

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ КЕРАЛИТОБЕТОНА

Костюк А.И., к.т.н., доцент

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Опытные элементы балки были изготовлены из кералитобетона на карбонатном песке класса по прочности на сжатие В12,5.

Расход материалов на 1м³ приведен в табл.1.

Таблица 1

Расход компонентов кералитобетона оптимального состава на 1м³
смеси

Цемент кг	Кералитовый гравий, кг		Карбонатный песок, кг	Вода, л
	фр.5-10 мм	фр.10-20 мм		
360	169	198	727	292

Расход воды назначили таким образом, чтобы обеспечить подвижность смеси ОК = 6 см.

Нагрузку в виде двух сосредоточенных сил в третях пролета передавали с помощью траверсы. До образования трещин ступень нагрузки составляла 15±5% от расчетного значения $M_{сгс}$, затем ее увеличивали до 0,1 M_u , а непосредственно перед разрушением снова уменьшали для точности фиксации момента разрушения. На каждой ступени после образования трещин принимали выдержку в течении 15 мин. При этом отсчеты по приборам снимали в начале и в конце выдержки. При испытании балок производили измерения прогибов, деформации арматуры и сжатой грани бетона в зоне изгиба, а также деформации бетона по высоте сечения в четырех уровнях. Прогибы фиксировались в середине пролета и под грузами. Помимо этого фиксировали появление трещин и их развитие по высоте сечения.

Опытные значения моментов вызывающих появление первых трещин, определялись по усилиям, при которых наблюдался скачок в показаниях тензорезисторов, наклеенных на уровне растянутой арматуры, а также уточнялись путем анализа прогибов, деформации растянутой арматуры, растянутой и сжатой зоны бетона. Испытания балок

проводили в возрасте кералитобетона $t = 115 \pm 6$ суток.

Физико-механические характеристики кералитобетона опытных балок приведены в табл. 2.

Таблица 2

Физико-механические характеристики кералитобетона опытных балок

R(28) МПа	R _b (28) МПа	R(115) МПа	R _b (115) МПа	E _b (28) МПа	E _b (115) МПа	R _{нт} (115) МПа	ρ кг/м ³
16,1	14,1	17,0	15,2	11600	11760	1,94	1510

Испытания балок проводили с целью выявления их фактической несущей способности, трещиностойкости и деформативности. Основные результаты исследований приведены в таблице 3.

Все испытанные балки разрушились по нормальному сечению в зоне чистого изгиба. Разрушение происходило от достижения, в растянутой арматуре напряжений равных пределу текучести с последующим раздроблением бетона сжатой зоны. Опытные прогибы всех балок перед разрушением не превышали величину предельно допустимых: $f=1/50L$. В балках наблюдались характерные явления предшествующие моменту разрушения в сжатой зоне происходило шелушение поверхности, вертикальные трещины в верхней части разветвлялись, переходя в горизонтальные трещины в сжатой зоне, наблюдалась тенденция к непрерывному росту деформаций.

Теоретические значения разрушающих моментов M_u^T определялись по СНиП 2.03.01-84* введением в расчет фактической прочности бетона и предела текучести арматуры.

За опытный разрушающий момент M_u^0 принимали изгибающий момент от внешней нагрузки, при котором напряжения в растянутой арматуре достигали предела текучести. При этом начиналось разрушение бетона сжатой зоны. При уточнении опытного значения разрушающего момента использовали результаты измерений деформации растянутой арматуры и бетона сжатой зоны, а также прогибы балок. Опыт показали, что при достижении момента разрушения во всех образцах проявлялись большие пластические деформации.

Сопоставление опытных разрушающих моментов M_u^0 с теоретическими M_u^T приведено в таблице 3. Как видно из этой таблицы, наблюдается хорошая сходимость опытных и теоретических разрушающих моментов. Опытные разрушающие моменты в балках серии I ниже теоретических в среднем на 3,1%, а в балках серии II выше теоретических в среднем на 0,7%. Максимальное отклонение M_u^0 от M_u^T в балках I серии наблюдалось в балках БК-I-2 и составило (8,4)%. В балках

II серии максимальное отклонение наблюдалось в балке БК-II-1 и составило (6,3) %.

