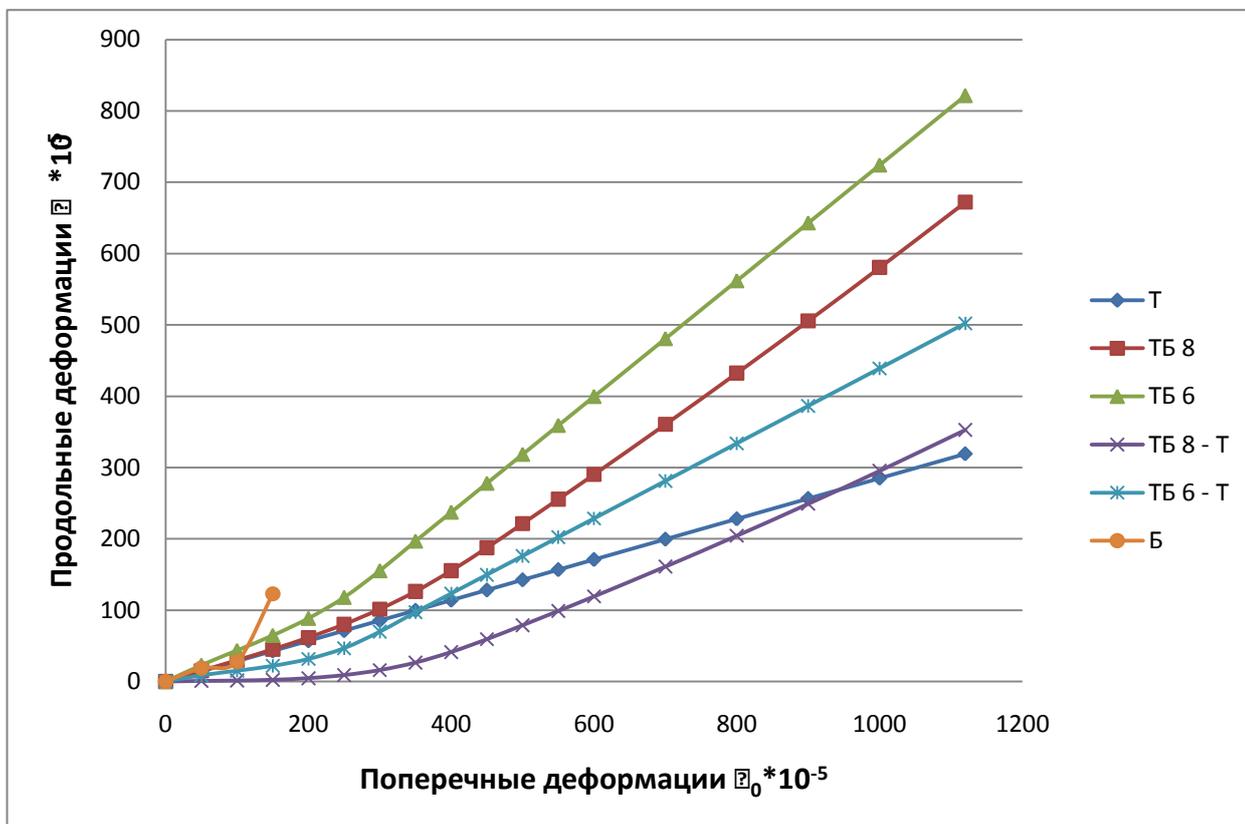


Рис. 4. Зависимость поперечных деформаций от продольных сил для двух серий труботетонных элементов (наружный диаметр $D=102$ мм, $t=6$ мм (ТБ 6) и $t=8$ мм (ТБ 8)), стальных труб $R_s=345$ МПа (Т) и бетонных цилиндров $R_b=62,5$ МПа (Б) соответствующего сечения. ТБ6-Т и ТБ8-Т – разности поперечных деформаций труботетонных образцов и стальных труб).

По этим данным поперечное обжатие бетона может быть определено как

$$\sigma_0 = \frac{\epsilon E_A t}{r_b}, \quad (6)$$

где модуль деформаций стали $E_A=f(\epsilon)$ принимается с учетом зависимости напряжений и деформации для стали в одноосном напряженном состоянии.

С учетом изменения модуля деформаций стальной оболочки в зависимости от уровня нагружения получена зависимость упрочнения бетонного ядра в продольном направлении от усилия обжатия (рис. 3) и определен диапазон коэффициентов упрочнения k .

