

### Список литературы

1. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона. М. : Стройиздат, 1996. 416 с.: ил.
2. Ерышев В. А. Методика расчета деформации бетона при режимных нагружениях : монография. Тольятти : Изд-во ТГУ, 2014. 131 с. : пер.
3. Кокарев С. А., Кокарев А. М. К вопросу оценки деформаций зажатия трещин стержневых железобетонных элементов // ПГС. 2012. № 8. С. 46–47.
4. Кокарев А. М. Деформация железобетонных элементов с трещинами при повторных и знакопеременных нагружениях и разгрузках : автореф. дис. ... канд. тех. наук. М. : НИИЖБ Госстроя СССР, 1983. 22 с.
5. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. М. : Стройиздат, 2012.
6. Байков В. Н., Сигалов З. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 2008.

## ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ И РАСЧЕТА БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ СЕРОБЕТОНА СО СТАЛЬНОЙ АРМАТУРОЙ.

*А. Н. Кретинина, Е. А. Терновая*  
*Астраханский государственный*  
*архитектурно-строительный университет*

Начиная с 17 столетия люди с помощью серы соединяли металл с камнем. В строительстве же серу начали применять в 70-х гг. прошлого столетия. Как раз в это время выросла потребность в более долговечных и химически стойких строительных материалов.

Уникальность серобетона заключается: в более быстром наборе прочности, стойкости в кислых и солевых средах, коррозионной стойкости, водонепроницаемости, морозостойкости, низкой теплопроводности, безотходности технологического процесса, твердении при низких температурах и хорошей адгезии.

Поэтому их следует применять в первую очередь для заглубленных фундаментов с высоким уровнем грунтовых вод, а также изготавливать канализационные и водопроводные колодцы и трубы, люки теплотрасс, емкости для утилизации отходов (кислот, солей тяжелых металлов и ядерных отходов с низким уровнем радиоактивности), гидротехнические сооружения, оросительных каналов и сооружений и т. д. [1].

Чтобы выяснить особенности работы серобетона были проведены испытания на основе сравнения работы балок из серобетона и тяжелого бетона армированных одним стержнем металлической арматуры. Длина балок 1200 мм, поперечное сечение балок 120\*80 мм. Диаметр арматуры 12 мм. Марка балки из серобетона СМ12, из тяжелого бетона БМ12, где число – диаметр арматуры.

Прочность бетона определена по испытаниям кубиков размером ребра 100 мм, изготовленных из серобетона и тяжелого бетона. Испытания кубиков на сжатие проводились на прессе П50. Прочность, приведенная к

призмной составила: у серобетона  $R_b = 27,43$  МПа, у тяжелого бетона 13,48 МПа. Арматура стальная класса А400 с расчетным сопротивлением  $R_s = 355$  Мпа соответствует модулю упругости принимаемому для стальной арматуры  $2 \cdot 10^5$  МПа.

Испытания балок из тяжелого бетона и серобетона проводились в строительной лаборатории АГАСУ на стенде (рис. 1). Схема испытаний принималась в виде простой балки на двух шарнирных опорах с нагружением в середине пролета сосредоточенной силой (рис. 2). Нагрузка создавалась гидродомкратом, усилие определялось образцовым динамометром 3-го класса с допускаемым усилием 5 т. Во время испытаний измерялись перемещения балки в трех точках на опорах и в середине пролета с помощью прогибомеров ПАО-6 с ценой деления 0,01 мм.



Рис. 1. Испытание балок на стенде

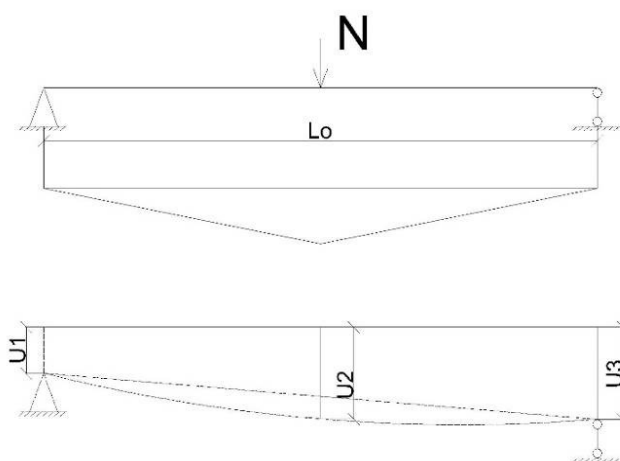


Рис. 2. Расчетная схема балки

Согласно рис. 2 прогиб был найден по формуле:  $f = U_2 - \frac{U_1 + U_3}{2}$ .

