

**НОРМИРОВАНИЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ ПОВРЕЖДЕНИЙ ПО  
РЕЗУЛЬТАТАМ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТОСПОСОБНОСТИ  
И РЕМОНТОПРИГОДНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК  
ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ**

Д-р техн. наук **В.И. Шестериков**  
(ФГУП «РОСДОРНИИ»)  
Конт. тел.: 8(499)747-62-92

*В статье приводятся результаты исследования (расчётов и экспериментов) реальной несущей способности железобетонных балок пролётных строений автодорожных мостов. Использование этих данных дало возможность произвести более корректное загрузку пролётных строений с различными габаритами и установить класс нагрузки для каждой балки. Выяснилось, что для ряда типовых проектов балки, рассчитанные под нагрузки Н-30 и НК-80 (А-11 и НК-80), могут использоваться под нагрузки А-14 и НК-102. Имеющийся резерв в процессе эксплуатации может быть исчерпан из-за появления в конструкциях различных повреждений. Нормируя эти повреждения, представляется возможным не только дать правильную оценку состояния сооружения, но и определить их остаточный ресурс. Некоторые из предельных повреждений подтверждены натурными испытаниями железобетонных балок до разрушения.*

**Ключевые слова:** мостовое сооружение, железобетонная балка, предельные повреждения, работоспособность, ремонтпригодность.

Срок службы мостовых сооружений зависит от многих факторов: качества конструкции и монтажа, условий эксплуатации, своевременности проведения работ по содержанию и ремонту и т.д. Важное место среди этих факторов занимает объективная оценка состояния эксплуатируемых мостов. В первую очередь от такой оценки состояния и возможностей эксплуатируемых конструкций зависит принимаемое решение по конкретному сооружению: замена его на новое (реконструкция), ремонт или выполнение работ по поддержанию сооружения в рабочем состоянии в рамках содержания. Статья посвящена предварительным результатам исследования работоспособности и ремонтпригодности железобетонных балок пролётных строений мостовых сооружений. Исследования проводились в ФГУП «РОСДОРНИИ» по инициативе и заданию Федерального дорожного агентства «Росавтодор».

По мнению автора статьи, определение фактической работоспособности и ремонтпригодности железобетонных балок пролетных строений не решит всех задач управления состоянием мостовых сооружений, так как в дальнейшем придётся выполнять аналогичные исследования сталежелезобетонных пролётных строений или железобетонных (сборных или сборно-монолитных) более сложных конструкций по сравнению с разрезными балочными конструкциями. Тем не менее, практическое использование результатов уже выполненных исследований может дать ощутимый эффект.

Полученные на первых этапах исследования результаты позволили выявить существенные резервы в несущей способности железобетонных балок, выполненных по «старым» типовым проектам 50<sup>х</sup> – 70<sup>х</sup> годов 20 века. Эффективное использование имеющихся резервов предполагает переоценку предельных повреждений в железобетонных балках, а, следовательно, межремонтных сроков и сроков службы как отдельных балок, так и пролётных строений в целом.

Не случайно исследование фактической несущей способности элементов мостовых сооружений начато с железобетонных балок: на сети дорог общего пользования РФ основная часть мостов (свыше 90%) имеют пролетные строения с железобетонными балками. Внешние повреждения таких конструкций проявляются в более раннем возрасте, по сравнению с другими. Кроме того, значительное количество мостов с пролетными строениями такого типа построено в середине прошлого века.

Необходимо отметить отсутствие единого подхода к оценке возможных дефектов и повреждений железобетонных конструкций. К сожалению, преобладает экспертная оценка, причем не количественная, а качественная и не всегда объективная. Не выполняется оценка состояния конструкций по II-ому предельному состоянию. Результаты выполненных исследований во многом позволяют восполнить имеющийся пробел. В частности, в настоящее время представляется возможным расширить классификацию повреждений железобетонных балок (*табл. 1*), с учетом влияния тех или иных повреждений на:

- сокращение доремонтного периода эксплуатации (а);
- снижение прочности бетона (б);
- уменьшение площади и момента инерции сечения (в);
- снижение несущей способности, а, следовательно, класса нагрузки (грузоподъёмность) (г);
- безопасность и сохранность конструкций (д);
- безопасность движения транспортных средств по мосту (е).