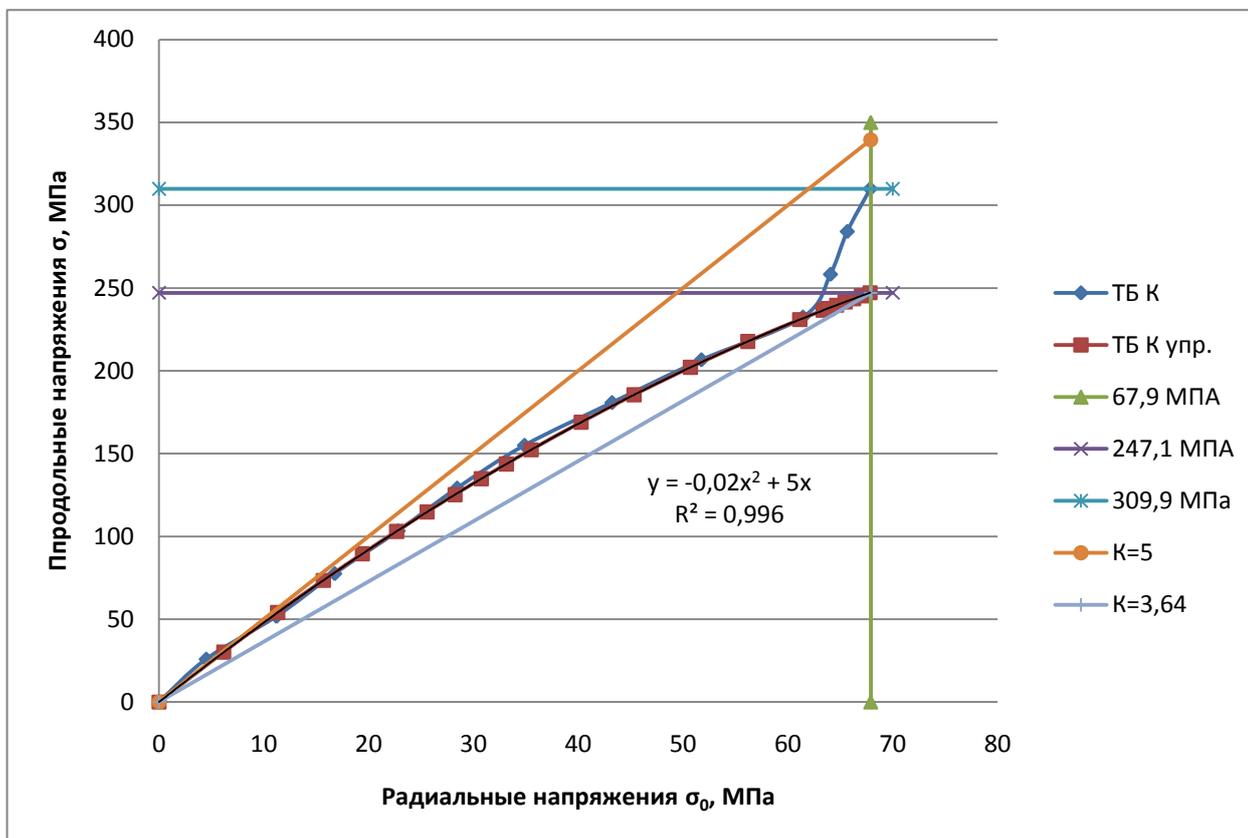


Рис. 5. Зависимость между радиальными и продольными напряжениями в бетонном цилиндре в обойме из стальных колец $D=102\text{мм}$, $t=8\text{мм}$, $R_b=62,5\text{ МПа}$: а) ТБ К - кривая построенная по экспериментальным данным имеющая два четко выраженных участка: 1-й участок пропорционального обжатия, когда оболочка из стальных колец работает в упругой стадии, 2-й участок почти постоянного слабо нарастающего обжатия - работа оболочки в упруго-пластической стадии; б) ТБ К упр. - кривая упрочнения бетонного цилиндра в продольном направлении в зависимости от уровня бокового обжатия, построенная как аппроксимация первого участка кривой ТБ К; в) 67,9 МПа - предельное значение достигнутого усилия обжатия; г) 247,1 МПа - предел достигнутого упрочнения; д) 309,9 МПа - предел прочности бетонного цилиндра в созданных условиях бокового обжатия; е) $K=3,64$ - фактический коэффициент упрочнения бетонного цилиндра; ж) $K=5$ - начальный коэффициент упрочнения для малых напряжений обжатия. Расхождение кривых "а" и "б" происходит в точке достижения стальной оболочкой предела текучести.

