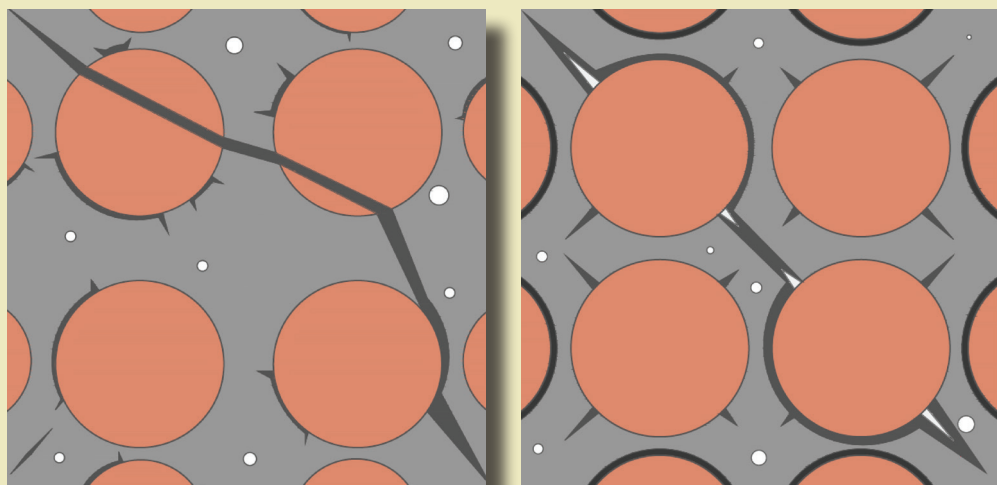




Stanisław Bogdan Fic

БЕТОН В УСЛОВИЯХ УДАРНЫХ
ВОЗДЕЙСТВИЙ

Concrete under the influence of impact
loads



М
О
Н
О
Г
Р
А
Ф
И
Е

БЕТОН В УСЛОВИЯХ УДАРНЫХ
ВОЗДЕЙСТВИЙ

Concrete under the influence
of impact loads

Monografie – Politechnika Lubelska



Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury
ul. Nadbystrzycka 40
20-618 Lublin

Stanisław Bogdan Fic

БЕТОН В УСЛОВИЯХ УДАРНЫХ
ВОЗДЕЙСТВИЙ

Concrete under the influence
of impact loads



Politechnika Lubelska
Lublin 2017

Reviewer:

prof. dr in technical sciences eng. Valeriy Nikolayevich Vyrovoy – Head of the Department of Building Materials at the Academy of Building and Architecture in Odessa

Publication approved by the Rector of Lublin University of Technology

© Copyright by Lublin University of Technology 2017

ISBN: 978-83-7947-274-1

Publisher: Lublin University of Technology

ul. Nadbystrzycka 38D, 20-618 Lublin

Realization: Lublin University of Technology Library

ul. Nadbystrzycka 36A, 20-618 Lublin

tel. (81) 538-46-59, email: wydawca@pollub.pl

www.biblioteka.pollub.pl

Printing: TOP Agencja Reklamowa Agnieszka Łuczak

www.agencjatop.pl

The digital version is available at the Digital Library of Lublin University of Technology: www.bc.pollub.pl

Circulation: 100 copies

Содержание

Содержание	5
Contents	7
Бетон в условиях ударных воздействий. Монография	9
ПРЕДИСЛОВИЕ	11
1. АНАЛИЗ УСЛОВИЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ И ХАРАКТЕР ПОВЕДЕНИЯ БЕТОНА В КОНСТРУКЦИИ	13
1.1. Бетон как универсальный материал	13
1.2. Поведение бетона в условиях ударных нагрузок и малоциклической усталости.....	25
1.3. Применение идей и методов механики разрушения к анализу механизмов разрушения бетона.....	29
1.4. Влияние состава бетона на его эксплуатационные свойства	38
Выводы по разделу 1.	48
2. МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ И ПРИМЕНЯЕМЫЕ МАТЕРИАЛЫ.....	51
2.1. Анализ методов и оборудования для изучения стойкости материалов, конструкций и сооружения при ударной нагрузке	51
2.2. Методика создания ударной нагрузки баллистическим маятниковым копром	72
3. АНАЛИЗ ПРИЧИН И МЕХАНИЗМОВ ОБРАЗОВАНИЯ ВНУТРЕННИХ ПОВЕРХНОСТЕЙ РАЗДЕЛА В БЕТОНЕ	83
3.1. Анализ структуры бетона как гетерогенного материала.....	83
3.2. Анализ механизмов образования внутренних поверхностей раздела в микроструктуре бетонов	89
3.3. Механизмы формирования ВПР при взаимодействии матричного материала с заполнителями	97
3.4. Характер распределения ВПР и технологических трещин в бетонах как полиструктурных материалах	111
Выводы по разделу 3.	117
4. ВЛИЯНИЕ СОСТАВА БЕТОНА НА ПРОЧНОСТЬ ПРИ УДАРНЫХ НАГРУЗКАХ.....	119

4.1.	Анализ механизмов разрушения гетерогенных материалов	119
4.2.	Анализ влияния внутренних поверхностей раздела на разрушение бетонов в условиях ударного нагружения	125
4.3.	Изучение влияния количества и вида крупных заполнителей на механические характеристики и ударную стойкость бетонов	135
4.4.	Изучение влияния состава растворной части на свойства бетона	150
4.4.1.	Влияние W/C на ударную стойкость бетона.....	150
4.4.2.	Влияние пористости на ВПР на стойкость бетонов при импульсивных нагрузках.	171
4.4.3.	Изучение влияния количества цемента на комплекс свойств бетона.....	177
	Выводы по разделу 4.	183
5.	ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА В ЭКСТРЕМАЛЬНЫХ УСЛОВИЯХ ЭКСПЛУАТАЦИИ.....	185
5.1.	Анализ механизмов разрушения бетонов при изменении влажности и температуры	185
5.2.	Изучение влияния влажности на свойства бетонов	195
5.3.	Влияние повышенных температур эксплуатации на стойкость бетонов при ударе.....	208
5.4.	Анализ механизмов разрушения бетонов при их многократном замораживании и оттаивании и действии ударных нагрузок	216
5.5.	Изучение влияния замораживания и оттаивания на стойкость бетонов при ударных нагрузках.....	224
	Выводы по разделу 5	230
	ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	233
	СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	237
	Список таблиц.....	255
	List of Tables	256
	Список рисунков.....	257
	List of Figures	263

Contents

Introduction.....	7
1. Analysis of operating conditions and characteristics of the concrete behaviour in construction	13
1.1. Concrete as a universal material.....	13
1.2. The concrete behavior under impact loads and a low-cycle fatigue.....	25
1.3. Adopted the ideas and methods of fracture mechanics and analysis of mechanisms of concrete destruction	29
1.4. Effect of concrete composition on its properties under operating conditions	38
Conclusion to Chapter 1	48
2. Research methods and used materials	51
2.1. Analysis of research methods, knowledge of materials and construction of test stands at impact load	51
2.2. Methodology of the description at impact load using the ballistic swing hammer	72
3. Analysis of causes and mechanisms of creation of the internal separation surfaces in concrete	83
3.1. Analysis of concrete structure as a heterogeneous material	83
3.2. Analysis of the formation of the internal separation surfaces in a microstructure of concrete	89
3.3. The mechanism of the ITZ formation in dependence on the matrix surrounding the aggregate	97
3.4. The nature of the ITZ and the technological cracks propagation in concretes as a poly-structural materials	111
Conclusion to Chapter 3	117
4. INFLUENCE OF THE CONCRETE'S COMPOSITION ON ITS STRENGTH AT THE IMPACT LOADS	119
4.1. Analysis of the destruction mechanisms of the heterogeneous materials	119
4.2. Analysis of the impact of the ITZ on the destruction of concrete under impact load conditions	125

4.3.	Determination of the aggregate amount and fraction of aggregate grains in concretes on mechanical characteristics and impact strength	135
4.4.	Effect of mortar composition in matrix on concrete properties	150
4.4.1.	Effect of W/C on impact strength of concretes	150
4.4.2.	The effect of porosity on the ITZ, the stability of concrete on the impulses of the impact	171
4.4.3.	Determining the influence of the cement amount on the properties of concrete	177
	Conclusion to Chapter 4	183
5.	RESEARCH OF CONCRETE STRENGTH UNDER EXTREME OPERATING CONDITIONS	185
5.1.	Analysis of mechanisms of concrete destruction when changing humidity and temperature	185
5.2.	Determining the effect of moisture on the overall properties of concrete	195
5.3.	Impact of elevated operating temperatures on the concrete impact strength	208
5.4.	Analysis of the concrete destruction mechanisms at cyclic multiple freezing and defrosting, on concrete strength at an impact load	216
5.5.	Изучение влияния замораживания и оттаивания на стой-кость бетонов при ударных нагрузках	224
	Conclusion to Chapter 5	230
	SUMMARY	233
	LITERATURE	237
	Tables	256
	Figures	263

Фиц Станислав Богдан

Бетон в условиях ударных воздействий. Монография

Рассмотрен анализ условий эксплуатации и характер поведения бетона в строительных конструкциях при ударных нагрузках. Бетон как грубогетерогенный материал рассмотрен на уровне микро- и макроструктур, в которых выделены внутренние поверхности раздела – технологические трещины. Проанализированы причины и механизмы их образования, а также их последующая роль в работе материала при ударных нагрузках. Исследовано влияние технологических факторов (водоцементное отношение, вид, количество и качество заполнителей) на прочность бетона при ударе. Экспериментально доказано, что за счёт управления макроструктурными параметрами бетонов можно повышать стойкость бетонов при ударных нагрузках в различных условиях среды эксплуатации. Проанализировано влияние влажности, высокой температуры, попеременного замораживания и оттаивания на Табл. – 15, илл. – 123, библиогр. – 372. Второе издание.

Рецензент: зав. Кафедрой Производства строительных изделий и конструкций Одесской Государственной академии строительства и архитектуры, д.,т.,н.,профессор Выровой В.Н.

С.Б. Фиц

The study investigated the behavior of concrete under various operating conditions of the structure under an impact load. Concrete as a coarse-heterogenic material was analyzed at the micro and macrostructure level, in which internal separation surfaces and technological cracks were identified. The causes and mechanisms of their formation, and their role in behavior of the material under impact loads were analyzed. The influence of technological factors (water–cement ratio, quantitative and qualitative impact of aggregate) on the strength of concrete under influence of the impact load was investigated. In experiments it has been shown that the strength of concrete at the impact loads under different operating conditions can be increased by means of the macrostructure parameters of the concrete. The influence of moisture, high temperature, alternating freezing and defrosting on the stability of concrete under impact loads was analyzed. Second edition.

Reviewer: prof. dr in technical sciences eng. Valeriy Nikolayevich Vyrovoy – Head of the Department of Building Materials at the Academy of Building and Architecture in Odessa.

«Когда движущаяся частица или материальная структура встречает на своём пути частицу или материальную структуру таким образом, что движение обоих подвергается изменению вследствие взаимного действия при столкновении, то говорим об ударе частиц или материальных структур (тел, кусков и т.п.). Силы, применяемые при ударе на поверхности столкновения обоих тел, называем ударными силами»

Максимилиан Титус Хубер

Варшава, 1958 год

ПРЕДИСЛОВИЕ

Ударные нагрузки, под которыми понимают совокупные явления, возникающие при соударении движущихся тел, очень часто встречаются в инженерной практике во время строительства и эксплуатации, как отдельных конструкций, так и целых сооружений. При этом ударные нагрузки могут быть учтены при проектировании, например, конструкции фундаментов кузнечных молотов и давления вальцовых прессов, оголовки забивных свай и т.п., а также могут быть связаны со случайностью, например, случайное столкновение какого-нибудь тела (транспорта, льда, камней и др.) с элементами конструкций или сооружений.

Одновременно с ударным действием (запланированным или случайным) материал конструкции воспринимает нагрузки. Связанные с изменением температурно-влажностных условий эксплуатации. Многократные замораживание и оттаивание, насыщение влагой, эксплуатация при повышенных температурах приводят к изменению структуры материала и вызывают уменьшение срока эксплуатации. Суммарное действие импульсного, техногенного и экологического влияний могут привести к преждевременному разрушению конструкций. Вероятность этого основывается на установленном явлении, что в условиях ударного действия материал разрушается при более низких напряжениях по сравнению со статическими нагрузками.

По мнению многих специалистов, бетон представляет собой грубогетерогенный материал с полиструктурным строением. Объективными структурными параметрами таких материалов следует считать технологические трещины и остаточные деформации, которые возникают в период получения самого материала и его оформления в конструктивные формы при последующем твердении. Основной причиной разрушения материалов под действием ударного и экологического воздействия является необратимый рост технологических трещин до трещин разрушения или магистральных. В свою очередь, кинетика трансформации технологических трещин в эксплуатационные с их последующим развитием, в значительной мере, зависит от характера распределения начальных несовершенств. Последние определяются начальным составом и технологическими условиями получения материала и изделий из него. Таким образом, выявление механизмов образования технологических трещин с целью регулирования характера их распределения на разных структурных уровнях для повышения стойкости бетонов в условиях ударного нагружения при воздействии окружающей среды является своевременной и актуальной задачей. Особенно следует подчеркнуть значение исследований влияния ударных нагрузок на разрушение конструкций и сооружений с учётом значительных катастроф, вызванных землетрясениями, взрывами технологического и технического оборудования и т.п.

В связи с этим решение проблемы повышения ударной стойкости бетонов с учётом неблагоприятного воздействия окружающей среды является оправданным и практически необходимым.

Автор благодарит все организации и лица, принимающие участие в создании настоящей работы. Особенную признательность адресуем проф. В. Дорофееву, ректору Академии строительства и архитектуры в Одессе, проф. К. Шабельскому, ректору, и проф. Э. Бояр, проректору Политехнического института в Люблине за предоставление возможности реализовать настоящую работу, проф. В. Выровому, проф. А.Ф. Яременко и проф. Л. В. Мазуренко из Академии строительства и архитектуры в Одессе, проф. Б. Гнидецу из Национального университета «Львівська політехніка» во Львове, за организационное и научное сотрудничество.

1. АНАЛИЗ УСЛОВИЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ И ХАРАКТЕР ПОВЕДЕНИЯ БЕТОНА В КОНСТРУКЦИИ

1.1. Бетон как универсальный материал

В бетоне можно выделить следующие составные: затвердевший цементный камень, зерна заполнителя, переходный слой, исполняющий функцию соединения составных, невикристаллизованные зерна цемента, пустота (поры), заполненная воздухом или водой (водным паром) [153, 159, 206, 221, 231]. Итак, бетон является многофазным соединением – сложным композитом. Техническая прочность бетона зависит от свойств отдельных фаз, их процентного состава, структуры, взаимного соотношения и пространственного оформления. Бетон, как цементный композит, анизотропен, гетерогеничен с многофазовой системой внутренних микротрещин в цементной матрице, микротрещинами в переходном слое и порах. Микроструктура бетона изменяется во времени с влиянием на нее многих факторов.

Большую часть в объеме бетона занимают крупный и мелкий заполнители, рассеянный на отдельные фракции. Зерна заполнителя соединяются с цементным камнем адгезионными силами связи. Можно отличить физические силы, величина которых зависит от характера шероховатости поверхности и формы заполнителя, а также силы химических связей. Химическая связь проявляется, когда заполнитель химически активен по отношению к минералам цементного камня.

В работе был принят заполнитель, который удовлетворял следующим требованиям и условиям: $R_z > R_{цк}$ (прочность заполнителя на сжатие больше прочности затвердевшего цементного камня на сжатие), а также $E_z \geq E_{цк}$ (модуль упругости заполнителя больше, чем модуль упругости цементного камня).

В затвердевшем цементном камне можно выделить следующие основные соединения: гидроксид кальция, гидратированный алюминат и силикаты, алюмосиликаты, сернокислый алюминий, а также негидратированные зерна цемента и поры [251]. Затвердевший цементный камень гетерогенен, если учесть его микроструктуру. Степень структурных изменений α в смеси можно определить уравнением Кологорова–Аврани:

$$\alpha = 1 - e \cdot k \cdot \tau^n \quad (1.1)$$

где: k – обозначает постоянную константу реакции,

τ – время твердения,

n – эмпирический показатель величиной в 2,5;3,5; либо другим образом, напр. [124, 161, 163].

В [160] было проанализировано (как на основе собственных исследований, так и чужих) влияние фазового состава и микроструктуры затвердевшего цементного камня на свойства бетона. А.В. Ярмазович в [211] обратил особое внимание на влияние технологических факторов на создание микроструктуры, в том числе зернистости, условий схватывания и твердения, состава цемента и заполнителя.

Влияние максимальных по величине зерен заполнителя на прочность бетона на растяжение не было предметом исчерпывающих исследований. П. Петерсон [249] констатировал понижение прочности бетона на растяжение вместе с ростом зерен заполнителя. С. Волински [295] в собственных исследованиях доказал отсутствие влияния максимальных зерен заполнителя на длину зоны разрушения растягиваемого бетона, что подтвердил независимостью полученных графиков $\sigma - \delta$ от длины измеряемого базиса факторов. По [295] не доказано существенной корреляции между периодической нагрузкой (растяжение – сжатие), максимальным размером зерен и композицией зернистости заполнителя. Результаты исследований Райнхарда [267, 268] и П. Налатамбега [240] доказали, что прочность на растяжение и энергия трещинообразования была выше у бетонов с заполнителем с большой прочностью (гравий, магматический заполнитель), чем в случае бетона с щебеночным заполнителем. Эти исследования были проведены на зернах в форме шаров. Изучением влияния объема заполнителя V_k на полный объем бетонной смеси V_m занимались Р. Свами [283] и П. Петерсон [249]. Они заметили, что величина V_k/V_m не влияет на прочность бетона на растяжение, как и в небольшой степени влияет на изменения величины энергии трещинообразования G_F .

Роль показателя W/C

Известные из литературы формулы для предсказания прочности бетона на сжатие были разработаны с помощью модели однократной регрессии с показателями W/C , c/p_0 , $W/C+p_0$. Учитывались опыты, проведенные Боломеем и Фереом [170]. Пригодность формул с показателями W/C , c/p_0 , $W/C+p_0$ ограничена в случае их применения для бетонов плохо зернистых и высокочных марок [238].

Анализируя формулы для предсказания прочности бетона, Й. Микось [238] утверждает, что показатель W/C является характеристикой пористости смеси, но не охватывает пористость плотной бетонной смеси.

Показатель c/p_0 охватывает пористость бетонной смеси, но не предусматривает пористости замеса.

По [238] лучше всего структуру бетона описывает показатель c/p_0+w , но зависимость эта базируется на полной пористости бетонной смеси.

Влиянием показателя W/C на формирование прочностей при сжатии и растяжении занималось очень много исследователей, среди них Бр. Буковски [158], Беляев, Й. А. Кириленко [44], Вл. Кучиньски [222], Б. Г. Скрамтаев [102], В. Пашковски [248], А. М. Невий [241] и другие [210, 241, 245, 288].

Резюмируя проведенный обзор можно отметить, что кроме появления меньших или больших разниц в подходе к оценке роли, которую выполняет показатель W/C, можна заключить, что в первую очередь будет он решающим фактором в формировании механических свойств бетона. Поэтому, прежде всего, показатель W/C следует учитывать для каждого вида цемента и о его влиянии на прочность бетона, так как он определяет до 70÷80% этой прочности [241, 245].

Основное влияние W/C на характеристику трещинообразования бетона рассмотрено в [174, 193, 240, 283]. В [293] представлен анализ литературы и результаты исследований, относящиеся к структуре бетонов, параметрам линейно-упругой механики разрушения (LSMP): K_{IC} , K_{IIC} и единице интеграла J. Автор работы представил собственные результаты [88], где анализировал влияние количества и величины зерен мелкого заполнителя по отношению к параметрам K_{IIC} и J_{IIC} . В предложениях подчеркивается роль переходного слоя, образованного под влиянием W/C, и крупного заполнителя в процессе трещинообразования бетона. С. Л. Харламов исследовал влияние W/C на параметры K_{IIC} и J_{IIC} бетонов с применением лёгких заполнителей [124]. После проведенных экспериментов представлено довольно сложные формулы, определяющие зависимость W/C от коэффициентов интенсивности напряжений:

$$K_{IC} = 0,3 + 0,038 w/c - 0,002t - 0,0057 d_{max} - 0,2575 K_{Ia} + 0,002 R_c,$$

$$K_{IIC} = 3,12 + 0,4850 w/c - 0,0004t - 0,0378 d_{max} - 0,0245 W - 2,2630 K_{Ia} + 0,0005 R_c.$$

Существует очень большое количество публикаций, касающихся связи W/C с прочностью на сжатие, растяжение и трещинообразование, однако при анализе влияния водоцементного отношения на ударную прочность бетона крайне мало исследований [6, 179, 262].

Ю. М. Баженов подчеркнул роль показателя W/C и его влияния на формирование структуры бетона на прочность при динамической нагрузке.

Автор настоящей работы не анализировал ближе такого рода зависимости в феноменологической сфере, а результаты сводились к положению, что вместе с ростом W/C понижается прочность бетона при динамической нагрузке. В [179, 182] представлено зависимости на удар и сжатие бетона при изменяющихся показателях W/C в диапазоне $0,4 \div 0,7$.

В работе было доказано, что увеличение W/C быстрее влияет на понижение прочности при динамической и статической нагрузке. Это может предполагать большее влияние W/C на структуру бетона и соединение в переходном слое при быстрой динамической нагрузке.

Влияние переходного слоя на механические свойства бетонов

Переходная зона (*анг. Interfacial Transition Zone – ITZ*) в бетоне может быть расположен [153]: между зёрнами заполнителя и цементным камнем, между гидратированными и негидратированными зёрнами цемента, между стержнями или волокнами арматуры и цементным камнем, между старым бетоном и слоем свежего бетона.

Существование переходного слоя между гидратированными и негидратированными зонами цемента не имеет большего значения [221]. Переходный слой образуется на границе зёрен заполнителя и цементной смеси в результате физических и физико–химических процессов. Наличие переходного слоя в бетоне влияет на его прочность и деформацию. На рис. 1.1–1.3 представлено формирование переходного слоя и процесс деформации в бетоне по [35] в трёх случаях с учетом силы адгезии и когезии:

- а) адгезия матрицы R_A к заполнителю больше чем когезионная прочность R_K , $R_A > R_K$ (рис. 1.1),
- б) адгезия и когезия равны $R_A = R_K$ (рис. 1.2),
- в) адгезия матрицы и поверхности заполнителя меньше от когезии $R_A < R_K$ (рис. 1.3).

По [280] структура пористости переходного слоя, как и связанные с ней свойства и его толщина зависят от W/C. Согласно [280] увеличение W/C у поверхности заполнителя пропорционально свободной воде и при росте толщины постоянной фазы изменяется влияние переходного слоя. Д. Б. Бентз и другие [146] доказали, что W/C влияет на толщину переходного слоя. По [153] увеличенное W/C у поверхности зёрен заполнителя объясняется т.н. „эффектом стены”, вытекающей из разницы величины зёрен заполнителя и цемента.

К подобному результату пришли в [164], и дополнительно обратили свое внимание на влияние вибрирования и укрепления „эффекта стены”.

Увеличенное W/C у поверхности зерен может быть причиной образования переходного слоя или образования макродефектов, что предполагали в [153].

В свою очередь в [221] представлено, что если W/C увеличивается у поверхности заполнителя, то независимо от начального W/C , должен уменьшаться объём смеси. Л. Кухарска в [221] предполагает, что ослабление переходного слоя вследствие увеличения пористости и упущения результатов её уменьшения в объёме матрицы, учитывая, что вес и влияние изменяется с изменением исходного W/C , а также с развитием поверхности заполнителя, является одним из главных противоречий в оценке переходных слоев.

По [147] уменьшение величины $W/C < 0,4$ вызывает такое состояние, что упругие качества переходного слоя равны или больше чем матрица, и она определяется деформациями. Т. Й. Любимова и Е. Р. Пинус на основе проведенных исследований [62] показали меньшую микротвёрдость переходного слоя по сравнению с зёрнами заполнителя и цементного камня. С. Диамонд и др. [169] исследовали переходные слои на разных образцах и доказали, что могут они иметь обычно толщину до 100 μm . На рисунке 1.4 показаны различия в пористости переходного слоя в функции расстояния от поверхности зерен заполнителя [188].

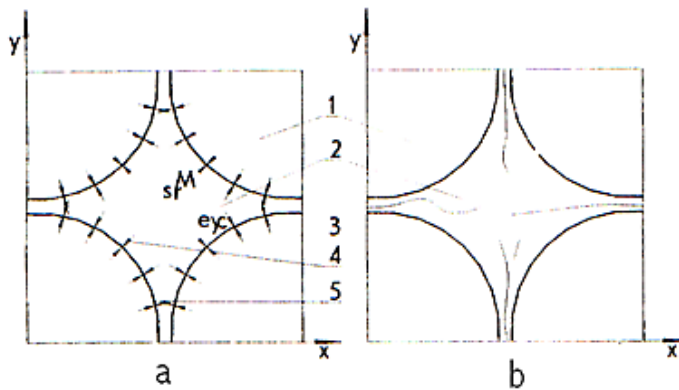


Рис. 1.1. Механизм образования деформации [35]: а – характер образования трещин, б – при расположении заполнителя в шестигранники $R_A < R_K$, 1 – заполнитель, 2 – матрица, 3 – трещины в матрицы, 4 – деформации в матрицы, 5 – реакция заполнителя на влияния матрицы

Fig. 1.1. The mechanism of strain creation [35]: а – the character of cracks, б – at the position of the aggregate grains $R_A < R_K$, 1 – aggregate grains, 2 – cement matrix, 3 – cracks in the matrix, 4 – strain in the matrix, 5 – reaction of aggregate grains and matrix

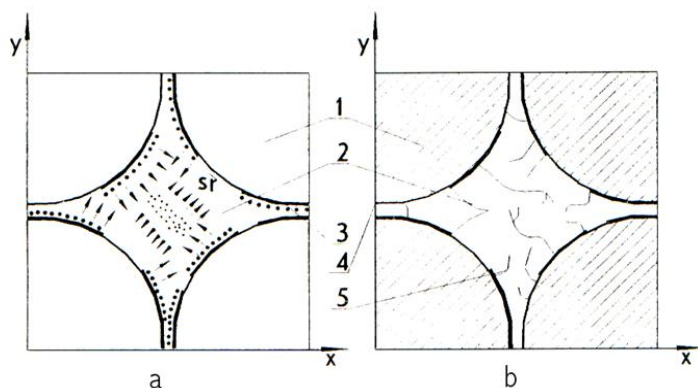


Рис. 1.2. Распределение деформаций [35]: а – характер образования трещин в макроструктуре, б – при $R_A = R_K$, 1 – заполнитель, 2 – матрица, 3 – место нарушения адгезии, 4 – трещина соединяющая, 5 – трещина в матрице

Fig. 1.2. Strain distribution [35]: а – character of the cracks formation in macrostructure, б – at $R_A = R_K$, 1 – aggregate grains, 2 – cement matrix, 3 – place of adhesion violation, 4 – crack in combination with aggregate grain, 5 – crack in the matrix

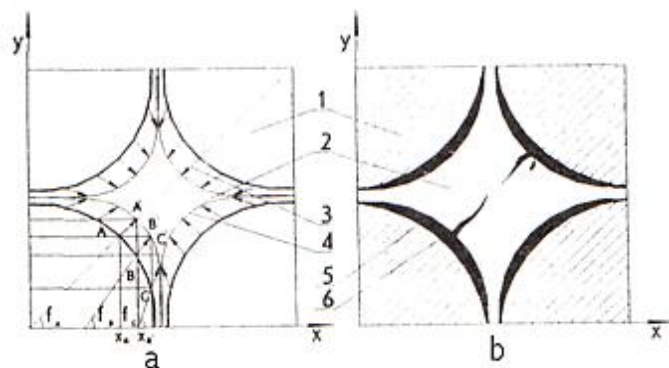


Рис. 1.3. Расположение деформаций: а – характер образования трещин макроструктуры, б – для условия $R_A > R_K$ [35]

Fig. 1.3. Strain distribution: а – character of the cracks formation in macrostructure, б – for the condition $R_A > R_K$ [35]

В работах Л. Страла [281], М. Монтрело, Й. Масо, Й. Оливера [239] было доказано, что переходный слой, непосредственным образом прилегающий к поверхности зерен заполнителя, построен из кристаллов гидроокиси кальция и этtringита. Следующим слоем по очереди является очень пористый косвенный слой, построенный из „игольчатых” и „пластинчатых” продуктов гидратации цемента.

Очередным слоем является поверхность затвердевшего цементного камня с меньшей пористостью этой зоны. Наличие заполнителя в бетоне вызывает явление седиментации, т.е. оседания текучей растворной смеси. Образуются „седиментационные” поры – пустоты, заполненные водой под зернами. В результате в затвердевшем бетоне создается система горизонтальных трещин, обычно перпендикулярных к направлению бетонирования и уплотнения, которая вызывает анизотропию материала.

Д. М. Рой и др. [276] подтвердили отличие переходного слоя в масштабе от атомного до макро, который не выступает в остальной части матрицы. На рисунке 1.6. представлено характеристику адгезии цементного камня к разным заполнителям [299]. Из представленных графиков видно, что самой большой адгезией характеризуется известняк, что объясняется повышенной химической активностью.

Исследованием адгезии бетонной смеси к скалам занимались также Hsu, Slate [202], Taylor и Broms [287], а также Hassanzadeh [197]. Характеристика исследуемых образцов показана на рисунках 1.7 и 1.8. Модель структуры переходного слоя представлена на рисунке 1.5.

В исследованиях [153] показано, что переходная зона между заполнителями и матрицей была всегда слабее, а трещина разрушения проходила через переходный слой. Вышеописанные исследования адгезии могут быть не совсем достоверны из-за различия и отсутствия отношения к фактической величине соединения зерна с цементным камнем в действительных условиях, что имеет место в гетерогенном бетоне.

„Искусственным образом” размещенные единичные зерна или вышлифованные пластины скал создают трудности в анализе результатов и оценке переходного слоя. Goldman и Cohen [191] исследовали динамический модуль упругости бетонов и установили меньшие величины E_{cmd} при мелком заполнителе, что свидетельствует о понижении упругости переходного слоя. Несмотря на различные замечания исследователей, фактом является то, что переходный слой является более слабым элементом структуры бетона по сравнению с затвердевшим цементным камнем и заполнителем.

Соединение это с большей пористостью, более слабое из-за созданных водоносных линз, является местом благоприятным для формирования местных дефектов и увеличенных деформаций. Для изменения и улучшения свойств переходного слоя возможно уплотнение структуры материала применением микрозаполнителей, уменьшение величины коэффициента W/C, применение соответствующей технологии [153].

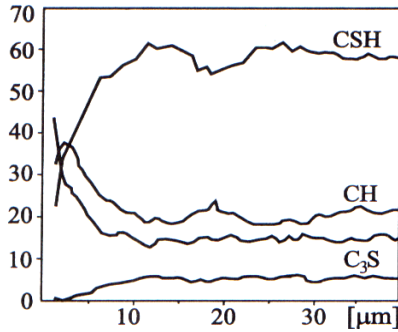


Рис. 1.4. Влияние пористости, CH, CS и геля CSH на толщину переходного слоя [188]

Fig. 1.4. Effect of porosity of CH, CS and gel on shaping the transition zone [188]

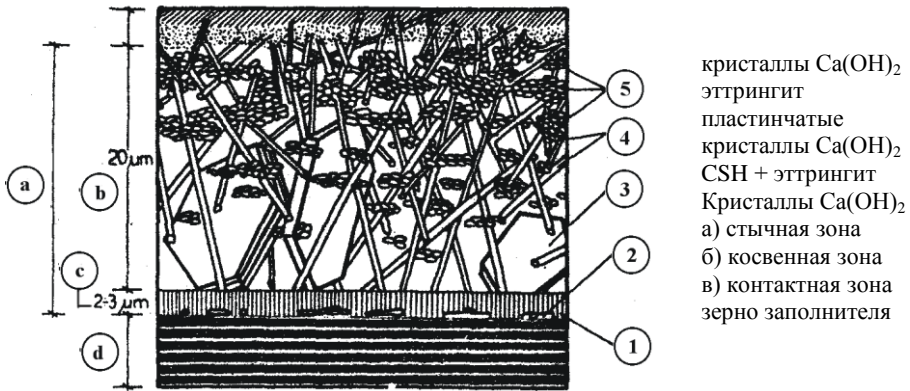


Рис. 1.5. Модель структуры переходного слоя заполнитель – цементный камень по [303]

Fig. 1.5. The model of the ITZ structure; aggregate grain – cement matrix [303]

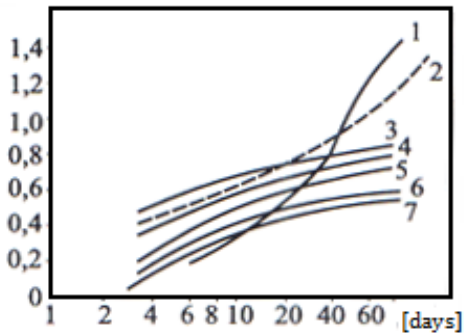


Рис. 1.6. Адгезия цементного камня с W/C=0,35 к разным заполнителям [202]

Fig. 1.6. Adhesion of cement paste with W/C = 0.35 with various types of aggregate [202]

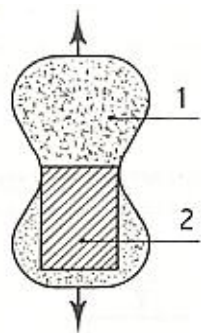


Рис. 1.7. Образцы, исследуемые Hsu и Slate [202]
1. замесь бетонной смеси, 2. заполнитель

Fig. 1.7. Adhesion test sample according to Hsu i Slate [202]
1. matrix of cement mix, 2. aggregate

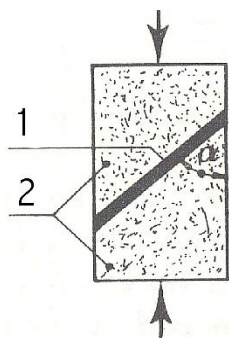


Рис. 1.8. Образцы, применяемые в исследованиях адгезии при срезе Taylora и Broms'a [287]: 1. растворная смесь, 2. плитка заполнителя

Fig. 1.8. Taylor's and Broms' adhesion test sample [287]: 1. mortar, 2. plate of aggregate

Г. Горчаков [33], М. Бутт и другие [12, 14] исследовали влияние переходного слоя на морозостойкость бетона. Они доказали, что прочность соединения цементного камня с заполнителем значительным образом влияет на морозостойкость бетона.

Исследование влияния переходного слоя в бетонах, нагруженных динамически, не были до сих пор предметом более глубокой заинтересованности исследователей. По аналогии к опытам, связанным с контролируемым растяжением, можно предполагать, что элемент фазы (слоя), каким является переходный слой, будет значительно влиять на прочность бетона, нагруженного динамически. Подтвердить это может сильное влияние коэффициента W/C на прочность бетона при ударе по [179].

Характеристика пористости бетона

В затвердевшем бетоне присутствуют разные виды и типы пор. В результате структурных изменений в цементном камне создается гель, негидратированный цемент, а также пустоты, которые в бетонной смеси были заполнены водой. Пустоты эти диаметром 1×10^{-4} до 50×10^{-4} см названы капиллярами [33, 241]. Эти поры имеют случайную форму и создают связанную систему сетей каналов. Кроме капиллярных пор создается второй вид пор, связанный с производством геля. В профессиональной литературе эти поры называют гелевыми [238, 241], хотя, напр. в [34] встречается термин „контракционные поры”. Гелевые поры имеют диаметр $10\text{--}20\text{Å}$ (они в три раза больше, чем молекула воды, равная $3,6\text{Å}$) [33].

В литературе [238] встречается еще другое подразделение пор, напр. гелевые поры, капиллярные и макропоры. Макропорами определяются поры диаметром $0,1\text{--}1,0$ мм, созданные во время укладки уплотнения бетонной смеси вследствие избытка воды.

В настоящей работе принято следующее разделение пор, рекомендуемое RILLEM [145], на:

- гелевые поры, выступающие в массе слабо выкристаллизованных силикатов кальция и имеющие радиус $50\text{--}100\text{Å}$;
- контракционные поры (переходные), выступающие между кристаллами кальция, гидратированных алюминатов и алюминато–сульфатов кальция и имеющие радиус $100\text{--}10000\text{Å}$;
- капиллярные поры, характеризующиеся радиусом больше чем 1000Å .

В зависимости от условий эксплуатации и внешних факторов капиллярные поры могут быть частично или полностью заполнены водой или водным паром. Многие исследователи [33, 189] указывают на непосредственную связь капиллярной пористости с прочностью бетона и его механической выдержкой. Считая этот вид пор несплошностью и микродефектностью, существенно связанных с механическими свойствами бетона, Г. Горчаков [32] на основе вычислений, назвал основные факторы, от которых зависит величина напряжений в стенках капиллярных пор при замораживании воды:

- степень заполнения капилляров водой;
- проницаемость стенок по отношению к воде;
- скорость кристаллизации воды;
- параметры, характеризующие величину капилляров и толщину стенок.

Размещение пор в бетонной смеси является случайным и неоднородным, как упоминалось выше, переходный слой характеризуется большей пористостью по сравнению с созданной частью затвердевшего цементного камня.

Пористость затвердевшего цементного камня зависит, прежде всего, от величины коэффициента W/C [175, 254, 255, 256, 257]. Увеличение W/C вызывает рост пористости затвердевшей смеси [150, 154, 268, 293], что, в конечном счете, влияет на механические свойства бетона.

Исследования влияния структурных качеств на прочность на растяжение, как и связь с прочностью на разрушение являются редкими. Зависимость прочности на растяжение при изгибе f_{fl} , а также прочности на разрушение G_c от пористости цементного камня показана на рисунке 1.9 как результаты исследований, проведенных Y. W. Maia и I. V. Cotterelli [189, 229].

Полученные результаты исследований прочности на разрушение аппроксимировано следующей зависимостью:

$$G_c = G_c^{(0)} e^{-kp} \quad (1.2)$$

где: $G_c^{(0)} = 54 \text{ N/m}$ (при $p=0$) и коэффициент $k = 2,1$

Представлена на рис. 1.9 линейная зависимость, f_{fl} - p из исследований авторы объясняют как случайный результат и констатируют в дальнейшем, что прочность на растяжение при изгибе не должна зависеть от пористости, но от критической длины трещины s_m (по основам механики разрушения).

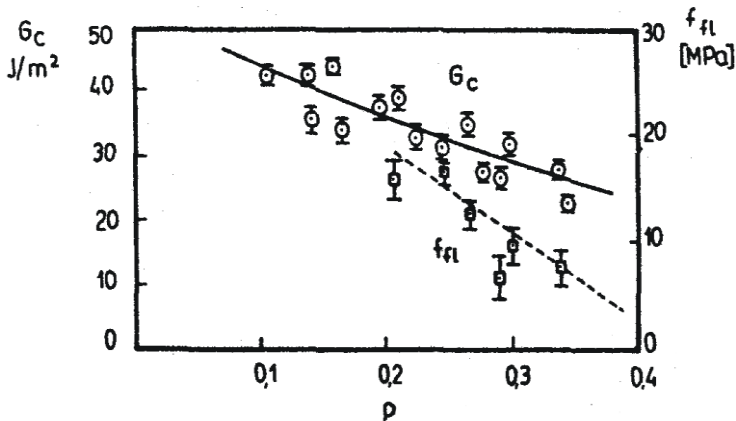


Рис. 1.9. Зависимость на растяжение при изгибе (f_{fl}), а также прочности на разрушение (G_c) от пористости смеси (p) [189, 229]

Fig. 1.9. The dependence of flexural strength at bending (f_{fl}), and crack toughness (G_c) from porosity (p) [189, 229]

После учета критической длины трещины s_m К. Kendall, А. J. Howard и J. D. Birchall [189] вывели следующую зависимость:

$$f_{fl} = Y \left[\frac{E(p)G_c(p)}{\text{ПС}m} \right]^{1/2} \quad (1.3)$$

где: Y – является геометрическим коэффициентом, зависящим от формы трещины.

Из проведенных сравнительных вычислений вытекает, что критическая длина трещины s_m была значительно больше, чем диаметр самых больших пор в смеси 200–500 μm . Это позволяет предполагать, что f_{fl} не зависит от самых больших пор в смеси. Согласно с М. Глиницким [189] и D. S. Swittem [284], зависимость модуля деформаций E от пористости p можно записать при помощи формулы:

$$E = E^{(0)} (1-p)^3 \quad (1.4)$$

где: $E^{(0)}$ – модуль деформаций смеси с нулевой пористостью, а зависимость (1.3) (при $Y=1,0$) можно представить формулой:

$$f_{fl}^0 = A_1 \left[\frac{(1-p)\exp(-kp)}{\text{ПС}} \right]^{1/2} + B_1 \quad (1.5)$$

где: константа A_1 учитывает $E^{(0)}$ и $G_c^{(0)}$, а константа B_1 учитывает объемное участие зерен песка. Анализируя в [189] и [284] полученные результаты из исследований, констатировано хорошее соответствие с зависимостью (1.5).

Не без значения для твердости бетона является пористость заполнителя. Большинство скальных пород, которые могут применяться в качестве заполнителя в бетоне, имеет поры больше пор, присутствующих в бетоне. По словам Т. С. Powersa [256], вода, находящаяся в порах заполнителя, будет вытесняться и может повредить переходный слой. I. Dunn и P. Hudec [138] выдвинули гипотезу т.н. „направленной воды”, благодаря которой разрушение заполнителя при пониженных температурах не вызывается процессом замораживания, но увеличением объема незамерзшей воды, поглощенной порами.

До сих пор, за исключением [181], не обнаружено работ, описывающих зависимость между пористостью и прочностью бетона при динамической нагрузке. В [181] представлено сходство между прочностью бетона на удар (E_A) и полным объемом пор, а также объемом капиллярных пор, выступающих в затвердевшем цементном камне.

В работе [181] представлено существенное значение влияния пористости на E_A . При росте объема пор замечено более быстрое снижение E_A по сравнению со статической прочностью f_c .

1.2. Поведение бетона в условиях ударных нагрузок и малоциклической усталости

Количество изданий, относящихся к поведению бетонов в условиях динамического растяжения, небольшое [189]. На рисунке 1.10 представлены данные результатов исследований бетона, выполненных при разных скоростях нагрузки при осевом растяжении, по [189].

На вертикальной оси отмечено соотношение прочности на растяжение при динамической нагрузке (f_t) к прочности при статической нагрузке (f_{t0}). Горизонтальная ось определяет скорость нагрузки ($\dot{\sigma}$), понимаемой как прирост нагрузки на единицу переднего разреза образца в единицу времени, ($\dot{\epsilon}$) обозначает пересчет на единицы скорости деформации. Из представленных данных на рис. 1.10 наглядно видно, что прочность бетона растет вместе с ростом скорости нагрузки.

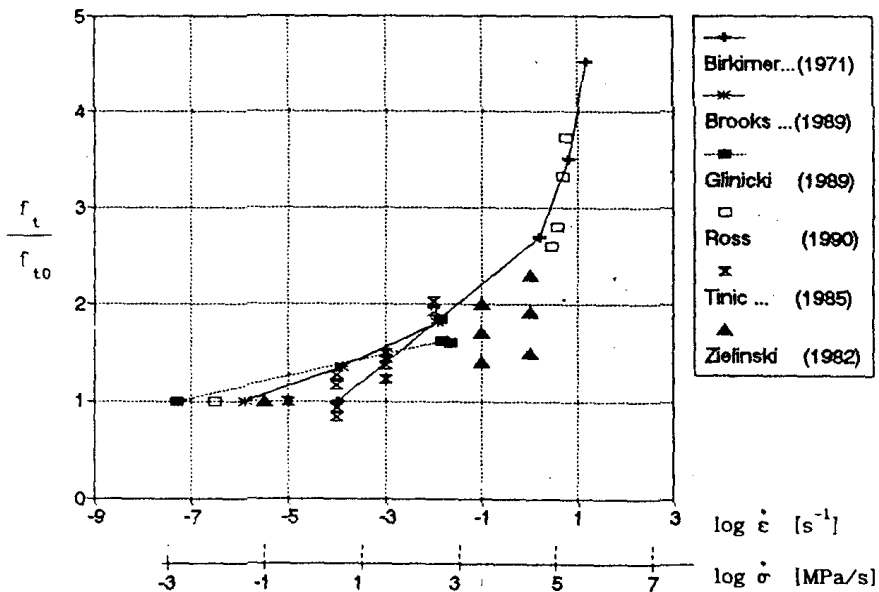


Рис. 1.10. Результаты исследований прочности бетона на осевое растяжение в зависимости от скорости нагрузки [189]

Fig. 1.10. Results of the tests of concrete strength at axial stretching according to loading rate [189]

С целью упрощения зависимости прочности от времени нагрузки введено понятие индекс чувствительности на скорость нагрузки DIF (англ. – *dynamic increase factor*), которую можно анализировать с точки зрения:

- прочности на растяжение $\rightarrow DIF^{f_t} = f_t / f_{t0}$
- конечной деформации $\rightarrow DIF^{\varepsilon_u} = \varepsilon_u / \varepsilon_{u0}$
- энергии разрушения $\rightarrow DIF^{G_f} = G_f / G_{f0}$

где: $f_t = f_t(\dot{\sigma})$; $f_{t0} = f_{t0}(\dot{\sigma}_0)$ и т.д.

В представленной зависимости $\dot{\sigma}_0$ обозначает скорость нагрузки в статических исследованиях. А. Зелиньски [295] определил среднюю прочность на растяжение бетона при динамической нагрузке по зависимости:

$$\ln f_t = 1,51 + 0,042 \ln \dot{\sigma} \quad (1.6)$$

$$\ln f_t = 1,23 + 0,045 \ln \dot{\sigma} \quad (1.7)$$

Внимания заслуживает в цитированных исследованиях [301] факт, что деформация ε_0 при динамической нагрузке была в 1,46 раз больше, чем соответствующая статическая величина ε_{u0} , что показывает рост секущего модуля при максимальной нагрузке.

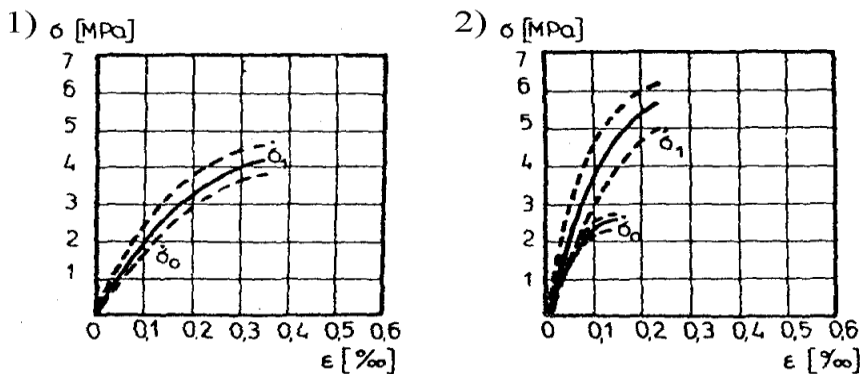


Рис. 1.11. Примерные кривые при разных скоростях нагрузки для [301]:
1. раствора, 2. бетона

Fig. 1.11. Sample σ - ε graphs at different loading rates for [301]:
1. mortar, 2. concrete

Проведенные исследования Р. Brinkera и R. Lindemana [155] показали, что количество необходимой энергии для разрушения бетонного образца (энергия разрушительных деформаций) U_c можно считать постоянной величиной. После принятия U_c в качестве постоянной величины зависимость прочности на растяжение и скорости деформации можно выразить следующим образом:

$$f_t = \left(3U_c \cdot E^2 / AV_1 \right)^{1/3} \cdot \dot{\epsilon}^{1/3} \quad (1.8)$$

где: f_t – прочность на растяжение,
 A – площадь поперечного сечения образца,
 V_1 – скорость продольной волны.

Сравнение относительного прироста прочности бетона на растяжение с результатами других исследований [189] позволяет получить хорошую зависимость:

$$DIF^{f_t} = f_t / f_{t0} = \exp(\alpha \chi^\beta) \quad (1.9)$$

где: $\chi = \lg\left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0}\right)$, $\alpha = 0,00126$, $\beta = 3,3373$,

а также в относительной функции скорости деформации $\left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0}\right)$:

$$DIF^{f_t} = f_t / f_{t0} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0}\right)^\beta \quad (1.10)$$

где: $\beta=0,064$, $f_{t0}=2,38\text{MPa}$ (для обычного бетона),
 $\beta=0,084$, $f_{t0}=1,84\text{MPa}$ (бетон, применяемый в строительстве плотин,
с составом: цемент – 250 кг/м^3 , $W/C=0,5$; $d_{\max}=80 \text{ мм}$).

Модуль деформации бетона E как секущий на уровне $0,3 f_t$ в зависимости от $\dot{\epsilon}$ можно выразить формулой:

$$DIF^E = E / E_0 = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0}\right)^\beta \quad (1.11)$$

где: $\beta=0,053$, $E_0=41,5\text{GPa}$ (для обычного бетона).

М. Глиницики [189], Н. Mihashi и Н.Ф. Wittman в [237] представили итоги собственных исследований, в результате которых предложили статистический подход к процессу трещинообразования. Вводя безразмерный параметр λ , характеризующий материал (бетон), сформулировали зависимость прочности от скорости нагрузки:

$$DIF^{f_t} = f_t / f_{t0} = \left(\dot{\sigma} / \dot{\sigma}_0 \right)^{1/(1+\lambda)} \quad (1.12)$$

где: f_t и $\dot{\sigma}_0$ обозначают соответственно статическую прочность и скорость нагрузки в статических исследованиях,
 λ является безразмерным параметром материала, независимым от $\dot{\sigma}$.

На основе приведенных зависимостей можно отметить, что величина λ уменьшается вместе с ростом скорости нагрузки, напр. в области $\dot{\sigma} = 10^{-2} \div 10^3 \text{ MPa/s}$ замечено понижение λ с 47 до 16, зато еще более высокие скорости нагрузки формируют величину λ , стремящуюся к 2. Кажется, что предложенная зависимость (1.12) характеризует величину λ на довольно большой территории изменчивости, и она мало чувствительна к изменению скорости нагрузки и к составу исследуемого материала.

Подводя итоги, можно представить следующие замечания:

- прочность на растяжение при динамической нагрузке растет вместе с растущей скоростью нагрузки. Как предполагалось в [172], при большей скорости нагрузки необязательно выступает большее количество прорезанных зерен заполнителя, замечаемых на переломах разрушенных бетонных образцов;
- рост скорости нагрузки ведет к росту конечной деформации ϵ_u бетонов;
- в имеющейся литературе не достаточно данных как о ведении исследований, связанных со структурой пористости бетона, так и определения влияния внутренних дефектов при изменяющихся скоростях нагрузки ϵ_u ;
- проведенные исследования влияния пористости бетонных композитов (фибробетонов) в [189] свидетельствуют о сущности этого качества на чувствительность при изменяющейся скорости нагрузки с точки зрения прочности на растяжение.

1.3. Применение идей и методов механики разрушения к анализу механизмов разрушения бетона

В конце пятидесятых годов развилась область знаний, связанная с разрушением материалов. На основе опытов введено несколько параметров, характеризующих процесс разрушения металла, бетона и т.п. В работе не ведется исчерпывающий анализ и просмотр применяемых методов, так как это уже проводилось многократно, напр. [154, 174, 293]. Многие однако пытались обсудить эту проблематику с точки зрения другого подхода к сложным процессам разрушения бетона.

С.Е. Inglis [205] был одним из первых исследователей, который занимался разрушением материала под влиянием растягивающего напряжения. Он рассматривал напряжения, проходящие вокруг эллипса. Диаграмму сосредоточения напряжений представляет рис. 1.12.

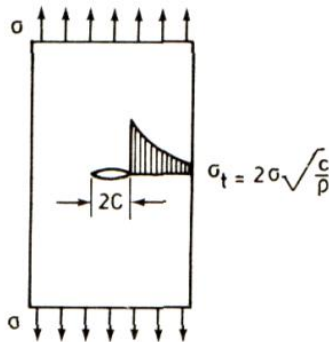


Рис. 1.12. Сосредоточение растягивающих напряжений вокруг эллипса [205]

Fig. 1.12. Distribution of tensile stresses around the ellipse [205]

В пространственном элементе материала можно выделить три основные механизмы развития трещин [275], которые представлены на рис. 1.13.

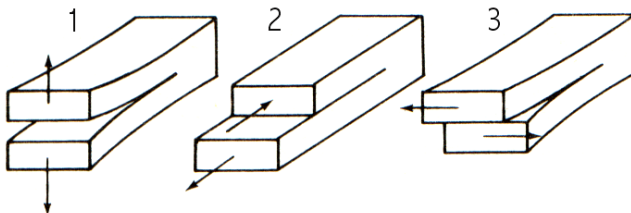


Рис. 1.13. Основные модели вида зарисовок трещин [275]

Fig. 1.13. Basic shape models of the cracks formation [275]

Модель 1 представляет - растягивающие напряжения перпендикулярные к поверхности трещины.

Модель 2 представляет - перемещение в продольной поверхности трещины.

Модель 3 представляет - перемещение в поперечной плоскости трещины.

Модель первая указывает на возможность более широкого применения в механике разрушения, две остальные представляют довольно сложный механизм развития трещины.

Ниже приведена классификация применяемых методов в механике разрушения бетонов, а также их основные критерии.

Линейно–упругая механика разрушения (LSMP).

В линейно–упругой механике разрушения (LSMP) принята линейно–упруго–хрупкая модель бетона и выделяется метод анализа баланса энергии, а также анализа коэффициента интенсивности напряжений.

Основы метода баланса энергии разработал A. Griffith [194] и предположил, что полную энергию U можно представить в виде зависимости:

$$U = U_0 + U_C + U_\gamma - W \quad (1.13)$$

где: U_0 – энергия упругой деформации элемента без трещины ($U_0 = \text{const}$),

U_C – упругая энергия при наличии трещины,

U_γ – поверхностная энергия, связанная с приростом трещины,

а W является работой внешних сил.

Условием разрушения (непостоянного развития трещины) является достижение максимальной величины U :

$$\frac{du}{dc} = \frac{d}{dc} (U_0 + U_C + U_\gamma - W) = 0 \quad (1.14)$$

Величина отдельных видов энергии по [194] составляет:

$U_0 = \text{константа}$, $U_C = \pi \cdot \sigma^2 \cdot c^2 / E$, $U_\gamma = 4 \cdot c \cdot \gamma$, $W = 0$, γ – является константой материала и определяет единичную поверхностную энергию разрушения. Отсюда, зависимость (1.14) может быть записана в виде:

$$\sigma_c = \sigma_{0 \max} = \sqrt{\left(\frac{2E\gamma}{\pi c} \right)} \quad (1.15)$$

Трудности с определением константы материала вызвали изменение подхода и развитие метода коэффициента интенсивности напряжений.

G. Irwin [207, 208, 209, 247] доказал, что в вершине трещины с координатами (r, θ) напряжения можно представить зависимостью:

$$\sigma_{ij} = \frac{K}{\sqrt{(2\pi r)}} F_{ij}(\theta) + \dots \quad (1.16)$$

где: k – коэффициент интенсивности напряжений, который зависит от вида нагрузки, геометрии образца и длины трещины, $F_{ij}(\theta)$ – тригонометрическая функция, r, θ – показатели полярных координат.

В дальнейшей части уравнения учитываются упущенные незначительные составные.

В работах [156, 295] показана ограниченность применения линейно–упругой механики разрушения. В доказательство этого открыто, что диапазон важности полученных результатов находится вне зоны, в которой материал ведет себя неупруго. В рассуждениях LSMP подчеркивалось также применение слишком маленьких образцов в исследованиях и получение большого разброса результатов.

Упруго–пластическа механика разрушения

Ограничения в применении LSMP заставили разработать теорию разрушения бетона в упруго–пластической области, которая предполагает пластичность материала в области вершины развивающейся трещины. J. Rice [269, 270, 271] предложил определение устойчивости разрушения упруго–пластических материалов параметром, называемым интеграл J.

Интеграл J понимается как изменение потенциальной энергии U при развитии трещины на бесконечно маленьком отрезке d по формуле:

$$J = \frac{1}{b} \frac{dU}{d} \quad (1.17)$$

где: b – толщина элемента.

В критическом состоянии раскрытия трещины как линейно, так и нелинейно упругих материалов интеграл J имеет величину J_C .

Во втором критерии разрушения упруго–пластичных материалов образуется ширина раскрытия вершины трещины (SRWR) или ее края (SRKR) [144]. Анализ ширины раскрытия вершины и краев трещины представляет рисунок 1.14.

Среди исследователей, занимающихся проблемой механики разрушения, существуют разные мнения о применении (SRRR) к бетону, что было вызвано медленным ростом трещины, которая выступает при более низком уровне, чем критическом.

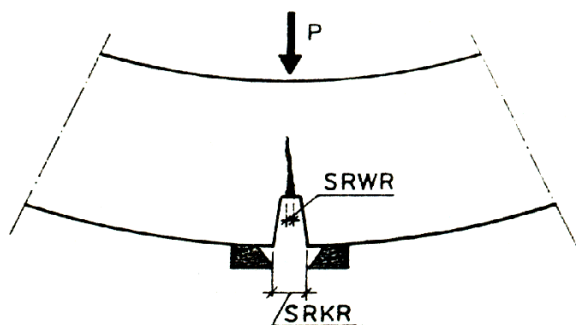


Рис. 1.14. Ширина раскрытия вершины и берегов трещины [295]

Fig. 1.14. Opening width of the vertex and the edges of the cracks [295]

Основы нелинейной механики разрушения (NMP). В этой области выделяется две модели, учитывающие бетон как линейно–упругий материал с послекритическим ослаблением: модель фиктивной трещины и полосы микротрещин. Исследования показали, что между зонами с нетронутой первоначальной структурой выступает активная зона, которая делится на две части. В первой области выступают микротрещины с возможностью развития и соединения под влиянием роста нагрузки. Вторая – с трещинами на поверхности элемента. Выделенные активные потери схематически представлено на рисунке 1.15.

В активной зоне материал ведет себя по–другому, чем упругий, выступает его ослабление. Модель фиктивной трещины основывается на анализе напряжений вдоль берегов трещины длиной s .

На рисунке 1.16 представлена геометрия бетонного элемента с трещиной, взятая из работ [89, 90, 295].

На основе фиктивной трещины, трещина длиной $2s$ была разделена на часть, несущую нагрузку $2 \cdot a$, и активную зону $2 \cdot l_p$, в которой между противоположными поверхностями действует напряжение сплоченности σ_s , величину напряжений в вершине трещины определяет коэффициент:

$$K_\sigma = \sigma \sqrt{(\pi s)}$$

Условием развития трещины является зависимость:

$$K = \sigma \sqrt{(\pi c)} + 2 \sqrt{\frac{c}{\pi}} \int_0^c \frac{\sigma_s}{\sqrt{(c^2 - x^2)}} dx = 0 \quad (1.17)$$

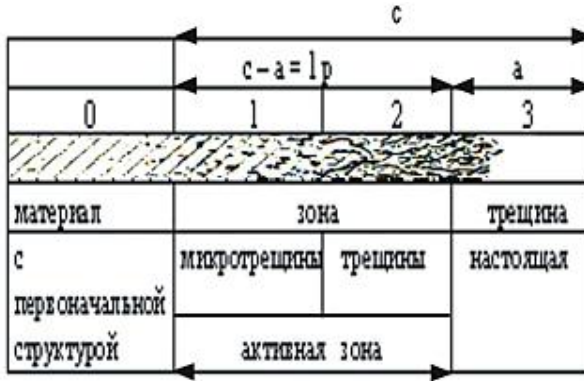


Рис. 1.15. Определение активной зоны в материале [295]

Fig. 1.15. Description of the active zone in the material [295]

На практике чаще применяются производные, которые считаются константами материала. Это энергия разрушения G_F и характерная длина бетона l_{CH} [200]:

$$G_F = \int_0^{\delta_0} \sigma(\delta) d\delta \quad (1.18)$$

$$l_{CH} = \frac{G_F \cdot E_b}{R_r^2} \quad (1.19)$$

Характеристика появления трещины в окружении вершины трещины была поводом для разработки новой теории, которую названо моделью полосы микротрещин.

На рисунке 1.17 представлено на основе [295] модель полосы микротрещин, в которой выделено закрытые и открытые микротрещины. В гипотетических предпосылках принято, что скорость рассеяния потенциальной энергии U является функцией длины зоны разрушения, а ширина полосы w_c описывается зависимостью:

$$\frac{\partial U}{\partial c} = G_F b \quad (1.20)$$

где: по [295] b – толщина элемента, G_F – полная энергия трескания.

Обширные исследования в этой области представлено в работе [295]. Представленные в работе материалы дают возможность анализа и попытку объяснения явлений, связанных с развитием напряжений деструкции растягиваемого бетона, а также идентификацию и оценку влияния параметров, определяющих прочность бетона и его разрушение.

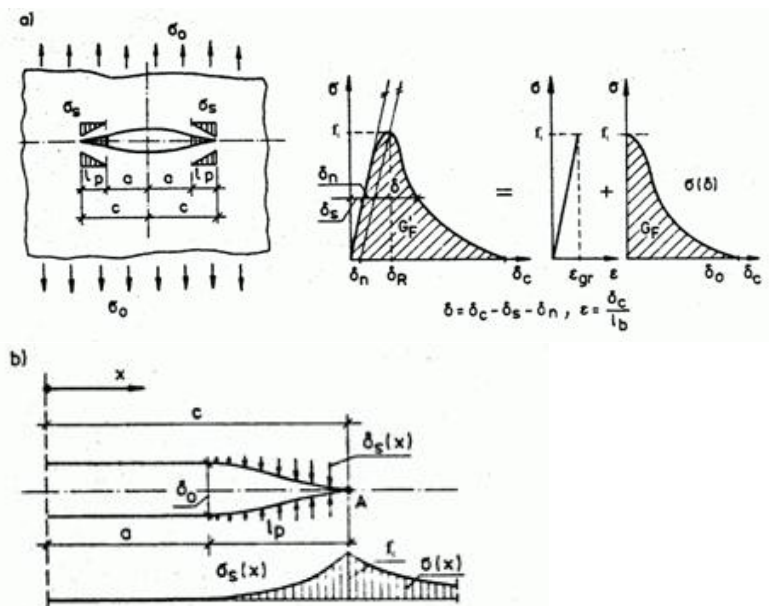


Рис. 1.16. Модель фиктивной трещины и зависимость $\sigma - \delta_c$ [289]

Fig. 1.16. Model of the effective crack in $\sigma - \delta_c$ dependence [289]

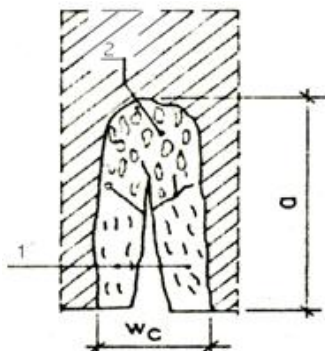


Рис. 1.17. Модель полосы микротрещин [295]: 1 – открытые микротрещины, 2 – закрытые микротрещины

Fig. 1.17. Model of the internal microcracks [295]: 1 – open microcracks, 2 – closed microcracks

Другие модели разрушения бетона

Бетон является многофазовым и гетерогеничным материалом, поэтому разработка теории разрушения осложнена. А. Grudemo [195] представил предложение разрушения затвердевшего цементного камня при растяжении. На рисунках 1.18 и 1.19 схематически представлено разрушение и механизм задержки роста микротрещин.

На рисунке 1.18 поверхность микротрещин проходит через зону соединения геля и негидратированные зерна цемента.

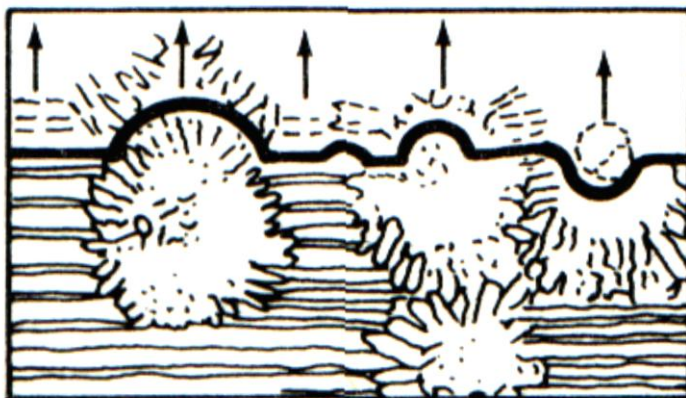


Рис. 1.18. Элементы разрушенной поверхности при действии растягивающих напряжений в затвердевшем цементном камне [195]

Fig. 1.18. Elements of surface damage with influence of the tensile stress in the hardened cement paste [195]

Созданные внутри структуры микротрещины могут стать при растущих напряжениях источником дальнейшего развития. Зерна заполнителя, окруженные цементной матрицей, как и поры воздуха, могут приостановить распространение трещин [279]. Mc Garry и Shah [279] обсудили случаи возможности задержки распространения трещины зернами заполнителя и порами воздуха. Обсуждаемые варианты схематически представляет рис. 1.20.

Рост развивающейся трещины может быть задержан, если ее вершина встретит материал с большей возможностью восприятия сосредоточенных напряжений растяжения (рис. 1.19).

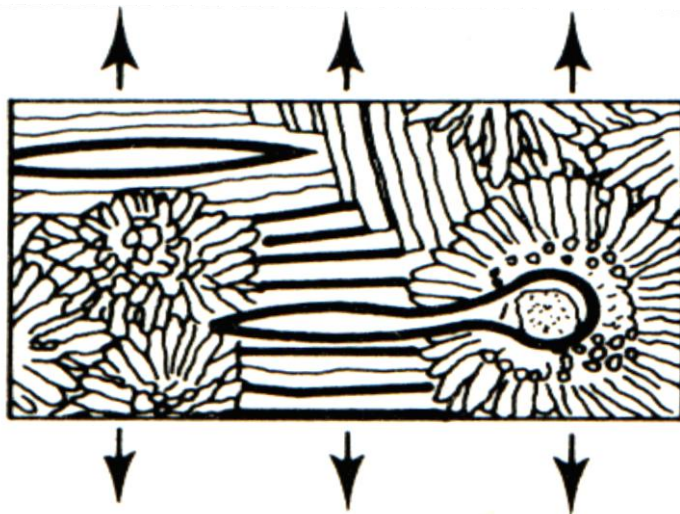


Рис. 1.19. Механизм задержки распространения микротрещин в затвердевшем цементном камне [195]

Fig. 1.19. Mechanism of the microcracks propagation in the hardened cement paste [195]

В первом варианте (а) распространяющаяся трещина будет задержана через зерно заполнителя из-за того, что заполнитель тверже, чем цементная матрица. Во втором (b) – если у трещины появляется тенденция распространяться вокруг зерна, то необходимо будет большее количество энергии, так как поверхность зерна больше поверхности созданной трещины. В третьем варианте (с) трещина соединяется с имеющейся микротрещиной в зоне переходного слоя при заполнителе, и ее длина резко возрастет, если будет увеличена нагрузка.

