

УДК 539.3

КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ОБРАЗЦА БЕТОНА, ЗАКЛЮЧЕННОГО В ОБОЙМУ^{*)}

А.И. Садырин, С.В. Зефирова, С.А. Пирогов

НИИМ Нижегородского государственного университета им. Н.И. Лобачевского

Приведены результаты сравнения экспериментальных данных по динамическому деформированию бетона в лабораторной установке схемы разрезного стержня Гопкинсона–Кольского с данными компьютерного моделирования натуральных экспериментов. Результаты компьютерного моделирования приведены для заключительной фазы согласования и уточнения уравнений математической модели бетона и входящих в нее констант.

Ключевые слова: бетон, сжатие в обойме, динамическая диаграмма деформирования, вычислительный эксперимент.

В работах [1, 2] представлены соотношения математической модели, описывающей динамическое поведение структурно-неоднородных сред (бетон, скальные и полускальные горные породы, керамики и др.). Уравнения модели динамического деформирования и разрушения указанных сред сформулированы в рамках сплошной разносопротивляющейся среды, сопротивление деформированию которой зависит от вида напряженного состояния [3, 4].

В зависимости от интенсивности внешних воздействий и условий их приложения в структурно неоднородных средах возможна реализация широкого спектра схем деформирования и разрушения. Рассматривая поведение таких сред при действии динамических нагрузок, следует отметить, что наличие эффектов разносопротивляемости существенно отличает поведение вышеназванных материалов от поведения традиционных конструкционных материалов.

Большинство авторов [3–17] на диаграмме деформирования $\sigma \sim \epsilon$ структурно неоднородных сред выделяют три или четыре основных режима поведения материала, различающихся структурой уравнений, описывающих деформирование и разрушение:

- режим упругого деформирования, описываемый законом Гука (состояние А);
- режим квазиравновесного упругопластического деформирования среды с сопутствующими процессами упрочнения и накопления повреждений (образование несплошностей, микроповреждений и т. п.) (состояние В);
- режим упругопластического деформирования материала, находящегося в разрушенном (фрагментированном) состоянии, когда деформация среды осуществ-

^{*)} Выполнено при поддержке РФФИ (проекты 07-01-00257-а, 08-08-97053-р_п_а).

вляется как деформированием фрагментов, так и путем скольжения с трением и вращения фрагментов друг относительно друга и их дальнейшим измельчением (состояние С);

– режим деформирования, описывающий переход от состояния В к состоянию С, сопровождающийся неравновесной релаксацией напряжений, начинающейся при достижении напряженным состоянием предела прочности (максимума напряжений). Среда к этому моменту времени характеризуется предельным уровнем накопленных повреждений (системы микро- и макротрещин, пор, нарушений межграничной прочности элементов структуры и т.д.) (состояние ВС).

Уравнения поверхностей, отделяющие в пространстве напряжений различные режимы деформирования друг от друга, а также разные схемы разрушения, при учете эффектов разносопротивляемости будут зависеть от трех инвариантов тензора напряжений и скорости деформирования. Уровень существующих в настоящее время технических средств и экспериментальных методик при динамическом деформировании структурно неоднородных сред позволяет получать ограниченный объем, как правило, косвенных экспериментальных данных, интегрально характеризующих кинетику отдельных составляющих указанного спектра режимов. Вследствие этого оснащение математической модели материальными функциями и набором констант представляет собой сложную и неоднозначную процедуру.

Рациональным подходом к решению этой проблемы является применение теоретико-экспериментального метода для анализа натуральных и компьютерных экспериментов по динамическому деформированию и разрушению структурно-неоднородных сред с последующим согласованием их результатов путем корректировки уравнений математической модели и уточнения входящих в нее материальных функций и констант.

Для экспериментального определения и (или) уточнения значений материальных функций и констант, входящих в указанные выше уравнения математической модели, предлагается проведение двух групп базовых экспериментов.