Далее были проведены вычисления результатов испытаний – вычислены величины изгибающих моментов (балка работала как свободно опертая, с сосредоточенной силой в середине пролета) и прогибы.

По вычисленным значениям были построены графики прогиба от момента ( $M - f$ ).

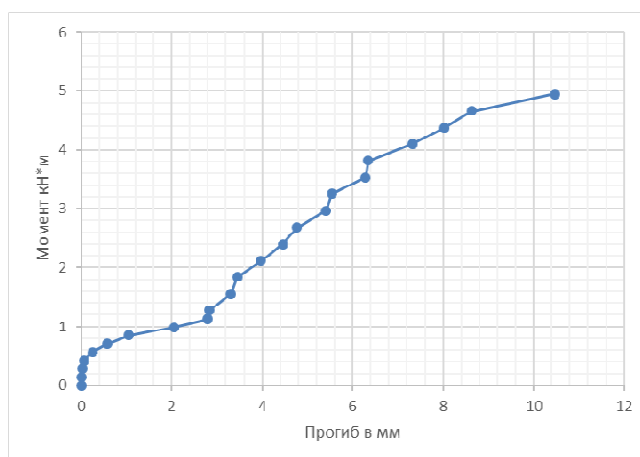


Рис. 3. График зависимости прогиба от момента в балке БМ12

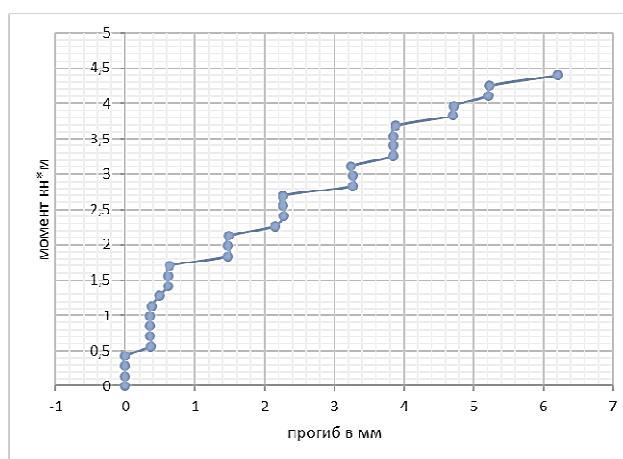


Рис. 4. График зависимости прогиба от момента в балке СМ12

Судя по графикам испытаний можно полагать, что модуль деформаций у серобетона ниже модуля деформаций тяжелого бетона, а прочность у серобетона больше, чем у тяжелого бетона. Следует отметить особый характер деформирования балки СМ-12, у которой прогиб увеличивался скачкообразно по мере раскрытия и образования новых трещин, при этом после нескольких этапов увеличения нагрузки он практически не изменялся. Это позволяет сделать вывод о том, что деформирование серобетона носит упругий характер. В развитии прогибов балок, изготовленных из тяжелого бетона и с металлической арматурой, прослеживается явно нелинейная работа тяжелого бетона. Все балки разрушались по второму случаю третьей стадии напряженно деформированного состояния, то есть все балки были переармированы.

Для расчета значения моментов в балках используются следующие исходные данные (см. табл. 1).

## Исходные данные

	Пролет, мм	b, мм	h <sub>0</sub> , мм	R <sub>b</sub> , Мпа	R <sub>s</sub> , Мпа	A <sub>s</sub> , мм <sup>2</sup>	M <sub>исп</sub> , кН*м
БМ12	1134	76	93	13,48	365	113,1	5,22625
СМ12	1134	78	93	27,43	365	113,1	4,536

$$N_s = A_s * R_s,$$

где  $N_s$  – расчетное усилие в арматуре;  $A_s$  – площадь арматуры;  
 $R_s$  – расчетное сопротивление в арматуре.

Расчетное усилие в арматуре:  $N_s = 113,1 * 365 = 41281,5$  Кн

$$N_b = R_b * b * h_0 * \xi_p,$$

где  $N_b$  – расчетное усилие в бетоне;  $b$  – ширина балки;  
 $R_b$  – расчетное сопротивление в бетоне;  $h_0$  – рабочая высота балки;  
 $\xi_p$  – относительная высота сжатой зоны.