Таблица 3

Результаты испытания балок

Марка балки	M_u^0 , Н.м	M_u^T , Н.м	$\frac{M_u^0 - M_u^T}{M_u^T} 100\%$	$M_{сгс}^0$ Нм	$M_{сгс}^T$ Нм	$\frac{M_{сгс}^0 - M_{сгс}^T}{M_{сгс}^T} 100 \%$
БК-I-1	5790	5732	1,0	746	782	4,6
БК-I-2	5250		8,4	698		10,7
БК-I-3	5626		1,9	806		3,1
БК-II-1	10780	10140	6,3	1502	1546	2,9
БК-II-2	9560		5,7	1694		9,6
БК-II-3	10290		1,5	1672		8,2

При испытании опытных балок были получены опытные данные, позволяющие оценить параметры ν , ψ_b , ξ , $\varepsilon_{вм}$, принятые в СНиП 2.03.01-84* для расчета изгибаемых элементов.

Анализ деформации бетона сжатой зоны показывает, что на первых ступенях нагружения они примерно одинаковы (с учетом неоднородности бетона) по длине зоны чистого изгиба. С образованием трещин проявляется неравномерное развитие деформации сжатого бетона, увеличивающаяся с ростом нагрузки.

Неравномерность распределения деформации крайних сжатых волокон бетона характеризуется, как известно, коэффициентом ψ_b , определяемым как отношение средних деформаций к деформациям в сечениях с трещинами: $\psi_b = \varepsilon_{вм} / \varepsilon_{сгс}$. Опытные значения коэффициента ψ_b колеблются в пределах от 0,87 до 0,96. Наблюдается некоторое влияние на величину ψ_b процента армирования. Так в балках с ($\mu = 0,77 \%$) значение ψ_b несколько меньше, чем в балках с ($\mu = 1,75 \%$). Однако это различие с практической точки представляет собой не настолько существенным, чтобы дифференцировать значение ψ_b в зависимости от процента армирования.

Корреляционный анализ показывает, что между ψ_b и M/M_u^0 существует достаточно тесная линейная связь выражения уравнения регрессии:

$$\psi_b = 0,90 + 0,02 M/M_u^0. \quad (1)$$

Коэффициент корреляции между величинами ψ_b и M/M_u^0 равен 0,84.

Таким образом с повышением уровня загрузки величина коэф-

коэффициента ψ_b несколько увеличивается. Однако его влияние весьма малозначительно. Так при $M/M_u^0 = 0,625$ (уровень эксплуатационных нагрузок) $\psi_b \approx 0,91$, а при $M/M_u^0 = 1$ коэффициент $\psi_b = 0,92$. В практических целях безусловно оправдано пренебречь столь незначительным влиянием уровня загрузки, приняв $\psi_b = 0,9$, что согласуется с существующими нормами.

Одной из важных характеристик упруго-пластичного состояния бетона сжатой зоны является коэффициент ν который определяли из соотношения

$$\nu = \omega \bar{\nu} = \omega E_b / E_b = \omega \varepsilon_{bc} / \varepsilon_{bm},$$

где ω - коэффициент полноты эпюры напряжений сжатой зоны бетона;

ε_{bc} - упругие деформации краевого сжатого волокна сечения;

ε_{bm} - полные средние деформации краевого сжатого волокна сечения.

Полученные таким образом опытные значения коэффициента ν аппроксимированы зависимостью вида

$$\nu = 0,481 - 0,027 M/M_u^0. \quad (2)$$

Ее выборочный коэффициент корреляции $r = 0,82$.

Анализ зависимости (2) показывает, что рост нагрузки вызывает уменьшение значений ν . Связано это с тем, что вначале загрузки бетон работает почти как упругий материал; при этом $\omega = 0,5$, а $\bar{\nu} = 1$. С ростом нагрузки все заметнее проявляются неупругие деформации бетона, вызывающие увеличение ω и уменьшение $\bar{\nu}$. Но, как было установлено многими исследователями при эксплуатационных нагрузках произведение $\nu = \omega \bar{\nu}$ меняется мало, что делает его удобной величиной для использования в расчетах.