В варианте четвертом (d) трещина приближается к зоне между двумя зернами заполнителя с кавернами (под зерном), тогда трещина будет, вероятно, задержана вследствие низкого уровня напряжений. В пятом варианте (e) трещина приближается к воздушной поре (воздушной пустоте).

Радиус вершины трещины увеличится, следовательно, уменьшится концентрация напряжений, и трещина должна задержать свое развитие.

Представленный выше анализ разрушения бетона важен в процессе выяснения явления развития микротрещин, в особенности, если распространяющаяся микротрещина повстречает на своем пути зерно заполнителя чаще всего с большей прочностью, чем цементный камень и переходная зона. Эту модель распространения трещин нужно учесть для практического применения.

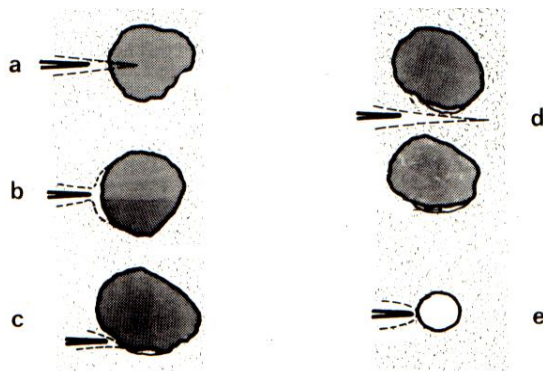


Рис. 1.20. Влияние зерен заполнителя на рост трещины [279]

Fig. 1.20. Impact of aggregate grains on the development of the crack [279]

В работе [140] констатировано, что энергия разрушения увеличивается, если используется угловатый дробленый заполнитель с более развитой поверхностью. Дробленый заполнитель может приостанавливать развитие трещин во многих направлениях, и можно ожидать большего эффекта блокирования трещин заполнителем, что увеличивает энергию разрушения. Противоположные данные представлены в [242], где был исследован бетон на базальтовом заполнителе. Было установлено, что дробленый заполнитель играл роль клинов в бетоне и ускорил процесс разрушения.

В представленных исследованиях и зависимостях отмечено, что:

- отсутствует у исследователей однозначность в мнениях, что ведет к развитию и поискам новых решений в области разрушения и определения зависимостей, особенно влияния технологических факторов на разрушение бетона;
- необходимо заметить, что представленные результаты исследований в области механики разрушения бетонов характеризуются слишком большими разбросом данных;
- принятие однозначного решения затрудняет сложное строение гетерогенного материала, каким является бетон.

Кажется правильным положение, представленное в [121, 174, 196, 200, 216, 265, 279, 290, 300], что из-за сложности исследования гетерогенного бетона целесообразно было бы сочетание достижений микро- и макромеханики разрушения, что позволило бы объяснить явления разрушения структурированного материала.

1.4. Влияние состава бетона на его эксплуатационные свойства

В затвердевшем бетоне можно выделить воду, связанную химически, воду, связанную физически, и воду свободную [39, 261, 291]. Вода, химически связанная, выступает в виде H_2O и ионов OH^- . H_2O кристаллической решетки удаляется при температуре $T = 400 - 1000^\circ C$. Физически связанная вода, к которой относится вода междуслоевая, связана в геле [230] и выступает между пластинами термолита. Эта вода испаряется при температуре $T = 100 - 400^\circ C$. Свободная вода заполняет поры и капилляры и испаряется из бетона при температуре до $T = 110^\circ C$. Эта вода при низких температурах замерзает в порах и капиллярах. Созданные в бетоне капилляры дают возможность практически неограниченного движения воды.

Хрупкие материалы, насыщенные водой, выявляют пониженные механические свойства из-за коррозии под напряжением [163, 285]. Проходящий процесс понижает величину энергии разрушения и K_{IC} .

Коррозию под напряжением, по Chartesu Hilligu [163], описано формулой:

$$U = M \cdot P_A^n \exp[V^* \delta - V_m W / (\varphi) RT] \quad (1.21)$$

где: U – скорость расширения микротрещины,

P – упругость водяного пара (или действие воды),

δ – растягивающее напряжение,

V_m – объем материала,

W – поверхностная энергия,

φ – радиус кривизны края трещины,

R – газовая константа,

T – температура,

V^* – активированный объем у устья трещины,

M – коэффициент.

D. Nordijk [201], J. Voguska [151] исследовали твердеющий бетон в нормальных условиях $20^\circ C$ и $\varphi = 60\%$, в воде (и далее высушенный), и установили существенное влияние условий твердения на параметры разрушения растягиваемого бетона.

J. Benzel [147] установил понижение прочности бетона на растяжение после его насыщения водой. Вода, находящаяся в капиллярах, вызывает адсорбционное снижение прочности, что является причиной, по [149], рассеяния связей между кристаллами, прежде всего сети, а не переходного слоя.

Понижение прочности влажного бетона характеризует коэффициент k , который выражается отношением прочности на сжатие насыщенного бетона к прочности на сжатие сухого бетона [241, 244].

Понижение прочности бетона, насыщенного водой, связано также с расклинивающим действием воды на стенки капилляров [67, 99].

В работе [236] представлено исследование твердеющего бетона в нормальных условиях и в воде, динамически нагруженного. В вышеуказанной работе показано существенное влияние условий твердения бетона на прочность бетона при ударной нагрузке.

Главные факторы, влияющие на прочность бетона при переменном замораживании и оттаивании

Явления, проходящие в бетоне во время замораживания и оттаивания воды, представлено, прежде всего на основе исследований [136, 137, 138, 139] ACI Committee 201, занимающегося проблемами прочности бетона. В [136, 137, 140] показано, что цементный камень и заполнитель ведут себя по-разному под влиянием циклического замораживания и оттаивания, и принято обсуждать их отдельно.

Т.С. Powers [254] был одним из первых исследователей, который подробно занимался процессами, проходившими в структуре бетона под влиянием отрицательных температур. Он использовал гипотезу, названную гипотезой гидравлического давления, основанную на положении, что замораживающие внешние слои бетона расширяются и вызывают давление, которое вытесняет во внутренние пласты бетона еще не замерзшую воду. В результате этого создается гидравлическое давление, которое вызывает повреждение бетона. Т.С. Powers предполагал, что величина этого давления зависит от температуры замораживания, степени насыщения водой, коэффициента проницаемости, а также от длины путей перехода до ближайшего места, в которое вода может попасть.

Более поздние исследования Т.С. Powersa и R. Helmutha [198, 254] доказали, что гипотеза гидравлического давления не совпадает с результатами исследований.

По [198, 254] Т.С. Powers и R. Helmuth после проведения следующих исследований показали, что вода в цементном камне находится в виде слабого щелочного раствора. В моменте понижения температуры бетона, ниже точки замерзания, начинается т.н. период охлаждения, после которого появляются в капиллярах кристаллы льда с большим диаметром. Это ведет к росту щелочной концентрации в капиллярах и создается осмотический потенциал. Осмотический потенциал заставляет молекулы воды, находящейся в близких незамерзших объемах, начать диффузию раствора.

Диффузная вода растворяет раствор и, будучи в связи со льдом, вызывает рост объема этого льда, т.н. наращивание льда. Когда капилляры заполняются водой и раствором, каждое дальнейшее наращивание льда создает растягивающее давление. Это давление может довести структуру к повреждению или разрушению.

Представленная выше гипотеза Т. С. Powersa и R. Helmutha, названная гипотезой осмотического давления, была принята большинством исследователей в качестве обязывающей.

G. G. Litvan в [226] обратил внимание на основную роль, которую играет в процессе разрушения незамерзшая в порах вода. G. Gorczakow [33] на основе вычислений дал главные факторы, от которых зависит величина напряжений в стенках капилляров цементного камня при замерзании воды. Помимо морозостойкости цементного камня, существует также критическая величина зерен заполнителя, ниже которой не будет наступать разрушение. Для скальных пород хорошего качества эта величина составляет 6 мм.

По Т. С. Powersu [256] вода, находящаяся в порах заполнителя, будет вытесняться во время замерзания. В дальнейшем Т. С. Powers показал, что разрушение зерен заполнителя вызвано гидравлическим давлением.

I. Dunin и P. Huden [161] описали процесс разрушения заполнителя несколько иначе, чем Т. С. Powers. Они предложили гипотезу т.н. „направленной воды”, по которой разрушение заполнителя вызывается не процессом замерзания, а увеличением объема незамерзшей воды, поглощенной порами.

R. Helmuth в [198] показал, согласно с I. Duninom и P. Hudenom, что поглощение большого объема воды в заполнителе может вызвать разрушение, не только вследствие замерзания, т.е. тогда, когда создается лед.

Представленные гипотезы и обсуждения, относящиеся к механизму разрушения насыщенного водой цементного камня, заполнителя и бетона под действием мороза, независимы друг от друга. Трудно оценить, которые лучше и более полно объясняют причины формирования и развитие разрушительных процессов. Тем не менее считается, что гипотезы Т. С. Powersa и R. Helmutha – осмотического давления механизма разрушения цементного камня и гидравлического давления в случае разрушения заполнителя – кажутся возможными к применению.

Несмотря на представленные разногласия в объяснении явления разрушения цементного камня, заполнителя и бетона под влиянием мороза, можно согласиться, что разрушения были вызваны растягивающими напряжениями. Эти напряжения, в свою очередь, ведут к расширению материала и безвозвратному увеличению его объема.

Водно–цементный показатель

Морозостойкость бетона зависит прежде всего от водно–цементного показателя W/C . Чем ниже величина этого показателя, тем меньшие деформации и большая морозостойкость бетона. Формирование прочности на сжатие бетона с разными показателями W/C после циклов переменного замораживания и оттаивания представлено на рисунке 1.21 по [245].

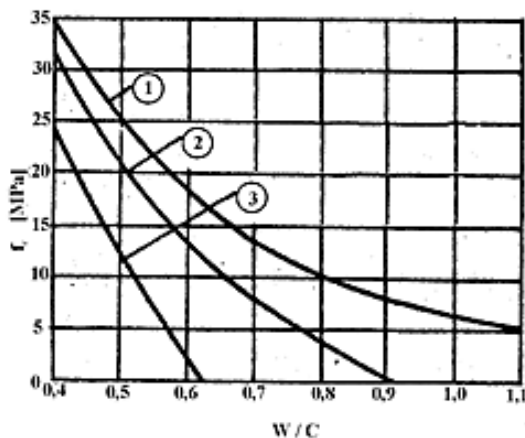


Рис. 1.21. Влияние W/C на прочность бетона при сжатии при многократном замораживании и оттаивании [32]:

- 1 – f_c после 7 дней твердения в нормальных условиях
- 2 – f_c после 50 циклов;
- 3 – f_c после 100 циклов

Fig. 1.21. Impact of W/C on the compressive strength of concrete at cyclic freezing and defrosting [32]:

- 1 – f_c after 7 days of hardening in normal conditions
- 2 – f_c after 50 cycles;
- 3 – f_c after 100 cycles

По [138, 139, 176, 245, 325, 327] морозостойкий обычный бетон должен иметь показатель W/C не выше следующих величин: а) тонкие элементы (покрышки, стенки и т.п.) и другие элементы толщиной покрытия армирования не меньше чем 25мм, а также каждый бетон, находящийся под действием оттягивающих солей – $W/C=0,45$, б) все другие конструкции – $W/C=0,5$. Количество цемента должно составлять около 335кг/м^3 . Прочность на сжатие в случае применения бетонов на легких заполнителях не меньше чем 27,6 МПа после 28 дней твердения.

М. Butt и другие [14, 15, 325, 327] анализировали влияние структурной пористости, W/C и прочности цементного камня на морозостойкость, и отметили: морозостойкость цементного камня определяется его структурой (объем и диаметр пор), капиллярные поры являются одним из главных дефектов структуры и понижают морозостойкость цементного камня.

Г. Г. Горчаков [32] исследовал влияние W/C и пористости бетона на его прочность при замораживании и оттаивании. По [32] изменения W/C не вызывают значительных изменений контракционной пористости.

На основе представленных в литературе исследований можно подвести следующие итоги, касающиеся факторов, влияющих на изменение прочности бетона при замораживании и оттаивании:

- а) снижение W/C вызывает повышение морозостойкости бетона,
 - б) бетоны, поглощающие большое количество воды, менее прочны при действии мороза, чем бетоны с низкой степенью влагоемкости,
 - в) структура бетона (объем и радиус пор) влияет на его прочность при действии отрицательных температур,
 - г) наличие слабых зерен заполнителя и загрязнений (напр. ила, глины) ускоряют разрушение бетона,
 - д) морозостойкий вяжущий материал не предохраняет заполнители, непрочные при действии низких температур,
 - е) существенное влияние на морозостойкость бетона оказывает прочность контактной зоны,
 - ж) применение пластифицирующих и воздухововлекающих добавок повышает морозостойкость бетона,
- з) прочность бетона на сжатие зависит от количества циклов переменного замораживания и оттаивания.

Методы исследования морозостойкости

По [29, 74, 87, 88, 100, 175, 243, 272, 324, 325] определение степени разрушения бетона при действии мороза является более сложным и трудным по сравнению с определением его прочности.

Представленное выше описание разрушительных процессов в бетоне, вследствие их сложности, заставляет сделать некоторые сокращения в исследованиях морозостойкости. Основной трудностью является обстоятельство, что лабораторные исследования должны быть ускоренными по сравнению с замораживанием в фактических условиях. Неизвестно до сих пор, на каком этапе исследований это ускорение влияет на результаты, полученные в лабораторных исследованиях. По [243, 272], некоторые ускоренные попытки замораживания и оттаивания вызывают разрушение бетона, который на практике был бы довольно прочным.

V. Oldřich в [243] представил требования, которые должны выполнять исследовательские методы, чтобы соответствующим образом оценить величину повреждений и разрушений в бетоне. В [175, 243, 272] представлено подробное сравнение методов и оборудования, применяемых для исследования морозостойкости бетона. Из представленных описаний следует, что большинство исследовательских лабораторий использует разное оборудование и методику исследований.

Чаще всего используемой мерой морозостойкости бетона является разница между процентным падением прочности на сжатие после определенного количества циклов замораживания и оттаивания и прочностью образцов.

Такой метод оценки с давних пор вызывал сомнения. Во многих работах доказано, что оценка изменений прочности на сжатие не является достаточным способом измерения степени повреждения бетона при действии мороза [29, 74, 86, 87, 99, 243, 272].

По В. М. Москвину [69] разрушительное влияние на морозостойкость бетона имеет не его основная прочность, а в значительно большей степени его структура и показатель W/C . В.М. Москвин показал, что бетоны с той же прочностью на сжатие и одинаковыми показателями W/C будут иметь разную морозостойкость.

По А. М. Nevillu [241] при исследовании прочности при сжатии возможна реорганизация напряжений и частичное разгружение слабой зоны образца. Эти слабые места в бетоне влияют главным образом на прочность бетона при действии мороза и не учитываются в достаточной степени при оценке прочности на сжатие.

Явление реорганизации напряжений при сжатии описали также И. А. Ахвердов в [2], А. А. Ашрабов, И. В. Зайцев [40].

По [241, 243] оценка понижения прочности при сжатии дает только частичную информацию о дефектах структуры, так как образованные микродефекты и трещины имеют большее значение для растяжения и модуля упругости, чем для сжатия.

В США [142] и некоторых странах Западной Европы [235] оценка изменений динамического модуля упругости бетона, подвергающегося действию мороза, служит показателем морозостойкости бетона.

По [142] мерой морозостойкости бетона является т.н. показатель прочности, вычисленный из формулы:

$$DF=(n^2 \cdot N)/(n_0^2 \cdot M_0) \quad (1.22)$$

Оценка изменений динамического модуля упругости хорошо информирует о степени повреждения бетона при действии мороза. Однако, на величину измерений влияют изменения влажности и температуры образцов и среды на месте ведения исследований.

Е. А. Гузеев и другие в [254] анализировали влияние коэффициента интенсивности напряжений K_c на структуру бетона и его морозостойкости. Авторы показали значительное влияние заполнителя на морозостойкость бетона. Величину критического коэффициента интенсивности напряжений тяжелого бетона K_c^w , охватывающего влияние составных и структуры материала, представлено зависимостью:

$$K_c^w = K_c + K_{cag}W_{ag} - K_{lr}W_r - K_kW_k \quad (1.23)$$

где: K_{cag} , K_{lr} и K_k – коэффициенты интенсивности напряжений контактных зон цементной матрицы и зерен заполнителя, W_{ag} , W_r , W_k – объем заполнителя, линзовых и контактных микродефектов.

В конечных итогах авторы утверждают, что морозостойкость может прогнозироваться на основе теоретических рассуждений – определения коэффициента интенсивности напряжений K_c бетона.

Влияние высоких температур на прочность бетона

Воздействие высоких температур на прочность бетона в условиях статической нагрузки является предметом многочисленных экспериментов, напр. [73, 141, 165, 166, 170, 196, 250, 274, 277, 278, 297]. Однако более подробный анализ такого рода изменений не был в настоящей работе основной проблемой. Поэтому ниже представлены только характерные для наиболее существенных изменений, возникающих в бетоне [219, 297], диапазоны температур:

- 1 – испарение воды до $T=100^\circ\text{C}$;
- 2 – разрушение геля (I уровень дегидратации) при $T=180^\circ\text{C}$;
- 3 – распад клинкера портландского цемента при $T=500^\circ\text{C}$;
- 4 – преобразования кварца при $T=570^\circ\text{C}$;
- 5 – разложение фазы CHS при $T=700^\circ\text{C}$;
- 6 – декарбонизация известняковой мелочи при $T=800^\circ\text{C}$;
- 7 – начало плавления элементов бетона при $T=1150^\circ\text{C}$;
- 8 – полное разрушение структуры при $T=1300^\circ\text{C}$.

Возникающие при высокой температуре процессы и изменения в бетоне влекут за собой прогрессивное понижение механических свойств бетона. М. Косерэк [219] представляет „предельную” температуру, зависящую от состава смеси и типа бетона, свыше которой материал теряет свои прочностные свойства.

Для бетонов низких классов данная температура заключается в диапазоне 250–300°C, для бетонов высоких классов – ок. 550–600°C. Согласно В. Voves [297] в случае температуры свыше $T > 400^\circ\text{C}$ решительное влияние на механические свойства бетона оказывают процессы, возникающие в заполнителе.

Во время воздействия на бетон высокой температуры возникает прогрессивный убыток массы бетона (*анг. spalling*) [141, 167, 241, 245], а также изменения цвета бетона, напр [196].

Прочность бетонов на сжатие при высоких температурах проверялась 4 методами в широком масштабе. Однако число исследований в сфере растяжения бетонов является существенно небольшим вследствие необходимости применения сложной техники. На рисунках 1.22 и 1.23 представлены примерные результаты исследований, проведенные Thelandersson и Haradey [219].

На рисунке 1.24 представлена зависимость прочности на сжатие от температуры тяжелых бетонов (NSC) и высокой прочности (HSC) согласно [250].

Изучением влияния деформаций в бетоне при одновременном воздействии температуры занимались многие ученые. Anderberg и Thelelandersson суммарные деформации нагруженного элемента представляют следующим образом:

$$\varepsilon = \varepsilon_t + \varepsilon_\sigma + \varepsilon_p + \varepsilon_{ch} \quad (1.24)$$

где: ε_t – расширяемость и усадка бетона,

ε_σ – непосредственные деформации, вызванные приложенной нагрузкой,

ε_p – реологические деформации,

ε_{ch} – деформации в бетоне, вызванные активизацией химических процессов.

Примерные зависимости по линии деформация – напряжение представляет рисунок 1.25 [219]. Представленные выше исследования (а также, напр. [277, 278, 297]) показывают, что бетоны с кварцевым и песчаным заполнителем имеют наибольшие деформации.

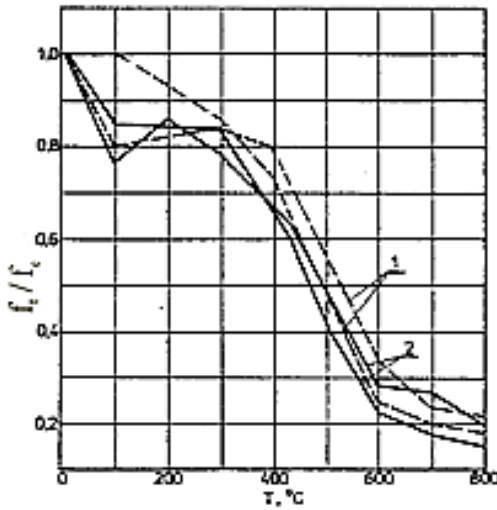


Рис. 1.22. Изменение прочности на растяжение (изучение вальцев по образующих линиях): 1. при температуре T ; 2. после охлаждения до температуры 20°C

Fig. 1.22. Change in tensile strength: 1. at T temperature; 2. after cooling down to the 20°C

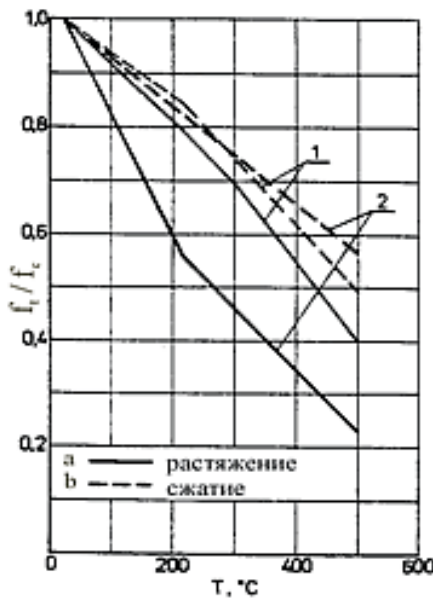


Рис. 1.23. Сравнение изменений прочности на растяжение и сжатие: 1. Песчаник; 2. Известняк

Fig. 1.23. Comparison of changes in the tensile and compressive strength: 1. Sandstone, 2. Limestone

Суммарные деформации возрастают вместе с повышением температуры. Это свидетельствует о прогрессивной деструкции материала под влиянием роста температуры.

В доступной специальной литературе не обнаружено достаточное количество научных работ, посвященных проблеме влияния температуры на прочность бетона при динамической нагрузке.

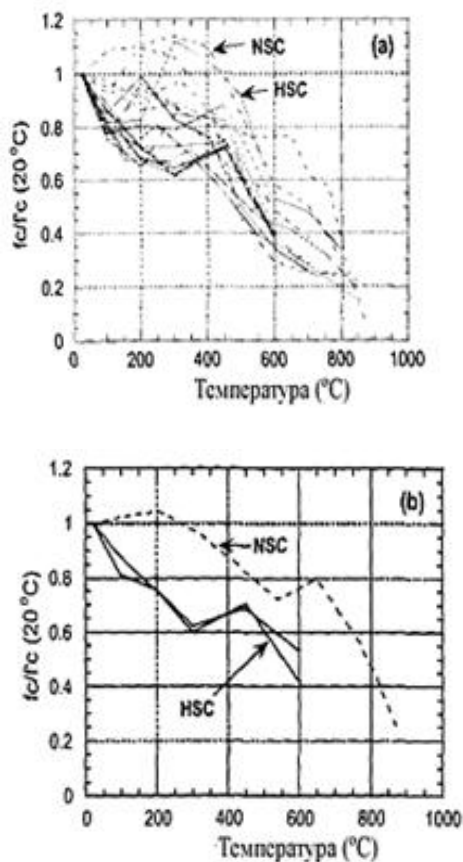


Рис. 1.24. Понижение прочности на сжатие в зависимости от температуры тяжелых бетонов (NSC) и высокой прочности (HSC) (исследования без предварительной нагрузки) [144]

Fig. 1.24. Reduction of compressive strength in dependence on the temperature of the heavy concretes (NSC) and the high strength concretes (HSC) [144]

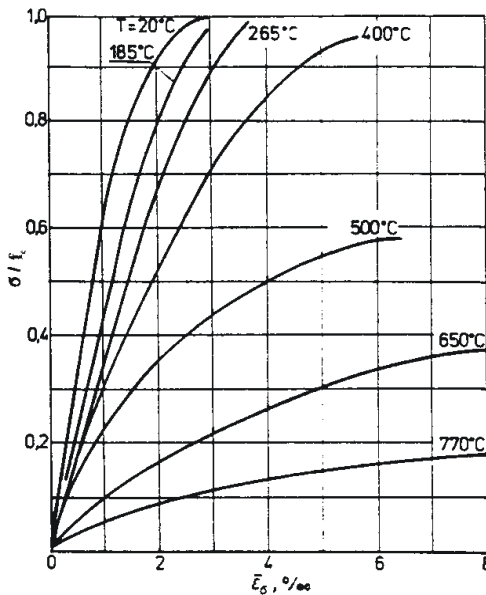


Рис. 1.25. Зависимость $\sigma - \varepsilon$ бетона с кварцевым заполнителем [219]

Fig. 1.25. The dependence $\sigma - \varepsilon$ of concrete with the quartz aggregate [219]

Выводы по разделу 1

Проведенный литературный обзор позволил представить бетон как грубогетерогенный материал с полиструктурной организацией структуры. К основным структурным параметрам таких материалов специалисты относят крупные и мелкие заполнители, растворную часть, цементный камень, слой модифицированного материала на границе раздела с заполнителем, поры и капилляры. Часть работ посвящена трещинообразованию бетона на ранних стадиях твердения. Это позволило выделить в качестве структурных параметров внутренние поверхности раздела и технологические трещины на разных уровнях структурных неоднородностей. Практически во всех проанализированных работах отмечается влияние исходного состава и технологических условий формирования и твердения на конечные свойства бетона. При этом отмечается, что сохранение приобретенных свойств в нормируемый период эксплуатации в значительной степени зависит от вида эксплуатационных нагрузок, к которым относят и экологическое воздействие (изменение влажностного состояния, температурные воздействия, многократное замораживание и оттаивание).

Анализ поведения бетона в условиях эксплуатации показал, что наименее изучено поведение бетона при импульсивном динамическом нагружении. Недостаточно сведений об изменении свойств бетона при одновременном действии импульсивных нагрузок и окружающей среды, например, влажности, температуры, замораживании и оттаивании. Это позволило выявить информационный „голод” при оценке свойств и характере поведения бетонов при ударных нагрузках. Анализ позволил заключить, что ударные нагрузки нельзя отнести только лишь к специальным нагрузкам, которые действуют на специальные бетонные конструкции (например, оголовки забивных свай, фундаменты под технологическое оборудование, работающие в режиме циклических ударов и т.п.). Кроме нормированных ударных нагрузок достаточно широко распространены ударные нагрузки случайного типа. К ним относят соударения конструкций при транспортировании и монтаже, градобой, удары льдин и других плавающих средств о опоры мостов, причальные сооружения, взрывы при авариях технологического оборудования, в результате терактов и т.п. Поэтому практически все строительные конструкции испытывают при монтаже и эксплуатации те или иные ударные воздействия. Это позволило оценить актуальность исследований при ударной стойкости материалов.

Успехи интенсивно развивающейся механики разрушения убедительно показали, что подчеркнуто в анализе литературы, что разрушение любого материала происходит в результате роста трещин. В то же время трещины, как подтверждено в обзорных материалах, можно считать элементами структуры бетона. Такие трещины отнесены к технологическим. Их количество, размер и ориентирование в значительной степени зависят от начального состава бетонов и технологических условий получения самого бетона и переработки его в изделия. Поэтому логично предположить, что, при действии самых разнообразных нагрузок на бетон, преимущество в развитии будут иметь уже существующие трещины, чем зарождаются и развиваются новые. Это позволило сформулировать рабочую гипотезу. Стойкость бетона при ударных нагрузках и при совместном действии ударных нагрузок и экологического воздействия среды эксплуатации в значительной степени должны зависеть от поврежденности бетона технологическими (начальными, наследственными) трещинами. Характер распределения технологических трещин на разных уровнях полиструктурного материала определяется геометрическими особенностями гетерогенного материала (качественными и количественными составами заполнителей), составом вяжущего

и уровнем взаимодействия с заполнителями, т.е. технологическими факторами. Раскрытие механизмов формирования технологических трещин на разных уровнях структурных неоднородностей и механизмов их развития до трещин эксплуатации и трещин разрушения дает возможность, через направленное изменение технологических факторов, управлять характером распределения технологических трещин и решать, тем самым, задачи повышения стойкости бетона при ударном нагружении при одновременном отрицательном действии среды эксплуатации.

Для реализации выдвинутой гипотезы была определена цель работы и назначены задачи исследований для ее реализации.

Цель работы: научно–технические основы повышения стойкости бетонов как грубогетерогенных материалов при ударном нагружении за счет управления макроструктурными параметрами путем смены технологических факторов их получения.

Задачи исследований

- анализ механизмов организации макроструктуры бетона;
- анализ механизмов разрушения бетонов при разнообразных видах эксплуатационного нагружения;
- изучение влияния вида и количества заполнителей, цемента и W/C на стойкость бетонов при ударном нагружении;
- исследование возможности использования искусственных нейронных сетей для прогнозирования стойкости бетонов при ударных нагрузках;
- изучение влияния влажности на стойкость бетонов при импульсивном нагружении;
- изучение влияния замораживания и оттаивания на сопротивление бетонов разного состава ударным нагрузкам;
- исследование ударной стойкости бетонов в условиях повышенных температур;
- разработка технологических рекомендаций для повышения эксплуатационной стойкости бетонов в условиях ударных нагрузок.

2. МЕТОДЫ ИССЛЕДОВАНИЯ И ПРИМЕНЯЕМЫЕ МАТЕРИАЛЫ

2.1. Анализ методов и оборудования для изучения стойкости материалов, конструкций и сооружений при ударной нагрузке

На физические и механические свойства бетона влияет много разных факторов. Начиная с его состава, через технологические факторы к внешнему влиянию во время эксплуатации. Поскольку отмечается очень широкий аспект, их влияния на бетон в работе были приняты наиболее важные, по моему мнению, факторы и была раскрыта их роль в формировании прочности на удар E_A .

Избранные для исследований технологические и внешние факторы представляет рисунок 2.1.

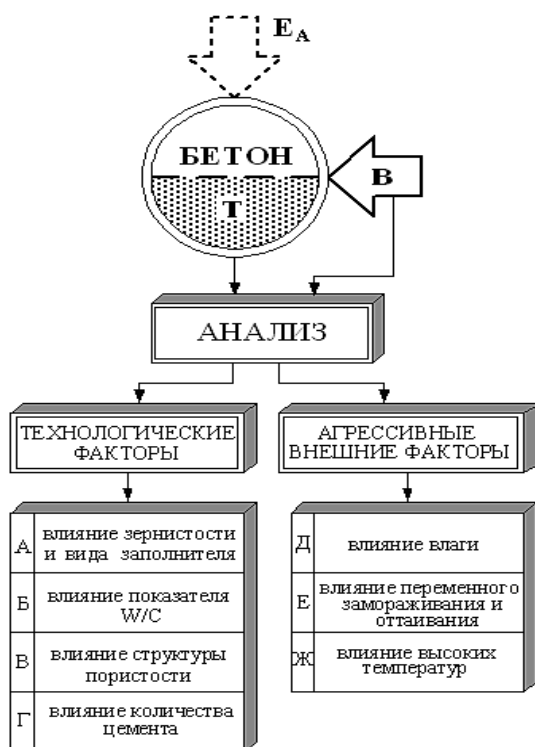


Рис. 2.1. Принятые технологические и внешние факторы, учитываемые в исследованиях

Fig. 2.1. Technological and external factors accepted for research

Выбор вышеназванных технологических факторов ставил своей целью получение знаний через реализацию исследований, а также возможность указаний для практического применения в эксплуатируемых бетонах при ударной нагрузке.

Одним из основных составляющих, занимающих самый большой объем бетона, является заполнитель. В структуре бетонной смеси применяется разная фракция зерен, от мелких в виде песка до крупных. В связи с этим выявление влияния вида и зернового состава заполнителей на ударную прочность бетона представляется вполне обоснованным.

Повсеместность применения натуральных заполнителей, напр. гравия в конструкциях, а с другой стороны небольшие знания о поведении этого заполнителя в обычных бетонах при ударной нагрузке заставляют анализировать эту проблематику не только с познавательной точки зрения.

Экономические предпосылки склоняют к использованию существующих скальных залежей в производстве дробленого заполнителя. В этой группе все чаще применяются заполнители в виде щебня. Это и является причиной более близкого интереса к этому заполнителю в бетоне в широком смысле. Особенно с учетом ударной нагрузки и влияния агрессивных внешних факторов, прежде всего температуры, как фактора вызывающего особенный интерес и практически не исследованного.

Несмотря на большой интерес исследователей с самого начала существования бетона к роли показателя W/C , влияющего на физические и механические свойства, однако это направление в исследованиях все еще совершенствуется и развивается. Показатель W/C в 70–80% влияет на основные свойства почти каждого бетона. Раскрытие его влияния в мало известном диапазоне, каким является прочность бетона на удар, принято считать важным и целесообразным.

Очередной предпосылкой, свидетельствующей о сущности показателя W/C , является факт, что он – это главный фактор, формирующий структуру трехфазного бетона. Как переходный слой (*англ. Interfacial Transition Zone – ITZ*), сформированный между фазами и составными, так и структура бетона имеют влияние на прочность, деформацию, проницаемость жидкости и газов. Известно, что как W/C , так и структура пор, сформированная в процессе гидратизации, связаны с прочностью бетона при изменении его влажности и низких и высоких температурах. Это влияние на поведение бетона при ударной нагрузке до сих пор не исследовалось.

Несмотря на рост потребления бетонов, применяемых в инженерских конструкциях, которые подвергаются агрессивному действию внешних факторов при одновременном действии ударной нагрузки, целесообразно

проведение систематических исследований в этой области. Необходимо отметить, что бетонные конструкции работают в разных условиях влажности и температуры. Это касается как фрагментов, действующих при морозе (переменном замораживании и оттаивании), так и при высоких температурах.

Роль цемента в бетоне вообще известна. Этот несколько десятков лет применяемый вяжущий материал в соединении с водой и другими составными создает сложную гетерогенную систему бетона. До сих пор не выяснено, как количество цемента влияет на прочность при ударной нагрузке. По этой причине ведение исследований расширит знания в этой области.

Так как влияние технологических и внешних факторов на бетон недостаточно исследовано в основной области при ударной нагрузке, предпринято попытку более широкого проведения лабораторных исследований. Полученные результаты исследований могут быть в будущем использованы в теоретических рассуждениях в этой области.

Исследованиями были охвачены в общем двадцать четыре обычные бетоны, которые состояли из более чем десяти серий. Число серий, сделанных из данного бетона, зависело от исследуемого фактора.

Для выяснения влияния зернистости и вида заполнителя сделано две основные серии. Первая с применением гравийного речного заполнителя, вторая с дробленным щеблевым заполнителем. Обе серии имели постоянный показатель W/C , зато переменным было участие крупного заполнителя и количество песка. Для пополнения качественных данных о крупном заполнителе был дан показатель дробления X_T через сжатие зерен в цилиндре. Прочностные исследования были проведены на унифицированных стандартных образцах брусчатки $15 \times 15 \times 15$ см, а динамический модуль упругости на балках $10 \times 10 \times 50$ см.

Очередным технологическим фактором, который исследовался, был фактор W/C . В этой направлении сделано по пять серий бетонов с речным и щебеночным заполнителями. В каждой серии изменялась величина фактора W/C , которая составляла $0,40 \div 0,70$. Участие крупного заполнителя было постоянно на каждом уровне W/C . Прочностные исследования были проведены на образцах стандартного размера.

Влияние структурной пористости оценивали методом ртутной порозиметрии на образцах объемом ок. $1,5 \text{ см}^3$ взятых из бетонов с W/C величиной $0,40 \div 0,70$. Определено характерные типы поров по радиусам и их объемам в затвердевшей в течении 28 дней структуре.

Совокупный объем пор, а также капиллярные поры представлено зависимостью с прочностью на сжатие, удар и динамическим модулем упругости.

Для определения влияния количества цемента в 1 м^3 на прочность бетона на удар и сжатие принято участие этого материала 228,5–450 кг/м³. Для исследований использовано цемент, применяемый повсеместно, без добавок марки „35” Хелм. Оценку прочности бетона проведено на образцах описанных выше.

Исследования влияния влажности для хранения бетона реализовано после 28 и 90 дней твердения образцов в нормовых условиях и в воде. Исследовано два типа заполнителей бетонов с примесью гравия и щебня. Для каждого типа заполнителя бетона сделано по пять серий, отличающихся показателем W/C. Для выяснения явления влияния влаги определено прочность на сжатие, удар и динамический модуль упругости после заданного периода твердения.

Выяснение влияния переменного замораживания и оттаивания на бетон реализовалось классическим методом. Избрано два типа заполнителей бетона с разными показателями W/C, изменяющимися в границах $0,40 \div 0,70$. Замораживание образцов реализовалось в автоматической морозилке в температуре $t_1 = -20^\circ\text{C}$, оттаивание в водопроводной воде в $t_2 = 18^\circ\text{C}$ с частотностью каждые 4 часа. Деструкционные влияния, созданные в бетоне определено измерением падения прочности на удар, сжатие на образце $15 \times 15 \times 15\text{ см}$, и динамического модуля упругости – $10 \times 10 \times 50\text{ см}$.

В последней группе реализовалось исследование влияния высокой температуры на бетон. Бетонные образцы размером $15 \times 15 \times 15\text{ см}$ и $10 \times 10 \times 50\text{ см}$ с участием разных заполнителей с $W/C = 0,40$ были помещены в электропечке в температуре $200\text{--}700^\circ\text{C}$ на 2 часа. После прогрева образцы охлаждались до температуры $T \approx 30^\circ\text{C}$ зафиксировались изменения, созданные в результате действия высокой температуры через измерение прочности на удар, сжатие и динамический модуль упругости.

Проведенный анализ применяемых до сих пор исследовательских методов бетона при ударной нагрузке показывает, что в значительном большинстве они имели количественный характер. Несмотря на небольшой диапазон реализации этих исследований, не хватало унификации и выработки нормализованных методов. Применялись очень разные, часто индивидуально разработаны исследовательские стенды для нанесения ударов, начиная с простых падающих молотов, вплоть до более десятиметровых сложных конструкций, напр. Split Hopkinson Bar.

Сам метод нанесения ударов проводили на разной величине исследуемых образцовых элементов с помощью металлического копра, выстрела снарядов, взрыва взрывных материалов и т.п., что в значительной мере затрудняло сравнение полученных результатов и совершение анализа.

Эти в значительной мере отличающиеся между собой методы и полученные результаты, несравнимые с другими, были описаны в литературе часто информационным методом (исследования для оборонных целей), что усложняло полную оценку, хотя бы с точки зрения отрицательных и положительных свойств.

При оценке исследовательских методов особое внимание было уделено роли опытов, так как эти исследования разрушали бетонные элементы, и возможность получения сравнений и прочностных изменений при ударе и статическом сжатии (растяжении) была бы важна и целесообразна.

Из проведенных анализов литературы вытекает, что исследования бетона при ударной нагрузке ограничивались в основном к определению напряжений и деформаций на построенных для этих целей опытных стендах. В имеющейся литературе не были найдены описания стендов, на которых исследовался бетон при ударной нагрузке с учетом влияния технологических и внешних факторов.

В настоящем разделе представлено самые важные, по мнению автора, методы и оценено их с точки зрения пригодности, доступности к более широкому применению. Были учтены затраты и возможность применения в исследовании стандартных опытных элементов.

Применение маятниковых механических копров

Из проведенного анализа литературы вытекает, что испытания над влиянием ударов на бетон до сих пор велись в ограниченном объёме. Для практических применений в натуральном масштабе (исследования прикладные) и лабораторные (основные исследования).

Основные исследования первоначально были осуществлены в области технических наук, связанных с машинной, автомобильной промышленностью, затем в авиации, космической промышленности и т.п. Динамическим тестом подвергались металлы и их составные. Для этих целей постепенно было конструировано разного рода оборудование и испытательские установки для нанесения ударов, начиная с копра Шарпа (Charpy'a) в 1907 г., затем Ф. Виттмана [18], Г. И. Погодина–Алексеева [88], а также Янга Кобаяши (Yanga Kobayashi) [298] и др. [262, 304, 306, 307, 310].

На основе этих опытов приступили к гетерогенному исследованию бетона при ударной нагрузке, которое начали в 1923 г. Дж. Ландон (J. Landon) и Х. Клинни (H. Quinney) [227].

В случае опытов проводимых в лаборатории основной является сам метод произведения удара, запись измеряемых результатов, величина и форма образцов, унификация и повторяемость.

Удары на элементы и бетонные образцы могли быть осуществляемы с помощью:

- а) маятникового механического копра,
- б) ротационных молотов,
- в) падающих вертикальных копров или устройств типа падения, пневматических молотов,
- г) взрывных устройств и материалов,
- д) лабораторных, симулирующих удары опытов с применением компьютеров со специальным программным обеспечением.

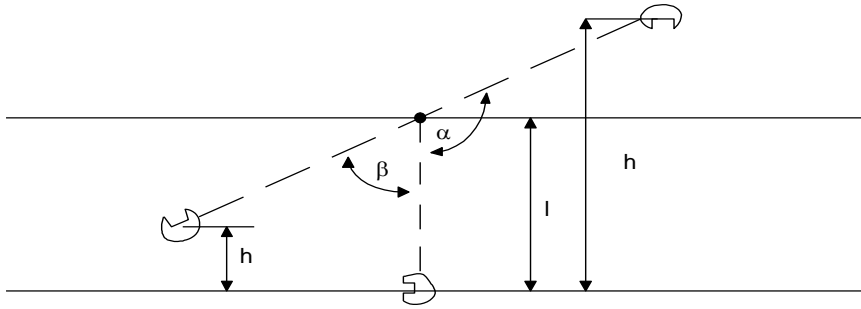
По поводу единичного применения опытов с использованием пневматических и взрывных молотов шире описываем три первых метода.

Принцип действия молота Шарпа являлся образцом при конструировании похожих моделей для испытания бетона, напр. маятниковый копёр МК-30 и др. русского производства [6], молот Шарпа, Изода. На рисунке 2.2 и 2.3 наглядно показано принцип действия этих копров.

В. Радомски [264], А. П. Хибберт и Д. Й. Ханнат описали ошибки, вызванные применением молота, типа Шарпа при ударных испытаниях. Названные авторы, а также Й. И. Блюм [148] подчеркнули отрицательное влияние жесткости при изгибе плеча маятникового копра на величину энергии передаваемой примеру при ударе. Существенное значение при испытаниях примеров металлов имела поглощенная энергия [314].

В рассматриваемом случае замена молота на другой того же класса вызывал разницу в поглощенной энергии на ок. 25%. Это обозначало, что часть энергии удара была передана на сгибание плеча молота. Можно предположить, что в случае испытания неоднородного и многосоставного бетона разница эта могла бы быть ещё большей. Не без значения на окончательный результат испытаний влияла также замена образцов. Например, испытание однородных металлов было проведено на небольших элементах с поперечным разрезом 10x10мм, а бетонных на значительно больших балочках, напр. 100x100x400мм или 150x150x500мм, которых величину определяет диаметр заполнителя. Жёсткость плеча молота влияет по-разному на прирост силы удара, и при том же поглощении энергии они будут нести другие максимальные величины силы [264], что иллюстрирует рисунок 2.4.

На рисунке 2.5 представлен баллистический молот, созданный в Транспортном институте Пенсильвании для испытаний элементов моста. Испытания были проведены на установке натуральной величины, состоящей из стальных рам высотой в 10,5м, к которым подвешено стальной ударник весом в ок 4200кг.



$$A = P \cdot l (\cos \beta - \cos \alpha)$$

P – вес маятника, A – работа, выполненная маятником, l – длина.

Рис. 2.2. Схема для вычисления труда, выполненного маятником копра и нужного для уничтожения образца тип копра МК-30 [15]

Fig. 2.2. Scheme of the МК-50 hammer showing how to destroy the sample [15]

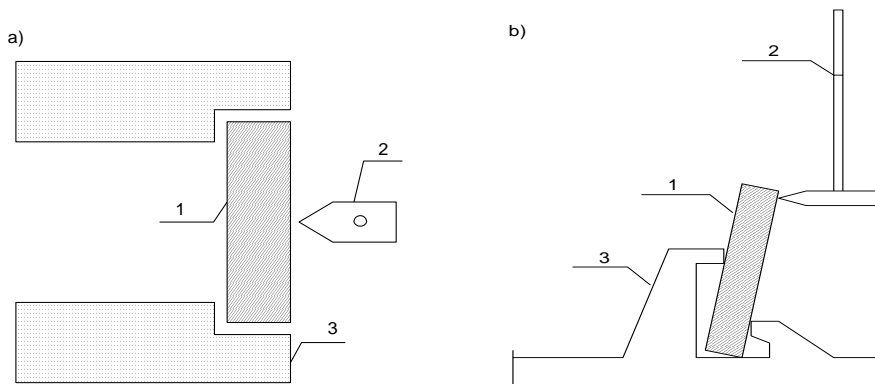


Рис. 2.3. Схемы копров для испытаний бетонных образцов: а – Шарпа: 1 – образец, 2 – копёр, 3 – сопротивление, б – Изода: 1 – образец, 2 – маятниковый копёр, 3 – подпора

Fig. 2.3. Schemes of hammers for concrete samples testing: a – Charpy's: 1 – specimen, 2 – hammer, 3 – embedding a sample, b – Izod's: 1 – specimen, 2 – hammer, 3 – support

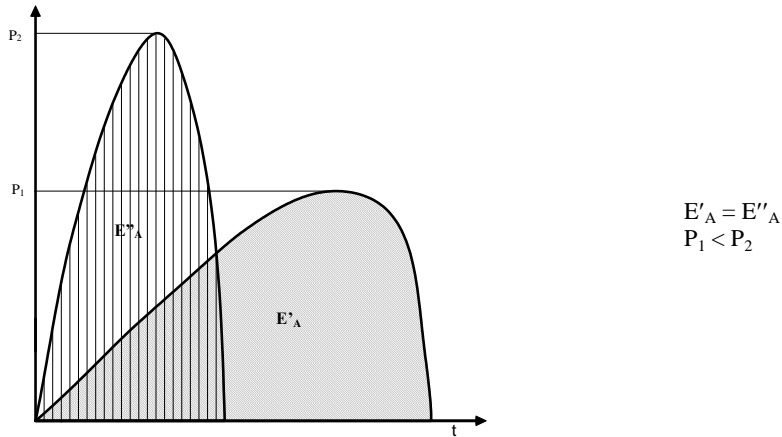


Рис. 2.4. Диаграммы поглощения той же энергии образцами при разных величинах силы удара [264]

Fig. 2.4. Graphs showing the energy absorption of the sample at different sizes of impact load [264]

a)



b)



Рис. 2.5. Вид испытательной установки для измерения устойчивости на удар сборных железобетонных элементов моста [312]: а – вид баллистического молота в натуральном масштабе, б – испытание сборного железобетонного элемента барьера моста

Fig. 2.5. View of the test bench for impact strength test of the reinforced concrete bridge elements [312]: a – view of a ballistic hammer on a natural scale, b – testing of a reinforced concrete bridge barrier

Удары были произведены с помощью ударника на сборный железобетон, применяемый в мостах при укреплении защищающих барьеров. Проводимые испытания ставили своей целью определение устойчивости бетона при случайном ударе автомобиля и разработке такой структуры железобетона, чтобы предохранить транспортное средство перед падением с моста во время несчастного случая.

К группе маятниковых копров были зачислены баллистически подвешенный ударник и боёк с бетонным составом, предложенный Х. Грином [193].

Такого типа баллистическая установка, частично модифицированная, была применена в собственных испытаниях. Подробное описание установки представлено в разделе 2.2.1.

Применение вращающихся копров

Основным элементом этой установки является маховое колесо (1) с ударником в форме ножа. Испытуемый образец переносится из положения А в Б, где уничтожается. С помощью регистрирующей аппаратуры измеряется труд, необходимый для уничтожения образца. Схема действия простого вращающегося молота представлена на рисунке 2.6. Более современной моделью описанного выше вращающегося молота является тип RSO немецкого производства, предназначенный для испытания фибробетона.

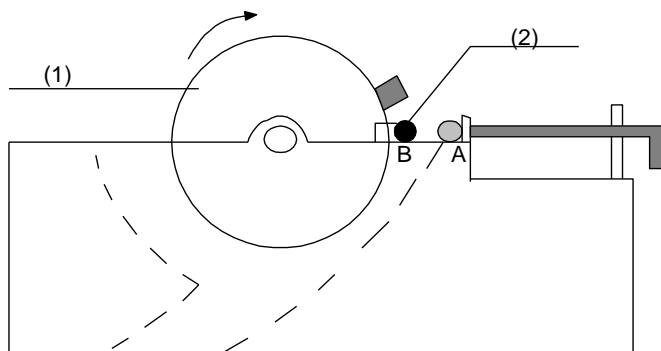


Рис. 2.6. Схема принципа действия вращающегося молота: 1. Маховик; 2. образец

Fig. 2.6. Scheme of the rotary hammer action: 1. steel cylinder with notch; 2. specimen

Установка, оснащенная пьезоэлектрическим датчиком, соединённым с осциллоскопом, даёт возможность регистрировать изменения нагрузки в функции времени. С помощью вращающихся молотов были испытаны образцы на разрыв или сгибание при ударе. Вращающиеся молоты дают возможность проводить удары с регулируемой скоростью до 125м/сек.

По [264] с такого типа молотами связано ограничение испытаний, вызванное косвенным отсчётом измерений, силы удара в функции времени. Устойчивость на удар, определенная на основе отсчётов из осциллограмм, нужно считать приближённой.

Как уже упоминалось, вращающиеся молоты применяются к испытаниям фибробетонных образцов с поперечной величиной 15x15мм, что не является достаточным в случае мелочных бетонов. Только без больших модификаций установки было бы возможным испытание небольших образцов отвердевшей замеси или раствора бетонной смеси.

Производство ударов с помощью вертикальных копров

Основным элементом в такого типа установках является копёр или ударник с известной массой вертикально падающий на бетонный образец. Схемы применяемых падающих копров при исследовании бетона на удар при растяжении и пересечении представлено на рисунке 2.7.

Представлены на рисунке 2.7 установки разрешают оценить устойчивость на удары бетона на основе величины труда, необходимого для уничтожения. На существенное ограничение результата измерения будет иметь влияние энергия, которая будет передана с удара на упоры, невозможная для определения. По этой причине окончательный результат из исследований может обладать точно неопределёнными ошибками. И поэтому трудным является сравнение друг между другом результатов испытаний, так как были применяемы разные величины бетонных образцов.

Интересным с точки зрения методики испытаний было применение стержня Хопкинсона (Split Hopkinson Bar) А.Зелинским [301, 302]. Предметом исследований был бетон, динамически нагруженный максильным образом. Схему испытательной установки представлено на рисунке 2.8.

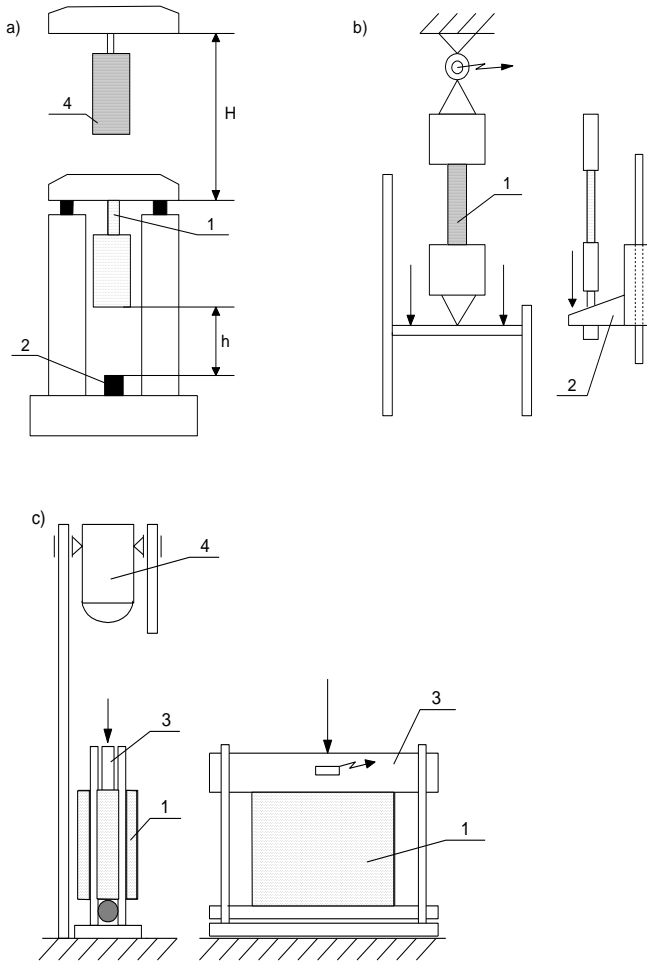


Рис. 2.7. Схемы установок для испытания на удар типа падающего груза [15]:
 а – падающая установка с контргрузом, б – при помощи подвешенной траверсы,
 в – методом пересечения образца, 1. образец, 2. динамометр, 3. прорезной резец,
 4. нагрузка

Fig. 2.7. Schemes of the test benches for impact tests. Vertical type hammers [15]: а – test bench with a falling hammer, б – loading using a beam, в – load transfer method, 1. specimen, 2. dynamometer, 3. knife, 4. ballast

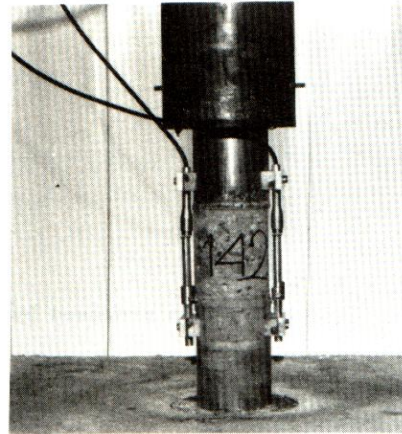
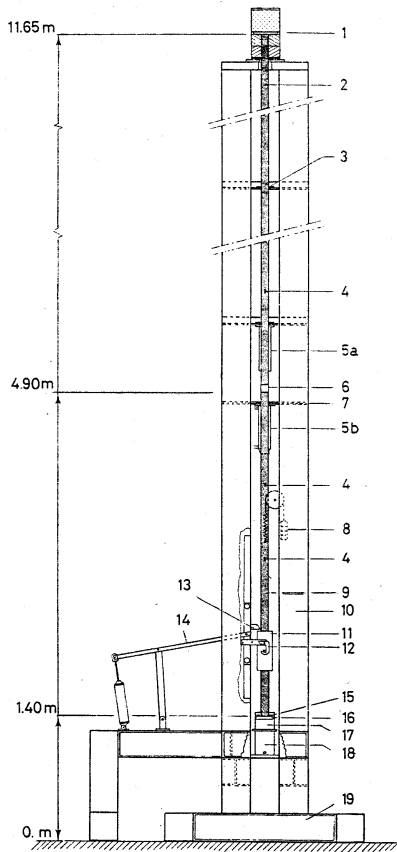


Рис. 2.8. Схема испытательной установки, а также способ фиксации испытуемого образца [301]: 1 – поглотитель энергии, 2 – верхний стержень, 3 – водилка, 4 – тензометры, 5а – верхний режим охлаждения, 5б – нижний режим охлаждения, 6 – бетонный образец, 7 – сборный стол, 8 – балансирующие грузы, 9 – нижний стержень, 10 – рама, 11 – ударная нагрузка, 12 – ловитель груза, 13 – задержник груза, 14 – механизм,двигающий груз, 15 – прокладки, 16 – наковальня, 17 – цилиндр, стабилизирующий основание, 18 – пневмодвигатель, 19 – рама основы установки

Fig. 2.8. Scheme of the test stand, as well as the sample's loading method [301]: 1 – energy absorber, 2 – upper shaft, 3 – slide bar, 4 – extensometer, 5a – upper cooling system, 5b – lower cooling system, 6 – concrete specimen, 7 – assembly table, 8 – ballast, 9 – lower shaft, 10 – frame, 11 – impact ballast, 12 – slide bar, 13 – trigger, 14 – load-lifting mechanism, 15 – pad, 16 – anvil, 17 – stabilization cylinder, 18 – pneumatic lift, 19 – frame

В испытаниях были применяемы цилиндрические бетонные образцы $\varnothing 74 \times 100$ мм, вклеенные между двумя алюминиевыми стержнями. Верхний стержень длиной 5 м закреплен в поглотителе энергии, нижний был завершён наковальней. Груз, падающий на наковальню, вызывал волну растягивающих напряжений и срыв образца. Большие образцы испытываемой установки следовали из необходимости обеспечения имеющей одно измерение волны напряжений и проведения измерений без нарушения обратной волны. В [301, 302] было предложено, чтобы энергию U поглощённую для разрушения бетона под влиянием осевого растяжения при ударе определить при помощи поверхности срыва моделью:

$$U = 2\alpha_c \times U_c = 2\alpha_c [A_m \cdot \gamma_m + A_a \cdot \gamma_a + A_b \cdot \gamma_b] \quad (2.1)$$

где: α – коэффициент, учитывающий возможность одновременного создания нескольких поверхностей срыва, U_c – энергия, связанная с единичной поверхностью срыва, A_m , A_a , A_b – поверхность перелома матрицы заполнителя и зоны адгезии, γ_m , γ_a , γ_b – единичная энергия поверхности матрицы, заполнителя и зоны адгезии.

Надо отметить факт, что представляется зависимость энергии U с материальными зонами, выступающими в бетоне, т.е. матрице (цементный камень, раствор) заполнителя, а также зоны адгезии.

Применяемая в испытаниях установка высотой в ок. 12 м, очень дорогая и трудная для стандартизации, следовала из специфики веденных испытаний.

На рисунке 2.9 представлено установку Горизонтальный стержень Сплит Хопкинса Бар для исследования бетона и других пористых материалов на удар. Принцип действия этого устройства похож, как представляет рисунок 2.9, на произведение удара в этом испытании было осуществлено горизонтальным стержнем с бойком.

Удары на исследуемый элемент проводились горизонтальной стальной балкой, помещённой на телескопических опорах. Передвигающиеся в горизонтальном направлении телескопы со стальной балкой, вводимые в движение электрическим двигателем, ударяли в головку столба. В испытаниях было зарегистрировано число ударов вплоть до разрушения элемента. Опытные образцы были исследованы в двух вариантах. Во–первых: бетонный столб напряжён с рабочей вертикальной арматурой и, во–вторых, элемент напряжён со спиральной арматурой. Исследуемые столбы были запланированы в виде опор для эстакады в Сан Диего (США), подвергающейся ударной нагрузке со стороны проезжающих автомобилей, а также возможности действия сейсмической нагрузки на этой территории.

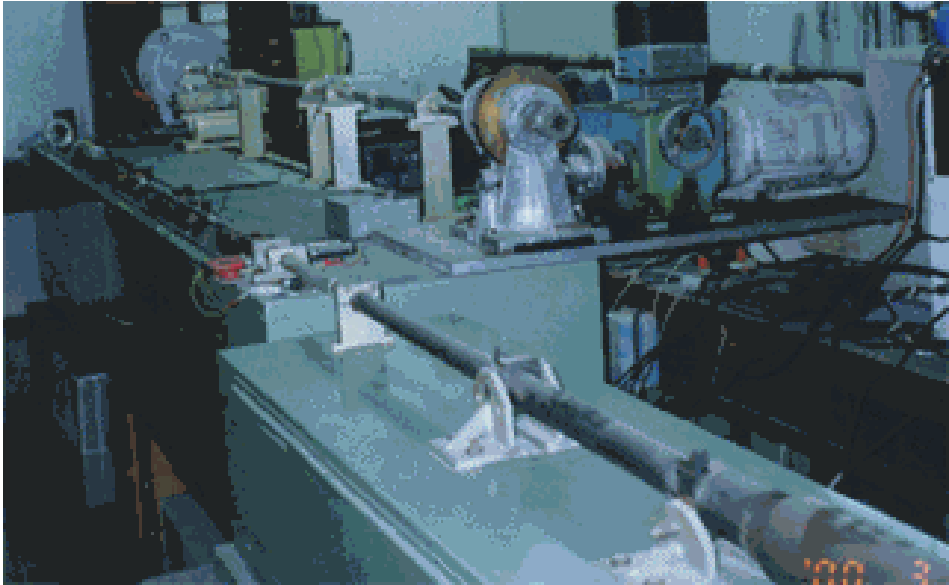


Рис. 2.9. Установка для произведения ударов, горизонтальный стержень Сплит Хопкинса Бар

Fig. 2.9. The impact test bench in horizontal position of Hopkins' type

На рисунке 2.10 представлено установку для исследования бетонных столбов с головкой в масштабе 2/3 натуральной величины.

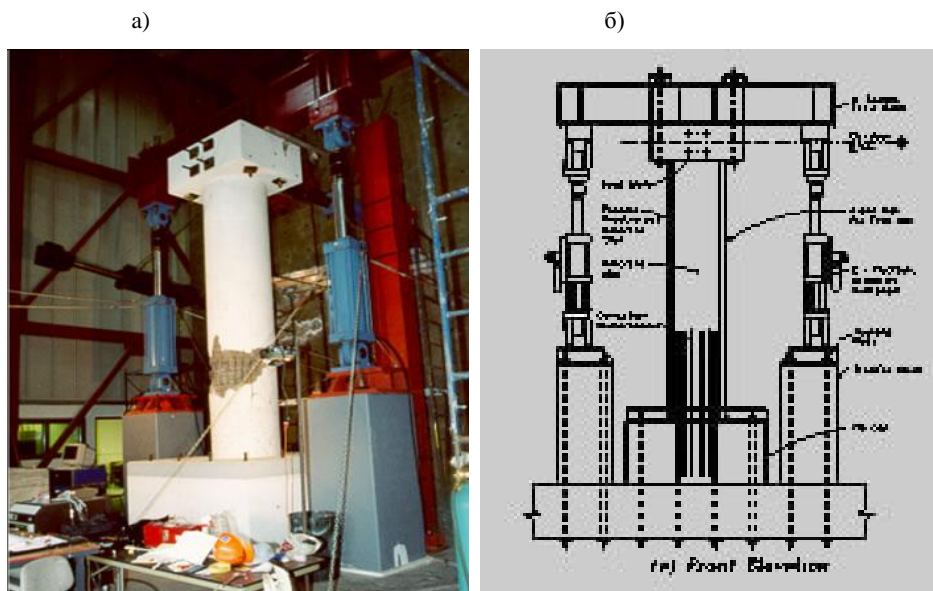


Рис. 2.10. Установка для исследования бетонных столбов на удар с помощью стальной горизонтальной балки. (Department of Structural Engineering, San Diego – США) [308]:

а – общий вид исследовательской установки, б – схема устройства для производства ударов

Fig. 2.10. The impact test bench for the concrete elements testing using the steel horizontal beam. (Department of Structural Engineering, San Diego – США) [308]:
a – general view of the test bench, b – scheme of the device for the impact test

В стремлении к стандартизации исследований ACI [232] было предложено довольно простое устройство вертикального падающего копра для исследования бетона и фибробетона на удар. Схему этого устройства представляет рисунок 2.11.

Устойчивость на удар в этом методе определено на основе количества ударов до момента появления трещин на верхней поверхности образца, с одновременным соприкосновением берегов испытуемого элемента с четырьмя постоянными опорами установки.

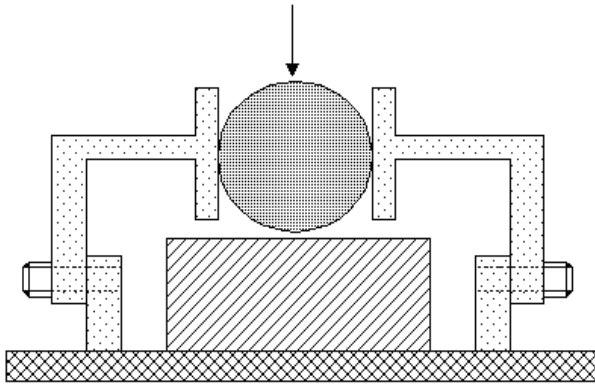


Рис. 2.11. Схема установки вертикального копра по ACI [232, 304]

Fig. 2.11. Scheme of the horizontal device according to ACI [232, 304]

В данном и в других выше названных установках вертикального копра регистрируется число ударов до момента появления первых трещин или разрушения образца. Количество ударов как единица, не обладающая физическим смыслом, фактически затрудняет сравнение полученных результатов исследований даже на той же исследовательской установке. Решают здесь такие факторы как: масса исследуемых образцов, условия окружения, сопротивление трения, влажность бетона и т.п. Поэтому название количества ударов имеет количественный характер и довольно приблизительно определяет устойчивость бетона на удар.

Методы с применением пневматических копров

Для испытаний бетона на прочность при ударе применяют пневматические копры с самодвижущимся бойком. Схема действия такого устройства представлена на рис. 2.12 [37].

Пневматической копёр состоит из стальной трубы, в которой помещён самодвижущийся боёк. Под влиянием сжатого воздуха боёк ударяет в бетонный образец. Регистрируется скорость бойка и величина силы удара с помощью динамометра. Вариант пневматического копра ввел Б. П. Дытов [37], применяя современное устройство, регистрирующее момент удара камерой быстрого фотографирования.

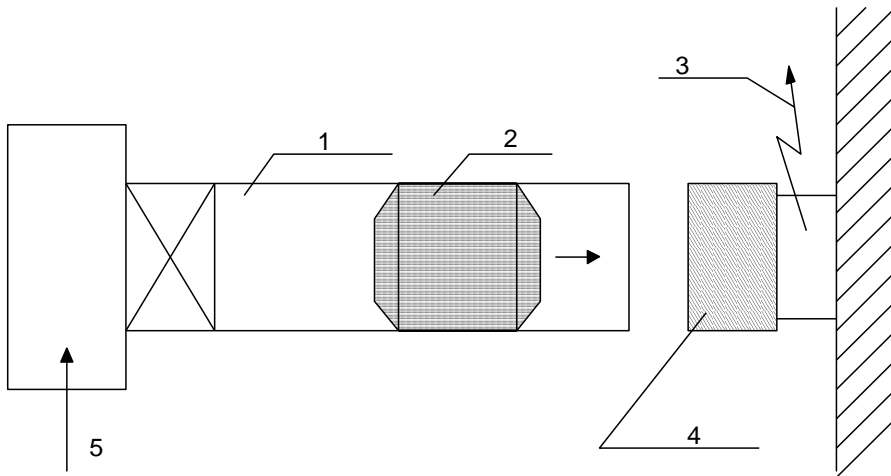


Рис. 2.12. Схема пневматического копра [37]: 1 – металлическая труба, 2 – боек, 3 – динамометр, 4 – бетонный образец, 5 – приток сжатого воздуха

Fig. 2.12. Scheme of a pneumatic hammer [37]: 1 – metal pipe, 2 – hammer, 3 – dynamometer, 4 – concrete specimen, 5 – pneumatic device

По [37] работа, необходимая для деформации бетонного образца, определяется по формуле:

$$A = \left(\frac{m \cdot v_1^2}{2} - \frac{m \cdot v_2^2}{2} \right) \cdot \eta \quad (2.2)$$

где: m – масса бойка, v_1 – скорость бойка до удара, v_2 – скорость бойка при отражении, η – коэффициент потери энергии.

