



ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ БІЛІМ ЖӘНЕ ҒЫЛЫМ МИНИСТРЛІГІ  
МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН



“ҚАЗАҚСТАН ТЕМІР ЖОЛЫ” ҰЛТТЫҚ КОМПАНИЯСЫ” АКЦИОНЕРЛІК ҚОҒАМЫ  
АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО “НАЦИОНАЛЬНАЯ КОМПАНИЯ “ҚАЗАҚСТАН ТЕМІР ЖОЛЫ”

М.ТҮНЬШПАЕВ АТЫНДАҒЫ ҚАЗАҚ ҚӨЛІК ЖӘНЕ КОММУНИКАЦИЯЛАР АКАДЕМИЯСЫ  
АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО “КАЗАХСКАЯ АКАДЕМИЯ ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ ИМ. М.ТҮНЬШПАЕВА”

“XXI ҒАСЫРДАҒЫ ЕУРАЗИЯ КӨЛГІ”  
атты 4-ші халықаралық ғылыми-практикалық конференциясының  
**МАТЕРИАЛДАРЫ**

# III

# МАТЕРИАЛЫ

Четвертой Международной научно-практической конференции  
“ТРАНСПОРТ ЕВРАЗИИ XXI ВЕКА”





ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ БІЛІМ ЖӘНЕ ҒЫЛЫМ МИНИСТРЛІГІ

«ҚАЗАҚСТАН ТЕМІР ЖОЛ» ҰЛТТЫҚ КОМПАНИЯСЫ»  
АКЦИОНЕРЛІК ҚОҒАМЫ

М. ТЫНЫШПАЕВ АТЫНДАҒЫ  
«ҚАЗАҚ КӨЛІК ЖӘНЕ КОММУНИКАЦИЯЛАР АКАДЕМИЯСЫ»  
АКЦИОНЕРЛІК ҚОҒАМЫ

«XXI ҒАСЫРДАҒЫ ЕУРАЗИЯ КӨЛІГІ»

Төртінші халықаралық ғылыми-практикалық  
конференция материалдары

3 том

ББК 39.1  
Т 65

Редакция алқасы:

С.А. Алпысбаев – бас редактор, Р.Қ. Сатова – бас редактор орынбасары, С.Н. Ахметов, К.И. Нағманов, Н.Қ. Есенғарин, А.Ш. Шабанов, А.В. Рязанов, М.Т. Үкшібаев, В.З. Васильев, Э.П. Исаенко, Б.С. Мұртазин, М.А. Көбдіков, Е.Е. Қарсыбаев, С.Е. Бек-жанова, С.К. Сыртанов, М.Д. Зальцман, А.К. Жалайыров, Т.А. Садықбек, В.Г. Сололенко, М.С. Күлгелдинов, Ш.Б. Биттеев, Ж.М. Бекмағамбетова, Т.К. Қойшиев, У.А. Текенов, А.А. Ахметова, С.А. Мырзалы, К.Н. Балтабаева

Т 65. «XXI ғасырға Еуразия көлігі»: 3-том. (ҚазККА-ның 50-жылдығына арналған Төртінші Халықаралық ғылыми-практикалық конференция материалдары, Алматы қ., 17-19 қазан 2006 ж.). - Алматы қ., 2006 ж. – 284 бет.

ISBN 9965-750-91-2

Мақалаларда көлікті, көлік инфрақұрылымын дамыту, көлік дәліздерін қалыптастыру, көлік-коммуникация кешені үшін кадрлар дайындау мәселелері, сондай-ақ мемлекет ішіндегі және мемлекет аралық қолайлы, үйлесімді даму перспективалары, техникалық даму және көлік жүйелерін біріктіру мәселелері қарастырылған.

Техникалық жоғары оқу орындарының ғылыми қызметкерлеріне, оқытушыларына, аспиранттары мен студенттеріне және көлік саласы мамандарына арналады.

Т 3201000000  
00(05)-06

ББК 39.1

КАЗАТК	Справочно- библиографический отдел
--------	--

ISBN 9965-750-91-2

© М. Тынышпаев атындағы Қазақ көлік және коммуникациялар академиясы, 2006

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО  
«НАЦИОНАЛЬНАЯ КОМПАНИЯ «ҚАЗАҚСТАН ТЕМІР ЖОЛЫ»

АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО  
«КАЗАХСКАЯ АКАДЕМИЯ ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ  
ИМЕНИ М. ТЫНЬШПАЕВА»

Материалы Четвертой Международной  
научно-практической конференции

«ТРАНСПОРТ ЕВРАЗИИ XXI ВЕКА»

Том 3

АЛМАТЫ 2006

ББК 39.1

Т 65

Редакционная коллегия:

**С.А. Алпысбаев** – главный редактор, **Р.К. Сатова** – заместитель главного редактора, **С.Н. Ахметов**, **К.И. Нагманов**, **Н.К. Исингарин**, **А.Ш. Шабанов**, **А.В. Рязанов**, **М.Т. Укшибаев**, **В.З. Васильев**, **Э.П. Исаенко**, **Б.С. Муртазин**, **М.А. Кобдилов**, **Е.Е. Кар-сыбаев**, **С.Е. Бекжанова**, **С.К. Сыртанов**, **М.Д. Зальцман**, **А.К. Джалаиров**, **Т.А. Садыкбек**, **В.Г. Солоненко**, **М.С. Кульгильдинов**, **Ш.Б. Битеев**, **Ж.М. Бекмагамбетова**, **Т.К. Койшиев**, **У.А. Текенов**, **А.А. Ахметова**, **С.А. Мырзалы**, **К.Н. Балтабаева**

**Т 65. «Транспорт Евразии XXI века»: Том 3.** (Материалы Четвертой международной научно-практической конференции, посвященной 50-летию КазАТК, г. Алматы, 17–19 октября 2006 г.). - г. Алматы, 2006 г. – 284 с.

ISBN 9965-750-91-2

В статьях рассмотрены проблемы развития транспорта, транспортной инфраструктуры, формирования транспортных коридоров, подготовки кадров для транспортно-коммуникационного комплекса, а также перспективы развития гармоничных и благоприятных внутригосударственных и межгосударственных транспортных связей, вопросы технического развития и интеграции транспортных систем.

Предназначается научным работникам, преподавателям, аспирантам и студентам технических вузов, специалистам транспорта.

Т 3201000000  
00(05)-06

ББК 39.1

ISBN 9965-750-91-2

© Казахская академия транспорта и коммуникаций им. М. Тынышпаева, 2006

## СЕКЦИЯ 7. ПРОЧНОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ И НАДЕЖНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

**Ахметов Данияр Акболатович** - к.т.н., Первый вице-президент АО «ЫРЫСТЫ-АЭВРЗ» (Алматы)  
**Ахметов Акболат Раимбекович** - д.т.н., профессор КазАТК (Шымкент)

### ОПТИМИЗАЦИЯ ПРОЦЕССА НАРАСТАНИЯ ПЛАСТИЧЕСКОЙ ПРОЧНОСТИ ЯЧЕЙСТОБЕТОННОЙ СМЕСИ

В связи с тем, что практически все заводы мира, производящие ячеистые бетоны, перешли на резательную технологию производства, исследование кинетики нарастания прочности ячеистобетонной смеси, является очень важной технологической задачей, целью которой является установление времени выдержки изделий до срезки горбушки и времени для резки массива на блоки, до тепловой обработки. Время резки массива на передовых предприятиях находится в пределах 2-3 часов, меньшее количество времени выдержки влияет на технические свойства ячеистого бетона, так должны пройти совокупные полные процессы вспучивания ячеистобетонной массы и одновременные процессы набора пластической прочности, стабилизироваться плотность и прочность сырца. Увеличение времени выдержки изделий более 3х часов, в первую очередь, экономически не оправдано, увеличивается время технологического цикла производства, ухудшаются физико-механические показатели и качество нарезанных изделий.

Для получения неавтоклавного ячеистого бетона с заданными свойствами необходимы оптимальное сочетание процессов газовыделения соответствующего газообразователя, тепловыделения и гидратаций вяжущего, набора пластической прочности, обеспечивающих качественную структуру пор и межпоровой перегородки и минимальную осадку ячеистобетонной массы. Именно ячеистобетонная смесь при оптимальных условиях протекания процесса структурообразования закладывает основу получения максимальных физико-механических характеристик и дальнейшую эксплуатационную стойкость изделий из ячеистого бетона любой плотности /1, 2/.

При проведении эксперимента в качестве цемента использовали портландцемент семипалатинского цементного завода и шлакопортландцемент Карагандинского (Актау) заводов.

Однако известно, что использование в качестве вяжущего шлакопортландцемента требует проведения тщательных исследований, особенно, когда вопрос стоит об использовании его в ячеистых бетонах.

В шлакопортландцементных процессах гидратации и твердения характеризуются замедленными темпами в начальный период, особенно, при низких положительных температурах, а также необходимостью применять более длительные режимы тепловой обработки – отметим, что эти исследования касались только тяжелых обычных видов бетона. Нами экспериментально установлено, что наибольшая прочность нарастания скорости газообразования и повышения коэффициента использования порообразователя происходит при соотношении кремнеземистого компонента к вяжущему равному 0,6-0,9 и при вводе в смесь до 5 кг/м<sup>3</sup>, полуводного гипса при плотности бетона равного 600 кг/м<sup>3</sup>, которое значительно улучшает пластифицирующие характеристики ячеистобетонной смеси и бетона. Кинетика нарастания пластической прочности в начальный период до 60 минут у смеси на шлакопортландцементе замедленнее, чем на портландцементе. Время достижения пластической прочности, равной 0,012МПа, достаточной для срезки горбушки достигается на портландцементе через 120 минут, а на шлакопортландцементе через 135 минут. Исследованием также установлено, что интенсивность набора пластической прочности на шлакопортландцементе после 135 минут ускоряется и выше, чем смеси на портландцементе им время резки массивов на изделия равного 0,02МПа достигаются ими практически одновременно и лежат в интервале порядка 150-180 минут, т.е. с точки зрения нарастания пластической прочности ячеистобетонной смеси оба вида цемента удовлетворительны и могут быть рекомендованы в производстве и дальнейшего исследования свойств и стойкости. Исследования кинетики нарастания пластической прочности проводится с целью определения времени выдержки изделия до срезки горбушки, или до резки массивов при резательной технологий производства, а также времени до установки изделий на пост тепловлажностной обработки.

Сокращение длительности выдержки изделий до тепловлажностной обработки позволяет увеличить цикл оборотов форм в производственных условиях.

Из практики известно, что при производстве ячеистых бетонов у некоторых составов с

использованием обычных кварцевых песков наблюдается медленный темп нарастания пластической прочности и, соответственно, время срезки горбушки достигается только через 4-5 часов, поэтому в производственных условиях используют специальные мероприятия по обеспечению ускорения темпа нарастания пластической прочности ячеистобетонной смеси, как дополнительная выдержка в термокамерах при температуре 70-80<sup>0</sup>С или ввод в смесь специальных добавок.

Разработанные технологические параметры обеспечили, в этом случае также и оптимальное сочетание процессов газовыделения с набором пластической прочности, что дало возможность придать ячеистобетонной смеси оптимальную структуру пор и межпоровой перегородки и минимальную осадку ячеистобетонной массы, плотность бетона была близка к расчетной, т.е. 600 кг/м<sup>3</sup>.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Кривицкий М.Я., Волосов Н.С. Заводское изготовление изделий из пенобетона и пеносиликата. - М. Госстройиздат. 1958.
2. Паримбетов Б.П. Строительные материалы из минеральных отходов промышленности. -М. Стройиздат, 1978 г.

**Ажидинов Саиддин Сапардинович** - к.т.н., доцент КазАТК (Шымкент)

#### ИССЛЕДОВАНИЕ БЫСТРОРАЗВИВАЮЩИХСЯ ДЕФОРМАЦИЙ БЕТОНА ПОД ВОЗДЕЙСТВИЕМ ДЛИТЕЛЬНЫХ СЖИМАЮЩИХ НАГРУЗОК

Выбор эффективной функции для описания длительных процессов деформирования бетона во времени одна из актуальнейших проблем в теории ползучести. В работе /1/ для описания процесса деформирования бетона под длительными сжимающими нагрузками предложена трехпараметрическая функции времени и напряжений (1) с тремя числовыми параметрами

$$Y = Y_m \frac{x^n}{a^n \pm x^n}, \quad (1)$$

где  $Y$  - текущие значения деформаций ползучести, проявившиеся за период времени наблюдения  $x = t - \tau$ ;  $Y_m$  предельное (при  $x \rightarrow \infty$ ) значение удельных деформаций ползучести бетона;  $a$ , и  $n$  - числовые параметры, зависящие, согласно /1/ от уровня приложенных напряжений  $\eta = \sigma / R_{pr}$  ( $R_{pr}$  - призмочная прочность бетона в момент загрузки постоянной нагрузкой)..