При нагрузках, близких к эксплуатационным, опытное значение коэффициента ν , вычисленное по зависимости (2) равно 0,463, что несколько выше значения $\nu = 0,45$, рекомендуемого СНиП 2.03.01 - 84* для элементов из легкого бетона. Однако в расчетах изгибаемых элементов из кералитобетона на карбонатном песке, учитывая принятые выше допущения при определении коэффициента ν , его значение рекомендуется принимать таким же, как и для других видов легких бетонов, т.е. $\nu = 0,45$.

Опытные значения ξ в сечении над трещиной определяли двумя способами:

- по экспериментально построенным эпюрам напряжений бетона в сжатой зоне;
- по методике, предложенной А.А.Гвоздевым, с помощью которой

по опытным значениям M , E_b , и ϵ_{bm} , v определяли соответствующие значения ξ :

$$\xi (1 - 0,5 \xi) = M / v h_0 \epsilon_{bm} v E_b \quad (3)$$

Проведенными опытами установлено, что значение ξ в сечениях над трещинами сразу же после их появления становятся почти постоянными на всем диапазоне нагружения балок. Увеличение процента армирования от $\mu = 0,77\%$ до $\mu = 1,75\%$ вызывает рост высоты сжатой зоны в среднем на 13,2%.

Вычисленные по формулам СНиП 2.03.01-84* значения относительной высоты сжатой зоны ξ^T меньше опытных $\xi^{оп}$. Их отношение в среднем составляет 0,82 при коэффициенте вариации $C_{v\xi} = 9,3\%$. Такое отношение вполне естественно, поскольку формула СНиП отражает не действительную, а условную высоту сжатой зоны, соответствующую принятым предположениям (в частности прямоугольной эпюре напряжений).

Во всех испытаниях балки до нагрузок, равных $(0,7-0,8) Mu^0$ наблюдалась почти линейная зависимость между нагрузками и деформациями. При дальнейшем увеличении нагрузок деформации бетона резко возрастали.

Теоретические величины средних относительных деформаций краевого сжатого волокна бетона определяли по формуле:

$$\epsilon_{bm} = \psi_b M / v h_0 \xi v E_b z \quad (4)$$

Опытные значения деформаций бетона сжатой зоны ϵ_{bm}^0 хорошо согласуются с теоретическим ϵ_{bm}^T , вычисленным по формуле (4).

Проведенными опытами установлено увеличение значений ϵ_{bm}^0 с ростом количества рабочей арматуры. Так при увеличении процента армирования от $\mu = 0,77\%$ до $\mu = 1,75\%$ деформации бетона сжатой зоны возрастают в среднем в 1,72 раза.

Предельные деформации бетона сжатой зоны составили в среднем от $\epsilon_{bu}^0 = 295 \cdot 10^{-5}$ до $\epsilon_{bu}^0 = 500 \cdot 10^{-5}$.

При нагрузке, близкой к моменту образования трещин в растянутой зоне, бетона, происходило заметное развитие деформаций. Первые трещины появились при нагрузках, составляющих от $(0,13 - 0,148) Mu^0$ до $(0,141 - 0,186) Mu^0$.

Предельные деформации бетона растянутой грани составили в среднем $28 \cdot 10^{-5}$, что в 1,51 раза превышает максимальное относительное удлинение, принятое в СНиП 2.03.01-84* и равное $2R_{bt,ser}/E_b$.

Теоретический момент трещинообразования определяли по СНиП 2.03.01-84*. Соотношение опытных теоретических моментов трещинообразования M_{cr}^0 / M_{cr}^T в среднем составляет 1,019.

Ширина раскрытия трещин замерялась на боковых гранях балок на

уровне центра тяжести растянутой арматуры. Измерения проводились, начиная с загрузки, при которой трещина появлялась, и примерно до 0,8 от разрушающей. Средняя ширина раскрытия трещин вычислялась по данным шести - восьми замеров.