Применение при исследовании бетона пневматических копров имеет познавательный, индивидуальный характер и ограничивает, из-за величины устройства, общее применение. Предложенный Дытовым Б.П. коэффициент η , связанный с потерями энергии устройства, прежде всего с поглощением энергии опоры, оказывает влияние на результат измерений.

Другим примером применения пневматических устройств для исследования разных композитных материалов является „газовый пистолет” (англ. gas gun). Принцип действия этого устройства представляет рисунок 2.13.

Из-за отсутствия данных о проводимых исследованиях с применением этого устройства представленная схема действия показывает возможности проведения опытов в этой области.

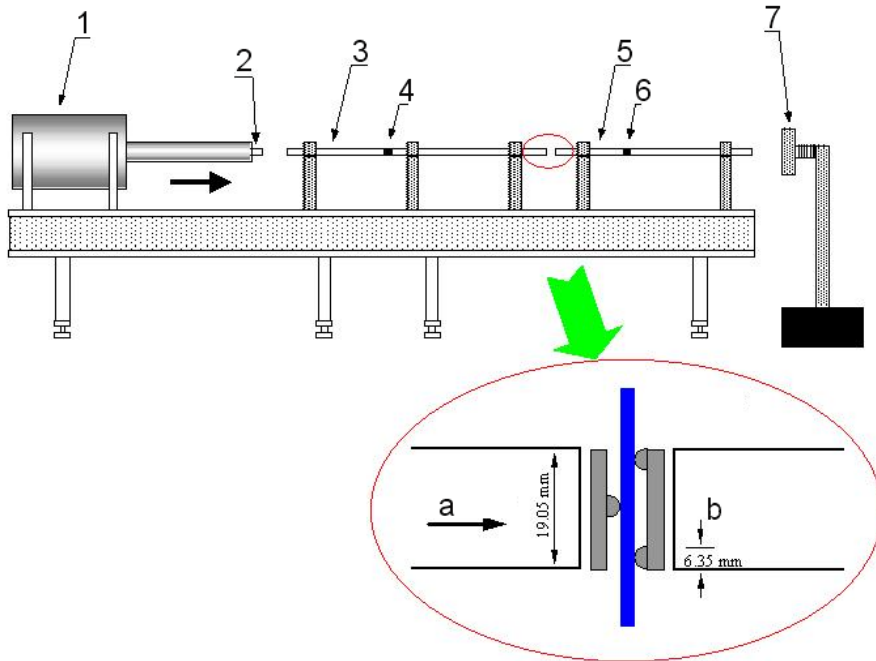


Рис. 2.13. Принцип действия „газового пистолета” для исследования композитов: 1 – резервуар со сжатым газом, 2 – ударный боёк, 3 – внутренний стержень, 4, 6 – амортизаторы, 5 – внешний стержень, 7 – упор

Fig. 2.13. The basis of action of the "gas gun" for composite testing: 1 – gas compression container, 2 – nipple, 3 – internal slide, 4, 6 – shock absorbers, 5 – external slide, 7 – dimmer

Методы с использованием выстрелов и взрывных материалов

Исследование разных материалов, в том числе бетона, с применением выстрелов и взрывчатых материалов велось в течении многих лет для военных нужд. В работах А. А. Ильюшина и В. С. Леньского [204] представлены примеры применения этих исследований. А. Верхаген [296] исследовал бетонные элементы на пролёт с помощью снарядов, выстреливаемых с большой скоростью. В виде измерения сопротивления бетона (фитобетона) был применен объём вырванного материала.

К этой группе можно отнести ещё другие, более редко применяемые способы реализации испытаний, которые описаны, напр. в [143, 262].

Принимая во внимание вероятность осуществления терактов в последнее время военные лаборатории США (U.S. Department of Defense) начали широкие исследовательские работы по устойчивости бетона при ударе с применением взрывчатых материалов. Примерами может служить использование взрывчатых материалов в здании World Trade Center в 1993 г., а также взрыв в Oklahoma в 1995г. [228, 236, 258]. Исследования с применением взрывчатых материалов были проведены в лабораториях и на испытательных полигонах. На рисунке 2.14 представлен вид специальной камеры, в которую помещали бетонную армированную плиту, разрушенную взрывчатым веществом. Специально оснащенный регистрирующей аппаратурой испытательный стен дал возможность измерить внутренне давление в камере, напряжение в бетоне и деформацию в зависимости от количества взрывчатого вещества.

a)

b)



Рис. 2.14. Исследование бетонной плиты при использовании взрывчатых веществ [316]: а – вид пластины, помещенной в специальной камере, б – фрагмент разрушения

Fig. 2.14. Investigation of concrete slab under the influence of explosion [316]: а – view of a destruction plane of a plate in a special room, б – fragment of destruction

На рисунке 2.15 представлены исследования бетонной стены, которую проверяли на сквозной пробой выстреленными снарядами. В исследованиях были использованы разного рода снаряды при разном расстоянии от бетонного элемента.

Проведенные в последнее время исследования бетонных элементов разной величины с применением взрывчатых материалов были необходимы для предохранений зданий от терактов.

По этой причине отсутствуют в печати результаты исследований, что не позволяет провести качественный анализ.

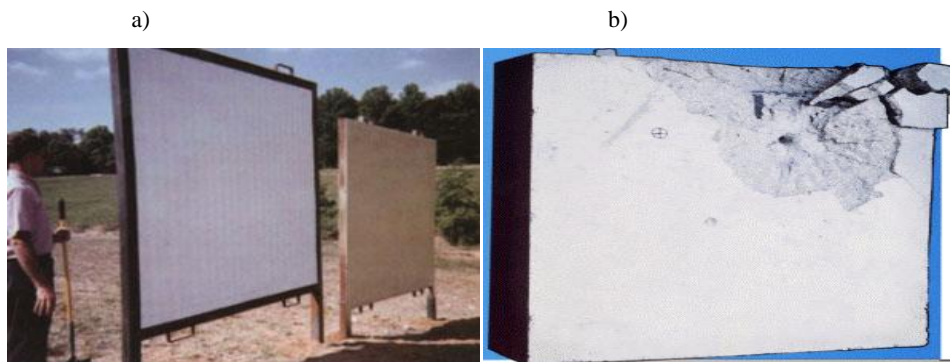


Рис. 2.15. Полигонный стенд для исследования бетонных пластин на сквозной прокол снарядами [316]: а – вид исследовательского стенда, б – характер разрушения бетонной перегородки

Fig. 2.15. The range stand for testing of concrete slabs for puncture with a rifle bullet [316]: a – view of the examined stand, b – picture of the concrete partition destruction

Из анализа литературных данных следует, что были исследованы лишь бетоны высокой прочности, модифицированные разными химическими соединениями и армированные волокнами.

Лабораторное моделирование удара с применением компьютеров со специальным программным обеспечением

Некоторые здания стратегического значения требуют специальной защиты – бетонных крепей. К таким объектам принадлежат реакторы атомных электростанций. Бетонные крепи реакторов должны выдерживать ударные нагрузки падающего на этот объект самолёта.

В Американской лаборатории в Сандии были проведены моделированные (симулированные) исследования с реактивным самолётом Ф–4 Фантом, который ударял в бетонную стену крепи реактора. Из представленных результатов вытекает, что летящий со скоростью 500 миль в час самолёт ударил, а затем отскочил от бетонной стены толщиной в 115 см, не нанося ей значительных повреждений. Критики этих исследований считали, что самолёт типа Ф–4 обладал лишь массой равной 5% массы самолёта Джембо Джет 767, и поэтому исследования эти надо оценивать приближенно. Институт ядерного контроля National Nuclear

Control Institute) показал, что бетонные крепи реакторов должны иметь толщину минимум 180см, а в случае ядерных атак их толщина должна достигать не менее 360см (12 стоп).

Мендис П. и Нго Туан в [233, 234] провели модельное исследование железобетонного здания высотой в 52 этажа в Австралии, в которое ударял самолёт Боинг 767 с ударной силой 320000KN. Схему модели удара самолёта в здание представлено на рисунке 2.17. В [233] предложили суммарную ударную нагрузку $F_{(t)}$ от самолёта определять по формуле:

$$F_{(t)} = F_c + \mu [m(t)] \cdot V_{(t)}, \quad (2.3)$$

где: $m(t)$ – масса самолёта во времени; μ – коэффициент, учитывающий изменения момента разрушения; F_c – константа, определяющая предполагаемый уровень разрушения; V_t – скорость самолёта.

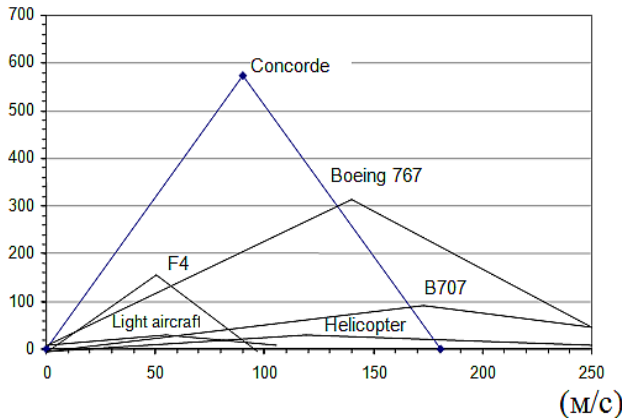


Рис. 2.16. Ударная нагрузка в зависимости от типа самолёта

Fig. 2.16. Impact load depending on an aircraft type

В исследованиях [233, 234] были подчеркнуты устойчивость и прочность железобетонных столбов и перекрытий при использовании разной ударной нагрузки.

Авторы подчеркнули значительное влияние высоких температур на бетон, которое сопутствует взрыву. Влияние температуры значительным образом ускоряет разрушение конструктивных элементов через явление отпадания (англ. spalling) бетона от элементов.

Данные выше примеры модельных исследований являются результатом непредвиденных атак на здания и другие важные объекты стратегического назначения. Это и есть, наверное, причина ограничения полной презентации результатов исследований и их представление широкой публике.

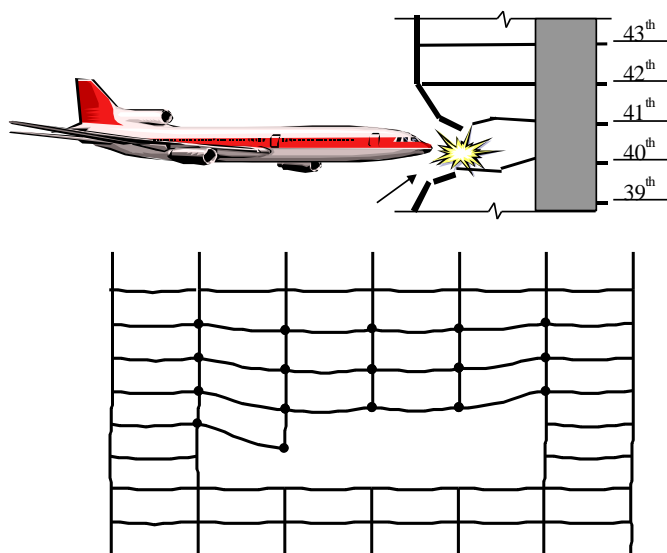


Рис. 2.17. Моделирование разрушения здания вследствие удара самолёта [233]

Fig. 2.17. Modeling the destruction of a building in a plane impact situation [233]

2.2. Методика создания ударной нагрузки баллистическим маятниковым копром

На основе проведенного изучения и анализа испытательный стенд для произведения ударов должен характеризоваться: простой конструкцией, повторяемостью и унификацией, легкостью измерений и отсчётов, небольшим влиянием сопротивления и сил трения в устройстве, применением к исследованию бетонных образцов стандартных размеров, измерением в физических единицах.

Учитывая вышесказанное, а также экономические ограничения, построен баллистический маятниковый копр на основе конструкции предложенной Х. Грином [193]. Перед основными исследованиями были проведены пробные испытательные опыты и были введены незначительные изменения, совершенствующие устройство. После введения модификации отдельных элементов устройство, наносящее удары, в конечном счёте состояло из молота в виде цилиндра весом в 12кг, завершённого наконечником–бойком диаметром в 40мм, и наковальни весом в 61,2кг [179]. Молот и наковальня были подвешены к несущей конструкции с помощью стальных тросов длиной в 4,0м. Общий вид испытательного стенда представляют рис. 2.18–2.20.

В передней части наковальни на консольной полке помещен стандартный бетонный образец размером в 15x15x15см, на который наносились удары. Удары наносились с помощью молота, помещенного на требуемой высоте (принято $h=0,4\text{м}$), через открытие электрической цепи электромагнита. Испытательный стенд был оснащен осциллографом для измерения времени нагрузки при ударе, который в исследованиях изменялся в пределах от 0,2 до 0,5 секунды.

Падающий молот после открытия электрической цепи всегда принимал горизонтальное положение за счет подшипников, помещенных по бокам. После удара в бетонный образец происходило горизонтальное отражение молота и горизонтальное отражение наковальни с исследуемым бетонным образцом. Максимальная высота отражения молота и наковальни отчитывались по шкале. Схема действия баллистического маятникового копра представлена на рис. 2.21. С целью унификации принято постоянную скорость нагрузки v , которую определяли по формуле:

$$v = (2 \cdot gh)^{1/2} \text{ [м/с]} \quad (2.4)$$

$$v = (2 \cdot 9,81 \cdot 0,4)^{1/2} = 2,8 \text{ м/с}$$

Рост скорости нагрузки привёл бы к увеличению деформации исследуемых образцов, а тем самым к меньшей сопоставимости результатов испытаний.

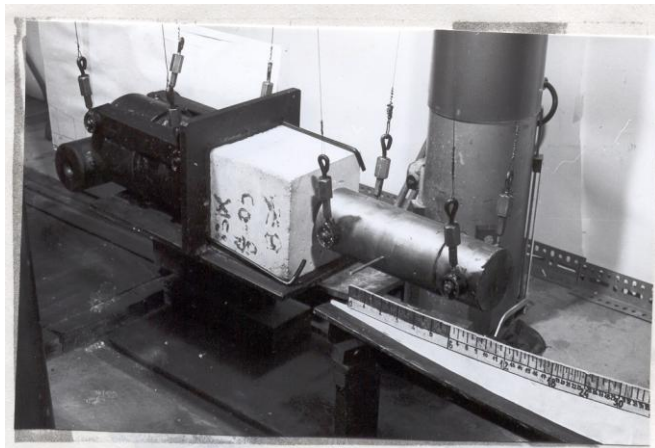


Рис. 2.18. Общий вид баллистического маятникового копра

Fig. 2.18. General view of the swinging ballistic Hammer

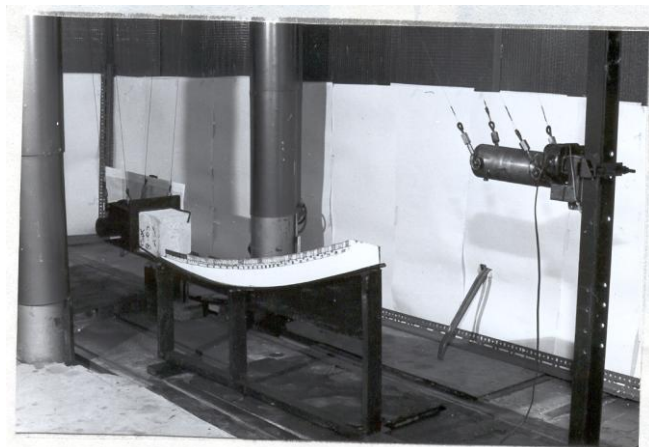


Рис. 2.19. Вид молота и наковальни с помещенным в передней части бетонным образцом
Fig. 2.19. View of the hammer and the anvil with the concrete sample placed in the front part

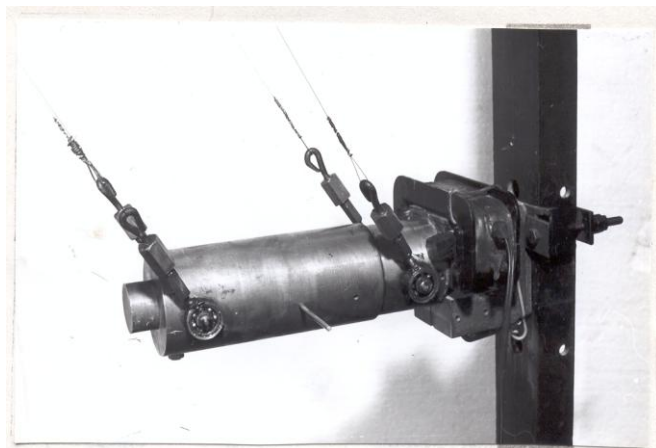


Рис. 2.20. Вид молота с образованным наконечником – бойком в момент закрытия электрической цепи
Fig. 2.20. View of the hammer with the hammer face at the moment of closing the electromagnetic circuit

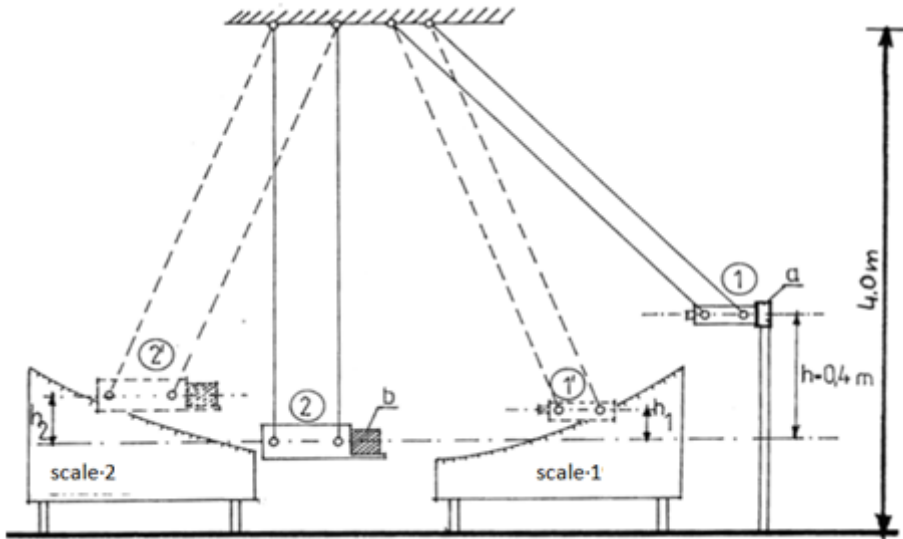


Рис. 2.21. Схема действия маятнкового копра [179]: h_1, h_2 – самые большие высоты после взаимного отражения, высчитанные на шкале, а – электромагнит, б – бетонный образец, 1' – расположение молота; 2' – расположение наковальни с бетонным образцом до удара, 1 – самые большие горизонтальные отклонения молота, 2 – самые большие горизонтальные отклонения наковальни с образцом после взаимного отражения

Fig. 2.21. Scheme of the operation of the ballistic swing hammer [179]: h_1, h_2 – the height of the hammer and the anvil reflection on scale 1 and 2, а – electromagnet, б – concrete sample, 1' – position of the hammer when disconnected from the electromagnet; 2' – position of an anvil with a sample after impact, 1 – initial position of the hammer, 2 – position of an anvil with a sample before impact

Величина мгновенной силы $P(t)$ в моменте $t = t_0$ и действовала во времени τ согласно зависимости:

$$F = \int_{t_0}^{t_0 + \tau} P(t) dt \quad (2.5)$$

Во время единичного удара были выделены две стадии нагрузки, рис. 2.22. Первая стадия: за время τ_1 величина мгновенной силы $P(t)$ возрастала от нуля к максимум; вторая стадия: сила уменьшалась за времени τ_2 . Время удара (действия мгновенной силы) состоит из $\tau = \tau_1 + \tau_2$, при $F = F_1 + F_2$. Время τ было определено опытным путем с помощью осциллографа и составляло $\tau = 0,06 \div 0,2$ сек., рис. 2.23. Более длинное время ударного воздействия $\tau = 0,4 \div 0,5$ сек. относилось к исследуемым бетонам после замораживания и оттаивания.

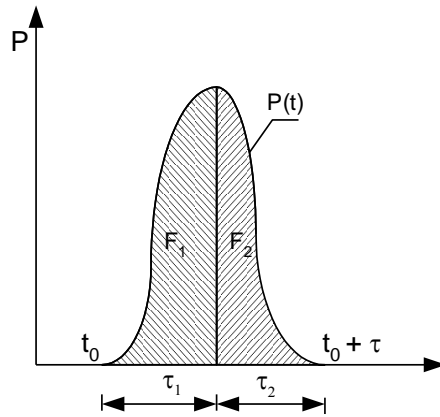


Рис. 2.22. Пример разложения единичного ударного импульса

Fig. 2.22. An example of the distribution of a single impact pulse

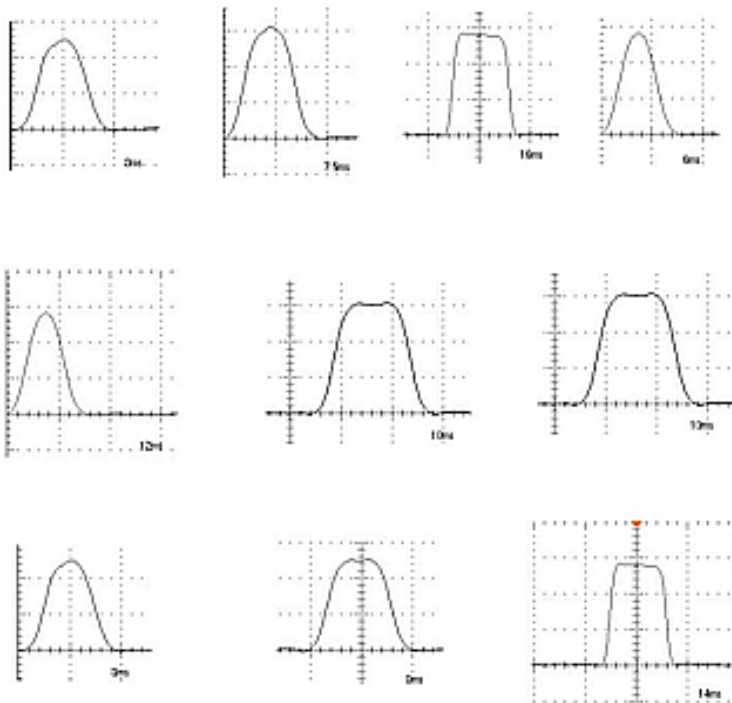


Рис. 2.23. Примеры единичных ударных импульсов, зарегистрированных осциллографом при исследовании бетонных образцов

Fig. 2.23. Examples of single impact impulses recorded on an oscilloscope when testing concrete samples

Критерии оценки сопротивления бетона на удар

Сопротивление бетона на удар принято определять, как способность выдерживать повторяемые удары, при которых будет измеряться поглощенная энергия E_A , вплоть до момента разрушения образца. Поглощенная бетонным образцом энергия при единичном ударе составляет разницу между поставленной и полученной из отражения энергией по формулам:

$$E_{A1} = mgh - mgh_1 - (m_k + m_p) \cdot gh_2 \quad (2.6)$$

где: $h = 0,4$ м, h_1, h_2 – как на рисунке; m – масса молота 12 кг;
 m – масса бойка 61,2 кг; m – масса образца.

Откуда:

$$E_{A1} = E_{\text{пос}} - E_{\text{рек}} \text{ [Nm]} \quad (2.7)$$

Сумму поглощенной бетонным образцом энергии при его разрушении после U ударов можно определить из выражения:

$$E_A = \sum E_{\text{пос}} - \sum E_{\text{рек}} \text{ [Nm]} \quad (2.8)$$

где: $E_{\text{пос}}$ – поставленная энергия; $E_{\text{рек}}$ – энергия рекуперации.

В формулах от 2.6 до 2.8 не учитывается влияние сопротивления воздуха и сил трения на подшипниках молота и наковальни.

В виде добавочных критериев были применены:

- средняя поглощенная энергия за один удар:

$$\frac{E_A}{U} \text{ [Nm]} \quad (2.9)$$

где: E_A – сумма энергии, поглощенной образцом для его разрушения;
 U – количество ударов, требуемых для разрушения образца.

- коэффициент стойкости при ударных нагрузках $k = E_{\text{пол}}/E_{\text{рек}}$, характеризующий упругие и пластические свойства бетона. Величина коэффициента k находится в пределах $0 \leq k \leq 1$. При $k=1$ удар является абсолютно упругим, при $k=0$ – абсолютно пластичным. Крайние значения не реализуются в действительности, и поэтому $0 < k < 1$ [213, 262].

Концепция разрушения бетона при ударном нагружении

Представленные в следующих разделах результаты исследований автора (относящиеся к влиянию технологических факторов на прочность бетона при ударном нагружении) показывают, что процесс разрушения

бетона оказывается разным в условиях статической и динамической нагрузок. Анализ существующих гипотез разрушения бетона показал отсутствие единого мнения о причинах разрушения бетона независимо от его состава и влияния экстремальных сред.

В настоящем разделе автор представляет собственную концепцию модели, которая в более широком аспекте рассматривает влияние внешних экстремальных факторов на разрушение бетона (раздел 4). Это первый шаг в сторону теоретического предвидения изменения прочности бетона в условиях динамической нагрузки. Разработка модели базируется на анализе состояния исследованных образцов, подверженных проверке на прочность. Такого рода исследования являются основой для концепции автора. Исследованные бетонные образцы выдержали разное количество ударов U и поглощали разное количество энергии E_A до момента своего разрушения. На рис. 2.24 представлено зависимость E_A от U .

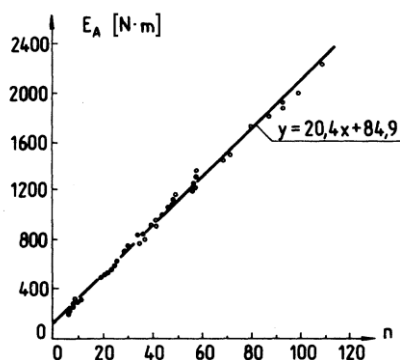


Рис. 2.24. Зависимость между суммой поглощенной образцом энергии и количеством ударов n

Fig. 2.24. The relationship between the total energy absorbed by the sample and the number of strokes n

Зависимость описывается уравнением $y=20,4x+84,9$. При $E_A=84,9\text{Nm}$ произошла потеря энергии при первом ударе с образованием „оттиска”.

Проведенные исследования показали, что бетоны, подверженные влиянию изменяющихся технологических факторов, выдерживали от 8 до 115 ударов. В процессе ударного нагружения можно выделить три характерные фазы поведения бетонных образцов (рис. 2.25).

В первой фазе образуется „оттиск”. После 2–х 3–х ударов деформировался раствор, окружающий крупный заполнитель, и образовался круглый оттиск диаметром, равным диаметру бойка молота – 40мм. Одновременно отмечено незначительное увеличение поглощенной образцом энергии.

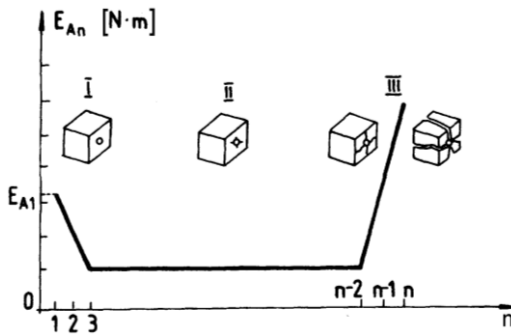


Рис. 2.25. Фазы поглощения энергии образцами при ударной нагрузке

Fig. 2.25. Phases of an absorbed energy in the sample under impact

Вторая фаза—это стабилизация энергии после образования отпечатка, а третья—поглощение энергии с развитием трещин вплоть до момента разрушения образца. В последней фазе первые трещины появляются в передней плоскости образца, т.е. в месте приложения ударного нагружения.

Ударные нагрузки привели к разделению образца разрушающимися трещинами на неровные призматические куски. Вид элементов бетона, подвергнутого разрушению вследствие ударов, представлен на рис. 2.26.

В моменте удара в материале с большой скоростью распространяется волна напряжений сжатия, которая охватывает только границы объема бетонного образца. Далее наступает изменение знаков напряжений. Возвращающаяся отраженная волна растягивающих напряжений действует внутри образца (рис. 2.27).

В центральной части элемента встречаются противоположные волны растяжения, которые образуют далее узел и центр разрушения. Разрушение образца происходит вследствие достижения критической величины растягивающих напряжений. На сечениях исследованных образцов слабо был виден внутренний „бетонный конус”, образованный в результате многократного удара в одно и то же место, рис. 2.29. На рис. 2.29 и 2.29б. „бетонный конус” имел высоту $\frac{1}{2}$ ширины образца, а его вершина находилась в центральной части.

В передней плоскости образца образовалось круглое основание конуса, которое одновременно являлось местом отпечатка бойка.

Образованный конус является клином в бетоне. Исследованный кубический бетонный образец в вертикальном и горизонтальном сечении имел плоскости в форме квадратов. От центра приложенной нагрузки (отпечатка) до внешних плоскостей расстояние составляло в центральных осях 1–2 (рис. 2.29д).

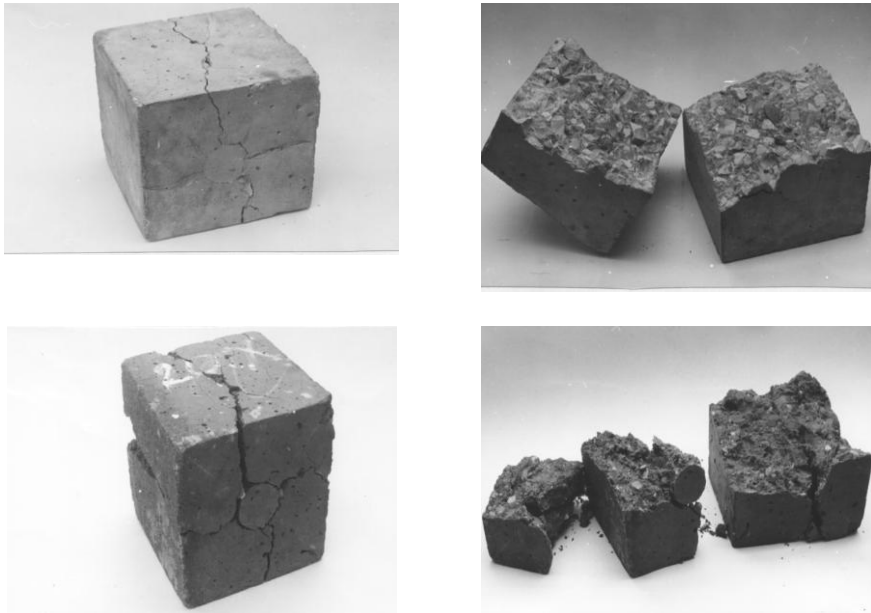


Рис. 2.26. Характер разрушения образцов при ударных нагрузках

Fig. 2.26. Image of a destruction of concrete samples at impact load

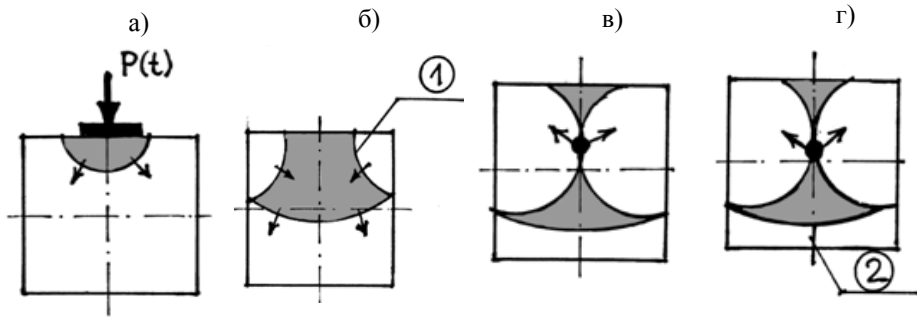


Рис. 2.27. Распространение волны и центр разрушения в бетонном образце: а – волна напряжений сжатия, б – волна отраженная, в – узел, образованный в результате наложения волн растягивающих напряжений, г – ось разрушения. 1. волна после отражения, 2. ось разрушения бетонного образца

Fig. 2.27. The wave propagation after impact and the center of a destruction in a concrete sample: а – wave of compressive stresses, б – wave reflected, в – the knot formed by applying tensile stresses, д – axis of destruction

Это было одновременно наименьшее сечение бетонного образца, подверженного растягивающим напряжениям. На этом этапе замечено образование трещин в начальной стадии, которые далее развивались во внешних плоскостях, образуя звенья микро и макро трещин. В конечном этапе разрушения бетона образовывались четыре нерегулярные призматические части бетона.

Ближе к задней плоскости образца бетон при ударной нагрузке вел себя несколько иначе по сравнению с местом образования конуса. Причиной этого явления был т.н. „эффект обоймы”, выступающий при быстрой динамической нагрузке. Схема данного процесса представлена на рис. 2.28.

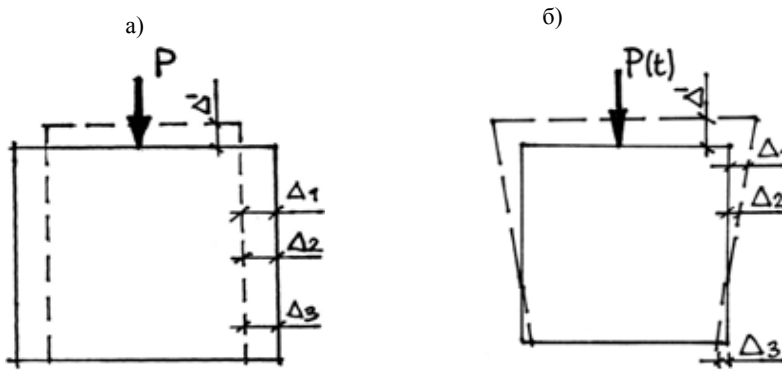


Рис. 2.28. Схема деформаций бетонных образцов при разных способах нагрузок:
а – статическая нагрузка ($\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3$), б – ударная нагрузка в плоскости приложения мгновенной силы $P_{(t)}$ ($\Delta_1 > \Delta_2 > \Delta_3$)

Fig. 2.28. Scheme of the deformations in concrete samples produced under different loading methods: а – static load ($\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3$), б – deformation at a rapid impact load $P_{(t)}$ ($\Delta_1 > \Delta_2 > \Delta_3$)

В моменте статической нагрузки P деформации в образце в каждой его точке являются одинаковыми $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3$. При быстром ударном нагружении $P_{(t)}$ образуются разные деформации величины $\Delta_1 > \Delta_2 > \Delta_3$. Наименьшая величина деформации появляется в противоположной части образца Δ_3 , где бетон сопротивляется разклинивающему действию нагрузки. Такого рода явление, т.е. „эффект обоймы”, привело к образованию микротрещин на участке 0–1, и далее – к их дальнейшему развитию и окончательному разрушению бетона (рис. 2.29д).

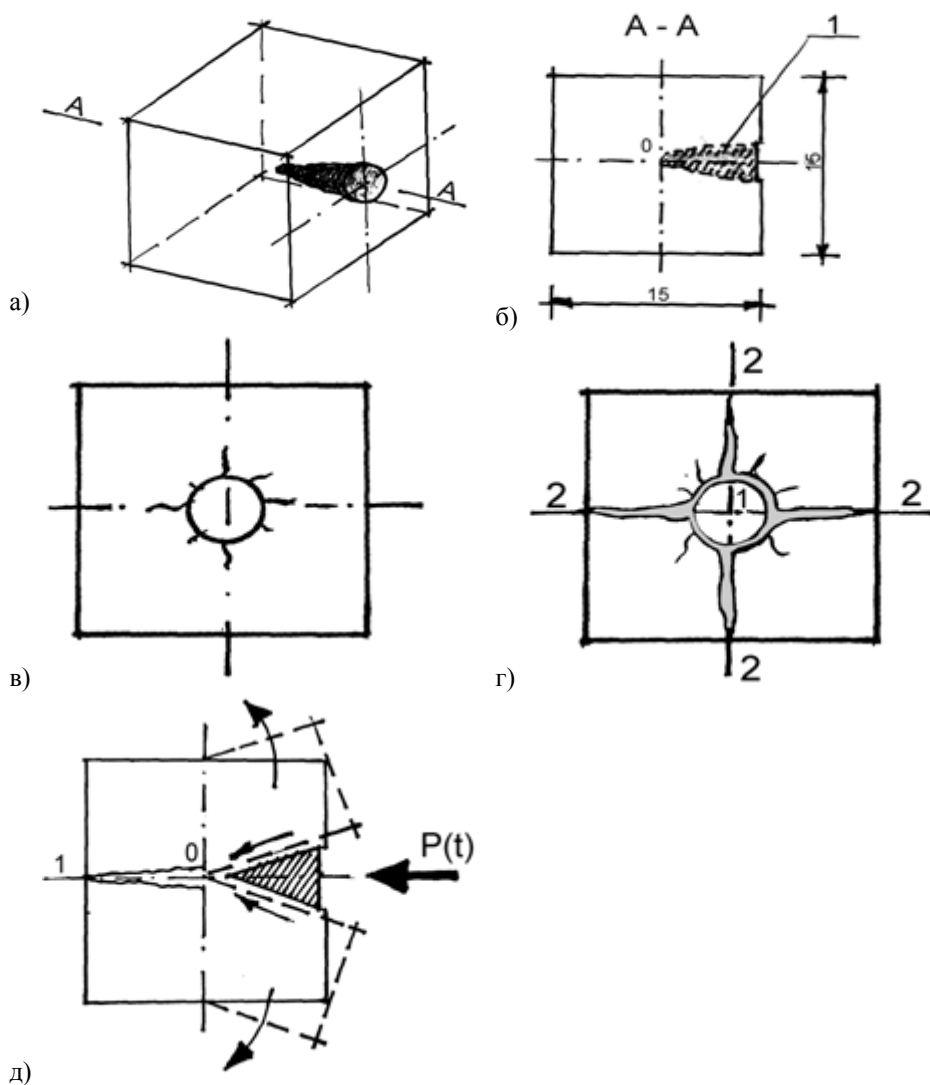


Рис. 2.29. Процесс образования конуса в бетонном образце: а – вид конуса в образце, б – разрез, в – схема разрушения – разрез с боку, г – схема разрушения в плоскости щеки, д – схема разрушения образца – вид с боку

Fig. 2.29. The process of forming a cone in a concrete sample: a – view of a cone view in the sample, b – burst, c – pattern of a destruction – side view, d – pattern of a destruction on the surface, e – pattern of a sample destruction – side view

3. АНАЛИЗ ПРИЧИН И МЕХАНИЗМОВ ОБРАЗОВАНИЯ ВНУТРЕННИХ ПОВЕРХНОСТЕЙ РАЗДЕЛА В БЕТОНЕ

3.1. Анализ структуры бетона как гетерогенного материала

Проведенный ранее обзор литературных данных (раздел 1) показал, что бетоны на органических и неорганических вяжущих с применением плотных и пористых заполнителей продолжают занимать ведущее место в современном строительстве. Накопленный опыт эксплуатации римских [51] и современных бетонов свидетельствует об их достаточно продолжительной способности сохранять свои функциональные свойства в условиях силовых (стационарных и динамических) нагрузок, знакопеременных термических и влажностных воздействиях и их совокупности. В работах [79, 129] отмечается, что бетон можно представить как сложную в структурном и функциональном отношении открытую систему, что предполагает элементы адаптации такой системы при изменяющихся воздействиях среды эксплуатации. При этом отмечается [129, с.4], что "... в качестве общего условия адаптации был принят факт сохранения бетоном строительных конструкций уровня своих потребительских свойств (прочности, деформативности, проницаемости, стойкости) в установленном диапазоне их проектных значений". Достаточно высокая эксплуатационная надежность бетона и железобетона отмечена в работах [5, 47, 53, 68, 132]. При этом отмечается необходимость выбора вида составляющих, их оптимальных соотношений и рациональных технологических приемов в зависимости от условий эксплуатации конструкций.

В последние десятилетия пропагандируется и обосновывается достаточно логичная зависимость конечных свойств материалов от их структуры [16, 55, 94, 97, 107]. В свою очередь структура зависит как от исходного состава, так и от технологических особенностей получения материала и условий их переработки в изделие. Таким образом, структуру материала можно считать основой его существования и сохранения требуемых свойств материала в требуемый период эксплуатации.

В работах [35, 108] отмечается, что при общем определении структуры как совокупности устойчивых связей объекта, обеспечивающих его целостность и тождественность самому себе, достаточно много частных определений, которые относятся к строению конкретных материалов. Как правило, такие определения относятся к достаточно однородным

материалам (металлы, полимеры, керамика, кристаллические и аморфные тела и т.п.). Бетоны, несмотря на большие объемы производства и использование в самых разнообразных объектах строительного назначения, можно считать структурно изученными не в полной мере. В работах [48, 76] предлагается выделять структурные уровни по размерному признаку от субмикроструктур на масштабном уровне продуктов новообразований до субмакроструктур, соизмеримых с масштабом крупных заполнителей. Такой подход позволяет оценить размерный фактор распределения тех или иных структурных составляющих в материале, но не позволяет, по нашему мнению, оценить целостность собственно бетона.

Плодотворной идеей, которая позволяет разрабатывать структурные направления в строительном материаловедении, является идея полиструктурного подхода, предложенная В.И. Соломатовым и разрабатываемая его школой [9, 46, 35, 107, 108, 109, 110]. Согласно полиструктурного подхода материал представляет собой сосуществование множества структур, которые отличаются друг от друга не столько своим масштабом, сколько качественным содержанием. Оправдан полиструктурный подход при представлении материала в виде гетерогенных сред с различной степенью гетерогенности, в виде простых и сложных систем, в виде систем типа "композит в композите" или "структура в структуре". В работах [21, 35, 111] анализ многоуровневой организации структуры бетонов рекомендуется проводить на характерных видах структурных неоднородностей. При этом характерные структурные неоднородности выделяются по сходным механизмам организации структуры. Предлагается выделять следующие структурные неоднородности: – на уровне продуктов новообразований, у которых структура формируется за счет термофлуктуационных эффектов; – на уровне исходного вяжущего, организация структур которых реализуется с участием неуравновешенных сил межчастичных взаимодействий; – на уровне типа "матрица –заполнитель", для которого характерно структурообразование при взаимодействии матричного материала с поверхностью заполнителей; – на уровне образца или конструкции, структура которых включает структурные особенности материала и собственную структуру, которая зависит от геометрических характеристик изделия.

Приведенный краткий обзор представлений о бетоне, его структуре и свойствах в данном разделе был необходим для демонстрации бетона как сложного объекта анализа и для более обоснованного собственного выбора модели бетона, как объекта, способного эксплуатироваться в экстремальных условиях.

Под экстремальными условиями эксплуатации конструкций мы понимаем динамические многократно повторяющиеся нагрузки с различной интенсивностью при знакопеременных температурах и влажности.

Анализ позволяет представить бетон как сложносоставленный полиструктурный материал, организованный по принципу "структура в структуре". Такое представление позволяет выделить характерные для каждой входящей структуры (уровня структурной неоднородности) структурные параметры, которые обеспечивают проявление требуемых свойств и стремление к их сохранению под действием внешних воздействии. Кроме того, полиструктурность предполагает, что формирование сложносоставленных материалов реализуется не одновременно, а происходит поэтапно с определенными закономерностями организации собственных структур на различных уровнях структурных неоднородностей, с последующей их трансформацией и взаимодействием и образованием интегральной структуры готового материала. Таким образом, бетон наследует определенные признаки структуры, которые предопределяют его дальнейшее поведение в эксплуатируемой конструкции. Такое наследственное влияние кинетического процесса становления и взаимодействия структур предполагает не стабилизацию их во времени, а постоянное изменение структурных параметров, адекватно реагирующих на действие среды эксплуатации. Поэтому к наследственным факторам следует отнести и способность бетона к своеобразным актам внутренней реорганизации (самоорганизации, адаптации, приспособляемости). Это дает основание материалы, организованные по типу "структура в структуре", отнести к сложным динамичным системам, отличительным признаком которых является способность изменять внутреннее состояние или реализовать структурную перестройку при сохранении общего уровня своего функционирования (сохранять определенную целеустремленность).

Для этого в бетоне как полиструктурном материале имеется огромный резерв. В. Л. Чернявский [129] показал и обосновал один из механизмов адаптации бетона к изменчивой среде эксплуатации через практически непрекращающиеся процессы гидратообразования и физико-химические явления взаимодействия продуктов гидратации с внешними источниками (жидкими и газообразными). Способность бетонов на неорганических вяжущих постоянно изменять качественный и количественный состав цементирующего вещества в зависимости от среды эксплуатации можно считать важным фактором, определяющим способность материала достаточно длительное время сохранять заданные свойства в агрессивных средах.

В силу того, что бетон рассматривается как материал, организованный по типу "структура в структуре", должны существовать структурные параметры, которые способны воспринимать, перераспределять внешние воздействия между составляющими бетона и его под структурами. При этом сами могут оставаться без изменения или трансформироваться. Особенно это важно при эксплуатации материала в условиях малоциклового нагружения, связанного с динамическими и ударными воздействиями, воздействиями высоких и низких температур. Кратковременные, но интенсивные внешние воздействия не успевают включить механизм адаптации, связанный с восполнением ресурса за счет физико-химических реакций образования продуктов новообразований. Структурным параметрам, которые способны воспринимать деформации от внешних нагрузок (силовых, температурных), перераспределять их между отдельными компонентами и частично гасить, можно отнести поверхности раздела между отдельными компонентами и структурами. В силу того, что поверхности раздела присущи структурам в объеме полиструктурных материалов, то их следует трактовать как внутренние поверхности раздела (ВПР). В общем случае под ВПР понимают:

- границы раздела между матричным материалом и заполнителями;
- границы раздела между структурными блоками (агрегатами, кластерами) на различных уровнях структурных неоднородностей;
- противоположные берега трещин.

Из рассмотрения исключены ВПР на уровне продуктов новообразований и на уровне "сольватный слой-реликтовые зоны зерна цемента". Это связано с тем, что на этих уровнях неоднородностей в значительной степени проявляются адаптационные возможности минеральных вяжущих, описанные в [123]. Как правило, названные структурные неоднородности являются сами источником возникновения объемных деформаций в результате гидратационных процессов (как на начальных, так и на последующих этапах твердения и эксплуатации).

Перечисленные ВПР появляются и развиваются в период получения полиструктурных материалов. В работах [49, 65] поверхности раздела между матрицей и включениями в композиционных материалах делятся на три класса. К первому относят материалы, у которых на границах раздела матричного материала и включений не происходят химические взаимодействия, ко второму – материалы, у которых на границе раздела образуются твердые растворы без образования химических соединений, к третьему – композиты, у которых включения взаимодействуют с материалом матрицы с образованием химических соединений.

При этом отмечается, что прочность поверхности раздела может отличаться от механических характеристик как матрицы, так и включений, что предопределяет прочность и характер разрушения композитов.

Практически отсутствуют данные о влиянии границ раздела между структурными образованиями в матричном материале на свойства материалов. В работах [35, 108] подобные границы раздела трактуются как межкластерные поверхности раздела, способные трансформироваться в технологические трещины. Последние определяют механические и деформативные характеристики цементного камня.

Особенная роль, по нашему мнению, отводится берегам технологических трещин как своеобразных ВПР. Особенность заключается в том, что в отличие от ВПР между структурными блоками матрицы, в которых могут наблюдаться контакты, берега технологических трещин удалены друг от друга. Поэтому они могут воспринимать деформации, которые развиваются в материале, расположенном на противоположных берегах. Деформации могут быть связаны с твердением материала матрицы, а также с изменением влажности и температуры. Как правило, такие деформации распределяются по площади поверхности берегов и вызывают их изменение (обратимые и необратимые), не передавая их на весь материал. Кроме того, технологические трещины, берега которых воспринимают разнонаправленные деформации, прорастают в гетерогенном материале до некоторой своей завершенности. Если предположить, что технологические трещины способны затыкаться на берегах себе подобным трещинам или на других ВПР, то, при действии внешних нагрузок, они должны выступать не в роли классических трещин как источников концентрации напряжений [11, 77], а как статистически ориентированные несплошности в объеме материала. Материал, заключенный в эти несплошности, деформируется, перемещается и, при соприкосновении противоположных берегов, передает нагрузку на соседние блоки. Таким образом, берега технологических трещин, можно представить как ВПР которые способны воспринимать и перераспределять деформации как самого материала, так и связанные с внешними воздействиями.

Формирование структуры гетерогенных материалов, претерпевающих при твердении объемные изменения, неизбежно сопровождается возникновением и развитием остаточных деформаций. Как правило, при исследовании влияния гетерогенности и роли ВПР на свойства материалов, не учитываются остаточные напряжения. По образному выражению Эберт Л. Джи, Райт П. К. [134, с. 65] "это – досадное упущение, обычно ведущее к неправильной интерпретации свойств и поведения композитов.

Остаточные напряжения являются неотъемлемой характеристикой композита, а их отсутствие – скорее исключением, чем правилом". В свою очередь, в многокомпонентных материалах различают локальные и интегральные остаточные деформации [35]. Локальные остаточные деформации возникают на отдельных элементах структурных неоднородностей, а интегральные – и на уровне структурной неоднородности и на уровне полиструктурного материала, оформленного в изделия. Оставшиеся локальные и интегральные поля деформаций в значительной степени должны определять поведение материалов в условиях эксплуатации. Распределение остаточных (начальных, технологических, наследственных) деформаций позволяет оценить состояние структуры материала и способность, наряду с ВПР, воспринимать и перераспределять внешние нагрузки.

Проведенный анализ структуры бетона как гетерогенного полиструктурного материала позволил выделить следующие структурные параметры, которые должны определять его способность сохранять функциональные свойства при эксплуатации в экстремальных условиях:

- локальные и интегральные поля остаточных деформаций, как характеристики состояния отдельных составляющих структур, так и всего поли структурного материала;
- ВПР на границе раздела матрицы и заполнителей;
- ВПР между отдельными структурами на одном уровне структурных неоднородностей и между различными уровнями структурных неоднородностей;
- ВПР как берега технологических трещин;
- технологические трещины.

Кроме того, к структурным параметрам следует отнести распределение пор и капилляров в матрице, количество, вид, качественный состав и ориентирование заполнителей.

Выделенные структурные параметры являются завершающим этапом организации структуры бетона как гетерогенного материала и зависят от исходного состава и технологических условий получения материала, формирования изделий и набора прочности. Поэтому остаточные деформации, технологические трещины и ВПР различных типов, как функции технологического процесса, отнесены к технологическим (остаточным, начальным, наследственным) параметрам структуры. Технологические параметры структуры влияют на формирование свойств и сохранение заданного уровня свойств в требуемый временной период эксплуатации бетонов.

Поэтому важной задачей является анализ механизмов формирования наследственных структурных параметров на различных уровнях структурных неоднородностей полиструктурного материала. Это дает возможность разработать технологические способы и приемы для управления их распределением в структурах с целью сохранения потребительских свойств материала в экстремальных условиях в проектные сроки эксплуатации.

3.2. Анализ механизмов образования внутренних поверхностей раздела в микроструктуре бетонов

Микроструктура бетонов представлена структурной неоднородностью на уровне зерен вяжущего и водой затворения [35, 76, 107, 112, 119]. Анализ процессов, происходящих на этом уровне структурных неоднородностей, целесообразно проводить с позиций физико–химической механики [91]. По мнению Н. Б. Урьева [119] цементно–водные композиции представляют собой высококонцентрированные грубодисперсные системы, в которых высокая концентрация предполагает расстояние между частицами твердой фазы на уровнях ближней или дальней коагуляции, а грубая дисперсность – размер и масса частиц таковы, что не позволяет им участвовать в броуновском движении. Кроме того, в работах [35, 111, 120] предлагается микроструктуру бетонов представлять как высококонцентрированную грубодисперсную лиофобную систему с лиофильной границей раздела фаз. Особенностью дисперсных систем является развитая поверхность раздела между дисперсной фазой и дисперсионной средой. Образование дисперсной системы вызывает, согласно представлениям Гиббса [28], появление избыточной поверхностной энергии, которая зависит от поверхностного натяжения и площади поверхности раздела. Снизить избыточную поверхностную энергию система может путем снижения площади поверхности раздела или за счет снижения поверхностного натяжения. П. А. Ребиндер [91] предложил к лиофобным системам относить системы, которые переходят в более равновесное термодинамическое состояние за счет сокращения межфазной поверхности раздела путем объединения частиц дисперсной фазы в их агрегаты, а к лиофильным – системы, которые переходят в равновесное термодинамическое состояние за счет снижения величины поверхностного натяжения. Так как минеральные вяжущие представляют собой набор зерен с различной скоростью протекания гетерогенных реакций, то на начальных этапах организации структуры дисперсных систем их можно рассматривать как лиофобные. Последующие химические процессы и явления ведут к изменению состояния поверхности зерен

вяжущих, что вызывает необходимость учитывать лиофилизацию границ раздела. В работах [91, 119, 122], на основе анализа термодинамического состояния дисперсных систем, показано, что самопроизвольное сокращение межфазной границы раздела за счет образования агрегатов частиц ведет к структурным изменениям в системе. При этом дисперсная система представляет собой взвесь агрегатов в среде меньшей концентрации, чем исходная. Термодинамический анализ позволяет определить энергетическое состояние системы и ее поведение при стремлении к минимизации избыточной энергии. Механизм образования агрегатов частиц и структурные изменения в системе остаются за рамками описания с позиций термодинамики и статистической физики.

Механические свойства высококонцентрированных дисперсных систем связывают с прочностью индивидуального контакта между частицами и количеством контактов в единице объема [41, 91, 119, 122, 133]. Экспериментальные исследования, особенно для систем с полидисперсными частицами, не всегда удовлетворительно подтверждают предположение расчетных и экспериментальных результатов. Это связано с образованием дискретных структурных блоков в высококонцентрированных дисперсных системах, в которых дисперсионная среда может быть в виде жидкости или газа.

Авторы [9, 21, 23, 35, 107, 108, 112] предлагают описывать механизм организации структур высококонцентрированных грубодисперсных систем с позиций физико–механики с учетом межчастичных взаимодействий. В результате неуравновешенных сил межчастичных взаимодействий каждая частица дисперсной фазы перемещается к структурообразующему центру (или структурообразующей частице) и занимает, тем самым, механическое равновесное состояние. В первично неупорядоченной системе образуются периодически организованные структурные блоки–кластеры. Под кластерами авторы понимают содружество частиц, в котором индивидуальные свойства каждой частицы трансформируются в свойства их содружества.

В работах [35, 107, 112] структурообразование минеральных вяжущих как специфических дисперсных систем рассматривается как процесс самоорганизации, при котором образуются новые структурные параметры. К таким параметрам отнесены межкластерные поверхности раздела различного масштабного уровня, которые определяются кластер–кластерными взаимодействиями [105] и дискретные структуры на уровне продуктов новообразований.

Особый интерес для нашего анализа. представляет механизм образования и характер распределения межкластерных поверхностей раздела. В работе [23] под межкластерной поверхностью раздела

понимаются границы раздела, через которые кластерные структуры взаимодействуют друг с другом. Общая протяженность, форма и рельеф поверхности межкластерных поверхностей раздела зависят от качественного и количественного составов исходных частиц дисперсной фазы. Показано, что изменяя природу, количество и дисперсность минеральных наполнителей, можно изменять объем и форму кластеров различного уровня и, тем самым, протяженность межкластерных поверхностей раздела. Кроме того, определены условия, при которых межкластерные поверхности раздела способны превратиться в трещины, что, после завершения основных этапов организации микроструктуры, определяет поврежденность цементного камня технологическими трещинами. Анализ картины распределения трещин на поверхностях материалов различной природы и масштабного уровня [35, 96, 108, 118, 130] позволил установить, что трещины распределены достаточно равномерно с определенным поверхностным "рисунком". По мнению М. А. Садовского [43], дискретное строение присуще всем материальным объектам и подчиняется общим закономерностям распределения вещества в Природе (от уровня элементарных частиц до уровня Вселенной).

Проведенный анализ показал, что в микроструктуре бетона на этапах ее спонтанной организации, образуются дискретные структурные элементы с развитой сетью межкластерных поверхностей раздела. Последние способны прорасти до трещин, соизмеримых с характерной структурной неоднородностью, и определять поврежденность готового материала технологическими дефектами.

В разделе 3.1. границы раздела между отдельными структурами на одном уровне структурной неоднородности и между различными уровнями структурных неоднородностей отнесены и ВПР. В силу того, что организация микроструктуры бетонов как высококонцентрированной грубодисперсной системы связана с образованием кластеров различного масштабного уровня, то в ней присутствуют межкластерные поверхности раздела между кластерами одного размера и поверхности раздела между структурными образованиями типа "кластер в кластере" или "структура в структуре". На каждом уровне кластерных взаимодействий будут возникать межкластерные поверхности раздела определенных протяженности и приведенной ширины раскрытия.

Межкластерные поверхности раздела следует, по нашему мнению, рассматривать как ВПР в микроструктуре бетона. Это можно обосновать следующим:

- межкластерные поверхности раздела начинают образовываться сразу при образовании высококонцентрированной дисперсной системы;

- продукты новообразований, за счет диффузионного массопереноса, будут концентрироваться в межчастичных контактах [49] внутри кластерных структур, что уменьшает вероятность заполнения ими объемов между соседними агрегатами;
- объемные деформации, которые сопровождают гидратацию зерен вяжущего внутри структурных блоков, проявляясь на межкластерных поверхностях раздела, вызывают индивидуальное изменение каждого кластера, что ведет к неодинаковым явлениям формоизменения противоположных границ раздела;
- кластер–кластерные взаимодействия способствуют развитию сдвиговых деформаций по межкластерным поверхностям раздела, что сохраняет их устойчивость в микроструктуре;
- на поверхности структурных агрегатов, как и на поверхности любого твердого тела, проявляется совокупность поверхностных явлений, обусловленных особыми свойствами тонких слоев вещества на границе раздела, отличными от свойств вещества в объеме;
- межкластерные поверхности раздела, являясь характерными структурными элементами микроструктуры, определяют гетерогенность затвердевших материалов и, при их трансформации в трещины, его поврежденность технологическими трещинами.

Анализ распределения ВПР в цементном камне проводили по методике, описанной в [35]. для этого на основе цемента М400 цементного завода формовались образцы–балочки размером 0.04x0.04x0.16м.

При этом применялись цементно–водные композиции с $W/C=0.27$ и $W/C=0.34$. Изменение начального W/C позволяло изменять условия организации структуры за счет изменения начального межчастичного расстояния. После твердения в течение 28 суток в нормальных условиях часть образцов (по три образца для каждого состава) высушивались до постоянной массы, после чего определялся рисунок поверхностных трещин. Часть образцов испытывали для определения прочности на растяжение при изгибе $R_{рн}$ и прочности при сжатии f_c . На рис. 3.1 представлены результаты определения характера поверхностных трещин и прочностных свойств.

В зависимости от W/C изменяется “рисунок” поверхностных трещин – с увеличением W/C увеличивается количество трещин на поверхности образцов. Анализ показывает, что изменение начальных условий организации структуры ведет к изменению размеров структурных блоков без изменения характера распределения трещин.

При анализе распределения поверхностных трещин можно выделить трещины, которые замыкаются друг на друге (трещины 2, рис. 3.1) и трещины, незавершенные в своем развитии (трещины 3, 4, рис. 3.1). Трещины незавершенные в своем развитии можно разделить на трещины внутри структурных блоков и на трещины, разделяющие структурные блоки.

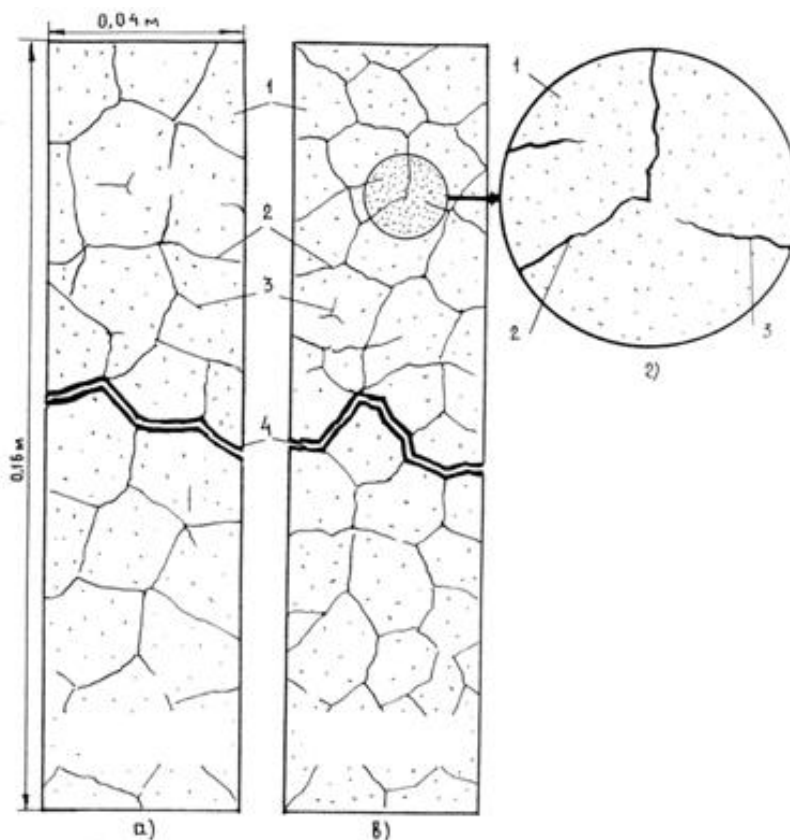


Рис. 3.1. Характер распределения технологических трещин на поверхности образцов из цементного камня: а – $W/C = 0,27$, в – $W/C = 0,34$, г – фрагмент поверхности, 1 – структурные блоки, 2 – межкластерные поверхности, 3 – технологические трещины, незавершенные в своем развитии, 4 – поверхность разрушения

Fig. 3.1. The image of the technological cracks on the surface of the cement paste samples: а – $W/C = 0,27$, в – $W/C = 0,34$, с – fragment of surface, 1 – structural blocks, 2 – inter-cluster surfaces, 3 – technological cracks created independently of the blocks-clusters, 4 – surface of destruction

Трещины, которые замыкаются друг на друге, не следует, по нашему мнению, относить собственно к трещинам, роль которых заключается в концентрации напряжений у своего устья [11, 77].

Их следует рассматривать как поверхности раздела, способные воспринимать и перераспределять деформации между структурными блоками, возникающими как в результате объемных изменений внутри блоков, так и при действии на материал внешних нагрузок. Кроме того, поверхности раздела представляют собой модифицированный слой материала, отличающийся по своим свойствам от свойств материала в объеме кластерных структур. ВПР с модифицированным слоем пронизывают весь объем цементного камня, определяя тем самым его гетерогенность и, следовательно, физико–механические свойства. Связный рисунок ВПР предполагает, что, в первую очередь, внутренний массоперенос будет реализовываться через полости и несплошности, расположенные между противоположными берегами.

Такой внутренний массоперенос следует рассматривать как локальное изменение плотности материала и создание в нем локальных деформаций. Данные, приведенные в [35, 108], свидетельствуют, что ВПР предопределяют характер разрушения материала при действии силовых нагрузок. Таким образом, трещины, которые замыкаются друг на друге, следует рассматривать как ВПР, роль которых заключается в следующем: в локализации процессов внутреннего массопереноса и локализации спонтанных внутренних деформаций; перераспределении деформаций (внутренних и внешних) между структурными блоками; в модифицировании свойств материала за счет изменения свойств поверхностного слоя; перераспределении характера развития (микротраектория и площадь поверхности) эксплуатационных трещин

Трещины, незавершенные в своем развитии, следует рассматривать как собственно трещины, роль которых заключается в концентрации напряжений у своего устья. Берега трещин, как ВПР, воспринимают деформации, связанные как с объемными изменениями кластерных структур, так и с внешними нагрузками. Микроизвилистый рельеф, индивидуальный для каждого берега, предполагает, что независимо от уменьшения или увеличения объема структурных блоков, в устье трещины будут концентрироваться деформации растяжения. В работе [35] достаточно подробно рассмотрены механизмы предполагаемого роста технологических трещин в условиях малоциклового усталости. При этом траектория развития таких трещин должна совпадать с ориентированием межкластерных поверхностей раздела.

При подрастании технологических трещин до пересечения с берегами других трещин они автоматически теряют функции собственно трещин и переходят в ранг описанных ранее ВПР.

Технологические трещины, расположенные внутри структур, организованных по типу "кластер в кластере", можно представить как незавершенную в своем развитии межкластерную поверхность раздела. Поэтому деформации сложносоставленного кластерного блока, связанные с внутренними или внешними воздействиями, ведут к развитию внутрискруктурных технологических трещин. Траектория их развития и протяженности определяются формой и размером входящих структурных блоков. При этом следует отметить, что концентрация напряжений, которую вызывают внутрискруктурные трещины, локализованные в дискретном объеме кластеров, более высокого масштабного уровня.

Технологические трещины и ВПР являются структурными параметрами микроструктуры бетона. Они способны трансформироваться при действии на материал силовых (стационарных, динамических и ударных) нагрузок и нагрузок, связанных с температурно-влажностными градиентами. Под трансформацией понимается способность образовывать дополнительные поверхности при развитии технологических трещин, рассеивать энергию на ВПР, изменять гетерогенность материала под действием эксплуатационных нагрузок. Это ведет к постоянным структурным изменениям, связанным с явлениями самоорганизации, что способствует сохранению функциональных свойств материала в конструкциях, эксплуатируемых в экстремальных условиях. Сохранение свойств, по нашему мнению, будет происходить до периода слияния технологических трещин в магистральную и необратимого роста магистральной трещины, как принципиально нового структурного параметра.

Проведенный анализ механизмов спонтанного структурообразования позволил предложить модель микроструктуры бетона, рис. 3.2.

Предложенная модель включает структурные блоки, организованные по типу "кластер в кластере" или "структура в структуре", и ВПР, которые представлены межкластерными поверхностями раздела и берегами технологических трещин с различным характером распределения. Кроме того, модель предполагает, что на ВПР присутствует слой модифицированного материала, а в объеме дискретных структур распределены поры и капилляры.