Функция (1) подробно рассмотрена и обоснована результатами экспериментальных исследований в работе /2/. Там же обоснована возможность получения весьма надежной аппроксимации кривых ползучести на большом промежутке времени измерений (20 и более лет). Исключение составил лишь некоторый промежуток времени наблюдений на начальной стадии процесса (порядка 1-2 суток с момента приложения постоянной нагрузки), где обнаружены систематические отклонения измеренных деформаций ползучести бетона от результатов устойчивой аппроксимации функцией (1) соответствующих кривых деформаций на весь последующий период времени наблюдений. Впервые внимание на отклонения кривых на этом участке от общей закономерности деформирования было обращено в работе /3/, где отклонения объяснены наличием компоненты суммарных деформаций ползучести, которая согласно С.В.Александровскому /4/ названа быстроснатекающей.

В работе /2/ содержится экспериментально-статистическое обоснование протяженности начального участка. Оно основывалось на использовании базовой трехпараметрической функции времени (1), которая в преобразованных координатах имеет вид:

$$\frac{X_i^n}{Y_i} = \left( \frac{a^n}{Y_m} \right) \pm \frac{X_i^n}{Y_m}, \quad (2)$$

В /1/ на основе опытных данных и объективных статистических критериев доказано, что протяженность по времени начального участка кривых ползучести, на котором в координатах  $X_i^n / Y_i - X_i^n$  обнаруживаются очевидные отклонения результатов измерений от регрессионной прямой (2), которая стремительно уменьшается по мере роста уровня напряжений  $\eta$ . В области напряжений  $\eta = 0,3 - 0,75$ , не превышающих предела длительной прочности, она составила примерно 0,3 - 1,75 суток.



Согласно /3/ аппроксимация начального участка кривой при времени наблюдения до 1 суток включительно, может быть представлена в виде

$$Y_i = Y_1 X_i^q, \quad (3)$$

где  $Y_i$  - значение деформаций ползучести бетона при  $X_i = 1$  сут.;  $q$  - числовой параметр, меньший единицы.

В /3/ при обработке результатов измерений в 21 опытной реализации разных авторов доказано, что функция (3) обеспечивает высокую точность аппроксимации деформаций на указанном начальном участке (коэффициенты корреляции не менее 0,995). Получена мультипликативная модель для оценки параметра  $q$  в функции (3)

$$q = K \sqrt[3]{P_z} (1 + 0,625M), \quad (4)$$

где  $P$  - содержание цементного теста в долях по массе композита;  $M$  - открытая удельная поверхность опытных образцов,  $\text{см}^{-1}$ ;  $K$  - коэффициент, принятый равным 0,32.

В настоящей работе выборка опытных данных для оценки параметра  $q$  в (3) была расширена примерно в 2 раза за счет включения в нее данных автора /2/, а также некоторых новых данных из зарубежных источников /6/. В этих опытах варьировались помимо учтенных в (4) влияние уровня и возраста загрузки цементных композитов. Размах варьирования главных факторов представлен в таблице 1.

Таблица 1.

Варьируемые факторы	Размах варьирования	
	min	max
Призменная прочность бетона в момент загрузки $R_{pr}$ , МПа	7,5	127
Содержание цементного теста в композите $P_z$	0,20	1,0
Возраст в момент загрузки $\tau$ , сут.	7	14600
Уровень относительной постоянной нагрузки $\eta$	0,1	0,88
Модуль открытой поверхности образца $M$ , $\text{см}^{-1}$ .	0	0,8

Как следует из таблицы 1, размах варьирования всех перечисленных в таблице факторов чрезвычайно высок и охватывает практически все возможные варианты цементных композитов (от чистого цементного камня до бетона на крупном заполнителе). Согласно данным таблицы 1 широко изменялся также возраст в момент загрузки, масштабный фактор и уровень нагрузки.

Тем не менее результаты статистического анализа всей выборки ( $N = 43$ ) показали вполне удовлетворительное совпадение с результатами аппроксимации на основе функции (3) существующих опытных данных (коэффициент корреляции - не менее 0,98).

На основании этого анализа получена мультипликативная модель для оценки параметра  $q$  с четырьмя факторами в виде, аналогичном (4)

$$q = K (P_z)^{0,2} (1 + 0,625M) (1 - 0,285\eta) \left( \frac{31,3 + 0,81\tau}{25,6 + \tau} \right), \quad (5)$$

где  $\tau$  - возраст в момент загрузки, сут.;  $\eta$  - относительный уровень напряжений  $\sigma / R_{pr}$ ;  $K$  - коэффициент, составивший по статистической оценке 0,36; остальные обозначения - согласно (4).

Статистические характеристики модели (5) по всем трем блокам результатов измерений деформаций представлены в таблице 2.

Таблица 2.

Блок опытных реализаций	Количество реализаций	Статистические характеристики			
		по модели (3)		по модели (4)	
		$m_{cp}$	$\delta, \%$	$m_{cp}$	$\delta, \%$
Из работы /3/	21	0,96	16,5	0,91	12,3
Из работы /6/	11	0,95	10,8	0,92	8,9
По данным авторов из работы /2/	11	1,26	13,6	1,23	9,1
По всей выборке	43	1,04	19,2	0,996	17,3

Мультипликативная модель (5) позволяет учесть в отличие от (4) влияние на параметр  $q$  двух дополнительных факторов ( $\eta$  и  $\tau$ ), что, в принципе, улучшает совпадение с опытными данными.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Ажидинов С.С. Трехпараметрическая функция для моделирования процессов деформации и



разрушения бетона под длительной нагрузкой // Вестник КазАТК №5, 2004, с. 116-122.

2. Ажиудинов С.С. Результаты экспериментальных исследований длительной прочности бетона. Сб. научн. тр. республиканской научно-технической конференции с участием зарубежных ученых «Достижения казахстанской науки в области строительной механики инженерных сооружений», Алматы, КазАТК 2005 г.

3. Щербаков Е.Н. Особенности быстроснатекающей ползучести бетона и способ прогнозирования этих деформаций.- В сб.: Исследования прочности бетона и железобетонных конструкций для транспортного строительства, М.: ЦНИИС, 1990.

4. Арутюнян Н.Х., Александровский С.В. Современное состояние развития теории ползучести бетона. - В сб.: Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1976.

5. Wagner O. Das Kriechen unbewerten Betons. - DAfS, N 131, Berlin, 1958.

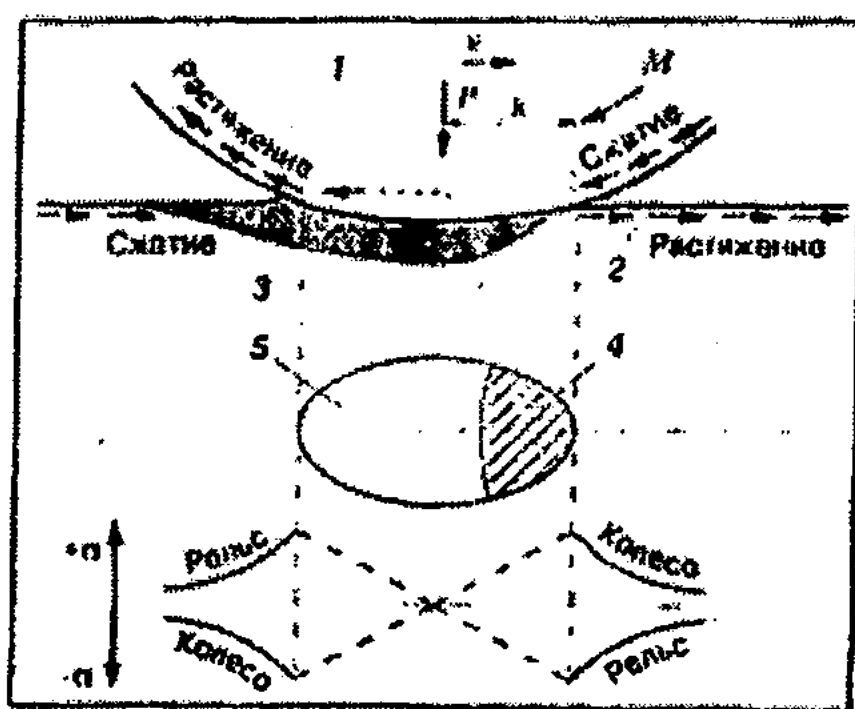
6. Wittmann F. Bestimmung physikalischer Eigenschaften des Zementsteins. - DAfS, N. 232, Berlin, 1974.

**Биттибаев Совет Мешитбаевич** – д.т.н., профессор КазАТК (Алматы)

### НЕКОТОРЫЕ ПРОБЛЕМЫ РАЗРУШЕНИЯ ПОВЕРХНОСТЕЙ КАТАНИЯ КОЛЕС И РЕЛЬСОВ ПРИ ДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЖЕНИЯХ

Как известно, условия разрушения поверхностей катания колес подвижного состава и рельсов железнодорожного магистрального пути взаимосвязаны и взаимообусловлены. Это определяется, прежде всего, динамическим воздействием колес подвижного состава на путь и возмущениями рельсового пути. Как правильно отмечается в работе /1/ «Возмущения, действующие на подвижной состав, являются наиболее сложной и менее других изученной областью динамики рельсового транспорта, что объясняется сложностью взаимодействия колесных пар подвижного состава и пути».

Одна из возможных схем взаимодействия колеса подвижного состава и пути опубликована в журнале «Локомотив», №3, 2006 профессором Г.С. Гура под заголовком «Колесо-рельс: проблемы, противоречия компромиссы» /2/, которая показывает, что геометрия контактного взаимодействия, определяющая как возможные распределения знакопеременных динамических нагрузений, так и их последствия, связаны с повреждениями поверхностей катания колес и рельсов (износ выщербины, трещины) зависит, главным образом, от величины деформации как колеса, так и (в основном) от деформации рельса. При этом коэффициент трения как качения, так и скольжения являются геометрической характеристикой фрикционного контакта (рис. 1).



1-колесо; 2-рельс; 3-упруго деформируемый слой фрикционного контакта; 4-зона качения колеса с проскальзыванием; 5-зона сцепления

$R$ -нагрузка на рельс;  $M$ -крутящий момент;  $V$ -вектор скорости движения;  $k$ -коэффициент трения качения;  $+σ$ -касательное напряжение сжатия;  $-σ$ -касательное напряжение растяжения материалов в зоне контакта

Рисунок 1. Схема взаимодействия колеса и рельса

Поверхностные дефекты появляющиеся в процессе эксплуатации как на поверхности катания колес (дефекты 20, 21, 22 по классификации неисправностей вагонных колесных пар и их элементов), так и на поверхности катания рельсов (дефекты 10, 11, 14, 17 и 18 по классификации дефектов на железнодорожных рельсах) существенно изменяют динамику контакта. Так, выщербины на поверхности контакта колеса с рельсом нарушают плавность качения колесной пары и при высоких скоростях движения вредно отражаются на рельсах, а также на подвижном составе. Выкрашивания поверхностей катания приводят к необходимости преждевременной обточки



колесных пар. Как отмечено в /3/, в современных условиях работы железнодорожного транспорта и при внедрении роликовых буксовых подшипников борьба с выкрашиванием становится одной из основных проблем улучшения качества колес. С другой стороны, как показано в /4/, за последние десятилетия существенно изменилась структура дефектов рельсов (таб. 1). Так, основной вид дефекта – выкрашивание металла на поверхности головки рельсов, составляющий 44,3% от всех видов дефектов рельсов по данным 2000г. по сравнению с 1980г., вырос в 2 раза (таб. 1).

Таблица 1. Распределение структуры дефектов рельсов за последние десятилетия /3/

Вид повреждений	Распределение повреждений по годам, %								
	1950	1960	1970	1980	1990	1995	1996	1998	2000
Выкрашивание металла на поверхности головки	3,1	17,5	25,3	22,6	19,4	29,5	36,5	43,3	44,3
Поперечные трещины в головке									
Продольные трещины в головке	1,6	4,3	17,6	21,7	22,1	11,8	12,1	14,0	16,2
Смятие и износ головки	10,3	15,5	8,6	5,8	5,4	3,8	3,9	4,7	6,0
Повреждение шейки	3,3	8,2	22,7	24,6	31,7	47,1	40,1	28,4	24,5
Повреждение подошвы	68,4	41,4	17,3	21,2	17,6	4,9	4,2	4,2	4,5
Изломы по всему сечению	3,4	1,7	5,3	1,3	1,5	0,7	0,6	0,6	0,9
Прочие дефекты	1,4	0,6	0,3	0,2	0,2	0,1	0,1	0,2	0,1
	8,5	10,8	2,9	2,6	2,1	2,1	2,5	4,6	3,5

По данным /5/ причинами подобного изменения структуры дефектов рельсов являются:

- увеличение прочности и надежности пути за счет укладки более прочных и надежных конструкций верхнего строения пути;
- повышение нагрузок от колеса, массы и длины поездов;
- изменение (в основном понижение) скоростей движения в кривых без соответствующего уменьшения возвышения наружного рельса;
- рост число неровностей на колесных в виде выщербин, ползунов и наваров;
- нехватка рабочих на текущем содержанию пути.