Средняя ширина раскрытия трещин в зоне чистого изгиба балок при эксплуатационной нагрузке находилась в пределах 0,09-0,17мм, увеличиваясь с уменьшением процента армирования. Наибольшее значение $a_{\text{сгс}}$ при этой нагрузке достигло 0,21 мм.

При анализе опытных значений ширины раскрытия трещин выявлена достаточно высокая изменчивость $a_{\text{сгс}}$. Коэффициент вариации этой величины составил $C_{\text{вагр}} = 0,37$, что находится в соответствии с обобщенными данными экспериментов с из тяжелого [2] и легкого [1] бетонов.

Сравнение опытных значений $a_{\text{сгс}}$ с нормативными, вычисленными по СНиП 2.03.01-84* показало, что последние превышают их в 1,43-1,86 раза. Это вполне закономерно, так как определяемое нормами значение $a_{\text{сгс}}$ представляет собой ширину раскрытия трещин с 95% обеспеченностью.

Анализ опытных данных расстояния между трещинами $\ell_{\text{сгс}}$ в зоне чистого изгиба балок показал, что эта величина не постоянна и изменяется в пределах $\pm 50\%$ при среднем значении $\ell_{\text{сгс}}$ около 8 см.

Экспериментальные значения прогибов балок сравнивали с расчетными, определяемыми по формуле $f = S(1/\rho) \ell_0^2$.

Расчетные значения кривизны балок $1/\rho$ после появления трещин определяли по СНиП 2.03.01-84* при фактических значениях параметров ν , ψ_b , ξ , E_b . Параметр ψ_s определяли по СНиП 2.03.01-84* при уточненном значении $R_{\text{бл,сер}}$. Соотношение опытных и расчетных прогибов составляет в среднем от $f^0/f^* = 1,01$ и до $f^0/f^* = 1,03$. Следовательно прогибы балок с достаточной точностью могут рассчитывается по СНиП 2.03.01-84* с учетом действительных характеристик материалов и параметров жесткости.

Выводы

1. Изгибаемые элементы изготовленные из кералитобетона на карбонатном песке трещиноустойчивы. Средняя величина отклонения опытных моментов трещинообразования от расчетных составила 6,3 – 8,4%. Установлено, что в изгибаемых железобетонных балках исследуемого бетона максимальная ширина раскрытия трещин составила $a_{\text{сгс}} = 0,21\text{мм}$, не превышает предельно допустимое значение $a_{\text{сгс}} = 0,3\text{мм}$. Балки из кералитобетона на карбонатном песке обладают достаточной

прочностью и трещиностойкостью.

2. Получены экспериментальные данные по деформации бетона, арматуры, прогибов изгибаемых железобетонных элементов. Отношение полного прогиба к длине пролета при эксплуатационной нагрузке находился в пределах $(1/152...1/165)l$, ширина раскрытия трещин не превышала 0,21мм. Соотношение опытных и расчетных прогибов составляет в среднем 1,01 и до 1,03.

Summary

Experimental information and analysis of bearing strength is resulted, crack resistance and deformability beams from keralitoconcrete on carbonate sand.

Литература

1. Вилков К.И. Конструкционный керамзитобетон при обычных и сложных деформациях. – М.: Стройиздат, 1984. – 240 с.
2. Гвоздев А.А. и др. Прочность, структурные изменения и деформации бетона. – М.: Стройиздат, 1978. – 297 с.
3. Гвоздев А.А., Берг О.Я. Основные итоги и дальнейшие задачи научно-исследовательских работ в области бетона и железобетона /УИ Всесоюз. конф. по бетону и железобетону: Докл. – М.: Стройиздат, 1966. – С. 3-7.
4. ГОСТ 8829 – 77. Конструкции и изделия железобетонные сборные. Методы испытаний и оценка прочности, жесткости и трещиностойкости. – М.: Изд-во стандартов, 1977
5. Инструкция по изготовлению конструкций и изделий из бетонов, приготавливаемых на пористых заполнителях: СН 483-76. М., 1977. – 24 с.
6. Косолапов А.В., Самарин Ю.А. Влияние зернового состава крупного заполнителя бетона на особенности развития процесса микроразрушений // Строительство и архитектура. Известия ВУЗов. – 1979. – №4. – С.23-28.