

УДК 624.131

А. П. КРИВОРОТОВ, А. В. ЛУБЯГИН, П. В. ЗУБАЧЕВ, П. А. САВКОВ

ОЦЕНКА ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ЖЕСТКИХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ВКЛЮЧЕНИЙ В НЕЛИНЕЙНО-ДЕФОРМИРУЕМОЙ ГРУНТОВОЙ СРЕДЕ

С применением модели упругопластической среды установлены размеры областей концентрации и деконцентрации напряжений при изменении расстояния между включениями; рекомендован метод определения величины сил сопротивления анкера выдергиванию. Установлен факт несоосности и неподобия напряженного и деформированного состояния среды, что ограничивает возможности применения некоторых моделей грунтовой среды...

включения, анкеры, взаимодействие, концентрация напряжений, сопротивление выдергиванию.

Удерживающая способность анкеров (их сопротивление выдергиванию [1]) определяется сцеплением и силой трения между поверхностью анкера и грунтом, окружающим анкер. Сила трения, по Кулону, пропорциональна нормальным давлениям на поверхности анкера. Нормальное давление — результат действия собственного веса грунта, внешней нагрузки и сил взаимодействия соседних анкеров. С другой стороны, концентрация напряжений, вызванных наличием в грунтовой среде инородных тел (анкеров и др.), приводит к появлению в этой среде очагов неравномерной сжимаемости, прочности, водопроницаемости, т.е. к изменению исходных свойств грунтовой среды, что необходимо учитывать при прогнозировании смещений зданий и сооружений, возводимых на укрепленных основаниях. Таким образом, решение вопроса о взаимодействии анкеров (и других инородных включений) с грунтом имеет сугубо практическое значение.

Результаты исследования названного вопроса во многом определяются принятой методикой исследования, в частности, принятой в расчетах моделью грунтовой среды. В настоящее время для этих целей обычно используются модели упругоидеальнопластической или упрочняющейся пластической сред. Для исследования рассматриваемого вопроса нами применялись обе эти модели, разработанные в программном комплексе Plaxis [2].

Рассмотрен фрагмент полуплоскости, дискретизированной треугольными конечными элементами (т.к.э.) со смещающимися узлами. Нижняя грань фрагмента — неподвижна, боковые — могут иметь вертикальные смещения. В расчетной области выделены восьмиугольные («квазикруглые») элементы с высокими прочностными и деформационными характеристиками (практически несжимаемые). Диаметр анкеров $d = 36$ мм, размер расчетной области по высоте равен $7d$, по ширине — $2d$, $3d$ и $5d$. Свойства грунтовой среды оценивались характеристиками упругоидеальнопластической бездилатансионной модели — $E = 8$ МПа, $\nu = 0,30$, $\varphi = 30^\circ$, $c = 1$ кПа, $\gamma = 16$ кН/м³ (несвязный грунт) и $E = 8$ МПа, $\nu = 0,35$, $\varphi = 18^\circ$, $c = 20$ кПа, $\gamma = 16$ кН/м³ (связный грунт); здесь использованы традиционные показа-

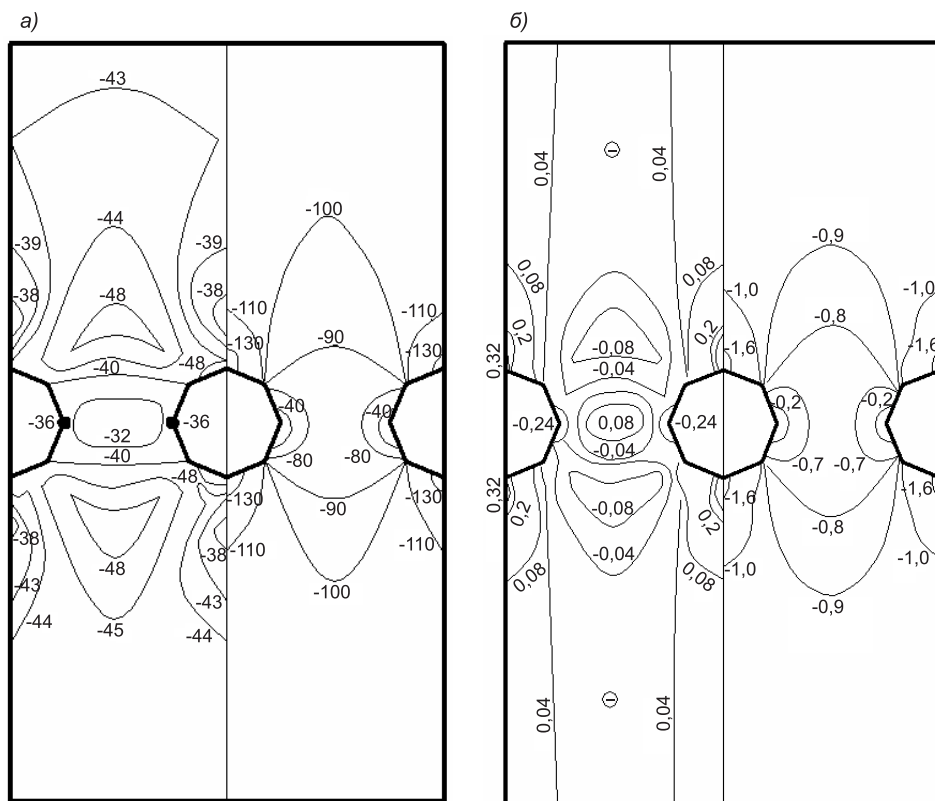


Рис. 1. Изолинии напряжений σ_x (слева) и σ_y (справа) (а); изолинии деформаций ϵ_x (слева) и ϵ_y (справа) (б); грунт несвязный, диаметр анкера $d = 36$ мм; $l/d = 2$

тели свойств грунта — модуль деформации, коэффициент Пуассона, угол внутреннего трения, сцепление и удельный вес грунта соответственно.

Прочностные характеристики контактного слоя приняты такими же, как и для грунта или вдвое уменьшенными. На поверхности расчетной области действует равномерно распределенная пригрузка $p_0 = 100$ кН/м² или 300 кН/м².

Изолинии горизонтальных (σ_x , ϵ_x) и вертикальных (σ_y , ϵ_y) напряжений и деформаций при расстоянии между анкерами $l = 2d$ и $l = 5d$ (в осях) при наличии пригрузки $p_0 = 100$ кН/м² показаны на рис. 1, 2. Как видно на рис. 1, между соседними анкерами выше и ниже горизонтальной оси симметрии просматриваются изолинии максимальных сжимающих напряжений $\sigma_y = -100$ кПа и $\sigma_x = -48$ кПа; между этими изолиниями по направлению к упомянутой оси симметрии значения этих напряжений уменьшаются, выше и ниже этих изолиний вдоль вертикали, равноудаленной от соседних анкеров, напряжения σ_y и σ_x практически не изменяются. Аналогичные зависимости можно отметить по расположению изолиний ϵ_y и ϵ_x (рис. 1, б). Так, между изолиниями $\epsilon_y = -0,9\%$ наблюдается уменьшение деформаций сжатия, а по другую сторону этих изолиний значения ϵ_y почти не изменяются. На поле изолиний ϵ_x граничными являются изолинии $\epsilon_x = -0,08\%$, между которыми наблюдается уменьшение деформаций сжатия до нуля, а затем — увеличение растягивающих деформаций до $\epsilon_x = 0,08\%$ (происходит увеличение размеров элементарных объемов материала в горизонтальном направлении — их «расплющивание» вертикальными напряжениями σ_y).

С увеличением расстояния между анкерами характер распределения напряжений и деформаций на участке между анкерами принципиально

сохраняется, однако «ключевые точки» изолиний, ограничивающих области деконцентрации напряжений и деформаций, смещаются по отношению к горизонтальным границам расчетной области и смещаются тем больше, чем больше расстояние между анкерами. Так, на рис. 2, а, б изолинии $\sigma_y = -100$ кПа в верхней части расчетной области почти достигли поверхности расчетной области, а изолинии $\sigma_x = -44$ кПа в этой части рисунка — не сомкнулись.

Изолинии $\epsilon_y = -0,9\%$ и $\epsilon_x = -0,08\%$ в верхней части расчетной области также не сомкнулись. На вертикали, равноудаленной от соседних анкеров, наблюдается лишь незначительное уменьшение и напряжений, и деформаций по направлению от горизонтальных границ области к ее центральной части.

На участках, расположенных выше и ниже анкеров и примыкающих к его оси симметрии, наблюдается картина, обратная изображенной

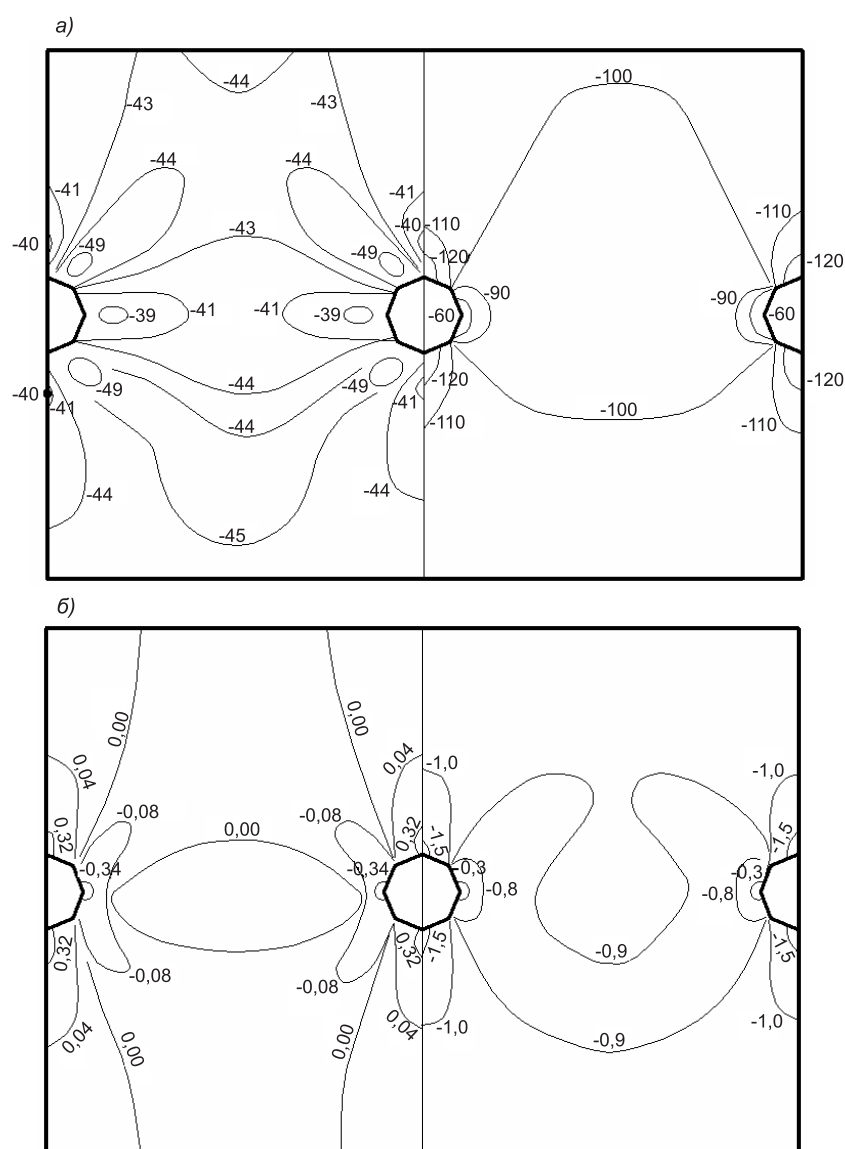


Рис. 2. Изолинии напряжений σ_x (слева) и σ_y (справа) (а); изолинии деформаций ϵ_x (слева) и ϵ_y (справа) (б); грунт несвязный, диаметр анкера $d = 36$ мм; $l/d = 5$

выше — по мере приближения к поверхности анкера напряжения σ_y возрастают. Зона концентрации вертикальных напряжений над и под анкером $h = d$ и примерно одинакова при любом из рассмотренных нами расстояний между анкерами; это так называемое уплотненное ядро, хорошо известное экспериментаторам. Максимальные напряжения σ_y внутри «ядра» составляют $(1,2-1,3)p_0$.

Горизонтальные напряжения σ_x в пределах «ядра», как и вертикальные, увеличиваются от вершины к основанию ядра (к поверхности анкера); и от вершины ядра — к горизонтальным границам расчетной области. Вертикальные и горизонтальные деформации изменяются, главным образом, в пределах «ядра»; деформации ϵ_y здесь увеличиваются по направлению к граням анкера с $-1,0$ до $-1,6\%$, а деформации ϵ_x — с $0,08$ до $0,2\%$ (растяжение). Растягивающие деформации ϵ_x («сплющивание» элементарных объемов материала в вертикальном направлении с увеличением их длины по горизонтали) появляются во всех точках вертикальной оси симметрии системы — над и под анкером.

Аналогичная картина распределения напряжений и деформаций получена над и под анкерами, расположенными на расстояниях $l = 3d$ и $l = 5d$. Локальные участки незначительных размеров с пластическим состоянием среды (по Мору–Кулону) выявлены во всех случаях у ребер анкера — многоугольника.

В табл. 1 приведены сравнительные геометрические характеристики — размеры ослабленной области, расположенной между изолиниями максимальных напряжений выше горизонтальной оси симметрии (h_1/l_1) и ниже этой оси (h'_1/l'_1), высота уплотненного ядра над и под анкером (h_0/d), максимальная величина концентрации напряжений в ядре (σ_y/p_0). Числители приведенных показателей соответствуют условиям полной реализации сил трения грунта по контакту с анкером, знаменатели — уменьшенным вдвое значениям этих сил. Из табл. 1 следует, что с увеличением расстояния l/d между анкерами (или другими инородными включениями) размеры ослабленной зоны (по высоте) уменьшаются и затем не образуются вообще. При уменьшении сил трения по контакту с анкерами размеры ослабленных зон уменьшаются. Высота уплотненного ядра над анкерами при увеличении показателя l/d увеличивается. Концентрация напряжений (σ_y/p_0) в связном грунте несколько уменьшается, а в несвязном — остается постоянной; в обоих случаях уменьшение сил трения грунта по контакту с анкером приводит к уменьшению концентрации напряжений в ядре.

Оценивая характер напряженно-деформированного состояния (н.д.с.) расчетной области при принятых условиях и малых смещениях пригруженной поверхности, не приводящей к появлению значительных пластических зон, следует констатировать чрезвычайную неоднород-

Таблица 1

Характеристики зон деконцентрации и концентрации напряжений и деформаций в расчетной области (среда Мора–Кулона)

l/d	Связный грунт				Несвязный грунт			
	h_1/l_1	h'_1/l'_1	h_0/d	σ_y/p_0	h_1/l_1	h'_1/l'_1	h_0/d	σ_y/p_0
2	1,92	1,1	0,7	1,43	1,30	0,85	0,54	1,45
	1,0	0,8	0,5	1,31	0,92	0,58	0,67	1,26
3	1,1	0,50	0,8	1,42	1,08	0,60	0,66	1,46
	0,75	0,28	0,5	1,28	0,72	0,36	0,55	1,25
5	0,58	—	1,0	1,36	0,64	0,24	0,80	1,46
	—	—	0,5	0,20	—	—	0,50	1,23

ность ее как по характеру распределения напряжений, так и деформаций; в точках, принадлежащих вертикальной и горизонтальной осям симметрии системы, отмечена несоосность напряженного и деформированного состояний (сжимающим напряжениям соответствуют растягивающие деформации). Последнее обстоятельство не позволяет использовать не только модель линейно-упругой, но также и модель нелинейно-упругой среды для определения деформационных характеристик основания. В данном случае применимы лишь различные модификации моделей пластических сред.

При больших деформациях среды, связанных с вытеснением грунта (в процессе внедрения свай, внедрений песчано-цементных растворов и др.), необходимо решить геометрически нелинейную задачу о н.д.с. упруго-пластической среды, что в программном комплексе Plaxis частично учтено введением опции корректирования сетки конечных элементов. В данном случае при учете влияния расширяющихся отверстий расчеты н.д.с. проведены нами по методу изменяющейся сетки т.к.э.

Н.д.с. упрочняющегося пластического грунтового основания исследовалось в дискретизированной расчетной области (плоская деформация). Размеры фрагмента полуплоскости — $7d \times 6d$, $d = 130$ мм — максимальный диаметр расширяющихся отверстий, минимальные размеры отверстий — 10 мм. Расстояние между соседними отверстиями $3d$. Схема закрепления расчетной области аналогична предыдущему случаю с моделью Мора—Кулона. В модели упрочняющейся пластической среды использована разновидность гиперболических зависимостей между деформациями и девиатором напряжений при сдвиге, а также между объемными пластическими деформациями и гидростатическими напряжениями. При действии на поверхности основания равномерно распределенной пригрузки $p_0 \leq 100$ кН/м² характерные значения модуля деформации E_{50}^{ref} и давлений p^{ref} приняты равными 4,16 и 0,06 МПа соответственно; одометрический модуль E_{oed}^{ref} принят равным 0,081 МПа при $\sigma_1^{ref} = 0,06$ МПа (серия опытов Б, табл. 3).

При действии пригрузки $p_0 > 100$ кН/м² значение $E_{50}^{ref} = 19,4$ МПа и $p^{ref} = 0,3$ МПа; одометрический модуль $E_{oed}^{ref} = 10,8$ МПа при $\sigma_1^{ref} = 0,3$ МПа.

Не вдаваясь в анализ полученной общей картины н.д.с. расчетной области, отметим лишь появление различных областей пластичности, концентрацию напряжений на контакте включений с грунтом, влияние величины пригрузки на характерные показатели н.д.с. среды.

Во всех выполненных и упомянутых выше расчетах в верхних точках на поверхности анкера получены вертикальные напряжения σ_y , превышающие значения горизонтальных напряжений σ_x в точках, принадлежащих горизонтальной оси симметрии анкера, что дает основание принять синусоидальный закон распределения нормальных к поверхности анкера напряжений

$$\sigma_\alpha = \sigma_x + (\sigma_y - \sigma_x) \sin \alpha.$$

В этом случае равнодействующая напряжений σ_α по всей поверхности анкера определяется зависимостью

$$N = 2d (\sigma_y - 0,57 \sigma_x),$$

а удерживающая анкер сила трения

$$T = N \tan \varphi + c \cdot A,$$

где c — сцепление;

A — площадь боковой поверхности анкера.

В табл. 2 приведены равнодействующие напряжений σ_α (N , кН) в случае действия равномерной пригрузки поверхности расчетной области

$p_0 = 100 \text{ кН/м}^2$. В числителе показаны результаты расчета с применением коэффициента трения $f = \text{tg}\varphi$, в знаменателе — с учетом значений $f_1 = 0,5 \text{ tg}\varphi$; использована упругопластическая модель среды Мора–Кулона.

Как видно, нормальные давления на поверхности анкера при изменении расстояния между ними варьируют незначительно. Условия контактирования анкера со средой влияют заметнее в связном грунте. Нетрудно видеть, что влияние этих условий на величину сил трения T весьма велико, что согласуется с экспериментальными данными ([1], рис. 17.10).

В табл. 3 приведены равнодействующие напряжений σ_α (N , кН) в случае действия равномерной пригрузки различной интенсивности на поверхности расчетной области, которая затем подвергалась воздействию расширяющихся отверстий. Учтено полное влияние сил трения на контакте анкеров со средой. Из табл. 3 следует, что равнодействующие N увеличиваются непропорционально величине пригрузки p_0 ; напомним, что расчеты в сериях опытов А, Б и В несовместимы, так как выполнены при различных деформационных характеристиках среды. Таким образом, применение моделей пластических сред дает принципиальную возможность оценить величину удерживающих сил анкеров как без учета процессов, связанных с вытеснением материала среды при внедрении инородного тела (см. табл. 2) — в запас надежности, так и с учетом влияния этих факторов (см. табл. 3).

Выводы. 1. На участке между соседними анкерами возникают зоны деконцентрации напряжений (деформаций), ограниченные сверху и снизу изолиниями максимальных напряжений (деформаций). Зоны деконцентрации исчезают при расстояниях между соседними анкерами $l = 5d$.

2. Над и под анкерами возникают «уплотненные ядра», ограниченные изолиниями минимальных напряжений (деформаций); изолинии имеют форму сводов. Размер «уплотненного ядра» зависит от расстояния между анкерами, свойств материала среды и условий контактирования анкера со средой.

3. Распределения нормальных напряжений на контакте круглоцилиндрического анкера со средой можно описать синусоидальной функцией, что дает возможность уточнить величину предельной удерживающей силы при выдергивании анкера.

4. При обжати жестких анкеров внешними нагрузками или при трансформации среды в процессе образования или увеличения отверстий (скважин) в грунтовой среде возникают зоны несоосности и неподобия напряженного и деформированного состояний, что существенно затрудняет возможность применения целого ряда моделей, применяемых для прогнозирования напряженно-деформированного состояния грунтовых оснований и массивов.

Таблица 2
Равнодействующие нормальных давлений на контуре анкера (N , кН)

d , мм	l/d	p_0 , кН/м ²	Связный грунт	Несвязный грунт	Модель грунта
36	2	100	8,3/6,9	8,2/7,1	Модель Мора–Кулона
	3	100	8,3/6,9	7,9/7,1	
	5	100	8,7/6,5	7,8/7,1	

Таблица 3
Равнодействующие нормальных давлений на контуре анкера (N , кН)

d , мм	l/d	Пригрузка поверхности расчетной области (p_0 , кН/м ²)					
		60	300	60	100	300	400
130	3	59	83	30	38	178	222
Серии опытов		А		Б		В	
Модели грунта		Модель Мора–Кулона		Модель упрочняющей- ся пластической среды			

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Основания, фундаменты и подземные сооружения [Текст]: справочник проектировщика. — М.: Стройиздат, 1985. — 479 с.
2. Plaxis. Finite Element Code for soil and Rock Analyses / Руководство пользователя: версия 8. — Нидерланды: Дельфтский технологический университет, 2002.

*КРИВОРОТОВ А. П., д-р техн. наук, проф.
Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет
(Сибстрин)*

*ЛУБЯГИН А. В., инж.
Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет
(Сибстрин)*

*ЗУБАЧЕВ П. В., инж.
Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет
(Сибстрин)*

*САВКОВ П. А., инж.
Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет
(Сибстрин)*

Получено после доработки 27.03.09

Krivorotov A. P., doctor of technical sciences, professor, Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Russia

Lubyagin A.V., engineer, Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Russia

Zubachov P.V., engineer, Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Russia

Savkov P. A., engineer, Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Russia

EVALUATION OF INTERACTION OF RIGID CYLINDRICAL INCLUSIONS INTO NONLINEAR DEFORMED GROUND MEDIUM

The area dimensions of concentration and deconcentration of tension with changing the distance among inclusions were set up when using the model of elasto — plastic medium; the definition method of the value of anchor resisting force to pulling is recommended. The fact of noncoaxiality and unlikeness of stressed and strained state of the medium was established that limits the application possibilities of some ground medium models...

inclusions, anchors, interaction, stresses concentration, resistance to pulling.

REFERENCES

1. Footings, Foundations and Underground Structures [Text]: Handbook for a designer. — М.: Stroyizdat, 1985. — 479 p.
2. Plaxis. Finite Element Code for Soil and Rock Analyses / Instruction Manual: Version 8. — Netherlands: Delft Technological University, 2002.

УДК 624.012.3.042.5

С. Н. ЛЕОНОВИЧ

ОЦЕНКА ОСТАТОЧНОЙ МОРОЗОСТОЙКОСТИ БЕТОНА ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ МЕТОДОМ ОТРЫВА СО СКАЛЫВАНИЕМ

Данная статья посвящена актуальной проблеме оценки остаточной морозостойкости железобетонных конструкций, эксплуатируемых в условиях циклического замораживания и оттаивания...

морозостойкость, механика разрушения, коэффициент интенсивности напряжений, отрыв со скалыванием.