## Классификация повреждений

№ п/п	Вид повреждений	Тип повреждения (дефект)	Влияние повреждения
1.	дефекты поверхности	1. протечки	а
		2. выщелачивание	б
		3. поверхностное шелушение	а
		4. раковины и сколы	б
2.	разрушение защитного слоя	1. без оголения арматуры (на глубину до 1 см)	в
2. с оголением распределительной арматуры и/или хомутов (на глубину 2-3 см)			
3. с оголением основной арматуры			
3.	трещины	1. несилового характера	а
		2. поперечные силовые трещины в растянутой зоне балки	г
		3. наклонные трещины в зоне действия поперечных сил	
		4. продольные трещины в сжатой зоне	
		5. трещины, вызванные коррозией	
4.	разрушение бетона	1. отдельные участки в стенке, сжатой зоне	в
		2. разрушение консолей плит	г
5.	деформации конструкций	1. провисание балок	д
		2 углы перелома над опорами	е

Для сравнения фактических повреждений с предельными (допустимыми) необходимо, прежде всего, установить не только качественное, но и количественное влияние дефектов групп б, в и г на грузоподъемность, а также фактический класс по грузоподъемности для каждой балки. Ниже приведены результаты исследований (расчетов, экспериментов, натуральных испытаний) влияния на несущую способность балок некоторых повреждений – разрушения защитного слоя, трещин, разрушения консолей.

1. *Разрушение защитного слоя балки по всей высоте приводит к снижению несущей способности и жёсткости.* Величины этого снижения даны в табл. 2 для каркасных балок и в табл. 3 – для предварительно напряжённых балок. Изменение жёсткости учитывают при определении реального распределения внешней нагрузки между балками в пролётном строении. Но кроме жёсткости, оценку которой дают при анализе II группы предельного состояния, меняется и несущая способность сечения.

**Влияние повреждения защитного слоя на несущую способность (жесткость) каркасных балок**

Расчётная длина балок, м	Снижение несущей способности (жесткости), %			
	случай 1	случай 2	случай 3	случай 4
8,4	12 (16)	6 (8)	3 (5)	4 (5)
11,1	13 (18)	7 (9)	4 (6)	4 (6)
13,7	15 (20)	8 (10)	4 (7)	5 (7)
16,3	17 (22)	9 (12)	5 (8)	6 (8)
21,8	20 (25)	10 (15)	7 (10)	7 (9)

- Примечание:**
- случай 1 – защитный слой разрушен на 20 мм по всей длине балки на всю высоту с двух сторон и снизу;
  - случай 2 – то же, что и для случая 1, на глубину 10 мм;
  - случай 3 – то же, что и для случая 2, но на половине длины в средней части;
  - случай 4 – защитный слой разрушен по всей длине нижнего пояса с боков и снизу на глубину 20 мм.

Таблица 3

**Влияние повреждения защитного слоя на несущую способность и жесткость предварительно напряжённых балок**

Длина балок, м	Снижение несущей способности (жесткости), %			
	случай 1	случай 2	случай 3	случай 4
9	5 (10)	3 (5)	1 (2)	4 (5)
12	6 (12)	4 (5)	1 (3)	5 (6)
15	7 (14)	5 (6)	2 (4)	6 (7)
18	8 (16)	6 (8)	2 (5)	7 (8)
21	10 (18)	7 (10)	3 (6)	8 (10)
24	12 (21)	8 (12)	4 (8)	10 (12)
33	15 (25)	10 (15)	6 (10)	12 (15)

**Примечание:** номера случаев соответствуют указанным в табл. 2.

2. Трещины вертикальные с раскрытием в нижней части балок отрицательно влияют на несущую способность, а, следовательно, и на класс по грузоподъёмности, и жесткость.