Основные типы поверхностных дефектов в виде выкрашивании рельсового металла в стыке (дефект 17.1) и выщербины второго типа на поверхности катания рельсов приведены на рисунке 2 и 3.

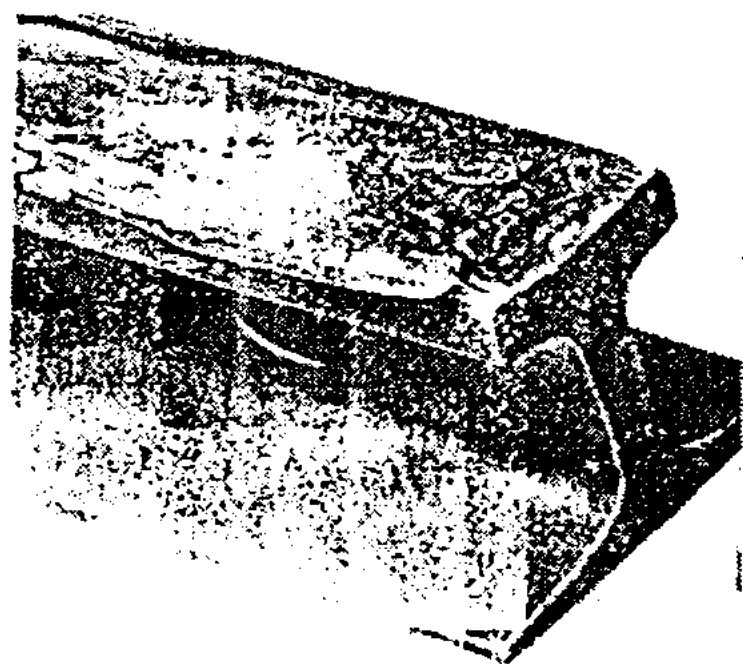


Рисунок 2. Выкрашивание рельсового металла в стыке (дефект 17.1)

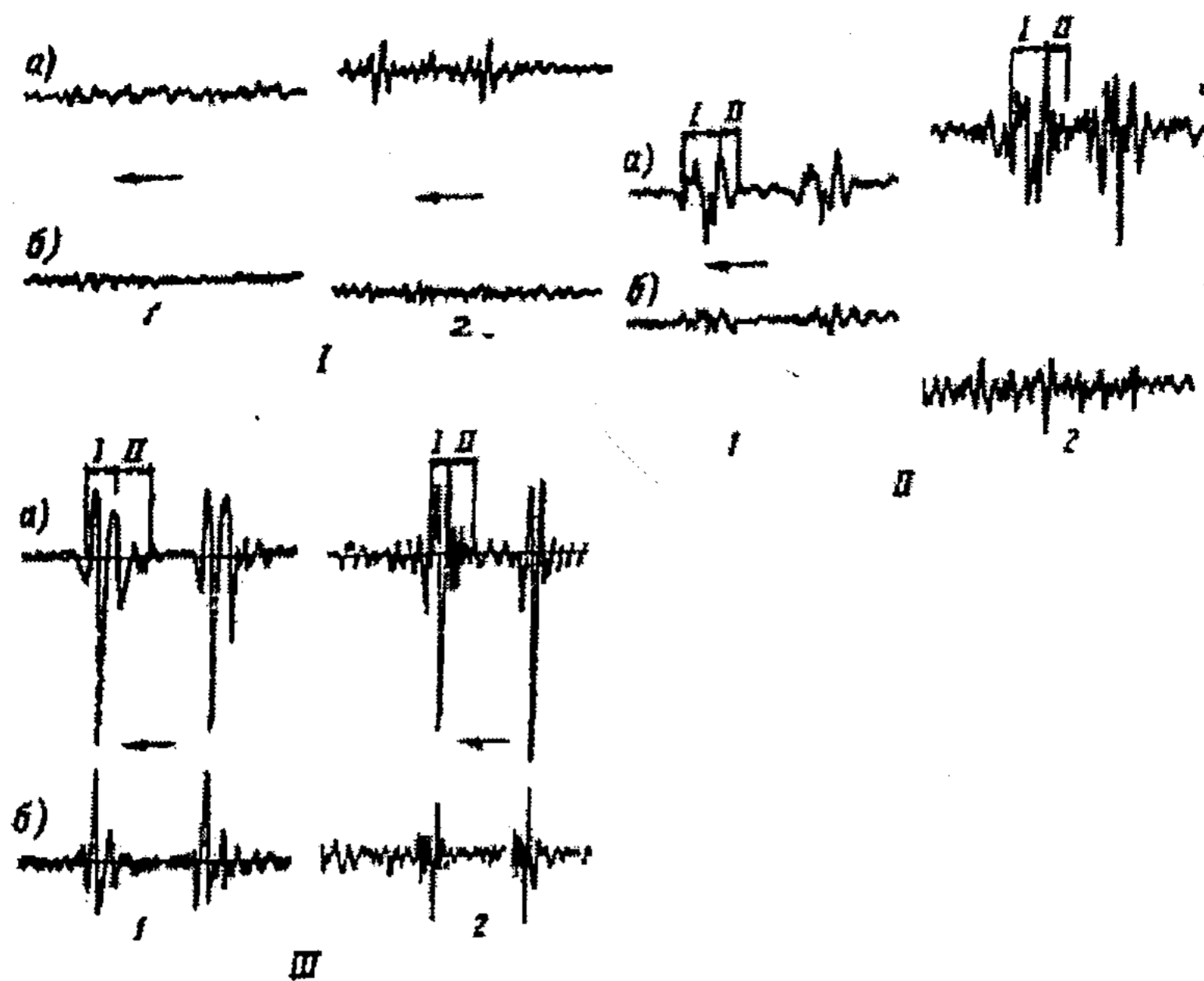


Рисунок 3. Типичный вид выщербины второго типа

Принимая во внимание основные причины ухудшения дефектности, как колес так и рельсов, следует отметить, что дефекты типа выкрашивании и выщербин, приводящих к преждевременным



изъятиям рельсов с пути и обточкам колесных пар, являются результатами хрупких разрушений поверхностей катания при динамических, в основном ударных воздействиях /6/. Это косвенно подтверждается осциллограммами вертикальных и горизонтальных ускорений в балласте при скорости 70км/ч на пути с деревянными и железобетонными шпалами, имеющих одиночные изолированные неровности на поверхности катания рельсов (рис. 4) /7/.



I-«ровный» рельс; II-неровность длиной 50см, глубиной 1мм; III-неровность длиной 25см, глубиной 1мм; 1-деревянные; 2-железобетонные шпалы

Рисунок 4. Образец осциллограмм вертикальных (а) и горизонтальных (б) ускорений в балласте при скорости 70км/ч

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Исследование динамики и прочности пассажирских вагонов / Под. Ред. С.Н.Соколова М.: Машиностроение, 1976, 223 с.
2. Гура Г.С. «Колесо-рельс»: проблемы, противоречия, компромиссы // Локомотивы, 2006, №3, с. 30-33.
3. Ларин Т.В., Девяткин В.П. О природе выкрашивания поверхности катания железнодорожных рельс. – Сб. «Контактная прочность машиностроительных материалов» М., Наука, 1964, с. 147-151.
4. Повышение надежности пути. / Под ред. Лысюка В.С. М., Транспорт, 1999-256 с.
5. Биттибаев С.М. Усталостное разрушение при малоцикловом нагружении // Наука и образование Южного Казахстана – Шымкент, 2000, с. 27-31.
6. Биттибаев С.М. Проблемы прочности элементов транспортных конструкций // Вестник КазАТК, 2003, №2, С. 27-31.
7. Колюхов А.Д. Остаточное напряжение в железнодорожных рельсах. – Сб. «Остаточные напряжения и прочность железнодорожных рельсов». Под ред. В.Н. Власова. М., Транспорт, 1973, С. 10-27.

Исаханов Еркин Абдирашидович – д.т.н., профессор КазАТК (Алматы)

#### ТЕХНИЧЕСКАЯ ТЕОРИЯ ПОЛЗУЧЕСТИ В РАСЧЕТАХ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ И ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Проектирование и строительство зданий и сооружений объектов транспортного комплекса требуют дальнейшего совершенствования методов расчета оснований и грунтовых сооружений. Этому способствуют изучение механических свойств региональных грунтов и установление новых закономерностей деформируемости и ползучести грунтов.

Технические теории ползучести нашли широкое применение для описания поведения металлов, бетонов и других материалов. К техническим теориям ползучести в механике сплошной среды /1-3/ относятся: теория старения, теория течения, теория упрочнения.

Теории старения и теория течения широко используются для описания реологических



свойств различных материалов (металлов, бетона, горных пород и т.п.) /2-5/.

Теория упрочнения до настоящего времени недостаточно использована для описания поведения грунтов в качестве оснований и земляных сооружений.

Применение теории упрочнения для металлов рассмотрены в трудах Ю.Н.Работнова, В.М.Панферова /2/ и др., ими получены экспериментально обоснованные уравнения состояния.

Для количественной оценки явления ползучести необходима аналитическая связь между изменяющимися во времени деформациями ( $\varepsilon$ ), напряжениями ( $\sigma$ ), скоростями деформаций ( $\dot{\varepsilon}$ ), скоростями напряжений ( $\dot{\sigma}$ ), константами.

В общем виде реологическое уравнение состояния среды по теории упрочнения представляются в виде /5-6/:

$$\Phi(\varepsilon, \sigma, \dot{\varepsilon}, \dot{\sigma})=0 \quad (1)$$

На основании экспериментальных исследований различными авторами получены реологические уравнения состояния для грунтов в виде:

М.Саито и Х.Уезава /7/:

$$\lg t = C - \lg \dot{\varepsilon} \quad (2)$$

Г.М.Ломизе и А.А.Музафаров /8/:

$$\dot{\varepsilon} = (\sigma_{ср}, \sigma_{i}, \sigma_{i}) \quad (3)$$

Г.М. Ломизе и Л.Е.Голдыштейн:

$$\dot{\varepsilon}_{i} = (\sigma_{ср}, \sigma_{i}, \sigma_{i}, K) \quad (4)$$

Г.М.Ломизе, И.Н.Иващенко, Е.А.Исаханов /8-9/:

$$\Phi(\sigma_{ср}, \dot{\varepsilon}_{ср}, \sigma_{i}, \dot{\varepsilon}_{i}, \dot{\varepsilon}_{i}, \sigma_{i})=0, \quad (5)$$

где  $\sigma_{ср}$ ,  $\dot{\varepsilon}_{ср}$  – среднее напряжение и деформация.

По результатам наших исследований для плотных глинистых грунтов в условиях трехосного сжатия получены реологические уравнения состояния для сдвиговых и объемных деформаций в виде /8/:

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}_{i} &= \dot{\varepsilon}_{i}(\sigma_{ср}, \dot{\varepsilon}_{ср}, \sigma_{i}, \dot{\varepsilon}_{i}) - \text{сдвиговая} \\ \dot{\varepsilon}_{ср} &= \dot{\varepsilon}_{ср}(\sigma_{ср}, \dot{\varepsilon}_{i}) - \text{объемная} \end{aligned} \quad (6)$$

или

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}_{i} &= \dot{\varepsilon}_{i}(\sigma_{ср}, \dot{\varepsilon}_{ср}, \sigma_{i}, \dot{\varepsilon}_{i}) - \text{сдвиговая} \\ \dot{\varepsilon}_{ср} &= \dot{\varepsilon}_{ср}(\sigma_{ср}, \sigma_{i}) - \text{объемная} \end{aligned} \quad (7)$$

В уравнениях (6,7) скоростными факторами являются  $\dot{\varepsilon}_{i}$ ,  $\sigma_{i}$ .

Выполнена аппроксимация уравнений (6,7). Разработаны алгоритмы решения прикладных задач для геомеханики и механики деформируемых сред /9-11/. В основу положены метод последовательных приближений и энергетический метод, которые в сочетании дали возможность получить численное решение с учетом различных скоростных факторов. При заданной скорости деформации или напряжения в узловых точках грунтового массива варьируются напряжения и деформации с учетом реологических уравнений состояния. Так как процесс деформирования непрерывен, то на каждом шаге во времени находится решение, соответствующее минимуму полной потенциальной энергии системы. В пределе, когда скорости деформаций или скорости напряжений близки к нулю, получены решения для пластических деформаций грунта.