1. Проблема прогноза морозостойкости бетона в эксплуатируемых железобетонных конструкциях. В статье рассматривается проблема оценки остаточной морозостойкости железобетонных конструкций, эксплуатируемых в условиях циклического замораживания и оттаивания (ЦЗО). Проблема прогноза морозостойкости бетона в эксплуатируемых железобетонных конструкциях наподобие оценки прочности неразрушающими методами еще ожидает своего решения. Это объясняется, с одной стороны, отсутствием приемлемых экспериментальных методик, с другой — отсутствием инновационных моделей морозной деструкции бетона и корректных критериев ее оценки. Оценка морозостойкости по потере прочности на сжатие возникла более века назад в эпоху первых шагов в развитии портландцементного бетона и прочно укоренилась в нормативной базе СНГ до сегодняшнего дня. Эта методика удобна для производственного контроля морозостойкости бетона ввиду унификации опытных образцов и прессового оборудования и при прочностных испытаниях. Огромную ценность представляет накопленный за многие годы экспериментальный и производственный материал по морозостойкости бетона при испытаниях по этой методике. Однако в последние три-четыре десятилетия эта методика совершенствовалась исключительно путем изменения (ужесточения) количественного критерия потери прочности при циклическом замораживании-оттаивании (25, 15, 5%), хотя каждое изменение приводило к потере значимости предыдущего экспериментального материала. В последние годы большинство исследований сфокусировалось на ускоренной оценке морозостойкости, основанной на реальной или мнимой корреляции предлагаемых критериев с критерием потери прочности. При этом недостаточно развиваются физические модели морозной деструкции и физические критерии ее оценки.

Это объясняется рядом объективных причин. Во-первых, при действующих ранее СНиП конструктору для расчета несущей способности эксплуатируемой железобетонной конструкции достаточно было знать прочность бетона на сжатие. Во-вторых, для оценки состояния конструкции, подвергающейся циклическому замораживанию и оттаиванию, сделать выбор приемлемого неразрушающего метода непросто. Методы пластической деформации и упругого отскока дают завышенные значения прочностных характеристик замороженного бетона. Ультразвуковой импульсный метод завышает прочность водонасыщенного бетона. При этом

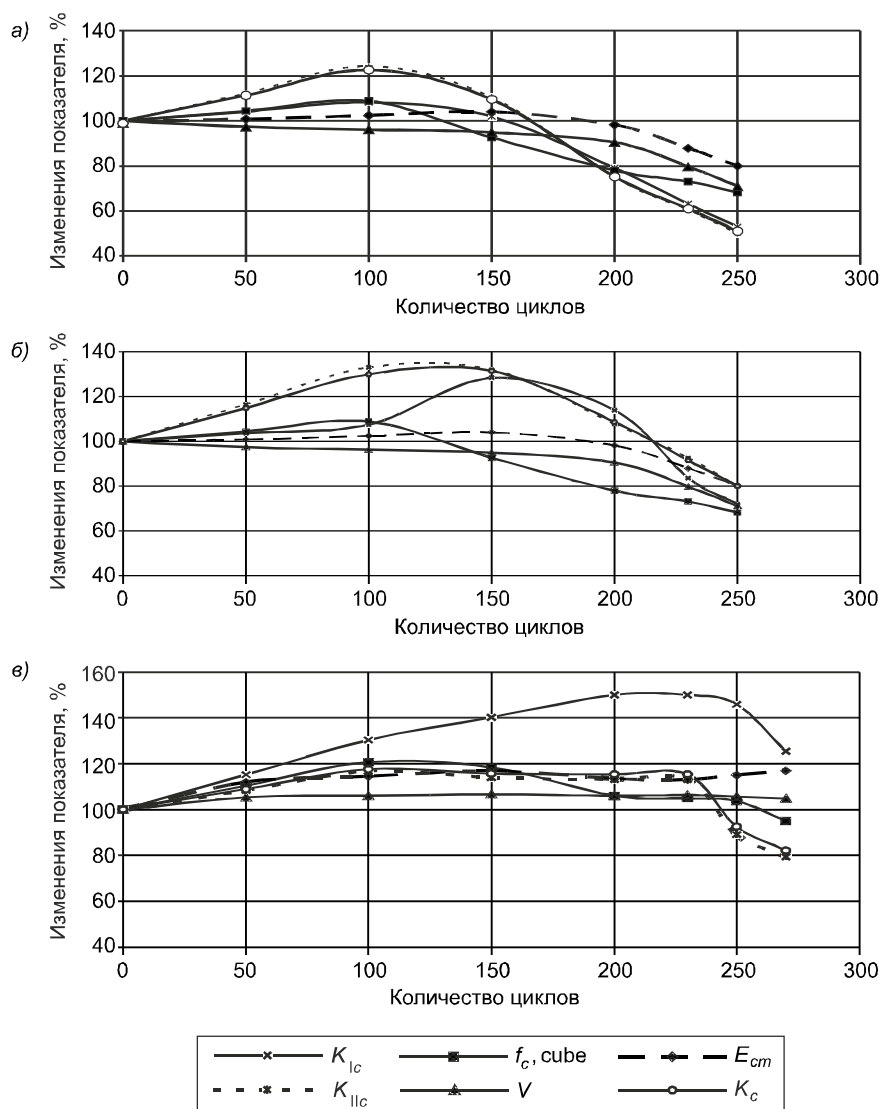


Рис. 1. Изменение коэффициентов интенсивности напряжений, прочности, скорости прохождения ультразвука, динамического модуля упругости и критический коэффициент интенсивности напряжений при ЦЗО

а — обычный бетон; б — бетон, модифицированный суперпластификатором С-3; в — бетон, модифицированный воздухововлекающей добавкой СНВ

разрушенная под воздействием ЦЗО поверхность затрудняет качественный контакт ультразвуковых датчиков с бетоном, что искажает результаты. Целесообразно, исходя из анализа вышеизложенной ситуации, использовать метод отрыва со скалыванием с последующей корректировкой полученных значений прочности с учетом параметров отрицательной температуры и влажности бетона конструкций. Серьезным аргументом в пользу отрыва со скалыванием является возможность одновременного определения этим методом коэффициента интенсивности напряжений — силового параметра, характеризующего способность бетона сопротивляться образованию и развитию трещин. Этот параметр приемлем для оценки остаточной морозостойкости бетона, поскольку учитывает структуру бетона и особенности развития трещин при морозной деструкции¹.

¹ Гузеев Е. А., Леонович С. Н., Пирадов К. А. Механика разрушения бетона: вопросы теории и практики. Брест, 1999. 218 с.

2. Разработка метода прогноза морозостойкости бетона по коэффициентам интенсивности напряжений. Проанализированы полученные совместно с аспирантом О. А. Аль-Факихом экспериментальные данные по морозостойкости бетонов различной структуры [1, 2].

Коэффициенты интенсивности напряжений при нормальном отрыве K_{Ic} и поперечном сдвиге K_{IIc} являются для обычного бетона не менее корректными («чувствительными») показателями в оценке морозостойкости, чем параметры прочности. При оценке морозной деструкции бетона, модифицированного суперпластификатором С-3, коэффициенты интенсивности напряжений (K_{Ic} , K_{IIc}) очень «чувствительны» в начальный, «конструктивный» период (период роста прочности при начальном ЦЗО) к возрастающей трещиностойкости, а затем после некоторого количества циклов, начиная примерно с относительных значений 0,8...0,7 от начальных, снижаются так же, как и прочностные показатели. При оценке морозостойкости бетона, модифицированного воздухововлекающей добавкой СНВ, коэффициенты интенсивности напряжений при поперечном сдвиге K_{IIc} оказываются более «чувствительными» параметрами, чем прочность на сжатие (рис. 1).

Подобная тенденция наблюдается и для бетона на напрягающем цементе (рис. 2).

Исходя из принятой рабочей гипотезы о том, что $K_c = \sqrt{K_{Ic}^2 + K_{IIc}^2}$ является «чувствительной» интегральной характеристикой бетона, был выполнен анализ изменения K_c для бетона всех серий при ЦЗО (см. рис. 1, 2).

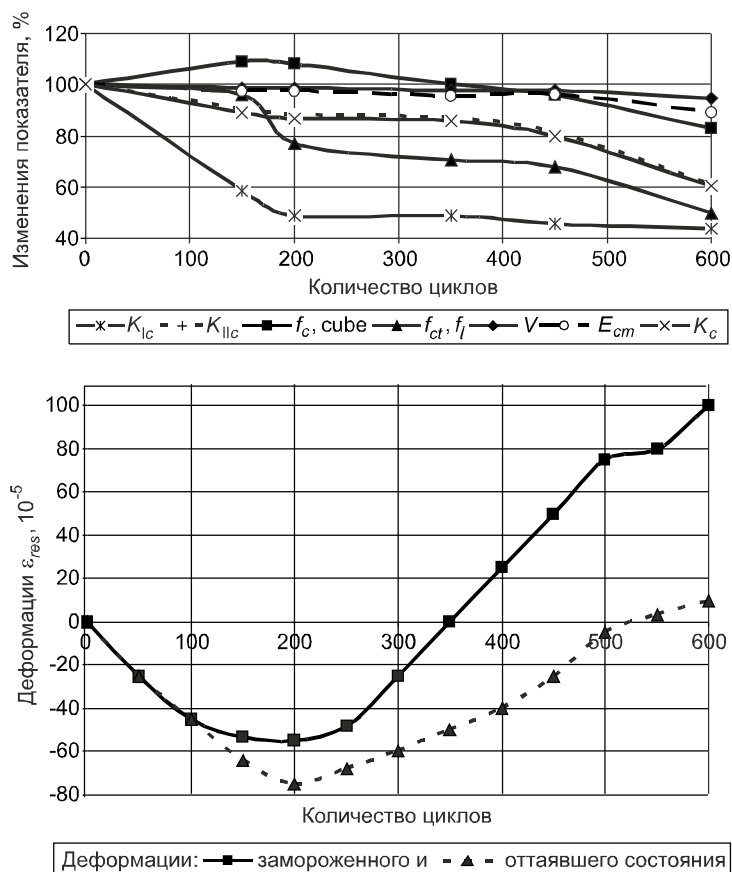


Рис. 2. Изменение коэффициентов интенсивности напряжений, прочности, скорости прохождения ультразвука, динамического модуля упругости и накопления деформации образцов-призм напрягающего бетона в замороженном и оттаявшем состоянии

Этот параметр адекватно отражает кинетику морозной деструкции бетона, в особенности для бетона с маркой по морозостойкости выше F200.

Морозостойкость определяется структурой бетона, характеристиками которой могут служить силовые и энергетические параметры механики разрушения — критические коэффициенты интенсивности напряжений (КИН) при нормальном отрыве K_{Ic} и поперечном сдвиге K_{IIc} , а также энергия разрушения G_c . Так как все дефекты в структуре бетона по принятой гипотезе представляют собой трещины (с различными параметрами и радиусами кривизны в вершинах), то каждый такой дефект характеризуется своим значением K_{Ic} и K_{IIc} .

Существующие методы определения морозостойкости бетона требуют проведения объемных и, самое главное, длительных экспериментальных исследований, в обязательном порядке в условиях лаборатории. Сегодня при огромных объемах строительства из монолитного бетона этого недостаточно. Необходимо в производственных условиях оценивать качество изделий или конструкций с позиции обеспечения требуемой морозостойкости, т.е. необходим такой критерий, который был бы корректен при его определении и позволял бы судить о стойкости бетона к циклическим низкотемпературным воздействиям. Выполненные экспериментальные исследования показали, что морозостойкость может быть спрогнозирована теоретически по результатам определения критического коэффициента интенсивности напряжений при нормальном отрыве K_{Ic} .

Используя экспериментальные данные, можно предложить как пробную зависимость (1), полученную на основании обработки собственных экспериментальных данных для прогнозируемой морозостойкости бетона эксплуатируемых конструкций в зависимости от значений коэффициентов интенсивности напряжений (табл. 1, рис. 3):

$$F(N) = 303,85K_{Ic}^2 - 153,49K_{Ic} + 136,31. \quad (1)$$

Таблица 1

Ожидаемая морозостойкость опытных образцов бетона в зависимости от значения коэффициентов интенсивности напряжений

Наименование показателя	Ожидаемая марка по морозостойкости F					
	F50-F100	F100-F150	F150-F200	F200-F250	F250-F300	≥ F300
K_{Ic} , МПа $\sqrt{м}$	≤ 0,5	0,5...0,7	0,7...0,8	0,8...0,95	0,95...1,0	> 1,00

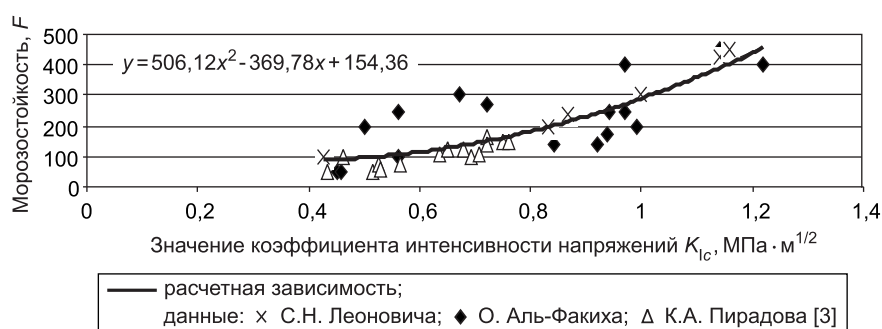


Рис. 3. Зависимость морозостойкости (F) от коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве (K_{Ic})

3. Методика определения коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве способом отрыва со скалыванием. В соответствии с принятыми направлениями исследований были выполнены испытания бетона конструкций, эксплуатируемых при ЦЗО, методом отрыва со скалыванием.

В условиях эксплуатации возможно определение K_{Ic} на основе существующего метода испытаний на отрыв со скалыванием.

Зафиксировав усилие вырыва анкерного устройства, был произведен расчет прочности бетона по градуировочной зависимости:

$$f = m_1 \cdot m_2 \cdot P, \quad (2)$$

где m_1 — коэффициент, учитывающий максимальный размер крупного заполнителя в зоне вырыва;

m_2 — коэффициент пропорциональности при переходе от усилия вырыва, кН, к прочности бетона, МПа;

P — усилие вырыва анкерного устройства, кН.

Задаваясь распределением главных напряжений по длине образующей конуса разрушения в виде параболы пятой степени, нормальные напряжения σ_r при старте трещины определяются из [3, 4]:

$$\sigma_r = [3P(\cos^2(90 - \alpha) - \sin^2(90 - \alpha))] / 2\pi l^3(1 + r / l \operatorname{tg} \alpha)^5, \quad (3)$$

где P — усилие вырыва;

α — угол между образующей конуса разрушения и осью шпура;

$$\alpha = \arctg(R / l).$$

Величину K_{Ic} рекомендуется определять на основе решения о полукруговом диске с краевой трещиной, когда круговая граница защемлена, по зависимости:

$$K_{Ic} = \sigma_r \sqrt{2\pi l} [0,8 / ((R / l)^3 - 1) + 0,7]. \quad (4)$$

4. Сравнение результатов лабораторных исследований морозостойкости бетона с экспериментальными данными, полученными методом отрыва со скалыванием. Выполнена диагностика железобетонных конструкций холодильника Минского холодохимбината № 1 в осях 1–12. Комплекс инженерных обследований проводился в помещениях и холодильных камерах.

Уровень морозной деструкции определяется тем, что железобетонные конструкции в холодильных камерах эксплуатируются перманентно при отрицательной температуре (от -22 до -27 °С) с короткими периодами оттаивания. Дефекты, зафиксированные в вестибюлях, проявились более значительно. Причиной этого является частое и резкое изменение температуры и влажности (циклическое замораживание и оттаивание) ввиду частого перемещения продукции из холодильных камер к лифтам и обратно.

Таким образом, конструкции в холодильных камерах и вестибюлях подвергались различному, однако достаточно точно определенному количеству циклов замораживания и оттаивания. Этим объект исследования положительно отличается от достаточно неопределенных знакопеременных температурных воздействий при эксплуатации железобетонных конструкций при атмосферных условиях.

Были определены прочностные и деформационные характеристики бетона на образцах, отобранных на 1, 3 и 5 этажах. Произведен пересчет этих характеристик при фиксированных значениях температуры и влажности, что позволило идентифицировать реальное напряженно-деформированное состояние в конструкциях при эксплуатационных условиях (реальной степени водонасыщения бетона и отрицательной температуре) и при оттаивании.

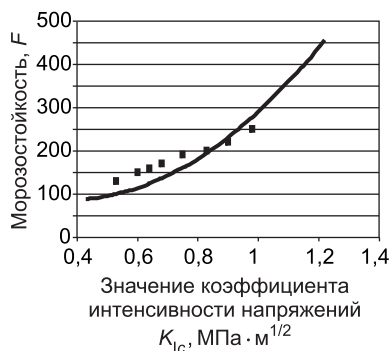
Результаты испытаний по определению коэффициента интенсивности напряжений методом отрыва со скалыванием и остаточной морозостойкости образцов-кернов приведены в табл. 2.

Таблица 2

**Расчетная, определенная по коэффициенту
интенсивности напряжений при нормальном отрыве
и экспериментальная остаточная морозостойкость бетона**

Опытные образцы (керны)	Коэффициент интенсивности напряжений, МПа $\sqrt{м}$	Экспериментальная остаточная морозостойкость по образцам-кернам	Расчетная остаточная морозостойкость по зависимости (1)	Отклонение расчетной морозостойкости от экспериментальной, %	Коэффициент вариации, %
K1	0,64	160	125	-28	21,6
K2	0,98	250	278	+10,1	9,4
K3	0,83	200	196	-2,04	1,67
K4	0,90	220	231	+4,8	4,5
K5	0,98	250	278	+10,1	9,4
K6	0,75	190	161	-18	13,5
K7	0,68	170	137	-24,1	18
K8	0,6	150	115	-30,4	23,6
K9	0,6	150	115	-30,4	23,6
K10	0,75	190	161	-18	13,5
K11	0,68	170	137	-24,1	18
K12	0,53	130	100	-30	22,7

По предложенной эмпирической зависимости была оценена морозостойкость бетона с использованием экспериментально полученного коэффициента интенсивности напряжений при нормальном отрыве. Результаты расчета морозостойкости, опытные данные по определению остаточной морозостойкости бетона, отклонения и коэффициент вариации расчетных и экспериментальных результатов показаны в табл. 2.



На рис. 3, 4 приведены результаты математической обработки экспериментальных данных О. Аль-Факиха, С. Н. Леонovichа и К. А. Пирадова. Обработка экспериментальных данных позволила получить зависимость морозостойкости от коэффициента интенсивности напряжений

Рис. 4. Сравнение расчетной и экспериментальной морозостойкости для образцов-кернов

— расчетная кривая морозостойкости; ■ экспериментальная остаточная морозостойкость по образцам-кернам

Таблица 3

Показатели пористости

№ образца	W_{\max} , мас. %	$W_{\text{об}/\min}$, %	W_{\max} , %	X_1	λ	α
1-1	5,5	3,0	3,7	1,05	1,0	0,3
1-2	1,5	0,6	0,66	0,5	0,5	0,01
1-3	4,1	2,3	2,3	0,85	0,85	0,01
1-4	2,8	1,3	1,3	0,6	0,6	0,01
1-5	2,6	1,5	1,6	0,95	0,6	0,1

Примечание. X_1 — показатель среднего размера пор; — показатель пор с учетом ; — степень однородности пор по размерам.

при нормальном отрыве (см. рис. 3) и результаты сравнения расчетных и экспериментальных значений остаточной морозостойкости бетона (см. рис. 4).

Анализ данных в табл. 2 показывает, что морозостойкость бетона, найденная по предложенным эмпирическим зависимостям, отличается от фактической морозостойкости, определенной прямыми испытаниями образцов-кернов, не более чем на 30,4%, что свидетельствует о применимости предложенного метода прогноза морозостойкости.

По отобранным в конструкциях опытным образцам установлены фактическое водопоглощение и пористость бетона.

Результаты лабораторных испытаний бетона сведены в табл. 3.

Выводы. Предложена методика неразрушающего контроля остаточной морозостойкости бетона эксплуатируемых при циклическом замораживании-оттаивании железобетонных конструкций на основе метода отрыва со скалыванием.

В качестве критерия оценки морозостойкости принят коэффициент интенсивности напряжений при нормальном отрыве, учитывающий структуру бетона и особенности развития трещин при морозной деструкции.

Расчет коэффициента интенсивности напряжений при нормальном отрыве произведен на основе классического решения механики разрушения о полукруговом диске с краевой трещиной при распределении главных напряжений по длине образующей конуса разрушения в виде параболы пятой степени. В расчетные формулы входят экспериментально определенное методом отрыва со скалыванием усилие вырыва, а также геометрические размеры конуса разрушения, зависящие и от вида анкерного устройства.

На основании собственных экспериментальных данных подобраны зависимости прогнозируемой морозостойкости бетона от значений коэффициентов интенсивности напряжений, полученных методом отрыва со скалыванием. Методика апробирована на реальных железобетонных конструкциях, эксплуатируемых при ЦЗО.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Леонович, С. Н. Оценка морозостойкости тяжелого бетона с использованием коэффициентов интенсивности напряжений при нормальном отрыве и поперечном сдвиге [Текст]/С. Н. Леонович, О. А. Аль-Факих//Вестн. Брест. гос. техн. ун-та.— 2004.— № 1.— С. 93–96.
2. Леонович, С. Н. Использование коэффициентов интенсивности напряжений, как критериев оценки морозостойкости напрягающего бетона [Текст]/С. Н. Леонович, О. А. Аль-Факих//Вестн. Брест. гос. техн. ун-та.— 2004.— № 1.— С. 91–93.
3. Пирадов, К. А. Подбор состава бетона по заданным параметрам его долговечности [Текст]/К. А. Пирадов//Материалы 1-й Всерос. конф. по бетону и железобетону.— М., 2001.
4. Гузеев, Е. А. Оценка морозостойкости по параметрам механики разрушения [Текст]/Е. А. Гузеев, К. А. Пирадов, Т. Л. Мамаев, А. Л. Мочалов//Бетон и железобетон.— 2000.— № 3.— С. 26–27.

ЛЕОЛОВИЧ С. Н., д-р техн. наук, проф.

Белорусский национальный технический университет, г. Минск

Получено после доработки 16.03.09

Leonovich S. N., doctor of technical sciences, professor, Belarussian National Technical University, Minsk

**THE CONCRETE RESIDUAL FROST-RESISTANCE
ESTIMATION OF EXPLOITED STRUCTURES
BY PULL-OUT TEST METHOD**

This paper is dedicated to actual problem of residual frost-resistance estimation of exploited concrete structures under action of cyclic freezing-thawing...

frost resistance, fracture mechanics, stress intensity factor, pull-out, test method.

REFERENCES

1. Leonovich, S. N. The estimation of heavy-weight concrete frost-resistance with using of stress intensity factors by normal pull-out and transverse shear [Text]/S. N. Leonovich, O. A. Al-Fakih//Vestnik Brest state technical University.— 2004.— N 1.— P. 93–96.
2. Leonovich, S. N. Using of stress intensity factors as criteria of self-stressed concrete frost-resistance [Text]/S. N. Leonovich, O. A. Al-Fakih//Vestnik Brest state technical University.— 2004.— N 1.— P. 91–93.
3. Piradov, K. A. The calculation of concrete content in accordance with durability parameters [Text]/K. A. Piradov//Proceedings of I Conference Concrete and reinforced concrete.— M., 2001.
4. Guseev, E. A. The estimation of frost-resistance by fracture mechanics parameters [Text]/E. A. Guseev, K. A. Piradov, T. L. Mamayev, A. L. Mochalov//Concrete and reinforced concrete.— 2000.— N 3.— P. 26–27.

УДК 539.376+539.4

А. Ф. НИКИТЕНКО, Б. С. РЕЗНИКОВ, И. В. КУЧЕРЕНКО

ПРЕДЕЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ПРИ НЕУПРУГОМ ДЕФОРМИРОВАНИИ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ*

На конкретных примерах показано, что решения, соответствующие расчету по предельному состоянию элементов конструкций в процессе ползучести их материала, эквивалентны аналогичным решениям в предположении идеального жесткопластического поведения материала; при этом требуется только заменить предел длительной прочности материала на его предел текучести...