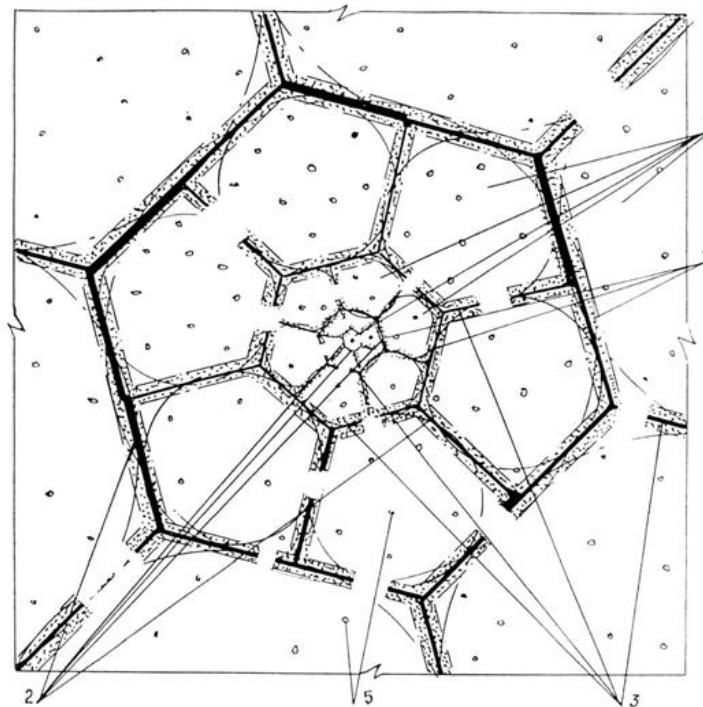


Рис. 3.2. Модель микроструктуры бетона: 1 – структурные блоки, организованные по типу „кластер в кластере”, 2 – межкластерные поверхности раздела (ВПР), 3 – технологические трещины, 4 – модифицированный слой на ВПР и берегах трещин, 5 – поры и капилляры

Fig. 3.2. The model of a concrete microstructure: 1 – structural blocks, in a "cluster-cluster" system, 2 – separation surfaces between clusters (ITZ), 3 – technological cracks, 4 – modified ring on the ITZ and the edges of cracks, 5 – pores and capillaries

Введение в модель микроструктуры ВПР различных типов предполагает, что эксплуатационные нагрузки будут восприниматься и распределяться через ВПР. Сложноорганизованный материал с развитой ВПР под действием подводимой энергии способен самопроизвольно изменять отдельные структурные параметры и, в зависимости от вида и продолжительности внешних воздействий, реализовывать или включать тот или иной механизм адаптации (от диссипации энергии на ВПР до продолжительных процессов внутреннего диффузионного массопереноса и протекания физико-химических процессов гидратации реликтовых объемов зерен вяжущего). В силу того, что ВПР является функцией исходного состава и условий формирования структуры, то, в зависимости от условий эксплуатации строительных конструкций, следует назначать составы микроструктуры с требуемым характером ВПР.

3.3. Механизмы формирования ВПР при взаимодействии матричного материала с заполнителями

Макроструктура бетонов на плотных и пористых заполнителях представлена структурной неоднородностью типа "матрица – заполнители" [35, 111]. Под матричным материалом понимают растворную часть при использовании крупных заполнителей и цементный камень – для растворов. По мнению [35], к заполнителям относят дискретные частицы произвольной формы, агрегатного состояния и поверхностной активности, размер которых вызывает появление деформаций и напряжений в окружающем матричном материале. Можно выделить несколько признаков, которые отличают бетоны от других матричных композиционных материалов. К ним можно отнести высокое объемное содержание крупных и мелких заполнителей (до 80% по объему) и образование ВПР одновременно с получением бетонной смеси.

Таким образом, рассматривать механизмы формирования макроструктуры бетонов следует с учетом взаимодействия матричного материала по границам его раздела с заполнителями.

В работах [2, 31, 43, 47, 54, 79, 85, 131] отмечается влияние свойств заполнителей на свойства бетона. При этом предлагаются различные модели макроструктуры бетона, учитывающие объемную концентрацию заполнителей, их форму, соотношение деформативных и прочностных характеристик растворной части и заполнителей. В некоторых моделях предлагается вводить еще один структурный параметр – модифицированный слой определенной толщины на границах раздела растворной части и заполнителей. При этом свойства материала этого слоя отличаются от свойств других составляющих. Предложены аналитические зависимости расчета деформативных и прочностных характеристик бетонов, основанные на правилах смеси или на сохранении законов аддитивности. Как правило, расчетные значения и экспериментальные результаты далеки от удовлетворительной сходимости.

Многие авторы [17, 21, 36, 35, 37, 58, 103, 108, 111, 131, 133], при рассмотрении механизмов формирования структуры бетонов с использованием плотных и пористых заполнителей, отмечают достаточно активную роль заполнителей в создании в окружающем растворе напряжений различного знака, что может служить предпосылкой формирования остаточных напряжений. Особенная роль пористых заполнителей в структурообразовании матричного материала подчеркивается в работах [21, 23, 32, 35, 58, 65, 98, 132].

Анализ механизмов распределения деформаций и напряжений, при уменьшении объема растворной части при твердении и при эксплуатации, позволил заключить, что в растворной части могут возникнуть несплошности в виде трещин. Предложенная Лермитом [60] методика оценки трещиностойкости твердеющих цементных композиций и растворов, основана на поведении модели бетона с единичным включением. Следует отметить, что данная методика предполагает обязательное нарушение целостности кольца из матричного материала. Трещиностойкость оценивается сравнением сроков, при которых произойдет разрыв кольца из материалов различного качественного и количественного составов.

Анализ механизмов формирования макроструктуры бетонов как матричных композитов, проведенный на моделях структурных ячеек бетонов различными методами [98] показал, что в твердеющем матричном материале возникают градиенты деформаций по величине и направлению. Распределение деформаций и их градиентов зависят от геометрических характеристик макроструктуры, количества, фракционного состава и ориентирования заполнителей. При одинаковых геометрических характеристиках распределение деформаций определяется соотношением адгезионно–когезионных сил связи на границе раздела. Авторы отмечают, что под действием градиентом деформаций и в зависимости от уровня связи на границах раздела, последние могут изменять свою форму. Явления формоизменения инициируют локализацию деформаций сдвига, что может быть причиной зарождения технологических трещин.

Проведенный анализ макроструктуры бетона и механизмов ее формирования позволяет заключить, что в бетоне, как матричном композиционном материале, все компоненты несут ответственность при формировании структуры и служебных свойств готового материала. Как отмечалось ранее, отличительной характеристикой бетонов можно считать образование ВПР одновременно с образованием бетонных смесей. Таким образом, общая площадь поверхности ВПР с учетом рельефа заполнителей, сами заполнители и матричный материал можно считать исходными данными, которые определяют последующие процессы их взаимодействия. В работах [95] в качестве моделей структурной ячейки бетона приняты плоские модели, в которых заполнители представлены в виде дисков, цилиндров или квадратов.

Применение таких заполнителей позволяет получать информацию об интегральных процессах, протекающих на уровне выделенной структурной группы. В тоже время, не исключены ситуации, при которых возникают и развиваются локальные градиенты деформаций, причиной которых может быть форма и рельеф поверхности заполнителей.

В работе [98] на качественном уровне показано объективное существование остаточных микродеформаций.

В наших исследованиях анализ проводили графоаналитическим методом [98]. При анализе плоских моделей структурных ячеек бетонов форма заполнителей принята в виде квадрата. Приведенное расстояние между заполнителями h при различном их ориентировании принято $h=0.2R$, где R приведенный радиус (рис. 3.3а).

Анализ проводили для случая, при котором величина адгезии, R_a , матричного материала к поверхности заполнителей меньше его когезионной прочности, R_k , $R_a < R_k$.

Изменение формы заполнителя изменяет распределение деформаций в матричном материале (рис. 3.3.б, в).

Сравнение модели с заполнителями в форме квадрата (рис. 3.3.в) сравнивалось с распределением деформаций в модели с заполнителями в форме диска (рис. 3.2.б), приведенные в работе [98, с. 59].

Анализ показал, что при изменении формы заполнителя изменяется характер распределения деформаций отвердевшего матричного материала. Особенно заметно влияние формы заполнителей на градиенты деформаций при изменении ориентирования заполнителей друг относительно друга (рис. 3.4).

Нарушение симметрии в макроструктуре за счет изменения ориентирования заполнителей в форме квадрата вызывает несимметричное распределение собственных деформаций на уровне структурной неоднородности (рис. 3.5).

Распределение собственных деформаций и их градиентов в твердеющем матричном композите зависит от количества заполнителей, что определяет расстояние между ними, формы заполнителей и их ориентирования друг относительно друга. Влияние формы и взаимной ориентации заполнителей столь существенны, что это может привести к изменению характера распределения технологических деформаций в каждой структурно повторяющейся ячейке. Структурная ячейка включает в себя группу заполнителей, определенным образом распределенных в матричном материале. Предполагается, что характеристики ячеек инвариантны, что обеспечивает инвариантность свойств, включая распределения собственных деформаций матричного материала. Поэтому бетон, как грубогетерогенный матричный композит, представляется, как правило, в виде набора одинаковых по свойствам и параметрам структурных ячеек.

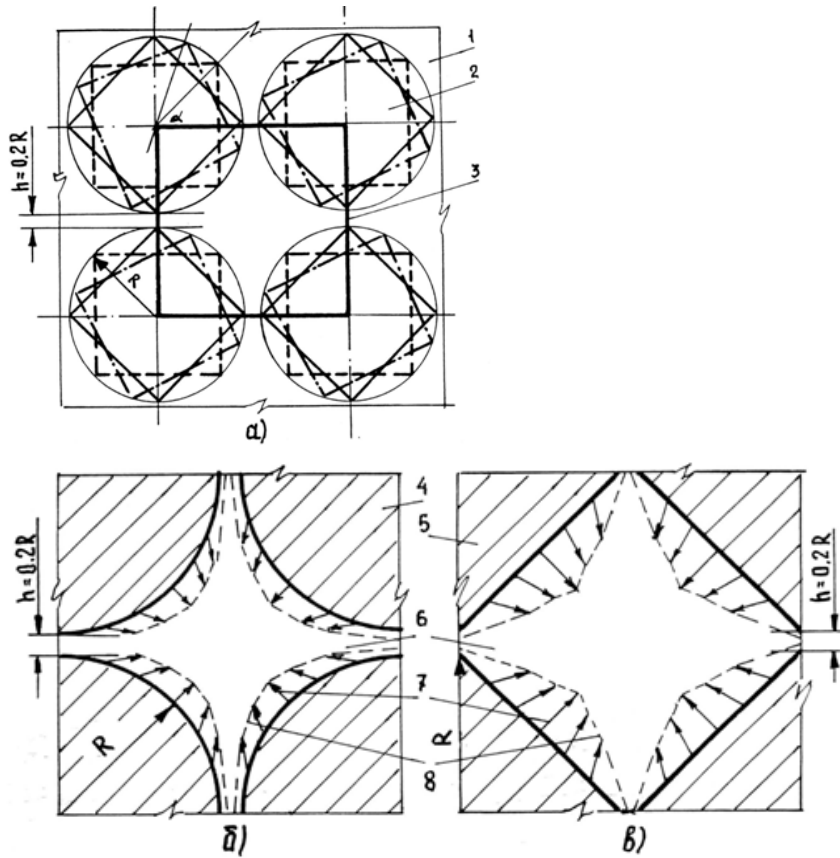


Рис. 3.3. Влияние формы заполнителя на распределение усадочных деформаций в матрице: а – геометрические характеристики модели структурной ячейки бетона, б – модель с заполнителями в форме круга, в – модель с квадратными заполнителями. 1 – матрица, 2 – заполнители, 3 – элементарная структурная ячейка, 4 – заполнители в форме круга, 5 – заполнители в форме квадрата, 6 – матрица, 7 – направление деформаций, 8 – эпюра деформаций

Fig. 3.3. Influence of the shape of the aggregate grain on the shrinkage deformation in the matrix: а – geometric model of a separated unit of concrete, б – aggregate model in a wheel shape, в – model with square shape of aggregate. 1 – matrix, 2 – aggregate, 3 – elementary structural unit of concrete, 4 – aggregate grain in a wheel shape, 5 – aggregate grains in a square shape, 6 – matrix, 7 – direction of deformation, 8 – graph of deformation

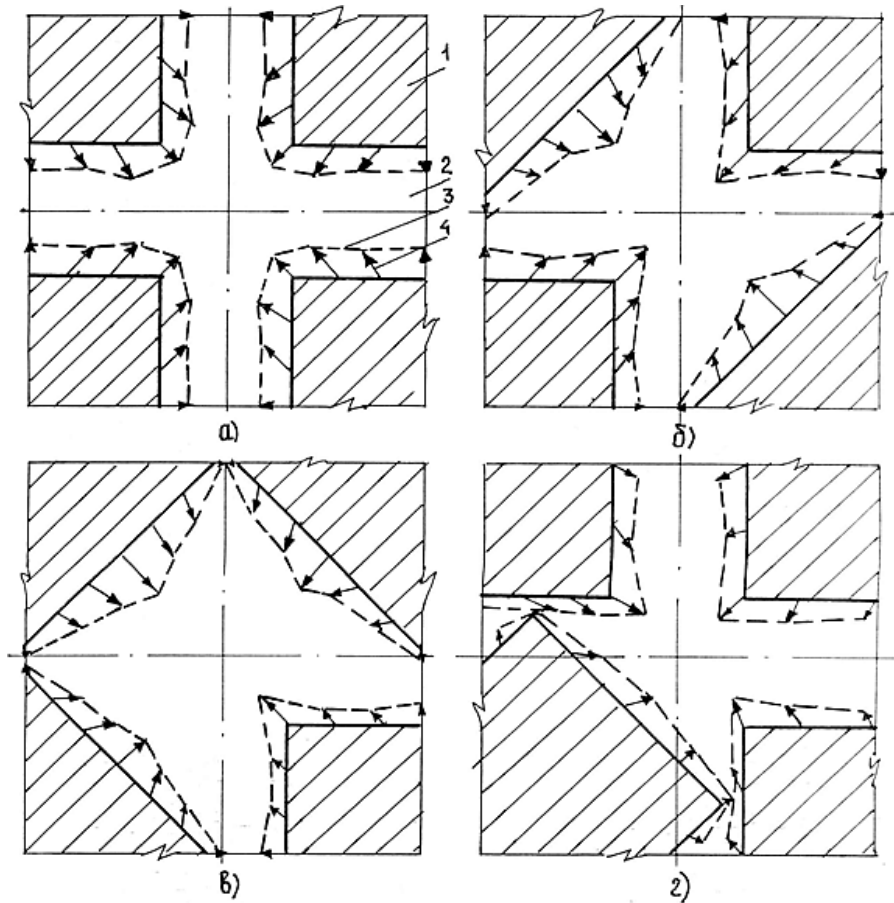


Рис. 3.4. Влияние ориентирования заполнителей на распределение усадочных деформаций: а, б, в, г – способы ориентирования заполнителей, 1 – заполнитель, 2 – матрица, 3 – эпюры деформаций, 4 – направление деформаций

Fig. 3.4. Influence of a aggregate layout on a shrinkage deformation: a, b, c, d – methods of laying aggregate grains, 1 – aggregate, 2 – matrix, 3 – graph of a strain, 4 – direction of a strain

Поэтому принятые модели макроструктуры включают заполнители одинаковой формы. Выявленные закономерности с применением одного заполнителя или группы автоматически переносились на всю систему. Наш анализ показал, что в случае изменения ориентирования заполнителей, форма которых отличается от круга для плоских моделей (шара для пространственных моделей) изменяется характер распределения собственных деформации в твердеющем матричном материале.

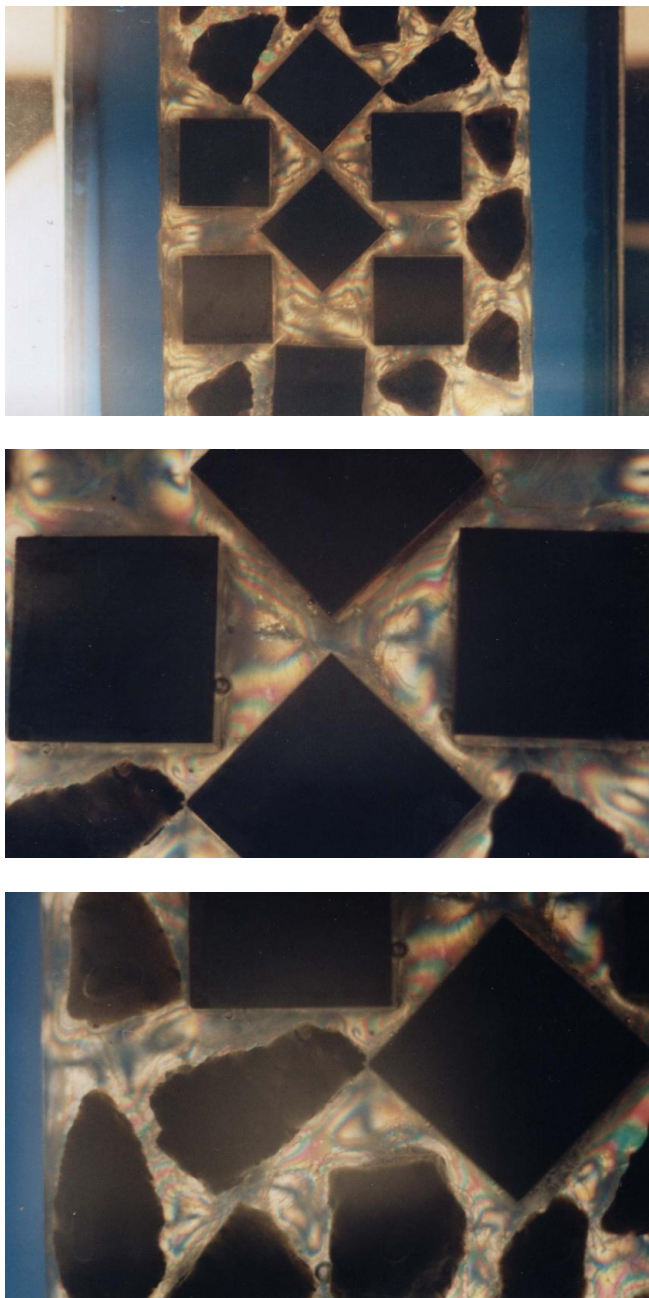


Рис. 3.5. Характер распределения остаточных деформаций в моделях структуры бетона

Fig. 3.5. View of the distribution of the final deformations in models of a concrete's structure

Это ведет к индивидуальным особенностям формирования макроструктуры бетона как набора структурных ячеек. Еще больше проявляется индивидуальность каждой структурной ячейки в случаях изменения уровня адгезии матричного материала к заполнителям и в случае изменения рельефа поверхности заполнителей.

На рис. 3.6 представлены интегральные и локальные деформации, возникающие при твердении матричного материала, для случая $R_a < R_k$.

Как на уровне структурной ячейки, так и на уровне ВПР возникают градиенты деформаций по величине и направлению. Интегральные деформации распределены достаточно равномерно по сравнению с локальными деформациями на ВПР. Изменение рельефа поверхности каждого заполнителя вызывает изменение локальных деформаций. Обращает на себя внимание разнонаправленность деформаций на микронеровностях поверхности.

Для подтверждения индивидуального формирования каждой структурной ячейки и существования в каждой из них интегральных и локальных достаточных деформаций были изготовлены физические модели бетона с заполнителем в виде гравия и дробленного гранитного щебня. В качестве матричного материала использовали эпоксидную смолу типа ЭД-16 (отвердители ПЭПА, соотношение 10:1 по объему), которая обладает оптической анизотропией. Применение методов фотоупругости позволяет получить качественную картину распределения остаточных деформаций на уровне структурных ячеек бетона.

Картины распределения остаточных деформаций в моделях бетона на гравии и щебне представлены на рис. 3.7.

Анализ показал, что вне зависимости от вида заполнителя в каждой выделенной структурной ячейке присутствуют интегральные и локальные поля остаточных деформаций. В моделях с применением в качестве заполнителя гравия, поля интегральных деформаций распределены более равномерно по сравнению с заполнителями неправильной формы. Микрорельеф заполнителей воздает локальные поля остаточных деформаций.

Проведенный анализ позволяет сделать вывод, что в бетоне как грубогетерогенном матричном композите в результате взаимодействия твердеющего матричного материала с заполнителями произвольной формы и ориентирования на уровне макроструктуры возникают и развиваются остаточные неравномерно распределенные интегральные и локальные деформации. Характер распределения деформаций и их градиентов зависят от ВПР между матрицей и заполнителями, которая образуется в момент получения бетонной смеси.

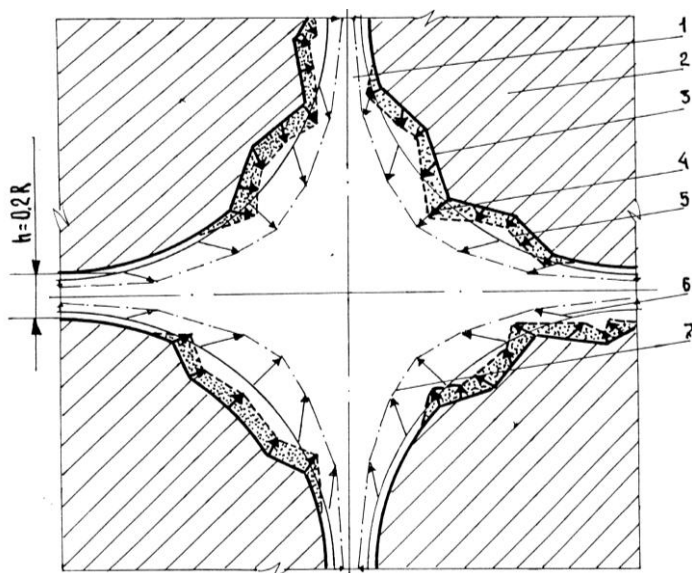


Рис. 3.6. Влияние рельефа поверхности заполнителей на характер распределения усадочных деформаций: 1 – матрица, 2 – заполнители, 3 – рельеф поверхностей заполнителей, 4 – направление локальных деформаций, 5 – эпюры локальных деформаций, 6 – направление интегральных деформаций, 7 – эпюра интегральных деформаций

Fig. 3.6. Influence of the relief of the aggregate surface on the character of the shrinkage deformation [35, 36]: 1 – aggregate, 2 – separation surface, 3 – new separation surface, 4 – deformation of a old ITZ, 5 – deformation of a new ITZ, 6 – direction of the new deformation

Характер распределения остаточных деформаций определяет состояние макроструктур бетона и, тем самым, ее способность воспринимать и перераспределять деформации, возникающие под действием эксплуатационных нагрузок.

Градиенты собственных деформаций в твердеющем матричном материале могут привести к зарождению и развитию технологических трещин. В работах [98] под технологическими трещинами понимают трещины, которые возникают в материале в периоды его получения и технологической переработки в изделия и которые присутствуют в структуре материала до приложения к нему эксплуатационных нагрузок.

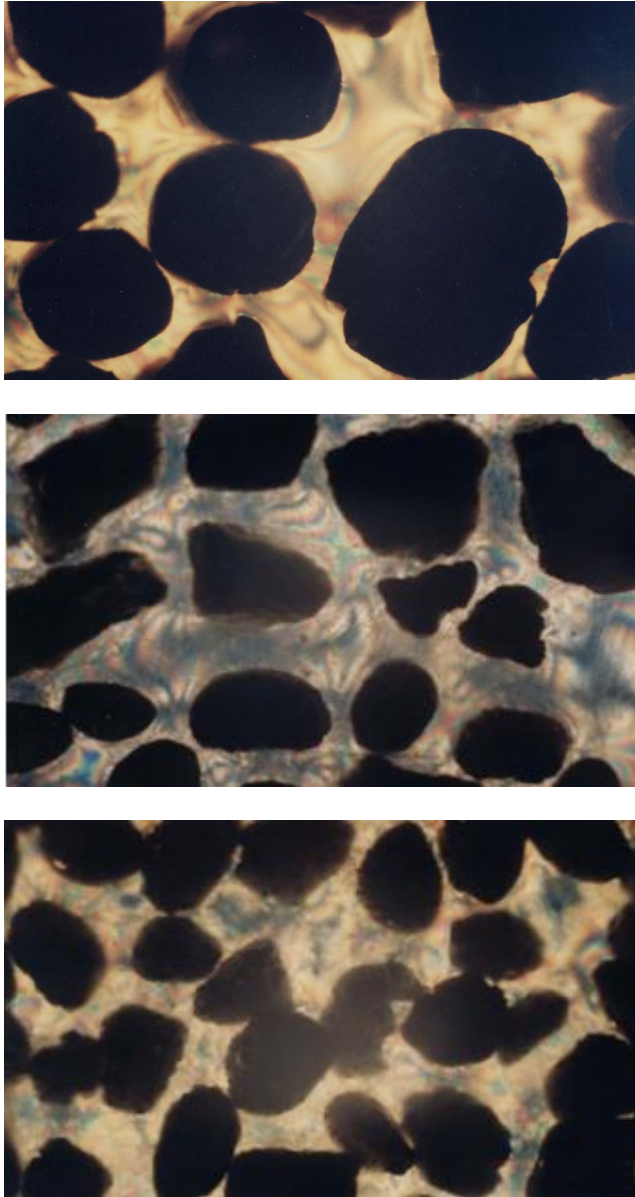


Рис. 3.7. Характер распределения остаточных деформаций в моделях бетона:
а – заполнитель в виде гравия, б – заполнитель–щебень, в – распределение
локальных и интегральных деформаций

Fig. 3.7. View of the distribution of the final deformations in the models of a concrete's
structure: а – rounded aggregate, б – broken stone, в – distribution of the local
and total deformations

В разделе 3.2 показан возможный механизм зарождения и развития технологических трещин в микроструктуре бетона с определенным характером их распределения. В работах [23, 35, 98] показано, что основной причиной образования технологических трещин на уровне структурной неоднородности типа "матрица – заполнители" являются градиенты объемных деформаций, возникающих при взаимодействии твердеющего матричного материала с заполнителями. В свою очередь, градиенты деформаций определяются количеством заполнителей и их ориентированием (геометрическими параметрами макроструктуры) и соотношением адгезионной и когезионной прочностей на ВПР. Наши исследования позволяют к перечисленным факторам, добавить форму заполнителей и рельеф их поверхностей. Форма заполнителей и их ориентирование ведут к индивидуальному формированию каждой структурной ячейки, в которой индивидуальное состояние усиливается несхожестью рельефов поверхности заполнителей. Локальные деформации могут также служить источником зарождения трещин и определять место появления несплошности.

Дальнейшее укрупнение трещин происходит под действием градиентов интегральных деформаций. Можно заключить, что причинами зарождения и развития технологических трещин являются градиенты интегральных и локальных деформаций, которые зависят от геометрических характеристик макроструктуры – количества, формы, ориентирования и рельефа поверхности заполнителей.

К важным факторам, определяющим характер распределения трещин в макроструктуре, относят [98] уровень адгезионных связей между матрицей и заполнителями. Многие исследователи [21, 23, 35, 108] отмечают влияние адгезии растворной части к заполнителям на прочностные и деформативные характеристики. Предлагаются технологические способы изменения состояния поверхности заполнителей, которые позволяют изменять взаимовлияние на формирование ВПР [23]. В общем случае предлагается [98] при случае соотношения адгезионной и когезионной прочностей ($R_a < R_k$; $R_a > R_k$; $R_a = R_k$), от которых зависят механизм зарождения и характер распределения технологических трещин.

Принимая как факт наличие технологических трещин в бетоне, в наших опытах проводился анализ шлифов бетона с целью обнаружения и изучения характера распределения трещин в обычном тяжелом бетоне М300. Состав бетона: Ц = 320кг/м³; Щ = 1362кг/м³; П = 583кг/м³; W/C = 0,5.

При анализе исходили из предположения, что в случае изменения обычных мытых крупных и мелких заполнителей реализуется избирательный характер адгезии матричного материала к заполнителям, характерный при $R_a=R_k$. На фотографиях шлифов бетона крупные и мелкие заполнители и трещины пропускают проходящий свет. Цементный камень представлен темной, не пропускающей свет массой (рис. 3.8).

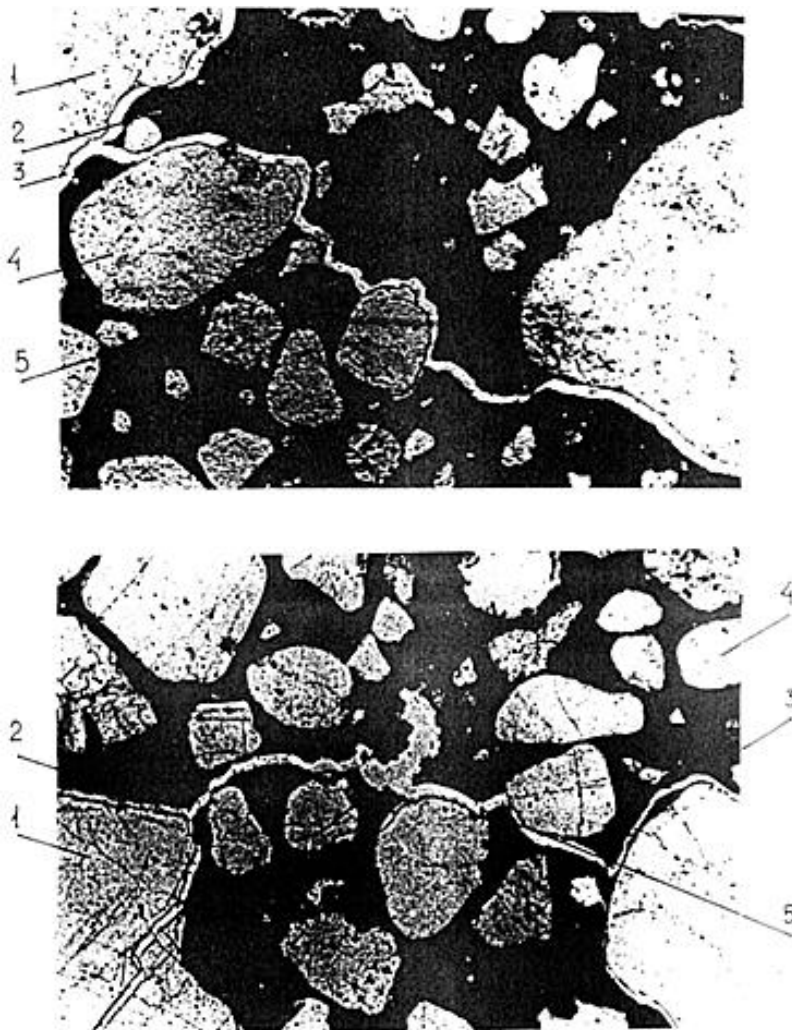


Рис. 3.8. Характер распределения структурных элементов в бетоне: 1 – крупный заполнитель, 2 – матрица, 3 – ВПР, 4 – мелкий заполнитель, 5 – технологическая трещина

Fig. 3.8. Placement of the structural elements in concrete: 1 – coarse aggregate, 2 – matrix, 3 – ITZ, 4 – fine aggregate, 5 – technological crack

Анализ показал, что на уровне макроструктуры присутствуют трещины сцепления (ТС) на границе раздела матричного материала с крупными и мелкими заполнителями; трещины, которые начинаются от трещин сцепления и развиваются в растворную часть (ТР), трещины в матрице, которые развиваются между заполнителями (ТМ) (рис. 3.9). На фотографиях выделены участки с изменением рельефа заполнителей, на которых возникают и развиваются технологические трещины (рис. 3.5, 3.6.), что может быть подтверждением влияния локальных градиентов деформаций на появление технологических трещин.

Сравнение характера распределения трещин вокруг крупных и мелких заполнителей показало правильность утверждения, что процессы на уровне “растворная часть – крупные заполнители” и “цементный камень – мелкие заполнители” качественно сходны (рис. 3.9а.б), на фотографии (рис. 3.9) видно, что ширина раскрытия трещин в цементном камне, которые возникли под действием мелких заполнителей в 5...10 раз меньше по сравнению с шириной раскрытия трещин в растворной части.

Можно выделить трещины в матричном материале, которые начинают развиваться и заканчивают свое развитие на берегах других трещин. Присутствуют трещины, незавершенные в своем развитии, как на уровне растворной части, так и на уровне цементного камня. Независимо от уровня трещин в матричном материале характерно их развитие по микроизвилистым траекториям. В растворной части при встрече трещины этого уровня с мелкими заполнителями она их огибает.

По аналогии с распределением трещин в микроструктуре, в макроструктуре трещины незавершенные в своем развитии можно отнести к технологическим трещинам, а трещины, которые замыкаются на берегах других трещин следует классифицировать как ВПР.

Проведенные исследования механизмов формирования макроструктуры бетонов показали, что причинами зарождения и развития несплошностей в твердеющем матричном материале, которые вырождаются в ВПР или технологические трещины являются градиенты деформаций, зависящие от:

- геометрических особенностей макроструктуры, которые выражаются через количество, форму, ориентирование и рельеф поверхности крупных и мелких заполнителей; адгезионно – когезионных сил связи на границе раздела твердеющего матричного материала и заполнителей.

В макроструктуре бетонов можно выделить характерные типы ВПР и технологических трещин:

- трещины сцепления, которые могут происходить по всей поверхности заполнителей и которые можно представить как ВПР и трещины сцепления, которые проходят только по отдельным участкам поверхности;
- трещины в матричном материале, которые начинают свое развитие с берегов трещин сцепления (ВПР) и развиваются в периферийные области матрицы (в случае, если они замыкаются на берегах других трещин, их следует трактовать как ВПР);
- трещины в матричном материале, которые появляются между рядом расположенными заполнителями и которые могут замыкаться на берегах других трещин (ВПР) или быть незавершенными в своем развитии.

Суммарные количества ВПР и технологических трещин определяют гетерогенность макроструктуры и, в зависимости от внешних воздействий, ее способность воспринимать и перераспределять возникающие возмущения без изменения своего функционального назначения. Наличие технологических трещин, незавершенных в своем развитии и поля остаточных деформаций создают предпосылки внутреннего комфортного переустройства с переходом от трещины как концентратора напряжений к ВПР как диссипатора энергии с сохранением заданных свойств в требуемом диапазоне.

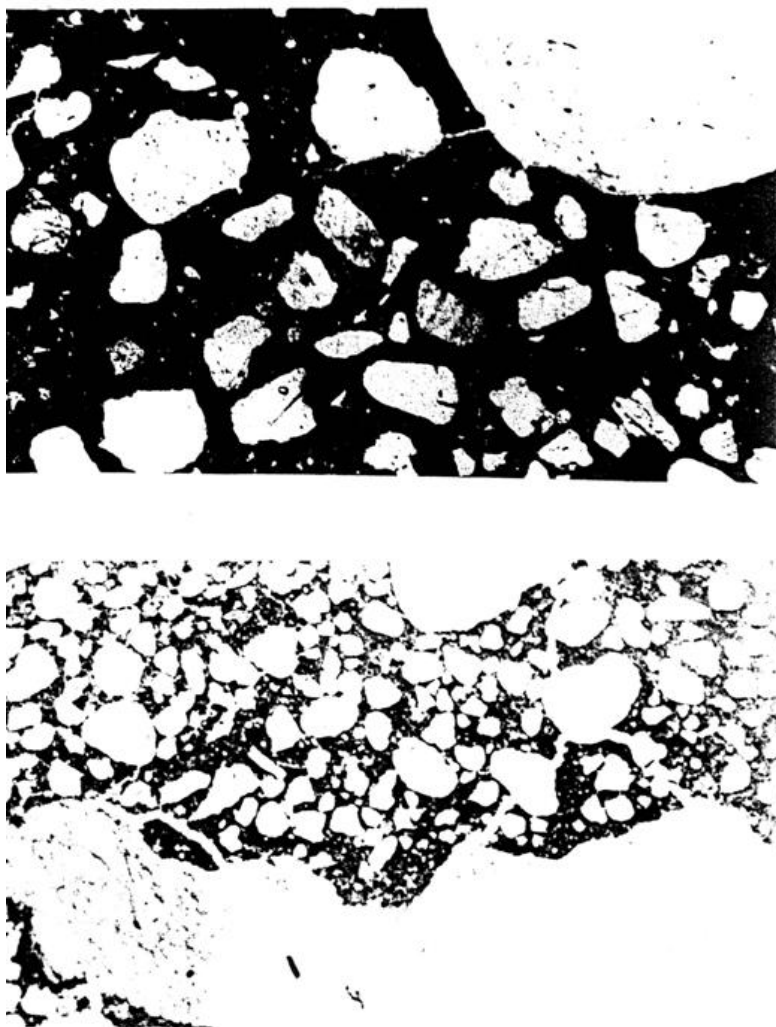


Рис. 3.9. Характер распределения трещин в структуре бетона

Fig. 3.9. View of the technological cracks in concrete

3.4. Характер распределения ВПР и технологических трещин в бетонах как полиструктурных материалах

Бетон, как материал, организованный по типу “структура в структуре”, обретает свою целостность и приобретает определенный набор свойств, благодаря сосуществованию различных уровней структурных неоднородностей. Проведенные исследования и анализ показали, что на каждом выделенном уровне структурных неоднородностей реализуется свой механизм спонтанного структурообразования. При этом качественно несхожие механизмы организации структур приводят к образованию сходных структурных параметров – ВПР и технологических трещин. ВПР различных типов и технологические трещины определяют гетерогенность отдельных структурных неоднородностей и, наряду с другими структурными составляющими, гетерогенность всего материала. Заполнители и матричный материал можно отнести к исходным составляющим бетона. Остальные структурные параметры формируются в период твердения вяжущего и определяются составами матричного материала и заполнителей. Таким образом, ВПР и технологические трещины, можно отнести к приобретенным структурным параметрам, вид и характер распределения которых определяет в дальнейшем способность материала адекватно вписываться в разнообразные условия эксплуатации. В данном случае под адекватностью поведения сложноорганизованных материалов понимается способность отдельных подструктур и структурных параметров воспринимать и перераспределять внешние воздействия при общем сохранении функциональных свойств материала в целом. Это предполагает общее равноправие и равнозначность структурных неоднородностей при приоритетном включении в работу в зависимости от вида и уровня эксплуатационных нагрузок.

Для качественной оценки роли тех или иных структурных параметров в поведении полиструктурного материала возникла необходимость разработки модели структуры бетона. При разработке модели бетона исходили из априорной информации о существовании на всех уровнях структурных неоднородностей несплошностей в виде ВПР и технологических трещин. Дефекты и несовершенства, привнесенные в бетон заполнителями не рассматривались. Не анализируются процессы, связанные с организацией структур продуктов новообразований в предположении, что вне масштабного фактора происходит образование дискретных структур. Об этом свидетельствуют работы Юнга [105] о представлении цементного камня как неоднородной композиции, что позволило ему ввести его представление как “микробетона” и специалистов в области физической химии, которые, вне зависимости от

механизма протекания реакций гидратации отмечают появление зародышей с последующим ростом кристаллических образований, дискретных по своей сути [98].

Анализ структуры бетона, как материала, организованного по принципу "структура в структуре" (раздел 3.1) позволил выделить в качестве важного структурного параметра ВПР, образующиеся на различных уровнях структурных неоднородностей. Независимо от побудительных причин образования и масштабного уровня ВПР обладают общими признаками, к которым можно отнести: – разделение материала на отдельные фрагменты путем образования несплошностей или слоев модифицированного материала, свойства которого отличаются от свойств материала в объеме; – способность воспринимать нагрузки и деформации, вызванные как внешними воздействиями, так и внутренними процессами, которые передаются от фрагмента к фрагменту; – способность перераспределять деформации между фрагментами; – являются одним из важных источников внутреннего и внешнего тепломассообмена.

ВПР в виде несплошностей образуется не сразу в структуре материала. Начало их образования можно отнести к образованию зародышевых технологических трещин. Как показано в [35] берега таких трещин, как своеобразные ВПР, воспринимают объемные деформации, которые развиваются в твердеющем вяжущем. Это ведет к увеличению ширины раскрытия трещин, накоплению предельных пластических деформаций и скачкообразному прорастанию трещин до следующих мест задержки. При этом происходит увеличение площади поверхности берегов трещин, что способствует восприятию больших деформаций и их градиентов, что ведет к проявлению явлений формоизменений противоположных берегов, дальнейшее увеличение ширины раскрытия и очередного прорыва мест задержки. При стабилизации собственных деформаций материала трещины могут стабилизироваться в структуре и перейти в ранг технологических трещин. В случае прорастания трещины до пересечения с берегами другой трещины, ее функции как концентратора напряжений теряются, и она превращается в ВПР с комплексом перечисленных выше признаков. Таким образом, ВПР являются завершенными в своем развитии технологическими трещинами. Часть ВПР способны заполняться продуктами новообразований с протеканием известных явлений "самозалечивания". При этом они не исчезают как ВПР, а переходят от ВПР типа несплошностей к ВПР типа модифицированных слоев. В предлагаемой модели структуры бетона мы ограничимся представлением ВПР как несплошностей, которые сохранились на выделенных уровнях структурных неоднородностей.

Характерно, что ВПР на данном уровне структурной неоднородности соизмерима с самой структурной неоднородностью. ВПР, возникшие на более высоком уровне неоднородностей, пронизывают структуру более низких уровней структурных неоднородностей. На их берегах выклиниваются ВПР, образованные на этих уровнях структуры, образуя специфическую связную цепь ВПР, рис. 3.10.

В общем случае в модель структуры бетона включены ВПР, образованные в результате взаимодействия растворной части с крупными заполнителями (рис. 3.10а) и цементного камня с мелкими заполнителями (рис. 3.10б) и ВПР в виде межкластерных поверхностей раздела на уровне цементного камня (рис. 3.10в). При этом можно выделить ВПР на границе раздела матрицы с заполнителями и ВПР в матричном материале.

К технологическим трещинам можно отнести несплошности материала, образованные на любом уровне структурной неоднородности, которые можно охарактеризовать протяженностью, которая в несколько раз больше расстояния между противоположными плоскостями (берегами) и наличием одной или двух точек (линий) смыкания противоположных плоскостей (берегов). Отличительной способностью технологических трещин можно считать микроизвилистый характер ее развития и несовпадения микрорельефов противоположных берегов одной и той же трещины. Эти особенности связаны с характером образования и развития в твердеющей системе с достаточно сложной структурной иерархией. Побудительной причиной образования зародышевых трещин являются объемные изменения, которые сопровождают твердение и структурообразование минеральных вяжущих.

Можно предположить, что развиваясь по определенным зависимостям во всем объеме матричного материала, деформации одновременно инициируют принципиально разные механизмы образования зародышевых трещин (базовых несплошностей) в детерминированных местах. На уровнях структурной неоднородности "матрица – заполнители" место образования зародышевых трещин предопределяется геометрическими характеристиками макроструктуры и соотношением значений R_a и R_k . В случае $R_a < R_k$ зародышевые трещины образуются на границе раздела между матричным материалом и заполнителями с последующим преимущественным прорастанием на этой границе раздела. Для ситуации, характерной для $R_a > R_k$, зародышевые трещины появляются в матричном материале между заполнителями.

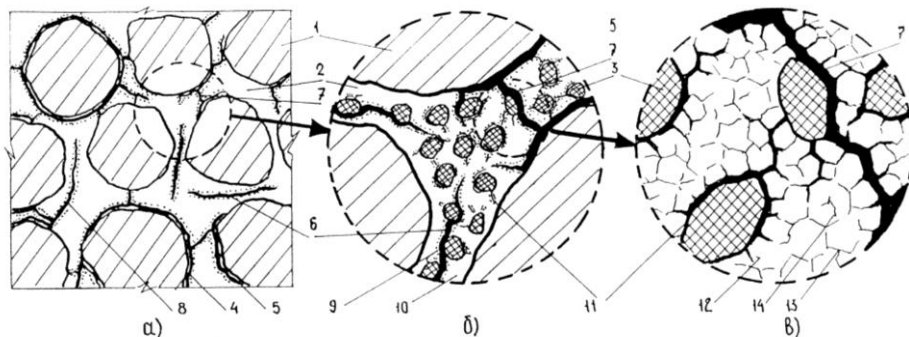


Рис. 3.10. Модель структуры бетона:

а – макроструктура, б – уровень раствора часть – крупный заполнитель, в – уровень цементный камень – мелкий заполнитель.

1 – крупный заполнитель, 2 – растворная часть, 3 – мелкий заполнитель,
 4 – трещины сцепления по всей поверхности заполнителей, 5 – трещины сцепления, расположенные на отдельных участках поверхности заполнителей, 6 – трещины, расположенные между заполнителями,
 7 – трещины, которые замыкаются на берегах других трещин,
 8 – трещины, незавершенные в своем развитии, 9 – модифицированный поверхностный слой на ВПР и берегах трещин, 10 – цементный камень,
 11 – трещины, возникшие в результате взаимодействия мелких заполнителей и цементного камня, 12 – структурные блоки цементного камня,
 13 – межкластерные поверхности раздела, 14 – технологические трещины на уровне цементного камня

Fig. 3.10. The model of a concrete's structure:

a – macrostructure, b – level of mortar – coarse aggregate,
 c – level of cement paste – fine aggregate.

1 – coarse aggregate, 2 – mortar, 3 – fine aggregate, 4 – cracks in combination with the surface of the aggregate, 5 – cracks in combination on separate parts of the aggregate, 6 – cracks spread between grains of the aggregate, 7 – cracks that close on the edges of other cracks, 8 – cracks independent in its development, 9 – modified surface ring on the ITZ and the edges of cracks, 10 – cement paste, 11 – cracks caused by the interaction of fine aggregate and cement paste, 12 – structural blocks of a cement paste, 13 – separation surfaces between clusters, 14 – technological cracks at the level of the cement paste

Последующая траектория таких трещин predetermined структурными особенностями матричного материала. Конкретное место появления трещины в макроструктуре и микротраектория ее развития связаны с образованием межкластерных поверхностей раздела различного масштабного уровня, которые, при все продолжающихся объемных изменениях, способны трансформироваться в технологические трещины или ВПР, характерные для данного уровня структурной неоднородности.

Технологические трещины не являются результатом собственного роста за счет концентрации энергии у своего устья (энергетический подход) или за счет концентрации энергии у своего устья (деформационный подход) [11, 77]. Поверхности раздела, которые возникают в результате организации структуры сложносоставленных материалов, можно трактовать как технологические трещины только после завершения интенсивных начальных процессов перераспределения массы и качественного состава материала по своим структурным нишам. Можно предположить, что эти процессы реализуются на всех уровнях структурных неоднородностей, взаимовлияя и взаимодействуя друг с другом. При этом случаи провокации образования поверхностей раздела со значительной площадью поверхности исходят из нижнего уровня неоднородностей, являющимся основным источником развития объемных деформаций. В случаях, если межкластерные поверхности раздела не в состоянии рассеивать объемные деформации, происходят кластер – кластерные взаимодействия с образованием достаточно больших ВПР, появление которых вызывает внутреннюю диссипацию энергии деформаций и которая фиксируется в структуре готового материала в виде ВПР и технологических трещин (например, как показано в разделе 3.2). Можно предположить, что в случаях полиструктурной организации материала, объемные деформации, переходя на более высокий уровень структурной неоднородности, ведут к появлению значительных площадей поверхностей раздела. Место и вид этих площадей определяются особенностями этого уровня структурных неоднородностей и они автоматически входят составной частью в структуру взаимодействия цементного камня с мелкими заполнителями (рис. 3.10б) и на уровне самого цементного камня (рис. 3.10в). В модели представлены технологические трещины, которые в процессе эволюции материала не выродились в поры и капилляры за счет явлений “самозалечивания”.

Таким образом, в предлагаемой модели структуры бетона (рис. 3.10), в качестве основных структурных параметров представлены ВПР и технологические трещины, которые определенным образом распределены на различных условиях структурных неоднородностей.

Их вид и характер распределения предопределяется качественными характеристиками, количественными соотношениями и технологическими условиями переработки материала в изделия. В свою очередь, вид ВПР и технологических трещин и характер их распределения определяют способность материала воспринимать, без изменения уровня свойств, все разнообразие силовых и экологических воздействий на конструкцию.

Роль ВПР сводится к распределению между отдельными компонентами и структурами внешних воздействий в предположении, что на каждый ВПР уровень этих воздействий должен рассеиваться и снижаться. Технологические трещины при этом могут подрастать, превращаясь при этом в эксплуатационные трещины. Так как траектория их развития предопределена дискретным строением различных уровней структурных неоднородностей, то, до определенного уровня воздействий, эксплуатационные трещины будут замыкаться на берегах технологических трещин или на ВПР. При этом энергия, необходимая для роста трещин рассеивается, что замедляет процессы разрушения. Замыкание трещин на берегах других трещин или ВПР переводит их во вновь образованные ВПР, при которых функции трещины как основного фактора деления материала на самостоятельные части теряются. Уровень свойств при этом не меняется, так как технологические трещины, превращаясь в эксплуатационные, развиваются в пределах одного структурного фрагмента. Дальнейшие нагрузки будут вызывать слияние ВПР и трещин различных структурных фрагментов по достаточно сложным траекториям, которые зависят от начального дискретного строения каждого уровня структурной неоднородности. После слияния ВПР до размера магистральной трещины может наблюдаться ее необратимый рост до полного разделения материала в конструкции на части разрушения.

В силу того, что кинетика разрушения материала конструкций, эксплуатируемых в экстремальных условиях, в значительной степени определяется видом и характером распределения ВПР и технологических трещин на различных уровнях структурных неоднородностей бетона как полиструктурного материала, то было выдвинуто предположение, что изменяя основные исходные структурные параметры в предложенной модели структуры бетона, можно более полно использовать ресурс материала за счет изменения кинетики его разрушения.

В качестве основных факторов, которые позволяют изменять вид и характер ВПР, и технологических трещин приняты форма и минералогический состав крупных заполнителей. Изменение этих параметров позволит получать бетоны с различными типами структурных параметров на уровне макроструктуры, представленной неоднородностью "растворная часть – крупные заполнители". Изменение геометрических характеристик макроструктуры предполагается проводить за счет изменения количества мелкого заполнителя. Наряду с качественными характеристиками заполнителей добавляется достаточно существенный фактор, который позволяет изменять распределение ВПР и технологических трещин за счет изменения расстояния между крупными заполнителями. Кроме того, изменение количества мелкого заполнителя

ведет к изменению распределения ВПР и технологических трещин на уровне структурной неоднородности типа “цементный камень – мелкий заполнитель”.

Таким образом, проведенный анализ исследования позволил предложить модель структуры бетона, которая включает в себя ВПР и технологические трещины различных видов и характеров распределения. Выделение ВПР и технологических трещин в самостоятельные структурные параметры связано с их способностью в значительной степени предопределять сохранение стабильности свойств материала при изменяющихся условиях его работы. Анализ позволил наметить пути получения бетонов с регулируемыми структурными параметрами с целью повышения его стойкости в экстремальных условиях эксплуатации.

Выводы по разделу 3

1. Анализ структуры бетона как гетерогенного материала позволил отнести к структурным параметрам, изменение которых в процессе эксплуатации может привести к потере функциональных свойств. Рассмотрены следующие параметры:
 - локальные и интегральные поля остаточных деформаций как состояния отдельных структурных элементов, так и всей структуры;
 - ВПР на границе раздела матрицы и заполнителей;
 - ВПР между отдельными структурными неоднородностями различных масштабных уровней;
 - ВПР как берега технологических трещин;
 - технологические трещины на разных уровнях структурных неоднородностей.
2. Проведенный анализ механизмов организации микроструктуры позволил предположить модель микроструктуры, которая включает в себя:
 - структурные блоки, организованные по типу „структура в структуре” или „кластер в кластере”;
 - межкостерные (межблочные) поверхности раздела;
 - технологические трещины;
 - модифицированный слой материала на внутренних поверхностях раздела;
 - поры и капилляры. Характер распределения выделенных структурных параметров определяется исходными качественными и количественными составами вяжущего и может регулироваться в достаточно широких пределах.

3. Механизм формирования макроструктуры бетона, как показали исследования, определяется ее геометрическими характеристиками – количеством и качественным составом заполнителей и уровнем взаимодействия твердеющего матричного материала с заполнителями. При этом особенно отмечается индивидуальный характер распределения локальных и интегральных остаточных (технологических, начальных, наследственных) деформаций в каждой структурной ячейке, что связано с индивидуальностью формы и рельефа поверхности каждого зерна заполнителя. Градиентом деформаций, которые возникают и сопровождают твердение матричного материала, вызывают появление и развитие в нем несплошностей, которые относятся к внутренним поверхностям раздела и к технологическим трещинам.
4. Несмотря на индивидуальность каждой структурной ячейки бетона можно выделить, как показал анализ, характерные виды ВПР и технологических трещин, типичные для данной структуры. Суммарные количества ВПР и технологических трещин определяют гетерогенность макроструктуры и ее способность видоизменяться без изменения функционального назначения при действии внешних эксплуатационных нагрузок.
5. Анализ структуры бетона как грубогетерогенного материала и механизмов структурообразования на микро– и макро уровнях позволил предложить модель структуры бетона, в которую, кроме заполнителей, матричного материала, модифицированного слоя на границе раздела матрицы и заполнителей, пор и капилляров, включены в качестве параметров структуры такие элементы как технологические трещины и ВПР. В свою очередь технологические трещины и ВПР классифицированы по масштабному признаку, по месту возникновения и направлению развития. Проведенный анализ позволил наметить технологические пути получения бетонов с регулируемыми выделенными структурными параметрами с целью повышения его стойкости при различных режимах эксплуатации.

4. ВЛИЯНИЕ СОСТАВА БЕТОНА НА ПРОЧНОСТЬ ПРИ УДАРНЫХ НАГРУЗКАХ

4.1. Анализ механизмов разрушения гетерогенных материалов

Разрушение, под которым понимается разделение материала на две или более части, можно рассматривать как завершающий этап потери функциональных свойств материала в конструкции. Весь возможный набор эксплуатационных нагрузок вызывает появление, а после достижения определенных пределов, необратимое развитие новой для материала структурной составляющей – трещины.

Достаточно подробно описаны условия развития трещин в однородной среде с учетом вида смещений поверхности трещин, которые зависят от способов приложения нагрузки [19, 55, 57, 70]. При этом отмечается поэтапный рост трещины от ее зарождения до катастрофического распространения [22, 81, 114]. Значительная часть работ [19, 22, 55, 70, 80, 95] посвящена способам определения структурнонеоднородных сред эффективными характеристиками. Это позволяет, не изменяя разработанные зависимости линейной и нелинейной механики, косвенно учитывать влияние структуры материала при его разрушении.

По мнению многих специалистов [20, 30, 57, 66, 106, 114, 115], наличие структурных неоднородностей вызывает изменение условий и механизмов разрушения материалов. Процесс разрушения структурированных сред качественно разделяют на стадию объемного накопления микродефектов с последующим переходом на стадию их укрупнения и слияния на более высоком масштабном уровне [59, 61, 95, 116].

В работах [10, 22, 30, 38, 50, 75] отмечаются особенности разрушения гетерогенных материалов как макроскопически неоднородных систем, состоящих из различных по свойствам частей, разграниченных поверхностями раздела. В гетерогенных материалах происходит концентрация напряжений в отдельных микрообъемах, в которых процессы разрушения протекают с повышенными скоростями. После достижения определенной критической концентрации зародышевых трещин в выделенном объеме появляется трещина, соизмеримая с самим микрообъемом [56].

Эту трещину можно рассматривать как квазистабильную, поскольку она останавливается на границе раздела поврежденного микрообъема. Появление в гетерогенном материале квазистабильных трещин, при очередном их накоплении до некоторого критического значения в объеме

материала, приводит к следующему этапу укрупнения. Это дало возможность представить разрушение не как единичный мгновенный акт, а как процесс, развивающийся во времени [115]. Завершающему этапу разрушения через распространение магистральной трещины предшествует некоторая подготовительная фаза – объемное разрушение материала. Под объемным разрушением понимают накопление микротрещин, размер которых определяется характерным размером основных структурных элементов материала [56, 95, 114, 115]. По мнению [56] поэтапное укрупнение трещин объясняет аналогию в закономерностях разрушения на микро– и макроуровнях. С. Т. Милейко [63] к микротрещинам длиной l относит трещины, соизмеримые с характерным размером структуры d_c , $l \approx d_c$. К макротрещинам относит трещины, у которых $l \gg d_c$. Отмечается [90], что знание поэтапности развития процесса разрушения и определение продолжительности каждого этапа позволит целенаправленно регулировать свойства создаваемого композита.

Рассматривая разрушение как кинетический процесс, сопровождающийся накоплением дефектов во время действия нагрузки, С. Н. Журков [42] предложил долговечность нагруженного тела рассматривать как фундаментальную характеристику механической прочности, которая отражает усредненную скорость протекания процесса разрушения. По мнению В. Р. Регеля [92] интенсивность накопления дефектов или обратная ей интегральная величина – долговечность – являются основными характеристиками процесса разрушения. При этом особое внимание следует уделить роли границы раздела при распространении трещин в гетерогенном материале. Ван Флек Л. [16] межфазные границы раздела рассматривает как области несогласованности, поскольку две взаимодействующие фазы никогда не обладают совершенно одинаковой совокупностью свойств, так как имеют разную структуру. Влияние структуры на изменение вязкости разрушения отмечено в работах [10, 30, 59, 75, 114]. В [19] отмечается влияние структуры металлов (размеры зерен, субзерен, выделений других фаз) на рост трещин. Трещина может тормозиться на границах раздела, что может привести к накоплению трещин соответствующего размера. Там же при водятся схемы возможного слияния микротрещин и развития макротрещин в среде с различными количеством и свойствами включений.

Ф. Ф. Ленг [59], при исследовании движения фронта трещин, подчеркивал влияние состояния поверхности раздела матричного материала с включением на скорость продвижения и форму фронта трещины.

Проскальзывание трещины по границам зерен при разрушении керамики отмечено в работах [45, 113]. Влияние структуры на характер развития трещин показано в [132, 318, 319, 320, 326].

Проведенный анализ позволяет заключить, что разрушение структурированных сред (гетерогенных материалов) является кинетическим процессом, который включает в себя накопление микротрещин, их слияние в трещину, соизмеримую со структурным элементом, образование и развитие макротрещины (магистральной трещины). При этом базовые микротрещины можно считать как распределенными в материале или как появляющимися в материале при его нагружении. По нашему мнению, зарождение трещин в период нагружения материала требует значительных затрат энергии, что должно радикально сказаться на его долговечности.

В работе [19] микротрещины определены как нарушения сплошности с размерами, меньшими гриффитовских, что предполагает энергетически невыгодное зарождение микротрещин в поле средних внешних напряжений. По мнению автора, в материалах создаются области микропластичности, что вызывает коллективное образование микротрещин за счет дислокационных перестроек с превращением запасной объемной энергии в поверхностную энергию микротрещин. Рассмотрены различные механизмы образования дислокационных трещин, и показано, что микротрещина является типичным элементом дефектной структуры кристаллов, равноправной с другими типами дефектов, ее образование можно рассматривать как релаксационный процесс, сопровождающийся уменьшением локальных напряжений при сохранении способности переходить в другие дефекты (например, в дислокации и вакансии). Последующий рост трещины также связывается с дислокационным механизмом развития несовершенств в зоне пластических деформаций у устья трещины.

При этом выделяются четыре стадии роста макротрещины:

- 1 – образование пластической зоны в области касательных напряжений;
- 2 – образование зоны предразрушения; 3 – зарождение микротрещин;
- 4 – слияние макротрещины с микротрещинами и ее продвижение на расстояние, равное разрушенной части пластической зоны.

После чего процесс воспроизводится, что вызывает скачкообразный рост трещины.

При сохранении описанного механизма зарождения микротрещин, в [22] указывается, что в материале в действительности присутствуют технологические дефекты, что способствует повышению вязкости разрушения.

Автор отмечает, что в структуре материала дефекты распределены случайным образом, что предполагает, что при действии на материал новой нагрузки, всегда найдется опасно ориентированная трещина.

В работах [95, 114, 115] исходят из предположения, что в гетерогенном материале присутствуют микротрещины (механизмы их появления не рассматриваются). Для оценки степени поврежденности ω , необходимо определить количество трещин N в единичном объеме и размер трещин a , $\omega = Na^3$. В случае, если материал состоит из структурных элементов с размером l , при $l \approx a$, тогда разрушенность p можно характеризовать отношением разрушенных N_p к общему их количеству N_o , $p = N_p/N_o \cdot 100\%$. Предельная поврежденность p различных материалов при их разрушении, по данным [114], может изменяться от 0.8 до 10%.

Авторы работы [81] под поврежденностью понимают некоторый параметр модели материала L , изменяющийся в процессах нагружения в интервале $0 \leq L \leq 1$. Неповрежденному материалу будет соответствовать $L=0$, а разрушенному – $L=1$. Предложенный параметр интегрально отражает процессы, протекающие в материале при его разрушении. При нагружении возникающие дефекты суммируются, определяя текущую поврежденность материала. Авторы отмечают неоднозначность возникающих повреждений. Часть микротрещин способствует снижению структурных сил связи, другие трещины тормозят развитие других трещин. Текущую поврежденность $L\tau^n$ предлагается оценивать зависимостью $L_E^n = \sum LS\tau^n/S^n$, где $S\tau^n$ – энтропия материала, S^n – предельное значение энтропии.

Согласно [19] в однородных материалах вероятность зарождения микротрещин постоянна во всех элементах объема. При общем числе элементов структуры N в объеме V , количество элементов с трещинами N_o определяется зависимостью $N_o = N/V \cdot 100\%$. Расчетные значения $N_o = 1.5 \div 3\%$ в 3–10 раз ниже реальных значений, что авторы связывают с влиянием неоднородности структуры.

Если в искусственных композиционных материалах присутствует этап зарождения микротрещин, то в горных породах объективно определены трещины различных видов [72, 78, 127]. Длина трещин составляет от 10^{-3} до 10^8 см, при ширине их раскрытия от 10^{-6} до 10^8 см. Трещины, пересекаясь, образуют сеть трещин – закономерно построенная совокупность трещин в заданном объеме массива горных пород. При этом отмечается индивидуальность каждой трещины. Качественно различаются непрерывные, прерывистые и разорванные сети трещин. Степень трещиноватости массива оценивается по размеру блоков отдельности, пустотности и совершенству расчленения его на отдельные блоки.

Различают 11 форм отдельностей. При изучении процессов разрушения горных пород выделяют четыре масштабных уровня [78]:

- субмикроскопический;
- микроскопический;
- макроскопический;
- мегаскопический.

Отмечается, что хотя горная порода является сплошным телом, ее прочность в основном определяется количеством, размером и ориентацией имеющихся дефектов. Отмечается, что границы кристаллов, зерен, а также другие несовершенства влияют на направление распространения трещины в микроскопическом масштабе.

Отмечено появление и развитие трещин на межзеренных границах раздела в озерном и морском льде [117]. Существование отдельных кристаллов льда и их объединение в дендритные структуры позволяет представить лед как гетерогенный материал. Образование зародышевых трещин связывают как с дислокационным механизмом, так и с ослабленными связями на межструктурных границах раздела, что предопределяет микротраекторию развития трещин и их общее распределение в объеме материала.

В работе [132] установлено, что трещины распространяются преимущественно вдоль зерен меньшей плотности, т.е. между кристаллами, вдоль границ доменов и сферолитов и между фибрами или слоями. Сделан вывод, что трещины направляются структурой. Авторы выдвигают оригинальный подход в задачах о целостности материала. По их мнению, прежде чем ставить задачу о начале разрушения материала, “... необходимо предположить, что медленное разрушение происходит всегда, и усиливается наличием неизбежных деформаций” [132, с. 108].

Проведенный обзор показал, что механизмы разрушения гетерогенных материалов достаточно сложны, и не всегда согласуются с условиями развития трещин по Гриффитсу с поправками Ирвина и Орована. К сожалению, не удалось обнаружить данные о закономерностях начала процесса разрушения. Это может быть объяснено тем, что вопросы разрушения занимают специалисты по роду деятельности не связанные со спецификой получения материалов различной структуры. Поэтому задачи о процессах разрушения могут сводиться к методике непрерывной аппроксимации или к методам определения эффективных модулей структурированной среды.

Образование зародышевых (начальных) трещин связывают с дислокационными механизмами, технологическими условиями

получения материала или просто принимается статистическое распространение микротрещин в объеме материала. При изучении кинетики разрушения таких материалов как металлы и их сплавы, керамики различных типов, полимеры с наполнителями разных природы и видов, горные породы и лед, специалисты связывают начало разрушения с образованием и накоплением микротрещин в объеме структурированной среды. Таким образом, можно принять, что первый этап разрушения обуславливается появлением или развитием микротрещин с их последующим накоплением до критического значения в гетерогенном объеме.

Слияние микротрещин образует макротрещину или магистральную трещину, развитие которой описывается известными зависимостями механики разрушения. При этом отмечается некоторая аналогия скачкообразного развития микро- и макротрещин. В отдельных работах показан микроизвилистый характер развития трещин при сохранении общего направления развития. Это несколько противоречит энергетическим и силовым механизмам развития трещин, но достаточно убедительно свидетельствует о влиянии структуры материала на механизмы и характер разрушения гетерогенных материалов.

Обзор не позволил выявить сосуществование в структуре материалов макро- и микротрещин, что может быть связано с анализом механизмов разрушения микрогетерогенных материалов. Недостаточно сведений о влиянии остаточных деформаций на кинетику и характер развития трещин. Несомненный факт влияния строения материалов на механизмы поэтапного разрушения – от зарождения микротрещин до необратимого развития магистральной трещины. К сожалению, не приведены сведения о роли трещины при ее замыкании на берегах других трещин, как происходит распределение поверхностной энергии трещины в случае образования на ее берегах новых поверхностей раздела. Эти вопросы достаточно интересны при анализе механизмов разрушения грубогетерогенных материалов, организованных по типу “структура в структуре”. Понимая всю сложность поставленных вопросов, необходимо описать процесс разрушения полиструктурных материалов на качественном уровне. Это позволит достаточно объективно оценить роль трещины как структурного параметра на каждом уровне структурной неоднородности в общем процессе разрушения грубогетерогенных материалов.

4.2. Анализ влияния внутренних поверхностей раздела на разрушение бетонов в условиях ударного нагружения

Строительные конструкции воспринимают ударные нагрузки с определенной цикличностью. Каждый удар вызывает прохождение ударной волны, что ведет к структурным циклическим изменениям, вызывая усталость материала, под которой понимают изменение его состояния в результате многократного нагружения, приводящее к прогрессирующему разрушению. Сравнительно небольшое количество ударных воздействий при их значительных по величине напряжениях вызывают в материале малоцикловую усталость [71].

При этом предполагается, что с каждым циклом происходит увеличение длины существующей в материале трещины. Приращение длины трещины зависит от максимальных и минимальных значений коэффициентов интенсивности напряжений за один цикл. При подрастании длины трещины до критической длины происходит разрушение материала. В общем случае выделяют три этапа зарождения и распространения трещины:

I этап – зарождение трещины;

II этап – подрастание трещины;

III этап – распространение трещины до критического значения.