Решены следующие задачи:

1. Расчет напряженно-деформируемого состояния (НДС) и осадок дорожной насыпи;
2. Расчет основания конструкций, работающих в условиях плоской задачи;
3. Расчет НДС основания и осадок фундаментных плит, работающих в условиях пространственной задачи.
4. Расчет осадок сооружений по теории ползучести типа упрочнения:
  - Здание радиотелевизионной передающей станции на горе Кок-Тюбе в г. Алматы.
  - Здание МГУ им. М.В.Ломоносова на Воробьевых горах в г. Москве.
  - Дымовая труба высотой 180 м. (г. Пенза, РФ).
5. Расчет осадок стандартного штампа;
6. Расчет плит и балок, лежащих на упруго-вязко-пластическом основании.

Выводы:

1. Экспериментально обоснованы и впервые предложены реологические уравнения состояния на основе теории ползучести типа упрочнения для описания ползучести плотных глинистых грунтов;
2. Разработаны алгоритмы и программы расчета дорожной насыпи, основания ленточного фундамента, основания плит с учетом нелинейной деформируемости и ползучести грунтов (20 программ – соавторы: Достанова С.Х., Токпанова К.Е.);



3. Предложены приближенные формулы для инженерных расчетов осадок сооружений и оснований с учетом ползучести грунта;
4. Предложенные реологические уравнения состояния достаточно хорошо описали осадки во времени (30-40 лет) уникальных сооружений как РПТС в г. Алматы и здание МГУ в г. Москве;
5. Полученные уравнения состояния дают возможность уточненного расчета фундаментных плит и жестких дорожных покрытий на статические и динамические воздействия

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Безухов Н.И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести. Москва, ВШ, 1961, 537 с.
2. Работнов Ю.Н. Ползучесть элементов конструкций. Москва, Наука, 1966, 752 с.
3. Ржаницын А.Р. Теория ползучести. Москва, Стройиздат, 1968, 416 с.
4. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов, Москва, ВШ, 1978, 447 с.
5. Месчян С.Р. Ползучесть глинистых грунтов. Ереван, Изв. АН АрмюССР, 1967, 318 с.
6. Ширинкулов Т.Ш., Зарецкий Ю.К. Ползучесть и консолидация грунтов. Ташкент, Фан, 1986, 392с.
7. Сайтов М., Уезава Х.. Разрушение грунта в результате ползучести/ Механика грунтов и фундаментостроение (Труды V международ конгресса), Москва, Стройиздат, 1966, с. 96-104.
8. Исаханов Е.А. Реологические свойства плотных глинистых грунтов и расчет сооружений. Алматы, Бастау, 2000, 144 с.
9. Исаханов Е.А., Достанова С.Х., Токпанова К.Е. Алгоритм решения геотехнических задач транспортных сооружений. Материалы 1 Международ науч.-практ. конф. «Транспорт Евразии: взгляд в XXI век». Алматы, 2000, с. 207-209.
10. Исаханов Е.А., Токпанова К.Е. Энергетический метод к расчету грунтового основания. Материалы 1 Международ науч. практ. конф. «Транспорт Евразии: взгляд в XXI век». Алматы, 2000, с. 207-209.
11. Исаханов Е.А., Достанова С.Х., Токпанова К.Е. Численный расчет транспортных сооружений с учетом упруго-вязко-пластических свойств грунта. Труды Международ науч. практ. конф. «Железнодорожный транспорт Казахстана: История и перспективы экономического роста», посвящ. 100-летию железной дороги Казахстана и 125-летию со дня рождения М. Тынышпаева, т. 2, Алматы, 2004, с. 87-89.

**Джалаилов Асылхан Касенович** - д.т.н., профессор КазАТК (Алматы)  
**Каипова Асем Адаевна** - аспирант КазАТК (Алматы)

#### К РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ МОСТОВЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК НА ОСНОВЕ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

Разработка и совершенствование нормативных методик расчета прочности нормальных сечений железобетонных конструкций зданий и сооружений при действии изгибающих моментов и продольных сил в бывшем СССР и в ряде европейских стран развивалась в следующих направлениях.

Методика расчета, принятая в большинстве европейских стран, базировалась на расчетных моделях, в основе которых были диаграммы деформирования бетона и арматуры и гипотеза плоских сечений.

Методика расчета, принятая в бывшем СССР, базировалась на кривой, полученной экспериментальным путем, где напряжения в растянутой арматуре принимались в зависимости от относительной высоты сжатой зоны бетона.

В начале 90-годов прошлого столетия в Российской Федерации наметилась тенденция к гармонизации отечественных норм с нормами ЕКБ-ФИП, т.е. к использованию диаграмм состояния бетона и арматуры в расчетах прочности нормальных сечений железобетонных элементов /1/.

В 2003 году Госстроем России был утвержден нормативный документ СНиП 52-01-2003 в котором расчет прочности нормальных сечений бетонных и железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил уже может производиться с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры /2/.

В развитие данного документа был разработан свод правил СП 52-102-2004, в котором приведена методика расчета прочности предварительно напряженных железобетонных конструкций с использованием нелинейной деформационной модели /3/.

В проекте мостовых норм, разработанных по инициативе корпорации «Трансстрой»



институтами ЦНИИС, Гипростроймост и Союздорпроект, при расчете железобетонных конструкций мостов /4/ были сохранены основные положения действующего нормативного документа СНиП 2-05-03-84\* «Мосты и трубы». Это свидетельствует об осторожном подходе и нелинейная деформационная модель не была принята для расчета мостовых железобетонных элементов.

Ниже в статье рассматриваются предложения некоторых авторов по аппроксимации кривой деформирования бетона, с точки зрения использования их при расчете мостовых железобетонных балок /5-8/.

Важным с точки зрения точности расчета является аналитическое представление диаграммы деформирования бетона. Имеется достаточно большое число предложений, в которых даются зависимости для описания кривой деформирования бетона.

На рисунке 1 дана трансформированная диаграмма деформирования бетона, предложенная в работах /5, 6/ и которая была принята в нормативных документах /2, 3/. По оси абсцисс представлены деформации бетона, по оси ординат – напряжения в бетоне.

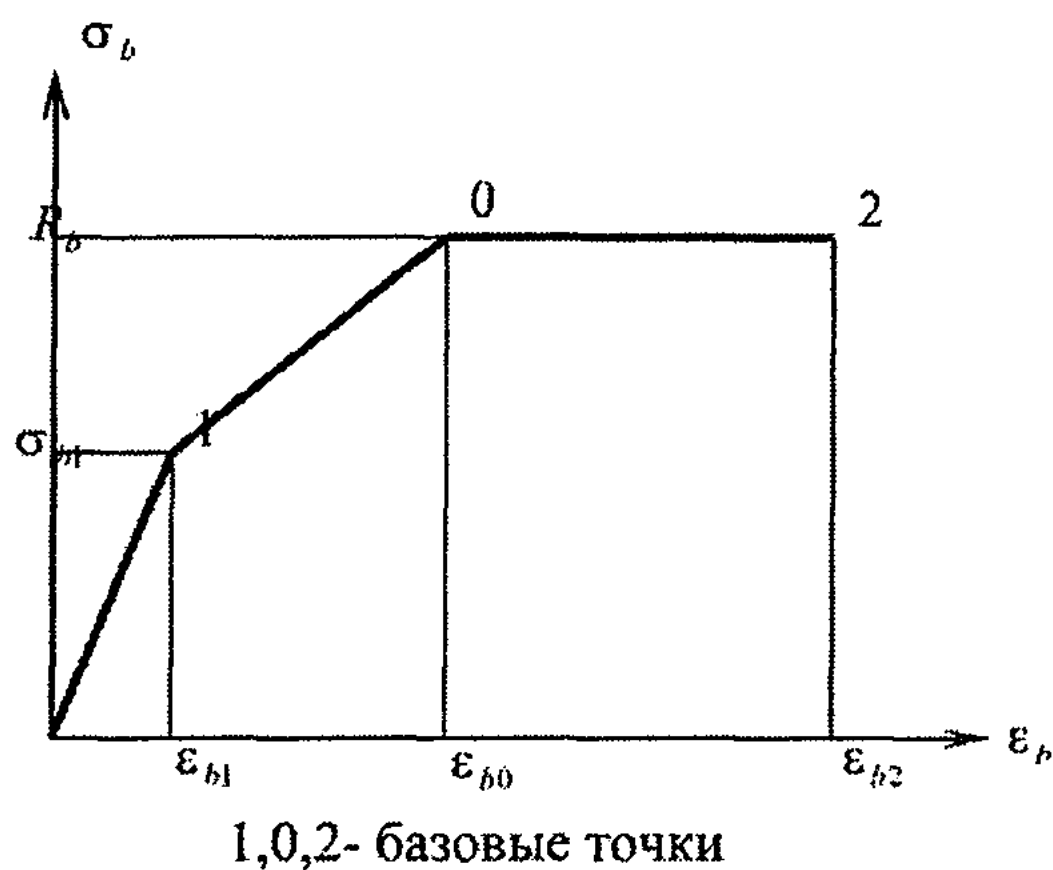


Рисунок 1. Диаграмма деформирования бетона

Данная трехлинейная диаграмма имеет наклонные участки, которые указывают на упругую и упруго-пластическую работу бетона и горизонтальный участок, указывающий на пластическую работу бетона. В данной диаграмме в качестве базовой принимается точка 0 в вершине фактической криволинейной диаграммы деформаций бетона, отвечающая максимальному напряжению (призмочной прочности)  $R_b$ .

Первый отрезок данной диаграммы характеризует собой упругую работу бетона и определяется зависимостью

$$\sigma_{b1} = E_b \cdot \varepsilon_b \quad (1)$$

Точка 1 на диаграмме характеризует собой границу упругой работы бетона до напряжений  $\sigma_{b1} = 0,6 \cdot R_b$  и относительной деформации  $\varepsilon_b = \varepsilon_{b1}$ .

Второй участок характеризует собой упруго-пластическую работу бетона на участке 1-0 диаграммы где напряжения и относительные деформации между собой связаны зависимостью

$$\sigma_b = R_b \cdot \left[ 0,6 + 0,4 \cdot \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} \right] \quad (2)$$

Горизонтальный участок диаграммы, характеризует пластическую работу бетона, где напряжения в бетоне имеют максимальную величину, равную призмочной прочности бетона  $\sigma_b = R_b$ , а деформации бетона могут иметь максимальную величину, равную  $\varepsilon_b = \varepsilon_{b2}$ .

Второй подход, изложенный в работе /7/, основан на аппроксимации криволинейной диаграммы деформирования бетона, принятой в нормах ЕКБ-ФИП. Криволинейная диаграмма, принятая в этих нормах определяется зависимостью (рис. 2)

$$\sigma_b = R_b \cdot \frac{\frac{E_b}{E_{b0}} \cdot \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} - \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right)^2}{1 + \left( \frac{E_b}{E_{b0}} - 2 \right) \cdot \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}}} \quad (3)$$