ползучесть, длительная прочность, предельные нагрузки, предельное состояние, жесткопластическое деформирование.

1. Методика расчета по предельному равновесию элементов конструкций, материал которых находится в условиях ползучести при наличии всех трех стадий, заключается в том, что необходимо решить в первую очередь соответствующую краевую задачу в предположении установившейся ползучести и потребовать, чтобы полученное таким образом стационарное поле напряжений удовлетворяло условию перехода материала тела (элемента конструкции) в предельное состояние [1]. Это условие применительно к равномерно нагретому телу имеет вид

$$\sigma_e = \sigma_{д.п.}, \quad (1)$$

где σ_e — эквивалентное напряжение, аналитическая аппроксимация которого представляет собой соответствующий критерий длительной прочности; принято, что σ_e — однородная относительно напряжений функция первой степени;

$\sigma_{д.п.}$ — предел длительной прочности материала.

В [2] использование цитируемой выше методики продемонстрировано на примерах вычисления предельной нагрузки для ряда конкретных элементов конструкций, при этом в качестве эквивалентного напряжения в (1) использовалась интенсивность напряжений.

Отличие от этого ниже эквивалентное напряжение отождествляется с критерием Мизеса–Шлейхера, который имеет вид

$$\sigma_e = \sigma_i + \beta \sigma_0, \quad (2)$$

где σ_0 — гидростатическая составляющая тензора напряжений, $\sigma_0 = \sigma_{ij} \delta_{ij} / 3$, $i, j = 1, 2, 3$;

σ_i — интенсивность напряжений, $\sigma_i = \sqrt{3 s_{ij} s_{ij} / 2}$;

s_{ij} — компоненты девиатора напряжений, σ_{ij} — компоненты тензора напряжений, $s_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_0 \delta_{ij}$, δ_{ij} — символ Кронекера;

$\beta \geq 0$ — коэффициент внутреннего трения.

В качестве физических соотношений установившейся ползучести материала будем использовать ассоциированный закон течения к поверхности $\sigma_e = \text{const}$, т.е.

* Работа выполнена при финансовой поддержке РФФИ (грант № 08-08-00316).

$$\eta_{ij} = \frac{W}{\sigma_e} \frac{\partial \sigma_e}{\partial \sigma_{ij}}, \quad W = B \sigma_e^{n+1}, \quad i, j = 1, 2, 3, \quad (3)$$

где η_{ij} — компоненты тензора скоростей деформаций ползучести;
 B, n — характеристики ползучести материала;

W — мощность рассеяния энергии при ползучести материала, $W = \sigma_{ij} \eta_{ij}$.

В частности, соотношения (3) с использованием (2) в главных осях тензора напряжений в цилиндрической системе координат r, φ, z имеют вид:

$$\eta_\varphi = B \sigma_e^n \left(\frac{3}{2} \frac{s_\varphi}{\sigma_i} + \frac{\beta}{3} \right), \quad \eta_r = B \sigma_e^n \left(\frac{3}{2} \frac{s_r}{\sigma_i} + \frac{\beta}{3} \right), \quad \eta_z = B \sigma_e^n \left(\frac{3}{2} \frac{s_z}{\sigma_i} + \frac{\beta}{3} \right). \quad (4)$$

Очевидно, что $\eta_\varphi + \eta_r + \eta_z \neq 0$ и равно нулю только при $\beta = 0$.

В дальнейшем расчет элементов конструкций по предельному равновесию будем осуществлять в условиях плоского деформированного состояния. Из условия $\eta_z = 0$, что служит определением плоского деформированного состояния [3, 4], следует:

$$\sigma_z = \frac{\sigma_\varphi + \sigma_r}{2} - \frac{\beta}{3} \sigma_i. \quad (5)$$

Одновременно с этим легко показать, что $\sigma_0 = \sigma_z + \frac{2}{9} \beta \sigma_i$, а интенсивность напряжений будет представлена выражением

$$\sigma_i = \frac{3\beta_0}{2\beta} (\sigma_\varphi - \sigma_r). \quad (6)$$

С учетом (5), (6) соотношения (4) окончательно примут вид:

$$\eta_\varphi = \frac{\beta}{2} \left(\frac{1}{\beta_0} + 1 \right) B \sigma_e^n, \quad \eta_r = \frac{\beta}{2} \left(-\frac{1}{\beta_0} + 1 \right) B \sigma_e^n, \quad \eta_z = 0, \quad (7)$$

$$\text{где} \quad \sigma_e = \frac{\beta}{\beta_0} \left(\frac{\sigma_\varphi - \sigma_r}{2} + \beta_0 \frac{\sigma_\varphi + \sigma_r}{2} \right), \quad \beta_0 = \frac{\sqrt{3}\beta}{\sqrt{9-\beta^2}}. \quad (8)$$

Отметим, что в случае $\beta = 0$ соотношения (4)–(8) переходят в уже известные, при этом $\sigma_e = \sigma_i$ [4].

Для определения напряженно-деформированного состояния тела и предельной внешней нагрузки необходимо к (1), (7), (8) присоединить уравнения равновесия и неразрывности скоростей деформаций ползучести. Применительно к осесимметричному напряженному состоянию при нулевом касательном напряжении будем иметь:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\varphi}{r} = 0, \quad (9)$$

$$\frac{d\eta_\varphi}{dr} + \frac{\eta_\varphi - \eta_r}{r} = 0. \quad (10)$$

Введем функцию напряжений $\Phi(r)$ такую, что

$$\sigma_\varphi = \frac{d^2 \Phi}{dr^2}, \quad \sigma_r = \frac{1}{r} \frac{d\Phi}{dr}, \quad (11)$$

при этом уравнение равновесия (9) тождественно удовлетворяется. После соответствующих стандартных операций и с использованием (7),

(10), (11) получаем для $\Phi(r)$ дифференциальное уравнение третьего порядка (уравнение Эйлера), решение которого есть

$$\Phi(r) = C_1 + C_2 r^{v_1} + C_3 r^{2-v_2}, \quad (12)$$

где

$$v_1 = \frac{2}{1+\beta_0}, \quad v_2 = \frac{2}{n(1+\beta_0)}. \quad (13)$$

Теперь напряжения на основании (11) с использованием (12) будут

$$\begin{aligned} \sigma_\phi &= v_1(v_1-1)C_2 r^{v_1-2} + (2-v_2)(1-v_2)C_3 r^{-v_2}, \\ \sigma_r &= v_1 C_2 r^{v_1-2} + (2-v_2)C_3 r^{-v_2}. \end{aligned} \quad (14)$$

Постоянные C_2, C_3 в (14) определяются из граничных условий применительно к каждой конкретной задаче.

2. Приведем примеры расчета элементов конструкций по предельному состоянию и с использованием изложенной методики.

Пример 1. Рассмотрим ползучесть толстостенной трубы, находящейся под внутренним давлением p . Граничные условия в данном случае следующие:

$$\sigma_r(a) = -p, \quad \sigma_r(b) = 0, \quad (15)$$

где a, b — внутренний и наружный радиусы трубы.

Подставляя σ_r из (14) в (15), вычисляем C_2, C_3 и тем самым находим напряжения:

$$\begin{aligned} \sigma_\phi &= \frac{p}{\beta_1^{2-v_1-v_2}-1} \left(\frac{\rho}{\beta_1} \right)^{v_2} [(1-v_2) - (v_1-1)\rho^{2-v_1-v_2}], \\ \sigma_r &= -\frac{p}{\beta_1^{2-v_1-v_2}-1} \left(\frac{\rho}{\beta_1} \right)^{v_2} [\rho^{2-v_1-v_2} - 1], \end{aligned} \quad (16)$$

где $\beta_1 = b/a$, $\rho = b/r$; $\beta_1 \geq \rho \geq 1$.

Согласно изложенной выше методике, стационарное поле напряжений (16) должно удовлетворять условию предельного состояния (1). Используя (8) одновременно с (16), получаем

$$\frac{\beta}{\beta_0} \left(-\frac{1}{n} + \beta_0 \right) \frac{p}{\beta_1^{v_2} (\beta_1^{2-v_1-v_2} - 1)} \rho^{v_2} = \sigma_{д.п}. \quad (17)$$

В силу условия равнопрочности [1] равенство (17) должно одновременно выполняться во всех точках поперечного сечения трубы. Это возможно, если $v_2 = 0$, что равносильно, согласно (13), $n \rightarrow \infty$. Обозначая предельное давление как p_{**} , получаем из (17)

$$p_{**} = \frac{\beta_1^{2-v_1} - 1}{\beta} \sigma_{д.п}. \quad (18)$$

Чтобы определить поле напряжений в поперечном сечении трубы в ее предельном состоянии, необходимо в (16) положить $v_2 = 0$ и вместо p подставить выражение (18). В результате этого

$$\sigma_\phi = \frac{1 - (v_1-1)\rho^{2-v_1}}{\beta} \sigma_{д.п}, \quad \sigma_r = -\frac{\rho^{2-v_1} - 1}{\beta} \sigma_{д.п}. \quad (19)$$

Представляет практический интерес сравнение поля напряжений (19) и предельного давления (18) с аналогичными в случае идеального жесткопластического деформирования материала трубы. При заданных граничных условиях (15) задача является статически определимой. Для

вычисления напряжений σ_φ , σ_r имеем уравнение равновесия (9) и условие перехода материала трубы в предельное состояние $\sigma_e = \sigma_\tau$, которое согласно (8) будет

$$\frac{\beta}{\beta_0} \left(\frac{\sigma_\varphi - \sigma_r}{2} + \beta_0 \frac{\sigma_\varphi + \sigma_r}{2} \right) = \sigma_\tau, \quad (20)$$

где σ_τ — предел текучести материала.

Решая систему уравнений (9), (20) и определяя постоянную интегрирования из условия $\sigma_r(a) = -p$, получаем:

$$\begin{aligned} \sigma_\varphi &= \frac{\beta_0 - 1}{\beta_0 + 1} \left(\frac{\sigma_\tau}{\beta} + p_{**} \right) \left(\frac{\rho}{\beta_1} \right)^{2-\nu_1} + \frac{\sigma_\tau}{\beta}, \\ \sigma_r &= - \left(\frac{\sigma_\tau}{\beta} + p_{**} \right) \left(\frac{\rho}{\beta_1} \right)^{2-\nu_1} + \frac{\sigma_\tau}{\beta}. \end{aligned} \quad (21)$$

Предельное значение давления находим из условия $\sigma_r(b) = 0$:

$$p_{**} = \frac{\beta_1^{2-\nu_1} - 1}{\beta} \sigma_\tau. \quad (22)$$

Данное выражение совпадает с (18), если предел длительной прочности материала $\sigma_{д.п.}$ заменить на его предел текучести σ_τ . Подставляя (22) в (21), находим напряжения σ_φ , σ_r в поперечном сечении трубы. Легко убедиться в том, что они совпадают с аналогичными напряжениями (19), если предел длительной прочности $\sigma_{д.п.}$ материала заменить на его предел текучести σ_τ .

Пример 2. Рассмотрим растяжение полосы с двумя симметричными круговыми выточками (рис. 1). В заштрихованной области, где материал находится в состоянии ползучести, действуют напряжения σ_φ , σ_r . Растягивающая сила F приложена к торцам пластины, круговые вырезы свободны от нагрузки, т.е. $\sigma_r(a) = 0$, $2 \int_a^{a+h} \sigma_\varphi dr = F$.

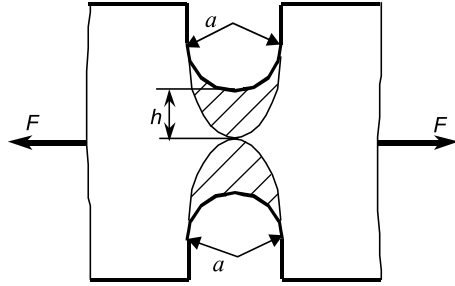


Рис. 1. Растяжение полосы с круговыми выточками

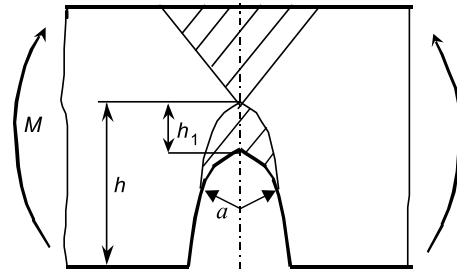


Рис. 2. Чистый изгиб полосы с односторонним вырезом

Для удобства перейдем от переменной r к переменной $\rho = a / r$. Тогда

$$\sigma_r(1) = 0, \quad 2 \int_1^{(1+H)^{-1}} \sigma_\varphi \rho^{-2} d\rho = -\frac{F}{2a}, \quad (23)$$

где $H = h / a$.

Из (23) с использованием (14) вычисляем константы C_2 , C_3 и тем самым находим напряжения:

$$\begin{aligned} \sigma_\varphi &= (2a\chi)^{-1} F [-(\nu_1 - 1)\rho^{2-\nu_1} + (1 - \nu_2)\rho^{\nu_2}], \\ \sigma_r &= (2a\chi)^{-1} F [-\rho^{2-\nu_1} + \rho^{\nu_2}], \end{aligned} \quad (24)$$

где

$$\chi = (v_1 - 1) \int_1^{(1+H)^{-1}} \rho^{-v_1} d\rho - (1 - v_2) \int_1^{(1+H)^{-1}} \rho^{-2+v_2} d\rho. \quad (25)$$

Далее, следуя изложенной выше методике, требуем, чтобы стационарное поле напряжений (24) удовлетворяло условию предельного состояния материала (1). Используя (8) одновременно с (24), получаем

$$\frac{\beta}{\beta_0} \left(-\frac{1}{n} + \beta_0 \right) \frac{F}{2a\chi} \rho^{v_2} = \sigma_{д.п}. \quad (26)$$

Предельное состояние полосы должно наступить одновременно во всех точках области, в которой материал подвержен ползучести (см. на рис. 1 заштрихованную область). Следовательно, равенство (26) не должно зависеть от ρ . Это возможно, если положить $v_2 = 0$, что равносильно, как видно из (13), $n \rightarrow \infty$. Обозначим предельную нагрузку F_* и отнесем ее к F_*^0 , соответствующей предельной нагрузке при растяжении полосы без вырезов, ширина которой $2h$, причем

$$F_*^0 = \frac{4h\beta_0}{(1+\beta_0)\beta} \sigma_{д.п}.$$

С учетом этого, (25) и $\beta_0 = (2 - v_1) / v_1$ окончательно получим из (26)

$$\frac{F_*}{F_*^0} = \frac{1+H}{H} \cdot \frac{(1+H)^{v_1-2} - 1}{v_1 - 2}. \quad (27)$$

Не представляет труда вычислить предельное усилие растягиваемой полосы в предположении идеального жесткопластического поведения материала. Задача является статически определимой при заданных граничных условиях (23). Для вычисления σ_ϕ , σ_r используем, как и выше, уравнение равновесия (9) и условие (20) перехода материала в опасном сечении полосы в предельное состояние. Решая эту систему уравнений и вычисляя постоянную интегрирования из первого равенства (23), найдем тем самым напряжения σ_ϕ , σ_r . Предельное растягивающее усилие определяем из второго граничного условия (23). Относя его к предельному усилию растягиваемой полосы шириной $2h$, получаем результат, полностью совпадающий с выражением (27).

Рассмотрим теперь чистый изгиб полосы, ослабленной односторонним вырезом с круговым основанием (рис. 2). В случае идеального жесткопластического поведения материала при условии $\sigma_e = \sigma_i$ эта задача решена в [3]. В области, в которой $a \leq r \leq a + h_1$, действуют напряжения σ_ϕ , σ_r , представленные формулами (14), а в области $a + h_1 \leq r \leq a + h$ действуют $\sigma_r = 0$, $\sigma_\phi = -\sigma_{д.п}$. Границей раздела этих областей является нейтральная плоскость, находящаяся от центра кругового выреза на расстоянии $r = a + h_1$. Неизвестный размер h_1 вычисляется из условия равенства нулю главного вектора напряжений по сечению OO' , т.е.

$$\int_a^{a+h_1} \sigma_\phi dr + \int_{a+h_1}^{a+h} \sigma_\phi dr = 0.$$

Перейдем в данном равенстве к переменной интегрирования $R = a / r$ и введем обозначения $\rho = 1 + h / a$, $\rho_1 = 1 + h_1 / a$. Тогда

$$\int_1^{\rho_1^{-1}} \sigma_\phi R^{-2} dR + \int_{\rho_1^{-1}}^{\rho^{-1}} \sigma_\phi R^{-2} dR = 0. \quad (28)$$

Круговая дуга свободна от напряжений, поэтому

$$\sigma_r(1) = 0. \quad (29)$$

Внешний изгибающий момент уравнивается внутренним, а именно

$$\int_1^{\rho_1^{-1}} \sigma_\varphi R^{-3} dR + \int_{\rho_1^{-1}}^{\rho^{-1}} \sigma_\varphi R^{-3} dR = -\frac{M}{ba^2}, \quad (30)$$

где b — ширина пластины.

Для определения C_2 , C_3 в (14) и ρ_1 имеем систему уравнений (28)–(30). Из (29) и (14) получаем

$$(2 - \nu_2)C_3 = -\nu_1 C_2 a^{\nu_2 + \nu_1 - 2}. \quad (31)$$

С учетом этого из (14) находим

$$\sigma_\varphi = \frac{\nu_1 C_2}{a^{2-\nu_1}} [(\nu_1 - 1)R^{2-\nu_1} - (1 - \nu_2)R^{\nu_2}], \quad \sigma_r = \frac{\nu_1 C_2}{a^{2-\nu_1}} [R^{2-\nu_1} - R^{\nu_2}]. \quad (32)$$

Подставим σ_φ из (32) и $\sigma_\varphi = -\sigma_{д.п.}$ в (28) и (30). Интегрируя, будем иметь

$$\frac{\nu_1 C_2}{a^{2-\nu_1}} \cdot \frac{\rho_1^{\nu_1 + \nu_2 - 2} - 1}{\rho_1^{\nu_2 - 1}} = \sigma_{д.п.}(\rho - \rho_1), \quad (33)$$

$$\frac{\nu_1 C_2}{a^{2-\nu_1}} \left[\frac{\nu_1 - 1}{\nu_1} (1 - \rho_1^{\nu_1}) - \frac{1 - \nu_2}{2 - \nu_2} (1 - \rho_1^{2-\nu_2}) \right] + \frac{\sigma_{д.п.}}{2} (\rho^2 - \rho_1^2) = -\frac{M}{ba^2}. \quad (34)$$

Система уравнений (33), (34), допускающая численное решение, позволяет определить C_2 , ρ_1 , зная которые из (31) вычисляем C_3 , а из (32) — напряжения σ_φ , σ_r .

Предельный изгибающий момент определяем из условия предельного состояния (1) с использованием (8) и (32)

$$-\frac{\nu_1 C_2}{a^{2-\nu_1}} \cdot \frac{\beta}{\beta_0} \left(\beta_0 - \frac{1}{n} \right) R^{\nu_2} = \sigma_{д.п.} \quad (35)$$

Предположим, что выражение

$$\frac{\nu_1 C_2}{a^{2-\nu_1}} = - \left[\frac{\beta}{\beta_0} \left(\beta_0 - \frac{1}{n} \right) \right]^{-1} f(M) \quad (36)$$

удовлетворяет системе уравнений (33), (34), где $f(M)$ — неизвестная функция изгибающего момента. Достоверность предположения (36) будет очевидна ниже. Конкретный вид функции $f(M)$ для дальнейшего не имеет никакого значения.

Подставим (36) в (35):

$$f(M) R^{\nu_2} = \sigma_{д.п.}$$

Это равенство должно одновременно выполняться во всех точках опасного сечения, т.е. не зависеть от R . Это возможно, если $\nu_2 = 0$. Обозначая предельный момент M_{**} , получаем

$$f(M_{**}) = \sigma_{д.п.} \quad (37)$$

Подставим теперь (36) с учетом (37) в (33), (34), полагая при этом $\nu_2 = 0$:

$$\frac{\rho_1^{\nu_1 - 2} - 1}{\nu_1 - 2} \cdot \frac{\nu_1 - 2}{\beta} = \frac{\rho_1 - \rho}{\rho_1}, \quad (38)$$

$$\frac{1}{\beta} \left[\frac{v_1 - 1}{v_1} (1 - \rho_1^{v_1}) - \frac{1}{2} (1 - \rho_1^2) \right] + \frac{1}{2} (\rho^2 - \rho_1^2) = \frac{M_{**}}{\sigma_{д.п} b a^2}. \quad (39)$$

Напряжения, соответствующие предельному состоянию изгибаемой полосы, находим из (32) с использованием (36), (37), полагая одновременно $v_2 = 0$:

$$\frac{\sigma_\varphi}{\sigma_{д.п}} = -\frac{(v_1 - 1)R^{2-v_1} - 1}{\beta}, \quad \frac{\sigma_r}{\sigma_{д.п}} = -\frac{R^{2-v_1} - 1}{\beta}. \quad (40)$$

Решая эту же задачу в предположении идеального жесткопластического поведения материала, убеждаемся в том, что соответствующие результаты эквивалентны аналогичным (38)–(40), если в них предел длительной прочности материала заменить на его предел текучести.

Представляет практический интерес получение аналогичных результатов в случае $\beta = 0$. Из (8), (13) следует, что $\beta_0 = 0$, если $\beta = 0$; $\lim_{\beta \rightarrow 0} (\beta_0 / \beta) = (1 / \sqrt{3})$; так как $2 - v_1 = v_1 \beta$, то $v_1 \rightarrow 2$ при $\beta \rightarrow 0$. Переходя в (18), (19) к пределу при $v_1 \rightarrow 2$, получаем величину предельного давления и соответствующее ему поле напряжений в поперечном сечении толстостенной трубы, а именно:

$$p_{**} = \frac{2}{\sqrt{3}} \sigma_{д.п} \ln \beta_1, \quad \sigma_\varphi = \frac{2}{\sqrt{3}} \sigma_{д.п} (1 - \ln p), \quad \sigma_r = -\frac{2}{\sqrt{3}} \sigma_{д.п} \ln p. \quad (41)$$

Аналогично из (27) будем иметь

$$\frac{F_{**}}{F_{**}^0} = \left(1 + \frac{a}{h} \right) \ln \left(1 + \frac{h}{a} \right). \quad (42)$$

Очевидно, что полученные выражения согласуются с известными результатами [2–4], если в условии предельного состояния в качестве эквивалентного напряжения использовать интенсивность напряжений.

Так же если в (38)–(40) перейти к пределу при $\beta \rightarrow 0$ и $v_2 \rightarrow 2$, то получаемые в этом случае выражения для σ_φ , σ_r , M_{**} , ρ_1 эквивалентны аналогичным, если решить [3] эту же задачу в предположении идеального жесткопластического поведения материала; при этом надо предел длительной прочности материала заменить на его предел текучести. Этот факт служит своего рода обоснованием достоверности предположения (36).

В качестве замечания отметим, что в последних двух задачах ничего не говорилось о границах области, где материал подвержен ползучести. Молчаливо предполагалось, что она совпадает с аналогичной областью при идеальном жесткопластическом деформировании материала. Это предположение требует специального исследования.

Выводы. Решения, соответствующие расчету по предельному состоянию элементов конструкций в процессе ползучести их материала, можно использовать для аналогичных расчетов тех же элементов конструкций в предположении идеального жесткопластического поведения материала, необходимо лишь заменить в соответствующих формулах предел длительной прочности материала на его предел текучести. Предельное поле напряжений и предельная нагрузка в случае статически определимого состояния тела не зависят от физических соотношений, связывающих компоненты тензоров напряжений и скоростей деформаций неупругого деформирования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Никитенко, А. Ф. Кинетическая теория ползучести и расчет элементов конструкций на длительную прочность. Сообщ. 2. Предельное состояние неравномерно нагретых элементов конструкций [Текст]/А. Ф. Никитенко//Проблемы прочности.— 2005.— № 6.— С. 5–14.
2. Никитенко, А. Ф. Расчет по предельному состоянию элементов конструкций при ползучести их материала [Текст]/А. Ф. Никитенко, Б. С. Резников, И. В. Кучеренко//Проблемы оптимального проектирования сооружений: докл. I Всерос. конф.— Новосибирск: НГАСУ, 2008.— С. 320–329.
3. Качанов, Л. М. Основы теории пластичности [Текст]/Л. М. Качанов.— М.: Наука, 1969.— 420 с.
4. Качанов, Л. М. Теория ползучести [Текст]/Л. М. Качанов.— М.: Физматгиз, 1960.— 456 с.