Обнаруженные трещины в каркасных балках сравнивают с предельными повреждениями, устанавливая категорию состояния балки, что соответствует оценке состояния. Для сохранения надёжности предварительно напряжённых балок в них не допускается появление трещин от постоянной нагрузки, хотя иногда они образуются, что связано с проходом сверхтяжёлого транспортного средства или воздействием дополнительной постоянной на-

грузки на конструкцию. В случае обнаружения нормальных трещин в предварительно напрягаемых конструкциях их можно классифицировать следующим образом (табл. 4):

- волосяные трещины –  $\Delta \leq 0,05\text{мм}$  – категория состояния балки А [1], никаких воздействий не требуется;
- трещины с раскрытием до 0,5 мм – категория состояния Б (сохраняется работоспособность), требуется выполнение защиты трещин от попадания в них влаги (в процессе профилактических работ по содержанию моста);
- трещины –  $0,3 < \Delta \leq 0,6\text{мм}$  – категория состояния балки В (балка работоспособна при ограничениях по массе временных нагрузок), требуется инъектирование трещин раствором или усиление балок в рамках плано-предупредительных работ при содержании моста;
- трещины –  $\Delta > 0,6\text{ мм}$  – категория состояния балки Г (балка неремонтопригодна, следовательно, целесообразна её замена при выполнении работ по ремонту или капитальному ремонту); балка может быть сохранена только за счёт её усиления или перераспределения нагрузки путем усиления соседних балок или установки дополнительных балок.

Таблица 4

**Значения допустимого раскрытия трещин при различных категориях состояния железобетонных балок**

№ п/п	Длина балок, м	Допустимое раскрытие трещин [Δпр] для категорий состояния, мм			
		А	Б (предел работоспособности)	В (предел ремонтпригодности)	Г (неремонтопригодное состояние)
а) “каркасные” балки					
1	до 9,0	0,10	0,25	0,40	>0,40
2	12,0	0,10	0,30	0,50	>0,50
3	15,0	0,15	0,35	0,55	>0,55
4	18,0	0,20	0,40	0,60	>0,60
5	21,0	0,25	0,50	0,75	>0,75
б) предварительно напряжённые балки					
6	12	0,05	до 0,10	0,30	> 0,30
7	15	0,05	0,10	0,35	>0,35
8	18	0,05	0,15	0,40	>0,4
9	21	0,05	0,20	0,45	>0,45
10	24	0,05	0,25	0,5	>0,50
11	33	0,05	0,30	0,60	>0,60

3. Разрушение бетона приводит к изменению площади сечения, момента инерции, несущей способности балки, а, следовательно, и изменению класса нагрузки. До сопоставления с пределом повреждения необходимо расчётным путём определить реальный приведённый момент инерции сечения и несущую способность повреждённой балки. Ориентировочно можно использовать следующие расчётные данные:

- а) снижение несущей способности (жесткости) балок с каркасной арматурой из-за разрушения консолей (табл. 5);

Таблица 5

**Снижение несущей способности (жесткости) балок с каркасной арматурой из-за повреждения консолей**

Расчётная длина балок, м	Снижение несущей способности (жесткости), %			
	случай 1	случай 2	случай 3	случай 4
8,4	20 (25)	15 (16)	12 (13)	10 (10)
11,1	21 (26)	16 (17)	13 (14)	10 (10)
13,7	22 (27)	17 (18)	15 (15)	11 (10)
14,4	23 (29)	18 (20)	16 (17)	12 (11)
16,3	25 (32)	20 (23)	17 (19)	13 (11)
17,4	27 (35)	22 (26)	18 (22)	14 (12)
22,2	30 (40)	25 (30)	20 (25)	15 (13)

- Примечание:**
- случай 1 – консоли полностью разрушены по всей длине (условный случай - для сопоставления);
  - случай 2 – то же, что и для случая 1, но только с одной стороны;
  - случай 3 – консоль разрушена с одной стороны в средней части пролёта на длине  $l/2$ ;
  - случай 4 – то же, что и для случая 3, но консоль разрушена на  $1/2$  ширины.

- б) то же, но для балок с предварительно напряжённой арматурой (табл. 6);
- в) степень увеличения нагрузки на балку из-за разрушения бетона в зоне объединения диафрагм (увеличение коэффициента поперечной установки) в соответствии с методикой ВСН 32-89 [2];
- г) снижение несущей способности приопорных сечений балок из-за различной степени разрушения бетона на этих участках, что приводит к уменьшению доли несущей спо-

способности, воспринимаемой бетонным сечением (в соответствии с расчетными требованиями СНиП 2.05.03-84\*) [3].