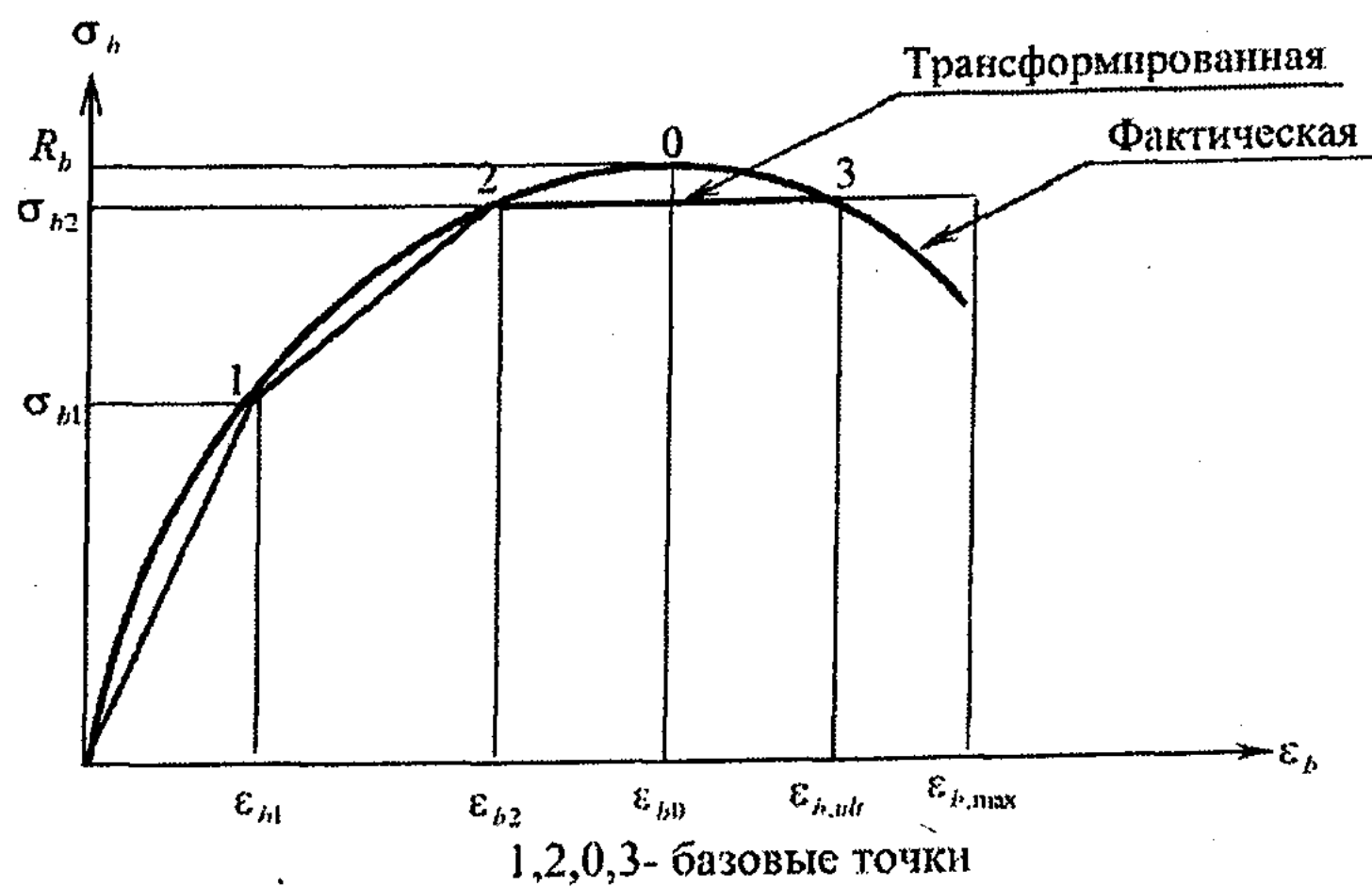


Рисунок 2. Диаграммы деформирования бетона

Предлагаемая в работе /7/ трансформированная диаграмма деформирования бетона по своему очертанию аналогична диаграмме, представленной на рисунке 1. Ее отличие состоит в том, что максимальное напряжение в бетоне принимается равным  $\sigma_{b2} = 0,85 \cdot R_b$ . Напряжения в бетоне на участке диаграммы 1-2 предлагается определять из зависимости

$$\sigma_b = R_b \cdot \left[ 0,6 + 0,25 \cdot \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b1}} \right] \quad (4)$$

Таким образом, максимальные напряжения в бетоне принимаются равными  $\sigma_b = 0,85 \cdot R_b$ , а предельные деформации бетона принимаются равными  $\varepsilon_b = \varepsilon_{b,ult}$ . Предельная деформация бетона  $\varepsilon_{b,ult}$  как следует из работы /7/ определяется из уравнения (3) при  $\sigma_b = 0,85 \cdot R_b$ .

Анализ диаграмм деформирования бетона, представленных на рисунок 1,2 показал, что их горизонтальные участки не учитывают снижения прочности бетона на нисходящей ветви кривой. Кроме того, в работе /7/ максимальные напряжения в бетоне принимаются равными  $\sigma_b = 0,85 \cdot R_b$ , что не соответствует действительности.

Следует отметить, что в работах /5, 6/ предельные деформации бетона принимаются равными  $\varepsilon_b = \varepsilon_{b2} = 0,0035$  и не зависят от призмной прочности бетона  $R_b$ . В работе /7/ предельные деформации бетона принимаются равными  $\varepsilon_b = \varepsilon_{b,ult}$  и ее величина зависит от призмной прочности бетона  $R_b$ .

В работе /8/ предлагается использовать нелинейную деформационную модель для расчета железобетонных конструкций мостов. Мостовые железобетонные балки, как правило, выполняются предварительно напряженными и армируются высокопрочными сталями.

На рисунке 3 представлена четырехлинейная диаграмма деформирования бетона железобетонной балки, в сечении которой принята напрягаемая арматура. Параметры точки 1 диаграммы приняты равными параметрам точки 1 на диаграммах, показанных на рисунок 1,2. Параметры основной базовой точки 0 приняты равными параметрам точки 0, показанной на рисунке 1.

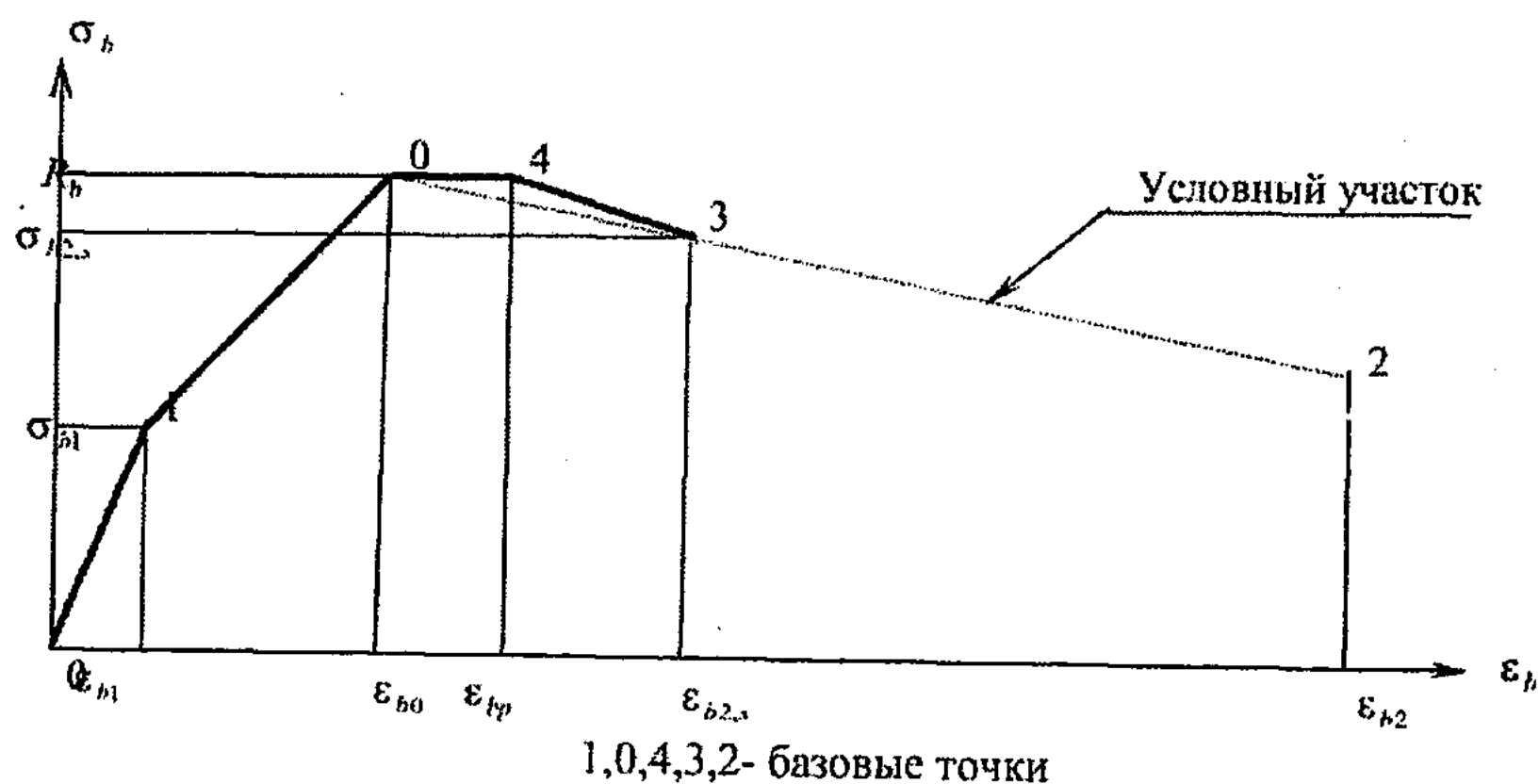


Рисунок 3. Диаграмма деформирования бетона)



Отличительной особенностью диаграммы, представленной на рисунке 3 от диаграмм, показанных на рисунках 1, 2 является наличие наклонного участка 4-3, учитывающего нисходящую ветвь кривой деформирования бетона, представленную на рисунке 2.

При относительной деформации обжатого бетона  $\varepsilon_{bp}$  больше величины относительной деформации  $\varepsilon_{b0}$  по абсолютной величине, напряжения в бетоне 4-3 определяются из зависимости

$$\sigma_b = R_b - (R_b - \sigma_{b2,s}) \cdot \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{bp}}{\varepsilon_{b2,s} - \varepsilon_{bp}} \quad (5)$$

При неоднородном напряженном состоянии напряжения в бетоне  $\sigma_{b2,s}$ , соответствующие предельным относительным деформациям бетона  $\varepsilon_{b2,s}$  в точке 3 диаграммы, определяются по формуле

$$\sigma_{b2,s} = R_b \cdot \left( 1 - 0,5 \cdot \frac{\varepsilon_{b2,s} - \varepsilon_{b0}}{\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b0}} \right) \quad (6)$$

Использование диаграммы, представленной на рисунке 3, в расчетах прочности нормальных сечений железобетонных конструкций мостов при действии изгибающих моментов позволяет учитывать снижение прочности бетона на нисходящей ветви кривой деформирования бетона.

#### Выводы

Рассмотрены предложения по описанию кривой деформирования бетона для использования при расчете прочности мостовых железобетонных балок. Выполнен анализ, приведены условия изменения напряжений и деформаций на каждом участке кривой деформирования.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Залесов А.С., Чистяков Е.А. Гармонизация отечественных нормативных документов с нормами ЕКБ-ФИП // Бетон и железобетон. 1992, №10, с. 2-4.
2. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции – М., ФГУП ЦПП, 2004, 24с.
3. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции – М., ФГУП ЦПП, 2006, 36 с.
4. Полищук Н.А., Платонов А.С., Васильев А.И., Жуков Ю.М. О разработке СНиП и свода Правил по мостовым сооружениям и водопропускным трубам // Транспортное строительство. 2000, № 11, с. 1-6.
5. Залесов А.С., Чистяков Е.А., Ларичева И.Ю. Деформационная расчетная модель железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил // Бетон и железобетон. 1996, №5, с. 16-18.
6. Звездов А.И., Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Расчет прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил по новым нормативным документам // Бетон и железобетон. 2002, № 2, с. 21-25.
7. Рацириниву Де Руссель Жильбер. Деформационная расчетная модель предварительно напряженных железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов: Автореферат кандидатской диссертации. – М., 2000, 17 с.
8. Джалаиров А.К. Диаграммы состояния бетона для расчета железобетонных конструкций мостов на основе деформационной модели // Вестник Казахской академии транспорта и коммуникаций. 2002, № 7, с.14-19.

Исаков Ондасын Абдирашидович – д.т.н., профессор КазАТК (Алматы)

### ЭФФЕКТИВНЫЕ ОКРУЖАЮЩИЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ В УСЛОВИЯХ ЖАРКОГО КЛИМАТА

Теплый период года более благоприятный по комфортности теплового режима для людей, чем холодный. Однако здания, особенно расположенные в южных районах в жаркие летние месяцы подвергаются значительному перегреву. В результате создаются резко дискомфортные тепловые условия в закрытых помещениях, и в связи с этим большая перенапряженность системы терморегуляции организма человека. В этот период года определяющую роль в режиме зданий, играют теплопоступления от солнечной радиации через наружные ограждения, в результате интенсивного облучения с внешней стороны солнцем.

Для решения этой проблемы в данной статье предлагается новая ограждающая конструкция,



а именно наружная стена с теплоизоляционным слоем из отходов кожевенной промышленности, так называемого коллагена. Коллаген – это волокно белков соединительной ткани из мездры шкур длиной 5-10 мм, шириной 3-5мм, толщиной 0,3-1,0 мм с насыпной плотностью 0,42 –0,72 г/м<sup>2</sup>, пористостью 47-58%, рН водной вытяжки 3,8-5,5 влагоемкостью 46-82%, коэффициентом теплопроводности  $\lambda = 0,03-0,07$  Вт/мк, причем содержание хрома в них в пересчете на  $Cr_2O_3$  составляет 6,45-9,27%.

Этот бесплотный материал получают в результате обработки шкур для производство обуви, шубы, дубленок и легкой кожаных плащей, курток. Это производство была представлена тремя заводами хромовой, юфтевой и жесткой кожи, обувной, трикотажной, шерстяной и швейной фабриками в одной Жамбылской области, которая не так давно занимала ведущее место. За счет реформ производство продукции последние годы производство обуви стало 10 тыс. пар в год за период с 1990 по 2003 годы. Рост производства изделий из кожи за 2002 год был произведен на сумму 78,7 млн.тенге, а в 2003 году –82,5 млн.тенге. В настоящий период только на территории Жамбылской области действует свыше 20 средних и 200 малых предприятия легкой промышленности.