НИКИТЕНКО А. Ф., д-р физ.-мат. наук, проф.

Институт гидродинамики им. М. А. Лаврентьева СО РАН

РЕЗНИКОВ Б. С., д-р техн. наук

Новосибирский государственный технический университет

КУЧЕРЕНКО И. В., канд. техн. наук

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)

Получено после доработки 20.03.09

Nikitenko A. F., doctor of physical and mathematical sciences, professor, Lavrentyev Institute of Hydrodynamics SB RAS, Russia

Reznikov B. S., doctor of technical sciences, Novosibirsk State Technical University, Russia

Kucherenko I. V., candidate of technical sciences, Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Russia

LIMITING LOADINGS AT NON-ELASTIC DEFORMATION OF STRUCTURAL COMPONENTS

It is shown on concrete examples, that the decisions appropriate to strength analysis of structural components on a limiting state in creep process of their material, equivalent to the similar decisions in the assumption of rigid-plastic material behaviour; thus it is required to replace long-term strength limit of a material with its yield limit only...

creep, long-term strength, limiting loadings, limiting state, rigidplastic deformation.

REFERENCES

1. Nikitenko, A. F. Kinetic Theory of Creep and Creep-Rupture Strength Analysis of Structural Components. Part 2. Limiting State of Non-Uniformly Heated Structural Components [Text]/A. F. Nikitenko//Strength of Materials.— 2005.— N 6.— P. 5–14.
2. Nikitenko, A. F. Creep Strength Analysis of Structural Components on a Limiting State [Text]/A. F. Nikitenko, B. S. Reznikov, I. V. Kucherenko//Structural Optimization Problems: Report of the I Russian Conf.— Novosibirsk: NSUACE, 2008.— P. 320–329.
3. Kachanov, L. M. Fundamentals of Plasticity Theory [Text]/L. M. Kachanov.— M.: Nauka, 1969. — 420 p.
4. Kachanov, L. M. Creep Theory [Text]/L. M. Kachanov.— M.: Phismatgiz, 1960.— 456 p.

УДК 624.072.2.012.45

В. П. СЕЛЯЕВ, П. В. СЕЛЯЕВ, А. О. КОЛДИН

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ВЕРОЯТНОСТНЫМИ МЕТОДАМИ

Предлагается методика расчета долговечности железобетонных конструкций из условия трещиностойкости. Показано влияние изменчивости расчетных параметров на долговечность...

долговечность, ресурс, деградация, индекс надежности.

Железобетонные конструкции, подвергающиеся действию жидких или газообразных сред, должны работать без трещин. В статье предложена методика прогнозирования и оценки долговечности железобетонного изгибаемого элемента, работающего без трещин.

Метод оценки долговечности строится из предположения, что работа элемента конструкции представляет собой одну из возможных реализаций множества подобных элементов. Показатели качества каждого из них зависят от различных факторов, например, однородности свойств исходного материала, технологии изготовления, внешних воздействий и т.д. Все они являются случайными величинами, которые характеризуются законом распределения, математическим ожиданием, дисперсией. В результате случайного изменения параметров элемента конструкции будет изменяться по случайному закону и та максимальная величина нагрузки, которая вызывает отказ (образование трещин) или разрушение. В реальных условиях разрушение элемента конструкции происходит под действием внешних сил (нагрузок) и агрессивных сред, которые также являются случайными величинами. Определение вероятности безотказной работы элемента в общем случае затруднительно из-за множества случайных параметров, поэтому при расчете строительных конструкций часто пользуются приближенным методом ее оценки, предложенным Н. С. Стрелецким [1].

Суть этого метода состоит в определении вероятности одновременного появления двух событий — превышения усилий от нагрузки заданной величины и усилия, воспринимаемого сечением меньше этой величины.

Предполагая, что случайные значения усилий распределены по нормальному закону, между ними отсутствует корреляционная связь, предложено с учетом изменчивости оценивать надежность элемента по формуле

$$\gamma = \frac{M_{nes} - M_{nagr}}{(\sigma_{M_{nes}}^2 + \sigma_{M_{nagr}}^2)^{0.5}}, \quad (1)$$

где γ — индекс надежности, характеризующий запас прочности по отношению к действующей нагрузке с учетом изменчивости;

M_{nagr} , σ_{nagr} — среднее значение усилия от нагрузки и его среднеквадратическое отклонение;

M_{crc} , σ_{crc} — среднее значение усилия, воспринимаемого сечением перед появлением первой трещины, и его среднеквадратическое отклонение.

Очевидно, чем больше характеристика изменчивости σ , тем больше должна быть разность в числителе для обеспечения требуемой величины γ .

Задача оценки долговечности элемента строительной конструкции с учетом вероятностной природы расчетных параметров усложняется еще тем, что с течением времени под действием внешних факторов величины средних и среднеквадратических отклонений также будут изменяться.

Рассмотрим возможность применения индекса надежности для прогнозирования долговечности изгибаемых элементов железобетонных конструкций. В качестве примера возьмем изгибаемый элемент с прямоугольной формой поперечного сечения и одиночной арматурой (например, балка перекрытия с арматурой в растянутой зоне). Предположим, что деградация бетона плиты вызвана жидкими агрессивными средами, действующими по всем граням элемента.

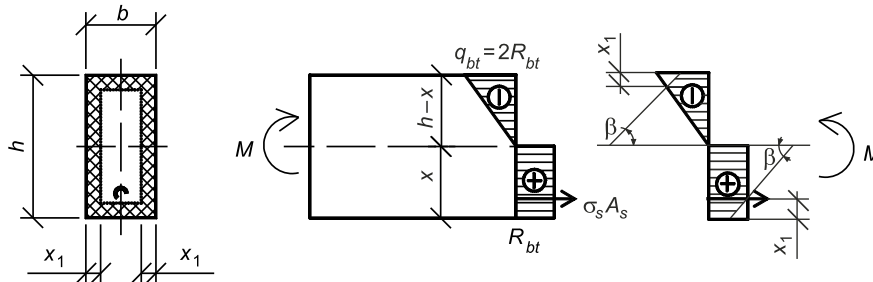


Рис. 1. Расчетная схема нормального сечения изгибаемого элемента

Установлено, что координату фронта деградации бетона x_1 можно определить по формуле [2]

$$x_1 = k(\xi) \sqrt{D_k t}, \quad (2)$$

где $k(\xi)$ — характеристика точности определения границы разрушения материала агрессивной средой, проникающей вглубь материала;
 D_k — коэффициент диффузии агрессивной среды;
 t — длительность действия агрессивной среды.

Величину $R_{b(t)}$, показывающую изменение прочностных свойств бетона во времени под воздействием агрессивной среды, также находим по формуле [2]

$$R_{b(t)} = R_b e^{-\gamma \cdot t}. \quad (3)$$

Определяем несущую способность железобетонной балки с учетом воздействия агрессивной среды

при $x_1 < a$

$$M_{crc} = \left[\frac{7}{24} h^2 - \frac{x_1}{12} (3h - 2x_1) + 2\alpha A_s \left(\frac{h}{2} - a' \right) \right] (b - 2x_1) R_{bt}^0, \quad (4)$$

при $x_1 > a$

$$M_{crc} = \left[\frac{7}{24} h^2 - \frac{x_1}{12} (3h - 2x_1) \right] (b - 2x_1) R_{bt}^0. \quad (5)$$

Для вычисления индекса надежности по формуле (1) необходимо знать изменчивость расчетных параметров и среднеквадратические отклонения.

Индекс надежности будем определять методами линеаризации и Монте-Карло. В последнем случае количество испытаний назовем 100 000 и найдем среднее значение несущей способности и среднеквадратические отклонения.

Таблица 1

Расчетный параметр	t , лет	a , см	A_s , см ²	b , см	h , см	R_{bt} , МПа	D_k , мм ² /с	M_{nagr} , кН·м
Среднее значение	0	2,0	4,02	40,0	20,0	16,0	$0,5 \cdot 10^{-6}$	4037
Стандарт	0	0,1	0,1	0,24	0,12	2,64	$0,5 \cdot 10^{-7}$	404

Расчет будем производить с использованием характеристик, приведенных в табл. 1.

В качестве прочностной характеристики R_{bt}^0 примем ее среднее и нормативное значение, при этом значение M_{crc} , определенное при нормативном значении R_{bt}^0 , равно внешней нагрузке M_{nagr} . Найдём значение R_{bt}^0

$$R_{bt} = R_m (1 - 1,164 \cdot V_m), \quad (6)$$

где V_m — коэффициент вариации прочности бетона, при растяжении равен 0,165.

Для бетона класса В15 нормативное сопротивление бетона растяжению $R_{bt}^0 = 11,7$ кН/см², среднее значение $R_m = 16$ кН/см².

При расчете методом линеаризации несущую способность вычисляем по формуле (4) или (5), а стандартное отклонение — по формуле (7).

$$\sigma_{M_{crc}} = \left[\left(\frac{dM_{crc}}{dR_s} \right)^2 \cdot \sigma_{R_s}^2 + \left(\frac{dM_{crc}}{dA_s} \right)^2 \cdot \sigma_{A_s}^2 + \left(\frac{dM_{crc}}{dh} \right)^2 \cdot \sigma_h^2 + \right. \\ \left. + \left(\frac{dM_{crc}}{db} \right)^2 \cdot \sigma_b^2 + \left(\frac{dM_{crc}}{dR_b} \right)^2 \cdot \sigma_{R_b}^2 + \left(\frac{dM_{crc}}{dD_k} \right)^2 \cdot \sigma_{D_k}^2 \right]^{0,5}, \quad (7)$$

где

$$\frac{dM_{crc}}{dh} = \frac{7}{12} h(b - 2x_1) R_{bt}^0 - \frac{x_1}{4} (b - 2x_1) R_{bt}^0 + \alpha A_s R_{bt}^0 (b - 2x_1), \quad (8)$$

$$\frac{dM_{crc}}{db_s} = \frac{7}{24} h^2 R_{bt}^0 - \frac{x_1}{12} (3h - 2x_1) R_{bt}^0 + 2\alpha A_s R_{bt}^0 \left(\frac{h}{2} - a' \right), \quad (9)$$

$$\frac{dM_{crc}}{dR_{bt}^0} = \frac{7}{24} h^2 (b - 2x_1) - \frac{x_1}{12} (3h - 2x_1) (b - 2x_1) + 2\alpha A_s \left(\frac{h}{2} - a' \right) (b - 2x_1), \quad (10)$$

$$\frac{dM_{crc}}{dA_s} = 2\alpha R_{bt}^0 \left(\frac{h}{2} - a' \right) (b - 2x_1), \quad (11)$$

$$\frac{dM_{crc}}{da'} = -2\alpha A_s R_{bt}^0 (b - 2x_1), \quad (12)$$

$$\frac{dM_{crc}}{dD_k} = \frac{7h^2 R_{bt}^0 k(\xi) \sqrt{t}}{24 \sqrt{D_k}} - \frac{k(\xi) \sqrt{t} R_{bt}^0 h b}{8 \sqrt{D_k}} + k(\xi)^2 t \left(\frac{R_{bt}^0 h}{4} + \frac{R_{bt}^0 b}{6} \right) + \\ + 4,5k(\xi)^3 \sqrt{D_k t^3} + \frac{k(\xi) \sqrt{t}}{2 \sqrt{D_k}} (2\alpha A_s R_{bt}^0 h - 4\alpha A_s R_{bt}^0 b a'). \quad (13)$$

Рассчитываем индекс надежности методом Монте-Карло, численные значения характеристик, входящих в формулы (4, 5), определялись методом статистического моделирования.

Результаты моделирования, показанные на рис. 2, свидетельствуют о том, что M_{crc} близок к нормальному закону распределения.

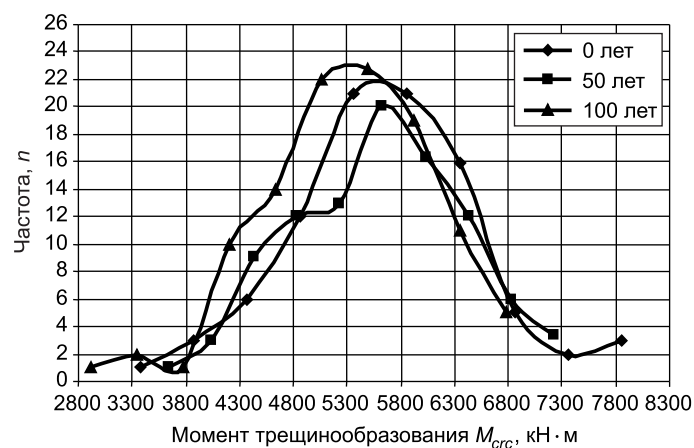


Рис. 2. Плотность распределения момента трещинообразования

Т а б л и ц а 2

Срок эксплуатации, лет	Метод Монте-Карло			Метод линеаризации		
	M_{crc} , кН·м	σ_{crc} , кН·м	Индекс надежности γ	M_{crc} , кН·м	σ_{crc} , кН·м	Индекс надежности γ
0	5515,77	909,70	1,49	5520,32	918,31	1,48
20	5327,65	898,65	1,31	5311,85	883,72	1,31
40	5221,69	874,20	1,23	5225,77	869,44	1,24
60	5149,47	865,19	1,17	5159,83	858,52	1,18
80	5082,82	855,80	1,11	5104,32	849,32	1,13
100	5052,15	833,23	1,09	5055,46	841,23	1,09

Статистические характеристики и значения индекса надежности, определенные различными методами, представлены в табл. 2.

Сопоставление полученных результатов свидетельствует о том, что при определении индекса надежности двумя методами Монте-Карло и линеаризации расхождения в результатах расчета незначительны.

Проанализировав работу программы, можно сделать следующие выводы: при использовании метода Монте-Карло значительно проще адаптировать расчетные формулы для использования в программировании, увеличив количество испытаний, можно добиться оптимальной точности.

Анализ данных обследований железобетонных конструкций, работающих в условиях действий агрессивных сред, показывает, что статистические характеристики изделий со временем изменяются [3].

Так как долговечность и ресурс конструкции зависят от среднеквадратических отклонений $\sigma_{M_{crc}}$, $\sigma_{M_{nagr}}$, то интерес представляет исследование влияния изменчивости параметров, входящих в формулу (4), на индекс надежности.

Применяя статистическое моделирование, будем определять индекс надежности, последовательно увеличивая коэффициент вариации каждого параметра (h , b , R_{bt} , M_{nagr}) в пять раз при сроке эксплуатации 20 лет.

График на рис. 3 дает полную характеристику влияния изменчивости расчетно-конструктивных параметров на индекс надежности. Наибольшее влияние на ресурс конструкции оказывает изменчивость сопротивления бетона растяжению R_{bt} , наименьшее — рабочая высота сечения h и ширина b .

В следующем эксперименте изучалось влияние изменчивости коэффициента диффузии D_k на индекс надежности γ .

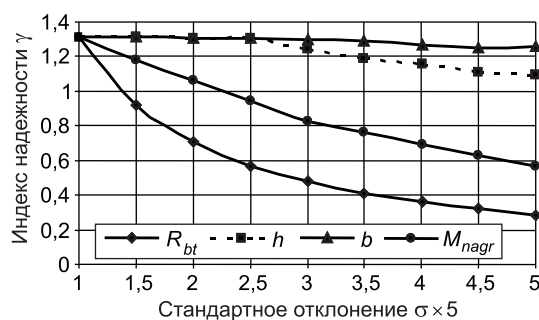


Рис. 3. Влияние изменчивости расчетно-конструктивных параметров на индекс надежности

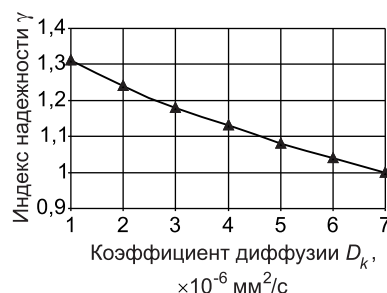


Рис. 4. Влияние коэффициента диффузии D_k на индекс надежности

Экспериментальные данные свидетельствуют, что параметр γ может изменяться в значительных пределах. Поэтому далее последовательно будем увеличивать коэффициент диффузии от $0,5 \cdot 10^{-6}$ до $7 \cdot 10^{-6}$ мм²/с с шагом $0,5 \cdot 10^{-6}$ мм²/с. Результаты расчета представлены в графическом виде на рис. 4.

Анализ результатов статистического моделирования показал: индекс надежности, определенный методами линеаризации и Монте-Карло, дает возможность оценить долговечность (ресурс) изделия, работающего в условиях действия агрессивных сред.

Зная изменение упругопрочностных характеристик по материалу, глубину проникновения агрессивной среды в объем элемента и вид изохроны деградации, можно прогнозировать долговечность композиционных строительных материалов, применяя деградационную функцию. Приравнивая выражения (4) или (5) к значению $k \cdot M_{срс}$ и решая полученное уравнение относительно времени t , находим долговечность элемента, где k — допускаемое снижение прочности элемента.

К примеру, определяя долговечность изгибаемой железобетонной балки, рассмотренной выше, при $k = 0,1$, находим долговечность $t = 139,8$ лет.

Для повышения точности вычислений необходимо повысить достоверную вероятность нахождения расчетных параметров; следует провести специальные опыты по определению закономерностей изменения статистических характеристик расчетных параметров; необходимо выделить основные показатели, определяемые инструментально, для идентификации модели деградации.

Выводы. Предложенная методика позволяет оценить проектную долговечность железобетонных конструкций по второй группе предельных состояний и оценить ресурс по результатам обследования конструкции.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Стрелецкий, Н. С. К вопросу развития методики расчета по предельным состояниям [Текст]/Н. С. Стрелецкий//Развитие методики расчета по предельным состояниям.— М.: Стройиздат, 1971.— С. 5–37.
2. Селяев, В. П. Химическое сопротивление и долговечность строительных материалов, изделий, конструкций [Текст]/В. П. Селяев, Т. А. Низина, В. Н. Уткина: учеб. пособие; под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. В. П. Селяева.— Саранск: Изд-во Мордов. ун-та, 2003.— 48 с.
3. Соломатов, В. И. Химическое сопротивление материалов [Текст]/В. И. Соломатов, В. П. Селяев, Ю. А. Соколова.— 2-е изд., перераб. и доп.— М.: РААСН, 2001.— 284 с.

СЕЛЯЕВ В. П., чл.-кор. РААСН, д-р техн. наук, проф.
Мордовский государственный университет им. Н. П. Огарева, г. Саранск

СЕЛЯЕВ П. В., ст. препода.

Мордовский государственный университет им. Н. П. Огарева, г. Саранск

КОЛДИН А. О., асп.

Мордовский государственный университет им. Н. П. Огарева, г. Саранск

Получено после доработки 16.03.09

Selyaev V. P., corresponding member RAABS, doctor of technical sciences, professor, Ogarev Mordovian State University, Russia

Selyaev P. V., senior lecturer, Ogarev Mordovian State University, Russia

Koldin A. O., post graduate student, Ogarev Mordovian State University, Russia

FORECASTING OF DURABILITY OF REINFORCED-CONCRETE BENT ELEMENTS BY LIKELIHOOD METHODS

The design procedure of durability of reinforced-concrete designs from a condition of resistance is offered to cracks. Influence of variability of settlement parameters on durability is shown...

durability, a resource, degradation, an index of reliability.

REFERENCES

1. Streletskiy, N. S. To a question of development of a design procedure on limiting conditions [Text]/N. S. Streletskiy//Development of a design procedure on limiting conditions.— M.: Stroyizdat, 1971.— P. 5–37.
2. Selyaev, V. P. Chemical resistance and durability of building materials, products, designs /V. P. Selyaev, T. A. Nizina, V. N. Utkina: Manual; under the gen. ed. dr. of techn. science, prof. V. P. Selyaeva.— Saransk: Publishing house of the Mordovian university, 2003.— 48 p.
3. Solomatov, V. I. Chemical resistance of materials [Text]/V. I. Solomatov, V. P. Selyaev, J. A. Sokolova.— 2 edition advanced and added.— M.: RAABS, 2001.— 284 p.

УДК 624.072.2.012.35

В. А. ЕРЫШЕВ, Д. С. ТОШИН

**МЕТОДИКА РАСЧЕТА НОРМАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ
ИЗГИБАЕМОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА
ПРИ РАЗГРУЗКЕ**

Представлен алгоритм расчета нормального сечения стержневого железобетонного элемента при разгрузке. Методика разработана на основе деформационной модели с применением нелинейных диаграмм деформирования материалов при нагрузке и разгрузке. Установлены физические соотношения, связывающие деформации элемента с усилиями при разгрузке через нелинейную матрицу жесткости...

бетон, железобетон, нагрузка, разгрузка, напряжение, деформации, нормальное сечение, диаграмма.

Большинство строительных конструкций подвергаются в процессе эксплуатации повторным воздействиям, при которых временная нагрузка периодически снимается и прикладывается вновь через определенный промежуток времени. Опытные данные отечественных и зарубежных авторов свидетельствуют, что при полном снятии нагрузки (разгрузке) часть деформаций конструкции не восстанавливается. В нормальном сечении с трещиной возникают остаточные деформации (напряжения) растяжения в рабочей арматуре даже в том случае, если она работает в упругой области, и деформации от зажатия бетона на участке с трещинами. Усилия в расчетном сечении самоуравновешиваются. Современные нормативные документы позволяют выполнять расчет железобетонных элементов вплоть до разрушения с использованием инженерных методов и по деформационной модели (СП 52-101–2003) с использованием диаграмм деформирования материалов (арматуры и бетона), что позволяет при линейном законе распределения деформаций в каждой полоске по высоте сечения элемента определять реальные напряжения бетона или арматуры. Фактически расчет по деформационной модели сводится к подбору таких значений средних деформаций бетона сжатой зоны и растянутой арматуры, при которых в сечении с трещиной удовлетворяются условия равновесия. Итерационный процесс выполняется по специальным программам с применением компьютерной техники.

Вопрос деформирования железобетонных элементов при разгрузке недостаточно изучен, хотя накоплен определенный опыт: установлены аналитические связи между деформациями и напряжениями в исходных диаграммах деформирования арматуры и бетона при растяжении и сжатии [1], а также при многократных повторных нагружениях, включая разгрузку до $\sigma_b = 0$ [2] и смену знака напряжений, например «сжатие-растяжение» [3]. Деформации зажатия берегов трещины были зафиксированы опытным путем по показаниям малобазных тензодатчиков, наклеенных по берегам трещин в начале разгрузки изгибаемого элемента [4]. По результатам специальных испытаний армированных образцов призм при знакопеременных нагрузках «растяжение-сжатие», выполненных в НИИЖБ под руководством акад. Н. И. Карпенко, получены аналитические зависимости для описания диаграмм зажатия $\sigma_{b3}-\varepsilon_{b3}$; принято

за начало учета напряжений зажатия в сечении с трещиной считать величину деформаций $\varepsilon_n = 30 \cdot 10^{-5}$ [3].