В первую группу включаются серии экспериментов, использующих методику разрезного стержня Гопкинсона–Кольского с образцами среды без обоймы и с образцами, заключенными в обоймы различной степени жесткости [18, 19], а также проведение плосковолновых ударных экспериментов [20]. Эта серия экспериментов позволяет получать динамические диаграммы деформирования среды при различных видах напряженного состояния.

Ко второй группе базовых экспериментов относятся эксперименты (в прямой и обращенной постановках) по внедрению и прониканию жестких и деформируемых ударников с различной формой головной части в мишени из структурно неоднородных сред [21, 22]. В указанных экспериментах основными экспериментальными данными являются зависимости от времени интегральных сил сопротивления внедрению ударника (величины перегрузок), финальные глубины проникания ударника в мишени и остаточные формы каверны (кратера).

Комплексный анализ результатов базовых натуральных и согласованных с ними вычислительных экспериментов позволяет корректировать уравнения математической модели, уточнять информацию о диаграммах деформирования среды и о параметрах поверхности разрушения и поверхностей текучести.

В данной работе представлены результаты сопоставления экспериментальных данных по динамическому деформированию бетона, полученных на установке, реализующей методику разрезного стержня Гопкинсона–Кольского [19], с расчет-

ными данными компьютерного моделирования лабораторных экспериментов.

Схема лабораторной экспериментальной методики стержня Гопкинсона–Кольского представлена на рис. 1, где цифрами 1, 2, 3, 4, 5 и 6 помечены ударник, приемный стержень, экспериментальная сборка, опорный стержень, кольцевая обойма и цилиндрический образец соответственно. Буквами А, В и С указаны места расположения тензодатчиков деформаций. На рис. 1,б представлены схема экспериментальной сборки с образцом бетона и конфигурации приемного и опорного стержней вблизи сборки. Обойма представляет собой стальное кольцо (внутренний диаметр – 30 мм, внешний диаметр – 65 мм, длина – 45 мм). Образец бетона марки МВ50 – цилиндр диаметром 30 мм и длиной 40 мм. В 1 м³ такого бетона содержится 400 кг цемента, 1783 кг песка, 200 кг воды, 12 кг примесей [19]. Входной импульс в приемном стальном стержне (диаметр 80 мм, длина – 6000 мм) формируется стальным ударником (длина 2200 мм, скорость удара 12,5 м/с). Длина опорного стержня – 4000 мм.

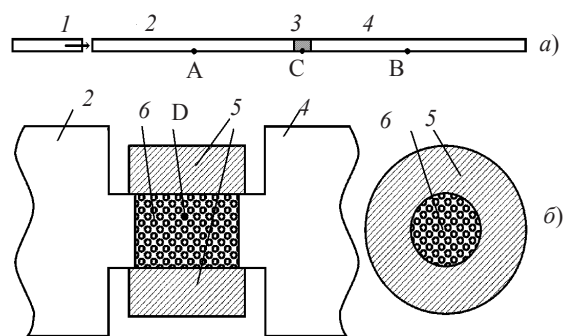


Рис. 1

На рис. 2 приведены графики изменения осевых деформаций во времени в мерных стержнях (точки А и В на рис. 1), характеризующие процесс деформирования бетона. Подбором констант аппроксимации расчетной диаграммы деформирования и параметров предельных поверхностей получено хорошее согласование экспериментальных и расчетных данных для падающего, отраженного и прошедшего импульсов деформаций

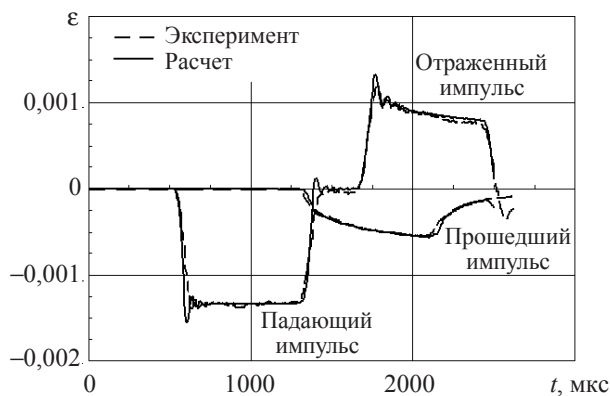


Рис. 2

Экспериментальная диаграмма деформирования бетона в расчетах была аппроксимирована следующей функцией:

$$\sigma_{Tc}(I, e_i) = \sigma_{Tc}^0(I) + 3G \frac{C_p(e_i - e_{i0})}{C_p + (e_i - e_{i0})}.$$