Таблица 6

**Снижение несущей способности (жесткости) предварительно напряжённой балки из-за повреждения консолей**

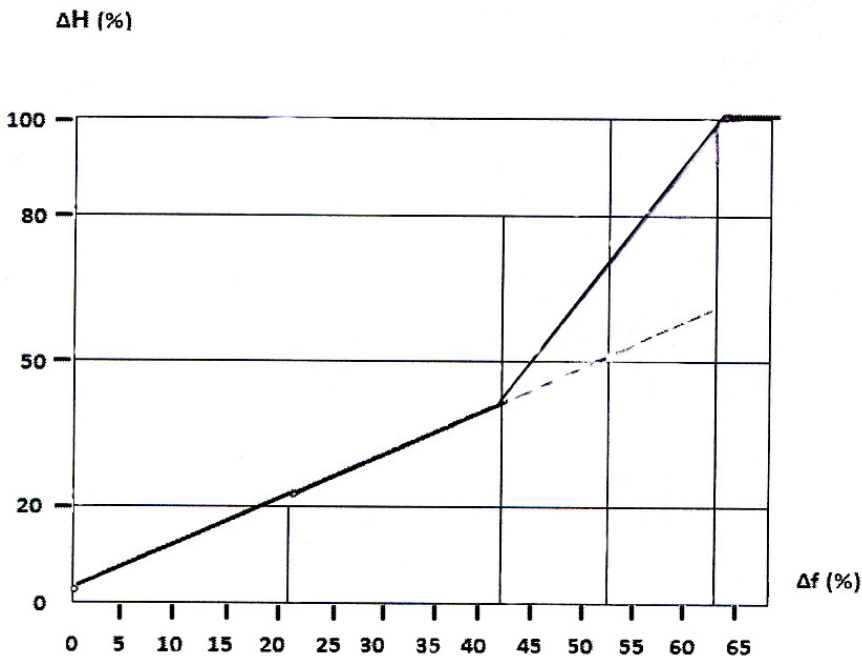
Длина балок, м	Снижение несущей способности (жесткости), %				
	случай 1	случай 2	случай 3	случай 4	случай 5
12	20 (25)	15 (20)	10 (15)	7 (10)	10 (14)
15	21 (26)	16 (20)	11 (15)	7 (10)	10 (14)
18	23 (26)	18 (21)	12 (16)	7,5 (10)	11 (15)
21	25 (30)	20 (23)	13 (17)	8 (11)	12 (16)
24	27 (35)	22 (26)	14 (18)	8,5 (13)	13 (18)
33	30 (40)	25 (30)	15 (20)	10 (15)	15 (20)

- Примечание:**
1. случаи 1-4 соответствуют указанным в табл.5.
  2. случай 5: консоль разрушена с одной стороны, на половине ширины по всей длине балки.

Приведённые в табл. 5 и 6 условные (в большей степени не реальные) случаи повреждения позволяют дать оценку различным действительным повреждениям, встречающимся на практике.

4. **Влияние коррозии арматуры.** Коррозия обычной арматуры также способствует снижению несущей способности балок. Такое снижение находится в пропорциональной зависимости от степени коррозии арматуры. В результате снижения из-за коррозии площади сечения арматурного стержня свыше 60%, при подсчёте фактического значения  $F_a$  стержень не учитывают. Это касается не только основной продольной арматуры, но и хомутов, и отогнутых стержней. Принимая во внимание, что процесс коррозии сопровождается изменением модуля упругости металла в ослабленном сечении, при определении расчётного значения  $f_a$  для каждого стержня можно воспользоваться графиком, приведенным на *рис. 1*.

Коррозия стержней каркаса балок с предварительно напряжённой арматурой также приводит к снижению класса балок по грузоподъёмности.