В последнее время интенсивно развивается динамическая механика разрушения [82], в круг задач которой входит изучение кинетики развития трещин при динамических нагрузках различной интенсивности. Для количественного описания вводятся дополнительные коэффициенты интенсивности напряжений для старта, остановки, ветвления и критического роста. Методически достаточно трудно определить перечисленные коэффициенты интенсивности напряжений. Особенно трудно это сделать в случае приложения ударных нагрузок. Картина возникающего волнового поля при изменении длины трещины, а особенно при ее ветвлении, достаточно сложная и малоизученная. Появление микродефектов при подрастании макротрещины [108] вызывает появление микроволн, которые взаимодействуют с макротрещиной и с общим волновым полем, значительно изменяя характер разрушения. Эксперименты, проведенные при ударном нагружении пластины с центральной единичной трещиной, показали, что динамический коэффициент интенсивности напряжений превышает статический в 2,45 раза. При этом волновое поле даже в достаточно простом случае вызывает такое возмущающее действие, что аналитическое решение перестает быть справедливым [82]. Анализ механизмов организации

структуры бетона как полиструктурного материала (см. раздел 3) показал, что на всех уровнях структурных неоднородностей возникают ВПР и технологические трещины. Сами поверхности раздела и берега технологических трещин как поверхности раздела служат своеобразными отражателями и преобразователями ударных волн. В силу того, что в материале существуют локальные и интегральные поля остаточных деформаций на различных масштабных уровнях, то это будет изменять интенсивность потоков ударных волн, деформировать их фронт с возможными эффектами усиления и ослабления. Обзор, приведенный в разделе 4.1 показал, что для грубогетерогенных материалов, организованных по типу “структура в структуре” и в которых в качестве структурных параметров присутствуют ВПР и технологические трещины различных масштабных уровней, описание процесса разрушения на данном этапе накопленных знаний целесообразно проводить на качественном уровне.

В разделе 3 предложено в модель бетона вводить ВПР и технологические трещины. В общем виде можно выделить несколько характерных случаев разделения ВПР и технологических трещин в макроструктуре бетона (рис. 3.10).

При анализе изменения поврежденности и разрушения полиструктурного материала при действии ударных нагрузок будем исходить из следующих предположений:

- остаточные поля локальных и интегральных полей остаточных деформаций искажают фронт ударной волны, изменяют скорость прохождения и формируют градиенты его энергии. В силу сложности формирования ударной волны в сложносоставленном материале с развитой сетью внутренних поверхностей раздела разных масштабных уровней выделить в чистом виде влияния флуктуации плотности на формирование фронта ударной волны не представляется возможным. Поэтому при дальнейшем анализе исключены из рассмотрения, понимая их важность, вопросы, связанные с влиянием остаточных деформаций на формирование ударных волн;
- внутренние поверхности раздела в полиструктурном материале будем рассматривать как границы скачкообразного изменения свойств материала, на которых происходит отражение ударных волн, искажение их фронта, передача энергии удара и ее диссипация. При этом ВПР могут трансформироваться в трещины эксплуатации и изменять свой масштабный уровень;

- технологические трещины различного масштабного уровня будем рассматривать как начальные трещины. При этом берега трещин могут воспринимать и перераспределять энергию ударной волны таким образом, что часть ее энергии будет затрачена на образование новых площадей поверхности берегов (подростание трещин). Технологические трещины при их росте под действием ударных нагрузок становятся трещинами эксплуатации, которые могут прорасти на более высокие масштабные уровни и, при замыкании на берега других трещин или ВПР, переходить в ранг ВПР;
- в локальной зоне соударения двух твердых тел происходит целый комплекс явлений и процессов, связанных с эмиссией электронов, искажением кристаллических решеток кристаллов, выходящих на поверхность, развитием пластических деформаций и образованием трещин [1, 52, 123]. Из всего комплекса выделим возможность образования трещин, которые можно отнести к новым структурным элементам. Образовавшиеся трещины следует отнести к трещинам эксплуатации. Их вид и ориентирование должны отличаться от технологических трещин прежде всего траекторией, достаточно ровными берегами и условием прорастания в структурированной среде.

В силу того, что трещины, возникающие в момент удара, не связаны со структурой материала и характером распределения в нем ВПР и технологических трещин, то анализ начнем с момента их образования и роста. Отличительной особенностью таких трещин является их появление на поверхности образца или конструкции с начальным направлением роста, совпадающим с направлением удара. Начальный импульс концентрированной энергии вызывает быстрый рост трещины удара, при котором она “нечувствительна” к структурным параметрам среды. Поэтому она будет разделять своими берегами на части как матричный материал, так и “заполнители”, рис. 4.1а.

По мере увеличения площади поверхности вновь образованных берегов заложенная упругая энергия уменьшается, трещина замедляет свой рост и начинает реагировать на структуру материала; Можно выделить следующие характерные условия взаимодействия ударной трещины с параметрами структуры грубогетерогенной среды:

- встреча устья трещины с крупными или мелкими заполнителями, вокруг которых существуют поля локальных и интегральных деформаций, под действием которых возможно отклонение траектории

и роста с торможением на границе раздела “матрица – заполнители”, рис. 4.1б;

- выклинивание устья трещины на поверхность раздела в виде ВПР, что приводит к рассеиванию энергии трещины на поверхностях ВПР и ее остановке, рис. 4.1в;
- выход трещины удара на берег технологической трещины, что вызовет передачу энергии через берега трещин к устью технологической трещины с возможным высвобождением энергии на новых поверхностях, образованных за счет подрастания технологической трещины, рис. 4.1г.

Последующие циклы ударных нагрузок, если предположить, что они будут происходить в одну и ту же точку на поверхности образца (конструкции), должны, изменяя их поверхностную энергию, привести к взаимодействию уже существующей трещины со структурой материала и изменением его поврежденности до образования трещины разрушения.

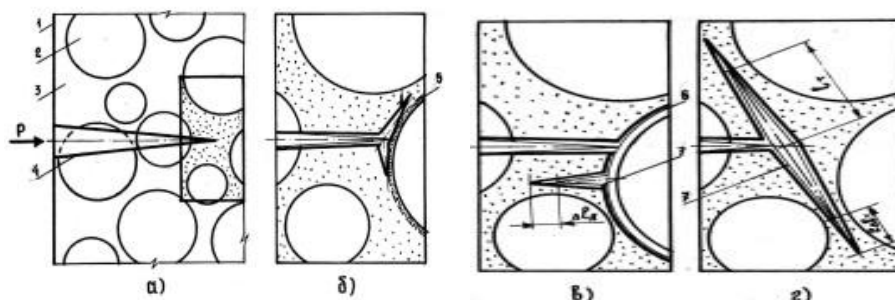


Рис. 4.1. Взаимодействие трещины удара с элементами макроструктуры бетона:
 а – развитие трещины удара высокой энергии, б – взаимодействие трещины удара с заполнителями, в – замыкание трещины удара на ВПР, г – взаимодействие трещины удара с берегом технологической трещины. 1 – поверхность образца (конструкции), 2 – крупные заполнители, 3 – матричный материал, 4 – трещина удара, 5 – поле локальных конечных деформаций, 6 – ВПР, 7 – технологические трещины; E_T – длина технологической трещины, ΔE_A – прирост длины трещины эксплуатации

Fig. 4.1. Mutual interaction of cracks caused by impact with elements of the concrete's macrostructure:
 а – the development of cracks created in an impact and high energy, б – cooperation of cracks formed on impact and aggregate, в – closing the cracks after an impact on the ITZ, д – cooperation of cracks after an impact with the edges of the technological cracks. 1 – sample's surface (construction's), 2 – coarse aggregate, 3 – matrix, 4 – impact cracks, 5 – field of a local strain, 6 – ITZ, 7 – technological cracks; E_T – length of the technological crack, ΔE_A – increase in the length of the operational crack

Если удары будут происходить каждый раз в другой точке поверхности, то процесс образования трещин удара и их взаимодействие с элементами структуры будут повторяться, определяя поврежденность материала эксплуатационными трещинами. Трещины, образованные в момент удара являются первыми трещинами эксплуатации, которые на правах самостоятельных структурных составляющих входят в структуру материала, определяя ее поврежденность и участвуя в последующих процессах разрушения [24, 26].

В силу того, что импульсные нагрузки, обладающие высокой энергией, включают в работу трещины самого большого масштабного уровня, то при анализе ограничимся рассмотрением изменения поврежденности на уровне структурной неоднородности типа “матричный материал – заполнители”. Примем, что ВПР и берега технологических трещин более низких масштабных уровней способны рассеивать часть энергии ударного фронта. При ударе возможно прорастание трещин из более низких уровней структурных неоднородностей на более высокие до уровня макроструктуры. В этом случае они способны развиваться при последующих ударных нагрузках наравне с трещинами макроструктуры.

Основная роль ВПР сводится к выделению дискретных объемов в гетерогенном материале. Поэтому передача и перераспределение нагрузок происходит с обязательным участием поверхностей раздела. В разделе 3 показано, что в виде отдельных объемов могут быть фрагменты материала с заполнителями или фрагменты матричного материала. Скачкообразное изменение свойств при переходе через ВПР способствует изменению условий передачи нагрузки, в том числе и импульсной. Как правило, на берегах ВПР берут свое начало развития технологические трещины.

Поэтому энергия, воспринимаемая поверхностью ВПР, передается на берега технологических трещин, а по ним в зону их смыкания с возможным образованием новых поверхностей берегов за счет подрастания трещин. В свою очередь, рост трещин может привести к их выклиниванию на берега других трещин или на ВПР с образованием новых ВПР, которые уже возникли под действием эксплуатационных нагрузок. С каждым циклом происходит трансформация существующих ВПР в трещины эксплуатации и новые ВПР, что ведет к накоплению повреждений и к образованию трещины разрушения с включением в нее ВПР по схеме (рис. 4.2).

К трещинам разрушения будем относить трещины, размер которых превышает самую крупную структурную неоднородность в виде структурной ячейки (рис. 4.2).

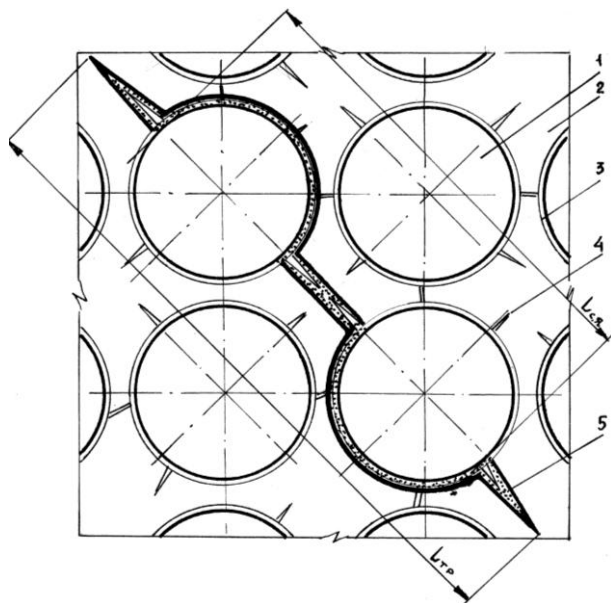


Рис. 4.2. Образование трещины разрушения при ударных нагрузках для случая $R_a < R_k$:

1 – заполнитель, 2 – матрица, 3 – ВПР, 4 – технологические трещины, 5 – трещины эксплуатации, L_{CA} – размер структурной ячейки бетона, L_{TP} – размер трещины разрушения

Fig. 4.2. Shape of the destroying cracks after impact load for $R_a < R_k$ condition:

1 – aggregate, 2 – matrix, 3 – ITZ, 4 – technological cracks, 5 – operational cracks, L_{CA} – dimension of a structural unit of concrete, L_{TP} – dimension of the destroying crack

Основной причиной разрушения следует считать трансформацию технологических трещин в трещины эксплуатации. Кинетика подрастания начальных трещин до трещин разрушения зависит не только от количества циклов ударных нагрузок, но и от характера распределения технологических трещин в макроструктуре.

При избирательной адгезии ($R_a = R_k$) в макроструктуре присутствуют трещины сцепления и трещины в матричном материале. При микронеровностях поверхности заполнителей, а также в случае существования трещин в заполнителях возможна ситуация, что, как и при развитии трещин от удара, трещина эксплуатации прорастает через заполнитель (рис. 4.3а) или прорастет на матрице (4.3б).

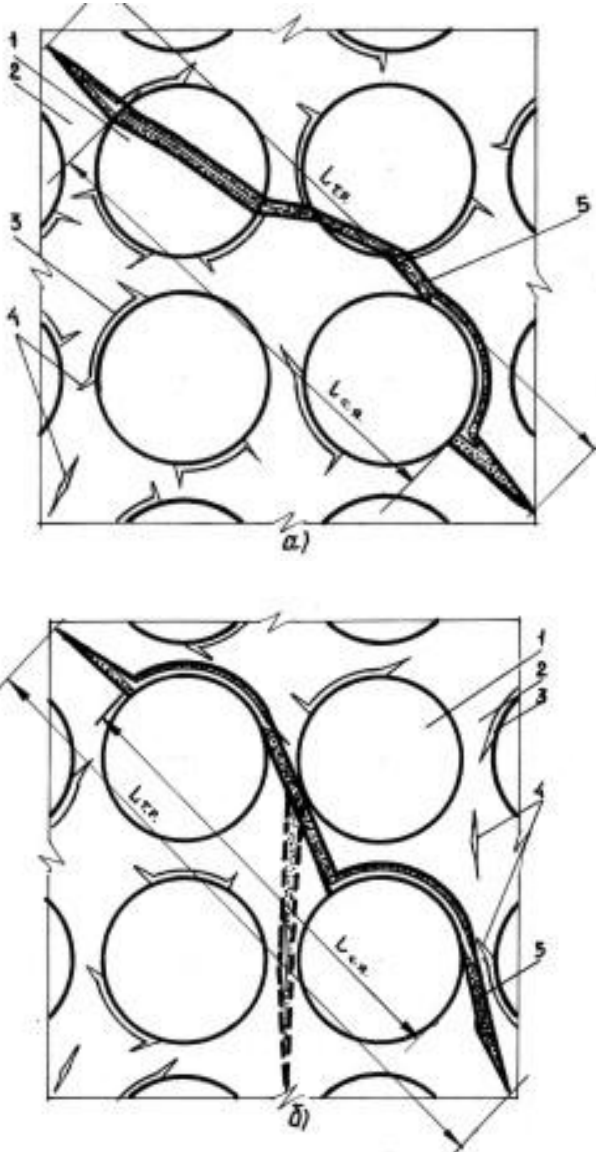


Рис. 4.3. Схема образования трещины разрушения при ударных нагрузках для случая $R_a = R_k$: а – развитие трещины через наполнитель, б – рост трещины в матрице, 1– наполнители, 2 – матричный материал, 3 – трещины сцепления, 4 – трещины в матричном материале, 5 – трещины разрушения

Fig. 4.3. Shape of the cracks after impact load for $R_a = R_k$ condition: а – the development of cracks through grains of aggregate, б – the development of cracks in the matrix, 1 – aggregate grains, 2 – matrix, 3 – connection cracks, 4 – cracks in the matrix, 5 – destroying cracks

Достаточно быстрый рост трещин от технологических до трещин разрушения характерен для случая $R_a > R_k$. Начальное расположение трещин в матричном материале между заполнителями может, при их спонтанном слиянии при расстояниях, равных длинам самих трещин [105], привести к образованию трещины разрушения при малых: количествах циклов ударных нагрузок, рис. 4.4а. В то же время не исключена ситуация, при которой трещины, замыкаясь друг на друга, образуют ВПР с выделением структурных блоков, включающих в себя заполнители, окруженные матричным материалом, рис. 4.4б. При таких ситуациях требуются дополнительные ударные нагрузки для образования трещин разрушения по одной из описанных выше схем.

В силу того, что при каждом цикле ударных нагрузок происходят структурные изменения, связанные с модификацией ВПР и трещин, то это должно привести к изменению механических (прочности при сжатии и растяжении), деформативных (начального и динамического модулей упругости) и физических (кинетики и величине водопоглощения) свойств. В свою очередь, структурные перестройки, как показал проведенный анализ, зависят от характера распределения ВПР и технологических трещин в материале до приложения к нему эксплуатационных нагрузок.

Так как характер распределения ВПР и технологических трещин зависит от качественного и количественного составов заполнителей и от уровня взаимодействия твердеющего матричного материала с поверхностью заполнителей, определяемого количеством вяжущего и его концентрацией в единице объема, зависящего от W/C , что возникает реальная возможность через изменение состава бетона изменять его сопротивляемость ударным нагрузкам [122, 124].

Ударные нагрузки воспринимают конструкции, которые, как правило, эксплуатируются в условиях постоянно меняющихся температурно-влажностных градиентов. Изменение температуры, при ее переходе через 0°C , и влажности приводят также к структурным изменениям материала и, следовательно, к изменению его свойств. Поэтому, для обеспечения комплексного повышения сопротивляемости бетона в конструкциях, необходимо учитывать комплексное воздействие среды эксплуатации с ударными нагрузками.

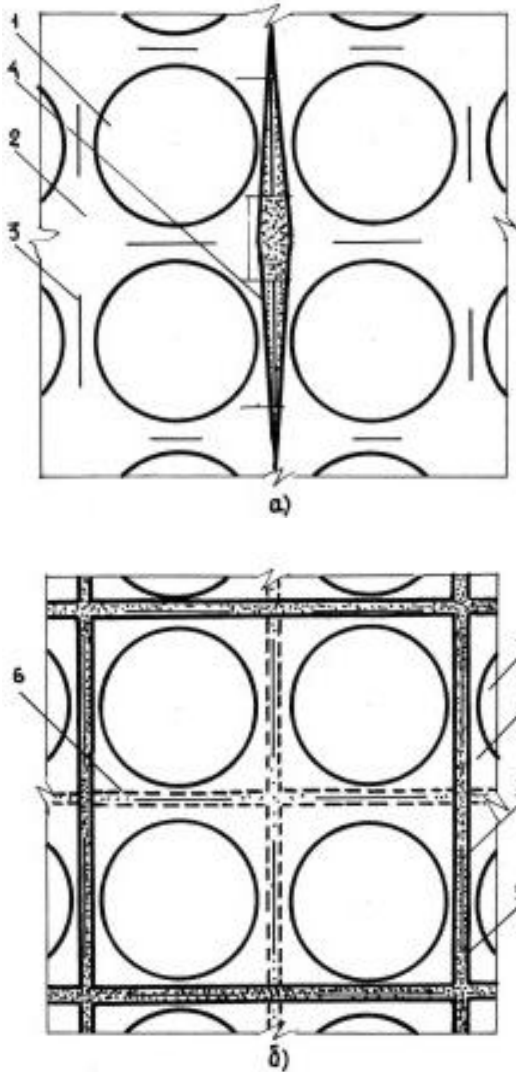


Рис. 4.4. Схема образования трещин разрушения и эксплуатационных ВПР при ударных нагрузках при $R_a > R_k$: а – схема образования трещин разрушения, б – образование эксплуатационных ВПР, 1 – заполнители, 2 – матрица, 3 – технологические трещины в матричном материале, 4 – трещина разрушения, 5, 6 – ВПР разного масштабного уровня

Fig. 4.4. Shape of the destroying cracks and the operational ITZ after impact load for $R_a > R_k$ condition: а – shape scheme of the destroying cracks, б – operational ITZ, 1 – aggregate grain, 2 – matrix, 3 – technological cracks in the matrix, 4 – destroying crack, 5, 6 – the ITZ on the different levels

Проведенные исследования позволяют заключить:

1. Удар вызывает появление трещин, которые на начальном этапе нечувствительны к структурным особенностям материала и проходят через матричный материал и заполнители. По мере роста трещины ее энергия снижается, и она начинает взаимодействовать с элементами структуры с последующей остановкой на заполнителях, ВПР или берегах технологических трещин. Это вызывает локальное изменение поврежденности материала.
2. ВПР способны воспринимать и перераспределять ударные нагрузки. При этом они вызывают подрастание технологических трещин с переводом их в ранг эксплуатационных, становятся частью трещин разрушения и трансформироваться в первые ВПР, что ведет к изменению поврежденности материала с каждым циклом ударных нагрузок.
3. Характер распределения технологических трещин в макроструктуре бетона предопределяет их развитие под действием ударных нагрузок до трещин разрушения. В силу того, что –распределение ВПР и технологических трещин разрушения зависят от геометрических характеристик макроструктуры (количества и качественного состава заполнителей) и уровня взаимодействия твердеющего матричного материала с заполнителями, то можно заключить, что, изменяя такие структурные параметры как ВПР и технологические трещины можно повышать сопротивляемость бетона ударным нагрузкам.

4.3. Изучение влияния количества и вида крупных заполнителей на механические характеристики и ударную стойкость бетонов

Как показал анализ (см. 3.3 и 3.4) при взаимодействии твердеющего матричного материала с крупными заполнителями образуется сеть технологических трещин и ВПР. Характер их распределения в макроструктуре бетона зависит от ее геометрических характеристик: количества заполнителей и формы отдельных зерен. Наличие ВПР и технологических трещин, как показано в 4.2., и их распределение должно оказать влияние на изменение стойкости бетона при ударе. Поэтому была определена задача изучения влияния заполнителей на изменения механических характеристик и ударной стойкости бетонов.

Ранее проведенный анализ позволил установить, что в зависимости от рельефа поверхности заполнителей и их количества формируются локальные и интегральные поля остаточных деформаций и изменяется характер распределения технологических трещин. Для изменения полей остаточных деформаций и распределения ВПР и технологических трещин в наших опытах применяли крупный заполнитель в виде гравия и в виде щебля при различных их количествах. Количество крупного заполнителя регулировали путем изменения доли песка в смеси заполнителей. Для принятых заполнителей доля песка P_p составило $P_p=20; 30; 45; 60\%$. В силу того, что твердеющая растворная часть взаимодействует с начальной ВПР, то была рассчитана полная внутренняя поверхность крупного заполнителя, F_k (m^2/kg). В разделе 3 показано, что формирование интегральных деформаций в структурных ячейках бетона и распределение в них ВПР и технологических трещин определяются расстоянием между заполнителем, которое может быть рассчитано как отношение обмена растворной части бетона F_k (см. раздел 2.5.3.). Составы бетонных смесей и остальные макроструктурные характеристики бетонов приведены в таблице 4.1.

После твердения в течение 28 суток в нормальных условиях были определены основные механические характеристики и сопротивление удару.

Таблица 4.1. Состав исследуемых бетонных смесей с W/C = 0,5

Table 4.1. Composition of tested concrete mixtures with W/C = 0,5

Обозначение	Вид использованного заполнителя	Количество Песка [кг/м ³]	Количество воды [л]	Количество цемента [кг/м ³]	W/C	Количество заполнителя фракции Ø 4–8 Ø8–16	Доля песка P _p [%]	Полная внутренняя поверхность крупного заполнителя 1м ³ смеси F _k [м ² /кг]	Толщина покрытия раствором и расстояние между зернами V ₁ /F _k [µm]
1А	гравий	389	160	320	0,5	1558	20	415,6	986
1Б	гравий	583	160	320	0,5	1362	30	317,4	1522
1В	гравий	892	160	320	0,5	1059	45	194,1	3090
1Г	гравий	1171	160	320	0,5	781	60	104,2	6767
2А	щебень	394	160	320	0,5	1500	20	624,0	669
2Б	щебень	580	160	320	0,5	1320	30	480,0	1022
2В	щебень	870	160	320	0,5	1040	45	298,5	2024
2Г	щебень	1150	160	320	0,5	750	60	155,8	4584

Так как каждая структурная ячейка бетона индивидуальна по своей сути и, как показано в разделе 3.3., для каждой ячейки присущи свои распределения остаточных деформаций, ВПР и технологических трещин, то при обработке результатов испытаний обязательным является, по нашему мнению, их статистическая оценка, через коэффициент вариации V, %. Это предполагает также статическую оценку зависимостей свойств бетона от факторов состава и геометрических параметров структуры при помощи установления их корреляционной связи при помощи коэффициента R. В таблице 4.2. приведены результаты испытаний.

Таблица 4.2. Средние сопротивления на сжатие (f_c), растяжение (f_t) и удар (E_A), определённые на образцах 15x15x15 см

Table 4.2. Mean compressive strength (f_c), tensile strength (f_t) and impact strength (E_A) on samples with 15x15x15 cm dimensions

Обозначение образцов	Доля песка P_k [%]	Сопротивление на сжатие f_c [МПа]	Сопротивление на растяжение f_{ct} [МПа]	Сопротивление на удар	
				E_A [Nm]	E_A/U [Nm]
1А	20	$\frac{31,20}{4,4}$	$\frac{2,51}{5,8}$	$\frac{810,5}{8,7}$	23,03
1Б	30	$\frac{34,11}{4,9}$	$\frac{3,01}{6,7}$	$\frac{1001,0}{9,9}$	22,20
1В	45	$\frac{32,91}{5,3}$	$\frac{2,77}{6,0}$	$\frac{924,8}{9,6}$	22,80
1Г	60	$\frac{30,50}{4,6}$	$\frac{2,59}{5,9}$	$\frac{840,0}{8,8}$	22,98
2А	20	$\frac{28,0}{5,1}$	$\frac{2,22}{6,8}$	$\frac{530,6}{9,4}$	25,09
2Б	30	$\frac{31,72}{5,8}$	$\frac{2,85}{7,6}$	$\frac{703,3}{10,2}$	23,89
2В	45	$\frac{28,82}{5,4}$	$\frac{2,48}{7,0}$	$\frac{628,6}{9,8}$	24,17
2Г	60	$\frac{27,30}{4,6}$	$\frac{2,38}{6,8}$	$\frac{586,7}{10,0}$	24,88

- в знаменателе дроби дается коэффициент вариации v в %.
- U – количество ударов до разрушения образца.
- Variance coefficient v in %.
- U – number of impacts to destruction.

В таблице 4.2. представлены результаты исследований сопротивления (f_c), (f_{ct}) и (E_A) по составу бетонных смесей, данных в таблице 4.1.

Полученные данные о сопротивлении бетона были использованы полезными для определения зависимостей между исследованными параметрами. С этой целью воспользовались компьютерными программами для статистического анализа.

Математические процедуры, использованные при обработке результатов измерений, описываются в разделе 2.0. На рис. 4.5 представляются зависимости сопротивления удару в зависимости от доли песка бетонов на гравии и щебне. Для оценки влияния вида заполнителя анализировалось изменение средней поглощённой энергии за один удар от доли песка, что показано на рис. 4.6. Для сравнительного анализа сопротивления на удар исследовались (f_c) и (f_t) тех же бетонов. Сопротивление на сжатие (f_c) и растяжение (f_t) в зависимости от (E_A) представлено на рис. 4.7 и 4.8. Из представленных графиков вытекает, что имеется значительная разница в уровнях сопротивления гравийного и карбонатного бетонов. Эти характеристики свидетельствуют о влиянии зернистости и рода использованного заполнителя. Замеченные закономерности вытекают из доли количества крупного заполнителя и песка в объёме бетона. Зависимость сопротивления удару от величины полной внутренней поверхности крупных заполнителей F_k показана на рис. 4.9. Под F_k понимается сумма поверхности всех зерен крупного заполнителя в бетонной смеси, вычисленной из зависимости (4.1).

Экспериментальные результаты подтвердили влияние геометрических характеристик макроструктуры (расстояния между ними) на изменение ее деформативного состояния, характера распределения ВПР и технологических трещин, что отразилось в изменении величины E_A , рис. 4.10.

Из представленных результатов исследований сопротивления на удар, показанных в таблице 4.2. вытекает, что вид использованного в бетоне заполнителя имеет существенное значение для величины E_A . Бетоны выполненные из речных гравийных заполнителей проявили более высокое сопротивление при ударах по сравнению с бетонами на щебне при изменяющейся доле песка (p_k) и постоянным коэффициенте W/C .

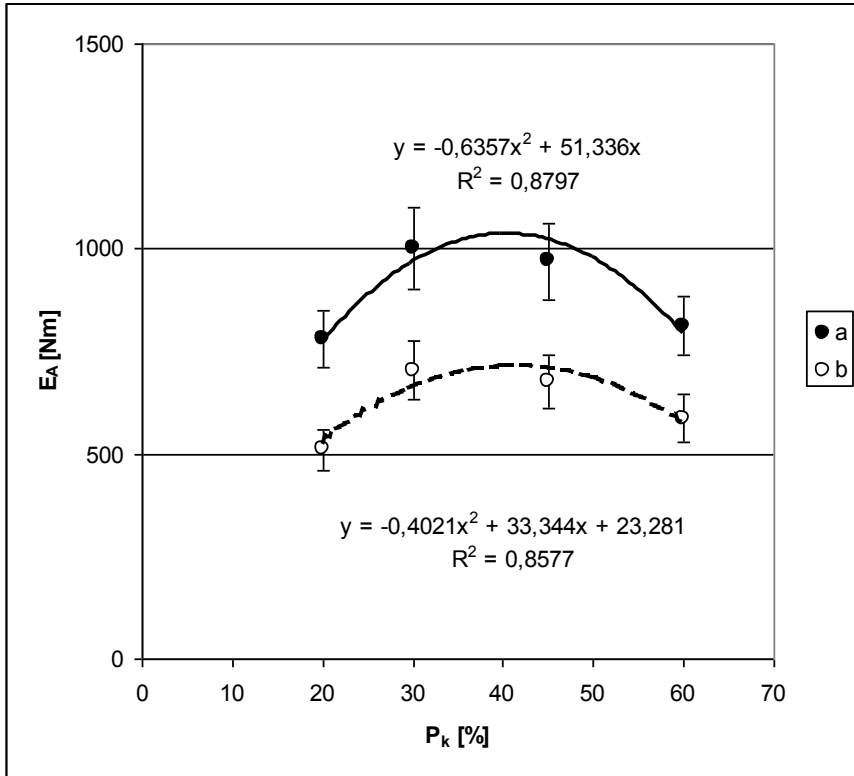


Рис. 4.5. Влияние доли песка на сопротивления на удар:

а – бетон на гравии

б – бетон на щебне

Fig. 4.5. Impact of sand quantity on the impact strength:

a – gravel concrete

b – concrete with limestone aggregate

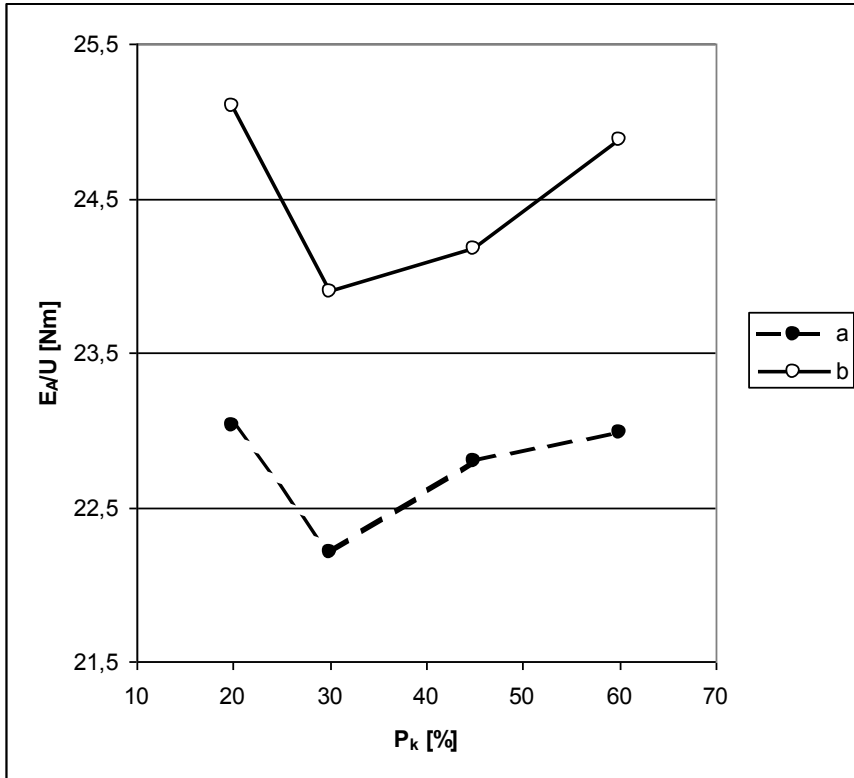


Рис. 4.6. Изменение средней энергии, поглощённой при одном ударе в зависимости от доли песка:

а – бетон на гравии
б – бетон на щебне

Fig. 4.6. Change in the average adsorbed energy at one impact according to the amount of sand:

a – gravel concrete
b – concrete with limestone aggregate

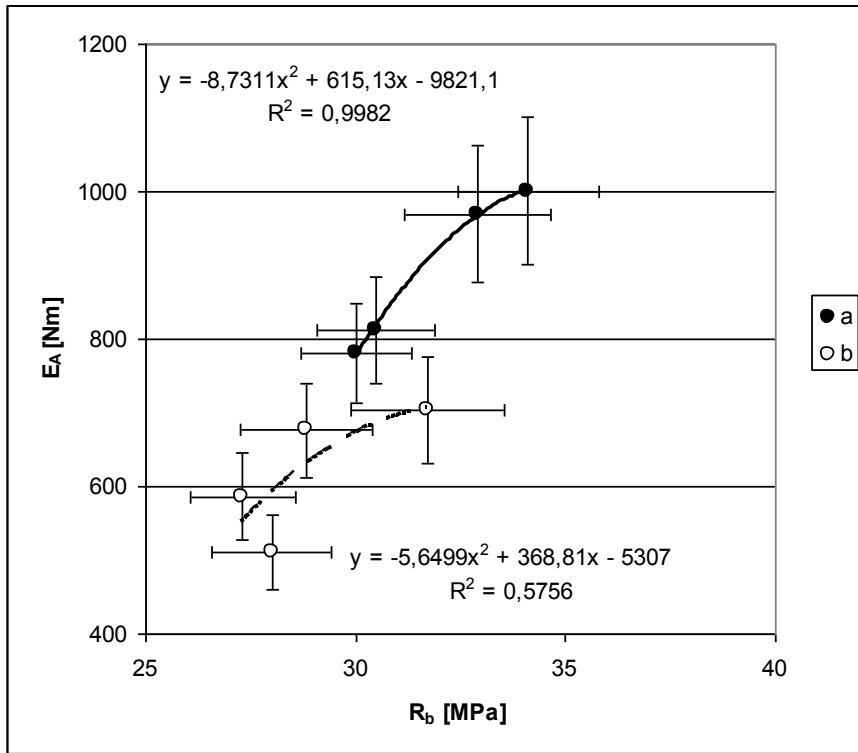


Рис. 4.7. Влияние прочности бетона на его сопротивление ударным нагрузкам:

а – бетон на гравии

б – бетон на щебне

Fig. 4.7. Dependence of the concrete strength and the impact strength:

a – gravel concrete

b – concrete with limestone aggregate

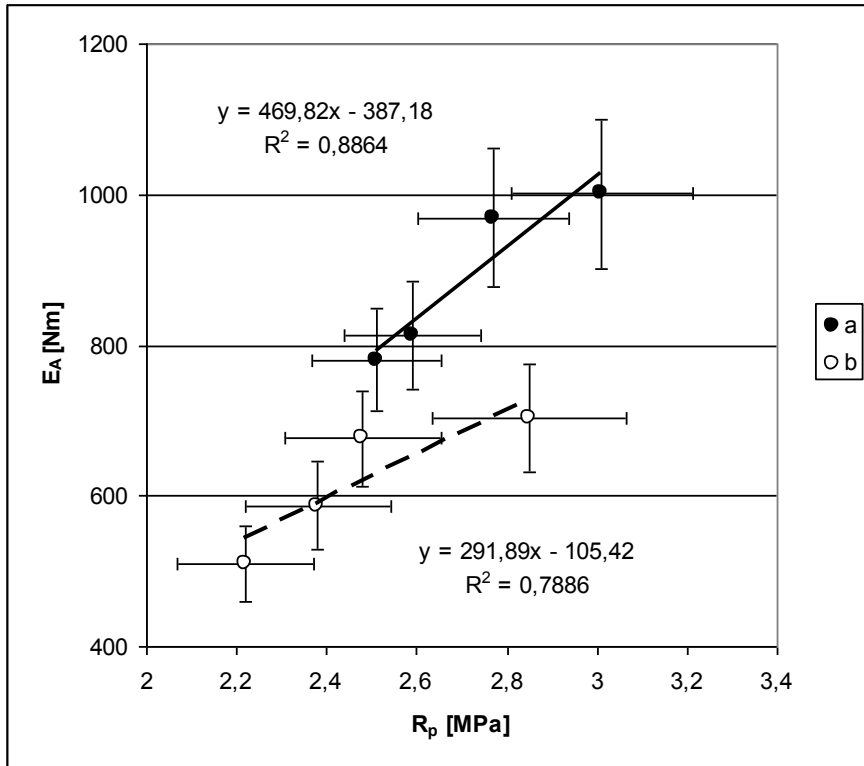


Рис. 4.8. Влияние прочности на растяжение на стойкость бетона при ударе:

- а – бетон на гравии
- б – бетон на щебне

Fig. 4.8. Dependence of the tensile strength with the impact strength:

- a – gravel concrete
- b – concrete with limestone aggregate

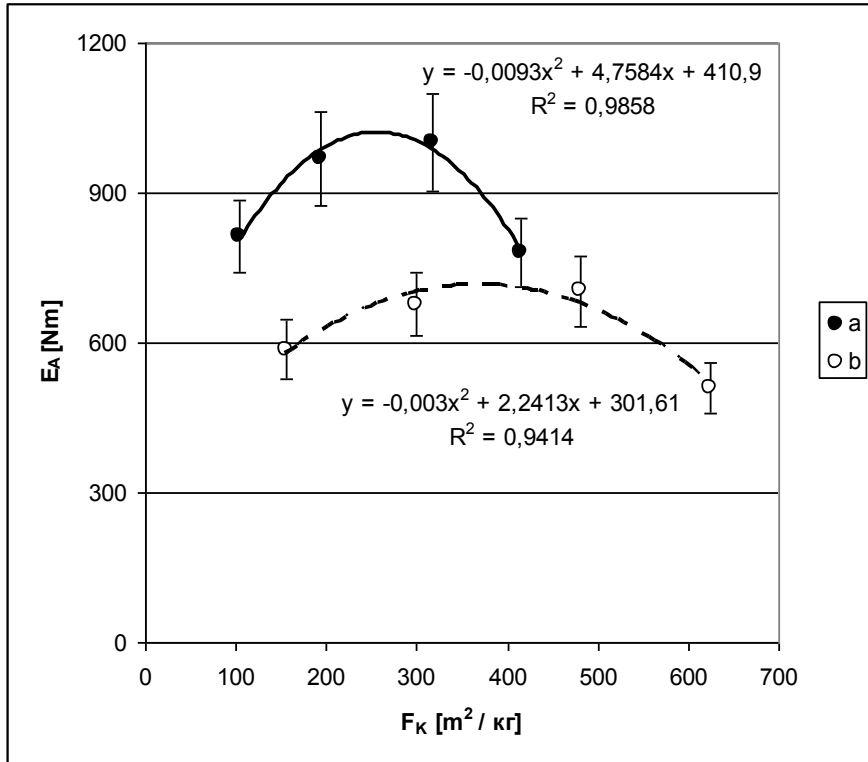


Рис. 4.9. Влияние ВПР на способность бетона сопротивляться импульсным нагрузкам:

- а – заполнитель на гравии
- б –заполнитель на щебне

Fig. 4.9. Influence of the ITZ on the opportunity to counter impulsive loads:

- a – gravel concrete
- b – concrete with limestone aggregate

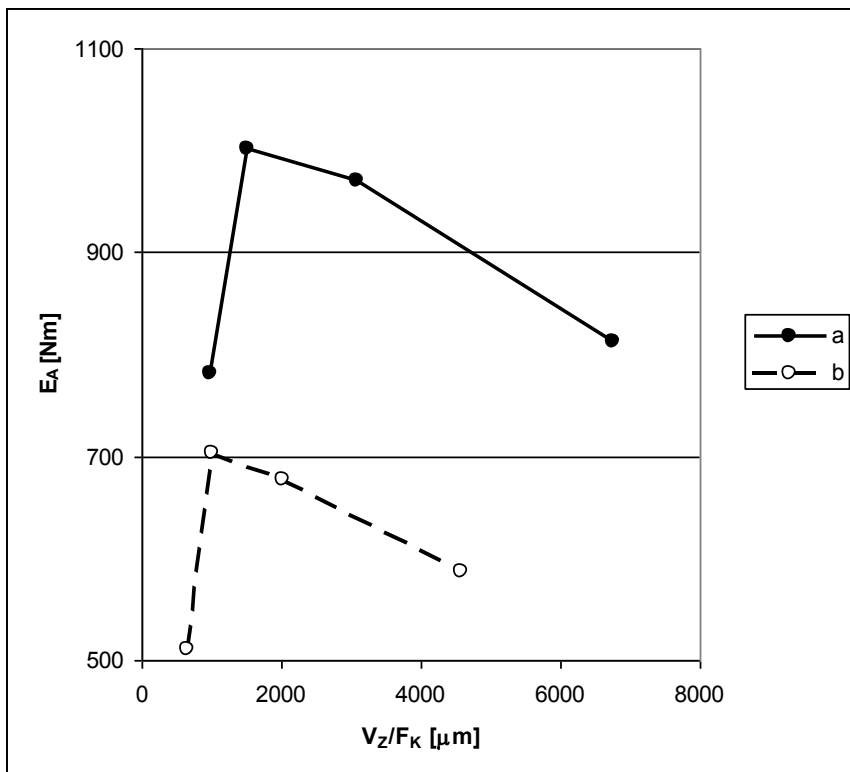


Рис. 4.10. Влияние геометрических характеристик макроструктуры на ударную стойкость бетонов: а – бетон на гравии, б – бетон на щебне

Fig. 4.10. Influence of the geometrical characteristics of macrostructure on the impact strength: a – gravel concrete, b – concrete with limestone aggregate

Как доказано в разделе 4.4 это явление касается также бетонов с изменяющимся показателем W/C.

Анализ поверхностей разрушения исследуемых образцов после завершения ударов, как и более высокий коэффициент вариации v по сравнению с f_c доказали, что ударное разрушение образцов произошло в результате превышения растягивающих напряжений в бетоне. Слабые заполнители, были разрезаны пополам и остались в окружающем растворе бетона. В плоскостях разрушения некоторые зерна гравия до половины объёма были крепко помещены в растворе, а от второй половины отщепился окружающий раствор.

В карбонатных бетонах выполненных с большим количеством раствора в 1 м^3 отдельные зерна крупного заполнителя $\varnothing 18$ мм легко ослабели в переломах разрушения.

Они, как можно предположить, в меньшей степени противостояли внутренней волне напряжений, созданных при ударе по сравнению с гравийным заполнителем. Из этого вытекает вывод, что, окружающий крупный дробленый заполнитель раствор цемента обладал более слабым соединением в переходном слое, чем гравий с таким же диаметром зерен. Развитие локальных остаточных деформаций и технологических трещин на микронеровностях щебня привели к разрушению матричного материала с передачей энергии удара на заполнитель. Это привело к тому, что часть зерен особенно с неправильной продолговатой линией дробления (образованной при производстве дробления камней) была разрезана в плоскости разрушения.

Как в случае заполнителей в виде гравия, так и в виде щебня не была обнаружена зависимость между количеством или поверхностью разрезанных насквозь зерен крупного заполнителя E_A . Число крупных зерен прорезанных насквозь было по объёму больше на $\approx 30\%$ при ударной нагрузке, по сравнению со статическими испытаниями в пересчете на поверхность разрушения. Ход линии разрушения в образцах был исследован при помощи лупы и микроскопа и представлен схематически на рисунке 4.11. Более подробное объяснение разрушения бетонов при ударной нагрузке автор объясняет в разделе 4.1 и 4.2.

Изменение объёма в зернистости долей крупного заполнителя и пополнение столба мелочи песком с p_k в диапазоне от 20% до 60% привело к росту или падению сопротивления на удар гравийного и щеблевого бетонов, что иллюстрирует рисунок 4.5. Из представленных на рисунке 4.5 результатов исследований вытекает, что увеличение доли крупного заполнителя фракции $\varnothing 4 \div 8$ и $\varnothing 8 \div 16$ мм привело к значительному падению E_A как гравийного так и щеблевого бетона. К примеру, падение E_A гравийного бетона при изменении p_r с 30% до 20% составляло около 20%, щеблевого бетона 25%. В свою очередь увеличение доли песка p_k с 30% до 45% повлекло за собой понижение E_A гравийного бетона на 7,6%, щеблевого на ок. 11%. Дальнейшее повышение p_k до 60% привело к большему падению E_A обоих исследуемых бетонов. Из представленных графиков наглядно видно, что при одинаковом уровне E_A бетоны на щебне всегда обладали большей долей песка p_k .

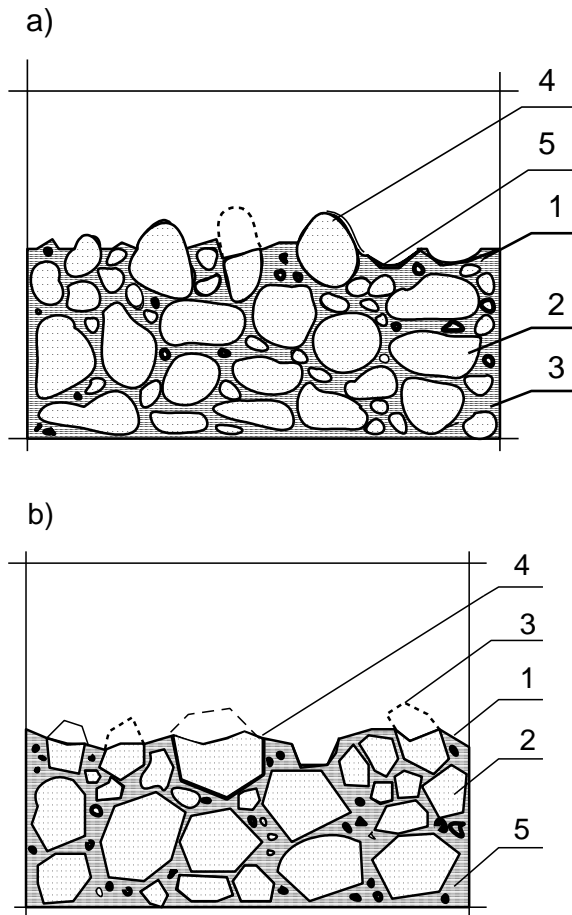


Рис. 4.11. Схема линии уничтожения исследуемых бетонных образцов:
 а – с гравийным заполнителем: 1. линия разрушения, 2. зерна гравия, 3. раствор, 4. часть бетонной смеси, соединенная с зерном, 5. отпечаток зерна
 б – с щеблевым заполнителем: 1. линия уничтожения, 2. щеблевое зерно, 3. прорезанное пополам зерно, 4. свободное зерно (с трещиной), 5. раствор

Fig. 4.11. Scheme of the destruction line of concrete samples:
 а – with gravel aggregate: 1. destruction line, 2. grains of gravel, 3. mortar, 4. part of a mortar grafted with a grain, 5. aggregate grain
 б – with limestone aggregate: 1. destruction line, 2. grain of a limestone aggregate, 3. halved grain, 4. loose grain with crack, 5. mortar

Это является закономерностью, обязывающей, прежде всего, при сопротивлении на сжатие, где при таком же f_c требуется меньше песка в бетоне выполненным из речных заполнителей, чем дробленных.

С целью получения высшего сопротивления E_A при высоком p_k , напр. 60% требовалось бы использовать несравненно больше бетонной смеси, т.е. больше воды и цемента, чтобы обеспечить необходимое покрытие зерен песка. Не выполнение этих требований повлекло за собой получение более низких значений E_A бетонов с p_k 60% и постоянным $W/C=0,5$ во всех исследуемых образцах.

На основании зависимостей, представленных на рис. 4.5 можно заключить, что бетоны как на гравии, так и на щебне в практическом применении должны характеризоваться долей песка на уровне $40 \div 45\%$.

Исследуемые бетоны на щебне, как менее устойчивые на динамическую нагрузку (ударную), поглощали больше средней энергии на один удар (E_A/U), чем бетоны на гравии, что иллюстрирует графики на рис. 4.6. Во время проведения исследований замечено, что отражение молота от структуры образец – наковальня гравийного бетона было больше и сопутствовал ему слышимый более высокий уровень интенсивности звука (акустической энергии) по сравнению с поглощающим звук бетоном на щебне. Используемый заполнитель–щебень был лучшим „амортизатором” в бетоне во время нанесения удара, что подтвердилось величиной однократно поглощаемой энергии.

На рис. 4.7 представлены зависимости E_A и f_{ct} бетонов с долей песка в диапазоне $20 \div 60\%$.

Существенным параметром, который повлиял на понижение E_A и f_{ct} , были свойства щебня, который характеризовался повышенной пористостью и влажёмкостью по сравнению с гравием в особенности в крупных фракциях $\varnothing 8 \div 16$ мм (табл. 4.1). Продолжая анализ свойств заполнителей, помещенных в табл. 2.1, подчёркивается более большую долю слабых зерен заполнителя в единице объёма по сравнению с гравием. Это, несомненно, одна из причин большего понижения E_A и f_{ct} бетона на щебне по сравнению с бетоном на гравии.

Представлены в табл. 2.2 результаты исследований на дробление заполнителя подтверждают, что гравийный заполнитель характеризуется лучшими свойствами сопротивления, чем щебень.

Сравнительную гистограмму изменений относительных величины сопротивления E_A , f_c и f_{ct} представлено на рис. 4.12. Как вытекает из данных помещенных в табл. 4.1 и графиков на рис. 4.12, бетоны с долей песка $p_p=30\%$ обладали повышенными свойствами и были приняты за 100% в виде исходных данных для сравнительных анализов.

Из графиков на рис. 4.12 вытекает, что изменение количества песка и заполнителя повлияло на процентное понижение E_A , и f_{ct} , и в меньшей степени на f_c обоих исследуемых видов бетонов. Этот факт свидетельствует о более близкой связи сопротивления на удар с сопротивлением на растяжение, чем на сжатие.

Из анализа графиков, представленных на рис. 4.9, а также данных из табл. 4.1 вытекает, что внутренняя поверхность F_k зерен заполнителя использованного в бетоне существенным образом влияет на E_A . Гравийный заполнитель имел меньшую внутреннюю поверхность по сравнению с щебнем с таким же диаметром. Тем самым более большая поверхность раствора окружала зерна щебневидного заполнителя. Это, в свою очередь, было связано с величиной поверхности переходного слоя заполнитель – бетонный раствор.

Можно оценочно предположить, что в рассматриваемых бетонах как гравийный заполнитель, так и плотные известняки обладали большей сопротивляемостью на один ряд, чем окружающая их матрица. По этому поводу замечено, что сфера разрушения в бетоне проходила главным образом через саму матрицу и иногда через переходный слой за исключением слабых зерен. При увеличении количества песка (напр. $p_k = 60\%$) замечается уменьшение E_A , а это в свою очередь является причиной большего количества внутренних дефектов в структуре раствора, вызванных увелтчением ВПР, ростом усадки и большей пористостью. Созданные внутренние микротрещины в бетоне и переходном слое, вызванные усадкой, были одной из причин в большем падении сопротивления на удар, чем на сжатие бетонов. Таким образом, сформированные микротрещины были местом сосредоточения напряжений растяжения и при поочередной ударной нагрузке распространились, создавая постоянные цепи микротрещин, вплоть до образования трещин разрушения.

С величиной F_k связано взаимное расположение зерен заполнителя. Несомненно, подбор более плотной упаковки легче осуществлять в бетонной смеси с речным заполнителем, чем из зерен дробленных механически. Это оказывает влияние на удобоукладываемость, водопотребность бетонной смеси, что, в конце концов, определяло конечное сопротивление E_A .

Увеличение количества крупного заполнителя в объеме бетона и уменьшение количества раствора в некотором определенном диапазоне привело в обоих исследуемых заполнителях бетона к уменьшению сопротивления на удар, что иллюстрируют графики на рис. 4.10 и данные табл. 4.1. Причина этого, по нашему мнению, заключается в изменении толщины покрытия крупного заполнителя V_z/F_k раствором.

Некоторая оптимальная толщина покрытия дает более однородную структуру с меньшей концентрацией внутренних напряжений, а тем самым высшее E_A . В свою очередь слишком большая толщина покрытия зерен заполнителя приводила к понижению сопротивления на удар, как гравийного, так и щебеночного бетонов.

Из представленных результатов исследований следует, что существует некоторая толщина покрытия (расстояние между заполнителями), выше которой дальнейшее увеличение количества растворной части не приводит к росту E_A .

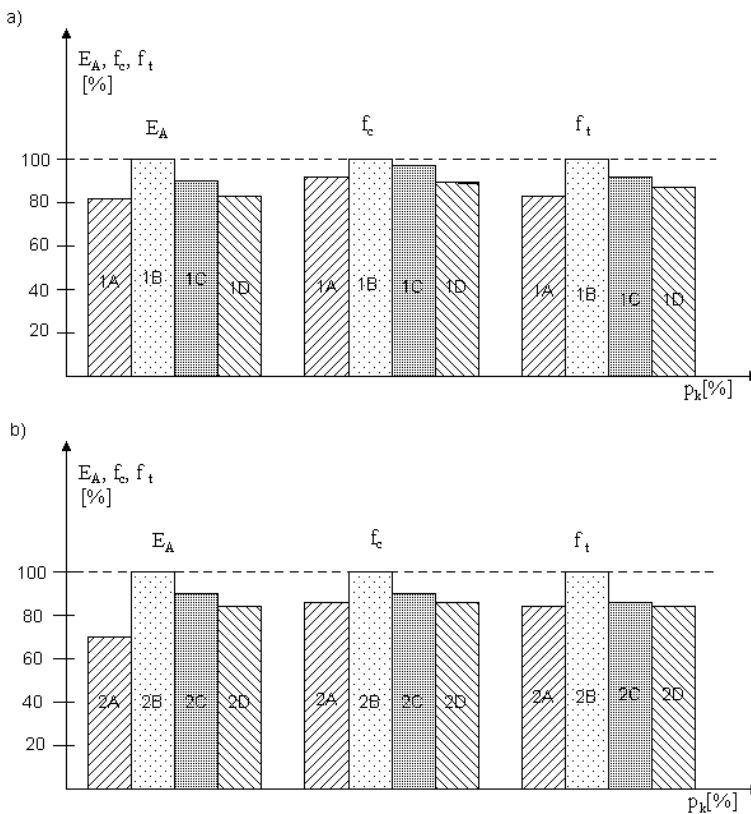


Рис. 4.12. Гистограмма снижения E_A , f_c и f_t в зависимости от доли песка в исследуемых бетонах: а – бетон на гравии, б – бетон на щебне

Fig. 4.12. Histogram of decrease of E_A , f_c and f_t in dependence on the amount of sand in the tested concretes: а – gravel concrete, б – concrete with limestone aggregate

4.4. Изучение влияния состава растворной части на свойства бетона

4.4.1. Влияние W/C на ударную стойкость бетона

Проведенный ранее анализ показал, что кроме геометрических параметров макроструктуры на распределение остаточных деформаций, ВПР и технологических трещин оказывает влияние уровень взаимодействия твердеющей растворной части с поверхностью заполнителей. Изучение уровня взаимодействия твердеющего матричного материала с заполнителями, по данным многих исследователей, можно регулировать путем качественного изменения материала матрицы. Это позволило поставить задачу изучения влияния состава растворной части (количество цемента, В/Ц) на свойства бетона.

Составы бетонов на заполнителях различного вида представлены в таблице 4.3.

Контролировали прочность при сжатии (f_c), динамический модуль упругости E_{cmd} и сопротивления ударным нагрузкам E_A . Проведенные испытания подтвердили, что прочность, динамический модуль упругости и сопротивления удару зависят как от геометрических характеристик макроструктуры, так и от уровня взаимодействия твердеющей растворной части с заполнителями. Последний определяется составом растворной части бетона, что подтверждается результатами, приведенными в табл. 4.4.

Представленные в таблице результаты относятся к средним арифметическим измерениям. Образцы к исследованиям в каждой серии определено следующим образом, напр. ВЖ–0,40 – речный заполнитель с показателем W/C=0,40; ВШ–0,55 – щебневый бетон с W/C=0,55 и т.п.

На рис. 4.13 представлены графики зависимости прочности на удар E_A от коэффициента W/C, двух видов заполнителей бетона. В обоих бетонах констатируется, что вместе с ростом W/C понижается E_A , при чем бетон на гравии оказался более стойкий при ударных нагрузках по сравнению с бетоном на щебне. К примеру, при W/C=0,4 прочность на удар бетона с дробленным щебеночным заполнителем стала ниже на 28%, чем бетона, выполненного из речного заполнителя. Эти различия значительно уменьшаются для слабых бетонов с W/C > 0,60.

Таблица 4.3. Состав бетонных замесей
Table 4.3. Composition of concrete mixtures

Порядковый номер	Обозначение	Вид использованного заполнителя	Количество песка [кг/м ³]	Колич. воды [л]	Колич. цемента [кг/м ³]	Колич. заполнителя Ф4–8 и Ф8–16 мм [кг/м ³]	W/C
1.	VZ–0,4	Гравий	826	160	400	1059	0,40
2.	VZ–0,45	Гравий	862	160	355,5	1059	0,45
3.	VZ–0,50	Гравий	892	160	320	1059	0,50
4.	VZ–0,55	Гравий	917	160	291	1059	0,55
5.	VZ–0,70	Гравий	970	160	228,5	1059	0,70
6.	BW–0,40	Щебень	469	180	450	1275	0,40
7.	BW–0,45	Щебень	511	180	400	1275	0,45
8.	BW–0,50	Щебень	545	180	360	1275	0,50
9.	BW–0,55	Щебень	572	180	327	1275	0,55
10.	BW–0,70	Щебень	632	180	257	1275	0,70

Образцы с низким W/C менее поглощали средней энергии удара E_A/U по сравнению с бетонами с высоким W/C, что представлено на рис. 4.10. Для образцов серии VZ потребление энергии E_A/U постепенно увеличивалось и для W/C=0,7 было больше и составляло около 59%.

Таблица 4.4. Результаты исследования средней прочности на сжатие (f_c), динамического модуля упругости (E_{cmd}) и прочности на удар (E_A) бетонов на разных заполнителях

Table 4.4. Results of the compressive strength test (f_c), the dynamic modulus of elasticity (E_{cmd}), and the impact strength (E_A) of concretes with different aggregate

Обозначение образца	Прочность на сжатие f_c [MPa]	Прочность на растяжение f_{ct} [MPa]	Динамич. модуль упругости E_A [MN/m ²]	Прочность на удар E_A [Nm]	E_A/U [Nm]	$k = \frac{E_{пол}}{E_{рек}}$
BŽ – 0,40	$\frac{44,2}{5,6}$	$\frac{3,85}{8,15}$	45852	$\frac{1937,0}{10,56}$	21,19	0,56
BŽ – 0,45	$\frac{36,8}{5,2}$	$\frac{3,20}{7,65}$	37887	$\frac{1346,7}{10,04}$	21,88	0,53
BŽ – 0,50	$\frac{30,6}{5,5}$	$\frac{2,83}{6,92}$	33424	$\frac{924,8}{8,90}$	22,80	0,50
BŽ – 0,55	$\frac{27,2}{5,1}$	$\frac{2,65}{7,36}$	29917	$\frac{757}{7,96}$	23,29	0,43
BŽ – 0,70	$\frac{17,8}{4,3}$	$\frac{1,62}{5,18}$	20329	$\frac{231,3}{8,33}$	30,83	0,30
BW – 0,40	$\frac{37,1}{5,7}$	$\frac{3,52}{7,99}$	38295	$\frac{1393,0}{10,11}$	21,81	0,50
BW – 0,45	$\frac{32,6}{5,7}$	$\frac{3,19}{6,94}$	32833	$\frac{968,2}{9,99}$	22,59	0,48
BW – 0,50	$\frac{31,1}{5,5}$	$\frac{3,01}{7,49}$	32115	$\frac{640,5}{9,45}$	24,03	0,42
BW – 0,55	$\frac{30,2}{5,4}$	$\frac{2,73}{6,01}$	31520	$\frac{576,5}{9,46}$	25,18	0,37
BW – 0,70	$\frac{16,7}{4,2}$	$\frac{1,71}{5,61}$	13063	$\frac{202,6}{9,31}$	34,60	0,26

Обозначения: BŽ – бетон на гравии, BW – бетон на щебне в скобках дан коэффициент вариации v в %; U – количество ударов до разрушения образца; k – коэффициент стойкости при ударной нагрузке.

Designations: BŽ – gravel concrete, BW – concrete with limestone aggregate coefficient of variance v in %; U – number of impacts to destruction; k – coefficient of strength at impact load.

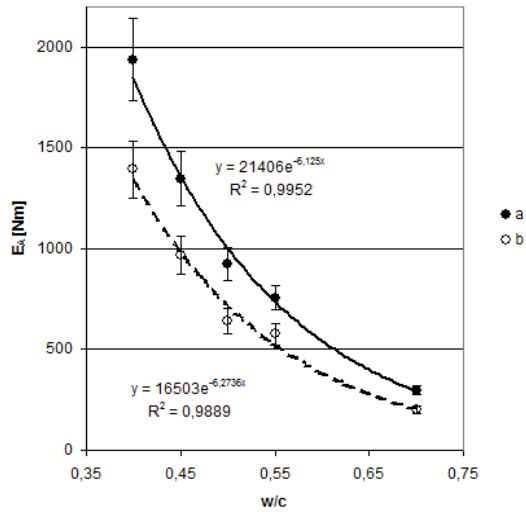


Рис. 4.13. Влияние W/C на ударную стойкость бетона:
а – на гравии; б – на щебне

Fig. 4.13. Effect of W/C on the impact strength of concretes:
а – gravel concrete; б – concrete with limestone aggregate

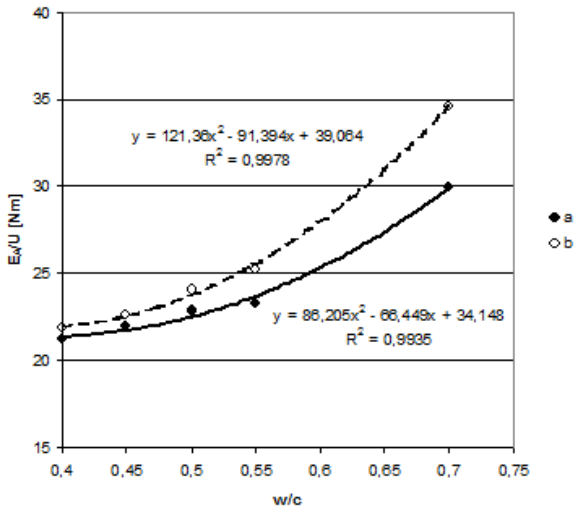


Рис. 4.14. Влияние W/C на энергию, поглощенную при одном ударе:
а – бетона на гравии; б – бетона на щебне

Fig. 4.14. Effect of W/C on energy absorbed at one impact:
а – gravel concrete; б – concrete with limestone aggregate

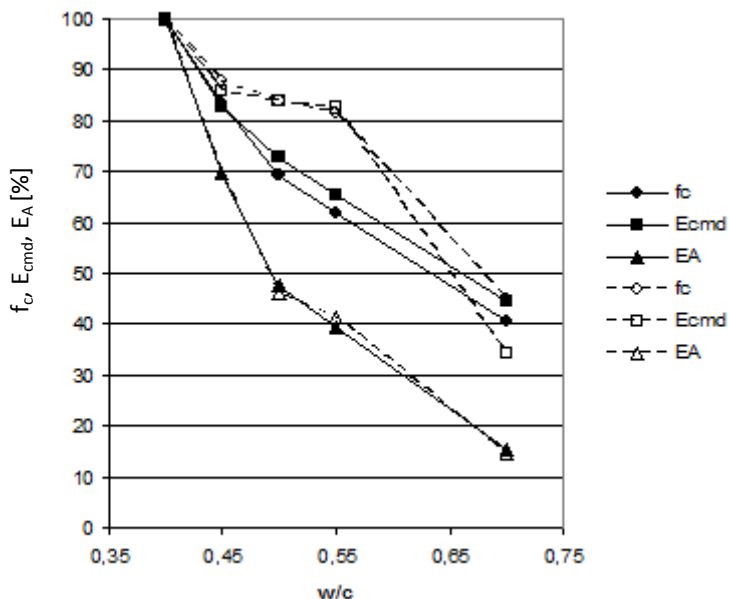


Рис. 4.15. Влияние W/C на изменение свойств бетонов на разных заполнителях

Fig. 4.15. Effect of W/C on changes in properties of concretes with different aggregates

Это несомненно доказывает, что более слабые бетоны с высоким W/C поглощали больше средней энергии при одном ударе, чем бетоны с низким W/C. По ходу проводимых опытов заметно было большее отражение молота от бетонных образцов с низким W/C.

Показатель W/C был тем фактором, от которого прежде всего зависели механические свойства исследуемых бетонов. В каждом из исследуемых бетонов в его структуре в разной макро и микро степени сформировались дефекты, непосредственно связанные с W/C. На рисунке 4.15 кривые показывают понижение f_c , E_{cmd} и E_A в зависимости от изменяющегося W/C при постоянном объеме крупного заполнителя. Созданная внутренняя матрица и переходный слой, в основном под влиянием W/C, имела самое большое влияние на понижение E_A по сравнению с f_c и E_{cmd} , обоих видов исследуемых заполнителей бетона. К примеру, для речного бетона при увеличении W/C с 0,40 до 0,50 E_A уменьшилась на 52%, f_c на 31% а E_{cmd} на 27%. Это значительное понижение E_A по сравнению с f_c (1,6 раза) и E_{cmd} (1,9 раза) свидетельствовали о сильном влиянии созданной структуры матрицы на прочность на удар. В исследованных щебневых бетонах изменение W/C с 0,40 до 0,50 вызвало понижение f_c на 16% и E_{cmd} на 55%.

Проведенные микроскопные анализы переломов разрушения образованные после нанесения ударов бетонов с карбонатным заполнителем свидетельствовали о слабом соединении в переходной зоне крупных зерен $\text{Ø}16\text{--}18$ мм с матрицей. Линия разрушения проходила по плоскости дробленных крупных щебневых зерен. Некоторые зерна были местами частично отколоты и соединены с матрицей вне переходной зоны. Явление это относилось к бетонам с $W/C=0,40$ и $0,50$. Зато более мелкие зерна $\text{Ø}4\text{--}8$ мм щебневого заполнителя при низком W/C были более крепко соединены в переходной зоне и линия разрушения проходила через разрез зерна и, далее, через матрицу. В обоих бетонах при более высоком показателе W/C разрушение проходило в основном по плоскости зерен как мелких так и крупных ($\text{Ø}4\text{--}8$ мм) в переходной зоне и через матрицу.

Данные выше описания переломов разрушения могут свидетельствовать о значительном влиянии крупных зерен заполнителя и прежде всего показателя W/C на прочность бетона на удар.

Одну из причин отрицательного влияния на E_A более крупных зерен заполнителя можно объяснить ослаблением соединения с переходной зоной из-за созданных водоносных линз. Образовались они вследствие испускания цементного молока (англ. bleeding) в соединении крупное зерно – переходная зона, что схематически представлено на рис. 4.16.