Из рис. 3 очевидно, что разница между пределом прочности бетонного цилиндра в созданных условиях бокового обжатия и величиной упрочнения, аппроксимированного кривой "б", равна $309,9-247,1=62,8\text{ МПа}$, что примерно соответствует прочности аналогичных не обжатых бетонных образцов $R_b=62,5\text{МПа}$. Вследствие этого формулу прочности для данной серии образцов можно записать в виде ф.(1):

$$R_{b,3} = R_b + d, \quad (7)$$

где d - величина упрочнения бетонного цилиндра, имеющая в общем виде нелинейную зависимость:

$$d = 5\sigma_0 - 0,02\sigma_0^2. \quad (8)$$

Т.к. величина бокового обжатия в испытанных образцах зависит в данном эксперименте только от предела текучести и толщины стальной обоймы, то логично предположить, что построенная кривая упрочнения и соответствующая ей зависимость:

$$R_{b,3} = R_b + 5\sigma_0 - 0,02\sigma_0^2 \quad (9)$$

справедливы для любых аналогичных или трубобетонных образцов при значениях бокового обжатия в пределах, достигнутых в ходе эксперимента $\sigma_0 \in [0;67,9]$ МПа.

Рассмотренные выше многочисленными зависимостями влияния бокового обжатия на упрочнение бетона для нашего частного случая $R_b=62,5$ МПа графически можно представить в следующем виде (рис.6):