**Рис. 1. Снижение несущей способности  $\Delta H$  (%) в зависимости от изменения площади сечения арматурного стержня  $\Delta f$  (%) из-за коррозии**

Рассмотренное выше влияние повреждений на несущую способность было подтверждено в ходе натуральных испытаний железобетонных балок, снятых с пролётных строений при их замене после 30-40 лет эксплуатации. За весь период подготовки к исследованиям и за время их выполнения было испытано до разрушения 5 балок с каркасной арматурой (длиной 11,36 м, 14,06 м и 15 м) и 9 балок с предварительно напряжённой арматурой (длиной 22,16 м, 23,4 м и 33 м). На **рис. 2 - 4** представлены фрагменты испытания некоторых из упомянутых балок с напряжённой арматурой. Результаты исследований показали, что разрушение происходит при значительно бóльших нагрузках по сравнению с теми, которые установлены существующими требованиями по испытаниям до разрушения. При этом режим нагружения определялся с учетом реальной прочности бетона и арматуры.





*Рис. 2. Испытания до разрушения железобетонной балки  
 $l = 22,16$  м, срок эксплуатации 36 лет.  
Снижение несущей способности – 30%*



*Рис. 3. Испытания до разрушения железобетонной балки  
 $l = 23,4$  м, срок эксплуатации 40 лет.  
Снижение несущей способности – 50%*



*Рис. 4. Испытание до разрушения железобетонной балки  $l = 33$  м, срок эксплуатации балки 42 года. Снижение несущей способности – 45%*

Кроме того, были испытаны две новые балки с каркасной арматурой с целью установления их реальных показателей по трещиностойкости, *рис. 5* и *6*. Результаты их испытания показали существенные резервы прочности и трещиностойкости. В первом случае балка оказалась вполне ремонтпригодной даже после испытания до разрушения (появление трещин раскрытием 2,0 мм – один из показателей разрушения). После усиления «разрушенной» балки углепластиковыми лентами было почти восстановлено работоспособное состояние. Во втором случае было установлено, что фактический момент трещинообразования происходит при более значительных нагрузках, чем требуется СНиП 2.05.03-84\* [3]. Следовательно, можно отметить существенный запас в типовых железобетонных балках не только по прочности, но и по трещиностойкости.

*а)*



*б)*



*Рис. 5. Подготовка к испытаниям до разрушения и осмотр испытанной балки длиной 21 м:*

*а – установка балки на стенд и подготовка к испытаниям;  
б – выявление трещин на 1 этапе нагружения балки*



*Рис. 6. Момент испытания новой балки по типовому проекту 3.503.1-73*

Результаты натурных испытаний позволили завершить работу по определению предельных значений провисаний железобетонных балок (по изменению жесткости). На основании этого можно считать ошибочным существующий подход к оценке фактического профиля балок в эксплуатируемых пролётных строениях, согласно которому балка (балки) признается неремонтопригодной только потому, что в ней отсутст-

вует строительный подъём. Предварительные предельные значения провисания балок приведены в *табл. 7* и *8*. Даже если ввести дополнительный коэффициент точности фиксации профиля балок ( $K = 0,9 - 0,95$ ), возможность существенного продления периода эксплуатации балок в составе пролётного строения до их замены не вызывает сомнений.

В принятых в *табл.7* значениях относительных провисаний от постоянных нагрузок учитывается уровень деформации балок, согласно СНиП 2.01.07-85\* [4], и коэффициент ответственности, рекомендованный проектом СНиП по надёжности для сооружений транспорта (коэффициент ответственности находится в пределах 1,05 – 1,2). При вычислении размеров провисания, приведённых в графе 4, *табл. 7*, учтена также реальная жёсткость конструкций по разным типовым проектам.