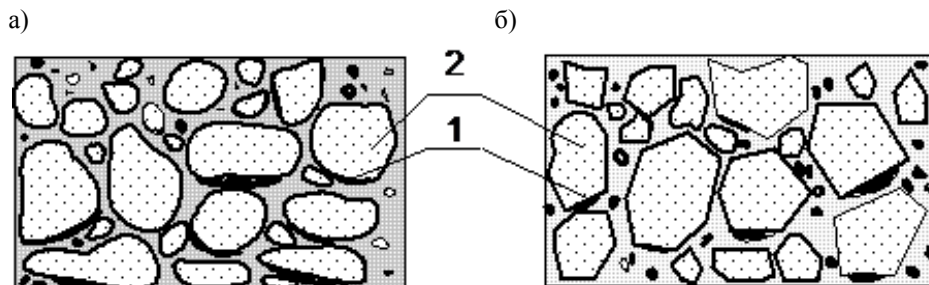


Рис. 4.16. Схема создания водоносных линз под зернами заполнителя: а – гравия, б – дробленного щебня, 1. водоносные линзы, 2. крупное зерно заполнителя

Fig. 4.16. Scheme of formation of the water meniscus into the grains of aggregate: а – gravel, б – limestone, 1. water meniscus, 2. coarse aggregate

Очередной причиной имеющей влияние на прочность был, по всей вероятности, рост W/C при поверхности зерен заполнителя, описываемый как т.н. „эффект стены” (франц. effect du paroi). Этот эффект вызывал большую пористость в переходной зоне, а тем самым обычно более меньшую прочность по сравнению с дальше расположенной матрицей.

Вообще констатируем, что прочность бетона на удар E_A зависит от структурных макродефектов созданных под влиянием показателя W/C .

Влияние W/C на конечные деформации ВПР и технологические трещины

В разделе 3 представлены характерные ситуации формирования адгезионных (R_A) и когезионных (R_k) сил. В результате их действия образовались деформации в объемах материала, которые вели к сформированию ВПР и технологических трещин. С целью определения влияния W/C на деформации и развитие трещин рассмотрено следующие задачи. Выделенный единичный элемент бетона, нагруженный ударным импульсом $P_{(t)}$. В анализах вводилось некоторое упрощение, т.е. зерна гравийного заполнителя будут в форме круга, а матричный материал, окружающий зерна, будет определяться в модуле упругости $E_M < E_3$. Выделенный из бетона единичный элемент представлен на рис. 4.17.

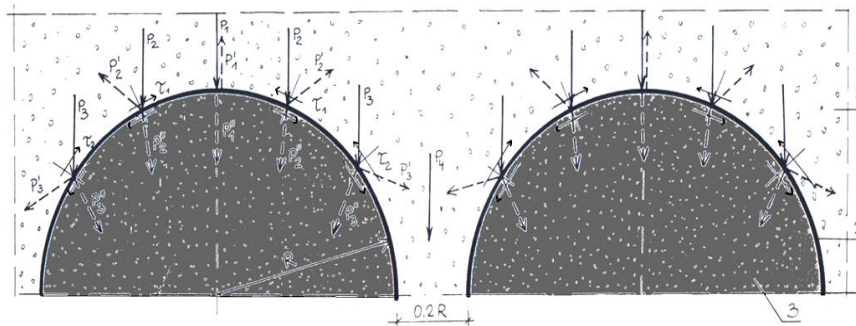


Рис. 4.17. Схема нагружения единичного элемента, выделенного из бетона:
1. матричный материал, 2. ВПР, 3. зерно заполнителя

Fig. 4.17. Scheme of loading a single element in concrete:
1. matrix, 2. ITZ, 3. cement's grain

Распространяющийся импульсивный удар как волна сжимающих напряжений проходит через матричный материал и встречает на своем пути преграду – зерно заполнителя. Согласно с $\rho_1 \cdot v_1$ матричного материала меньше чем $\rho_2 \cdot v_2$ заполнителя (где: ρ_1 и ρ_2 – плотность матрицы и заполнителя, v_1 и v_2 – скорости волн в матрице и заполнителе) наивысшие напряжения выступят на границе этих материалов. В месте соединения матричный материал – заполнитель будет иметь место явление дисперсии – отражения, преломления и перехода энергии во второй центр. Принимая во внимание круглую форму зерна, и кривую по кругу дисперсия в разных местах будет иметь разную величину.

Тем самым напряжения вокруг моделированного зерна будут уменьшаться по величине. Наибольшие растягивающие напряжения образуются в точке концентрации нагружения P_1 в эффекте отражения перпендикулярно падающей волны сжимающих напряжений, рис. 4.17.

Растягивающие напряжения будут последовательно уменьшаться по кривой круга вследствие уменьшающегося угла стыка периметра с силами P_2 и P_3 . Одновременно на кривой круга рядом с растягивающими напряжениями выступит явление скольжения, и появятся сжимающие напряжения τ , имеющие переменные величины, касательные к зерну заполнителя.

Величины переменных сжимающих и растягивающих напряжений, выступающих в окружении матричного материала и заполнителя, очень трудно определить в условиях короткого времени нагрузки. С целью их приближенного расчета и определения мест концентрации напряжений введено некоторые упрощения. Предположено, что на характерную единицу объема бетона воздействует статическая единичная нагрузка, отдельно сжимающая и растягивающая, что представлено на рис. 4.18.

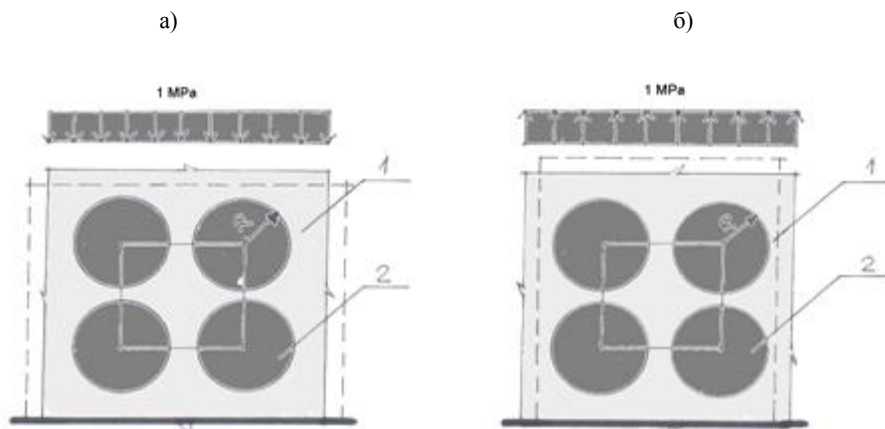


Рис. 4.18. Модель статического нагружения единичного элемента бетона: а – сжатие, б – растяжения, 1. матричный материал, 2. зерно заполнителя

Fig. 4.18. Model of concrete under the static load: а – compression, б – stretching, 1. matrix, 2. grain of aggregate

В анализе принято исходный модуль упругости заполнителя и раствора $E_3 > E_M$ (3,0 раза), а также раствор, который является однородным материалом. Принято также диаметр зерна 20мм, расстояние между зернами $0,2R$.

Далее были произведены расчеты растягивающих и сжимающих напряжений при нагрузке $g = 1 \text{ МПа}$ в заполнителе и растворе (матричном материале). Расчеты были произведены с помощью компьютерной программы Mes. Для определения полей напряжений единичный элемент поделено на несколько сот узлов, что представлено на рис. 4.19 и 4.20.

В каждом пронумерованном узле в произвольной точке можно было рассчитать величину напряжений в зависимости от статического нагружения, а также горизонтальных и вертикальных перемещений.

На следующих рисунках 4.21 – 4.26 представлены графики сжимающих и растягивающих сил как напряжений, главным образом \max и \min , нормальных и срезающих напряжений. Для представления полного образа влияния нагружения представлены также напряжения на отрезке внешнего слоя заполнителя и соединения с матричным материалом.

На представленных графиках можно заметить характерные точки концентрации напряжений. Например, главные максимальные напряжения (сжатия – со знаком минус, растяжения – со знаком плюс) концентрировались на соединениях вертикальных стыков зерен заполнителя с матричным материалом, рис. 4.21 и 4.22. Наивысшие срезающие напряжения σ_{12} достигают максимальных величин на отрезке при угле $\approx 45^\circ$ к горизонтальной оси x_2 и далее малеют почти до нуля, рис. 4.24. На рис. 4.27 представлены величины горизонтальных и вертикальных перемещений, возникших при растяжении нагрузкой $g = 1 \text{ МПа}$. Наибольшие перемещения, рассчитанные в мм, выступили при растяжении в матричном материале в области верхней плоскости моделированного зерна.

Определение точек максимальной концентрации напряжений и перемещений в окружении заполнителя и матричного материала были полезны в дальнейших анализах при ударном нагружении.

Как показано в разделе 1.2. при ударном нагружении, т.е. при довольно быстром нагружении по сравнению с нагружением статическим, увеличивались прочностные параметры бетона.

Например, прочность на растяжение увеличивалась до 80%, деформации в 1,46 раза, модуль упругости $E_{\text{снд}} = 1,2 \div 1,3 E$ (собственные исследования). Эти результаты исследований позволили одновременно принять, что представленные на графиках уровни напряжений (рис. 4.21 ÷ 4.26) при статичных нагрузках возрастут на некоторую величину при импульсивном ударном нагружении. Можно далее принять, что при ударном нагружении концентрация напряжений сжатия и растяжения будет иметь место в тех самых точках моделированной единицы, как и при статичной нагрузке.

Теперь необходимо установить связь между „рисунками” сформированных ВПР и технологических трещин перед нагрузкой и „рисунками” точек в моделированной единице бетона, в которой наступила концентрация напряжений при нагружении (рис 4.21 ÷ 4.25). С этой целью рассмотрены ниже следующие варианты.

Вариант первый: $R_A > R_k$ плюс максимальные напряжения в характерных точках рассматриваемого единичного элемента. Возникшие при $R_A > R_k$ деформации привели к образованию трещин в матричном материале между зернами заполнителя. Наиболее главные напряжения при нагрузке появились под и над зернами на стыке ВПР (рис. 4.21 и 4.22). Напряжения среза максимальной величины концентрировались по линии зерна при угле 45° положения радиуса R (рис. 4.19) и были в 3 раза короче и меньше по отношению к σ_{\max} . Отсюда следует, что при ударным нагружении под влиянием $R_A > R_k$ в первую очередь наступит рост развития технологических трещин в горизонтальной линии, рис. 4.28. Образующиеся в матричном материале трещины могут подвергаться трансформации в эксплуатационные трещины при циклически повторяющихся ударах.

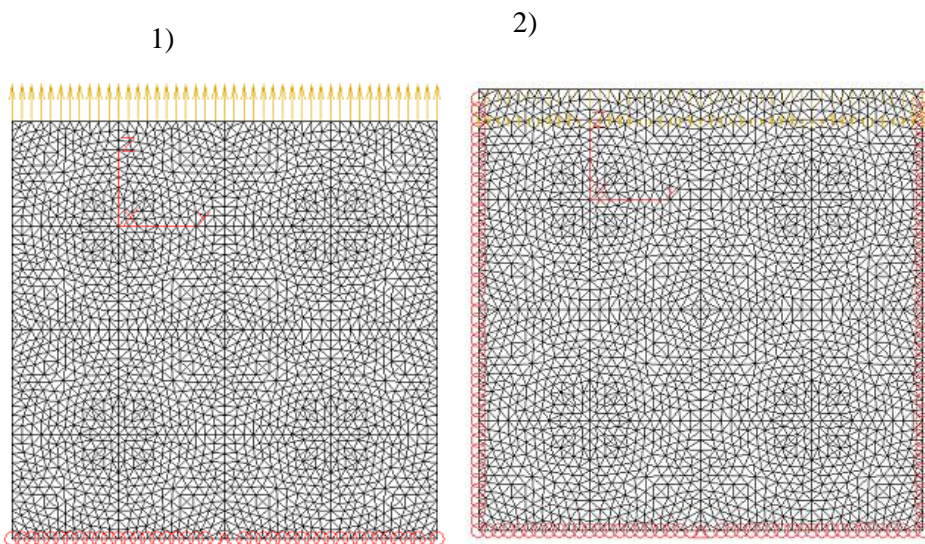


Рис. 4.19. Схема единичной системы заполнитель – матричный материал с узлами: 1. при растяжении, 2. при сжатии

Fig. 4.19. Scheme of an aggregate–matrix concrete unit adopted for computer software analysis: 1. at compression, 2. at stretching

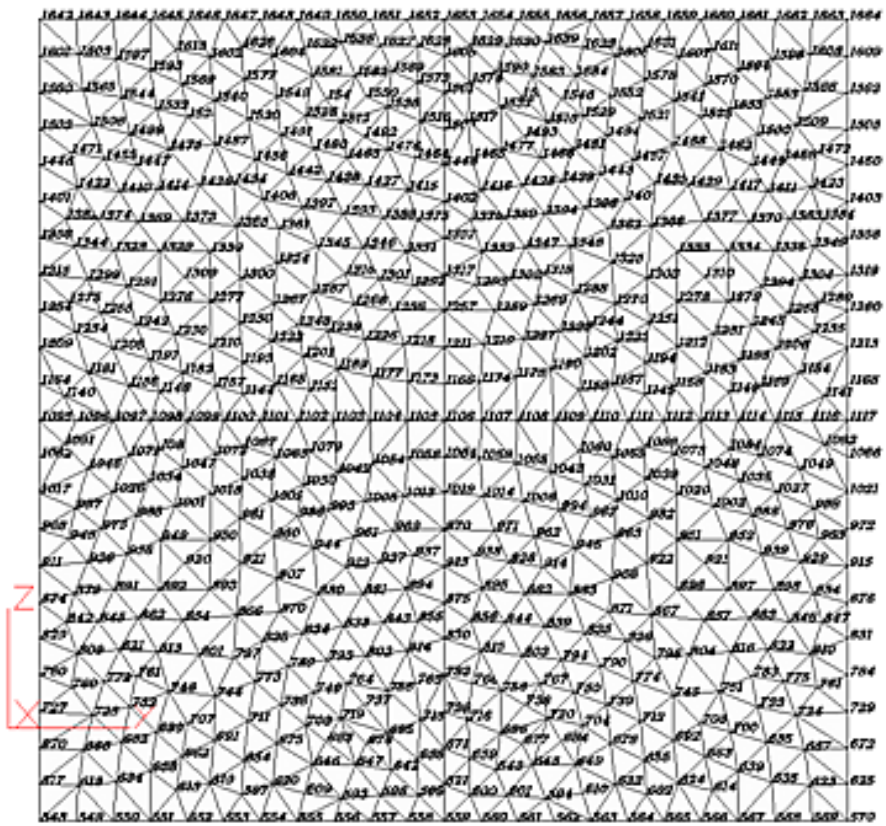
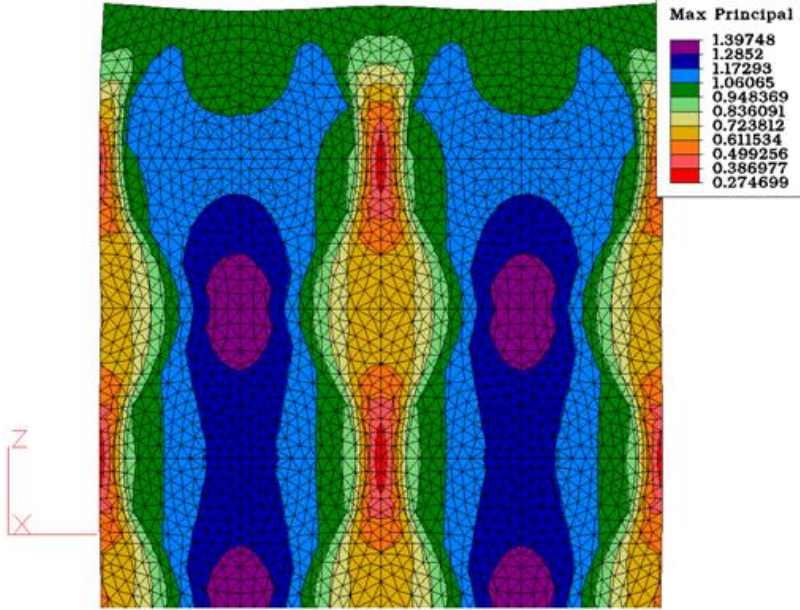


Рис. 4.20. Раздел выделенной элементарной единицы на узлы к анализу напряжений в зернах заполнителя и матричного материала

Fig. 4.20. Isolated concrete element for the analysis of the aggregate–matrix stresses

σ_{\max}



σ_{\min}

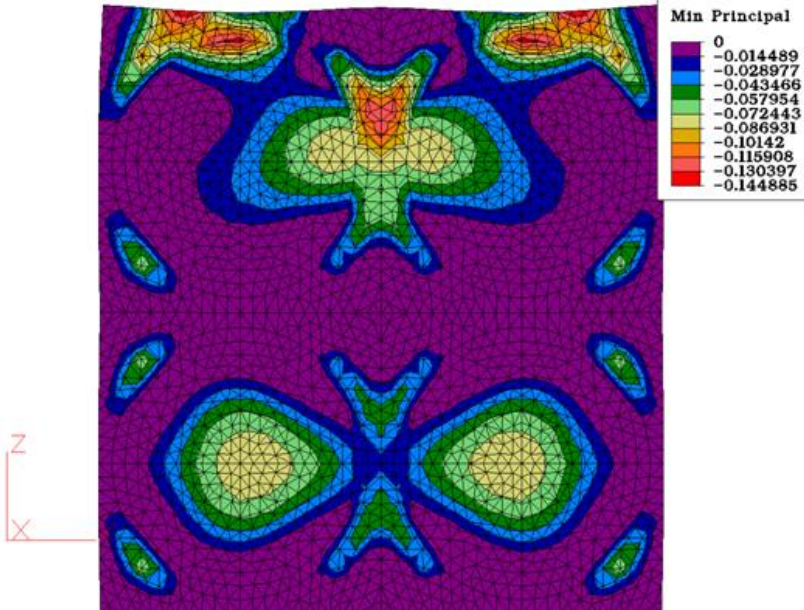


Рис. 4.21. Графики max и min главных напряжений сжатия

Fig. 4.21. Chart of the min and the max compressive stresses

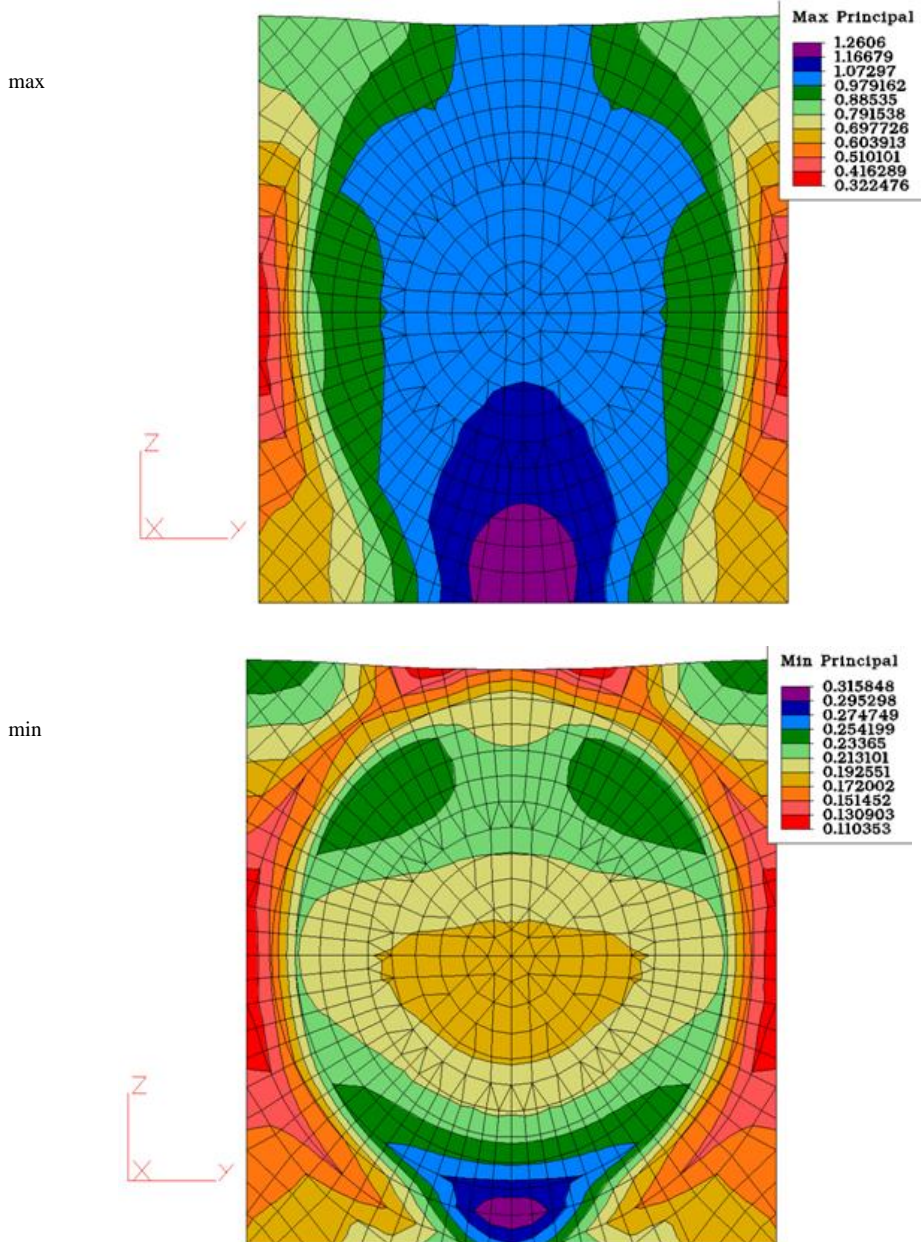


Рис. 4.22. Графики max и min главных напряжений растяжения вокруг одного зерна

Fig. 4.22. Chart of the max and the min stresses when stretching around the aggregate grain

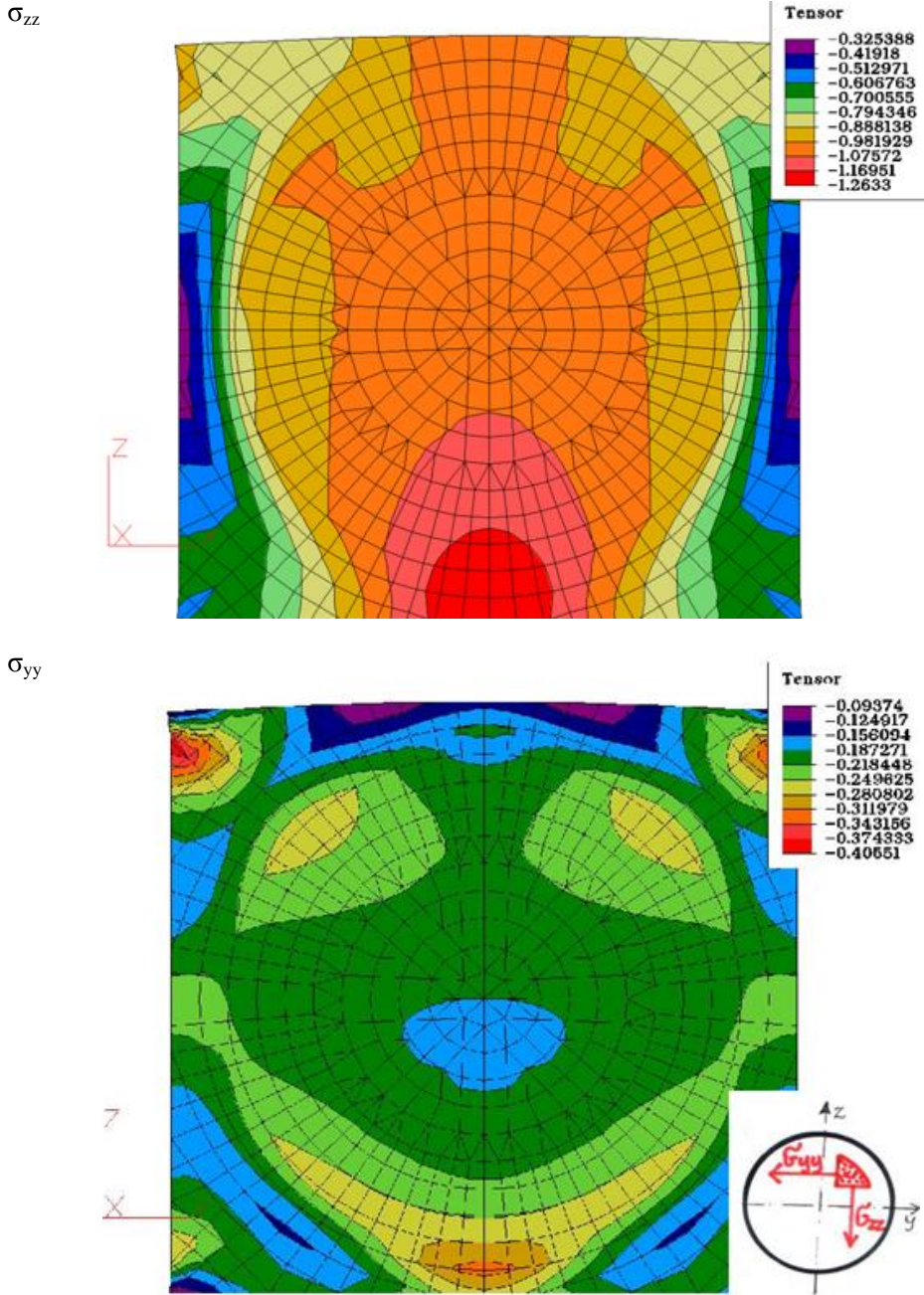


Рис. 4.23. Графики нормальных напряжений вдоль оси Y и Z

Fig. 4.23. Distribution of normal stresses around the Y and Z axes

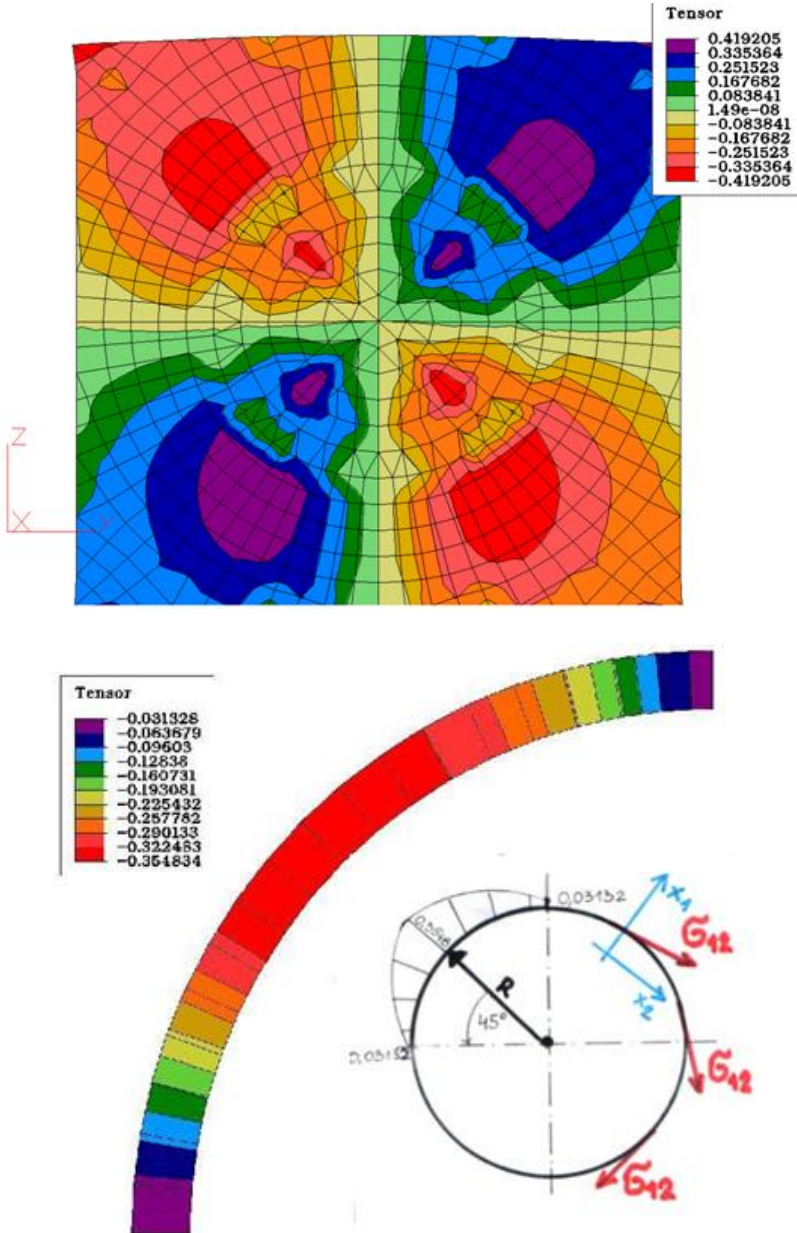
σ_{12} 

Рис. 4.24. Графики напряжений сжатия (касательных) по линии моделированного зерна заполнителя

Fig. 4.24. Distribution of the compressive stress along the line of the aggregate grain's model

σ_{11}

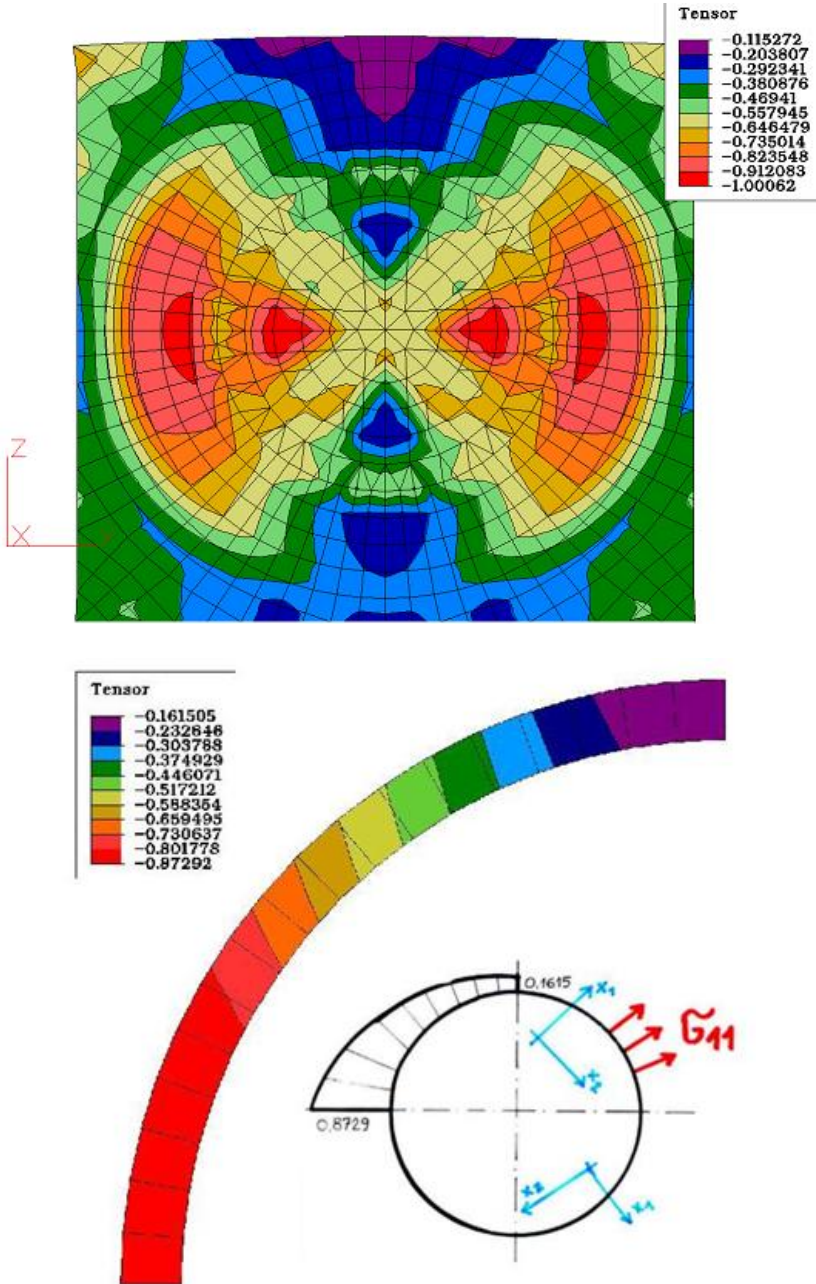


Рис. 4.25. Графики нормальных напряжений (редуцированных) к краю моделированного зерна заполнителя

Fig. 4.25. Standard stresses distribution (reduced) of the aggregate grain's model

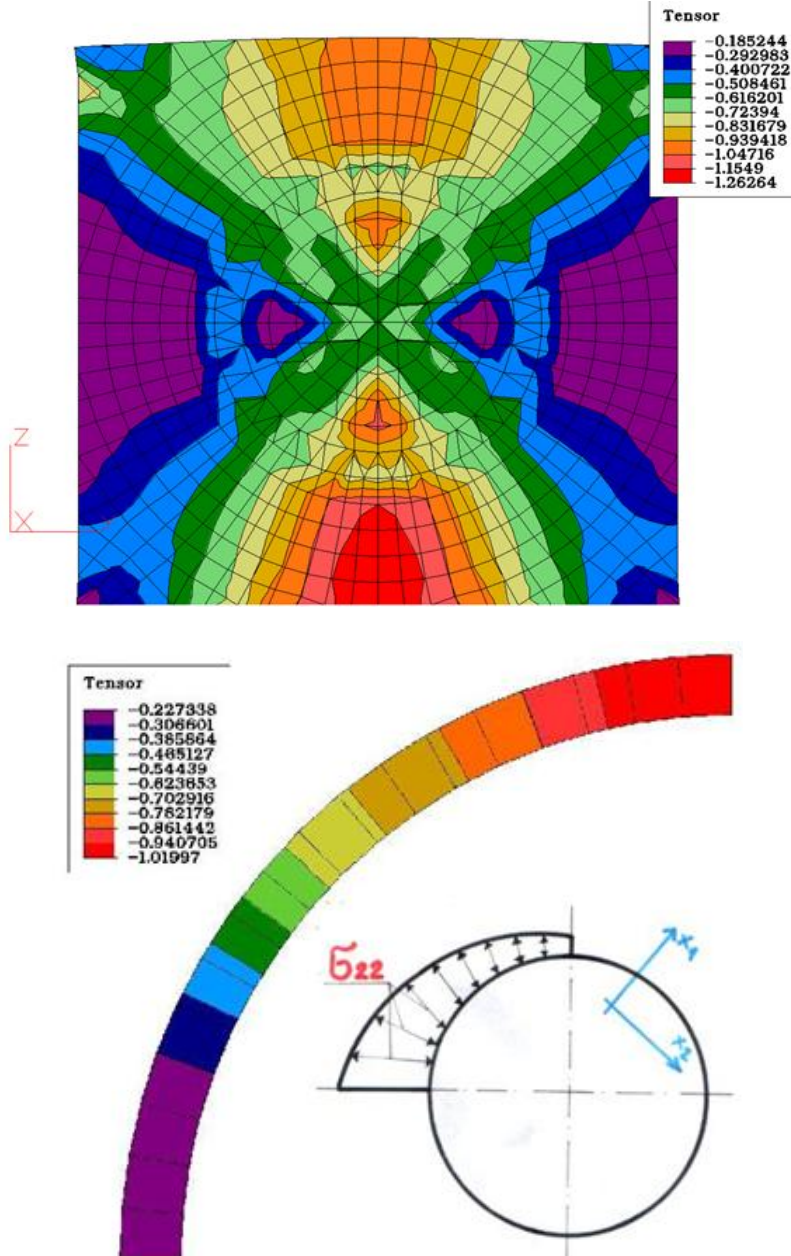
σ_{22} 

Рис. 4.26. Графики напряжений на перпендикулярных отрезках к линии моделированного зерна

Fig. 4.26. Model of stresses at the place of detachment from the aggregate grains

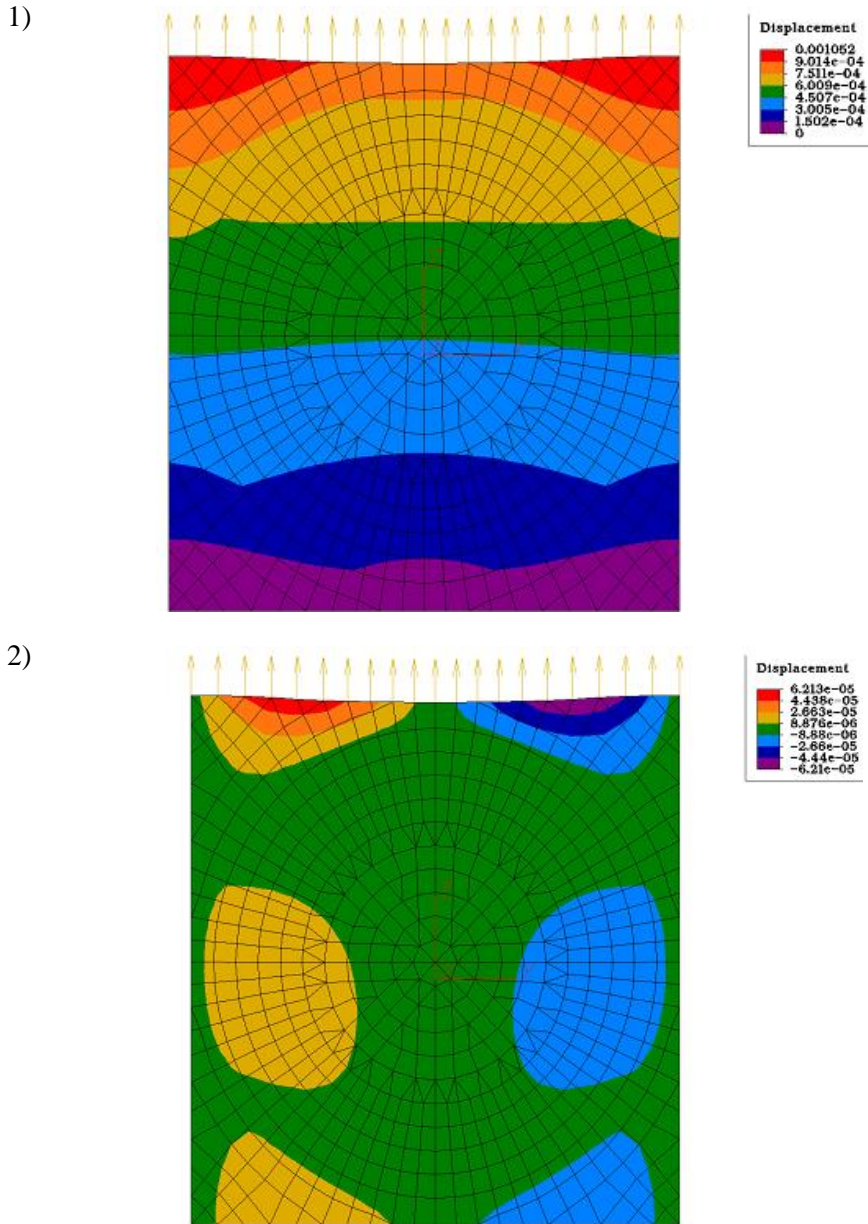


Рис. 4.27. График перемещения узловых элементов при растяжении в [мм]:
 1. модель вектора вертикального сдвига,
 2. модель вектора горизонтального сдвига

Fig. 4.27. Displacement charts of elements in the aggregate–matrix stretching, in [mm]

Вариант второй: $R_A < R_k$ и $R_A = R_k$ плюс напряжения. Сформированная ВПР, технологические трещины и концентрация напряжений при нагрузке позволяют утверждать, что развитие трещин будет протекать в ВПР вместе с зернами, а также частично в матричном материале до следующего зерна.

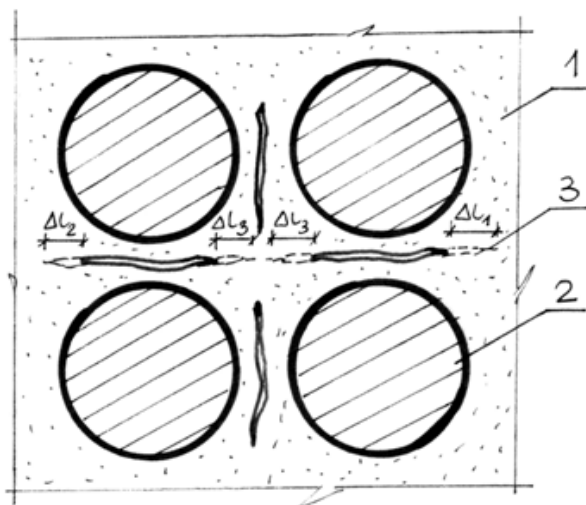


Рис. 4.28. Схема развития горизонтальных трещин для $R_A > R_k$ и σ_{max} : 1. матричный материал, 2. зерно заполнителя, 3. прорастание горизонтальной трещины на ее берегах.

Fig. 4.28. Scheme of the development of the horizontal cracks at $R_A > R_k$ and σ_{max} : 1. matrix, 2. aggregate grains, 3. increase in horizontal crack.

Прорастание технологических трещин и ВПР в рассматриваемом случае, возможно, будет главным местом образования эксплуатационных трещин, а их дальнейшее преобразование в главную магистраль зарисовки может вести к разрушению материала.

Представленный выше анализ касался общего условия развития деформаций и трещин в бетоне и не определяет роли коэффициента W/C и прочих составляющих материала. Ниже проанализировано влияние изменяющегося W/C на конечные деформации бетона и развитие трещин. Как показано в разделе 3 на уровне микроструктуры коэффициент W/C влиял на изменение формы „рисунка” ВПР и технологических трещин в цементном камне [25].

Сформированные в цементном камне, главным образом по причине W/C, характерные блоки-кластеры и их микроструктурные составляющие, ВПР и технологические трещины имеют возможность деформации при действии ударных нагрузок.

Этим деформациям может сопутствовать возможность развития трещин на уровне микроструктуры. При приложении градиента напряжения они могут распространяться и соединяться с трещинами на уровне макроструктуры либо развиваться самостоятельно. Как показал анализ модели (раздел 3) на уровне микро– (между кластерами) и макроструктуры (в соединении матричный материал – заполнитель) ВПР является наиболее слабым звеном в бетоне. Поэтому ВПР будет в первую очередь подвержена градиентом деформации, возникшим при нагрузке, более чем структурные дискретные блоки и матричный материал. Уменьшение ВПР и снижение деформаций может производиться путем снижения дефектов вследствие уменьшения W/C. Принятие повышенного уровня W/C должно быть также технологически и экономически обосновано при принятии во внимание характеристик остальных составляющих. Проведенные компьютерные вычисления в единичном элементе заполнитель – матричный материал показали, что все типы напряжений, которые выступили в данном элементе, имели более высокие величины по линии зерна (в ВПР) по сравнению с остальной частью матричного материала. Это очень важно с точки зрения существенности роли, которую играет ВПР при перенесении деформаций (напряжений) из заполнителя на матричный материал. Вместе с возрастанием W/C будет уменьшаться диспропорция на уровнях модулей упругости между матричным материалом E_m и заполнителем E_z . Тем самым представленное на рисунках 4.21 ÷ 4.26 состояние напряжений при нагрузке будет стремиться к равновесию в обоих материалах. Поэтому протеканию волны напряжений, возникшей вследствие удара, будут сопутствовать меньшие деформации на границе матричный материал – зерно заполнителя. Осажденные в „сильном” матричном материале зерна крупного заполнителя примут на себя большую „порцию” ударного нагружения (напряжения) из окружающего материала. Поэтому можно ожидать появление большего числа крупных зерен разрезанных пополам насквозь по сравнению с зёрнами в более слабом матричном материале с высшим показателем W/C. Рядом с прочностной характеристикой матричного материала и ВПР существенным также является угол падения волны ударных напряжений на поверхность зерна.

На рисунке 4.29 показано такую примерную ситуацию. На данном рисунке принята круглая форма гравийных зерен и многоугольная форма ломанных щеблевых зерен.

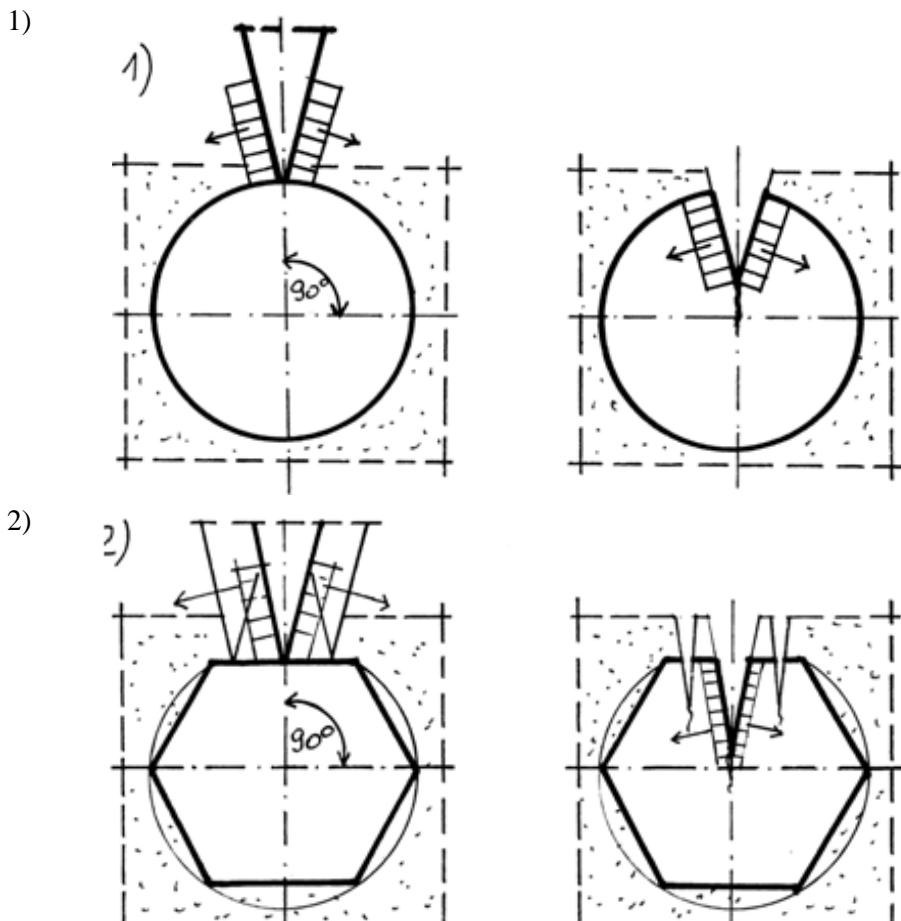


Рис. 4.29. Схема нагружения зерна ударной волной и разрушение:
1. зерна гравия в форме круга, 2. щеблевого зерна в форме многоугольника.

Fig. 4.29. Scheme of loading of aggregate grain by wave and stages of destruction:
1. rounded grains of gravel, 2. polygonal limestone grains.

В контексте влияния W/C на ударную прочность бетона необходимо также подчеркнуть роль плотности ρ в матричном материале и ВПР на стыке с заполнителем. Из анализа литературы, представленной в разделе 2, вытекает, что изменение плотности ρ влечет за собой изменение скорости прохождения акустической волны (напряжений) v .

На основании параметра $\rho \cdot v$, называемого полным акустическим сопротивлением, можно определить величины напряжений. Например, если $\rho_1 \cdot v_1 < \rho_2 \cdot v_2$ (матричного материала и заполнителя), то на границе с зерном появится увеличение напряжений и деформаций. Напряжения будут выражены как:

$$\Sigma = 2\sigma_0 \cdot \rho_2 \cdot v_2 / (\rho_1 \cdot v_1 + \rho_2 \cdot v_2) \quad (4.1)$$

где: σ_0 – напряжения в материале 1.

Изменению напряжений σ с зависимостью от ρ и v всегда будет сопутствовать качественная и количественная характеристика матричного материала (ВПР и трещин) на уровне микро– и макроструктуры, обоснованная подбором W/C. Вместе с ростом напряжений (нагрузок) развиваются трещины, что подтверждается понижением скорости v . Проблематика, связанная с уровнем напряжений и влиянием ρ и v , была широко документирована в неразрушающих исследованиях бетона.

Представленный выше анализ влияния процессов деформаций и развития технологических трещин на конечную прочность бетона при импульсивном ударе показал существенную роль показателя W/C в этом сложном процессе. Стоит подчеркнуть, что формирование деформаций и технологических трещин на этапе твердения бетона без нагрузки имеет место при эксплуатационном нагружении. Поэтому основную роль играет здесь оптимальный подбор составляющих на этапе приготовления бетонной смеси с точки зрения формирования ВПР и технологических трещин.

Итак, как было показано выше, форма ВПР, технологических трещин и их характер распространения в объеме материала влияет на изменение свойств гетерогенного бетона. Эти качественные и количественные структурные параметры связаны с последующим этапом эксплуатационного нагружения и окончательно решают о прочности бетона при ударной нагрузке, а также его стойкости в агрессивных условиях окружающей среды.

4.4.2. Влияние пористости на ВПР на стойкость бетонов при импульсивных нагрузках

В результате проведенных исследований структурной пористости методом ртутной порометрии определены объемы и радиусы открытых пор цементных прослоек окружающих речной заполнитель с разным показателем W/C. Характеристику структурной пористости взятой из бетонов представляет табл. 4.5.

Подразделение пор в зависимости от величины радиуса принято называть по указаниям RILEM. Итак, капиллярные поры обладали радиусами больше, чем 1000 Å, контракционные поры (или переходные) выступающие между кристаллами карбоната, размещаются в пределах 100–1000 Å. Гелевые поры (называемые также железные), выступающие в массе слабо кристаллизованных силикатов карбоната, имеют радиусы в пределах 50–100 Å. В настоящей работе порами молекулярными называют сумму контракционных и гелевых (железных) поров за [2,3] так как в процессе соединения атомов и молекул создаются пробелы, дефекты в структуре связаны непосредственно с продуктами геля (желя).

На рис. 4.30 представлено графики объема пор и их радиусы выступающие в исследованных цементных прослойках с разными водно-цементными показателями.

На основе полученных показателей и исследований (табл. 4.5) представлено зависимости между прочностью на удар (E_A) и объемом и радиусом пор. Зависимости эти иллюстрирует график на рис. 4.31.

Решающая о прочности бетонов капиллярная пористость, сформированная с выбора вариантности показателя W/C, повлияла на величину E_A . График зависимостей прочности на удар и объема капиллярных пор (V_k) представлен на рис. 4.32.

Совокупный объем пор V повлиял на снижение прочности на сжатие, удар и динамический модуль упругости. Величины этих понижений иллюстрируют графики представленные на рис. 4.34. Для сравнительных целей использовано измеренные f_c и $E_{сmd}$ помещенные в табл. 4.4 раздела 4.3.1.

Представленные в табл. 4.7 величины и графики на рис. 4.32, подтверждают влияние W/C на формирование структуры. Так сформированные объемы и радиусы пор в зависимости от W/C повлияли на изменение f_c , $E_{сmd}$ и E_A . Представленные графики показывают закономерность понижения E_A при росте совокупного объема пор V .

Ухудшение качества матрицы через рост объема и радиуса пор в первую очередь зависит от W/C (рис. 4.32). Увеличение V с 0,035 до 0,04 [см³·г⁻¹] вызвало уменьшение E_A на 31%, что соответствует изменению W/C с 0,4 до 0,45. Росту общего объема пор в исследованных составах сопутствовал всегда рост объема капиллярных пор V_k . Связь между E_A и V_k иллюстрирует рис. 4.33.

Зависимость, вытекающую из соотношения этих параметров, можно представить формулой:

$$E_A = 16,387(V_k) - 0,8716 \quad (4.2)$$

Таблица 4.5. Характеристики структурной пористости гравийных бетонов с W/C от 0,4 до 0,7

Table 4.5. Characteristics of the matrix porosity in the gravel concrete with W/C = 0.4 to 0.7

Порядковый номер	Обозначение пробы	Объем открытых поров V [см ³ /г]	Объем капиллярных поров >1000Å V _к [см ³ /г]	Капиллярные поры [%]	Молекулярные поры (гелевые+контрационные) V _р [%]	W/C	Медиана радиусов [Å]	E _Δ (из табл. 3.6) [Nm]
1.	BŽ-0,40	0,035896	0,004558	12,70	87,30	0,40	301	1937,0
2.	BŽ-0,45	0,039578	0,005447	13,79	86,21	0,45	329	1346,7
3.	BŽ-0,50	0,046789	0,009362	20,01	79,99	0,50	339	924,8
4.	BŽ-0,55	0,059720	0,015332	26,11	73,89	0,55	438	757,4
5.	BŽ-0,70	0,083964	0,032200	36,35	63,65	0,70	488	298,4

Используя параметры состава и структурных изменений бетонной смеси Горчаков и другие [2,3] предложили формулу для расчета объема капиллярных пор:

$$V = W - \omega t \cdot \alpha \cdot c \tag{4.3}$$

где: W – количество воды в цементном камне, c – количество цемента, α – степень гидратизации, ωt – количество связанной воды.

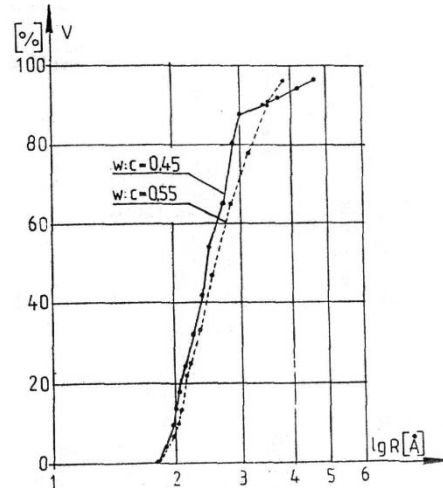
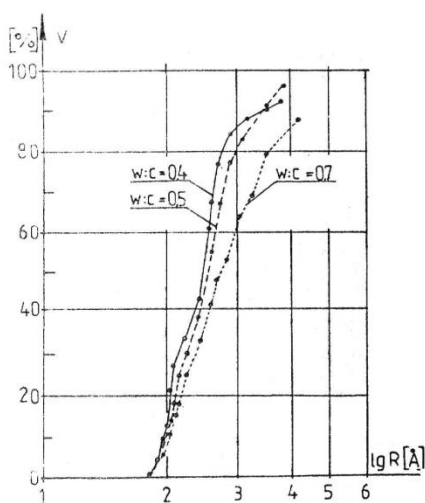
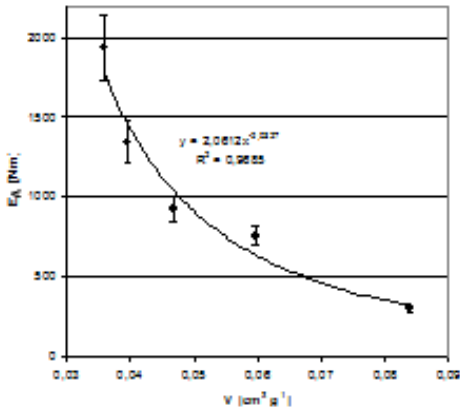


Рис. 4.30. Объем и радиусы цементного камня с разным W/C

Fig. 4.30. Volume and pore diameter of cement paste with different W/C.

а)



б)

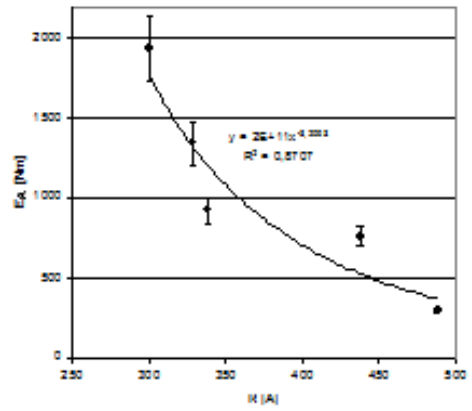
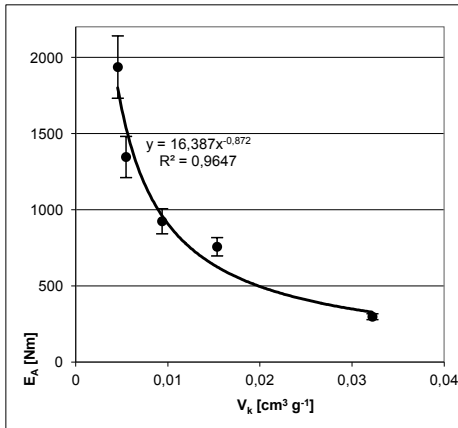


Рис. 4.31. Зависимость прочности бетона на удар: а – от объема пор, б – от радиусов пор

Fig. 4.31. Dependence of the impact strength of concrete: a – and pore volume, b – and pore diameter

а)



б)

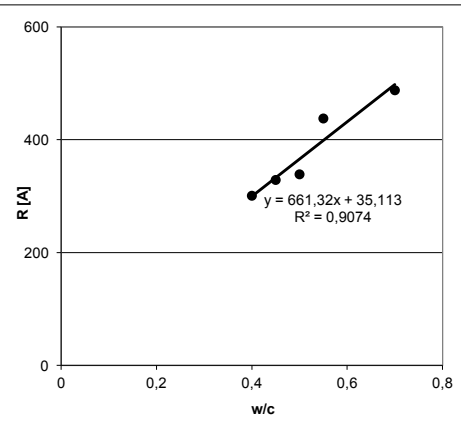


Рис. 4.32. Влияние W/C на капиллярную пористость и ЕА: а – объем пор, б – размер радиусов капиллярных пор

Fig. 4.32. Effect of W/C on the capillary porosity and EA: a – pore volume, b – diameter of capillary pore

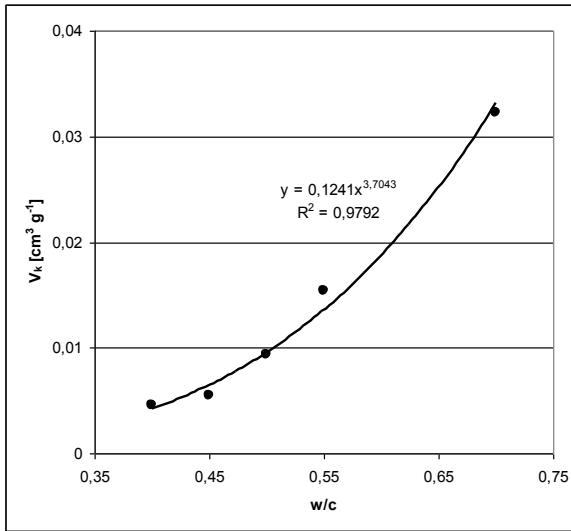
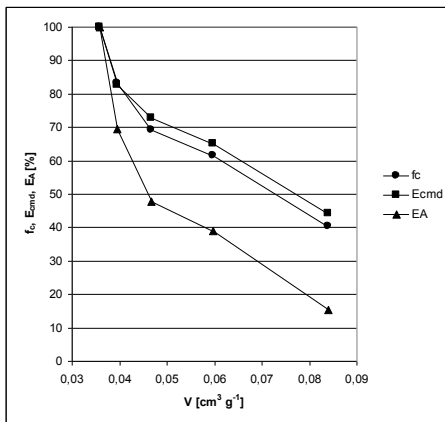


Рис. 4.33. Влияние W/C на объем капиллярных пор

Fig. 4.33. Effect of W/C on volume of capillary pores

а)



б)

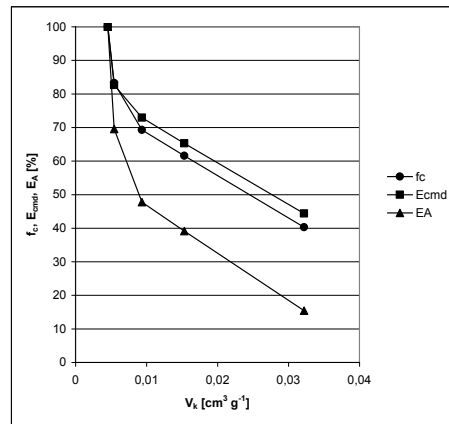


Рис. 4.34. Снижение прочности на удар E_A , сжатие f_c и динамический модуль упругости E_{cmd} в зависимости от объема пор: а – совокупный объем пор V , б – капиллярные поры V_k

Fig. 4.34. Reduction of the impact strength E_A , the compressive strength f_c , and the dynamic modulus of elasticity E_{cmd} depending on pore volume: а – total pore volume – V , б – capillary pores – V_k

По Поверсу и другим авторам [39, 131, 132] совокупное количество связанной и в половине связанной воды принимается в интервале $\omega t = 0,47 - 0,52$, в среднем $\omega t = 0,5$. После внесения в уравнение (4.3) средний объем капиллярных пор можно высчитать из формулы:

$$V_{\text{sr}} = W - 0,5\alpha \cdot c \quad (4.4)$$

С учетом (4.3) получена зависимость:

$$E_A = 16,387 (W - 0,5\alpha \cdot c) - 0,8716 \quad (4.5)$$

Данное выше уравнение представляет зависимость прочности бетона на удар от объема капиллярных поров сформированных подбором W/C и степени гидратации цемента.

На рис. 4.34 представлены кривые снижения f_c , E_{cmd} и E_A в зависимости от совокупного объема пор V и капиллярных пор. Из полученных графиков точно видно, что увеличение объема пор V и V_k приводит к снижению E_A , затем f_c и E_{cmd} .

Известно, что на свойства цементного камня, растворов и бетонов больше всего влияет объем капиллярных пор. Они в значительной степени определяют поведение бетона при действии внешних факторов т.е. температуры, насыщенности водой, переменного замораживания и оттаивания и т.п. Поэтому, определение E_A может служить индикатором при изменений структуры в затвердевшем бетоне раньше, чем измерение f_c или E_{cmd} , что иллюстрируют данные на рис. 4.34. Более быстрое снижение E_A было вызвано внутренними растягивающими напряжениями с большим усилием на местах структурных дефектов (капиллярных пор), чем при измерении f_c и E_{cmd} [123].

4.4.3. Изучение влияния количества цемента на комплекс свойств бетона

Результаты исследования прочности на удар в виде средней из 6 образцов в зависимости от количества использованного цемента в 1м^3 бетона представлены в табл. 4.6. Сводки вышеназванных зависимостей вместе с статистическими вычислениями представлены на рис. 4.35 и 4.36. Количество цемента в 1м^3 бетона в разной степени повлияло на прочность на удар бетонов на разных заполнителях, что иллюстрирует рис. 4.35.

Из представленных на рис. 4.35 графиков видно, что увеличение количества цемента в бетоне вызывало рост E_A в обоих исследуемых бетонах. При чем бетон на равии отличался высшей прочностью на удар, чем бетон на щебне при том же количестве цемента в единице объема.

Таблица 4.6. Характеристики средней прочности на удар гравийного и щебневого бетонов определены на образцах $15 \times 15 \times 15$ см

Table 4.6. Characteristics of the average impact strength of gravel concrete and limestone concrete tested on samples with $15 \times 15 \times 15$ cm dimensions

	Обозначение образцов	E_A [Nm]	E_A/U [Nm]	f_c [MPa]
Гравийный бетон	BŽ-0,40	$\frac{1937,0}{10,56}$	21,19	44,2
	BŽ-0,45	$\frac{1346,7}{10,04}$	21,88	36,8
	BŽ-0,50	$\frac{924,8}{8,90}$	22,80	30,6
	BŽ-0,55	$\frac{757,4}{7,96}$	23,29	27,2
	BŽ-0,70	$\frac{298,4}{8,33}$	29,93	17,8
Щеблевый бетон	BW-0,40	$\frac{1393,0}{10,11}$	21,81	37,1
	BW-0,45	$\frac{968,2}{9,99}$	22,59	32,6
	BW-0,50	$\frac{640,5}{9,45}$	24,03	31,1
	BW-0,55	$\frac{576,5}{9,46}$	25,18	30,2
	BW-0,70	$\frac{202,6}{9,31}$	34,60	16,7

- В знаменателе дроби представлены коэффициенты вариации v в % из 6 измерений.
- In the denominator, the coefficient of variance v in %.

На рис. 4.36 представлены зависимости E_A/U и количества цемента, которые показывают, что по мере понижения поглощенной энергии при одном ударе, бетоны имели больше цемента в 1 м^3 . Тем самым бетон становился более прочным на удар материалом.

Из полученных данных, представленных на рис. 4.35 и 4.36, вытекает, что увеличение цемента в 1 м^3 бетонной смеси с некоторого уровня быстрее влияет на рост прочности на удар (E_A), чем на сжатие (f_c). К примеру, увеличение цемента с 300 кг/м^3 до 400 кг/м^3 вызвало трехкратный рост прочности на удар, а прочность на сжатие увеличилась почти в 1,3 раза исследуемого гравийного бетона.