В основу расчета нормальных сечений железобетонных элементов при разгрузке положены следующие предпосылки и допущения:

— средние деформации бетона и арматуры на участках между трещинами по высоте сечения элемента распределяются по линейному закону; справедлива гипотеза плоских сечений;

— связи между осевыми напряжениями и относительными деформациями арматуры и бетона в выделенных полосках по высоте сечения в вершине цикла принимаются в виде исходных диаграмм арматуры и бетона для кратковременного нагружения с постоянными скоростями роста деформаций;

— строятся отдельные диаграммы до полной разгрузки с напряжений сжатия или растяжения; при смене знака напряжений к указанным добавляются диаграммы другого знака со своими деформационными и предельными параметрами; диаграмма сжатия участка бетона с трещинами в растянутой зоне включает в себя диаграмму блока между трещинами и диаграмму зажатия связей берегов трещин;

— расчет деформаций и напряжений производится в конечных приращениях; при уменьшении момента на величину ΔM за начало координат принимается вершина цикла, соответствующая максимальному уровню нагружения моментом $M = \tilde{M}$; полные значения деформаций $\tilde{\varepsilon}_b$ и $\tilde{\varepsilon}_s$, напряжений $\tilde{\sigma}_b$ и $\tilde{\sigma}_s$ в элементарных полосках бетона и арматуры получаются суммированием одноименных величин в вершине цикла $\tilde{\varepsilon}_b$, $\tilde{\varepsilon}_s$ и $\tilde{\sigma}_b$, $\tilde{\sigma}_s$ и их приращений $\Delta\tilde{\varepsilon}_b$, $\Delta\tilde{\varepsilon}_s$ и $\Delta\tilde{\sigma}_b$, $\Delta\tilde{\sigma}_s$ с учетом знаков:

$$\tilde{\varepsilon}_b = \tilde{\varepsilon}_b + \Delta\tilde{\varepsilon}_b, \quad \tilde{\varepsilon}_s = \tilde{\varepsilon}_s + \Delta\tilde{\varepsilon}_s, \quad \tilde{\sigma}_b = \tilde{\sigma}_b + \Delta\tilde{\sigma}_b, \quad \tilde{\sigma}_s = \tilde{\sigma}_s + \Delta\tilde{\sigma}_s;$$

— переход от напряжений в полосках к обобщенным внутренним усилиям выполняется с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по толщине элемента.

В вершине цикла на начало разгрузки при $M = \tilde{M}$ выделим линию распределения средних деформаций (рис. 1, а, линия 1) и соответствующую схему распределения напряжений и усилий в сечении с трещиной (рис. 1, б). Положим, условия равновесия внешних и внутренних усилий выполняются. В матричной форме физические соотношения представляются в виде

$$\{M\} = [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad \text{или} \quad \begin{Bmatrix} \tilde{M} \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{vmatrix} D_{11} & D_{12} \\ D_{12} & D_{22} \end{vmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{1}/r \\ \tilde{\varepsilon}_0 \end{Bmatrix}, \quad (1)$$

где D_{ij} ($i, j = 1, 2$) — коэффициенты жесткости, определяемые при нагружке по формулам [3];

$\tilde{1}/r$ и $\tilde{\varepsilon}_0$ — кривизна и деформация выбранной оси Z на начало разгрузки.

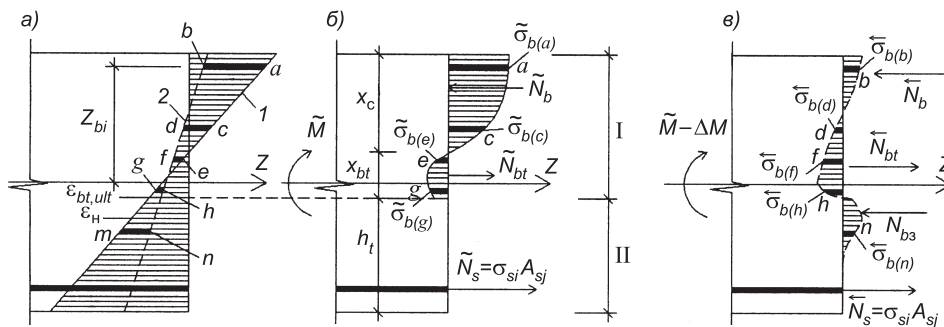


Рис. 1. Схема распределения деформаций (а) и напряжений по высоте сечения в вершине цикла (б) и при разгрузке (в)

Рассмотрим на рис. 1 две зоны I и II. В зоне I двухзначная эпюра напряжений в бетоне: на участке x_c — напряжения сжатия (высота сжатой зоны не вычисляется по отдельной формуле, а определяется из условия равновесия); на участке x_{bt} — напряжения растяжения (диаграммный метод позволяет учесть напряжения растяжения в вершине трещины). Зона II равна высоте трещины h_t , в которой напряжения в бетоне равны нулю. Условной границей двух зон являются некоторые предельные деформации на растяжение $\varepsilon_{bt,ult}$.

При разгрузке линия средних деформаций изменяет свое положение: уменьшаются средние деформации бетона и арматуры (рис. 1, а, линия 2), угол наклона. Эпюра напряжений в сечении с трещиной трансформируется и при моменте $M = \bar{M} - \Delta M$ в сечении можно выделить напряжения на трех участках (рис. 1, в). Рассмотрим на схеме распределения средних деформаций некоторые элементарные полоски, на которых отрезками покажем изменения деформации при разгрузке в зоне I (ab , cd , ef , gh) и в зоне II (mn). Деформациям в зоне I соответствуют напряжения $\bar{\sigma}_{b(a)}$, $\bar{\sigma}_{b(c)}$, $\bar{\sigma}_{b(e)}$, $\bar{\sigma}_{b(g)}$ на начало разгрузки и $\bar{\sigma}_{b(b)}$, $\bar{\sigma}_{b(d)}$, $\bar{\sigma}_{b(f)}$, $\bar{\sigma}_{b(h)}$ при снятии нагрузки на величину ΔM . В зоне II по высоте трещины на начало разгрузки напряжения равны нулю. Напряжение от зажатия σ_{b3} при разгрузке начинают возникать от вершины трещины в полосках, где деформации от зажатия берегов трещин $\varepsilon_{b3} \leq \varepsilon_n$ и уменьшаются к растянутой грани элемента. В области бетона, прилегающего к арматуре, за счет деформации сечения возможны дополнительные напряжения сжатия при разгрузке, однако до накопления опытных данных эти напряжения не учитываются. Поясним характер изменения деформаций в элементарных полосках при разгрузке на диаграммах деформирования бетона (рис. 2). Связи между напряжениями и деформациями в исходной диаграмме и диаграммах разгрузки принимают единообразно по аналогии с описанием диаграммы на сжатие

$$\varepsilon_b = \sigma_b / E_b^0 \nu_b, \quad (2)$$

где ε_b , σ_b , E_b^0 — соответственно относительные деформации, напряжения, начальный модуль упругости бетона;
 ν_b — коэффициент изменения секущего модуля, который равен отношению линейной части деформаций к общим деформациям.

Единообразие заключается в том, что (2) остается справедливой и для диаграмм растяжения, диаграмм обжатия блоков и диаграмм зажатия берегов трещин, где индекс «b» заменяется на «bt», «b3» и «3» соответственно и вводятся новые значения параметров для вычисления коэффициентов ν_{bt} , ν_{b3} , ν_3 [1, 3].

Перенесем со своими значениями деформации $\tilde{\varepsilon}_{b(bt)}$ и напряжения $\tilde{\sigma}_{b(bt)}$ в полосках на исходную диаграмму бетона, сохраняя буквенные обозначения a , c , e и g . Соответственно точки a и c расположатся на диаграмме сжатия, точки e и g — на диаграмме

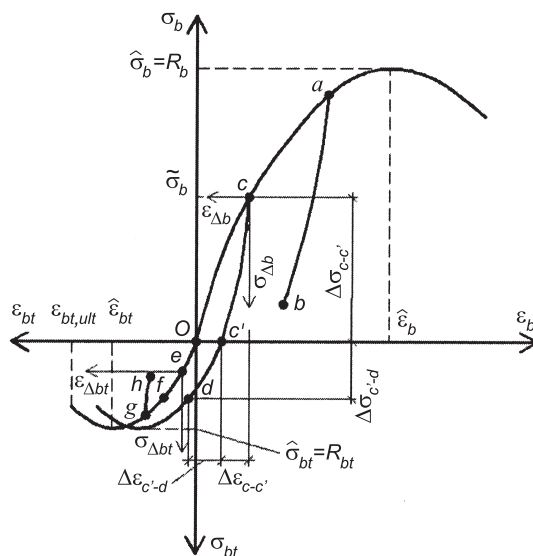


Рис. 2. Диаграммы деформирования бетона

растяжения. Каждая точка на исходной диаграмме определяет начало координат для ветвей разгрузок в осях $\sigma_{\Delta b} - \epsilon_{\Delta b}$ и $\sigma_{\Delta bt} - \epsilon_{\Delta bt}$ с направлением, противоположным исходным (индекс « Δ » показывает, что расчет ведется в приращениях). При снятии нагрузки в полоске a по линии ab деформации и напряжения по модулю уменьшаются, сохраняя свой знак (на диаграмме кривая ab); в полоске c по линии cd деформации и напряжения изменяют свой знак «сжатие-растяжение» (на диаграмме кривая cd); в полоске по линии ef деформации и напряжения растяжения увеличиваются (на диаграмме растяжения участок кривой ef); в полоске gh растягивающие деформации и напряжения уменьшаются без изменения знака (на диаграмме кривая gh).

Криволинейный характер диаграммы разгрузки учитывает необратимость части нелинейных деформаций, накопленных при нагружении как на сжатие, так и на растяжение. В момент образования трещин в растянутой зоне II железобетонных элементов под нагрузкой бетон между трещинами удлиняется, а между берегов трещин сохраняются некоторые бетонные связи. При снятии нагрузки происходит закрытие трещин, а при некоторых деформациях ϵ_n (деформации начала зажатия) берега трещин приходят в соприкосновение, и через связи начинается обжатие бетона напряжениями σ_{b3} (рис. 1, в). Связь между напряжениями σ_{b3} и приращениями деформаций от начала зажатия $\epsilon_{\Delta b3} = \epsilon_{b3} - \epsilon_n$ осуществляется через переменный модуль обжатия E_{b3} :

$$E_{b3} = \frac{\sigma_{b3}}{\epsilon_{b3} - \epsilon_n} = \frac{\sigma_{b3}}{\epsilon_{\Delta b3}}. \quad (3)$$

Деформации $\epsilon_{\Delta b3}$ на участке с трещинами включают деформации блока между трещинами $\epsilon_{\Delta b}$ и деформации зажатия связей берегов трещин $\epsilon_{\Delta 3}$:

$$\epsilon_{\Delta b3} = \epsilon_{\Delta 3} + \epsilon_{\Delta b} = \frac{\sigma_{b3}}{E_b^0} \left(\frac{1}{v_3} + \frac{1}{v_b} \right) = \frac{\sigma_{b3}}{E_{b3}}; E_{b3} = E_b^0 \frac{v_3 v_b}{v_3 + v_b}; \epsilon_{\Delta b3} = \epsilon_{b3} - \epsilon_n, \quad (4)$$

где v_3 — коэффициент изменения секущего модуля деформаций бетона вследствие зажатия берегов трещины.

По структуре формула для определения коэффициентов v_3 аналогична формуле для определения коэффициента v_b , изменяются лишь входящие параметры [3].

Уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий при разгрузке могут быть записаны в виде конечных приращений:

$$\begin{aligned} \Delta M &= \sum_i \Delta \bar{\sigma}_{bi} A_{bi} z_{bi} + \sum_i \sigma_{b3i} A_{bi} z_{bi} + \sum_j \Delta \bar{\sigma}_{sj} A_{sj} z_{sj}; \\ 0 &= \sum_i \Delta \bar{\sigma}_{bi} A_{bi} + \sum_i \sigma_{b3i} A_{bi} + \sum_j \Delta \bar{\sigma}_{sj} A_{sj}, \end{aligned} \quad (5)$$

где i — номер бетонного участка;

j — номер стержня арматуры;

A_{bi} и A_{sj} — площадь i -го участка бетона и j -го стержня арматуры;

z_{bi} и z_{sj} — координата центра тяжести i -го участка бетона и j -го стержня арматуры относительно выбранной оси Z .

Определяющее физическое соотношение (1) записывается в форме приращений с заменой $\{M\}$ на $\{\Delta M\}$, $[D]$ на $[D\Delta]$ и $\{\epsilon\}$ на $\{\Delta \epsilon\}$. Коэффициенты матрицы жесткости могут быть записаны в виде:

$$D_{11}^A = \sum_i A_{bi} z_{bi}^2 \bar{E}_{\Delta bi}^0 \bar{v}_{\Delta bi} + \sum_i A_{bi} z_{bi}^2 E_{b3i} + \sum_j A_{sj} z_{sj}^2 E_s v_{\Delta sj};$$

$$D_{12}^A = D_{21}^A = \sum_i A_{bi} z_{bi} \bar{E}_{\Delta bi}^0 \bar{v}_{\Delta bi} + \sum_i A_{bi} z_{bi} E_{bsi} + \sum_j A_{sj} z_{sj} E_s v_{\Delta sj};$$

$$D_{22}^A = \sum_i A_{bi} \bar{E}_{\Delta bi}^0 \bar{v}_{\Delta bi} + \sum_i A_{bi} E_{bsi} + \sum_j A_{sj} E_s v_{\Delta sj}.$$
(6)

Здесь $\bar{E}_{\Delta bi}^0 \bar{v}_{\Delta bi} = \bar{E}_{\Delta bi}$ — секущий модуль деформаций бетона на ветвях разгрузки (для напряжений растяжения индекс «*b*» заменяется на «*bt*»);

$\bar{E}_{\Delta bi}^0$ — начальные модули деформаций, принимающие свои значения при уменьшении по модулю напряжений до смены их знака (*ab*, *cc'*, *gh*) в виде $\bar{E}_{\Delta bi}^0 = E_b^0 / \bar{v}_{bi}$, при увеличении по модулю напряжений (*c'd*, *ef*) в системе координат $\sigma_{\Delta bi} - \epsilon_{\Delta bi}$ как касательные $\bar{E}_{\Delta bi}^{\kappa 0}$ в начальной точке.

Связь напряжений в растянутой арматуре в трещине со средними деформациями при разгрузке определяется через коэффициент $\bar{\psi}_{\Delta s}$, учитывающий работу растянутого бетона на участке между трещинами (по аналогии с коэффициентом ψ_s при нагрузке), величина которого вычисляется в процессе итерационных приближений. Расчет $\bar{\psi}_{\Delta s}$ базируется на условии равновесия обобщенных усилий по высоте сечения.

Расчетная схема распределения напряжений при разгрузке может видоизменяться в зависимости от максимальных уровней нагружения и насыщения сечения арматурой, в том числе с увеличением участка растягивающих напряжений в зоне I и возможным образованием трещин в сжатой зоне бетона.

Схема расчета деформаций включает четыре блока *A*, *B*, *C*, *D* (рис. 3). В блоке *A* вводятся исходные данные по геометрическим характеристикам нормального сечения, армированию и режиму нагружения. В блоках *B* и *C* выполняется расчет нормального сечения при нагрузке на момент \bar{M} и при разгрузке на момент ΔM в приращениях соответственно. В блоке *D* путем алгебраического суммирования значений из расчетных блоков *B* и *C* определяются полные значения деформаций и напряжений.

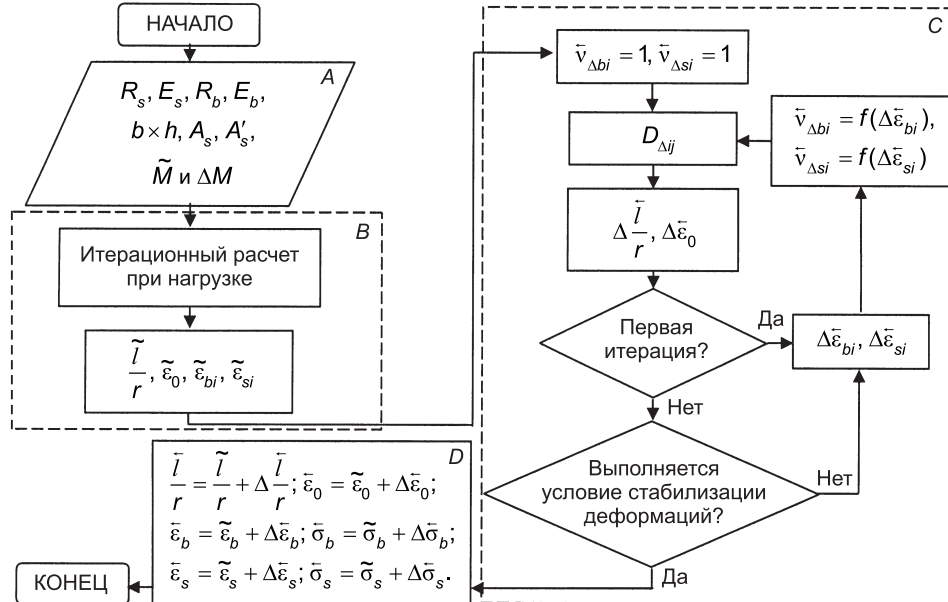


Рис. 3. Блок-схема расчета кривизны изгибаемого железобетонного элемента при нагрузке и разгрузке

A — ввод исходных данных; *B* — расчет при нагрузке; *C* — расчет при разгрузке в приращениях; *D* — определение полных деформаций и напряжений

Для проверки изложенных теоретических положений были проведены специальные экспериментальные исследования на балочных образцах сечением $b \times h = 12 \times 20$ см, пролетом $l = 240$ см, изготовленных по технологии завода ЖБИ из тяжелого бетона класса В30. Нагружение осуществлялось двумя равными силами, приложенными в третях пролета. Всего было изготовлено и испытано 12 балок.

Для проведения экспериментальных исследований запроектирована и изготовлена рычажная установка (рис. 4). Нагрузка создается наполнением водой грузовых емкостей и передается на испытываемую балку через два силовых рычага. В установке предусмотрена дозированная подача воды в емкости; определение величины силы непосредственно в точках ее приложения на образец и страховочные домкраты.

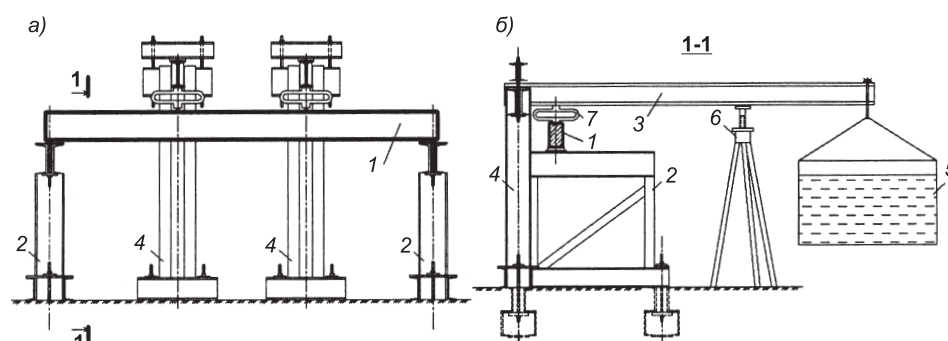


Рис. 4. Схема установки: а — общий вид; б — разрез
1 — испытываемый образец; 2 — опорная стойка балки; 3 — грузовой рычаг; 4 — опорная стойка рычага; 5 — грузовая емкость; 6 — страховочный домкрат; 7 — динамометр ДОС-5

Испытаниям подвергались образцы двух серий, различающиеся степенью насыщения арматурой: в первой в качестве рабочей арматуры использовали стержни периодического профиля диаметром 8 мм ($\mu = 0,48\%$), из стали класса А400 (марки 35ГС), во второй диаметром 12 мм ($\mu = 1,08\%$) из стали того же класса. В верхней и нижней зонах сечения образцов устанавливали по два стержня, причем в верхней зоне диаметр арматуры для обеих серий был равен 8 мм ($\mu' = 0,48\%$).

Прочностные и деформационные характеристики бетона и арматуры устанавливали по данным испытаний на сжатие стандартных образцов-кубов $15 \times 15 \times 15$ см, призм $15 \times 15 \times 60$ см и арматурных стержней на растяжение.

В процессе испытаний балок фиксировались средние деформации крайнего волокна бетона сжатой зоны, арматуры в растянутой и сжатой зонах на базе 500 мм, максимальные прогибы в пролете, распределение деформаций по высоте сечения в трещине и между трещинами с помощью тензодатчиков на базе 50 мм.

Испытания балок производились в режиме кратковременных нагружений, время цикла 60 мин. Часть балок каждой серии испытывалась до разрушения, и определялась величина предельного момента ($M_{p1} = 7,28$ кН·м — для балок серии 1 и $M_{p2} = 17,3$ кН·м — для балок серии 2). Уровни максимальных моментов в циклах M назначались из условия работы рабочей арматуры в упругой области, включая разгрузку балок без трещин $M < M_{crc}$ и с трещинами $M > M_{crc}$. Для единства и удобства сравнительного анализа опытных и расчетных величин деформаций балок с разным процентом армирования результаты представлены в относительных координатах

$$\tilde{\eta} = \tilde{M} / M_p \text{ и } \tilde{f}_{\text{ост}} / \tilde{f}, \quad \varepsilon_{b,\text{ост}} / \tilde{\varepsilon}_b \text{ и } \varepsilon_{s,\text{ост}} / \tilde{\varepsilon}_s,$$

где в числителе — остаточные деформации при полном снятии активной нагрузки; в знаменателе — максимальные в вершине цикла (рис. 5, а–в).

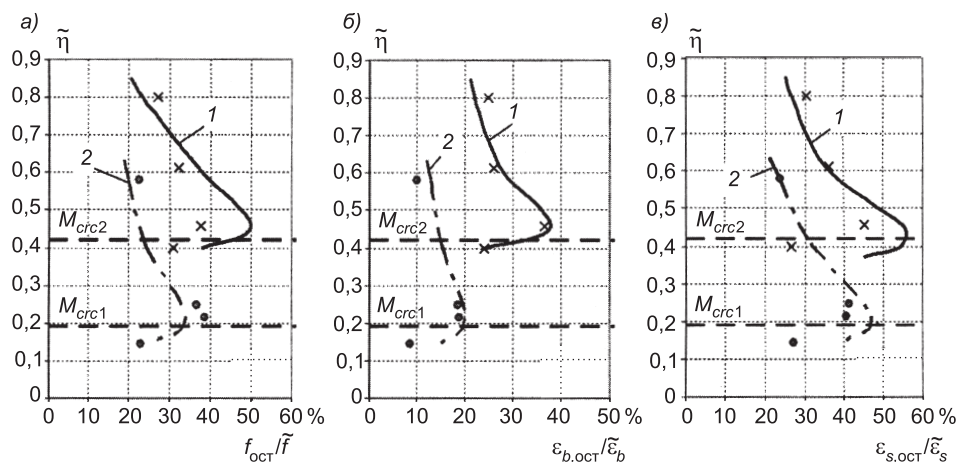


Рис. 5. Зависимость относительных деформаций от величины изгибающего момента \tilde{M} на начало разгрузки

1 — расчет, × опытные данные для балок серии 1; 2 — расчет, • опытные данные для балок серии 2; M_{crc1} и M_{crc2} — опытный момент трещинообразования для балок серии 1 и 2 соответственно

При разгрузке часть деформаций в балках не восстанавливается: в балках без трещин за счет нелинейных свойств бетона, в балках с трещинами включается механизм зажатия берегов трещин. Наибольшая доля остаточных деформаций составляет при снятии нагрузок, близких к моменту трещинообразования. С ростом максимальных моментов в цикле относительные величины деформаций уменьшаются, хотя по абсолютной величине увеличиваются. С ростом процента армирования балок доля остаточных деформаций уменьшается, хотя характер изменения относительных деформаций в рассматриваемом диапазоне нагрузок сохраняется (смещение экстремумов объясняется существенной разницей в величинах разрушающих нагрузок и соответственно $\tilde{\eta}_{crc1} > \tilde{\eta}_{crc2}$). Результаты расчета удовлетворительно соответствуют опытным данным, что свидетельствует об обоснованности принятых расчетных предпосылок. По показаниям тензодатчиков и приборов на бетоне и арматуре построены линии распределения деформаций по высоте сечения, которые согласуются с расчетными.

Предложенная в работе методика позволяет оценивать эксплуатационные параметры изгибаемых железобетонных элементов после полной или частичной разгрузки. Дальнейшее развитие деформационной модели с учетом диаграмм деформирования материалов при повторных нагрузках открывает возможность проведения количественной оценки снижения жесткости железобетонного элемента после однократного или многократного нагружения, а также прогнозировать работу конструкций и изменение напряженно-деформированного состояния нормальных сечений при последующей эксплуатации.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона [Текст]/Н. И. Карпенко.— М.: Стройиздат, 1996.— 412 с.