Здесь $\sigma_{Tc}(I, e_i)$, $\sigma_{Tc}^0(I)$ – текущий и начальный пределы упругости; e_{i0} , e_i – интенсивности девиатора деформаций на пределе упругости и в текущем состоянии; C_p – константа аппроксимации, I – первый инвариант тензора напряжений.

На рис. 3 приведены полученные в расчетах в точке D графики изменения во времени двух характеристик напряженного состояния бетона – фазы девиатора напряжений (a) и параметра жесткости напряженного состояния (b), – определяемых соответственно следующими выражениями:

$$\cos 3\varphi = 13,5 \cdot \frac{J'_3}{\sigma_i^3}, \quad \psi = \frac{3\sigma}{\sigma_i},$$

где φ , J'_3 , σ_i и σ – угол фазы, третий инвариант, интенсивность девиатора напряжений и среднее напряжение соответственно. Величина $\cos 3\varphi$ при формировании в образце значимых уровней напряжений близка к значению -1 , соответствующему одноосному напряженному состоянию сжатия и мало зависящему от жесткости обоймы. Величина ψ , напротив, чувствительна к жесткости обоймы. Для напряженного состояния образца с малой жесткостью обоймы жесткость напряженного состояния будет близка к величине $\psi = -1$ и будет возрастать по абсолютной величине с ростом жесткости обоймы. Таким образом, варьируя толщину обоймы и (или) ее жесткость, можно получать экспериментальные данные о зависимости начального предела текучести, диаграммы деформирования и характеристик поведения разрушенного материала от уровня среднего напряжения σ .

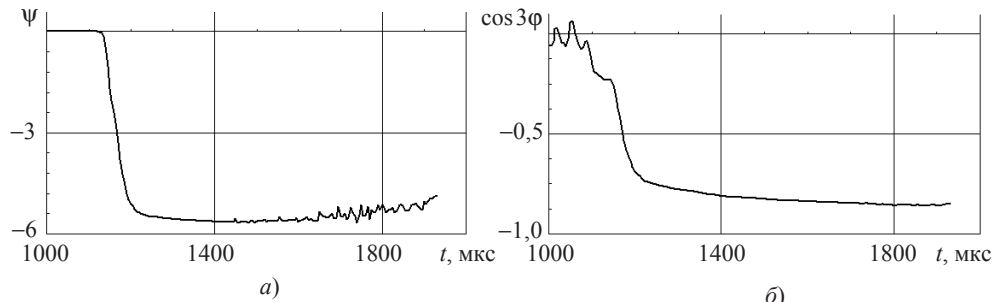


Рис. 3

Изменение во времени параметра жесткости напряженного состояния ψ иллюстрирует три стадии деформирования бетона. Первая стадия протекает в интервале времени ~ 1100 – 1175 мкс и соответствует режиму упругого деформирования. Во второй стадии в интервале времени ~ 1175 – 1250 мкс происходит упругопластическое деформирование, разрушение и последующая релаксация напряжений в разрушившемся материале. Третья стадия, начинающаяся после 1250 мкс, соответствует деформированию разрушившегося материала. Коэффициент поперечной деформации материала на заключительной стадии деформирования возрастает до величины $\sim 0,44$ от исходного значения коэффициента Пуассона, равного 0,2.

На рис. 4 приведено сравнение экспериментальных и расчетных данных о зави-

симости интенсивности напряжений σ_i от среднего напряжения σ в образце в точке D (см. рис. 1). Все характеристики напряженного состояния на рисунке отнесены к динамическому пределу прочности бетона при одноосном сжатии σ_c . Отмеченные выше три стадии деформирования на экспериментальной кривой $\sigma_i \sim \sigma$ располагаются в интервалах между точками (0–a), (a–b), (b–c) соответственно. В интервале (c–d) экспериментальной кривой происходит снижение осевых усилий на образец бетона (упругая разгрузка).