*Таблица 7*

**Предельные значения провисания балок с каркасной арматурой**

Типовой проект, нагрузки	Расчётная длина балки	[f <sub>лв</sub> ], мм	Величина провисания для различных категорий состояния, мм			
			Категория А (сохранение работоспособности)	Категория Б (работоспособность при ограничении нагрузки)	Категория В (сохранение ремонтпригодности)	Категория Г (замена; неремонтпригодность)
Вып. 56; Н-13, НГ-60, Н-18, НК-80 Вып.56Д; Н-13, НГ-60	8,4	53	15	до 22	до 32	>32
	11,1	65	17	до 25	до 35	>35
	13,7	76	18	до 28	до 38	>38
	16,3	81	20	до 30	до 40	>40
	22,2	100	25	до 33	до 45	>45
Вып.56Д; Н-18, НК-80	8,4	56	17	до 25	до 35	>35
	11,1	69	20	до 30	до 46	>41
	13,7	80	23	до 33	до 49	>46
	16,3	90	25	до 35	до 55	>49
	22,2	111	30	до 40	до 48	>55
Инва.№710/5; А-11, НК-80 3.503.1-73	11,4	76	24	до 35	до 63	>48
	14,4	90	27	до380	до 54	>54
	17,4	100	30	до 40	до 58	>58

**Примечание:**   - деформативность подтверждена натурными испытаниями.

Промежуточные значения провисаний зависят от условий эксплуатации с ограничением грузоподъёмности (графа 5) по сравнению с проектными показателями и условий, при которых целесообразно усиление балок в процессе эксплуатации. Подобное усиление может быть отнесено к планово-предупредительным работам.

В табл. 8, как и в табл. 7, предел ремонтпригодности определён через предельное значение прогиба от временных и постоянных нагрузок  $[f_{пв}]$ , который установлен в пределах  $1/150 \cdot \ell - 1/120 \cdot \ell$  и отсчитывается от профиля балки со строительным подъёмом. Если при сдаче объекта в эксплуатацию строительный подъём был меньше  $1/1000 \cdot \ell$  или отсутствовал вовсе, предельные значения провисания балок в процессе эксплуатации могут быть увеличены.

Таблица 8

**Предельные значения провисания предварительно-напряжённых балок пролётных строений, запроектированных под нагрузки А-11 и НК-80**

Длина балки, м		$[f_{пв}]$		$[f_{пв}] - \frac{1}{400} \cdot \ell$ , мм	Величина провисания для различных категорий состояния, (мм)			
полная	расчётная	в долях $\ell$	мм		О, А	Б	В	Г (замена балки)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
12	11,4	1/170	67	38	0	до 12	до 27	> 27
15	14,4	1/185	78	42	0	до 13	до 28	> 28
18	17,4	1/195	89	45	0	до 14	до 28	> 28
21	20,4	1/205	100	49	0	до 15	до 29	> 29
24	23,4	1/210	111	52	0	до 17	до 30	> 30
33	32,5	1/220	148	67	0	до 20	до 33	> 33
42	41,5	1/230	180	76	0	до 22	до 35	> 35

Благодаря современной компьютерной технике можно более точно определить грузоподъёмность пролётных строений с различными величинами жёсткости и несущей способности балок или, например, класс нагрузки по грузоподъёмности для каждой балки пролётного строения с определенными габаритами. Классы балок по прочности по некоторым типовым проектам приведены в табл. 9 (дефекты и повреждения отсутствуют).

Таблица 9

**Предельные классы нагрузок для балок по прочности (в единицах К)**

№ п/п	Типовой проект, расчётная нагрузка	L <sub>р.</sub> м	M <sub>пр</sub> тс·м	Классы по прочности			
				Г-7+2·0,75		Г-8÷10+2·1,0	
				Кр.	Ср.	Кр.	Ср.
1	Вып.56 для Н-13, НГ-60	8,40	52,7	A13	A13	A14	A13
2	Вып.56 для Н-13	11,1	81,7	13	14	14	15
3	Вып.56 для Н-13	13,7	102,4	10	12	14	14
4	Вып.56 для Н-13	16,3	148,6	12	14	15	17
5	Вып.56 для Н-13	22,2	236,9	12	15	14	18
6	Вып.56 для Н-18, НК-80	8,40	59,1	15	15	20	16
7	Вып.56 для Н-18	11,1	96,1	16	17	21	18
8	Вып.56 для Н-18	13,7	136,1	17	19	20	21
9	Вып.56 для Н-18	16,3	173,4	16	18	19	21
10	Вып.56 для Н-18	22,2	270,6	15	19	18	22
11	Вып.56-Д для Н-18	8,40	76,9	16	16	20	17
12	Вып.56-Д для Н-18	11,1	115,9	16	17	22	18
13	Вып.56-Д для Н-18	13,7	174,5	18	20	23	20
14	Вып.56 –Д для Н-18, НК-80	16,3	223,1	18	20	23	22
15	Вып. 167	8,40	78,6	16	17	19	17
16	Вып. 167	11,1	118,6	16	18	18	18
17	Вып. 167	13,7	181,5	19	20	21	22
18	Вып. 167	16,3	249,7	20	24	22	25
19	Инв. №7105,А11, НК-80	11,4	110,8	12	14	17	15
20	Инв. №7105,А-II (арм.)	14,4	168,9	13	15	18	15
21	Инв. №7105,А-II	17,4	233,7	14	15	19	16
22	Инв. №7105,АIII (арм.)	11,4	115,4	12	14	17	16
23	Инв. №7105,А-III	14,4	177,7	14	15	18	16
24	Инв. №7105,А-III	17,4	245,2	14	16	19	17