Созданы три варианта наружной стены:

- Первый вариант стены состоит из фосфорного шлака перемешенного с коллагеном, соотношением 1:2:5;
- Второй вариант стены состоит из глины перемешенной с коллагеном, соотношением 1:2:5.

Забегая в период отметим, что эти два варианта требуют предварительной гидрофобизации, для увеличения долговечности ограждающей конструкций.

И третий вариант стены изготовлен в виде трехслойной панели с теплоизоляционным слоем из коллагена. В этом варианте средний теплоизоляционный слой получают следующим образом. Коллагены во влажном виде в собственном клеобразующем белке прессуются, затем сушатся. В результате получается сухой твердый материал, как стружечная плита, имеющий низкий коэффициент теплопроводности  $\lambda$ . А наружный и внутренний слои конструктивные железобетонные /1/.

На основе теоретических исследований нами была разработана математическая модель ограждающей конструкции, основанная на известных теориях, позволяющая определить:

- ожидаемую температуру на поверхностях внутренних, наружных и на границах слоев ограждающих конструкций с целью учета ее при проектировании наружных стен и стеновых панелей из отходов производства, в том числе коллагенов;
- температуру в заданной точке по толщине ограждающей конструкции при теплопередаче через ограждающие конструкции;
- количество тепла, поступающего в помещение через наружные стены с целью расчета тепловой нагрузки на системы кондиционирования воздуха;
- оценить теплозащиту ограждающей конструкции. Для определения внутренней поверхности принято известное уравнение:

$$t_{cm} = t_g - \frac{R}{\alpha_n} (t_g - t_n), \text{ } ^\circ\text{C} \quad (1)$$

где  $t_g$  – температура внутренней поверхности;  $t_n$  – температура наружной поверхности;  $\alpha_n$  - коэффициент теплообмена внутренней поверхности ограждающей конструкции; R- термическое сопротивление ограждающей конструкции или ее отдельных слоев.

Для оценки теплозащиты ограждающей конструкции здесь достаточно определить ее термическое сопротивление, которая характеризует теплотехнические качества ограждающих конструкции независимо от положения ее в здании.

Распределение температуры по толщине конструкции исследовано как одномерная задача теплопроводности, математическая модель которая описана формулой

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \lambda^2 \frac{\partial^2 g}{\partial x^2} \quad (2)$$

где t – время распространения температуры;  $\lambda$ - коэффициент теплопроводности слоя; x- расстояние от границы наружной поверхности конструкции до рассматриваемой точки.  $g = g(x, t)$  – температура в момент времени t в точке x, при  $0 \leq x \leq 100$   $t_0 \leq t \leq t_{kr}$

Начальные и граничные условия для (10) определяются по формуле

$$g(t_0, x) = F(x) \quad (3)$$



где  $F(x)-t_0$  - внутренняя температура конструкции в начальный момент и ее значения считается постоянной величиной, т.е.  $F(x) = F_0 = const$  тогда левое граничное условие определяется формулой

$$\vartheta(t,0) = T = f(t) \quad (4)$$

Правое граничное условие задается формулой

$$\vartheta(t,x_n) = T_1 = f_1(t) \quad (5)$$

где  $T_1 = f_1(t)$  - тоже можно считать постоянной величиной, поскольку она принимается равной температуре воздуха в помещении.

Формулам (2), (3), (4), (5) распределение температуры каждого слоя определяется поэтапно. При этом для каждого слоя ограждающей конструкции определяются соответствующие начальные и граничные условия, при этом 2-е граничное условие первого слоя является 1-м граничным условием для второго и т.д.

Солнцезащитные свойства наружных ограждающих конструкций с теплоизоляционными слоями из отходов кожевенной промышленности - коллагена, определены экспериментальными исследованиями в лабораторных и натуральных условиях. В качестве натурального объекта было выбрано четыре смежных помещения с одинаковой ориентацией световых проемов 5 этажного жилого дома в городе Таразе. Световые проемы были заменены образцами ограждающих конструкций выбранных вариантов.

Как в лабораторных, так и в натуральных условиях исследовались четыре варианта стеновых панелей:

- панель из обычного бетона (контрольный вариант К);
- панель из фосфорного шлака, смешенного с коллагеном (сравниваемый вариант А);
- панель из глины, смешенного с коллагеном (сравниваемый вариант В);
- панель из теплоизоляционным слоем из коллагена (эталонный вариант Э) трехслойная, состоящая из двух конструктивных слоев и среднего теплоизоляционного слоя.

При проведении лабораторных исследований в качестве радиационного излучения были использованы нагревательные приборы типа КОФ 220-250 Вт.

Экспериментальные исследования были подчинены к влиянию ограждающих конструкций из отходов производства с теплоизоляционным слоем из коллагена в наружных стенах на теплопоступления и тепловой режим в помещении и на расход электроэнергии, на кондиционирование воздуха. Одновременно с этим, при конкретных радиационных и температурных условиях наружной среды, устанавливалась степень нагрева наружной и внутренней поверхностей образцов панелей. Кроме того, представилась возможность сопоставить результаты аналитических расчетов с результатами экспериментальных исследований и, таким образом установить степень достоверности разработанного инженерного метода теплотехнических расчетов ограждающих конструкций и программы на ЭВМ. Результаты натуральных измерений даны в таблице 1.

Таблица 1. Осредненные за период измерения  $q_\lambda, \tau_n, t_n, At_n$ , расход электроэнергии и  $K_T$

Показатели	Варианты ограждающих конструкции			
	К	А	В	Э
$q_\lambda$	70,1/69,5	59,1/58,7	43/39,2	39,6/38,9
$\tau_n$	34/35,4	32,1/33,5	31,1/31,8	31,6/32,3
$t_n$	25,5	24,7	22,6	22,3
$At_n$	7	6,7	4,6	4,3
Расход электроэнергии на кондицио-е	1,92	1,83	1,70	1,67
$K_T$	0	1,19	1,63	1,77

где:  $q_\lambda$  - теплопроводность образцов;  $\tau_n$  - температуры наружных поверхностей;  $t_n$  - температура внутреннего воздуха;  $At_n$  - амплитуда колебаний температуры воздуха в помещении, расход электроэнергии на кондиционирование;

$K_T$  - показатель тепловой эффективности солнцезащитных ограждающих конструкций.

Примечание - В числителе приводятся данные эксперимента; в знаменателе данные по расчету



Анализ результатов экспериментальных исследований показал, что исследование теплоизоляционных слоев из отходов – коллагена отечественной кожевенной промышленности в наружных ограждающих конструкциях в условиях жаркого климата республики Казахстан высоко эффективны с точки зрения снижения поступления тепла в помещение, расхода электроэнергии на кондиционирование воздуха и улучшение теплового режима. Так теплоступление в экспериментальное помещение снизилось примерно на 25-30% по сравнению с теплоступлениями в контрольном помещении.

Из четырех вариантов образцов ограждающих конструкций наибольшей эффективностью отличается трехслойная панель с теплоизоляционным слоем из коллагена. Показатель тепловой эффективности этой конструкции 1,77, в то же время показатель варианта А был равен 1,19. Этот эффект возрастет, если учесть вариантом А и В для увеличения долговечности требуется их гидрофобизация. Расход электроэнергии на кондиционирование воздуха в экспериментальном помещении по сравнению с расходом в контрольном помещении снизился на 3,2<sup>0</sup>С по сравнению с температурой воздуха в контрольном помещении, снизилась также и амплитуда колебаний среднесуточной температуры воздуха на 2,7<sup>0</sup>С.

Выполненные расчеты и данные натурных исследований показали, что использование коллагена в виде теплоизоляционного слоя в среднем ряду трехслойной панели дает существенный эффект. Так на 1 м<sup>2</sup> полезной площади здания на экспериментальном объекте расход электроэнергии на кондиционирование воздуха снизился примерно на 15-25%.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Предварительный патент РК №14696. Солнцезащитная железобетонная панель // Исаков О.А., Жамалов Б.С., Дуйсенбаева С.Т., Наурзалиев Н.А.; опубл. 16.08.2004, Бюл. № 8.

**Байнатов Жумабай Байнатович** – д.т.н., профессор КазАТК (Алматы)

### НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И НАДЕЖНОСТЬ МОСТОВ НАХОДЯЩИХСЯ В ЭКСПЛУАТАЦИИ

Дальнейшее развитие транспорта в условиях повышения его эффективности тесно связано с увеличением надежности одной из главных его составляющих - дороги. В общем же комплексе дорожных сооружений важную роль играют мосты, надежность которых в значительной степени определяет надежность пути. Отказы или выход из строя мостов сопряжены с большими потерями народного хозяйства, связанными с перерывами движения и ремонтно-восстановительными работами. Поэтому разработка методов повышения надежности мостов является весьма актуальной инженерной задачей.

Проблема надежности строительных конструкций наряду с детерминированными и вероятностными методами расчета [1, 2] включает в себя вопросы экспериментального подтверждения заданных требований к надежности и качеству конструкций, а также вопросы планирования объемов контрольных испытаний

Для оценки надежности строительных конструкций в рамках модели «нагрузки-прочность» проводят статические испытания выборки конструкций путем их нагружения, согласно расчетной схеме, возрастающей нагрузкой до появления отказа в каждом испытании. Несущая способность конструкции  $\xi$  определяется величиной испытательной нагрузки  $Q$ , соответствующей отказу. Отказом конструкции считается нарушение хотя бы одного из требований предельных состояний, задаваемых нормами на проектирование. Если нагрузка  $Q$  больше расчетной нагрузки  $Q_0$ , то данная конструкция считается годной, в противном случае - дефектной.

По своей природе предельная нагрузка, характеризующая несущую способность конструкции, является случайной величиной. Ее можно представить в виде

$$\bar{F}_{np} = b + K\bar{\sigma} \quad \text{или} \quad \bar{F}_{np} = b + K_1\bar{\sigma}_1 + K_2\bar{\sigma}_T \quad (1)$$

где  $b$  и  $k$  – постоянные, а напряжение  $\bar{\sigma}$  – случайная величина, зависящая от случайных величин:

$\bar{\sigma}_1$  - напряжение от «детерминированной» нагрузки в эксперименте и  $\bar{\sigma}_T$  - предел текучести или предел прочности материала. Вместо  $\bar{\sigma}_1$  могут выступать другие параметры системы.

Введем ограничения на значения предельных нагрузок  $\bar{F}_{np}$ . Верхнее значение  $F_{np}^b$  не должно вызывать напряжения в конструкции более  $\bar{\sigma}_T$ , а нижнее значение  $F_{np}^H$  - менее  $\sigma_{T \min} = nS_{\sigma T}$  ( $n$  - число стандартов  $S_{\sigma T}$  которое можно принять равным двум для вероятности 0,95 и трем для вероятности 0,99, а также любое другое в зависимости от ответственности конструкции).

Примем

$$\sigma_{1 \max} = \bar{\sigma}_1 + nS_{\sigma_1} \text{ или } \sigma_{1 \max} = \bar{\sigma}_1 + \frac{S_{\sigma_1} t_{N-1, \alpha}}{\sqrt{N}},$$

где  $t_{N-1, \alpha}$  - коэффициент Стьюдента;  $N$ -число испытаний при определении  $\sigma_1$  рекомендуется принимать  $N \geq 5/3$ .