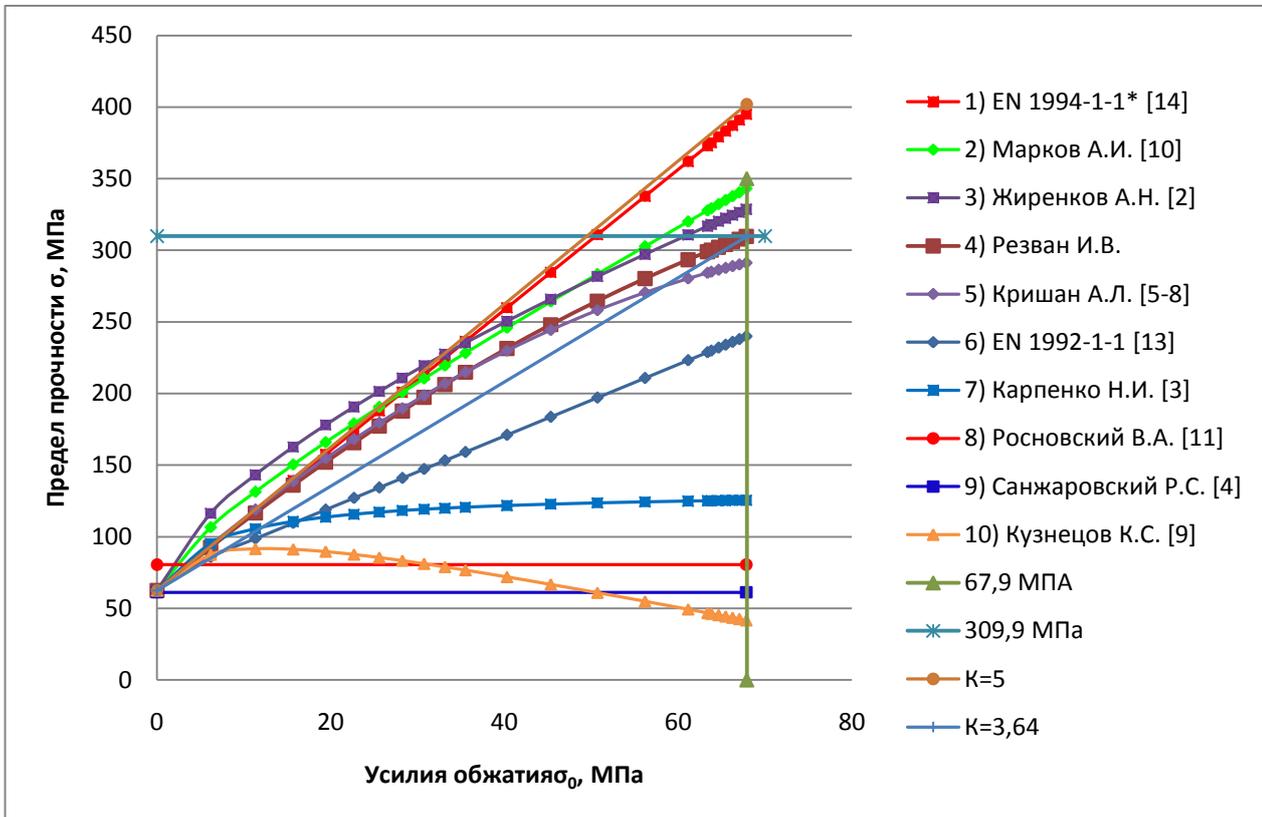


Рис. 6. Зависимость между несущей способностью бетонных образцов и достигнутым уровнем обжатия стальной обоймой, для бетона с $R_b=62,5$ МПа.

*Для EN 1994-1-1 максимально возможное значение коэффициента упрочнения, действительное для очень коротких стержней.

Из рис.6 очевидно, что зависимости 8 и 9 никак не учитывают влияние радиальных напряжений в бетоне на его упрочнение, к тому же зависимость 9 для высокопрочного бетона не дает ни одного адекватного общего значения с остальными формулами. Зависимости 7 и 10 дают адекватные значения упрочнения только для малых значений напряжения обжатия $\sigma_0 \in [0;8]$ МПа, причем усовершенствование, внесенное в зависимость 10, привело лишь к большему отклонению от истинных значений. Зависимость 4 построена по данным эксперимента и имеет минимальное отклонение от значения в диапазоне прочности от 0 до 309,9 МПа, при этом находится в общем тренде с зависимостями 2, 3 и 5, однако здесь следует отдать предпочтение формулам, большая часть значений которых не выходят за рамки, очерченные упрощенными инженерными зависимостями EN 1992-1-1 и EN 1994-1-1. Так формулы 2 и 3 дают явно завышенные значения упрочнения при малом уровне обжатия бетонного ядра трубобетонных колонн $k>6$, что возможно справедливо для определенного диапазона условий испытаний при гидростатическом обжатии, но не

согласуется с данными авторов, проводившими испытания трубобетонных образцов и далеко выходит за границу, очерченную EN 1994-1-1.

Если совершить подстановку ф.3 в ф.4, а результата в ф. 1, то она примет следующий вид:

$$R_{b,3} = R_b + 5,3\sigma_{br,u} - 1,778 \frac{\sigma_{br,u}^2}{R_b}, \quad (10)$$

или для нашего частного случая $R_b=62,5$ МПа:

$$R_{b,3} = R_b + 5,3\sigma_{br,u} - 0,02844 \sigma_{br,u}^2, \quad (11)$$

Итак, формулы 9 и 11 подтверждают, что оптимальной для описания упрочнения бетона в условиях двухосного обжатия является полиномиальная зависимость второй степени с постоянным слагаемым равным исходной призменной прочности бетона.

Т.к. (ф.10) содержит зависимость, учитывающую влияние класса бетона, то представляет интерес корректировка (ф.4) путем замены коэффициентов (ф. 11) на коэффициенты (ф. 9) и совершения обратных преобразований для улучшения сходимости на высоких уровнях бокового обжатия. В результате (ф.10) примет вид:

$$R_{b,3} = R_b + 5,0\sigma_0 - 1,25 \frac{\sigma_0^2}{R_b}, \quad (12)$$

а (ф.4):

$$k = 5,0 - 0,56 \frac{R_c F_c}{R_b F_b}, \quad (13)$$

Таким образом, разработанная авторами методика изучения напряженно-деформированного состояния бетона в условиях двухосного обжатия на примере образцов колонн в оболочке из стальных колец может позволить проверить адекватность значений данной зависимости для иных уровней исходной призменной прочности бетона с использованием минимального набора специального оборудования.