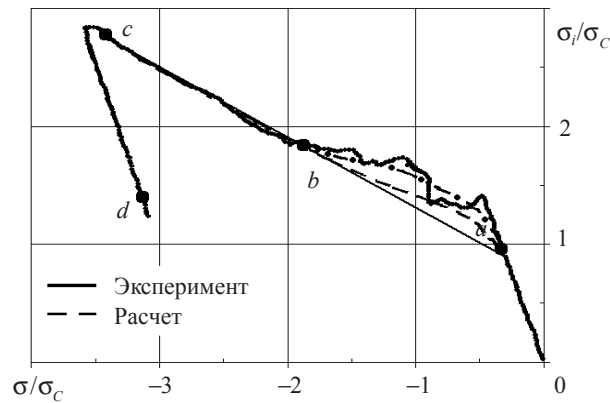


Рис. 4

Разрушение (фрагментирование) образца на второй стадии деформирования в натурном эксперименте осуществляется дискретно, дискретными актами во времени и пространстве. По-видимому, с этим связаны колебания экспериментальной кривой в интервале (a–b). Штрихпунктирная линия на рисунке представляет собой гипотетическую кривую, соответствующую «непрерывному» процессу разрушения. Подобная схема «непрерывного» разрушения реализуется при компьютерном моделировании разрушения материала образца и последующей релаксации напряжений в нем. Тонкой прямой линией на рисунке, соединяющей точки a, b, c, показана экстраполяция зависимости $\sigma_i \sim \sigma$, соответствующая режиму деформирования фрагментированного материала в область напряжений несколько выше предела упругого поведения, то есть на интервал (a–b). Такой режим деформирования бетона соответствует модели поведения структурно-неоднородной среды, предполагающей мгновенное разрушение материала при достижении напряжениями предела упругости.

На рис. 5 представлены графики изменения во времени расчетных интегральных контактных сил F , приложенных к торцевым поверхностям образца бетона со стороны приемного (штриховая линия) и опорного (сплошная линия) стержней. Близость кривых подтверждает однородность осевого напряжения при нагружении образца. Расчетное распределение параметров напряженно-деформированного состояния экспериментального образца вдоль радиуса также близко к однородному.

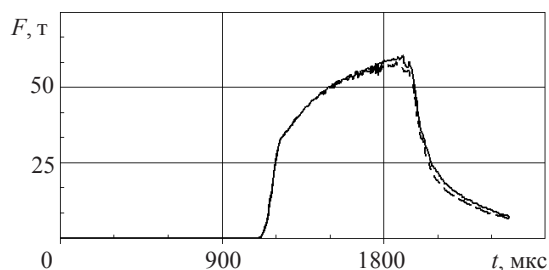


Рис. 5

Заключение

Результаты проведенного в работе анализа лабораторного и вычислительного экспериментов показывают, что в рамках теоретико-экспериментального подхода к изучению процессов динамического деформирования и разрушения структурно-неоднородных сред в качестве составной части базовых экспериментов может использоваться лабораторная методика разрезного стержня Гопкинсона–Кольского с образцами материала, заключенными в обоймы разной жесткости.