2. Ерышев, В. А. Диаграмма деформирования бетона при многократных повторных нагружениях [Текст]/В. А. Ерышев, Д. С. Тошин // Известия вузов. Строительство.— 2005.— № 10.— С. 109–114.
3. Карпенко, Н. И. Расчет железобетонных стержневых конструкций при многократных повторных и знакопеременных нагрузках [Текст]/Н. И. Карпенко, В. А. Ерышев, Т. А. Мухамедиев, А. В. Кузнецов.— Тольятти: ТПИ, 1989.— 112 с.
4. Ерышев, В. А. Метод расчета деформаций железобетонных стержневых и плитных конструкций при повторных, знакопеременных и других видах сложного нагружения [Текст]: Дис. ... д-ра техн. наук.— М.: НИИЖБ, 1997.— 353 с.

ЕРЫШЕВ В. А., д-р техн. наук, проф.

Инженерно-строительный институт, Тольяттинский государственный университет

ТОШИН Д. С., ст. препод.

Тольяттинский государственный университет

Получено после доработки 13.04.09

Eryshev V. A., doctor of technical science, professor, Engineer-Building Institute, Togliatti State University, Russia

Toshin D. S., head lecturer, Togliatti State University, Russia

THE METHOD OF A CALCULATION NORMAL SECTION OF THE BENT FERROCONCRETE ELEMENT AT A UNLOADING

It's presented algorithm of calculation normal section of ferroconcrete rod at unloading. The method is developed on the basis of deformation model with used non-linear diagrams of materials deformation at loading and unloading. It's determined physical correlation that includes connection of elements deformation and interior force by the use of non-linear stiffness matrix at unloading...

concrete, ferroconcrete, loading, unloading, pressure, deformations, normal section, diagram.

REFERENCES

1. Karpenko, N. I. The general models of ferroconcrete mechanics [Text]/N. I. Karpenko.— М.: Stroyizdat, 1996. — 412 p.
2. Eryshev, V. A. Diagram of Concrete Deformation under not Many Repeated Immersions [Text]/V. A. Eryshev, D. S. Toshin // The News of Higher Educational Institutions. Construction.— 2005.— N 10.— P. 109–114.
3. Karpenko, N. I. Calculation of Ferroconcrete Rod Constructions under not Many Repeated and Variable Loadings [Text]/N. I. Karpenko, V. A. Eryshev, T. A. Mykhamediev, A. V. Kyznecov.— Toliatty: TPI, 1989.— 112 p.
4. Eryshev, V. A. Method of Calculation Deformation Ferroconcrete Rod and Slab Constructions under not Many Repeated, Variable and Other Difficult Loadings [Text]: Dis. ... doctor of techn. sciences.— М.: SRIFC, 1997.— 353 p.

УДК 624.042.8:69.032.22

И. С. ХОЛОПОВ, Д. Д. ЧЕРНЫШЕВ

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПУЛЬСАЦИОННОЙ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ ПРИ РАСЧЕТЕ ВЫТЯЖНЫХ БАШЕН

Изложена методика расчета высотных башен на пульсационную составляющую ветровой нагрузки. Задача решается с применением метода разложения динамической реакции по формам собственных колебаний. В отличие от принятой нормативной методики расчета, предложенная методика позволяет учитывать не только вклад по собственным формам, но и корреляционную взаимосвязь между собственными формами. Рассмотрен вопрос суммирования реакции по собственным формам. Приводятся результаты расчета вытяжной башни на пульсационную ветровую нагрузку по нормативной методике и методике авторов статьи. Полученные результаты проанализированы...

пульсационная ветровая нагрузка, динамическая реакция, вытяжная башня.

Один из важнейших этапов проектирования каркаса вытяжных высотных башен — определение нагрузок на башню и пакет газоотводящих труб, расположенных внутри башни.

Для подобных сооружений приоритетной нагрузкой является ветровая, основные принципы расчета которой были заложены в середине прошлого столетия. Одной из наиболее развитых и передовых в мировой научной литературе методик была и остается методика М. Ф. Барштейна [1]. В дальнейшем эта методика была переработана Н. А. Поповым [2]. Из зарубежных исследователей ветрового воздействия на здания и сооружения можно выделить таких ученых, как А. Давенпорт, Э. Симиу и Р. Сканлан [3].

Ветровая нагрузка на конструкции высотных вытяжных башен состоит из статической и пульсационной (динамической) составляющих (пп. 6.3; 6.7 [4]).

Расчетное сочетание реакции определяется по методике СНиП 2.01.07–85*:

$$X = X_{\text{стат}} + X_{\text{дин}} = X_{\text{стат}} + \sqrt{\sum_{j=1}^r X_{\text{с.ф.}}^2}, \quad (1)$$

где r — количество учитываемых собственных форм;
 X — значение реакции.

В ряде случаев для расчета сооружений, имеющих плотный спектр частот, необходимо учитывать не только вклад собственных форм колебаний, но и вклад взаимных корреляций между формами [1]. В СНиП [4] взаимная корреляция по формам собственных колебаний не учитывается. В нормативной литературе [1, 4] коэффициенты динамичности и корреляций пульсаций скорости ветра по пространству даны по 1-й форме собственных колебаний, а для остальных форм эти коэффициенты равны единице.

В СНиП 2.01.07–85* также не приводятся данные по определению аэродинамических коэффициентов сопротивления для ряда специальных конструкций. Их определяют при обдувке макетов здания в аэродинамической трубе. Расчет по нормам не в полной мере отвечает действительной работе

высотных башен и несимметричных высотных зданий на действие статической и пульсационной составляющей ветрового давления.

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки (п. 6.7 [4]):

$$W_{\text{дин}} = m \cdot \xi \cdot \eta \cdot y, \quad (2)$$

где m — масса сооружения на уровне z ;

ξ — коэффициент динамичности;

y — горизонтальное перемещение сооружения на уровне z ;

$$\eta = \left[\sum_{k=1}^r y_k \cdot W_{pk} \right] / \left[\sum_{k=1}^r y_k^2 \cdot M_k \right] — \text{приведенное ускорение};$$

$W_{pk} = W_{\text{стат}} \cdot \zeta \cdot v$ — нагрузка на k -м участке;

$W_{\text{стат}}$ — статическая составляющая ветровой нагрузки (п. 6.3 [4]);

ζ — коэффициент пульсации давления ветра;

v — коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра.

В основу расчета пульсационной составляющей ветровой нагрузки в [4] положен принцип замены динамического расчета статическим на эквивалентную нагрузку с учетом динамических параметров — коэффициентов динамичности, пульсации и корреляции пульсаций.

Аналогичный подход был разработан в [1] и использован в настоящей работе. Эквивалентную нагрузку в j -й точке сооружения можно представить в виде произведения массы m_j на приведенное ускорение. В общем случае необходимо учитывать как вклады самих собственных форм, так и корреляционные взаимосвязи между собственными формами. Необходимо также учитывать корреляцию между воздействиями в различных точках сооружения. Перемещение и усилия в системе, вызванные давлением ветра, определяются известными методами теории сооружений.

При рассмотрении динамических реакций (перемещений и усилий) системы целесообразно ввести обобщенные координаты $p_s(t)$, соответствующие полному разделению неизвестных в уравнениях колебаний линейной системы. Величины $p_s(t)$ определяют вклад каждой s -й формы в общее перемещение в точке j , т.е.

$$y_j(z, t) = \sum_{s=1}^n p_s(t) \alpha_s(z_j). \quad (3)$$

Учитывая ортогональность собственных форм, имеем последовательность уравнений Лагранжа:

$$\ddot{p}_s(t) + \gamma \cdot \omega_s \cdot \dot{p}_s(t) + \omega_s^2 \cdot p_s(t) = [Q_s(t)] / [M_s^{o6}], \quad (4)$$

где $Q_s(t) = \sum_{j=1}^r p_j(t) \cdot \alpha_s(z_j)$ — обобщенная сила для s -й формы;

$M_s^{o6} = \sum_{j=1}^r M_j \cdot \alpha_s^2(z_j)$ — обобщенная масса для s -й формы;

r — общее количество точек.

Средний квадрат перемещений j -й точки равен:

$$\overline{y_j^2(t)} = \sigma_j^2 = \sum_{l=1}^n \sum_{s=1}^n \overline{p_s(t) \cdot p_l(t)} \cdot \alpha_s(z_j) \cdot \alpha_l(z_j). \quad (5)$$

В формуле (5) ковариация обобщенных координат определяется по формуле

$$\overline{p_s(t) p_l(t)} = \pi^{-1} \cdot \int_0^\infty \Phi_s(i\omega) \cdot \Phi_l(-i\omega) \cdot S_{Q_s Q_l}(\omega) d\omega, \quad (6)$$

где s, l — формы собственных колебаний башни. Произведение самосопряженных передаточных функций системы определяется из выражения:

$$\begin{aligned} & \Phi_s(i\omega)\Phi_l(-i\omega) = \\ & = \frac{\epsilon^4[\epsilon^4 - (\epsilon_s^2 + \epsilon_l^2 - \gamma \cdot \epsilon_s \cdot \epsilon_l) \cdot \epsilon^2 + \epsilon_s^2 \cdot \epsilon_l^2]}{M_s \cdot M_l \cdot \omega_s^2 \cdot \omega_l^2 \cdot \left[\epsilon^4 - 2 \cdot \left(1 - \frac{\gamma^2}{2} \right) \cdot \epsilon_s^2 \cdot \epsilon^2 + \epsilon_s^4 \right] \cdot \left[\epsilon^4 - 2 \cdot \left(1 - \frac{\gamma^2}{2} \right) \cdot \epsilon_l^2 \cdot \epsilon^2 + \epsilon_l^4 \right]} \end{aligned} \quad (6a)$$

где $\epsilon = [V_0] / [1200 \cdot f]$ — безразмерный период (с индексами s и l — собственный период колебаний);

V_0 — скорость ветра на высоте 10 м;

f — частота колебания.

Взаимная спектральная плотность обобщенных сил:

$$S_{QsQl}(\omega) = \sum_{j=1}^r \sum_{m=1}^r P_H(z_j) \cdot P_H(z_m) \cdot \alpha_s(z_j) \cdot \alpha_l(z_m) \cdot S_V^H(\epsilon, \chi). \quad (7)$$

Здесь $P_H(z_j) = 2 \cdot P_H^{\text{ст}}(z_j) \cdot \gamma_\tau(z_j)$ — нормальное значение давления от пульсации на отметке z_j ; $\gamma_\tau(z_j)$ — интенсивность турбулентности на этой же отметке.

Нормированная взаимная спектральная плотность пульсации продольной компоненты скорости, согласно [1], определяется по формуле

$$\begin{aligned} S_V^H(\chi, \epsilon) &= S_V^H(\epsilon, z_0) \cdot R_V(\chi, \epsilon) = \\ &= \frac{1200 \cdot \epsilon^{5/3}}{3 \cdot V_0 \cdot (1 + e^2)^{4/3}} \cdot \exp \left[-\frac{1}{\epsilon} \cdot \left(\frac{\chi_x}{60} + \frac{\chi_y}{150} + \frac{\chi_z}{150} \right) \right], \end{aligned} \quad (8)$$

где коэффициент взаимной корреляции пульсации скорости с частотой равен:

$$R_V(\chi, \epsilon) = \exp \left[-\frac{1}{\epsilon} \cdot \left(\frac{\chi_x}{60} + \frac{\chi_y}{150} + \frac{\chi_z}{150} \right) \right]. \quad (8a)$$

В формуле (8a) $\chi_x = X_1 - X_2$; $\chi_y = Y_1 - Y_2$; $\chi_z = Z_1 - Z_2$ — разность координат точек.

После подстановки (6)–(8) в (5) окончательно получим средний квадрат перемещений j -й точки:

$$\bar{y}_j^2(t) = \frac{2}{3} \cdot \sum_{s=1}^r \sum_{l=1}^r \frac{\alpha_s(z_j) \cdot \alpha_l(z_j)}{M_s \cdot M_l \cdot \omega_s^2 \cdot \omega_l^2} \cdot G_{sl}, \quad (9)$$

где G_{sl} — обобщенное динамическое воздействие определяется по формуле

$$G_{sl} = \int_0^\infty \frac{J(\epsilon) \cdot \epsilon^{11/3} [\epsilon^4 - (\epsilon_s^2 + \epsilon_l^2 - \gamma \cdot \epsilon_s \cdot \epsilon_l) \cdot \epsilon^2 + \epsilon_s^2 \cdot \epsilon_l^2] d\epsilon}{(1 + \epsilon^2)^{4/3} \left[\epsilon^4 - 2 \cdot \left(1 - \frac{\gamma^2}{2} \right) \cdot \epsilon_s^2 \cdot \epsilon^2 + \epsilon_s^4 \right] \cdot \left[\epsilon^4 - 2 \cdot \left(1 - \frac{\gamma^2}{2} \right) \cdot \epsilon_l^2 \cdot \epsilon^2 + \epsilon_l^4 \right]}, \quad (10)$$

где $J(\epsilon) = \sum_{j=1}^r \sum_{k=1}^r P_H(z_j) \cdot P_H(z_k) \cdot \alpha_s(z_j) \cdot \alpha_l(z_k) \cdot \exp \left[-\frac{1}{\epsilon} \left(\frac{\chi_x}{60} + \frac{\chi_y}{150} + \frac{\chi_z}{150} \right) \right]$ —

квадрат модуля аэродинамической передаточной функции здания. Эта функция представляет поправку, позволяющую перейти от случая тела, погруженного в турбулентный поток с полной пространственной корреляцией, к реальным телам.

Формула (9) является наиболее точным решением задачи определения реакции сооружения на ветровое воздействие с учетом как пространственной корреляции пульсации скоростей ветра, так и корреляции по формам собственных колебаний сооружения.

Задачу можно упростить, если предположить, что скорость ветра полностью коррелирована по высоте сооружения, т.е. представляет произведение случайной функции времени на функцию координат. Тогда квадрат перемещения сооружения на уровне z имеет вид

$$\bar{y}_z^2(t) = \frac{\sum_{s=1}^n \sum_{l=1}^n \eta_{zs} \cdot \eta_{zl} \cdot \xi_s \cdot \xi_l}{\omega_s^2 \cdot \omega_l^2} \cdot v^2 \cdot \mu_{sl}, \quad (11)$$

$$\eta_{zs} = \alpha_{zs} \frac{\sum_{k=1}^r \alpha_{ks} \cdot P_H^{\text{CT}}(k) \cdot \zeta(k)}{\sum_{k=1}^r \alpha_{ks}^2 \cdot m_k}, \quad \eta_{zl} = \alpha_{zl} \frac{\sum_{k=1}^r \alpha_{kl} \cdot P_H^{\text{CT}}(k) \cdot \zeta(k)}{\sum_{k=1}^r \alpha_{kl}^2 \cdot m_k} \quad \text{— приведенное}$$

ускорение на уровне z для s -й и l -й форм собственных колебаний;
 $\xi_s \cdot \xi_l$ — произведение коэффициентов динамичности по s -й и l -й собственным формам свободных колебаний;

$$\begin{aligned} \xi_s \cdot \xi_l &= \\ &= \frac{2}{3} \cdot \int_0^\infty \frac{\epsilon^{11/3} [\epsilon^4 - (\epsilon_s^2 + \epsilon_l^2 - \gamma \cdot \epsilon_s \cdot \epsilon_l) \cdot \epsilon^2 + \epsilon_s^2 \cdot \epsilon_l^2] \cdot d\epsilon}{(1 + \epsilon^2)^{4/3} \left[\epsilon^4 - 2 \cdot \left(1 - \frac{\gamma^2}{2}\right) \cdot \epsilon_s^2 \cdot \epsilon^2 + \epsilon_s^4 \right] \cdot \left[\epsilon^4 - 2 \cdot \left(1 - \frac{\gamma^2}{2}\right) \cdot \epsilon_l^2 \cdot \epsilon^2 + \epsilon_l^4 \right]}. \end{aligned} \quad (12)$$

Здесь μ_{sl} — коэффициент корреляции по s -й и l -й формам собственных колебаний. Авторы работы предлагают вычислять коэффициент μ_{sl} по формуле

$$\mu_{sl} = [\overline{p_s(t) p_l(t)}] / [p_s^*(t) \cdot p_l^*(t)]. \quad (13)$$

$$\text{Здесь} \quad p_s^*(t) = \left\{ \int_0^\infty \frac{\epsilon^{11/3} \cdot [\epsilon^4 - \epsilon_s^2 (2 - \gamma^2) \cdot \epsilon^2 + \epsilon_s^4] d\epsilon}{(1 + \epsilon^2)^{4/3} \cdot [\epsilon^4 - 2 \cdot (1 - 0,5\gamma^2) \cdot \epsilon_s^2 \cdot \epsilon^2 + \epsilon_s^4]^2} d\epsilon \right\}^{0,5}, \quad (14a)$$

$$p_l^*(t) = \left\{ \int_0^\infty \frac{\epsilon^{11/3} \cdot [\epsilon^4 - \epsilon_l^2 (2 - \gamma^2) \cdot \epsilon^2 + \epsilon_l^4] d\epsilon}{(1 + \epsilon^2)^{4/3} \cdot [\epsilon^4 - 2 \cdot (1 - 0,5\gamma^2) \cdot \epsilon_l^2 \cdot \epsilon^2 + \epsilon_l^4]^2} d\epsilon \right\}^{0,5}, \quad (14б)$$

где ω_s^2, ω_l^2 — квадраты угловых частот по s -й и l -й формам собственных колебаний;

v — коэффициент пространственной корреляции пульсации давления ветра.

Данный коэффициент равен отношению реакции сооружения, вычисленной при $R_V(\chi, \epsilon)$, согласно формуле (8a), к реакции, вычисленной при $R_V(\chi, \epsilon) = 1$ (полностью коррелированный процесс).

Согласно [1], коэффициент пространственной корреляции равен:

$$v = \frac{\overline{p_1^2(t)}}{p_1^*(t) \cdot p_1^*(t)}, \quad (15)$$

где $\overline{p_1(t)}$ — обобщенная координата системы с учетом корреляции пульсации скорости;

$p_1^*(t)$ — обобщенная координата системы с учетом полной корреляции.

К сожалению, корреляция пульсации скорости ограничена только первой и ортогональной ей последующей формами собственных колебаний, а также ограничивает область применения только консольными башенными сооружениями.

В СНиП [4] коэффициент корреляции реакции (в виде обобщенной координаты) заменен на коэффициент корреляции нагрузки.

$$v = \frac{1}{F} \sqrt{2 \cdot \int_0^\infty \int_F \int_F S_V^H(\epsilon, z_0) \cdot R_V(\chi, \epsilon) dF(\chi_1) dF(\chi_2) d\epsilon}. \quad (16)$$

Использование формулы (16) завышает эффект динамического воздействия до 20%, но, с другой стороны, позволяет расширить применение формулы для широкого круга конструкций¹.

Из [3] известно, что при использовании рядов и интегралов Фурье спектр ускорений можно представить через спектр перемещений:

$$\ddot{y}_z^2(t) = \omega^4 \cdot \bar{y}_z^2(t), \quad (17a)$$

где ускорение $\ddot{y}_z^2(t)$ можно записать в следующей форме:

$$\ddot{y}_z^2(t) = v^2 \cdot \sum_{s=1}^n \sum_{l=1}^n \eta_{zs} \cdot \eta_{zl} \cdot \xi_s \cdot \xi_l \cdot \mu_{sl}. \quad (17b)$$

После умножения ускорения по формуле (17б) на массу получим формулу для определения динамической составляющей ветровой нагрузки на каждом участке z с учетом всех собственных форм и их корреляции между собой:

$$W_{\text{дин}} = m_z \cdot v \cdot \sqrt{\sum_{s=1}^r \sum_{l=1}^r \eta_{zs} \cdot \eta_{zl} \cdot \xi_s \cdot \xi_l \cdot \mu_{sl}}. \quad (18)$$

Поэтому формула суммирования расчетных сочетаний реакций примет вид

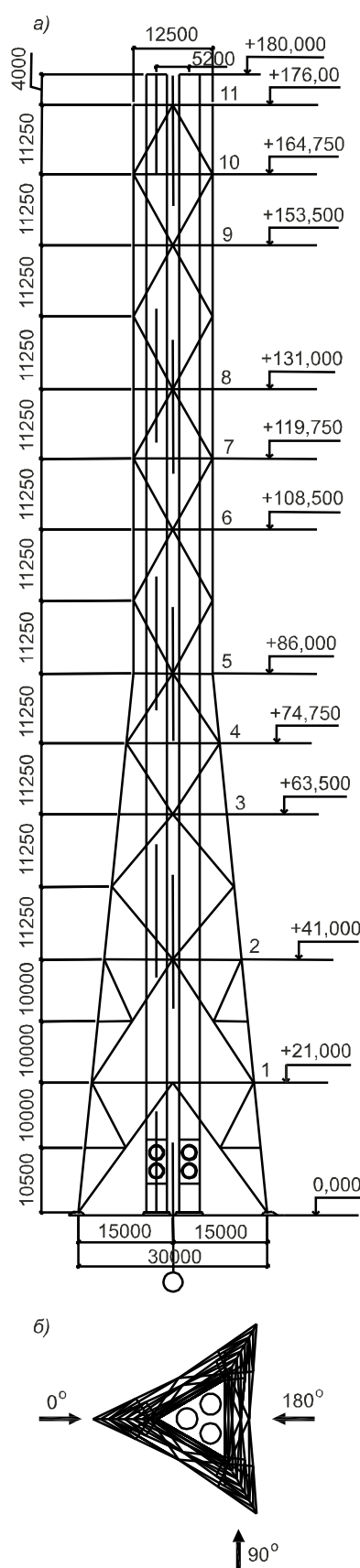
$$X = X_{\text{стат}} + X_{\text{дин}} = X_{\text{стат}} + \sqrt{\sum_{s=1}^r \sum_{l=1}^r X_s \cdot X_l \cdot \mu_{sl}}. \quad (19)$$

Формула (19) — суммирования расчетных усилий по формам колебаний, предложенная авторами исследования, отличается от формулы (1) из СНиП [4].

Для определения реакции башенных сооружений на ветровую нагрузку по предложенному выше алгоритму была написана программа на языке программирования «С++». Выполнен расчет трехгранной вытяжной башни с тремя газоходами. Стальная башня имеет типовое архитектурное решение. Высота башни 175,5 м. Внутри башни расположено оборудование в виде одинаковых труб — газоходов диаметром 3,25 м (рисунок).

Формы собственных колебаний обстройки башни были определены в ПК «Лири-9.4», при этом моделировалась пространственная схема. Башня разбивалась на 11 участков. Массы участков концентрировались в стойках башни, а масса газоходов в месте опирания — диафрагмах. Учитывалось шесть первых форм собственных колебаний. Ветер на башню задавался по трем углам атаки 0, 90 и 180°, как показано на рисунке.

¹ Цейтлин А. И., Бернштейн А. С., Попов Н. А. Новая редакция раздела «Ветровые нагрузки» главы СНиП «Нагрузки и воздействия» // Строительная механика и расчеты сооружений. 1987. № 6. С. 28–33.



Архитектурное решение вытяжной башни (а)
и углы атаки ветровым потоком (б)

По результатам расчета были получены значения максимальных перемещений башни от пульсационной ветровой нагрузки по методике СНИП и по методике, предложенной авторами исследования. Полученные данные были сведены в таблицу. Суммирование реакции от динамической ветрового воздействия по формам собственных колебаний производилось как по формуле (1), так и по формуле (19).

Выводы. 1. Суммирование реакции сооружения по формуле (1) согласно нормам СНИП [4] приводит к появлению дополнительной реакции сооружения поперек ветрового потока (см. таблицу). Это связано с тем, что в процессе суммирования реакции по формам происходит «гашение» знака реакции для кратных форм собственных колебаний. Суммирование по формуле (19), предложенной авторами, позволяет избежать этого недоразумения.

2. При суммировании реакции сооружения по собственным формам колебаний необходимо учитывать вклад взаимных корреляций по собственным формам. Неучет взаимных корреляций по формам ведет к занижению реакции сооружения до 5%. Поэтому суммирование реакций сооружения по формам собственных колебаний рекомендуется вести по формуле (19).