Следует отметить, что в виду слабого влияния слагаемого второй степени на величину упрочнения при малых значениях бокового обжатия $\sigma_0 \in [0;10]$ МПа (ф. 9) сводится к представленному в EN 1992-1-1 виду:

$$R_{b,3} = R_b + 5\sigma_0, \quad (14)$$

без учета соотношения уровня обжатия и исходной призменной прочности бетона, что позволит с достаточной точностью и достоверностью определять несущую способность бетонного ядра тонкостенных трубобетонных колонн на высокопрочном бетоне.

Литература:

1. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М.: Госстройиздат, 1949. 280с.
2. Жиренков А.Н. Деформирование и прочность обычного тяжелого бетона при сложном напряженном состоянии: автореф. дис. ... канд. техн. наук. М., 2009. 26 с.

3. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 412 с.
4. Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Труль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. М.: Стройиздат, 1974. 144 с.
5. Кришан А.Л. Трубобетонные колонны для многоэтажных зданий // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2009. №4. С. 75 – 80.
6. Кришан А.Л. Новый подход к оценке прочности сжатых трубобетонных элементов // Бетон и железобетон. 2008. № 3. С. 2 – 5.
7. Кришан А.Л., Заикин А.И., Купфер М.С. Определение разрушающей нагрузки сжатых трубобетонных элементов // Там же. №2. С. 22 – 25.
8. Кришан А.Л., Ремнев В.В. Трубобетонные колонны для высотных зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2009. №10. С. 22 – 24.
9. Кузнецов К.С. Прочность трубобетонных колонн с предварительно обжатым ядром из высокопрочного бетона: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Магнитогорск, 2007. 24 с.
10. Марков А.И. О пределе прочности бетона при стабилизации факторов варьирования объема заполнителей и размеров пор // Труды ВНИ ИФТРИ. 1976. Вып. 26(56). С.67-73.
11. Росновский В.А. Трубобетон в мостостроении. М.: Трансжелдориздат, 1963.
12. Фонов В.М., Людковский И.Г., Нестерович А.П. Прочность и деформативность трубобетонных элементов при осевом сжатии // Бетон и железобетон. 1989. №1. С. 4 – 6.
13. EN 1992-1-1Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings.
14. EN 1994-1-1Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.

References:

1. Gvozdev A.A. *Calculation of bearing capacity of structures by the method of limiting equilibrium. M.: Gosstroyizdat, 1949. 280p.*
2. Zhirenkov A.N. *Deformation and strength of normal heavy concrete under complex tense state: abstract of the diss... cand.of tech.sciences. M., 2009. 26p.*
3. Karpenko N.I. *General models of the mechanics of reinforced concrete. M.: Stroiizdat, 1996. 412p.*
4. Kikin A.I., Sanzharovsky R.S., Trul V.A. *Steel pipes constructions filled with concrete. M.: Stroiizdat, 1974. 144p.*
5. Krishan A.L. *Pipe-concrete columns for multistory buildings // Construction mechanics of engineering structures and buildings. 2009. № 4. P. 75 - 80.*
6. Krishan A.L. *A new approach to assessing the strength of compressed pipe-concrete elements // Concrete and reinforced concrete. 2008. № 3. P. 2 - 5.*
7. Krishan A. L., Zaikin A.I., Kupfer M.S. *Determination of the breaking load of compressed pipe-concrete elements // Concrete and reinforced concrete. 2008. № 2. P. 22 - 25.*
8. Krishan A. l., Remnev V.V. *Pipe- concrete columns for skyscrapers // Industrial and Civil Engineering. 2009. № 10. P. 22 - 24.*
9. Kuznetsov K.S. *Durability of pipe-concrete columns with pre-compacted core of high-strength concrete: abst. of the diss.... cand. tech. sciences. Magnitogorsk, 2007. 24p.*
10. Markov A.I. *On the limit of strength of concrete at stabilizing factors of varying amount of fillers and pore size // M.: Proceedings of RSI IFTI. 1976. Iss. 26(56). p.67-73,*
11. Rosnovsky V.A. *Pipe-concrete in bridge construction. -M.: Transzheldorizdat, 1963.*
12. Phonov V.M., Ludkovsky I.G., Nesterovich A.P. *Strength and deformability of pipe-concrete elements under axial compression // Concrete and reinforced concrete. 1989. № 1. P. 4 - 6.*
13. EN 1992-1-1Eurocode 2: *Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings.*
14. EN 1994-1-1Eurocode 4: *Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for*