Принятые ограничения с учетом графика (рис. 1) дает возможность уравнение (1) представить в виде системы уравнений (2):

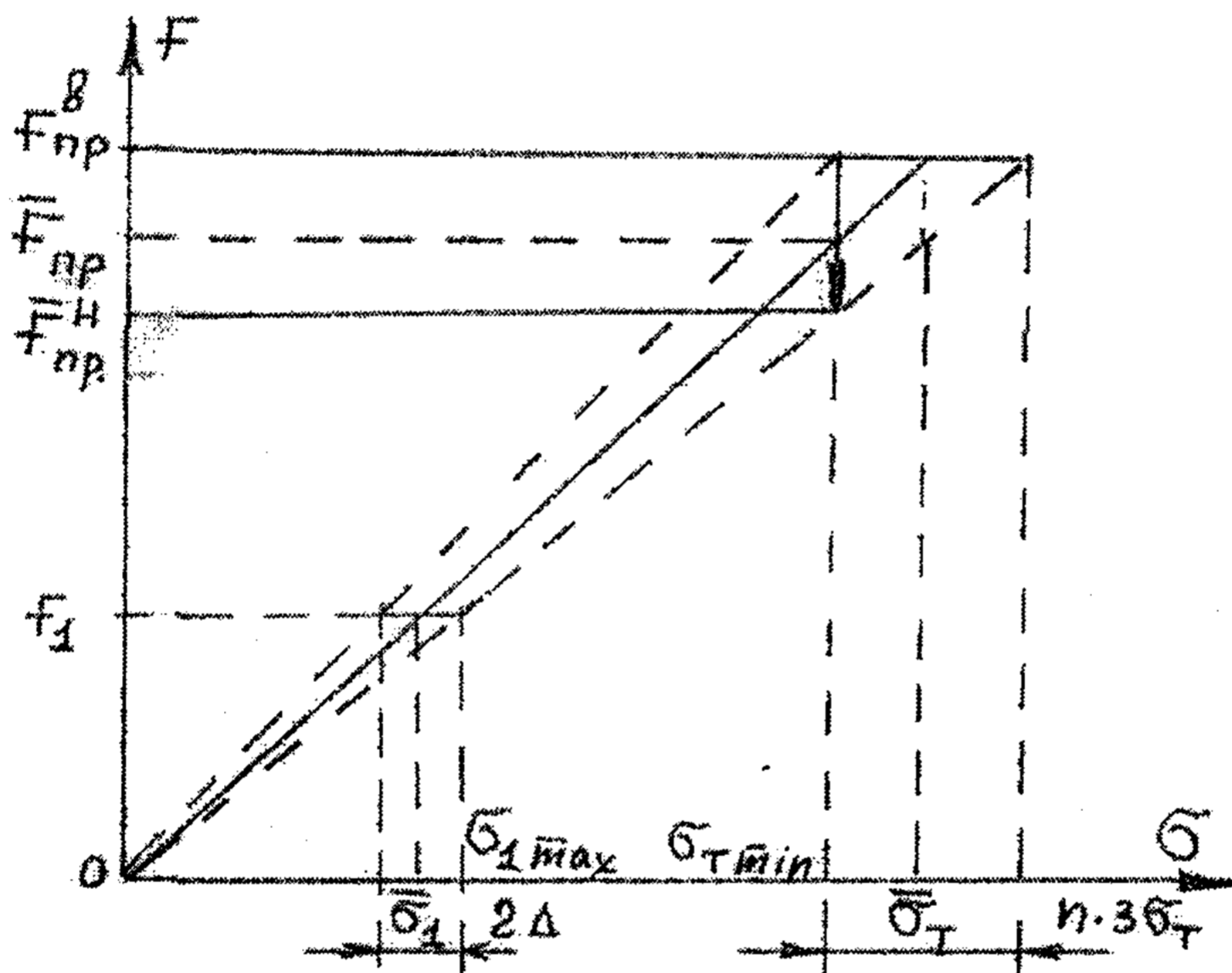


Рисунок 1. графическая часть интегрального метода испытания конструкции

$$F_{np}^b = b + K_1 \bar{\sigma}_1 + K_2 \bar{\sigma}_T;$$

$$\bar{F}_{np} = b + K_1 \bar{\sigma}_1 + K_2 \sigma_{T \min} \tag{2}$$

$$F_{np}^H = b + K_1 \bar{\sigma}_{1 \max} + K_2 \sigma_{T \min}.$$

Решая систему (2), найдем  $b$ ,  $k_1$  и  $k_2$  при найденных из экспериментов и графика  $F$ - $\sigma$  значений  $\bar{F}_{np}^b, \bar{F}_{np}, \bar{\sigma}_1, S_{\sigma_1}, \sigma_T$  и  $S_{\sigma T}$ .

Найдем плотность распределения  $f(x)$ , где  $x = \bar{F}_{np} = b + K_1 \sigma_1 + K_2 \sigma_T$ ,

Если будет известно, что закон распределения воздействия на конструкцию также будет нормальным, например, в виде обобщенной силы  $\bar{F}$  (с известными  $m_F$  и  $S_F$ ), то надежность конструкции определяется обычными методами теории надежности по формуле

$$P \left( \bar{F} < \bar{F}_{np} = \frac{1}{2} \left[ 1 + \Phi \left( \frac{m_{F_{np}} - m_F}{\sqrt{S_{F_{np}}^2 + S_F^2}} \right) \right] \right)$$

Пример. Из эксперимента с однопролетной балкой при нагрузке  $F_1 = idem$  в соответствии с требованиями, описанными в /3/ найдем

$$\bar{\sigma}_1, \Delta \bar{\sigma}_1 = \frac{S_{\sigma_1} t_{n+1, \alpha}}{\sqrt{n}}, \sigma_T$$



(для материала балки),  $S_{\sigma_T} = v_{\sigma_T} \cdot \sigma_T$  и, построив график  $F$ - $\sigma$ , найдем  $F_{np}^H, F_{np}, F_{np}^b$

Пусть  $\sigma_T=20\text{МПа}, \sigma_T=260\text{МПа}, S_{\sigma_1}=5\text{МПа}, S_{\sigma_1}=15\text{МПа},$

$$F_{np}^H = 30\text{кН}, \bar{F}_{np} = 33\text{кН}, F_{np}^b = 35\text{кН}, n = 2, \sigma_{T \min} = 230\text{МПа}.$$

Из решения системы (1) найдем

$$k_1 = 3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2; k_2 = \frac{2}{3} \cdot 10^{-4} \text{ м}^2; b = 24,3 \cdot 10^3 \text{ Н},$$

$$m_{F_{np}} = b + K_1 \bar{\sigma}_1 + K_2 \sigma_{T \min} = 33,6 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

$$S_{F_{np}} = \sqrt{k_1^2 S_{\sigma_1}^2 + k_2^2 S_{\sigma_T}^2} = 1803 \text{ Н}.$$

Внешняя нагрузка  $\bar{F}$  имеет  $\bar{F}=30\text{кН}, S_F=2\text{кН}.$

Вероятность безотказной работы балки составит

$$P\left(\bar{F} < \bar{F}_{np} = \frac{1}{2} \left[ 1 + \Phi \left( \frac{m_{F_{np}} - m_F}{\sqrt{S_{F_{np}}^2 + S_F^2}} \right) \right] \right) = \frac{1}{2} \left[ 1 + \Phi \left( \frac{3,6 \cdot 10^3}{2633} \right) \right] = \frac{1}{2} [1 + \Phi(1,37)] = \frac{1}{2} [1 + 0,8293] = 0,915$$

или 91,5%.

Таким образом, при  $\bar{F}$ , равном  $F_{np}^H$ , вероятность безотказной работы составила 91,5%.

При  $\bar{F} = \bar{F}_{np}$  вероятность безопасной работы составит примерно 50%.

Эксплуатационная надежность мостов связана не только с состоянием пролетных строений, но и местными условиями, т.е. характеристиками водотока и геологическими условиями.

При эксплуатации мостов в основном разрушение происходит из-за размыва фундамента опоры, т.е. гидрологические данные рек не соответствуют расчетным данным.

В современной практике проектирования мостов их надежность обеспечивается путем назначения расчетных расходов заданной вероятности превышения, которая принимается в зависимости от технической категории дороги. Такой подход в полной мере не соответствует статистическим характеристикам рядов подпертых уровней перед подходными насыпями, а также рядов общих и местных размывов в отверстиях мостов. Указанным несоответствием объясняются часто наблюдающиеся на эксплуатируемых мостах недоступные подтопления и даже переливы на пойменных подходных насыпях. Анализ гидрологических данных для рек России /4/ показывает, что статистические характеристики рядов уровней и расходов существенно различаются. Как правильно, коэффициенты вариации уровней в три раза меньше, чем рядов расходов. Несколько слабее различие в асимметрии рядов. Коэффициенты асимметрии рядов расходов в два раза больше, чем рядов уровней. По данным хронологических рядов наблюдений за уровнями и расходами, применительно к коэффициентам стеснения потоков мостами, равными от 1,1 до 1,5 были вычислены подпоры перед подходными насыпями и величины общих размывов в отверстиях мостов. Обработка рядов указанных величин показывает, что их коэффициенты вариации и асимметрии близки соответствующим рядам уровней. Соотношение между ними описывается зависимостью  $C_s = 1,6 C_u$

Исходя из указанных закономерностей, оправдано введение частных критериев надежности мостов. Надежность по подтоплению подходных дамб может быть представлена как вероятность  $P(H < H_p)$ , где  $H_p$  – расчетный уровень воды у подходной дамбы с учетом подпора. Надежности по общему и местному размывам также определяются как вероятности  $P(h_{ob} < h_{ob,p})$  и  $P(h_m < h_{m,p})$ , где  $h_{ob,p}$  – расчетной общий размыв;  $h_{m,p}$  – расчетный местный размыв;  $h_{ob}$  и  $h_m$  – общий и местный размывы.

Введение указанных частных критериев позволит более обоснованно назначить генеральные размеры всего комплекса сооружений мостовых переходов, что должно повысить их надежность, а следовательно, и надежность всей дороги.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Болотин В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М., 1971.
2. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М., 1978.

3. Уткин В.С. Неразрушающий метод экспериментального определения несущей способности конструкции // Известия вузов. Строительство, 1992, № 7-8. С. 32-33.
4. Цыганков Р.Я. О повышении надежности мостовых переходов. Изв. вузов. Строительство и архитектуры, 1988. № 9.

**Джалаиров Асылхан Касенович** – д.т.н., профессор КазАТК (Алматы)

**Абиев Бахытжан Абулхасимович** – ассистент КазАТК (Алматы)

**Шалкаров Абдиашим Абжапарович** – к.т.н., доцент КУПС (Алматы)

## СТАТИЧЕСКИЕ ИСПЫТАНИЯ ПЕШЕХОДНОГО МОСТА ЧЕРЕЗ РЕКУ ИШИМ В г. АСТАНЕ

Существовавший пешеходный мост через реку Ишим в г. Астане был запроектирован проектным институтом «Ленгипротранс» и эксплуатировался с 1963 года. Пролетные строения разрезные, из предварительно напряженных железобетонных балок длиной по 43,5 м.

За период эксплуатации в несущих конструкциях моста накапливались повреждения и к 2002 году мостовые балки находились в неудовлетворительном состоянии. Учитывая дефекты в несущих конструкциях и в связи необходимости увеличения пропускной способности моста акиматом г. Астаны было принято решение о реконструкции данного сооружения. Генеральным проектировщиком по реконструкции пешеходного моста был определен проектный институт «Каздорпроект» (г. Астана).

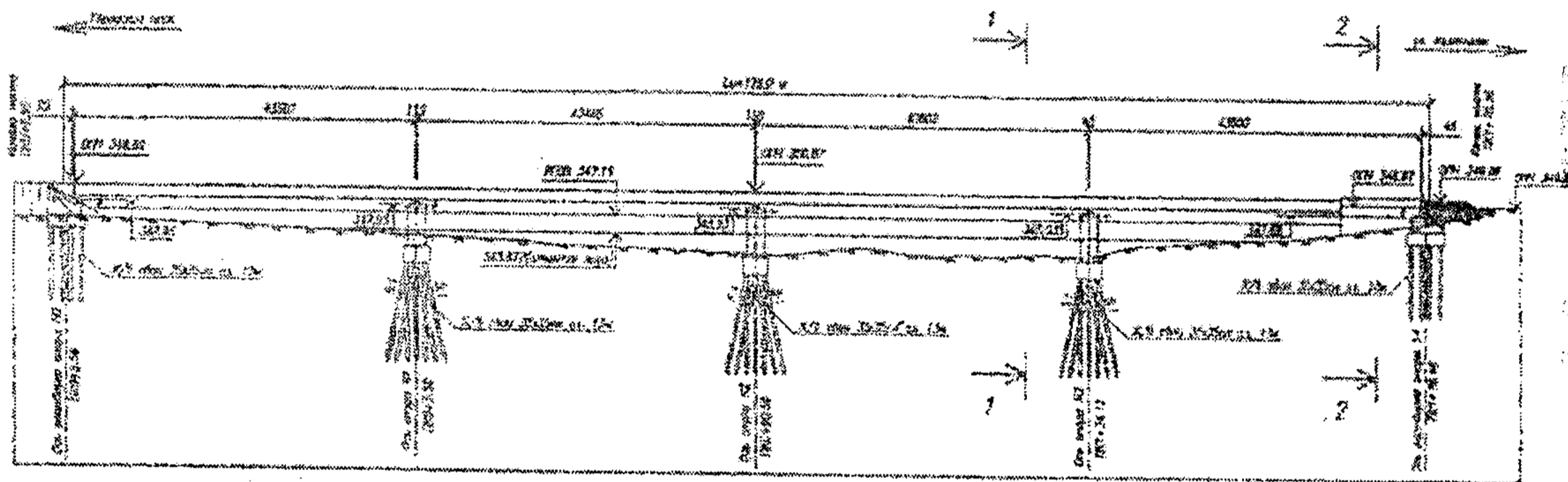


Рисунок 1. Общий вид моста

С целью сохранения существующих опор было устроено меньшее по весу неразрезное металлическое пролетное строение по схеме 43,1+2x43,5+43,1 м, (рис.1) разработанное при участии ОАО «ЦНИИС» (г. Москва).