Литература

1. Садырин, А.И. Модель динамического деформирования и разрушения бетона / А.И. Садырин // Проблемы прочности и пластичности: – Межвуз. сб. / Н. Новгород: Изд-во ННГУ. – 2003. – Вып. 65. – С. 5–14.
2. Динамическое внедрение жестких ударников в бетонные преграды / А.И. Садырин [и др.] // Вестник ННГУ. – 2008. – №4. – С. 112–116.
3. Матченко, Н.М. Теория деформирования разносопротивляющихся материалов / Н.М. Матченко, А.А. Трещев. – Тула: Изд-во ТулГУ, 2000. – 149 с.
4. Ломакин, Е.В. Нелинейная деформация материалов, сопротивление которых зависит от вида напряженного состояния / Е.В. Ломакин // Изв. АН СССР. МТТ. – 1980. – №4. – С. 92–99.
5. Карпенко, Н.И. Общие модели механики бетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
6. Николаевский, В.Н. Механические свойства горных пород: Деформации и разрушение / В.Н. Николаевский, Л.Д. Лившиц, В.А. Сизов // Итоги науки и техники. Механика деформируемого твердого тела. Т. 11 – М.: ВИНТИ, 1978. – С. 123–150.
7. Замышляев, Б.В. Модели динамического деформирования и разрушения грунтовых сред / Б.В. Замышляев, Л.С. Евтерев. – М.: Наука, 1990. – 215 с.
8. Баженов, Ю.М. Бетон при динамическом нагружении / Ю.М. Баженов. – М.: Стройиздат, 1970. – 272 с.
9. Оберт, Л. Хрупкое разрушение горных пород / Л. Оберт // Разрушение. Т. 7. Ч. 1. – М.: Мир, 1976. – С. 59–128.
10. Гудман, Р. Механика скальных пород / Р. Гудман. – М.: Стройиздат, 1987. – 232 с.
11. Драгон, А. Континуальная модель пластически-хрупкого поведения скальных пород и бетона / А. Драгон, З. Мруз // Механика деформируемых твердых тел. Направления развития. – М.: Мир, 1983. – С. 163–188.
12. Гениев, Г.А. К вопросу обобщения теории прочности бетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк // Бетон и железобетон. – 1965. – №2. – С.16–29.
13. Kupfer, H. Behavior of concrete under biaxial stresses / H. Kupfer, H.K. Hilsdorf, H.J. Rusch // J. Amer. Concr. Inst. – 1969. – V. 66, №8. – P. 656–666.
14. Bicanic, N. Constitutive model for concrete under dynamic loading / N. Bicanic, O.C. Zienkiewicz // Earthquake Engng. Struct. Dynamic. – 1981. – V. 11, – P. 689–710.
15. Sorousian, P. Dynamic constitutive behavior of concrete / P. Sorousian, Choi Ki-Bong // J. Amer. Concr. Inst. – 1986. – №3–4. – P. 251–259.
16. Hsien, S.S. A plastic-fracture model for concrete / S.S. Hsien, E.C. Ting, W.F. Chen. // Int. J. Solids Struct. – 1982. – V. 18, №3. – P. 181–197.
17. Pietruszczak, S. A constitutive model for concrete / S. Pietruszczak, J. Jiang // Int. J. Solids Structures. – 1988. – V. 24, №7. – P. 705–722.
18. Use of the Kolsky method for studying shear resistance of soils / A.M. Bragov, G.M. Grushesky, A.K. Lomunov // Dymat J. – 1994. – V. 3. – P. 253–259.
19. Forquin, P. A testing technique for concrete under confinement at high rates of strain / P. Forquin, G. Gary, F. Gatuingt // Int. J. Impact Eng. – 2008. – V. 35 – P. 425–446.
20. Ударно-волновые явления в конденсированных средах / Г.И. Каннель [и др.] – М.: Янус-К, 1996. – 408 с.
21. Высокоскоростное взаимодействие тел / В.М. Фомин [и др.] – Новосибирск: Изд-во СО РАН, 1999. – 600 с.

22. Penetration of concrete targets with deceleration-time measurements / M.J. Forrestal [et al.] // Int. J. Impact Eng. – 2003. – V. 28. – P. 479–497.

[5.10.2009]

**COMPUTER SIMULATION OF THE DEFORMATION
OF AN ENCASED CONCRETE SPECIMEN**

A.I. Sadyrin, S.V. Zefirov, S.A. Pirogov

The results of comparing the experimental data on dynamic deformation of concrete at a laboratory split-Hopkinson-bar test stand with the computer simulation data of full-scale experiments are presented. The results of the computer simulation are given for the final stage of matching and refining the mathematical model of the concrete and the constants used in it.

Key words: concrete, encased compression, dynamic deformation diagram, computational experiment.