3. Результаты расчета реакции сооружения по методике авторов хорошо согласуются с результатами реакции по методике, предложенной ЦНИИСК в рекомендациях [2] и реализованной в ПК «STARK ES». Разность показаний расчета менее 1%. Однако в ПК «STARK ES» при суммировании реакций сооружения по формам вдоль потока, имеющих разные знаки, происходит не сложение, а вычитание реакции от взаимных корреляций по этим формам. Реакция оказывается заниженной, что показано в таблице для угла атаки 90° .

4. Реакция сооружения по методике авторов исследования и методике [2] намного превышает реакцию сооружения, рассчитанную по нормам [4] (см. таблицу).

Максимальные перемещения верхней точки башни, мм

Угол атаки ветра	№ собственной формы	Частота собственных колебаний, Гц	По СНиП [4] (как для плоской схемы) «Лири-9.0»		По СНиП [4] (пространственная схема) «Лири-9.4»		По рекомендациям ЦНИИСК [2] «STARK ES 4.2»		По программе авторов	
			ось X	ось Y	ось X	ось Y	ось X	ось Y	ось X	ось Y
0	1	0,45	570	0	-26	0	1565,6	25,6	114,6	525,3
	2	0,45	-570	0	-547	0	978,8	-20	2397	520,7
	3	1,29	0	0	0	0	0	-18,5	0	0
	4	1,55	-22,1	0	-18	0	51,2	3	271,6	129,6
	5	1,55	-22,1	0	4	0	17,8	-2,9	62	129,6
	6	2,55	0	0	0	0	0	3,8	0	0
	Итого формула (1)		807	0	548	0	1847	38	2416	762
	Итого формула (19)		—	—	—	—	2546	20	2533	5
90	1	0,45	0	523,3	0	-502	31,3	911,6	483,2	2214,2
	2	0,45	0	523,3	0	24	8,4	-1454,6	479,6	105
	3	1,29	0	8,4	0	-4,2	0	-46,5	18,7	52
	4	1,55	0	-19,5	0	-3,7	0	17,8	118,7	56,6
	5	1,55	0	19,5	0	-16	0	-51	118,7	248,5
	6	2,55	0	1	0	1	0	5,3	0	18,2
	Итого формула (1)		0	741	0	503	32	1718	702	2232
	Итого формула (19)		—	—	—	—	40	548	2	2339
180	1	0,45	512,7	0	-23,4	0	1464	23,3	106,8	488,3
	2	0,45	-512,7	0	-492	0	915,3	-19,6	2227,6	483,8
	3	1,29	0	0	0	0	0	-16	0	0
	4	1,55	-19,1	0	-15,6	0	45,2	2,7	253	120
	5	1,55	-19,1	0	-3,6	0	15,7	-2,7	57,3	120
	6	2,55	0	0	0	0	0	3,1	0	0
	Итого формула (1)		726	0	493	0	1727	35	2245	708
	Итого формула (19)		—	—	—	—	2380	17	2354	5

5. Методика расчетов пульсации ветра по СНиП [4] разработана для плоских консольных схем и не дает хороших результатов при расчете пространственных конструкций. Наличие ортогональных изгибных форм собственных колебаний при расчете пространственной башни по плоской методике приводит к неправильному суммированию реакции по формам в различных ПК. В результате происходит суммирование реакций по собственным формам, направленным как вдоль потока (плоскости), так и ортогональным им поперек потока, что некорректно. Этим и объясняется разность реакции башни (см. таблицу) по ПК «Лири-9.0» от ПК «Лири-9.4», в которой учитывается пространственная работа конструкций. Методика авторов статьи и методика [2] также лишены этого недостатка и учитывают пространственную работу конструкций.

6. Предполагаемая авторская методика позволяет повысить точность и надежность расчета башенных сооружений на ветровую нагрузку.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Барштейн, М. Ф. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра [Текст]/М. Ф. Барштейн; ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко.— М.: Стройиздат, 1978.

2. Попов, Н. А. Рекомендации по уточненному расчету зданий и сооружений на действие пульсационной составляющей ветровой нагрузки [Текст]/Н. А. Попов; ЦНИИСК.— М., 2000.
3. Симиу, Э. Воздействие ветра на здания и сооружения [Текст]/Э. Симиу, Р. Сканлан.— М.: Стройиздат, 1984.
4. СНиП 2.01.07–85*. Нагрузки и воздействия.— М., 1996.

ХОЛОПОВ И. С., д-р техн. наук, проф.

Самарский государственный архитектурно-строительный университет

ЧЕРНЫШЕВ Д. Д., ассист.

Самарский государственный архитектурно-строительный университет

Получено 17.02.09

Kholopov I. S., doctor of technical sciences, professor, Samara State Architectural and Civil Engineering University, Russia

Cherhyshev D. D., assistant, Samara State Architectural and Civil Engineering University, Russia

DETERMINATION OF THE INTERMITTENT WIND LOAD AT CALCULATION VENTILATION TOWERS

The stated methods of the calculation ventilation towers on intermittent wind load. The problem solves the method of the decomposition to dynamic reaction on natural vibration frequency. Contribution is taken into account on natural vibration frequencies and contribution to correlations between natural vibration frequencies. The considered problem of the summation to reactions on natural vibration frequency. Received results of the calculation ventilation towers on intermittent wind load. The got results are analysed...

intermittent wind load, dynamic reaction, ventilation tower.

REFERENCES

1. Barrstein, M. F. Leadership of the calculation buildings and structures on action of the wind [Text]/M. F. Barrstein.— М.: Stroyizdat, 1978.
2. Popov, N. A. Recommendations on precise calculation of the buildings and structures on action of the intermittent wind load [Text]/N. A. Popov.— М., 2000.
3. Simiu, E. Wind effects on structures [Text]/E. Simiu, R. H. Scanlan.— М.: Stroyizdat, 1984.
4. SNiP 2.01.07–85*. Loads and influences.— М., 1996.

УДК 621.791.011

А. В. ЧЕРНЫХ, В. В. ЧЕРНЫХ

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ СМЕЩЕНИЯ ГРЕБНЯ ШВА ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СОЕДИНЕНИЙ ПРИ ДУГОВОЙ СВАРКЕ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ МАГНИТНОГО ПОЛЯ

Рассматриваются вопросы, связанные с процессами образования формы поверхности шва под действием электромагнитного поля. Приводится соотношение для определения формы шва. Сопоставляются результаты расчета с данными эксперимента...

гребень сварного шва, дуговая сварка, магнитное поле, металлический расплав.

При изготовлении строительных конструкций (особенно в монтажных условиях) нередко приходится выполнять горизонтальные сварные швы на наклонных и вертикальных плоскостях. Поэтому для повышения производительности и качества сварных соединений, а также для управления формой поверхности расплава необходимо изучать особенности и закономерности гидродинамических процессов, происходящих в жидком металле. Характер образования профиля шва в настоящее время еще мало исследован [1] и имеет в основном качественное описание.

В работе [2] рассмотрены особенности течения жидкого металла при сварке неплавящимся электродом в условиях взаимодействия электрической дуги с внешним аксиальным (по отношению к оси дуги) постоянным магнитным полем. Формирование шва в этом случае происходит за счет суммирования собственного потока жидкого металла и потока, возникающего вследствие воздействия магнитного поля (рис. 1). Характер формирования поперечного сечения шва в условиях вращения жидкого расплава авторы [2] объясняют асимметрией поля скоростей, что нельзя при-

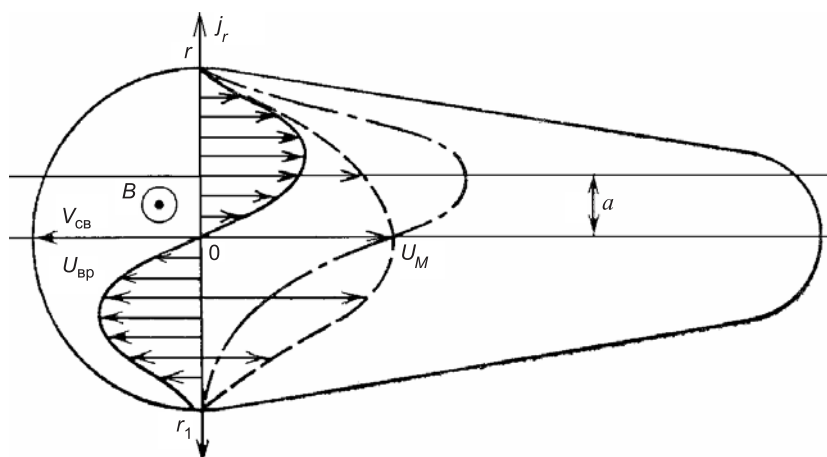


Рис. 1. Схема поля скоростей движения жидкого металла в условиях взаимодействия радиальной составляющей плотности тока в сварочной ванне j_r с управляющим продольным магнитным полем индукции B [2]

U_M и $U_{вр}$ — эюры скоростей собственного потока и вращательной скорости соответственно

знать корректным, так как хорошо известно [3], что любое перемещение материальных объектов вызвано только действующими силами.

Цель работы — изучение причин, вызывающих указанное специфическое течение жидкого металла при дуговой сварке в магнитном поле, и построение математической модели, позволяющее установить взаимосвязь между геометрическими параметрами поперечного сечения сварного шва и силами, действующими на металлический расплав.

При дуговой сварке на расплавленный металл действуют силы: тяжести \vec{G} , механического действия электрической дуги \vec{P}_d , поверхностного натяжения $P_{\text{пн}}$ (рис. 2). Под действием этих сил металлический расплав течет, стре-

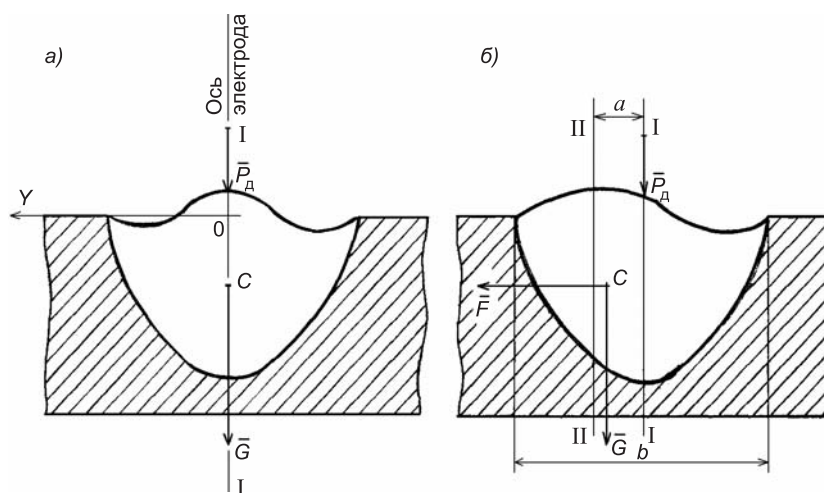


Рис. 2. Схема поперечного сечения шва при дуговой сварке в условиях
а — симметричное поле скоростей движения жидкого металла; б — асимметричное поле скоростей

мясь занять положение, отвечающее динамическому равновесию. Распределение скоростей точек невозмущенного потока вдоль поперечного сечения свариваемого металла показано на рис. 3 (сплошная линия). В работах [1, 4] установлено, что скорости потока распределяются по параболическому закону, а средние значения зависят от способов и режимов сварки и у разных авторов меняются в достаточно широком диапазоне¹⁻⁴.

При воздействии на дугу и металлический расплав внешнего постоянного (по величине и направлению) магнитного поля последний (металл) под действием силы Лоренца начинает вращаться вокруг оси, совпадающей с осью электрода, т.е. возникает циркуляция скорости (рис. 3, штриховая линия).

Известно^{5,6}, что в поступательно-циркуляционном потоке на жидкость действует сила (\vec{F}) в направлении, перпендикулярном векторам

¹ Демянцев В. П., Матюхин В. И. Особенности движения жидкого металла в сварочной ванне при сварке неплавящимся электродом // Сварочное производство. 1972. № 10. С. 1–3.

² Славин Г. А., Трохинская Н. М. О связи тепловых и гидродинамических процессов в ванне при сварке непрерывно горящей дугой тонколистовых материалов // Сварочное производство. 1983. № 4. С. 4–5.

³ Размышляев А. Д. Исследование скорости движения жидкого металла в сварочной ванне при дуговой наплавке под флюсом // Сварочное производство. 1979. № 9. С. 3–5.

⁴ Щетинина В. И., Лещинский Л. К., Серенко А. Н. Движения жидкого металла в сварочной ванне // Сварочное производство. 1979. № 9.

⁵ Мхитарян А. М. Аэродинамика. М.: Машиностроение, 1970. 428 с.

⁶ Повх И. Л. Техническая гидромеханика. Л.: Машиностроение, 1976. 504 с.

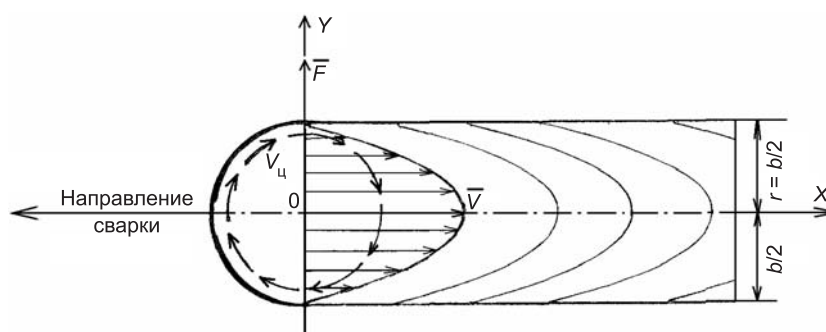


Рис. 3. Схема поступательно-циркуляционного потока металлического расплава для расчета силы \vec{F} : штрихпунктирная продольная линия — ось симметрии сварного шва

скоростей поступательного движения. Элементарная сила $d\vec{F}$ равна произведению плотности жидкости (ρ), циркуляционной скорости (Γ), скорости набегающего потока (V), если бы он был невозмущенным, и элементарному участку замкнутого контура dl :

$$dF = \rho V \Gamma dl. \quad (1)$$

Направление этой силы можно определить, повернув вектор скорости V на прямой угол в сторону, противоположную направлению циркуляции^{5,6}. О величине этой силы можно судить на примере роторных кораблей⁷. Набегающий поток ветра и вращение вертикальных цилиндров (вместо парусов) при помощи моторов приводят корабль в движение даже против ветра.

Под действием силы гребень сварного шва смещается в сторону от продольной плоскости симметрии (см. рис. 2).

Циркуляция вектора скорости по некоторому контуру L определяется следующим образом⁷:

$$\Gamma = \int_L V_\tau dL = \int_L \vec{V}_\tau d\vec{L},$$

где V_τ — проекция вектора скорости циркуляции V_τ на касательную; $d\vec{L}$ — элемент длины контура.

Циркуляция скорости по окружности равна⁷

$$\Gamma = 2\pi r^2 \omega, \quad (2)$$

где $r = b/2$ — радиус окружности;

b — ширина сварного шва;

ω — угловая скорость вращения расплава.

В работе⁸ изучали возможность управления формой усиления горизонтального шва, выполненного на вертикальной плоскости, с помощью постоянного продольного магнитного поля. Влияние магнитного поля оценивали по степени асимметрии валика (см. рис. 2), которая характеризуется отклонением размеров $a/0,5b$ (a — расстояние от продольной плоскости симметрии шва до максимальной высоты гребня).

С практической стороны такая методика изучения влияния продольного магнитного поля на смещение гребня шва вполне оправдана. Одна-

⁷ Сивухин Д. В. Общий курс физики. Механика. М.: Наука, 1979. 520 с.

⁸ Сабылин Е. И., Гуревич В. И. Управление формированием усиления шва с помощью постоянного продольного магнитного поля. ВНИИМСС. Сооружение резервуаров и оболочек. Сварочные работы // Сб. науч. тр. М., 1982. С. 81–86.

ко первопричиной такого смещения является действие силы \vec{F} на центр масс (точка C) поперечного сечения металлического расплава.

По теореме о движении центра масс механической системы в проекции на ось OY получим

$$M\ddot{y}_c = \sum F_{ky}^e,$$

где M — масса металлического расплава;

\ddot{y}_c — проекция ускорения центра масс на ось OY ;

$\sum F_{ky}^e$ — сумма проекций внешних сил на ось OY , действующих на жидкий металл.

Координата y_c определяется формулой

$$y_c = \frac{1}{M} \sum m_k y_k,$$

где m_k — масса элементарной частицы металлического расплава;

y_k — координата этой частицы.

С учетом (1)

$$M\ddot{y}_c = \rho V \Gamma l - F_{п.н.},$$

где l — периметр металлического расплава, который можно представить как сумму длин полуокружности радиуса r и двух гипотенуз прямоугольных треугольников с катетами r и $(d-r)$ (d — длина расплава, см. рис. 1).

Записав (2) в правой части, получим:

$$M\ddot{y}_c = \frac{\pi}{2} \rho \omega V b^2 l - F_{п.н.}, \quad l = \pi r + 2\sqrt{r^2 + (d-r)^2}$$

или

$$\ddot{y}_c = \frac{\pi \rho}{2M} \omega V b^2 l - \frac{F_{п.н.}}{M},$$

где отношение ρ/M — величина, обратно пропорциональная объему жидкого металла.

Однако достоверные экспериментальные или расчетные данные для определения объема отсутствуют из-за сложной геометрической формы металлического расплава.

Для количественной оценки влияния силы \vec{F} на смещение точки C относительно продольной оси симметрии шва массу жидкого металлического расплава (M) возьмем из работ⁹ [1], угловую скорость вращения расплава ω — из работы¹⁰.

В работе⁸, к сожалению, не приводятся макрошлифы поперечных сечений сварных швов, по которым можно было бы установить смещение точки C в зависимости от режимов сварки и электромагнитной обработки. Поэтому для оценки величины смещения координаты y_c воспользуемся безразмерным критерием $a/0,5b$ согласно⁸, так как y_c и $a/0,5b$ имеют один порядок значимости:

$$y_c = \frac{\pi b^2 \rho l}{2M} \int \left[\int \omega V dt \right] dt - \frac{1}{M} \int \left[\int \left[\int_s \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \sigma \cos(n, z) dS \right] dt \right] dt, \quad (3)$$

⁹ Ерохин А. А., Кубланов В. Я. Расчет массы ванны при сварке плавящимся электродом // Автоматическая сварка. 1972. № 3. С. 68–69.

¹⁰ Шицын Ю. Д., Тюткин Ю. М. О движении металла в хвостовой части сварочной ванны при плазменной сварке проникающей дугой // Сварочное производство. 1995. № 11. С. 17–19.

где R_1, R_2 — главные радиусы кривизны поверхности жидкого металла;
 σ — коэффициент поверхностного натяжения;
 $\cos(n, z)$ — косинус угла между нормалью к поверхности и вертикальной осью z .

Используя выражение (3), выполним оценку величины смещения центра масс поперечного сечения сварного шва y_c , которую в первом приближении можно считать численно равной отношению $a / 0,5b$, взятому из работы⁸. Расчет проведем для горизонтальных сварных швов на вертикальной плоскости. При этом в уравнении (3) надо учесть вес расплавленного металла $G = Mg$. С учетом последнего соотношение (3) примет вид

$$y_c = \frac{\pi b^2 \rho l}{2M} \int \left[\int \omega V dt \right] dt - \frac{1}{2} g t^2 + \frac{1}{M} \int \left(\int \left[\int \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \sigma \cos(n, z) dS \right] dt \right) dt, \quad (4)$$

где t — время перемещения точки C от оси симметрии шва до конечного положения.

В выражении (4) последнее слагаемое войдет со знаком «плюс», так как $F_{п.н}$ имеет противоположное направление по отношению к силе G .

Расчет y_c , выполненный согласно (4) с использованием оригинального математического пакета, разработанного авторами для разных режимов сварки и электромагнитной обработки, удовлетворительно согласуется с экспериментальными данными, представленными в работе⁸ (рис. 4).

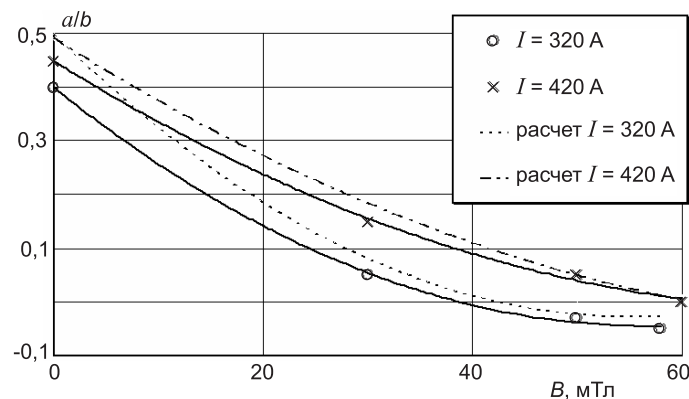


Рис. 4. Сопоставление результатов расчета по (4) настоящей работы и данных эксперимента⁸

Выводы. Дано теоретическое обоснование причин смещения гребня сварного шва относительно продольной плоскости симметрии при дуговой сварке с использованием внешнего постоянного продольного магнитного поля.

Получена математическая зависимость смещения гребня сварного шва от гидродинамических характеристик движения жидкого металла, вызванных силами, которые определяются режимами сварки и электромагнитной обработки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ерохин, А. А. Основы сварки плавлением [Текст]/А. А. Ерохин.— М.: Машиностроение, 1973.— 448 с.

2. Ковалев, И. М. Движение жидкого металла в сварочной ванне при сварке в продольном магнитном поле [Текст]/И. М. Ковалев, А. С. Рыбаков. // Сварочное производство.— 1977.— № 9.— С. 41–43.
3. Ландау, Л. Д. Теоретическая физика [Текст]/Л. Д. Ландау, Е. М. Лифшиц.— Т. 1 // Механика; изд-е 4.— М.: Наука, 1988.— 216 с.
4. Авдеев, М. В. Анализ гидродинамических явлений в сварочной ванне [Текст]/М. В. Авдеев // Сварочное производство.— 1973.— № 10.— С. 1–3.

ЧЕРНЫХ А. В., канд. техн. наук, доц.

Воронежский государственный архитектурно-строительный университет

ЧЕРНЫХ В. В., канд. физ.-мат. наук

Воронежский государственный архитектурно-строительный университет

Получено 29.12.08

Chernykh A. V., candidate of technical sciences, assistant professor, Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering, Russia

Chernykh V. V., candidate of physical and mathematical sciences, Voronezh State University of Architecture and Civil Engineering, Russia

DETERMINATION OF QUANTITY OF WELD COMB DISPLACEMENT OF HORIZONTAL JOINTS IN ARC WELDING WITH THE USE MAGNETIC FIELD

The questions of process formation of form surface of weld under the action of electromagnetic field are considered. The correlation from determinable form of weld is offered...

crest of a welded seam, arc welding, magnetic field, metal melt.

REFERENCES

1. Erohin, A. A. Foundations of fusion welding [Text]/A. A. Erohin.— М.: Mashinostroyeniye, 1973.— 448 p.
2. Kovalev, I. M. Movement of liquid metal in the welding bath at weld in longitudinal magnetic field [Text]/I. M. Kovalev, A. S. Rybakov // Weld production.— 1977.— N 9.— P. 41–43.
3. Landau, L. D. Theoretical physics [Text]/L. D. Landau, E. M. Liphshits.— Vol. 1 // Mechanics; ed. 4.— М.: Nauka, 1988.— 216 p.
4. Avdeev, M. V. Analysis of hydrodynamic phenomena in the welding bath / M. V. Avdeev // Weld production.— 1973.— N 10.— P. 1–3.

В ЛАБОРАТОРИЯХ ВУЗОВ

УДК.624.012.2:620.171.5

Г. Н. АЛБАУТ, В. М. МИТАСОВ, Н. С. ПИЧКУРОВА,
М. В. ТАБАНИЮХОВА

МОДЕЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ОРГАНИЗОВАННЫХ ТРЕЩИН НА НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ БАЛОК

На примере поляризационно-оптического испытания моделей балок реализована идея регулирования напряжений в конструкциях с помощью заранее организованных трещин. Мелкозернистый бетон моделировался пьезооптическим оргстеклом. Получены поля напряжений в моделях балок с различным числом и глубиной трещин-разрезов. Обсуждается возможность рационального перераспределения напряжений...