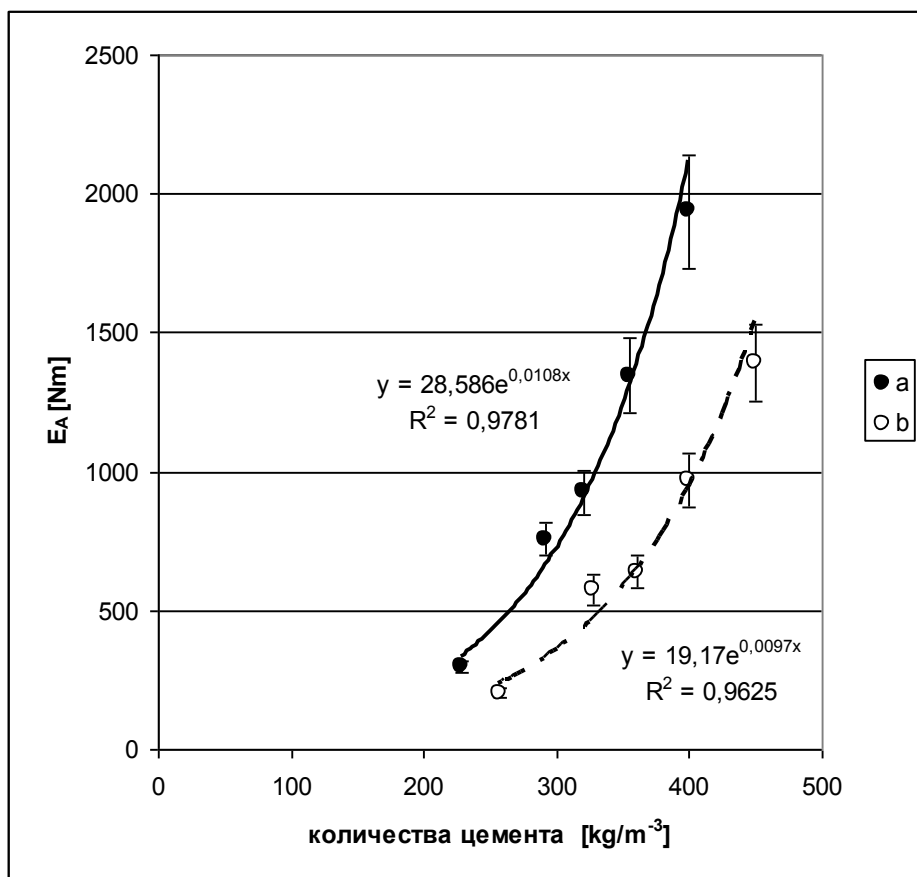


Рис. 4.35. Влияние количества цемента на ударную прочность бетонов:
а – на гравии, б – на щебне

Fig. 4.35. Effect of cement content on the impact strength of:
а – gravel concrete, б – concrete with limestone aggregate

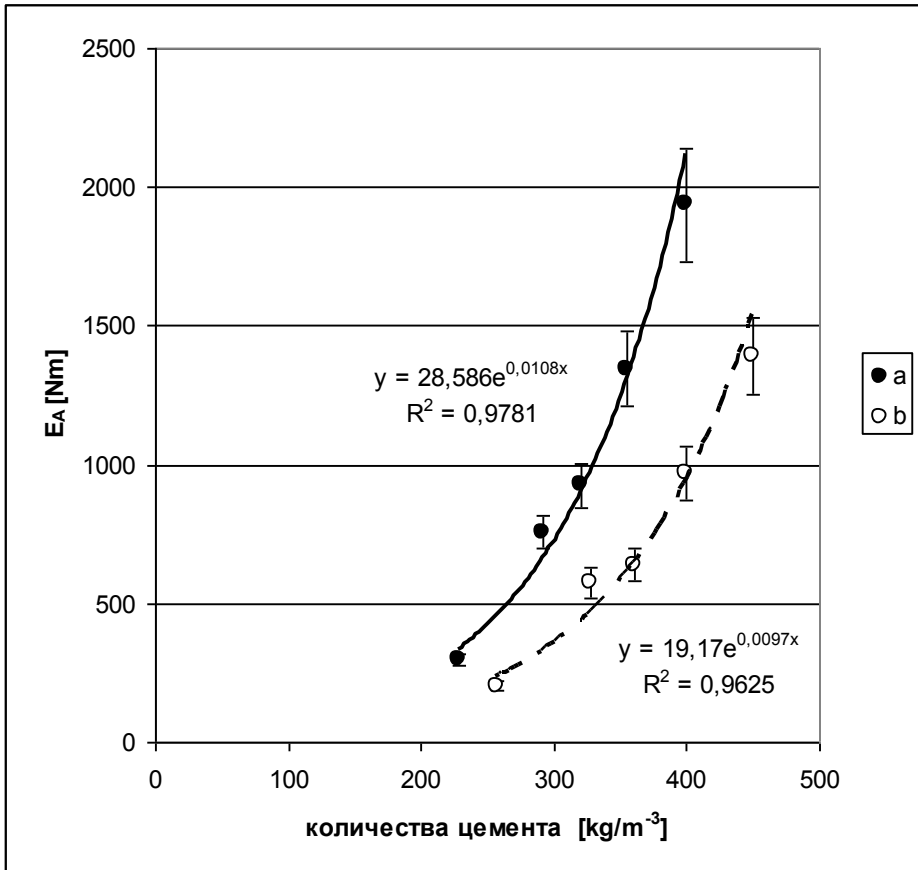


Рис. 4.36. Влияние количества цемента на среднюю энергию, поглощенную при одном ударе бетонами: а – на гравии, б – на щебне

Fig. 4.36. Effect of cement quantity on average energy at one impact of: a – gravel concrete, b – concrete with limestone aggregate

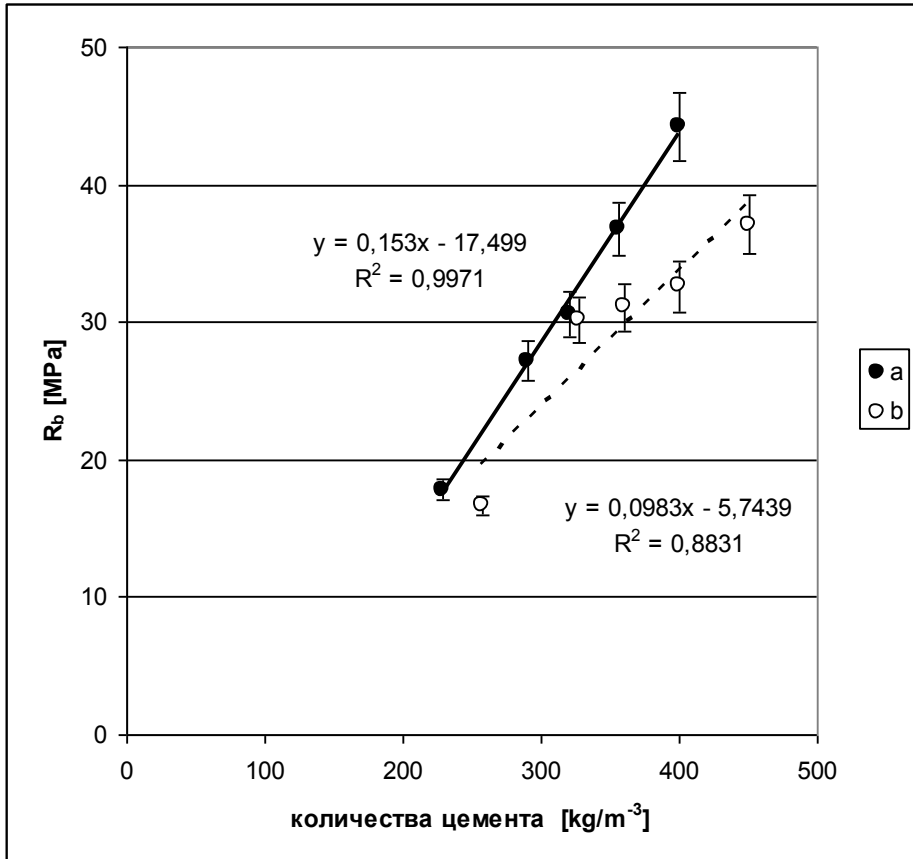


Рис. 4.37. Влияние количества цемента на прочность при сжатии бетонов:
а – на гравии, б – на щебне

Fig. 4.37. Effect of cement content on the compressive strength of:
а – gravel concrete, б – concrete with limestone aggregate

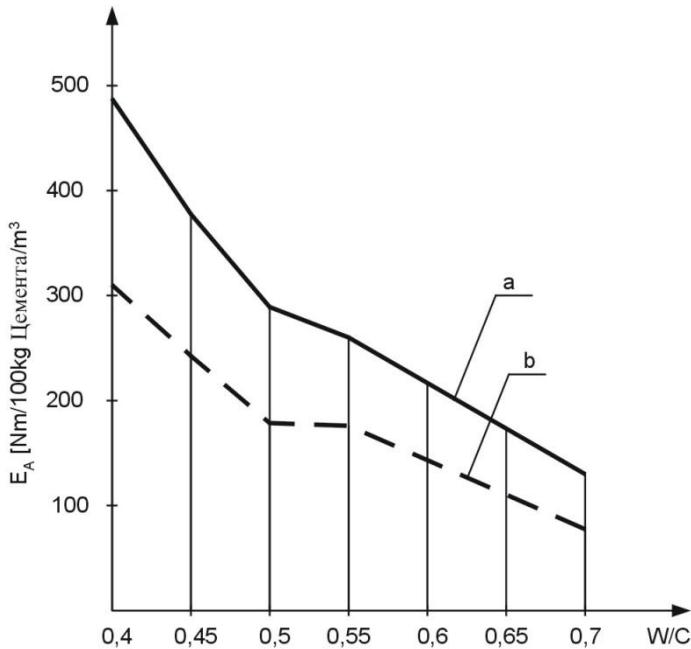


Рис. 4.38. Прирост прочности E_A в пересчете на 100 кг цемента в 1 м^3 в зависимости от W/C бетонов: а – на гравии, б – на щебне

Fig. 4.38. Increase in the E_A strength per 100 kg cement in 1 м^3 depending on concretes' W/C : а – gravel concrete, б – concrete with limestone aggregate

Зато E_A бетонов с расходом цемента до $300 \text{ кг}/\text{м}^3$ росла медленнее по сравнению с f_c . Это позволяет сделать вывод, что выполнение бетонных элементов с гравийным бетоном с расходом цемента ниже $300 \text{ кг}/\text{м}^3$ является неэкономичным с точки зрения его пригодности при ударной нагрузке. Из данных видно, что прочность на сжатие гравийного бетона при расходе цемента, напр. $280 \text{ кг}/\text{м}^3$, дает возможность сделать бетон класса В25, повсеместно использованного в конструкциях. Соответствующим этому классу бетона был бы бетон с прочностью на удар E_A около 860 [Nm] , что требовало бы использования цемента в количестве $340 \text{ кг}/\text{м}^3$.

Представлены на рис. 4.35 данные показывают влияние вида использованного заполнителя в бетоне от количества цемента. К примеру, чтобы сделать бетон $E_A=1000 \text{ Nm}$, надо использовать около 330 кг цемента в случае гравийного бетона и 410 кг – бетона на щебне. Эти различия были вызваны также большим расходом количества песка в 1 м^3 смеси.

Что, в свою очередь, вызвало бы увеличение использования цемента для обеспечения покрытия песка в смеси.

На рис. 4.38 представлены данные по изменению E_A в зависимости от W/C в пересчете на 100 кг цемента в 1 м^3 бетонной смеси. В группе исследованных бетонов самые большие приросты прочности E_A в пересчете на 100 кг цемента выявили бетоны с W/C=0,40. Составы бетонных смесей, помещенные в табл. 4.4 раздела 4.4.1, показывают, что в бетоне на щебне использовано больше цемента в 1 м^3 по сравнению с гравийным бетоном при том же W/C. Несмотря на использование большего количества цемента, прирост E_A бетона на щебне в пересчете на 100 кг цемента был значительно ниже, чем гравийного бетона (рис. 4.38).

Разницы в приросте прочности E_A обоих заполнителей составили около 40 % в пересчете на 100 кг цемента [122]. Основную причину этого состояния можно объяснить влиянием использованного заполнителя не в пользу щебня.

Выводы по разделу 4

1. Проведенный анализ механизмов разрушения гетерогенных материалов, к которым относятся бетоны, позволил заключить, что аналитические зависимости, позволяющие получать количественные значения влияния структурных параметров на кинетику разрушения сложно организованных материалов, разработаны не в полном объеме. Это вызывает необходимость описать процесс разрушения бетонов как грубогетерогенных материалов на качественном уровне, что позволит оценить роль таких структурных параметров как ВПР и технологических трещин в общем процессе разрушения при действии на материал разнообразных нагрузок.
2. Анализ влияния ВПР и технологических трещин на разрушение бетона под действием ударных нагрузок показал, что на начальном этапе трещина, возникшая в зоне удара, нечувствительна к структурным особенностям материала. По мере ее роста, часть энергии теряется и она начинает взаимодействовать с элементами структуры с последующим торможением на ВПР, заполнителях и берегах технологических трещин. При этом ВПР способны воспринимать и перераспределять ударные нагрузки, что способствует подрастанию технологических трещин с их автоматическим переводом в ранг трещин эксплуатационных и изменению общей поврежденности материала. Способность воспринимать и перераспределять ударные нагрузки зависит от начального характера распределения ВПР и технологических трещин, который, в свою очередь, зависит от геометрических характеристик макроструктуры (вида и количества заполнителей) и свойств матричного материала (количества цемента и W/C).
3. Проведенные опыты показали, что сопротивление бетона ударным нагрузкам зависит от качественного состава (формы отдельных зерен) и количества заполнителей. Применение заполнителей в виде гравия позволяет повысить ударную прочность бетонов по сравнению с бетонами на щебне в среднем на 30%. При этом расход крупных заполнителей должен быть оптимальным (оптимальное расстояние между зернами в макроструктуре), что обеспечивается изменением доли песка в смеси заполнителей. Отмечено, что ударная прочность более чувствительна к изменению качественного и количественного составов заполнителей, чем прочности при сжатии и растяжении и динамический модуль упругости. Полученные экспериментальные результаты позволили получить количественные зависимости распределения напряжений в макроструктуре методом конечных элементов.

4. Проведенный комплекс исследований по влиянию состава растворной части на ударную прочность и другие свойства бетонов позволил установить, что для повышения сопротивления ударным нагрузкам W/C , в условиях наших опытов, должно быть в пределах $W/C = 0,4...0,5$. Это обеспечивает требуемую общую и капиллярную пористость и способствует повышению ударной стойкости. Для обеспечения повышенной стойкости при ударных нагрузках не рекомендуется снижать расход цемента меньше 300 кг/м^3 , даже в случае достижения требуемых прочностных характеристик. Поэтому рекомендуется для конструкций, которые в период эксплуатации могут воспринимать ударные нагрузки (случайные или планируемые), назначать состав бетона с $W/C = 0,4...0,5$ при расходе цемента $C \geq 300 \text{ кг/м}^3$.

5. ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА В ЭКСТРЕМАЛЬНЫХ УСЛОВИЯХ ЭКСПЛУАТАЦИИ

5.1. Анализ механизмов разрушения бетонов при изменении влажности и температуры

Анализ механизмов формирования структуры бетонов как грубогетерогенных материалов (см. раздел 3) показал, что на всех уровнях структурных неоднородностей важными структурными параметрами являются ВПР и технологические трещины. Разрушение гетерогенных материалов, как показано в 4.1, можно представить как кинетический процесс накопления микротрещин до их слияния в макротрещины и скачкообразный рост последних до магистральной (разрушающей) трещины. Анализ показал, что подобные представления о механизме разрушения гетерогенных материалов связаны, в основном, с действием на материал внешних силовых (постоянных, динамических и импульсных) нагрузок. Материал конструкций в период эксплуатации воспринимает, наряду с нормируемыми силовыми воздействиями, еще и экологические эксплуатационные нагрузки. К экологическим эксплуатационным нагрузкам относят [47, 53, 124, 135] температурные и влажностные изменения среды эксплуатации. При этом в материале возникают знакопеременные деформации уменьшения и увеличения объема, что, по мнению многих специалистов [67, 130, 131], приводит к снижению сопротивляемости нормируемым силовым воздействиям и, в итоге, к уменьшению срока службы изделий. В силу того, что в общей структуре грубогетерогенных материалов присутствуют ответственные за разрушение такие структурные параметры как ВПР и технологические трещины, была определена задача разработки и анализа механизмов разрушения бетонов как грубогетерогенных материалов при действии на них малоцикловых нагрузок, вызывающих знакопеременные деформации материала. Для анализа механизмов разрушения грубогетерогенных материалов будем исходить из модели бетона, принятой в разделе 3.4.

Принятая модель предполагает, что бетон представляет собой полиструктурный материал, организованный по типу “структура в структуре”. Нижний уровень структурных неоднородностей представлен структурными блоками различных масштабных уровней, взаимодействующих между собой через ВПР и технологические трещины. Макроструктура представлена структурной неоднородностью типа “матричный материал – заполнители”. Характер распределения ВПР

и технологических трещин, как показано в 3.3, зависит от геометрических характеристик макроструктуры и уровня взаимодействия твердеющего матричного материала с заполнителями. Рассмотрим фрагмент структуры на уровне блочного строения затвердевшего вяжущего, рис. 5.1.

Из этого фрагмента выделим два характерных для данной структурной неоднородности структурных блока (рис. 5.1б), отличающихся тем, что один блок отделен от других ВПР, а второй – технологическими трещинами и ВПР (рис. 5.2).

Примем, что при действии внешней среды (например, изменение температуры или влажности) происходит изменение объема материала. При этом, как отмечается в [64], интегральные изменения объема гетерогенных материалов являются алгебраической суммой изменения объемов отдельных структурных блоков. Рассмотрим распределение деформаций уменьшения объема в структурном блоке, отделенном от соседних ВПР, рис. 5.1в.

Распределение усадочных деформаций, как показал анализ, проведенный графоаналитическим методом, зависит от геометрических характеристик структурных блоков. Уменьшение объема материала структурных блоков ведет к увеличению ширины раскрытия ВПР. Возникающие при этом градиенты деформаций, индивидуальные для противоположных границ раздела, способствуют проявлению явлений формоизменения и, в итоге, развитию деформаций сдвига, рис. 5.1г.

Увеличение объема материала структурных блоков вызывает уменьшение ширины раскрытия ВПР при неравномерном (по величине и направлению) распределении, рис. 5.1д.

Повторяющиеся деформации уменьшения и увеличения объема материала структурных блоков могут вызвать в зонах максимальных градиентов деформации материала нарушение его целостности. Появившиеся новые трещины следует отнести к эксплуатационным трещинам, место появления которых предопределили ВПР, возникшие в период организации структуры материала, рис. 5.1е.

Берега эксплуатационных трещин воспринимают объемные деформации материала, что вызывает перераспределение деформаций, как в самом структурном блоке, так и на ВПР. При подобном экологическом нагружении в структурах блока, отделенных от соседних ВПР, возникают и развиваются новые структурные составляющие – эксплуатационные трещины. Характерной особенностью этих трещин можно считать их рост внутри структурных блоков, что при определенных количествах циклов знакопеременных объемных деформаций, изменяя общую поврежденность гетерогенного материала эксплуатационными дефектами, не будет оказывать влияние на изменение механических характеристик.

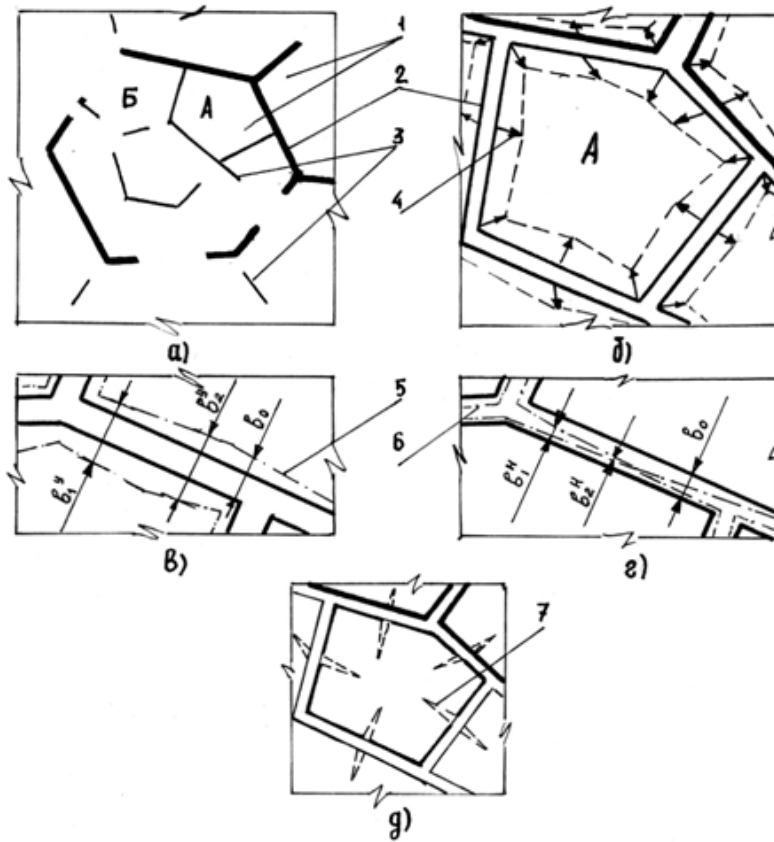


Рис. 5.1. Распределение деформаций на ВПР при изменении объема микроструктуры материала:
 а – фрагмент блочного строения микроструктуры, б – распределение деформаций в структуре блока, в, г – распределение деформаций на ВПР при уменьшении и увеличении объема структурного блока, д – характер образования новых ВПР в структурных блоках, 1 – структурные блоки различного масштабного уровня, 2 – ВПР, 3 – технологические трещины, 4 – направление усадочных деформаций, 5 – характер изменения ВПР при уменьшении объема блока, 6 – характер изменения ВПР при увеличении объема материала, 7 – место развития трещин

Fig. 5.1. Strain distribution on the ITZ when changing the volume of the material's macrostructure:
 а – fragment of the block building of a microstructure, б – strain distribution in the block's structure, в, г – strain distribution on the ITZ when reducing and increasing the volume of the structural block, д – character of shaping a new ITZ in structural blocks, 1 – structural blocks of different scale levels, 2 – ITZ, 3 – technological cracks, 4 – direction of shrinkage deformations, 5 – character of the ITZ changes with increasing the block's volume, 6 – character of the ITZ changes with increasing the material's volume, 7 – place of cracks development

В случае взаимодействия соседних структурных блоков через ВПП и берега технологических трещин, распределение деформаций уменьшения и увеличения объема материала изменяется, рис. 5.2а.

На противоположных берегах технологических трещин развиваются неравномерно распределенные деформации, что вызывает раскрытие трещин в случае уменьшения объема материала (рис. 5.2б) и смыкание берегов при увеличении объема материала (рис. 5.2в).

Анализ показал, что у устья технологических трещин развиваются градиенты деформаций по величине и направлению, что, по мнению [108], определяет направление дальнейшего роста трещин.

Циклическое изменение объема материала ведет к подрастанию технологических трещин и превращению их в эксплуатационные трещины. Кинетика и направление роста таких трещин predeterminedены начальной структурой цементного камня. При этом такие трещины способны замыкаться на ВПП, смыкаться с себе подобными и прорастать в соседние структурные блоки (рис. 5.2г).

Если при замыкании на ВПП и смыкании эксплуатационных трещин происходит образование новых структурных блоков (или изменение гетерогенности материала), то прорастание трещин в соседние структурные элементы ведет к их качественно новой роли в процессе разрушения материалов. По мере роста трещины на ее берегах будут проявляться все новые по величине и направлению действия деформации. Трещина, при каждом цикле изменения объема материала разных структурных блоков, будет циклично подрастать, превращаясь в трещину, опасную для данной структурной неоднородности. Превращение технологической трещины в эксплуатационную, при незначительном изменении поврежденности, вызывает разделение материала на части, превышающие данный уровень структурной неоднородности, что является признаком начала разрушения.

Таким образом, наличие в структуре цементного камня ВПП и технологических трещин, ведет к неравномерному распределению деформаций увеличения и уменьшения объема материала, перерождению технологических ВПП и трещин в эксплуатационные.

Изменение поврежденности структурных блоков позволяет рассеивать энергию деформаций на образование новых поверхностей раздела внутри структурных блоков, что не оказывает значительного влияния на процесс разрушения. Технологические трещины, спонтанно превращаясь в трещины эксплуатации, способны вырастать из своей структурной неоднородности на более высокую. Тем самым их можно считать предвестником начала разрушения полиструктурного материала.

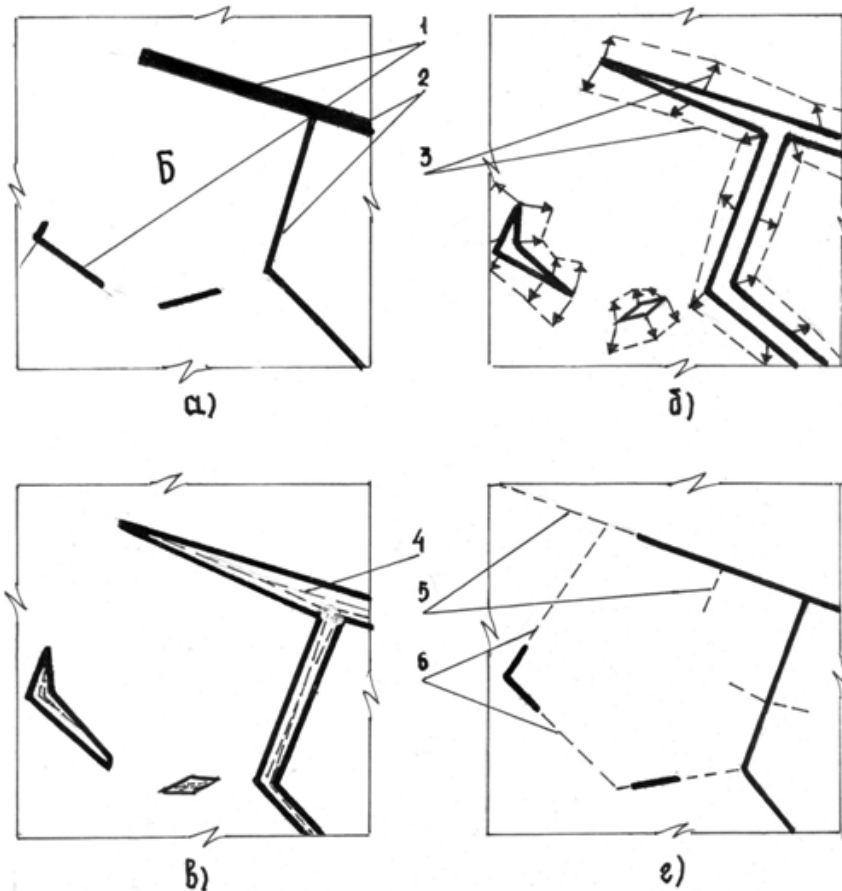


Рис. 5.2. Схемы распределения знакопеременных деформаций на берегах технологических трещин:
 а – структурный блок с технологическими трещинами, б, в, – распределение деформаций на берегах технологических трещин при уменьшении и увеличении объема материала, г – характер образования трещин и ВПР эксплуатации, 1 – технологические трещины, 2 – ВПР, 3 – распределение деформаций в структурном блоке при уменьшении объема материала, 4 – распределение деформаций при увеличении объема материала, 5 – эксплуатационные трещины, 6 – эксплуатационные ВПР

Fig. 5.2. Scheme of distribution of alternating strains on the edges of the technological cracks:
 а – structural blocks with the technological cracks, б, с, – strain distribution on the edges of the technological cracks while reducing and increasing the material's volume, д – the character of the cracks' shape in the ITZ and their development into the operational cracks, 1 – technological cracks, 2 – ITZ, 3 – strain distribution in the structural block while reducing the material's volume, 4 – strain distribution while increasing the material's volume, 5 – operational cracks, 6 – operational ITZ

Подобный анализ сделан на уровне структурной неоднородности “матричный материал – заполнители”. При этом выделены характерные случаи распределения ВПР и технологических трещин в макроструктуре в зависимости от уровня адгезионно–когезионных сил связи на границе раздела “матрица–заполнитель”. Экологические воздействия среды, при общем изменении объема гетерогенного материала, предполагают различные по величине изменения объемов его составляющих. При нашем анализе примем, что, в случае температурных изменений изменяются объемы заполнителей и матричного материала. При изменении влажности влажностные деформации матричного материала намного больше влажностных деформаций плотных заполнителей.

При $R_a < R_k$ преобладают трещины сцепления (ВПР) и трещины, направленные от берегов ВПР в периферийные зоны матрицы, рис. 5.3а.

Примем для этого случая, что деформации увеличения объема матрицы и заполнителей компенсируются шириной раскрытия ВПР. В случае уменьшения объема матричного материала происходит увеличение ширины раскрытия ВПР и ширины раскрытия технологической трещины по схеме, рис. 5.3б.

Увеличение объема матрицы вызывает уменьшение ширины раскрытия ВПР и смыкание берегов технологической трещины, рис. 5.3в.

В работах [108] показано, что в силу индивидуальности микрорельефа противоположных берегов технологических трещин как при уменьшении объема материала, так и при его увеличении у устья трещины развиваются растягивающие деформации, что ведет к скачкообразному росту трещины с каждым циклом знакопеременных деформаций. В итоге в макроструктуре бетона образуется новая структурная составляющая – эксплуатационная трещина, соизмеримая со структурной неоднородностью. Характерной особенностью такой трещины является включение в ее траекторию и берега ВПР, рис. 5.3г.

В случае $R_a > R_k$ в макроструктуре бетона преобладают трещины в матрице, расположенные между заполнителями, рис. 5.4а. Температурные изменения вызывают увеличения и уменьшения объема, как матричного материала, так и материала заполнителей. При уменьшении объема на границах раздела развиваются разнонаправленные деформации, связанные с уменьшением объема материалов заполнителя и матрицы, по схеме, рис. 5.4б. При этом происходит увеличение ширины раскрытия технологических трещин. На этапе увеличения объема на границе раздела развиваются индивидуальные деформации компонентов при смыкании берегов технологических трещин, рис. 5.4в.

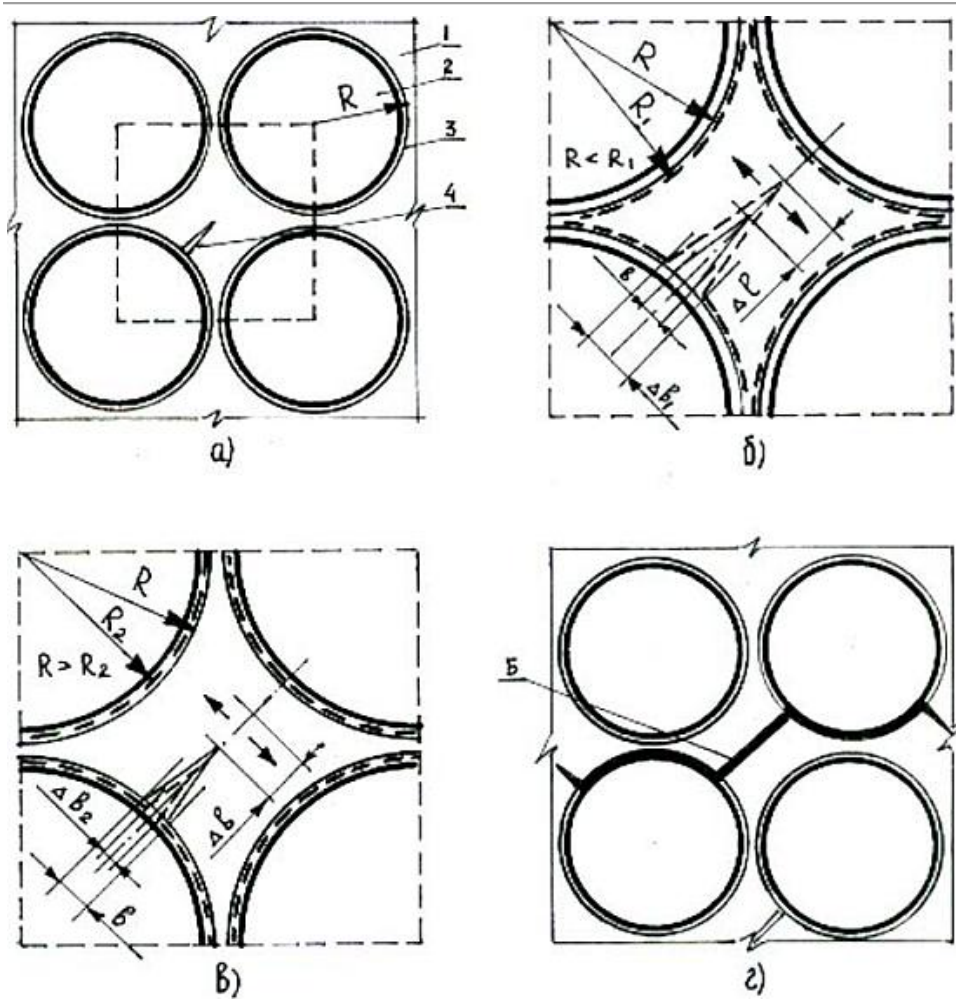


Рис. 5.3. Превращение технологических трещин в трещины эксплуатации при $R_a < R_k$:
 а – распределение технологических трещин в макроструктуре,
 б – схема подрастания технологических трещин при уменьшении объема материала, в – схема распределения деформаций в макроструктуре при увеличении объема материала, г – распределение трещин эксплуатации в макроструктуре, 1 – матрица, 2 – заполнители; 3 – технологические трещины сцепления; 4 – технологические трещины в матрице; 5 – трещины эксплуатации

Fig. 5.3. Transformation of the technological cracks into the operational cracks at $R_a < R_k$:
 a – distribution of the technological cracks in the macrostructure,
 b – scheme of the technological cracks growth while reducing the material's volume,
 c – scheme of the technological cracks growth while increasing the material's volume,
 d – distribution of the operational cracks in the macrostructure,
 1 – matrix, 2 – aggregate grains; 3 – technological cracks around the perimeter of the grain; 4 – technological cracks in the matrix; 5 – operational cracks

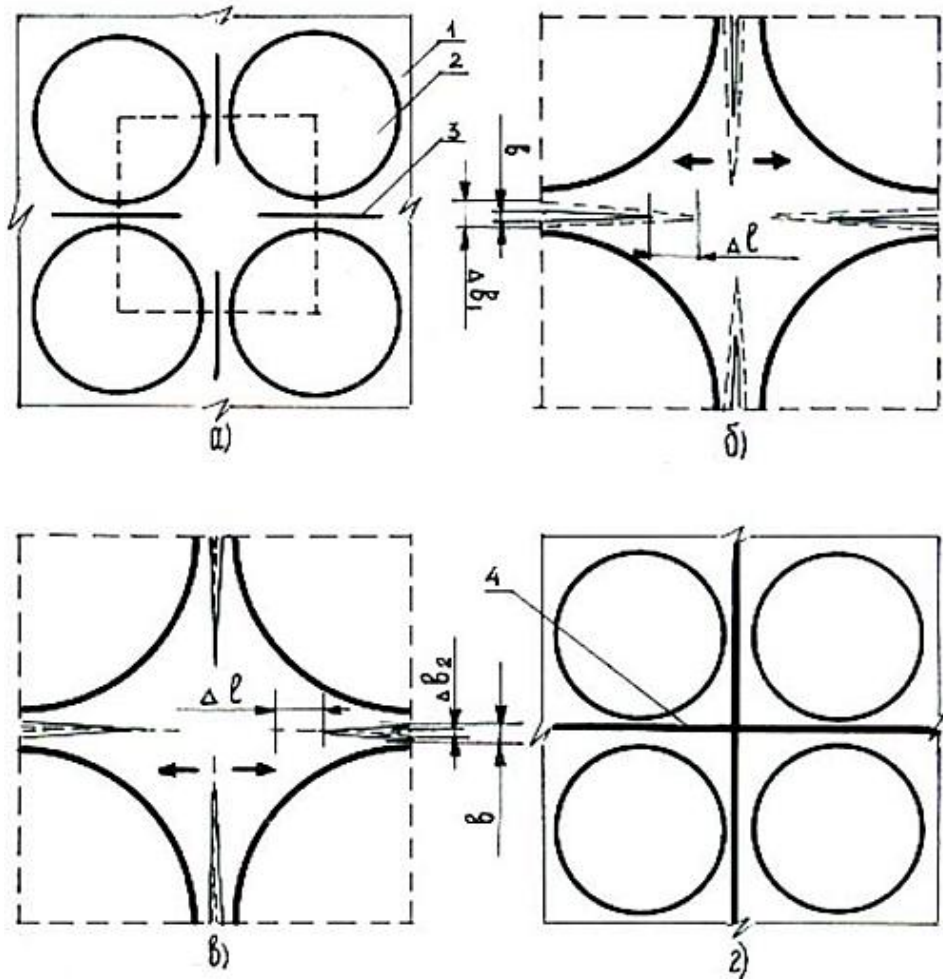


Рис. 5.4. Схемы образования трещин эксплуатации при $R_a > R_k$:
 а – распределение технологических трещин в макроструктуре, б – схема подрастания технологических трещин при уменьшении объема материала, в – схема распределения деформаций в макроструктуре при увеличении объема материала, г – распределение трещин эксплуатации в макроструктуре,
 1 – матричный материал, 2 – заполнители, 3 – технологические трещины, 4 – трещины эксплуатации

Fig. 5.4. Scheme showing the operational cracks at $R_a > R_k$:
 а – distribution of the technological cracks in the macrostructure, б – scheme of the technological cracks growth while reducing the material's volume, в – scheme of the strain distribution in the macrostructure while increasing the material's volume, г – distribution of the operational cracks in the macrostructure, 1 – matrix, 2 – aggregate, 3 – technological cracks, 4 – operational cracks

Знакопеременные деформации могут привести к возникновению несплошности на границах раздела и превращению технологической трещины в эксплуатационную. Развитие эксплуатационных трещин может происходить по матричному материалу (рис. 5.4г) и захватывать несплошности на границах раздела (рис. 5.4д). В том и другом случаях эксплуатационная трещина прорастает до характерного размера структурной неоднородности, определяя начало процесса разрушения.

При избирательной адгезии ($R_a=R_k$) преобладает смешанный характер распределения технологических трещин, рис. 5.5.

Знакопеременные изменения объема материалов заполнителя и матрицы вызывают изменения ширины раскрытия ВПР и технологических трещин и их трансформацию в трещины эксплуатации, которые прорастают до уровня структурной неоднородности, рис. 5.5б.в.

Проведенный анализ механизмов разрушения грубогетерогенных материалов при изменении их объемов под действием среды эксплуатации показал, что на выделенных уровнях структурных неоднородностей происходит трансформация ВПР и технологических трещин в эксплуатационные ВПР и трещины. Многократное изменение объемов отдельных компонентов и структур могут вызвать прорастание трещин из одного уровня структурных неоднородностей на другой, что определяет начало процесса разрушения материалов, организованных по типу “структура в структуре”.

Характер развития эксплуатационных трещин на уровне структурной неоднородности “матричный материал – заполнители” зависит от характера распределения ВПР и технологических трещин, которые, в свою очередь, определяются геометрическими параметрами макроструктуры и уровнем взаимодействия твердеющего матричного материала с заполнителями.

Характер развития определяет кинетику развития эксплуатационных трещин, соизмеримых с самой крупной структурной неоднородностью, что определяет начало процесса разрушения грубогетерогенных материалов. Образование эксплуатационных трещин, соизмеримых с характерными структурными неоднородностями под воздействием среды эксплуатации предполагает, что именно эти трещины должны развиваться в первую очередь при действии на материал силовых нагрузок.

Это предопределило задачи последующих исследований по изучению влияния среды эксплуатации, связанные с повышенными температурой и влажностью, на стойкость бетонов при ударных нагрузках.

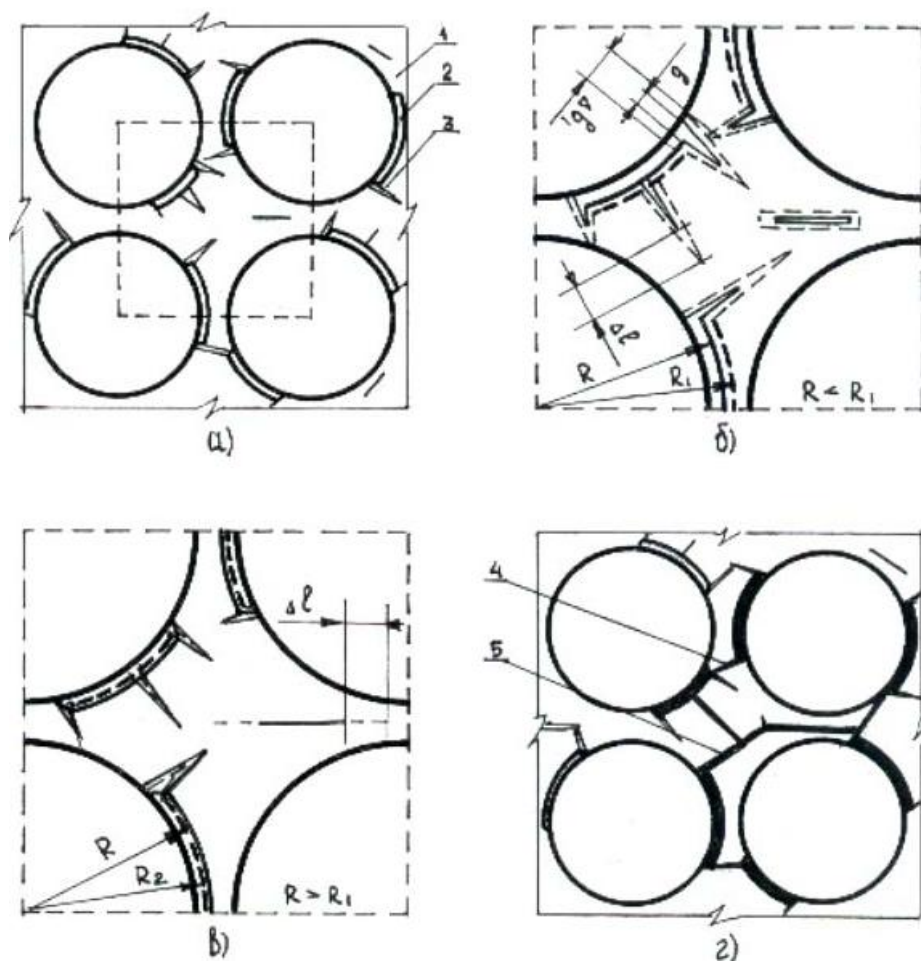


Рис. 5.5. Трансформация технологических трещин в эксплуатационные при $R_a = R_k$: а – распределение технологических трещин в макроструктуре, б – схема подрастания технологических трещин при уменьшении объема материала, в – схема распределения деформаций в макроструктуре при увеличении объема материала, г – распределение трещин эксплуатации в макроструктуре, 1 – матричный материал, 2 – трещины сцепления, 3 – технологические трещины, 4 – эксплуатационные ВПР, 5 – эксплуатационные трещины

Fig. 5.5. Transformation of the technological cracks into the operational cracks at $R_a = R_k$: а – distribution of the technological cracks in the macrostructure, б – scheme of the technological cracks growth while reducing the material's volume, в – scheme of the strain distribution in the macrostructure while increasing the material's volume, г – distribution of the operational cracks in the macrostructure, 1 – matrix, 2 – connection cracks; 3 – technological cracks; 4 – operational ITZ; 5 – operational cracks

5.2. Изучение влияния влажности на свойства бетонов

Анализ, проведенный в 5.1, показал, что изменение влажности бетона сопровождается его объемными изменениями. В свою очередь объемные изменения, проявляясь на ВПП и берегах технологических трещин разного масштабного уровня, способствуют их подрастанию и превращению в трещины эксплуатации, изменяя тем самым поврежденность бетона и, следовательно, его свойства. Кроме того, из работ П.И. Ребиндера известно, что оводнение капилляров вызывает эффекты адсорбционного снижения прочности. Расклинивающее действие молекул воды проявляется не только в устьях капилляров, но и устьях трещин. При этом эффект их действия должен увеличиваться в силу концентрации напряжений растяжения в материале в области кончика трещины. В силу того, что значительная часть строительных конструкций и сооружений, как показано в разделе 1, эксплуатируется в состоянии насыщения водой и претерпевает при этом случайные и нормируемые нагрузки и в силу того, что, как показано в разделе 5, между ударной прочностью и другими свойствами существует корреляционная связь, то была определена задача изучения влияния влажности бетона на его ударную прочность и другие свойства бетона.

Составы бетона на разных заполнителях были приняты такие же, как и в разделе 4. Методика проведения исследований описана в разделе 2.

Полученные результаты исследований прочности, а также динамического модуля упругости представлены в таблицах 5.1, 5.2, 5.3 и 5.4. Для оценки стойкости увлажненных бетонов рассчитаны коэффициенты размягчения, которые определены как отношение прочности бетона твердеющего в воде к прочности в сухом состоянии. Коэффициенты размягчения определены для бетонов на разных заполнителях после 28 и 90 дней твердения соответственно:

$$k_1 = \frac{f_c^w}{f_c^s} \quad (5.1)$$

где: k_1 – коэффициент размягчения прочности на сжатие;

$$k_2 = \frac{E_{cmd}^w}{E_{cmd}^s} \quad (5.2)$$

где: k_2 – коэффициент размягчения динамического модуля упругости;

$$k_3 = \frac{E_A^w}{E_A^s} \quad (5.3)$$

где: k_3 – коэффициент размягчения прочности при ударных нагрузках.

Вычисленные коэффициенты размягчения составлены в табл. 5.5. Из представленных в табл. 5.1 и 5.2 результатов исследований вытекает,

что бетоны, твердеющие в течение 28 дней в нормальных условиях, а затем высушенные (s), характеризуются более высокими показателями f_c , E_{cmd} и E_A по сравнению с хранением их в воде (w). Это отмечается для бетонов на разных заполнителях с различными W/C. Анализ табличных результатов показал, что влажность оказывает наибольшее влияние на изменение ударной стойкости независимо от вида применяемых заполнителей. При этом разница в прочности E_A в щебневого бетона была больше, чем гравийного для всех показателей W/C. Аналогичные результаты исследований получены после хранения бетонов в течение 90 дней в условиях (s) и (w), табл. 5.3 и 5.4.

Представленные в таблицах 5.1 ÷ 5.4 данные показывают влияние условий твердения на рост прочности во времени $t_1=28$ дней, и $t_2=90$ дней. После 90 дней твердения гравийного бетона с разными W/C происходил постепенный рост f_c , E_{cmd} и E_A в условиях (s) и (w). К примеру, гравийный бетон с W/C=0,40 показал рост прочности соответственно f_c на 15%, E_{cmd} на 16% и E_A на 17% в (s) по сравнению до времени $t_1=28$ дней. Хранившийся в воде (w) получил прирост f_c на 9%, E_{cmd} на 9% и E_A на 17%. Бетон на щебне с W/C=0,40 после $t_2=90$ дней выявил в (s) прирост: f_c на 15%, E_{cmd} на 16% и E_A на 7%, а в воде (w): f_c на 13%, E_{cmd} на 14% и E_A на 16%. В более слабых бетонах с W/C=0,7 рост E_A был еще выше в обоих условиях хранения образцов в течение $t_2=90$ дней.

Таблица 5.1. Влияние влаги на свойства бетона на щебне

Table 5.1. Effect of moisture on the properties of concrete with limestone aggregate (28 days)

	Обозначение образцов		f_c [MPa]	E_{cmd} [MN/m ²]	E_A [Nm]	E_A/U [Nm]
1.	BŽ – 0,40	S	45,1 (6,32)	43021	1988,0 (11,96)	21,03
		W	39,6 (6,46)	37451	1701,0 (11,90)	21,36
2.	BŽ – 0,45	S	37,3 (6,12)	45131	1421,3 (10,60)	21,43
		W	33,3 (6,08)	30156	1186,8 (10,20)	22,43
3.	BŽ – 0,50	S	31,6 (6,00)	29413	1005,8 (10,01)	22,59
		W	28,0 (5,14)	25467	721,0 (9,85)	23,49
4.	BŽ – 0,55	S	27,9 (5,30)	25346	825,2 (10,15)	23,01
		W	23,9 (4,63)	20876	531,0 (9,18)	25,06
5.	BŽ – 0,70	S	18,7 (5,11)	16695	262,6 (9,64)	28,86
		W	15,7 (5,62)	13531	158,8 (8,62)	33,69

- () в скобках дан коэффициент вариантности v в %.
- In the denominator, the coefficient of variance v in %.

Таблица 5.2. Влияние влаги на свойствах бетона на гравии

Table 5.2. Effect of moisture on the properties of the gravel concrete (28 days)

	Обозначение образцов		f_c [MPa]	E_{cmd} [MN/m ²]	E_A [Nm]	E_A/U [Nm]
1.	BW – 0,40	S	38,8 (6,01)	37115	1495,0 (11,90)	21,50
		W	33,8 (5,06)	32088	1101,5 (12,11)	22,94
2.	BW – 0,45	S	33,9 (5,69)	32805	1000,2 (12,08)	23,08
		W	29,1 (4,88)	27991	765,3 (11,30)	24,50
3.	BW – 0,50	S	32,6 (4,63)	31001	750,0 (11,12)	23,75
		W	27,5 (5,17)	26016	541,0 (10,63)	26,62
4.	BW – 0,55	S	30,8 (6,10)	29203	635,0 (10,20)	25,01
		W	26,7 (5,90)	23456	421,0 (9,95)	27,48
5.	BW – 0,70	S	17,5 (4,63)	14569	245,0 (9,63)	33,50
		W	14,1 (5,02)	10866	148,0 (9,74)	34,27

- () в скобках дан коэффициент вариантности v в %.
- Обозначение бетона: напр. BŽ – 0,40 – означает щеблевой бетон с $W/C=0,40$.
- In the denominator, the coefficient of variance v in %.

Таблица 5.3. Влияние влаги на свойства бетона на гравии

Table 5.3. Effect of moisture on the properties of the gravel concrete (90 days)

	Обозначение образцов		f_c [MPa]	E_{cmd} [MN/m ²]	E_A [Nm]	E_A/U [Nm]
1.	BŽ – 0,40	S	51,9 (6,39)	49706	2307,6 (10,00)	19,08
		W	43,2 (6,75)	40815	1996,1 (13,15)	21,10
2.	BŽ – 0,45	S	43,1 (5,94)	40514	1690,9 (10,41)	21,16
		W	35,8 (6,16)	33137	1399,6 (12,79)	21,43
3.	BŽ – 0,50	S	36,6 (7,01)	34199	1179,5 (10,10)	22,01
		W	29,8 (7,21)	27211	869,2 (10,41)	23,07
4.	BŽ – 0,55	S	32,6 (6,11)	29963	925 (9,11)	22,71
		W	27,1 (6,21)	24149	603,5 (9,46)	24,75
5.	BŽ – 0,70	S	21,4 (5,46)	18046	399,5 (8,15)	28,08
		W	17,0 (5,72)	14107	252,2 (8,17)	28,83

- S – образцы твердели в камере в $t=18^\circ\text{C}$ и $\varphi \approx 90\%$ в течение 90 дней, затем были высушены до постоянной массы в $t=100^\circ\text{C}$,
W – образцы твердели в воде в течение 90 дней,
() – в скобках дан коэффициент вариации v в %.
- S – samples matured at $t=18^\circ\text{C}$ and $\varphi \approx 90\%$ for 90 days, and then were dried to constant weight at $t=100^\circ\text{C}$,
W – samples matured in water for 90 days,
() – In the denominator, the coefficient of variance v in %.

Таблица 5.4. Влияние влаги на свойства бетона на щебне

Table 5.4. Effect of moisture on the properties of concrete with limestone aggregate

	Обозначение образцов		f_c [MPa]	E_{cmd} [MN/m ²]	E_A [Nm]	E_A/U [Nm]
1.	BW – 0,40	S	44,8 (5,90)	42916	1603,1 (9,87)	22,49
		W	38,3 (6,16)	36615	1285,0 (10,36)	23,48
2.	BW – 0,45	S	39,8 (5,70)	37815	1192,0 (10,15)	23,26
		W	34,8 (5,40)	32811	976,0 (11,10)	23,79
3.	BW – 0,50	S	37,8 (6,10)	35412	846,3 (9,96)	23,91
		W	31,8 (6,20)	29150	674,0 (10,10)	26,00
4.	BW – 0,55	S	33,9 (4,70)	32820	690,3 (8,64)	24,96
		W	28,2 (5,10)	26814	525,0 (9,20)	28,01
5.	BW – 0,70	S	17,8 (5,15)	18031	296,0 (8,94)	32,97
		W	14,3 (5,26)	14815	196,0 (9,15)	34,18

- S – образцы твердели в камере в $t=18^{\circ}\text{C}$ и $\phi \approx 90\%$ в течение 89 дней, затем были высушены до постоянной массы в $t=100^{\circ}\text{C}$,
W – образцы твердели в воде в течение 90 дней,
() – в скобках дан коэффициент вариации v в %.
- S – samples matured at $t=18^{\circ}\text{C}$ and $\phi \approx 90\%$ for 89 days, and then were dried to constant weight at $t=100^{\circ}\text{C}$,
W – samples matured in water for 90 days,
() – In the denominator, the coefficient of variance v in %.

Таблица 5.5. Влияние времени твердения в виде на коэффициенты размягчения бетонов
 Table 5.5. Effect of the hardening time on the concrete softening coefficient

Обозначение образца	через 28 дней			через 90 дней		
	k_1	k_2	k_3	k_{11}	k_{22}	k_{33}
BŽ – 0,40	0,88	0,87	0,85	0,83	0,82	0,86
BŽ – 0,45	0,89	0,86	0,83	0,82	0,82	0,83
BŽ – 0,50	0,88	0,86	0,72	0,81	0,80	0,74
BŽ – 0,55	0,86	0,82	0,64	0,83	0,80	0,65
BŽ – 0,70	0,84	0,81	0,60	0,79	0,78	0,63
BW – 0,40	0,87	0,86	0,74	0,85	0,85	0,80
BW – 0,45	0,86	0,85	0,76	0,87	0,87	0,82
BW – 0,50	0,84	0,84	0,72	0,84	0,80	0,80
BW – 0,55	0,87	0,80	0,66	0,83	0,85	0,76
BW – 0,70	0,80	0,60	0,60	0,80	0,82	0,66

Таблица 5.6. Влияние влажности на прочность заполнителей
 Table 5.6. Effect of moisture on the aggregate strength

Вид заполнителя	В сухом виде		Через 28 дней хранения в воде	
	□ 4÷8	□ 8÷16	□ 4÷8	□ 8÷16
Гравийный заполнитель	7,0%	8,6%	9,1%	10,8%
Щебневый заполнитель	11,5%	17,3%	14,4%	20,1%

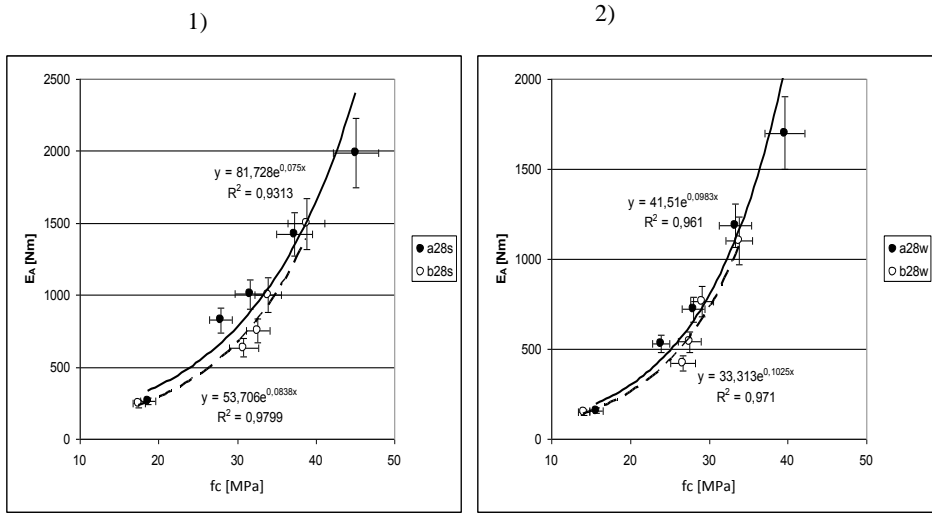


Рис. 5.6. Характер влияния f_c на E_A в зависимости от условий твердения

Fig. 5.6. Character of the f_c effect on E_A depending on hardening conditions

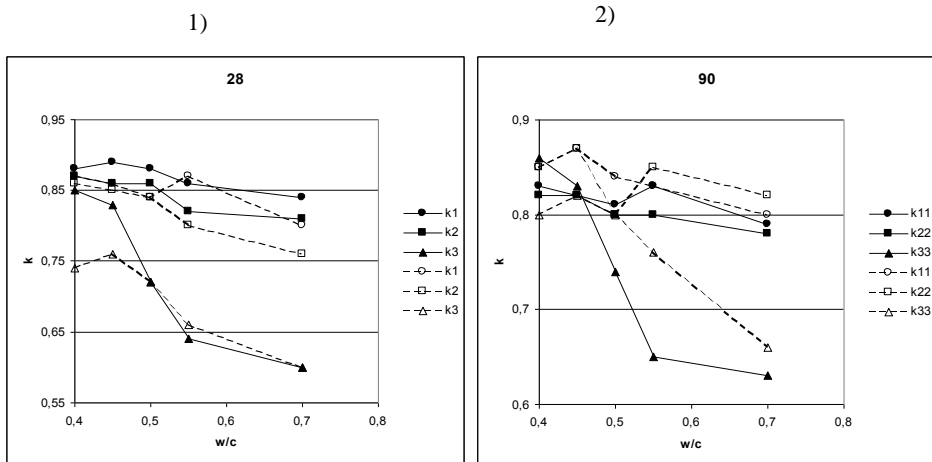


Рис. 5.7. Влияние W/C на коэффициенты размягчения исследуемых бетонов

Fig. 5.7. Effect of W/C on the softening coefficient of the tested concretes

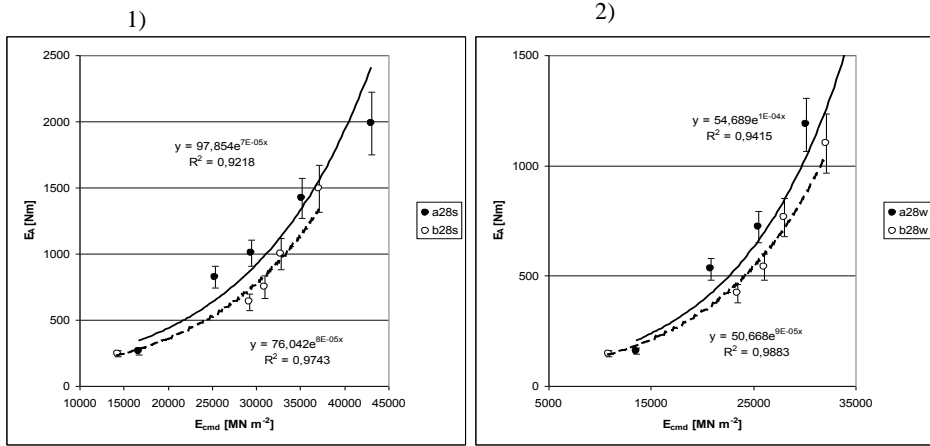


Рис. 5.8. Влияние модуля упругости на изменение ударной прочности при условиях твердения бетонов

Fig. 5.8. Effect of the modulus of elasticity on changes in the impact strength under different hardening conditions

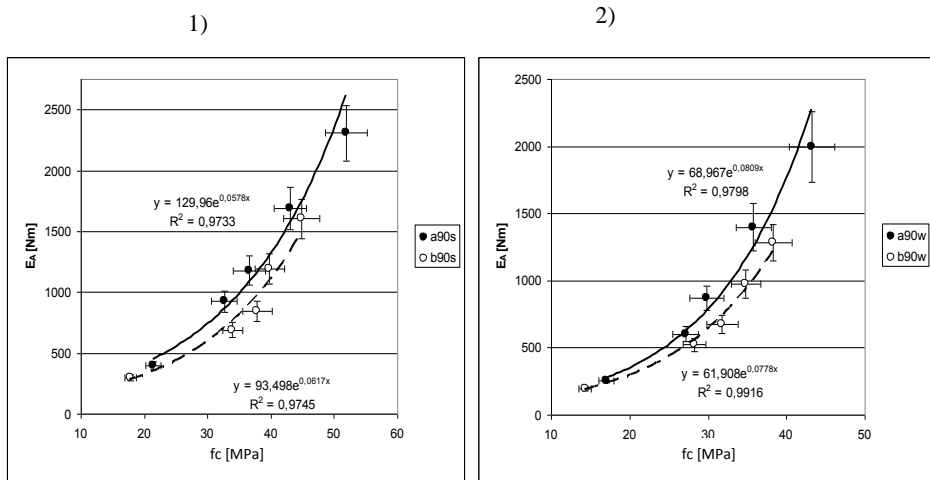


Рис. 5.9. Влияние f_c на изменение E_A при разных условиях твердения в течение 90 суток

Fig. 5.9. Influence of f_c on E_A changes under different hardening conditions after 90 days

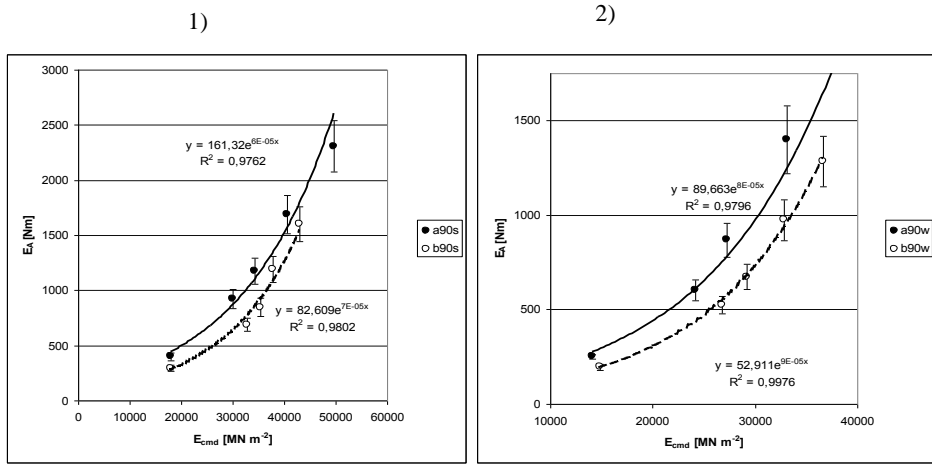


Рис. 5.10. Взаимодействие E_A и E_{cnd} бетонов в разных условиях твердения в течение 90 суток

Fig. 5.10. Effect of E_A and E_{cnd} under various hardening conditions after 90 days

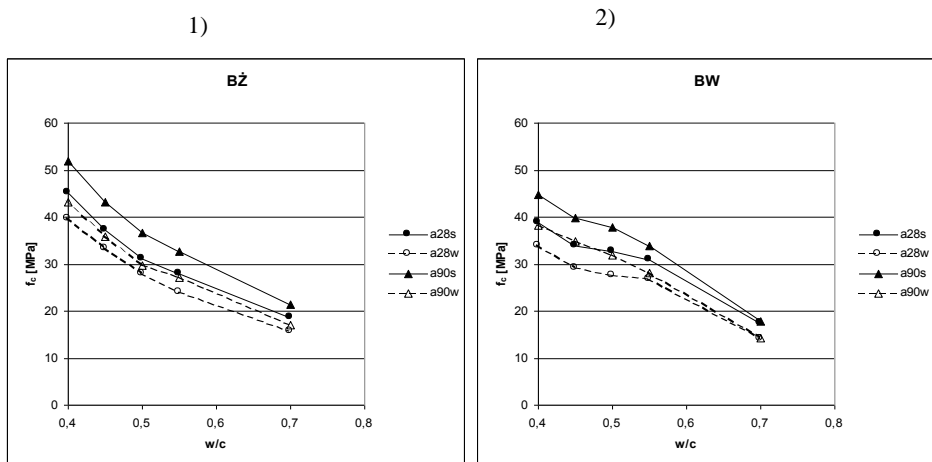


Рис. 5.11. Влияние W/C на изменение f_c бетонов разных возрастов и условий твердения

Fig. 5.11. Effect of W/C on change of the concretes' f_c at different time and various hardening conditions

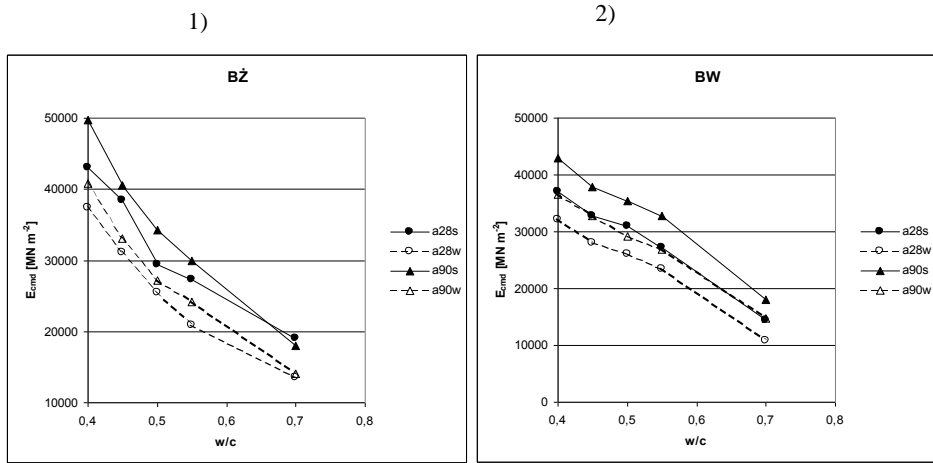


Рис. 5.12. Влияние W/C на изменение E_{cmd} бетонов разных возрастов и условий твердения

Fig. 5.12. Effect of W/C on E_{cmd} changes of concretes at different time and various hardening conditions

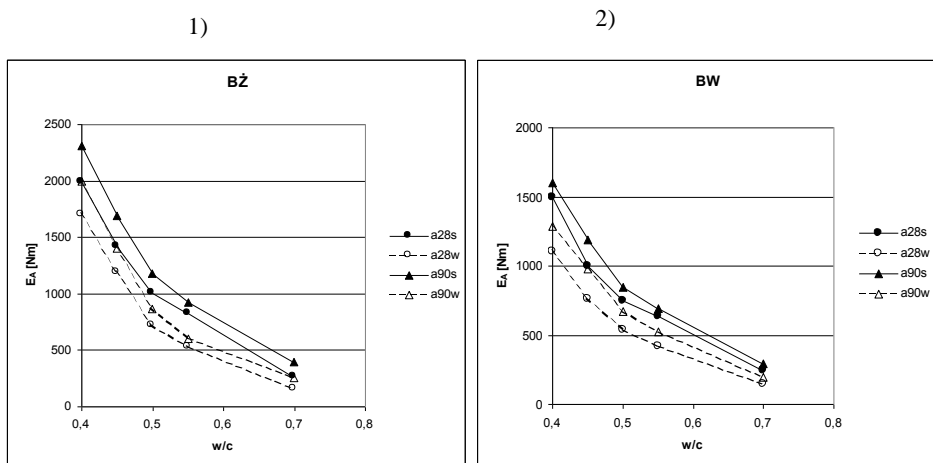


Рис. 5.13. Влияние W/C на изменение прочности при ударе бетонов разных возрастов и условий твердения

Fig. 5.13. Effect of W/C on changes in the impact strength of concretes hardening at different time and conditions

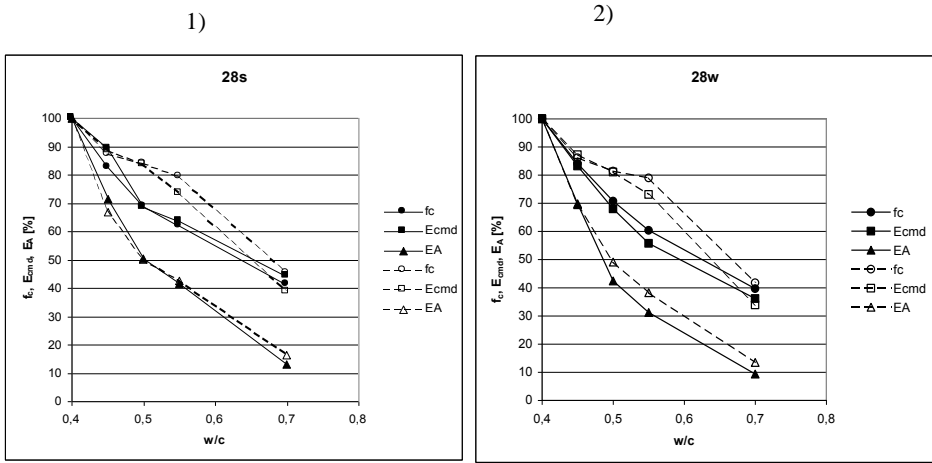


Рис. 5.14. Влияние W/C на изменение свойств бетонов, твердевших в разных условиях в течение 28 суток

Fig. 5.14. Effect of W/C on changes in the concretes' composition, which hardening in various conditions for 28 days

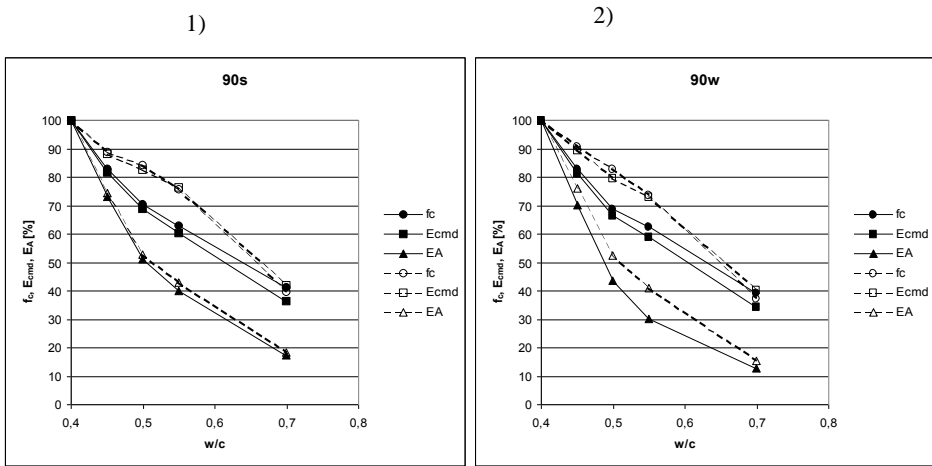


Рис. 5.15. Влияние W/C на изменение свойств бетонов, твердевших в разных условиях в течение 90 суток

Fig. 5.15. Effect of W/C on changes in the concretes' properties, which hardening under different conditions for 90 days

Из представленных результатов следует, что хранение бетонов в воде вызвало замедление процессов проходящих в внутренней структуре, которые, видимо, повлияли на E_A , что вызвано, видимо, диффузией продуктов гидратации в окружающую среду и в поровую жидкость, чем при твердении в нормальных условиях. Это можно считать одной из причин более низких значений прочностей при твердении в воде. Медлительный, но все продолжающийся во времени процесс гидратации цемента в воде, а также сопутствующие этому изменения в структуре более четко были зафиксированы измерением E_A чем f_c и E_{cmd} . Заметно это особенно при слабых бетонах с $W/C=0,70$, для которых принято время исследования после $t_1=28$ дней твердения в воде было недостаточно. Будучи еще молодым бетоном (из-за замедления процессов роста зародышей новой фазы) постепенно во времени повышал свои механические свойства и через 90 дней получил рост прочности на удар на 32–59% больше по сравнению до $t_1=28$ дней. Значительного роста прочности не зафиксировано в исследованиях f_c и E_{cmd} . Большой процентный рост E_A по сравнению с f_c (рисунок 5.9) и E_{cmd} (рисунок 5.10) всех исследуемых бетонов, твердеющих в воде после $t_2 = 90$ суток по сравнению с $t_1 = 28$ -мя сутками, можно связать с большей чувствительностью прочности на удар на происходящие изменения в структуре бетона. Как показано в предыдущих разделах, E_A более тесно связан с прочностью на растяжение, а f_{ct} зависит от дефектности материала. При твердении в воде объемные деформации сведены к минимуму и характер распределения ВПР и технологических трещин иной, чем при твердении образцов в нормальных условиях и высушение до постоянной массы при $t = 100^\circ\text{C} (\pm 2^\circ\text{C})$, рис. 5.7, 5.9 – 5.12.