**Примечание:** *кр.* – крайние балки;  
*ср.* – средние балки.

Расчёты фактических классов нагрузки для балок по применяемым в настоящее время типовым проектам, проведенные в ЦНИИС (к.т.н. Егорушкин Ю.М), Союздорпроекте (Старова Л.Н.), СГУПС (к.т.н. Рыбалов Ю.В), кроме подтверждения наличия существенных резервов в железобетонных балках, доказывают и их высокую ремонтнопригодность. Например, только за счёт устройства дополнительной монолитной плиты проезжей части класс нагрузки для некоторых балок

может быть доведён до А-14 – А-16 и НК-100 – НК-120. Усиление балок с использованием стальных профилей, композитных материалов или канатов позволяет увеличить их несущую способность в 1,3 – 1,8 раза в зависимости от жесткости и размеров балок. Таким образом, увеличивается вероятность продления срока эксплуатации старых железобетонных конструкций до 80-100 лет.

### **ЛИТЕРАТУРА**

1. ОДН 218.017-2003. *Руководство по оценке транспортно-эксплуатационного состояния мостовых конструкций/ М.: Информавтодор, 2004 г.*
2. ВСН 32-89. *Инструкция по определению грузоподъемности железобетонных балочных пролетных строений эксплуатируемых автодорожных мостов/М.: Транспорт, 1990 г.*
3. СНиП 2.05.03 - 84\*. *Мосты и трубы.*
4. СНиП 2.01.07-85\*. *Нагрузки и воздействия.*

---

### **REFERENCES**

1. ODN 218.017-2003. *Bridges transport and operational conditions evaluation guide/M.: Informavtodor», 2004.*
2. VSN 32-89. *Instruction on load bearing capacity determination of reinforced concrete span beams of bridges in operation/M.: Transport, 1990.*
3. SNiP 2.05.03 - 84\*. *Bridges and culverts.*
4. SNiP 2.01.07-85\*. *Loads and effects.*

---

### **ULTIMATE DAMAGES RATING ON THE BASIS OF THE RESEARCH RESULTS OF PERFORMANCE AND REPAIR CAPABILITY OF REINFORCED CONCRETE SPAN BEAMS OF BRIDGE STRUCTURES**

*Doctor of Engineering V.I. Shesterikov  
(FSUE «ROSDORNII»)  
Contact information: 8(499)747-62-92*

*The article deals with the real bearing capacity research results (calculations and experiments) of reinforced concrete span beams of bridge structures. Owing to these data use there was a possibility to provide more*

*correct loading of bridge spans of different dimensions and to determine load class for each beam. It is found that for some typical projects beams designed for loads N-30 and NK-80 (A-11 and NK-80) can be applied under loads A-14 u NK-102. Available reserve can be exhausted during operation because of different damages in the structure. By rating these damages it is possible not only to estimate properly structures condition, but determine their residual life. Some of ultimate damages were proved by field failure testing reinforced concrete beams.*

**Key words:** *bridge structure, reinforced concrete beam, ultimate damages, performance capability, repair capability.*

---

Рецензент: канд. техн. наук Шейнцвит М.И. (ФГУП «РОСДОРНИИ»).  
Статья поступила в редакцию 20.07.2009 г.