В поперечном сечении пролетное строение состоит из трех главных несимметричных двутавровых балок верхний пояс которых выполнен в виде ортотропной плиты. На мостовом полотне по ортотропной плите по проекту укладывается:

- рулонно-мастичная гидроизоляция толщиной 5 мм;
- асфальтобетон толщиной 50 мм.

В связи со значительным габаритом проезжей части моста и меньшей жесткостью металлического пролетного строения по сравнению с железобетонным было принято решение о проведении в мае 2003 года натурных испытаний перед сдачей сооружения в эксплуатацию.

Для измерения относительных деформаций металла по высоте стенки и нижнего пояса внутренней главной балки №2 крайнего пролета № 1 были наклеены тензодатчики с базой 20 мм (рис. 2).

Для определения прогибов крайнего пролета были установлены прогибомеры ПАО-6 конструкции Н.Н. Аистова. На рис. 2 показано расположение прогибомеров по длине крайнего пролета у опоры №1. Для получения надежной величины прогибов в середине крайнего пролета № 1 на главных балках №№1, 2 и 3 были установлены прогибомеры П1, П2 и П3.

Для оценки возможной осадки опорных сечений крайнего пролета №1 на опорах № 1 и №2 были установлены индикаторы часового типа И-1 и И-2 (рис.2).

В таблице 1 приведены величины расчетных моментов в середине крайнего пролета № 1 и в опорном сечении на опоре №2 при установке двух КамАЗов-5511 поперек продольной оси моста и при массе одного автомобиля 9,5 и 11 тс.



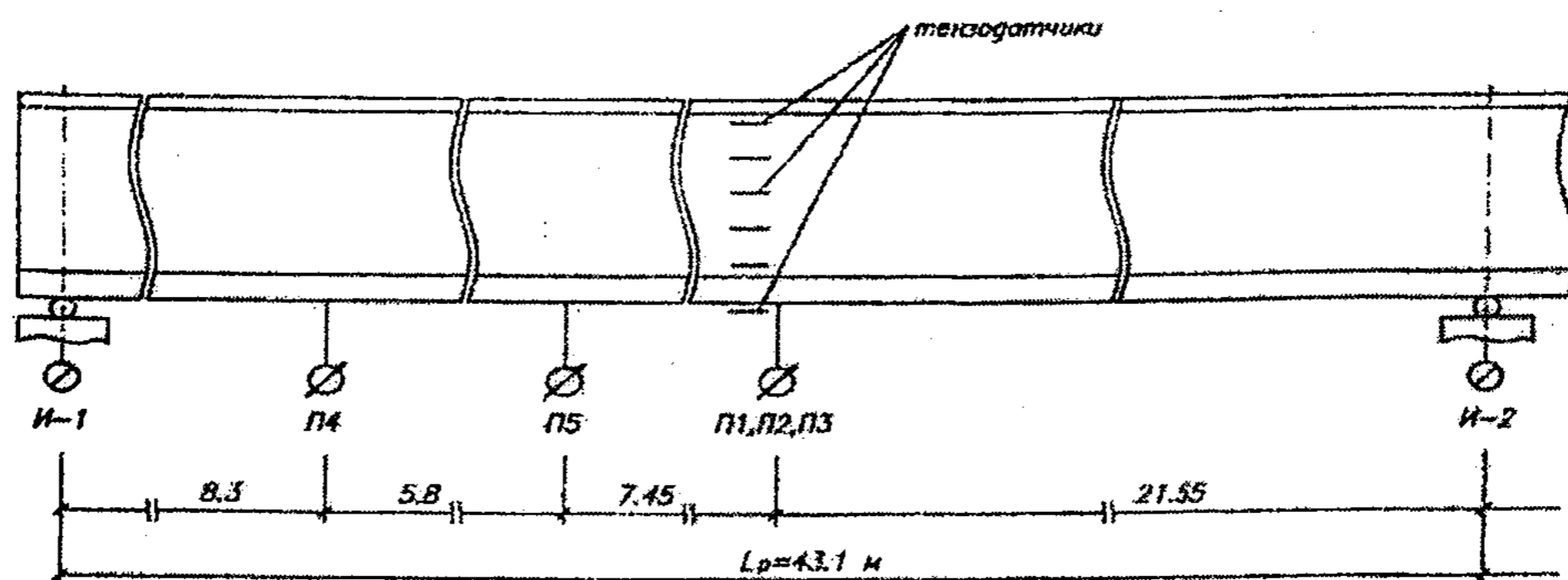


Рисунок 2. Схема расстановки тензодатчиков и механических приборов

Таблица 1. Расчетные моменты в среднем и опорном сечениях пролета № 1

№№ п/п	Схема загрузки	Расчетный момент в сечении при двух КамАЗах -5511 поперек оси моста тс·м			
		сечение в середине крайнего пролета №1		опорное сечение на опоре №2	
		P = 19тс	P = 22тс	P = 19тс	P = 22тс
1	1 схема (2 КамАЗа)	163,608	189,442	82,213	95,194
2	2 схема (4 КамАЗа)	200,051	231,638	146,186	169,268
3	3 схема (6 КамАЗов)	309,13	357,94	200,982	232,716
4	4 схема (8 КамАЗов)	363,718	421,146	255,759	296,142
5	5 схема (10 КамАЗов)	396,416	459,008	271,206	314,028

В соответствии с принятыми схемами загрузки проведены статические испытания крайнего пролета № 1 у опоры № 1 с использованием автомобилей марки КамАЗ-5511. На рисунке 3 показан четвертый этап загрузки испытательной нагрузкой. На каждом этапе загрузки определялись прогибы и относительные деформации металла главной балки.



Рисунок 3. Загрузка крайнего пролета №1 автомобилями марки КамАЗ-5511(4-этап)

Перед началом испытаний был определен строительный подъем крайнего пролета №1, который составил 41мм.

В таблице 2 приведены при пяти схемах загрузки опытные и расчетные величины прогибов в середине крайнего пролета №1, определенные с учетом строительного подъема.

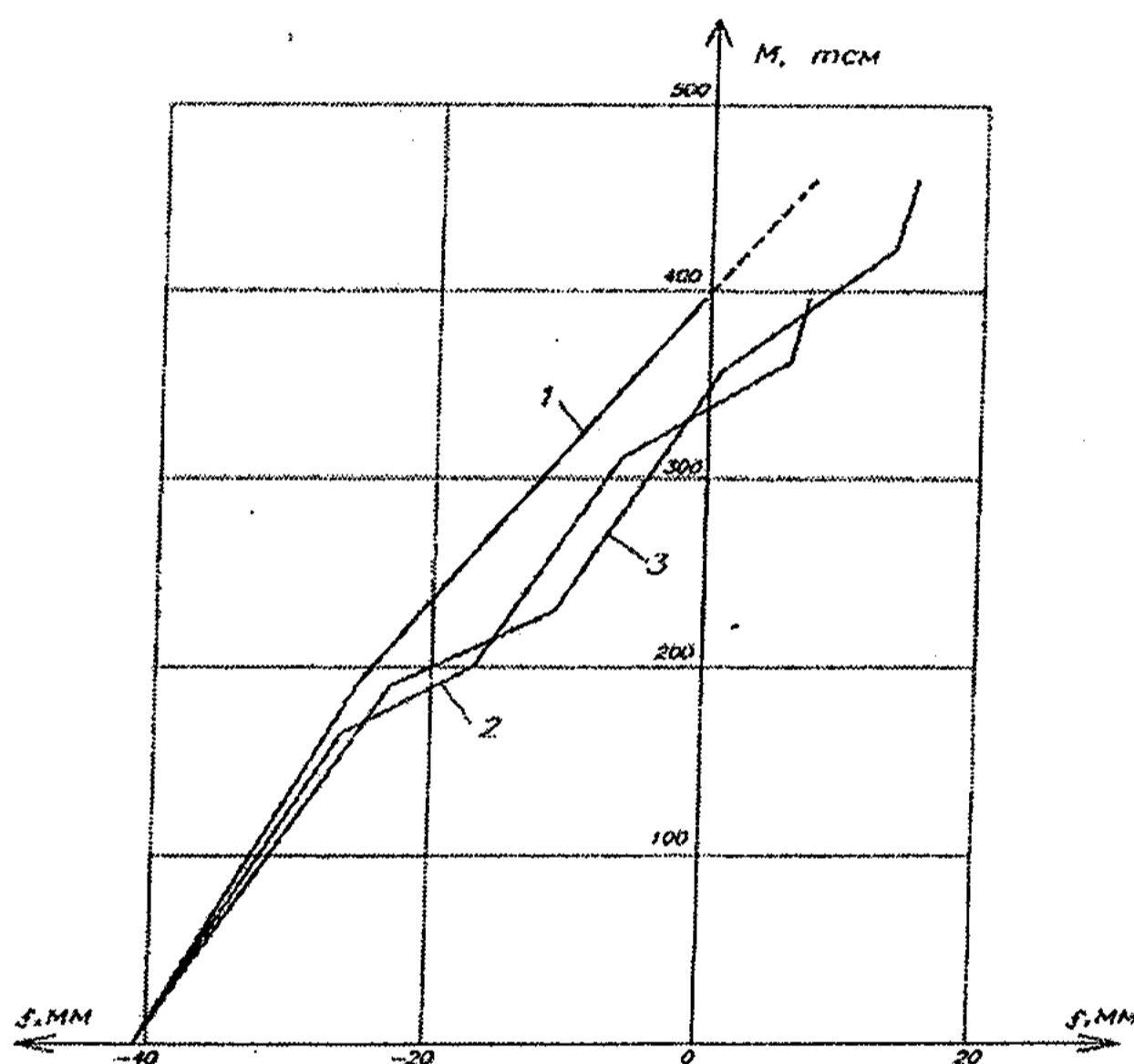
На рис.4 по данным таблицы 2 построены графики опытного и расчетных прогибов в середине крайнего пролета №1 при расположении поперек продольной оси моста двух КамАЗов при их общей массе, равной соответственно 19 и 22тс.

Из рассмотрения графиков расчетных прогибов (кривые 2,3) видно, что углы наклона приращения прогибов на обоих графиках на каждом этапе нагружения равны между собой. Несмотря на ломаный характер графиков 2,3, имеет место линейное нарастание расчетных прогибов. Ломаный характер графиков 2,3 следует объяснить схемами загрузки.

Таблица 2. Прогибы в середине крайнего пролета № 1

№№ п/п	Схема загрузки	Прогиб в середине крайнего пролета №1		
		мм		
		расчетный при $P = 19\text{тс}$	расчетный при $P = 22\text{тс}$	опытный при $P = 19\text{тс}$
1	1 схема (2 КамАЗа)	- 25,7	- 23	- 28,2
2	2 схема (4 КамАЗа)	- 15,1	- 11	- 24,4
3	3 схема (6 КамАЗов)	- 5,4	1	- 11,1
4	4 схема (8 КамАЗов)	5,9	13,3	- 4,5
5	5 схема (10 КамАЗов)	7,5	15,2	- 0,5

Опытный график 1 располагается выше графиков 2,3. Это свидетельствует о том, что фактическая жесткость конструкции пролетного строения выше расчетной. При пятой схеме загрузки, при моменте в середине пролетного строения равном 396,416тсм, в нем сохранился строительный подъем равный минус 0,5мм (таблица 2). Из рассмотрения графика 1 видно, что при второй схеме нагружения имеет место наклон нарастания прогибов. Это следует объяснить принятыми схемами нагружения. Начиная со второго этапа нагружения характер нарастания прогибов идет по прямой.



1-опытный прогиб; 2-расчетный прогиб при  $P=19\text{ тс}$ ; 3-расчетный прогиб при  $P=22\text{ тс}$

Рисунок 4. Графики опытного и расчетных прогибов в середине крайнего пролета неразрезного пролетного строения

Об упругом деформировании пролетного строения свидетельствуют и упругие деформации металла внутренней главной балки №2, зафиксированные тензодатчиками.

При экстраполяции опытного графика прогибов 1 видно, что при моменте равном 459,008тсм, что составляет 69,55% от максимального момента допустимого при испытаниях опытный прогиб будет равен 7,5мм.

Результаты статических испытаний показали, что пролетное строение запроектировано в соответствии с проектом и удовлетворяет требованиям норм СНиП 2.05.03-84\* «Мосты и трубы».

#### Выводы

1. Обследование конструкций неразрезного металлического пролетного строения показало, что оно выполнено в соответствии с проектом и находится в удовлетворительном состоянии.
2. Для предохранения конструкций подвижных опорных частей от загрязнения и коррозии следует предусмотреть для них защитные футляры. Поверхности катания опорных частей натереть графитом.
3. Статические и динамические испытания неразрезного металлического пролетного строения пешеходного моста через реку Ишим в г.Астане показали, что оно удовлетворяет требованиям норм СНиП 2.05.03-84\* «Мосты и трубы» и может эксплуатироваться под нагрузки предусмотренные проектом.