Расчетное усилие в тяжелом бетоне:

$$N_b = 76 * 93 * 13,48 * 0,509 = 48495,81 \text{ Кн}$$

Расчетное усилие в серобетоне:

$$N_b = 78 * 93 * 27,43 * 0,509 = 101279,4 \text{ кН}$$

В тяжелом бетоне:

$$M_{\text{расч}}^b = N_b * \left( h_0 - \frac{h_0}{2} * \xi_p \right) = 48495,81 * \left( 93 - \frac{93}{2} * 0,509 \right) = 3,362287 \text{ кН*м}$$

$$M_{\text{расч}}^c = A_s * R_s * \left( h_0 - \frac{h_0}{2} * \xi_p \right) = 113,1 * 365 * \left( 93 - \frac{93}{2} * 0,509 \right) = 2,862108317 \text{ кН*м}$$

В серобетоне:

$$M_{\text{расч}}^b = N_b * \left( h_0 - \frac{h_0}{2} * \xi_p \right) = 101279,4 * \left( 93 - \frac{93}{2} * 0,509 \right) = 7,021853 \text{ кН*м}$$

$$M_{\text{расч}}^c = A_s * R_s * \left( h_0 - \frac{h_0}{2} * \xi_p \right) = 113,1 * 365 * \left( 93 - \frac{93}{2} * 0,509 \right) = 2,862108317 \text{ кН*м}$$

Расчетные значения усилий и моментов получились больше чем экспериментальные.

### Список литературы

1. Серобетон и сероасфальт — уникальные технологии и оборудование. URL: <http://www.helpbeton.ru/>
2. Ерышев В. А. Метод расчета деформаций железобетонных стержневых и плитных конструкций при повторных, знакопеременных и других видах сложного нагружения : дис. ... д-ра тех. наук. М. : НИИЖБ Госстроя СССР, 1997. 353 с.
3. Кокарев А. М. Деформация железобетонных элементов с трещинами при повторных и знакопеременных нагружениях и разгрузках : автореф. дис. ... канд. тех. наук. М. : НИИЖБ Госстроя СССР, 1983. 22 с.
4. Карпенко Н. И., Ерышев В. А., Мухамедиев Т. А. Исследование деформации ж/б балочных элементов при знакопеременных нагрузках // Исследование ж/б конструкций при статических, повторных и динамических воздействиях. М. : НИИЖБ Госстроя СССР, 1984. С. 56–72.

### ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ДЛИННЫХ СВАЙ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ

*О. Б. Завьялова, А. О. Лобанова*  
*Астраханский государственный*  
*архитектурно-строительный университет*

При расчете ленточного фундамента, обвязочной балки, фундаментной плиты, а также свай удобно использовать модель упругого основания Винклера. При этом непрерывное упругое основание заменяется рядом независимых друг от друга упругих опор, жесткость которых зависит от упругих свойств грунта. Грунт считается линейно деформируемым. Связь между давлением в точке «р» и осадкой в точки «у» определяется по формуле (1):

$$p = k_{\text{п}} * y, \quad (1)$$

где  $p$  – давление на грунт [ $\text{Н}/\text{м}^2$ ];  $k_{\text{п}}$  – коэффициент постели грунта, т. е. сила, которую нужно приложить к штампу, чтобы вдавить его в грунт на единицу объема [ $\text{Н}/\text{м}^3$ ];  $y$  – осадка [м].

При расчете свай на горизонтальную нагрузку учитывается отпорность грунта по боковой поверхности сваи. Если грунт по длине сваи неравномерный, то для построения эпюры коэффициента постели выполняют следующие действия:

1. На глубине 3 метра откладывают значение коэффициента постели всех слоев.
2. Полученные точки соединяют с нулем на поверхности и продолжают наклонную прямую до глубины 10 метров, далее вертикально вниз.
3. В пределах каждого слоя грунта берем нужную часть эпюры.

Расчет свай возможно выполнять с учетом только деформаций изгиба, или для большей точности учитывать сдвиговые деформации. Во втором случае в расчетной программе потребуется задать сдвиговую жесткость сечения сваи и коэффициент неравномерности касательных напря-