метод фотоупругости, разрушение, напряженно-деформированное состояние, балка, модель, чистый изгиб, организованная трещина, трещина-разрез, оптически чувствительные материалы, нейтральная ось, момент сопротивления.

При эксплуатации бетонных и железобетонных конструкций допускается наличие трещин в растянутой зоне элементов. Их появление обусловлено тем, что в бетоне предел прочности на растяжение намного меньше предела прочности на сжатие, причем различие может быть в десятки раз. Естественно, что при накоплении определенного уровня потенциальной энергии происходит разрыв материала с образованием трещин и их динамическое развитие, как правило, на значительную глубину. Этот процесс фактически неуправляем: заранее невозможно точно предсказать места самопроизвольного появления трещин и их размеры.

Примеры экспериментального исследования железобетонных элементов с трещинами приведены в работах [1–3]. В статье [1] описаны результаты моделирования и естественного развития трещин в моделях армированных балок с заполнителем из эпоксидной смолы. Получено распределение напряжений в заполнителе около трещин-концентраторов. В [2] предложены идеи регулирования напряженно-деформированного состояния балок путем искусственной организации трещин. В [3] изучено влияние заранее организованной трещины-разреза на напряженное состояние заполнителя в железобетонной балке, изготовленной из натуральных материалов (мелкозернистый бетон и стальная арматура).

Цель настоящего исследования — изучение и оценка влияния заранее замоделированных трещин в растянутой зоне балки на напряженное состояние всей конструкции в целом при статическом нагружении. Попутно ставится задача изучения перемещения нейтральной оси от центра сечения балки, а также уменьшения величины моментов сопротивления, вызванного влиянием трещин-разрезов. Экспериментальная задача решалась в линейной постановке.

© Албаут Г. Н., Митасов В. М., Пичкурова Н. С., Табаниюхова М. В., 2009

1. Методика и техника эксперимента. Исследование выполнено поляризационно-оптическим методом [4] с помощью моделей балок, в которых мелкозернистый бетон моделировался пьезооптическим оргстеклом. Изучалась работа моделей балок без армирования, что позволило сделать оценку прочности и возможного трещинообразования заполнителя (матрицы) в «чистоте», без влияния подкрепляющего эффекта арматуры. Для эксперимента было изготовлено девять моделей балок из пьезооптического оргстекла Э2 с одинаковыми габаритами (сечение $h \times d = 30 \times 5$ мм, расстояние между опорами 180 мм, рис. 1). Трещины моделировались тонкими разрезами с радиусом закругления у вершины 0,35 мм. Цена полосы материала по напряжениям $\sigma_0^{1,0} = 1,65$ МПа · см. Одна контрольная балка не имела трещин-разрезов, в остальных выполнено от одной до семи моделей трещин двух типов с разной глубиной: $0,1h = 3$ мм; $0,2h = 6$ мм (h — высота сечения балок). На рис. 1 вверху изображена схема нагружения балок при чистом изгибе. Ниже представлены схемы всех балок с указанием мест расположения трещин и их размеров. На

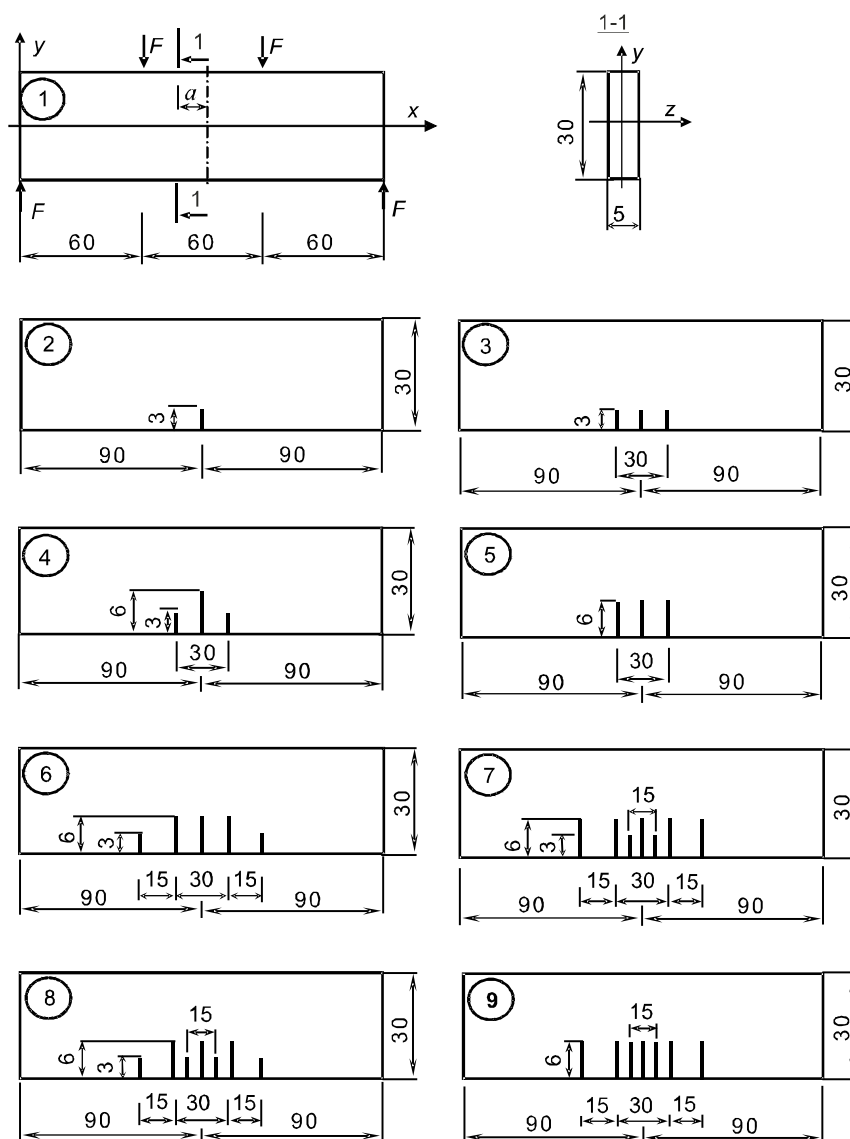


Рис. 1. Схема нагружения и модели балок (мм)

моделях проставлены номера, в соответствии с которыми в настоящей работе дана информация о балках.

Поляризационно-оптические испытания проводились по классической схеме исследования на просвет [4]. В результате эксперимента получены картины полос интерференции и поля изоклин θ . Полосы интерференции представляют собой геометрические места точек с одинаковой разностью главных (квазиглавных) напряжений в плоскости модели, а изоклины — линии с одинаковыми углами наклона главных напряжений. Необходимые сведения по обработке экспериментальных данных в линейной и нелинейной фотоупругости изложены, например, в работе [4].

Ниже приводятся некоторые используемые в настоящей работе зависимости:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{\sigma_0^{1,0} n}{d}; \quad (1)$$

$$\sigma_k = \frac{n \sigma_0^{1,0}}{d}; \quad (2)$$

$$\sigma_x - \sigma_y = (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\theta; \quad \tau_{xy} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\theta; \quad (3)$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0; \quad \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0, \quad (4)$$

где n — порядок полосы интерференции;

d — толщина модели;

σ_1, σ_2 — главные напряжения в плоскости модели;

σ_k — контурное напряжение на незагруженном контуре модели;

$\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ — нормальные и касательные напряжения в плоскости модели;

x, y — декартовы координаты точек в плоскости образца.

Первая зависимость (1) используется для вычисления разности главных напряжений в любой точке плоской модели по известной цене полосы. С помощью уравнения (2) можно получить величину контурного напряжения на незагруженном контуре, а по уравнениям (3) вычислить нормальные и касательные напряжения, необходимые для разделения напряжений с помощью численного интегрирования одного из уравнений равновесия (4) вдоль координаты x или y .

Все балки, приведенные на рис. 1, были испытаны при чистом изгибе. Применено ступенчатое нагружение ($8 \div 9$ ступеней для каждой балки) с фиксацией картин полос на каждом этапе и проведением последующей обработки данных с построением эпюр напряжений в вертикальных сечениях 1–1.

В процессе анализа результаты исследования элементов с трещинами (номера $2 \div 9$) сравнивались с экспериментальными данными для тестовой балки 1, не имеющей трещин и являющейся эталонным образцом.

2. Результаты эксперимента. Основным результатом поляризационно-оптического эксперимента являются фотографии картин интерференционных полос в моделях из пьезооптического материала, которые фактически представляют собой в изолиниях поля разностей квазиглавных напряжений или максимальных касательных напряжений в плоскости соответствующей модели балки (рис. 2). На всех картинах полос подписаны порядки полос n , хорошо видны источники концентрации напряжений — точки приложения сил и вершины трещин-разрезов.

Чтобы получить соответствующие разности напряжений, необходимо умножить порядок полос n на цену полосы материала и учесть толщину модели (формула (1)).

Всего было снято и обработано около 250 фотографий интерференционных картин полос в моделях. На рис. 2 приводятся только девять фрагментов, по одному для каждой из девяти балок при одной и той же нагрузке — $F = 97,5$ Н. По результатам обработки экспериментальных данных построены эпюры нормальных напряжений σ_x в сечениях 1–1, которые расположены на расстоянии a от вертикальной оси симметрии балок. Причем для балок 1 ÷ 6 $a = 7,5$ мм, а для балок 7 ÷ 9 $a = 3,75$ мм.

В сечении 1–1 напряжения σ_x определялись с помощью численного интегрирования второго дифференциального уравнения равновесия (4) вдоль оси y , а в контурных точках они вычислялись по формуле (2).

Рис. 2. Фрагменты картин полос интерференции в моделях балок при $F = 97,5$ Н.
Эпюры напряжений σ_x , МПа, в сечении 1–1

3. Оценка и анализ напряженного состояния балок с заранее организованными трещинами. Результаты анализа иллюстрируются с помощью экспериментальных данных, представленных на рис. 2.

На модели балки 1 (тестовый образец без трещин-разрезов) наблюдается типичная для чистого изгиба картина параллельных полос интерференции с одинаковым в вертикальном направлении расстоянием между полосами. Эпюра нормальных напряжений σ_x имеет линейный вид с одинаковыми по модулю значениями напряжений вверху и внизу, т.е. для первого образца находит подтверждение гипотеза плоских сечений для балок. Напряженное состояние всех остальных балок с трещинами-разрезами (2 ÷ 9) анализировалось в сравнении с контрольной балкой 1.

На балке 2 моделируется одна неглубокая трещина длиной $0,1h$. Вблизи нее на картине полос интерференции наблюдается местное возмущение напряженного состояния, у вершины разреза образовалась характерная для концентратора двухлепестковая зона. В то же время в сжатой зоне (вверху) сохранилась система параллельных полос, соответствующая чистому изгибу. В нижней растянутой зоне модели балки эпюра напряжений σ_x в сечении 1–1 по характеру изменилась: на нижнем контуре напряжение σ_x уменьшилось, а максимум криволинейной функции σ_x переместился вверх по вертикали на уровень вершины разреза.

В остальных моделях 3 ÷ 9, где трещины или глубже, или их количество больше, эпюры нормальных напряжений σ_x в сечении 1–1 по очертанию похожи на соответствующие эпюры балки 2: в сжатой зоне — линейный участок, в растянутой — кривая с максимумом. На нижнем растянутом контуре σ_x уменьшается до нуля (модели 4 ÷ 8), а на контуре девятой балки появляются небольшие сжимающие напряжения. Криволинейное очертание эпюр σ_x в поперечных сечениях балок (см. рис. 2) позволяет сделать вывод о том, что в балках с трещинами-разрезами гипотеза плоских сечений не выполняется.

Итак, для всех балок с трещинами точка с экстремальным значением σ_x на эпюрах в растянутой зоне переместилась по вертикали вверх от нижнего контура балки. При этом произошло значительное снижение наибольшего растягивающего напряжения в сравнении с модулем сжимающего в верхней точке этого же сечения. Это уменьшение достигает 20% при глубине трещин-разрезов $0,2h$. Одновременно происходит увеличение численного значения σ_x по абсолютной величине в сжатой зоне до 20% вследствие общего ослабления балки разрезами. Однако увеличение по модулю сжимающих напряжений менее опасно для бетона, имеющего высокий предел прочности на сжатие.

Таким образом, предложенная в [2, 3] методика моделирования трещин приводит к перераспределению напряжений σ_x в сторону улучшения работы материала в растянутой зоне в сравнении с реальными балками, где трещины развиваются самопроизвольно с динамическим эффектом. Наибольшие растягивающие напряжения, которые в соответствии с обычным инженерным расчетом должны быть в нижних контурных волокнах балок, перемещаются выше на уровень вершин этих трещин со снижением величины максимума.

Отметим, что предварительная организация трещин в процессе изготовления конструкций дает возможность регулировать поля напряжений, препятствует бесконтрольному динамическому развитию трещин, которое наблюдается при естественном их развитии, и уменьшает глубину распространения.

4. Перемещение положения нейтральной оси в балках с трещинами. В тестовой балке без трещин (балка 1 на рис. 2) нейтраль-

ная ось совпадает с нулевой полосой интерференции и проходит по середине балки. На участке между точками приложения сил она имеет прямолинейный горизонтальный вид. В балках с заранее организованными трещинами нейтральная ось смещается вверх от центра тяжести сплошного сечения в сторону сжатой зоны. Смещение e нейтральной оси показано на схеме сечения балки (рис. 3). При наличии нескольких трещин нулевая полоса при чистом изгибе становится криволинейной и ее лишь условно можно принять за нейтральную линию. Примеры таких интерференционных картин с криволинейной нулевой полосой можно наблюдать на рис. 2, 3. Дуги между двумя трещинами направлены выпуклостью вверх, а места соединения дуг провисают над трещинами вниз.

На рис. 3 построен график смещения e нейтральной оси вверх в рассматриваемых сечениях 1–1 для всех девяти балок при двух разных уровнях нагружения. На оси абсцисс проставлены номера балок (1 ÷ 9) согласно рис. 1, где на оси ординат откладываются величины смещений нейтральной оси e в процентном отношении от высоты h балок. Две точки на каждой из девяти вертикальных ординат соответствуют значениям e в одной и той же балке, измеренным при разных нагрузках. По точкам построена среднестатистическая кривая. Поскольку при линейном деформировании положение нейтральной оси не зависит от уровня нагружения, несовпадение точек на вертикальных прямых объясняется

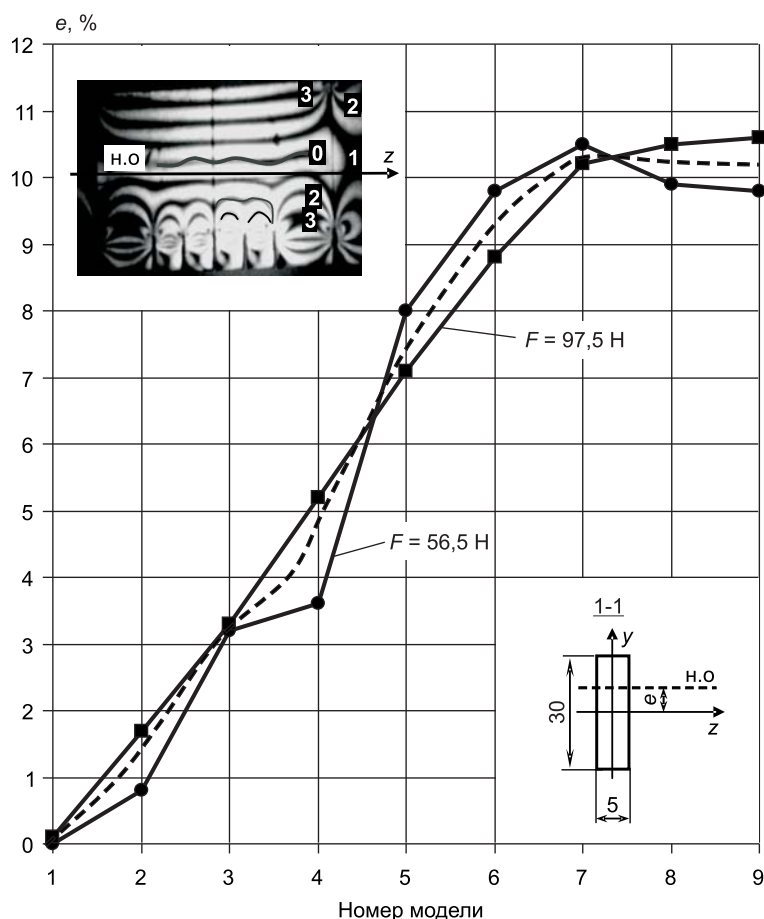


Рис. 3. График изменения положения нейтральной оси в зависимости от количества и глубины трещин
 — — — среднестатистическая кривая

некоторым естественным разбросом экспериментальных данных. Максимальное перемещение нейтральной оси от центра сечения балки достигало 11% от величины h .

5. Изменение момента сопротивления поперечного сечения балок с трещинами. С помощью метода фотоупругости представилась возможность оценить изменение несущей способности балок, имеющих заранее организованные трещины, наблюдая за изменением величины некоторого «условного» момента сопротивления W_z , который определяется из эксперимента. Ниже поясняется методика его получения. Естественно, вычислить W_z обычным способом как геометрическую характеристику сечения в зоне наличия трещин для балок 2÷9 невозможно. Поэтому была произведена его приближенная оценка с помощью анализа напряжений в крайних волокнах сжатой зоны и сравнения данных с тестовым образцом, где W_z вычисляется методами сопротивления материалов. Обработаны результаты испытаний девяти балок с различным числом разрезов при действии одинаковых для всех балок изгибающих моментов, при двух уровнях нагружения. На свободном контуре в сжатой зоне балок напряжения определялись по данным поляризационно-оптического эксперимента и формулы (2). При этом после определения контурных напряжений при одной и той же нагрузке в балках без трещин и с трещинами производилась количественная оценка изменения σ_x на сжатом контуре по сравнению с контрольным образцом 1. Далее, связав значения напряжений с моментом сопротивления посредством известной зависимости $W_z = M_z / \sigma_x$, можно выяснить, как изменяется в моделях 2÷9 «условный» момент сопротивления в процентах от W_z первой балки. Так, в балках 2 и 3 с неглубокими трещинами значение W_z уменьшилось на 11%, для балок с более глубокими и многочисленными трещинами это уменьшение доходило до 30% и более.

На рис. 4 для двух уровней нагружения нанесены точки и построены графики отрицательного приращения (т.е. уменьшения) моментов сопротивления ΔW_z в балках с организованными трещинами-разрезами при увеличении их числа. На оси абсцисс нанесены номера балок согласно рис. 1, на оси ординат подписаны численные значения уменьшения W_z в процентах.

Выводы. Результаты выполненного поляризационно-оптического исследования моделей балок показывают целесообразность организации трещин в тех зонах конструкций, где они должны неизбежно появиться в процессе эксплуатации. В противовес хаотическому образованию трещин есть возможность запроектировать и осуществить их организованное возникновение, инициировав заранее при изготовлении. В этом случае наблюдается более мягкий характер деформирования балок.

Идея регулирования напряжений в конструкциях с помощью заранее организованных трещин в настоящей работе реализована на примере исследования моделей девяти балок из пьезооптического оргстекла. В поперечных сечениях балок, имеющих до семи заранее организованных трещин-разрезов разной глубины, построены эпюры нормальных

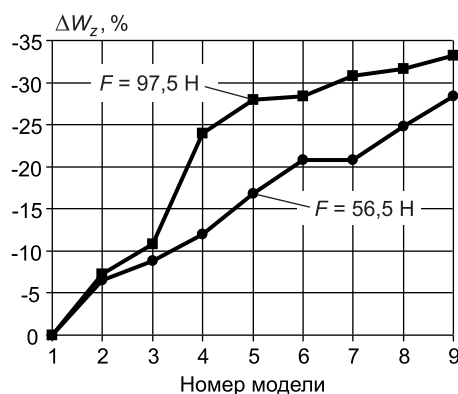


Рис. 4. График изменения момента сопротивления ΔW_z в моделях с трещинами в сравнении с балкой сплошного сечения

напряжений σ_x . Отмечается единый характер распределения этих напряжений:

— максимальные значения σ_x в растянутой зоне переместились с нижнего контура вверх до уровня вершин трещин-разрезов с уменьшением числовых значений;

— на нижнем контуре растягивающие напряжения σ_x либо равны нулю, либо имеют небольшие значения;

— в сжатой зоне функция σ_x линейная, в растянутой — кривая, следовательно, гипотеза плоских сечений для всех балок, кроме первой, не выполняется.

При организации начальных трещин момент сопротивления балок уменьшается, снижается несущая способность, но при этом увеличиваются неопасные сжимающие напряжения, а опасные растягивающие в этом же сечении по абсолютной величине гораздо меньше сжимающих. Их наибольшие значения перемещаются от нижнего контура к вершине трещины-разреза, т.е. происходит более выгодное перераспределение напряжений с точки зрения работы конструкции.

Исследование может иметь большое практическое применение и использоваться для регулирования полей напряжений в эксплуатируемых конструкциях путем предварительного моделирования трещин при изготовлении.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Албаут, Г. Н. Моделирование образования и развития трещин в армированных балках [Текст]/Г. Н. Албаут, В. Н. Барышников, В. М. Митасов//Изв. вузов. Строительство.— 1996.— № 8.— С. 133–135.
2. Митасов, В. М. Напряженно-деформированное состояние железобетонной балки с трещиной [Текст]/В. М. Митасов, Н. С. Михайлова//Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения: материалы Междунар. акад. чтений.— Курск, 2007.— С. 104–108.
3. Михайлова, Н. С. Экспериментальные исследования железобетонных балок без трещин и с заранее намеченной трещиной [Текст]/Н. С. Михайлова//Изв. вузов. Строительство.— 2007.— № 4.— С. 117–120.
4. Албаут, Г. Н. Нелинейная фотоупругость в приложении к задачам механики разрушения [Текст]: учеб. пособие/Г. Н. Албаут.— Новосибирск: НГАСУ, 2002.— 112 с.

АЛБАУТ Г. Н., д-р техн. наук, проф.

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)

МИТАСОВ В. М., д-р техн. наук, проф.

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)

ПИЧКУРОВА Н. С., канд. техн. наук

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)

ТАБАНЫУХОВА М. В., канд. техн. наук, доц.

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин)

Получено после доработки 17.03.09

Albaut G. N., doctor of technical sciences, professor, Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Russia

Mitasov V. M., doctor of technical sciences, professor, Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Russia

Pitchkurova N. S., candidate of technical sciences, Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Russia

Tabanyukhova M. V., candidate of technical sciences, assistant professor, Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin), Russia

MODEL STUDY OF INFLUENCE OF ORGANIZED CRACKS ON STRESS CONDITION OF BEAMS

On example of polarization-optical of test beams idea of the regulation of stress in constructions with help advance organized cracks was implemented. Fine-aggregate concrete was simulated by photoelastic glass. The stress fields were obtained in the beam models with several number and depth of cracks-cuts. The possibility of the rational distribution of stresses was discussed...

photoelastic method, fracture, stress-strain condition, beam, model, pure bending, organized crack, crack-notch, optical-sensitive material, neutral axis, moment of resistance.

REFERENCES

1. Albaut, G. N. The simulation of the emergence and development of cracks in the reinforced beams [Text]/G. N. Albaut, V. N. Baryshnikov, V. M. Mitsov//News of Higher Educational Institutions. Construction.— 1996.— N 8.— P. 133–135.
 2. Mitsov, V. M. The deflected mode of reinforced-concrete beam with crack [Text]/V. M. Mitsov, N. S. Mikhaylova//Safety of the Building Fund. Problems and solution: Materials of the International Academic Reading.— Kursk, 2007.— P. 104–108.
 3. Mikhaylova, N. S. Experimental researching on reinforced beams without cracks and with organized crack [Text]/N. S. Mikhaylova//News of Higher Educational Institutions. Construction.— 2007.— N 4.— P. 117–120.
 4. Albaut, G. N. Nonlinear photoelasticity in application to problems of fracture mechanics [Text]: studied textbook/G. N. Albaut.— Novosibirsk: NGASU, 2002.— 112 p.
-