Бетоны, твердевшие в воде, будучи в состоянии насыщения, выполненные из щебневого заполнителя, характеризовались более низким значением E_A по сравнению к гравийными бетонами. Одна из причин такого снижения может быть связана со свойствами использованных заполнителей. В табл. 5.6 представлены результаты дробления X_r зерен заполнителя использованных в бетонах. Щебневой заполнитель после насыщения водой показал более низкие механические свойства по сравнению с гравием. Насыщенные водой крупные фракции щебня $\varnothing 8\text{--}16$ мм показали в два раза большую дробимость X_r , определенную при сжатии в цилиндре, по сравнению с гравием. Это может быть причиной снижения E_A . Дробленный щебневой заполнитель задерживал в своем объеме больше свободной воды, которая еще размягчала зерна в большей степени, чем менее влагоемкий гравий.

В табл. 5.5 и на графиках рис. 5.7 представлены коэффициенты размягчения в зависимости от W/C .

Степень понижения прочности, описана коэффициентами k после $t_1=28$ дней и $t_2=90$ дней была приближенная для сжатия и динамического модуля упругости и находится в пределах 0,78–0,86. Зато, следующий из соотношения прочности на удар k_3 и k_{33} находился в пределах 0,60–0,85. Большой интервал в рамках высчитанных коэффициентов k_3 и k_{33} при ударной нагрузке показывает, что насыщение водой бетона с разными W/C оказывало большее влияние при ударной нагрузке, чем в остальных двух случаях, т.е. k_1 и k_2 .

Сравнение снижения f_c , E_{cmd} и E_A исследованных бетонов в зависимости от изменяющегося показателя W/C , а также методов твердения образцов представлено на рис. 5.11, 5.12, 5.13. Представленные кривые иллюстрируют изменения прочности и динамического модуля упругости, величина которых в значительной степени зависит от W/C . Как показано в предыдущих разделах показатель W/C формировал внутреннюю структуру бетона, т.е. ВПР, трещины, поры, их диаметр и объем. На механическую прочность, как известно, оказывают влияние капиллярные поры, ВПР и трещины, заполненные свободной водой и паром. Их можно считать одной из основных причин снижения прочности f_c , E_A и упругости E_{cmd} .

Можно предполагать, что при первых ударах, находящаяся во внутреннем пространстве капилляров, пор и ВПР вода разрывалась на участки, а их поверхность подвергалась деформации, что схематически представлено на рис. 5.16.

При очередных ударах жидкость перемещалась по внутренним объемах к устьям микродефектов (микротрещин), а затем увеличивала свою „прочность” при нагрузке согласно с физической зависимостью $dy/dt = 1/\eta \cdot \sigma$ как для вязких тел. В таком виде жидкость непосредственно передавала напряжения стенкам несплошностей.

Можно предположить, что наличие свободной воды в случае напряжений растяжения, вызванных ударами, не действует расклинивающе на внутренние несплошности как при сжатии, а только передает нагрузку в конечном этапе на каркас постоянной фазы. Поэтому, по всей вероятности, при твердении бетона в воде основное внимание следует уделять ударным нагрузкам, так как бетоны более чувствительны к импульсивному нагружению, чем к статическому. Для бетонов, эксплуатируемых в таких условиях, следует ограничить в условиях наших опытов $W/C \leq 0,45$. Это обеспечивает требуемые показатели ударной стойкости.

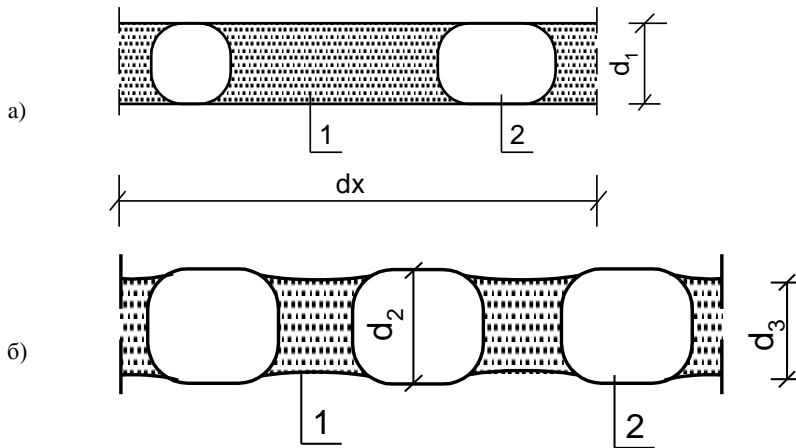


Рис. 5.16. Схема внутреннего пространства капилляров, ВПР и трещин заполненных водой:
а – до нанесения удара, б – после нанесения удара

Fig. 5.16. Scheme of the interior space of the capillary, ITZ and cracks filled with water:
a – before impact, b – after impact

5.3. Влияние повышенных температур эксплуатации на стойкость бетонов при ударе

К экстремальным условиям эксплуатации следует отнести возможность эксплуатации бетонных и железобетонных конструкций при высоких (до 400°C) и повышенных (до 700°C) температур. Такие условия могут быть связаны с односторонним технологическим прогревом в условиях различных производств, а также в условиях катастроф и пожаров. При этом материал конструкции испытывает, как правило, ударные нагрузки, связанные с работой технологического оборудования и при обрушениях. Способность бетона сопротивляться таким нагрузкам, как показал анализ в 5.1., зависит от наследственных факторов, которые, в свою очередь, определяются видом заполнителя. Это позволило определить задачу изучения влияния повышенных температур на стойкость бетонов на разных заполнителях при ударных нагрузках.

В таблице 5.7 представлены результаты исследований бетонов, хранимых при высокой температуре в пределах $t = 200 \div 700^{\circ}\text{C}$. Методика проведения экспериментов описана в разделе 2.

Понижения прочности гравийного и щебневого бетонов с $W/C=0,40$ под влиянием температуры представлено на графиках (рис. 5.17 – 5.21).

Представленные в табл. 5.7 результаты исследований выявили расхождение в поведении обоих заполнителей бетонов под влиянием высоких температур.

Бетон с щебневым заполнителем в пределах от 100°C до 300°C показал рост прочности на сжатие f_c и динамического модуля упругости E_{cmd} , а E_A росло в пределах 100÷200°C. В случае гравийного бетона в пределах 100 ÷ 200°C наблюдался рост f_c , E_{cmd} и E_A , но был он процентно меньше по сравнению с щебневым бетоном (рис. 5.20 и 5.21).

Можно констатировать в итоге, что бетон с щебневым заполнителем выявил более медленное понижение f_c , E_{cmd} и E_A , чем гравийный бетон при постепенном увеличении температуры. К примеру, рост температуры до 500°C вызвал снижение f_c на 30%; E_{cmd} на 38% и E_A на 52% в случае щеблевого бетона. Гравийный бетон получил понижение f_c на 35%; E_{cmd} на 43% и E_A на 60%. Можно предположить, что одна из причин этого различия кроется в поведении гравийного и щебневого заполнителей при повышенных температурах. Гравийный заполнитель образованный прежде всего на базисе кремниев при прогреве до температуры 573°C в основном увеличил свой объем на 0,85%. Происходит это из-за модификации кварца α на β , которая вызывает обычно появление трещин в зернах заполнителя.

Щебневый заполнитель обладал меньшим коэффициентом теплового расширения и в пределах температур до 800°C вызывал меньшие деформации бетона (напр. при температуре 900°C он выжигается).

С большой вероятностью можно сказать, что главной причиной деструкции в бетоне при действии высоких температур (от 500°C) был распад (дегидратация) гидроокиси кальция в цементном камне, который вызывал снижение f_c , E_{cmd} и E_A .

В процессе дегидратации цементный камень терял химически связанную воду и сжимался. Усадка была больше, чем тепловое расширение, что, в результате, вызвало в бетоне образование большего количества дефектов. Постепенно создающиеся дефекты (микротрещины) в структуре бетона вызывали более быстрое снижение прочности на удар E_A , чем f_c и E_{md} .

Таблица 5.7. Влияние температуры на изменение свойств бетонов

Table 5.7. Effect of temperature on the change of concretes' properties

Темп.[°C]	Прочность [Мра], [MN/m ²],[Nm]	Обозначения образцов	
		1BŽ – 0,40	1BW – 0,40
100	f_c	45,1	38,8
	E_{cmd}	43021	37115
	E_A	1988,0	1495,0
200	f_c	46	42,6
	E_{cmd}	43801	39965
	E_A	2005,0	1542,0
300	f_c	42,1	39,7
	E_{cmd}	41069	38010
	E_A	1609,2	1328,0
400	f_c	38	34,9
	E_{cmd}	36989	33031
	E_A	1201,2	1020,1
500	f_c	29,2	27
	E_{cmd}	24680	22851
	E_A	796	700,2
600	f_c	20,0	18,1
	E_{cmd}	17856	13923
	E_A	605,0	443
700	f_c	15,6	14,2
	E_{cmd}	11483	10621
	E_A	350,8	308,1

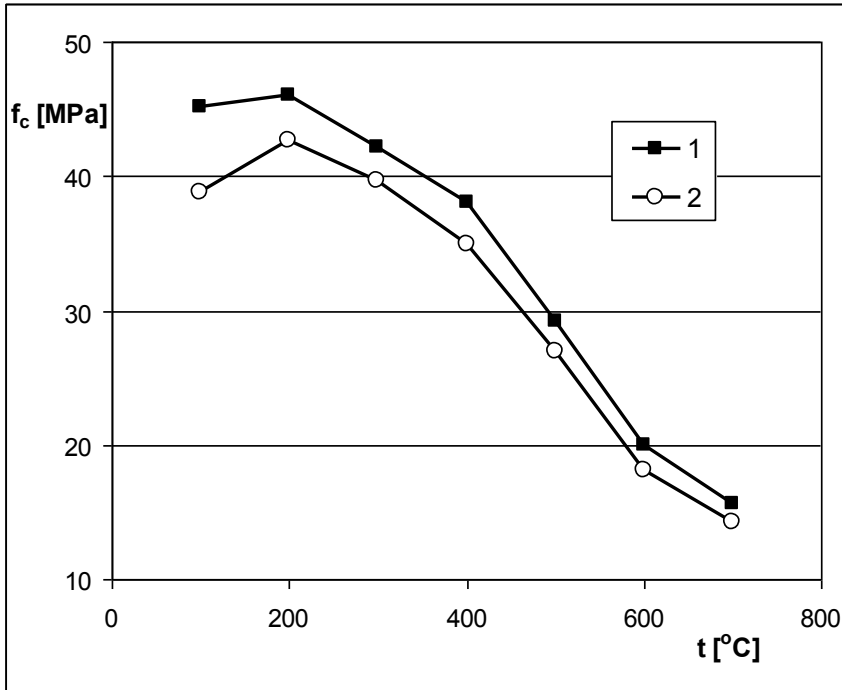


Рис. 5.17. Влияние температуры на изменения прочности на сжатие f_c :

1. гравийный бетон с $W/C = 0,40$
2. щебневый бетон с $W/C = 0,40$

Fig. 5.17. Influence of temperature on change of the compressive strength f_c :

1. gravel concrete with $W/C = 0,40$
2. concrete with limestone aggregate, with $W/C = 0,40$

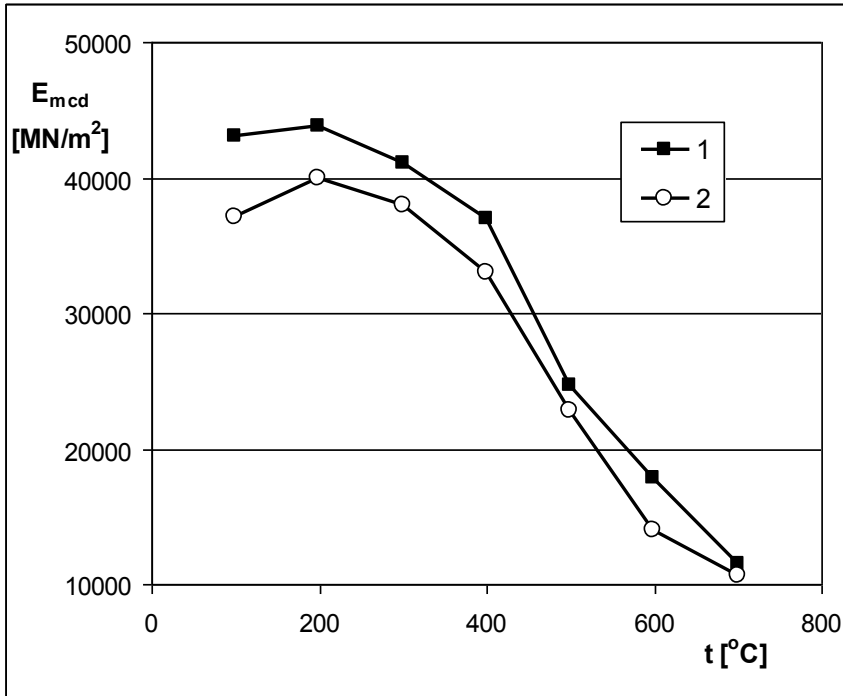


Рис. 5.18. Влияние температуры на изменения динамического модуля упругости E_{mcd} :

1. гравийный бетон с $W/C = 0,40$
2. щебневый бетон с $W/C = 0,40$

Fig. 5.18. Influence of temperature on changes in the dynamic modulus of elasticity E_{mcd} :

1. gravel concrete with $W/C = 0,40$
2. concrete with limestone aggregate, with $W/C = 0,40$

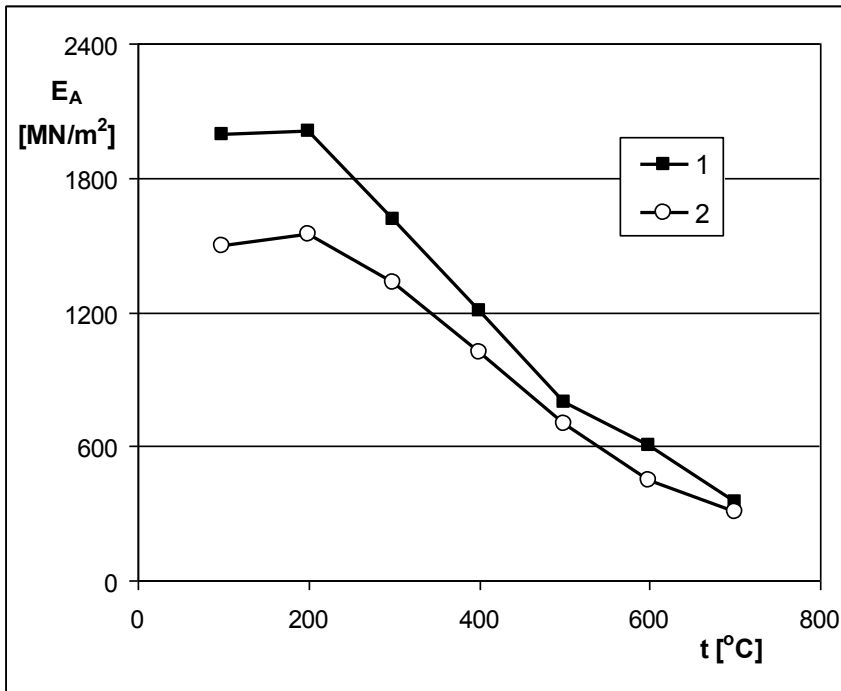


Рис. 5.19. Влияние температуры на изменения E_A :

1. гравийный бетон с $W/C = 0,40$
2. щебневый бетон с $W/C = 0,40$

Fig. 5.19. Influence of temperature on change of E_A :

1. gravel concrete with $W/C = 0,40$
2. concrete with limestone aggregate, with $W/C = 0,40$

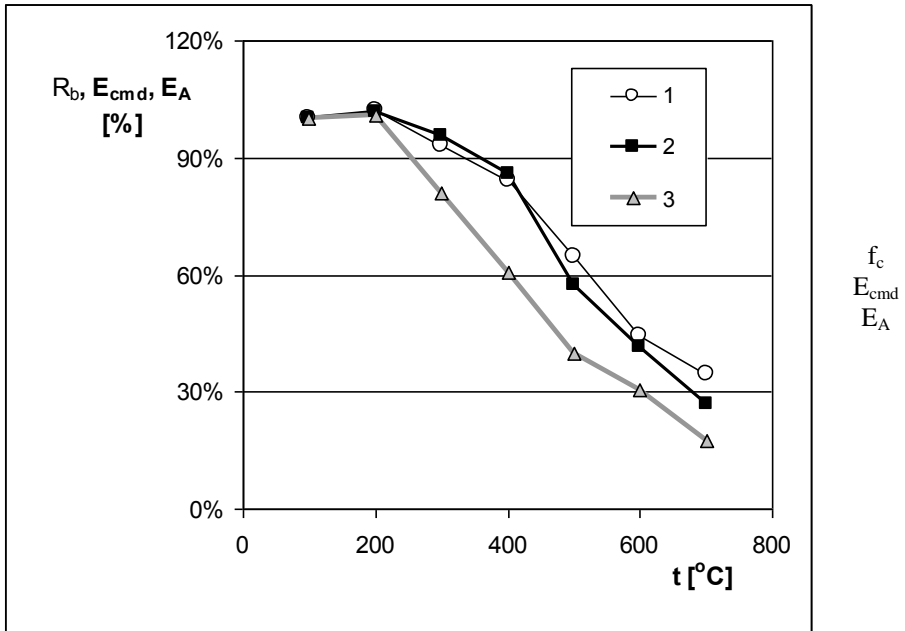


Рис. 5.20. Процентное понижение f_c , E_{cmd} и E_A гравийного бетона с $W/C = 0,40$ под влиянием температуры

Fig. 5.20. Percentage reduction of f_c , E_{cmd} and E_A of the gravel concrete with $W/C = 0.40$ under the influence of temperature

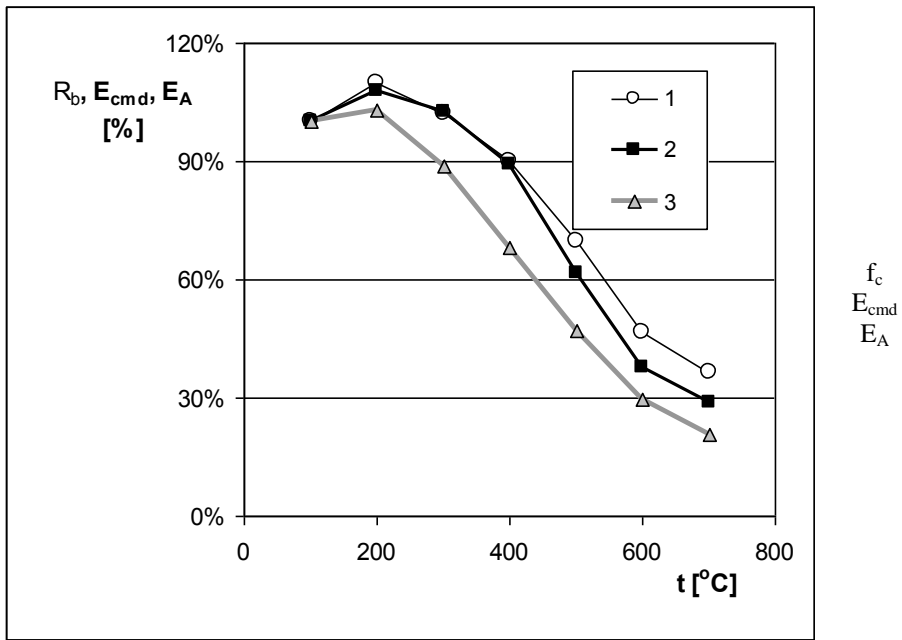


Рис. 5.21. Процентное понижение f_c , E_{cmd} и E_A щеблевого бетона с $W/C = 0,40$ под влиянием температуры

Fig. 5.21. Percentage reduction of f_c , E_{cmd} and E_A of the concrete with limestone aggregate with $W/C = 0.40$ under the influence of temperature

Так как волна напряжений вызванных ударами доходила до созданных микротрещин и после превышения прочности на растяжение постепенно разрушала цементную матрицу. Вид поверхностей разрушенных образцов не отличался значительным образом от описанных в разделе 3.5. с той разницей, что анализируемые под микроскопом переломы из гравийного бетона выявили больше микротрещин в переходной зоне с зернами. Рекомендуется тщательно подбирать вид заполнителей для бетонов, эксплуатируемых в зонах повышенных температур, а возможными динамическими нагрузками.

5.4. Анализ механизмов разрушения бетонов при их многократном замораживании и оттаивании и действии ударных нагрузок

Одним из важных экологических факторов, определяющих стойкость бетона при ударных нагрузках, является многократное замораживание и оттаивание. В работах [1, 20, 30, 61] отмечается, что большинство промышленных и гидротехнических конструкций (например, конструкции шлюзов, плотин, опор мостов и устоев, причальных сооружений и др.) претерпевают многократное замораживание и оттаивание в период эксплуатации. Конструкции подобного типа воспринимают в качестве эксплуатационных нагрузок ударные воздействия. Сочетание ударных нагрузок с многократными циклами замораживания и оттаивания приводят к необратимым нарушениям структуры материала и снижению его стойкости. В связи с этим была определена задача анализа механизмов разрушения бетона при совместном действии на него эксплуатационных нагрузок в виде удара и замораживания и оттаивания.

Под морозостойкостью бетонов [30, 61] понимают способность сохранять свою прочность при многократном замораживании и оттаивании в насыщенном водой состоянии. Еще в 1884 году на Международном конгрессе по испытанию материалов проф. Н.А. Белелюбский обосновал принцип оценки морозостойкости строительных материалов путем их попеременного замораживания и оттаивания [55]. Этот принцип оценки морозостойкости сохранился в основном и до настоящего времени. Если изменение влажности или температуры приводит к изменению объема самого материала, то при замораживании насыщенного водой бетона наблюдаются два противоположно направленных процесса – уменьшение объема твердой части при снижении температуры и увеличение объема жидкой фазы при ее переходе в твердое состояние. Способность бетона как капиллярно–пористого тела противостоять разрушению при многократном замораживании и оттаивании в насыщенном водой состоянии объясняется [20, 30, 61, 71] присутствием в его структуре резервных пор, не заполненных водой, в которые вытесняется часть воды при ее замораживании. Эти объяснения основаны на работах М.И.

Сунгина, выполненных в 1929 г. [55] по миграции влаги под влиянием напряжений, возникающих в замерзающих грунтах вследствие расширения воды при превращении ее в лед. Поэтому основными параметрами, определяющими морозостойкость бетона, принято считать строение его порового пространства при обязательном наличии необходимого количества так называемых условно–замкнутых пор, которые отнесены к рангу резервных.

В работах [20, 30, 61] приведены достаточно обширные обоснования влияния порового пространства на сопротивление бетона морозному разрушению, методики расчета требуемого распределения пор и капилляров по размерам и определены рецептурные и технологические факторы, которые позволяют получать бетоны заданного строения пор и капилляров. Это дало возможность назначать составы, с учетом минералогии цемента, количества и качественного состава химических добавок, условий формования изделий и их твердения, обеспечивающих стойкость бетонов при многократном замораживании и оттаивании требуемое количество циклов. Накопленный опыт эксплуатации таких бетонов в различных климатических зонах подтвердил эффективность предложенных технологических решений.

Не оспаривая правомочность данного подхода в описании явлений и процессов, происходящих в бетоне при его замерзании в насыщенном водой состоянии, мы предлагаем учитывать, кроме порового пространства, такие важные на наш взгляд параметры структуры как ВПР и технологические трещины, присутствующие на всех уровнях структурных неоднородностей бетона.

При анализе механизмов взаимодействия изменяющей свой объем жидкой фазы с материалом, который также изменяет свой объем при снижении температуры, будем исходить из следующих допущений:

- а) температура перехода жидкой фазы в твердое вещество зависит от рН жидкой фазы;
- б) температуры изменения агрегатного состояния свободной жидкости, в виде пленок и в виде адсорбированных слоев (физически связанной) различные.

Принятые допущения основаны на данных многих авторов [3, 22, 59] о влиянии рН воды затворения на свойства бетонных смесей при их укладке при отрицательных температурах. Так, использование поташа (рН) позволяет укладывать бетонные смеси при $T < 20^{\circ}\text{C}$.

Данные авторов [38, 104, 123] свидетельствуют, что в капиллярах, в которых вода находится в жидком состоянии, она замерзает при $T = -50^{\circ}\text{C}$. В [104, 123] приведены результаты о влиянии вида воды по ее связям на температуру замерзания.

Принятые допущения позволяют исключить из анализа механизмов морозного разрушения материалов с многоуровневой организацией структуры уровни структурных неоднородностей типа “продукты новообразований – дисперсионная среда” и микроструктуру цементного камня, представленную структурными блоками различных масштабных уровней.

Это объясняется тем, что рН жидкой фазы на этих уровнях структуры составляет в среднем $rH = 13-14$, что ведет к температуре ее замерзания $T = -20^{\circ}\text{C}$. Средний размер несплошностей, под которыми мы понимаем поры, капилляры, ВПР и объем технологических трещин, находится в пределах $10^{-5} \div 10^{-7}$ см. Жидкая фаза в несплошностях таких размеров находится, как правило, в структурированном виде, что ведет к снижению температуры ее замерзания до $T = -50^{\circ}\text{C}$. Выдвинутые предположения позволяют заключить, что при температурах $T \leq 0^{\circ}\text{C}$, когда вода, находящаяся в свободном состоянии переходит в лед, жидкость в микроструктуре практически не изменяет свой объем. В то время как на уровне структурной неоднородности типа “матричный материал–заполнители” ширина раскрытия ВПР и технологических трещин таковы, что жидкая фаза находится в свободном состоянии и ее рН незначительно по сравнению с рН жидкой фазы, насыщающей пространство микроструктуры. Это позволяет предположить, что физические процессы, проявляющиеся при смене агрегатного состояния жидкой фазы при переходе температуры через точку ее замерзания, будут проявляться в основном на уровне макроструктуры.

При анализе мы будем рассматривать процессы, протекающие на ВПР и берегах технологических при замерзании в них воды без анализа влияния пор и капилляров. Это связано с тем, что роль порового пространства в сопротивлении бетона морозному разрушению достаточно подробно описана в специальной литературе и, кроме того, как показал анализ (см. раздел 4.1) разрушение гетерогенных материалов связано с развитием и накоплением трещин.

В зависимости от геометрических характеристик и условий взаимодействия твердеющего матричного материала с заполнителями формируются такие структурные параметры как ВПР и технологические трещины. Рассмотрим процессы, протекающие на ВПР в случае, если они заполнены замерзающей водой.

В случае $R_a < R_k$ к ВПР следует отнести границу раздела матричного материала с заполнителями. Распределение усилий при увеличении объема жидкой фазы между заполнителями, льдом и матричным материалом будут зависеть от деформативных характеристик материалов заполнителей и матричного материала. При $E_z \gg E_m$ основные деформации будут направлены в матричный материал, что вызывает изменение протяженности берега ВПР. Если на ВПР находятся берега технологических трещин, то произойдет их раскрытие с передачей деформаций по всей протяженности берегов.

Низкомодульные заполнители ($E_3 < E_m$) будут воспринимать деформации льда, релаксируя деформации в матричном материале.

В случае $E_3 = E_m$ деформации равномерно распределятся между заполнителями и матричным материалом.

Если ВПР находятся в матричном материале, то деформации ото льда будут развиваться в матрице, распределение которых будет зависеть от геометрических характеристик структурных блоков.

Для всех случаев характерно развитие ВПР по мере увеличения циклов замораживания и оттаивания. Кинетика их развития будет определяться, кроме циклов смены агрегатного состояния жидкой фазы, внешней ударной нагрузкой. В случае, если удар производится по замерзшему материалу, то можно предположить, что лед, вызывая напряженное состояние отдельных компонентов бетона, будет превращать гетерогенный материал в монолит. Ударные волны будут в нем распространяться достаточно равномерно и характер разрушения должен напоминать характер разрушения достаточно однородного упругого материала.

Более сложная картина распределения ударных нагрузок на ВПР после цикла оттаивания. Ударная волна распределяется на поверхностях раздела и, в зависимости от геометрии берегов ВПР и соотношений скоростей распространения в различных средах, может, как рассеиваться, так и концентрироваться в отдельных объемах гетерогенных материалов. Кроме того, являясь полярной жидкостью, вода будет способствовать образованию новых несплошностей на микронеровностях существующих ВПР. Очередные циклы замораживания и оттаивания будут способствовать увеличению площади поверхности ВПР, что должно сказываться на сопротивлении бетона ударным нагрузкам.

Иная роль технологических трещин в процессах изменения поврежденности материала при совместном действии ударных нагрузок многократного замораживания и оттаивания.

Представим технологическую трещину в виде клина, в котором по длине изменяется расстояние между противоположными берегами, рис. 5.22а.

Изменение ширины раскрытия трещины предполагает, что на некотором расстоянии от ее устья вода находится в моно- и полимолекулярном адсорбированном состоянии с постепенным переходом в пленочное и свободное состояние. Для каждого вида связи воды на берегах трещины существует своя температура ее перехода в твердое состояние. Лед образуется в участке трещины, в котором вода находится в свободном состоянии, рис. 5.22б.

Давление от увеличения объема замерзающей жидкости передается на берега трещин и на воду в пленочном состоянии, которая при этой температуре не изменяет своего агрегатного состояния. Увеличение ширины раскрытия трещины от давления льда на участке I проходит по всей длине трещины и вызывает появление деформаций растяжения у ее устья. Одновременно увеличивается гидростатическое давление внутри участков трещины, в которых вода не в состоянии превратиться в лед. Это приводит к дополнительным усилиям, направленным на раздвижку берегов и, с учетом эффектов адсорбционного снижения прочности [91], к увеличению длины трещины на величину Δl_1 . Изменение объемов трещины по ее длине вызывает переход пленочной воды в свободную, а свободной в лед, что ведет к очередному этапу развития деформаций на берегах трещины и ее подрастанию на величину Δl_2 . Если принять, что количество моно- и полиадсорбционной воды постоянно до критических значений температур, то можно допустить, что подрастание трещин будет происходить на расстояние, обеспечивающее адсорбционные явления асимметричных молекул воды.

При дальнейшем снижении температуры, при которой пленочная вода переходит в твердое состояние, происходит очередной этап перераспределения деформаций между замершей частью воды, берегами трещины, участком трещины, уже заполненным льдом и псевдожидкой фазой адсорбированной воды, рис. 5.22в.

Очередной этап увеличения ширины раскрытия трещины вызывает ее подрастание на Δl_1 . При этом происходит дальнейшее перераспределение влаги по видам ее связи с поверхностью берегов трещины. Таким образом, если принять, что в трещине по ее длине происходит распределение воды по энергии связи (от воды в свободном состоянии до образования моноадсорбционных слоев) то при понижении температуры будет происходить поэтапное изменение агрегатного состояния жидкости, что может служить причиной скачкообразного подрастания технологической трещины и ее трансформации в трещину эксплуатации.

Если в период замерзания материал будет воспринимать ударные нагрузки, то у устья трещины будет накапливаться упругая энергия, которая, согласно основным положениям механики разрушения [57, 70, 78, 93] должна привести к ее росту. Образование новых площадей поверхности берегов вызовет перераспределение адсорбированной влаги с тенденцией к дефициту жидкой фазы в объеме трещины.

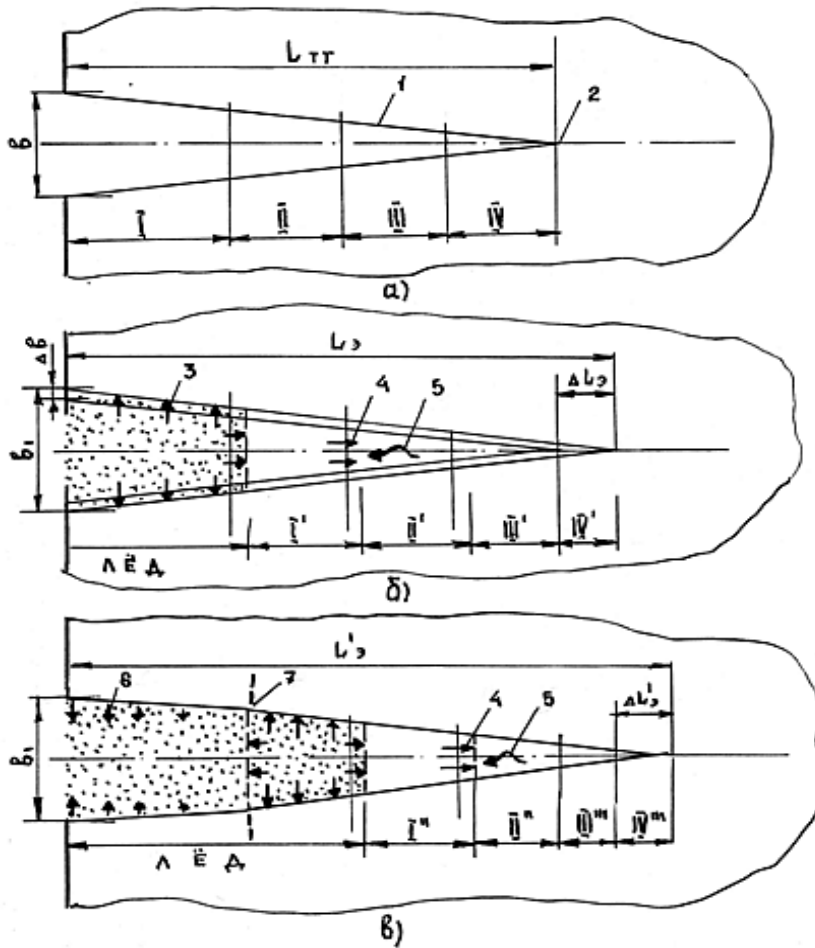


Рис. 5.22. Принципиальная схема трансформации технологической трещины в эксплуатационную при замерзании в ней влаги:
 а – изменение форм связи воды по длине трещины, б – подрастание трещины при замерзании свободной воды, в – подрастание трещины при очередном замерзании воды, 1 – берега технологической трещины, 2 – устье трещины, 3 – давление льда, 4 – давление жидкой фазы, 5 – изменение вида связи воды, 6 – сдерживание деформаций увеличение ширины раскрытия трещины, 7 – зоны возможного появления новых трещин

Fig. 5.22. The basic model of the technological crack transformation into the operational crack during freezing moisture in it:

а – change in the shape of the water by the length of the crack, б – crack's increase during free water freezing, в – crack's increase in the next stage of water freezing, 1 – edges of the technological crack, 2 – end of crack, 3 – ice pressure, 4 – pressure of unfrozen water, 5 – change in the shape of the water, 6 – increase in deformation and increase in crack opening, 7 – zone of possible appearance of new cracks

Анализ механизмов организации макроструктуры (см. раздел 3.2.) показал, что траектории технологических трещин могут пересекаться, а сами технологические прорасть и подрастать, используя трещины более низких масштабных уровней. Трещины эксплуатации, начиная развиваться с технологических трещин, наследуют индивидуальный для каждого берега микрорельеф поверхности, а начальное распределение предопределяет направление роста трещин эксплуатации. Прорастая в макроструктуре бетона, часть трещин эксплуатации пересекается или выклинивается на берега других трещин или на ВПР. Такие трещины переходят в ранг эксплуатационные ВПР, роль которых сводится к перераспределению деформаций, возникающих под действием внутренних усилий при замерзании жидкой фазы и при действии внешних нагрузок. Часть трещин остается в незавершенном развитии, сохраняя потенциальную возможность роста при очередных циклах замораживания и действии внешних нагрузок. К наиболее опасным следует отнести трещины, которые при своем росте используют ВПР как свои берега на определенном участке и прорастают, используя ВПР или трещины более низкого масштабного уровня, по схеме, рис. 5.22.

Такие трещины соизмеримы с уровнями структурной неоднородности макроструктуры и в их развитие вовлекаются большие объемы свободной жидкости при ее замерзании, что позволяет говорить об их преимущественном развитии по сравнению с другими трещинами. Образование таких трещин является началом процесса разрушения материала при его многократном замораживании и оттаивании. Наличие таких трещин в материале, который воспринимает внешние импульсные нагрузки, способствует их росту и, при действии многократного замораживания и оттаивания, снижению сопротивления бетона ударным нагрузкам.

Образование трещин эксплуатации, соизмеримых с макроструктурными параметрами, может происходить и путем поэтапного накопления трещин эксплуатации в структурной ячейке бетона с последующим объединением выгодно ориентированных трещин, принадлежащих соседним структурным ячейкам.

Различные механизмы образования макротрещин определяются начальным характером распределения ВПР и технологических трещин, который, в свою очередь, зависит как от геометрических характеристик структурных ячеек, так и от уровня взаимодействия твердеющего материала с заполнителями.

Для повышения сопротивляемости бетона ударным нагрузкам при его эксплуатации в условиях многократного замораживания и оттаивания необходимо оценить роль формы крупных заполнителей, расстояния между ними (количество заполнителей) с учетом количественного и качественного изменения составов матричного материала. Это позволит изучить стойкость бетонов при повторяющихся ударных нагрузках с учетом многократно чередующегося действия низких температур и выявить основные рецептурно–технологические факторы, позволяющие прогнозировать требуемый характер распределения таких структурных параметров как ВПР и технологических трещин в макроструктуре, определяющих способность воспринимать внутренние усилия и внешние нагрузки без разрушения в нормируемые периоды эксплуатации.

Проведенные исследования позволяют заключить

1. Технологические трещины и ВПР являются важными параметрами структуры, которые в значительной степени определяют поведение гетерогенных материалов при действии на них многократных замораживания и оттаивания и ударных нагрузок.
2. Проведенный анализ механизмов разрушения бетонов при попеременном замораживании и оттаивании позволил установить, что в процессах разрушения в первую очередь принимают участие ВПР и технологические трещины, возникшие в период организации структуры на уровне неоднородности “матрица –заполнители”. Это связано с тем, что ВПР и технологические трещины на более низких уровнях неоднородностей содержат, как правило, жидкую фазу в адсорбированном состоянии с повышенными значениями рН, что снижает температуру ее превращения в лед.
3. Насыщение водой технологических трещин сопровождается распределением видов связи воды в зависимости от изменения ширины раскрытия трещины. Анализ показал, что по длине трещины вода может находиться в свободном состоянии, в виде пленок и виде поли– и моноадсорбированных слоев в районе смыкания берегов. Подобное распределение жидкой фазы по формам ее связи предопределяет поэтапный характер изменения ее агрегатного состояния, что инициирует поэтапное увеличение ширины раскрытия трещин с их скачкообразным подрастанием. В свою очередь, рост технологической трещины превращает ее в эксплуатационную и ведет к увеличению объема трещины, что вызывает новый этап скачкообразного роста трещины.

4. Изменение характера поврежденности макроструктуры при замораживании и оттаивании за счет появления трещин эксплуатации, способных объединяться в макротрещины, способствует развитию трещин эксплуатации при действии на материал ударных нагрузок. Образование макротрещин, как начало процесса разрушения, зависит от характера начального распределения ВПР и технологических трещин. В свою очередь, их распределение зависит от формы и количества крупных заполнителей и от уровня взаимодействия твердеющего матричного материала с заполнителями. Это дает возможность утверждать, что, изменяя характер распределения ВПР и технологических трещин, можно изменять сопротивляемость ударным воздействиям бетонов, эксплуатируемых в условиях многократного замораживания и оттаивания.

5.5. Изучение влияния замораживания и оттаивания на стойкость бетонов при ударных нагрузках

Полученные результаты исследования бетонов после циклов переменного замораживания и оттаивания представлено в табл. 5.7, 5.8 и 5.9. Принимая за 100% прочность образцов на рисунке 5.23 представлены кривые понижений f_c , E_{cmd} и E_A после определенног числа циклов переменного замораживания и оттаивания гравийных и щебневых бетонов с различными W/C.

На рисунке 5.24 по очереди представлены зависимости прочности на удар, динамического модуля упругости, прочности при сжатии от показателя W/C и числа циклов переменного замораживания и оттаивания. Вычисления были сделаны при помощи искусственных нейронных сетей. Была применена однонаправленная, трехслойная сеть. Ахитектура сети была выбрана на основе результатов предварительных исследований, из которых вытекало, что эта сеть при самом маленьком количестве нейронов дает лучшие результаты (соответственно меньшие ошибки). Перед приступлением к обучению сети нужно было приготовить данные для введения. Данные были закодированы, т.е. перечислены на единицы приемлемы сетью. Вычисления основывались на трех входных сигналах охватывающих: вид бетона (гравийный или щебневый), соотношение воды к цементу, W/C, число циклов замораживания и оттаивания.

Выходными сигналами были: прочность на удар E_A , прочность на сжатие f_c , динамический модуль упругости E_{cmd} . Процесс обучения охватывал 100000 обучающих циклов при коэффициенте обучения $\eta=0,015$.

Проведенные исследования выявили основное влияние показателя W/C в обоих заполнителях бетона на прочность при попеременном замораживании и оттаивании. Увеличение W/C привело к понижению показателей прочности D_1 , D_2 , D_3 в разной степени, что представлено на графиках (рис. 5.24). К примеру после 25 циклов гравийного бетона с W/C=0,45 показатели прочности составляли соответственно: $D_1=0,94$; $D_2 = 0,80$; $D_3 = 0,51$, бетона на щебне с W/C = 0,45 $D_1 = 0,63$; $D_2 = 0,36$; $D_3 = 0,14$.

Измеренные прочности f_c и E_{cmd} бетонов после увеличения количества циклов выявляли пониженные тенденции. Как представлено на рисунке 4 влияние разрушительного действия мороза сильнее всего относилось к E_A . К примеру, после 25 циклов гравийный бетон с W/C = 0,45 выявил пониженное E_A на 40%, f_c на 5% и E_{cmd} на 16%. В случае щебневого бетона с W/C = 0,45 понижение составило E_A о 85%, f_c на 37% и E_{cmd} на 64%.

Из графиков на рис. 5.23 видно, что снижение f_c на 40% гравийный бетон с W/C = 0,45 получил после 61 цикла, а E_{cmd} после 34 циклов, что значит, что такой уровень имела прочность E_A после 25 циклов.

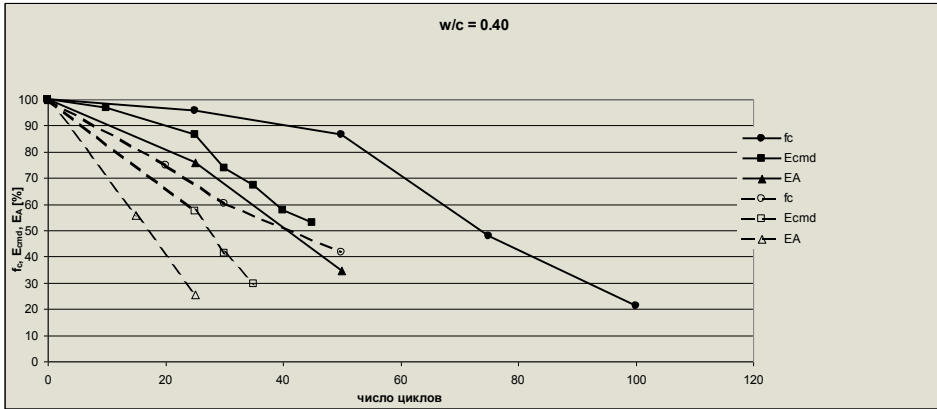
Вторым фактором, существенно влияющим на прочность бетона, был использованный заполнитель. Констатировано, что бетоны выполнены из щебневого заполнителя были менее прочные при действии мороза, что показало снижение показателя D по сравнению с гравийным бетоном. Причину этого состояния можно усматривать в большей пористости и проницаемости щебневого заполнителя по сравнению с гравием. Замерзшая в порах щебня вода вносила больше разрушений, чем в менее влагоемком гравийном заполнителе.

Похожие закономерности получены в проведенных исследованиях остальных бетонов.

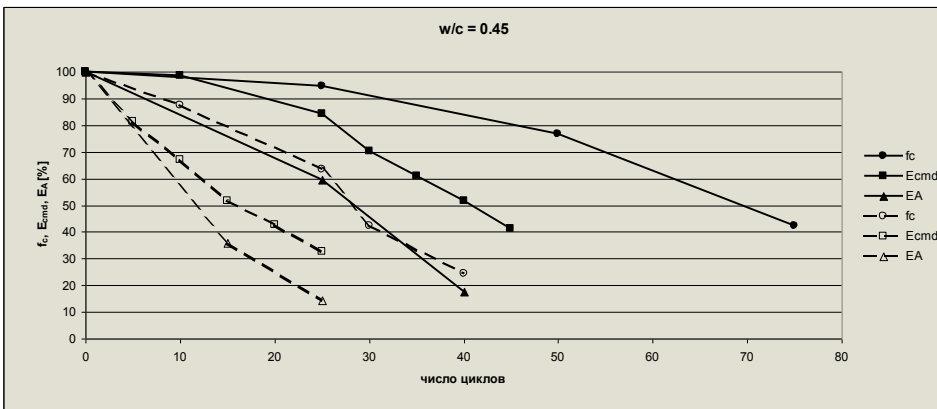
Основной причиной снижения прочности бетонов с высоким W/C было качество структуры пор образованных после 28 дней твердения, как показано в разделах 4.4.1. и 4.4.2. Цементный каиень с высоким W/C имел больший объем капиллярных пор, которые содержали в своем объеме большее количество свободной воды, которая могла замерзнуть в первую очередь.

Находящаяся в капиллях вода, замерзая, увеличивала свой объем. Этот процесс вызывал внутреннее напряжение, влияющие на стенки капилляр, ВПР и трещин.

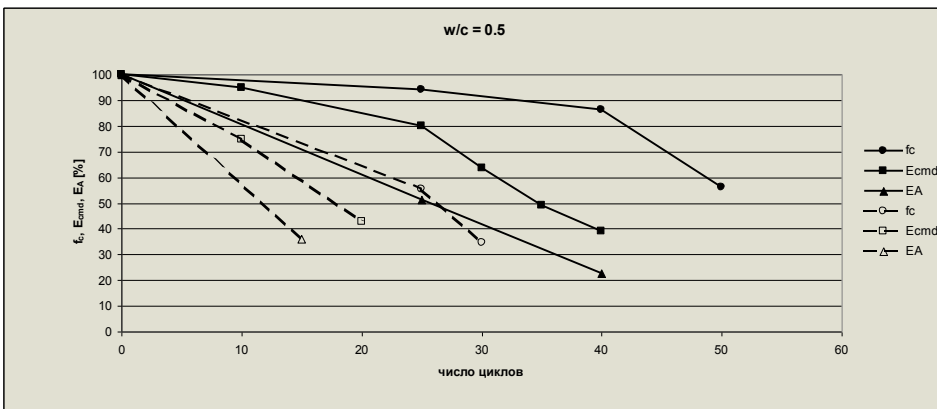
1)



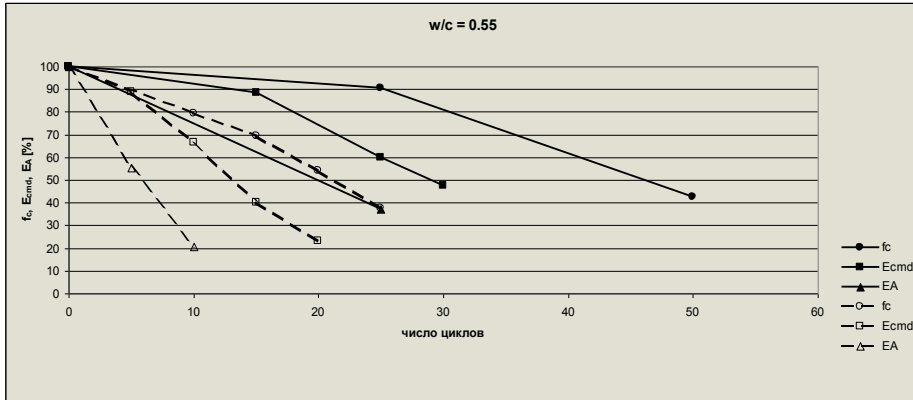
2)



3)



4)



5)

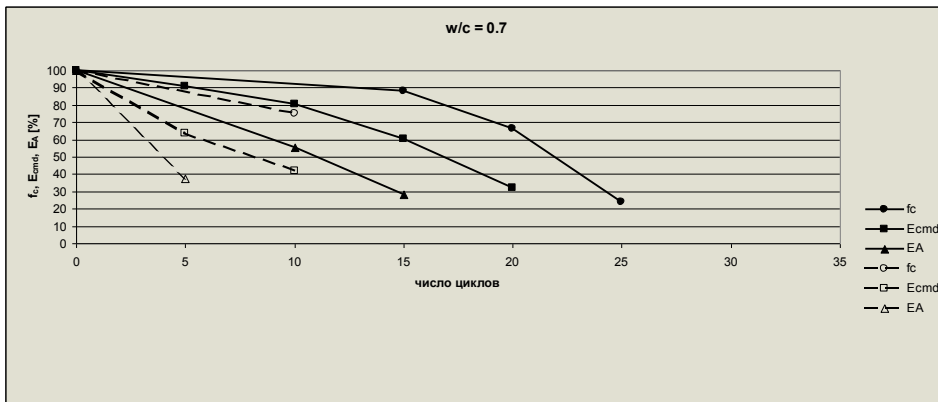


Рис. 5.23. Понижение прочности на сжатие (f_c), удар (E_A) и динамический модуль упругости (E_{cm}) гравийного и щебневого бетонов после циклов замораживания и оттаивания в зависимости от W/C

Fig. 5.23. Reduction of the compressive strength (f_c), the impact strength (E_A) and the dynamic modulus of elasticity (E_{cm}) of the gravel concrete and the concrete with limestone aggregate after freezing–thawing cycles, in dependence on W/C

Повторяющийся постоянно процесс усталости бетона переменным замораживанием (при котором создавались напряжения) и оттаиванием (отжиг) в результате вел к разрушению гетерогенного бетона.

Увеличение количества цемента в 1m^3 бетона вызывало повышение его прочности, что выражалось более высокими показателями D_1 , D_2 , D_3 .

Количество цемента меньше чем 250 кг/м^3 вызывало быстрое разрушение исследуемых бетонов после циклов переменного замораживания и оттаивания. Щебневый бетон с $\rho = 257 \text{ кг/м}^3$ после 10 циклов был очень разрыхлен. При первом ударе образцы совсем разбивались и было трудно достоверно измерить E_A , рис. 6.21. Зато f_c после этого времени понизилось только на 25%.

На основе оценки прочности бетона осуществленной тремя методами, отмечено, что полученный показатель D_3 был всегда ниже по сравнению с D_1 и D_2 вычисленным после одинакового числа циклов. Это означало, что разрушительные изменения, образованные в бетоне, сильнее всего влияли на снижение прочности на удар, чем на сжатие и динамический модуль упругости. Уже после нескольких циклов замораживания и оттаивания было отмечено снижения E_A , когда в то же время прочность на сжатие и динамический модуль упругости почти не изменились. Этот факт может иметь практическое применение, так как возможно значительное сокращение количества циклов замораживания и определение показателя прочности бетона D_3 значительно раньше, чем в остальных двух случаях.

Меньшее снижение f_c по сравнению с E_A можно объяснить влиянием перераспределением напряжений, т.е. разгрузки более слабых мест в образце помещенном в пластинах сжимающего пресса, как и фактом, что бетон при действии мороза разрушается под влиянием превышения растягивающих напряжений, а не сжимающих, которые имеют место при измерении f_c .

В свою очередь, большее снижение E_A по сравнению с E_{cmd} можно объяснить незначительными нарушениями в переходе акустической волны через бетонный образец. Это незначительное нарушение в переходе волны вызвано заполнением водой капилляр (макродефектов), которые вызывают более быстрое распространение и понижают эффективное обнаружение дефектов в бетоне. По этой причине, в конечном счете, E_{cmd} может быть на несколько или больше десятков процентов выше, чем действительный.

На основе проведенных исследований прочности бетона при действии мороза не были найдены статистические соотношения (корреляция) между количеством циклов замораживания и оттаивания с f_c , E_{cmd} и E_A .

Проведенный анализ относился к ограничениям исследований прочности бетона при действии мороза (замораживание в температуре -20°C в морозилке) и оттаивание в чистой водопроводной воде.

Параллельно с этим классическим методом рекомендуется и принимается методы ускоренного исследования прочности бетона.

С большой вероятностью можно предполагать, что в ускоренных методах, напр. в растворе NaCl, поступающее разрушение бетона быстрее будет выявлено через нанесение ударов, ударным методом и изменением E_d .

Предложенный метод исследования прочности бетона через нанесение ударов больше всего приближен к натуральным условиям эксплуатации элементов в условиях изменяющейся температуры. В умеренной климатической зоне замораживание и оттаивание насыщенного водой бетона часто превышает 200 циклов в течение года. Бетонные элементы подвергаются усталости через растягивающие напряжения (вызванные замерзающей водой) и отжиги (оттаивание при плюсовой температуре). Подобно ведет себя бетон при ударном исследовании при реализации многократных ударов.

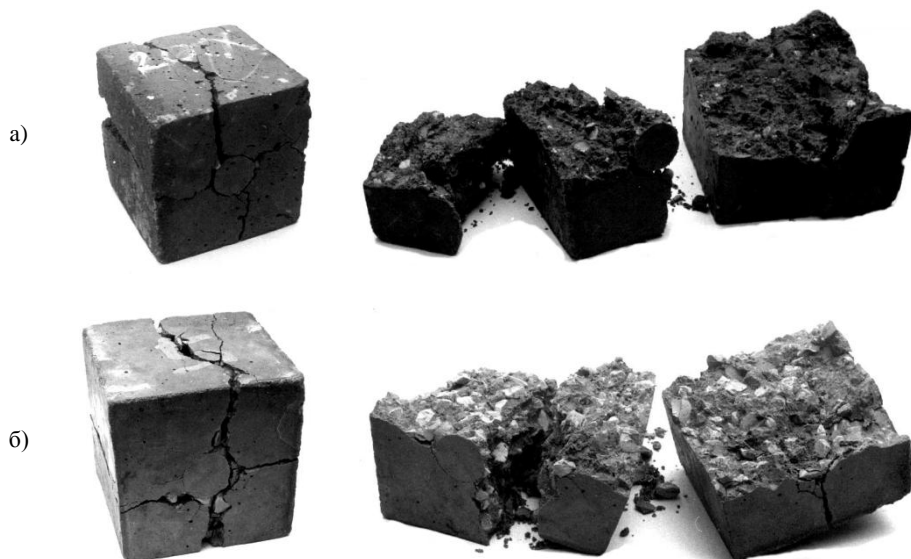


Рис. 5.24. Вид бетонных образцов после переменного замораживания и оттаивания разрушенных при ударной нагрузке:

- а – гравийного бетона
- б – щебневого бетона

Fig. 5.24. Shape of concrete samples after alternating freezing–thawing cycles, which were damaged by impact loads:

- a – gravel concrete
- b – concrete with limestone aggregate

Выводы по разделу 5

1. Проведенный анализ механизмов разрушения грубогетерогенных материалов при изменении их объемов за счет изменения влажности и температуры показал, что объемные деформации, проявляясь на ВПР и берегах технологических трещин, вызывают их подрастание. При этом может происходить подрастание трещин из одного структурного уровня в другой, определяя тем самым поврежденность материала эксплуатационными дефектами. Механизм укрупнения трещин до критического размера связан, как показал анализ, с начальным характером распределения технологических трещин и ВПР, который, в свою очередь, определяется геометрическими особенностями структуры и уровнем взаимодействия твердеющего матричного материала с заполнителями. Поэтому начальный состав и условия твердения предопределяют изменение свойств материала в зависимости от условий его эксплуатации.
2. Экспериментальные исследования по влиянию влажности и условий твердения на изменение стойкости при ударе и другие свойства бетонов показали, что ударная стойкость бетонов, твердеющих в воде, ниже по сравнению с бетонами, твердеющими в нормальных условиях и высушенных до постоянной массы. В зависимости от вида используемых заполнителей коэффициенты размягчения для всех пригятых свойств (f_c , E_{cmd} , E_A), зависит от W/C и может составлять $kE_A=0,63$. Максимальной стойкостью обладают составы на разных заполнителях с $W/C=0,40...0,45$. Увеличение W/C и применение в качестве заполнителей щебня из карбонатных пород вызывает снижение прочностных характеристик водонасыщенных бетонов и их сопротивление ударным нагрузкам, что следует учитывать при назначении составов бетона при строительстве в среде с повышенной влажностью (сваи, мостовые и причальные конструкции, облицовки берегов рек, каналов и т.п.).
3. Действие высоких (до 400°C) и повышенных (до 700°C) температур, как показали проведенные исследования, особенно неблагоприятно действует на способность бетона сопротивляться ударным нагрузкам. При нагреве бетонов до $T=400^\circ\text{C}$ ударная прочность снижается до 40%, а при нагреве до $T=700^\circ\text{C}$ – до 80%. Прочность при сжатии и динамический модуль упругости снижаются на 10...70%

соответственно. Анализ результатов позволил заключить, что для бетонов, эксплуатация которых предполагает действие повышенных и особенно высоких температур, следует назначать заполнители, обладающие минимальным коэффициентом термического расширения и которые не изменяют свои модификации в условиях высоких температур.

4. Анализ механизмов разрушения бетонов при многократном замораживании и оттаивании позволил установить, что ВПР и технологические трещины являются важными параметрами структуры, которые в значительной степени определяют сопротивление гетерогенного материала морозному разрушению. В первую очередь это относится к ВПР и технологическим трещинам на макроструктурном уровне, поскольку в несплошностях вода, как правило, находится в адсорбированном состоянии с высокими значениями рН, что снижает ее температуру перехода в твердое состояние. Насыщение водой объемов технологических трещин сопровождается ее распределением по видам связи в зависимости от изменения ширины раскрытия трещины. Это вызывает поэтапное изменение ее агрегатного состояния и инициирует скачкообразное подрастание трещины даже при одном цикле замораживания. Технологические трещины и ВПР трансформируются в эксплуатационные и, как показал проведенный анализ, способны вырастать до трещин разрушения (магистральных трещин). Образование макротрещин, как начало процесса морозного разрушения, зависит от характера начального распределения ВПР и технологических трещин, которое можно изменять рецептурно–технологическими факторами и, тем самым, изменять сопротивляемость бетонов морозному разрушению.
5. Экспериментальные исследования влияния многократного замораживания и оттаивания на изменение ударной прочности и других свойств бетона подтвердили, на наш взгляд, ранее сделанный вывод об участии технологических трещин в морозном разрушении. Многократное замораживание выводит технологические трещины из равновесного состояния, что способствует их быстрому росту при ударных нагрузках. Это подтверждают данные по резкому снижению ударной прочности уже при первых циклах замораживания и оттаивания. Минимальная ударная прочность характерна для бетонов

на заполнителе в виде щебня с повышенными значениями W/C . Уже после первых 5 циклов замораживания и оттаивания образцы после ударной нагрузки разрушались. Снижение водосодержания до $W/C=0,40\dots0,45$ повышает морозостойкость до 20...25 циклов. Применение заполнителей в виде гравия вызывает повышение морозостойкости бетонов в условиях ударного нагружения в 1,5...3 раза по сравнению с бетоном на карбонатном щебне. Морозостойкость, оцениваемая по изменению прочности при сжатии и динамическом модуле упругости, в среднем в 2...5 раз выше по сравнению с морозостойкостью, оцениваемой по изменению ударной прочности, независимо от вида заполнителей и W/C . Проведенные исследования позволяют рекомендовать ускоренные методы оценки морозостойкости строительных материалов путем оценки сопротивления их ударной нагрузке в условиях многократного замораживания и оттаивания.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Проведенные исследования показали, что за счет управления макроструктурными параметрами бетонов как грубогетерогенных материалов можно повышать стойкость бетонов при ударных нагрузениях в различных условиях воздействия среды эксплуатации.
2. Проведенный анализ механизмов организации структуры бетонов, как грубогетерогенных материалов, и экспериментальные исследования позволяют заключить, что в результате взаимодействия твердеющего матричного материала с поверхностью заполнителей формируются локальные и интегральные поля остаточных деформаций, зарождаются и развиваются технологические трещины и внутренние поверхности раздела с определенным характером распределения. Это позволило предложить модель макроструктуры бетона, в которой технологические трещины и ВПР представлены как объективные структурные параметры, которые, наряду с другими характеристиками структуры, необходимо учитывать для назначения составов бетона в зависимости от конкретных условий эксплуатации конструкций.
3. Анализ влияния таких параметров структуры как внутренних поверхностей раздела и технологических трещин позволил установить, что на начальном этапе развития трещины, вызванной импульсной нагрузкой, она „нечувствительна” к структурным особенностям материала. По мере ее роста, часть энергии рассеивается (диссипатирует) и трещина, вызванная ударом, начинает взаимодействовать с элементами структуры гетерогенного материала с торможением на ВПР, заполнителях и берегах трещин. При этом ВПР воспринимают и перераспределяют энергию ударной волны, что ведет к подрастанию технологических трещин с переводом их в ранг трещин эксплуатации и к изменению, тем самым, общей поврежденности материала. Способность воспринимать и перераспределять ударные нагрузки зависит от начального распределения ВПР и технологических трещин, которые, в свою очередь, определяются геометрическими характеристиками макроструктуры (качественный и количественный состав заполнителей) и свойствами матричного материала (количеством цемента и W/C).

4. Проведенные экспериментальные работы подтвердили, что за счет изменения характеристик макроструктуры бетонов, в нашем случае за счет изменения количества крупных заполнителей и формы их зерен (гравий и щебень) можно в достаточно широких пределах изменять механические свойства и сопротивление бетона ударным нагрузкам. Для повышения сопротивляемости бетона ударным нагрузкам более чем в 2 раза, необходимо обеспечивать оптимальное расстояние между отдельными зернами крупного заполнителя (в нашем случае гравия), при расходе цемента не менее $\rho = 300 \text{ кг/м}^3$ и $W/C = 0,40 \dots 0,45$. Опыты показали, что ударная прочность бетонов более чувствительна к изменению качественного и количественного состава заполнителей, чем прочности при сжатии, растяжении и динамическом модуле упругости. Применение методов конечных элементов позволило получить количественные зависимости распределения напряжений в элементах макроструктуры бетона, что подтвердило основные качественные зависимости предложенных механизмов организации и разрушения макроструктуры.
5. Исследования позволили предложить для исследовательного и инженерного использования искусственных нейронных сетей для прогнозирования ударной стойкости бетонов для конкретных конструкций с учетом условий их эксплуатации. В условиях наших опытов установлена корреляционная связь между ударной прочностью и прочностью бетонов на растяжение и их динамическим модулем упругости.
6. При оценке сопротивляемости бетона ударным нагрузкам, как показали проведенные исследования, необходимо учитывать его влажностное состояние. Опыты показали, что при твердении бетона в воде в течение 28 и 90 суток и испытании его в водонасыщенном состоянии, прочность при ударе, в зависимости от W/C , снижается более интенсивно, чем прочность при сжатии и динамическом модуле упругости. Так E_A снижается на 30...85%, в то время как f_c и E_{cmd} снижаются только на 10...60%. При этом изменение коэффициентов размягчения составляет, для $k_{Ea} = 0,85 \dots 0,62$; $k_{f_c} = 0,87 \dots 0,78$; $k_{E_{cmd}} = 0,87 \dots 0,76$. Это дает основание утверждать, что бетоны, насыщенные водой, более чувствительны к импульсивным нагрузкам, чем к статическим, что необходимо учитывать при проектировании составов бетонов для

- конструкций, эксплуатируемых в зонах повышенной влажности и подверженных ударному нагружению. Опыты показали, что для повышения ударной стойкости бетонов, эксплуатация которых предполагается в таких условиях, следует ограничивать водосодержание смесей в пределах $W/C = 0,40 \dots 0,45$.
7. Действие высоких (до $T = 400^{\circ}\text{C}$) и повышенных (до 700°C) температур, как показали проведенные исследования, особенно неблагоприятно действуют на способность бетона сопротивляться ударным нагрузкам. В условиях наших опытов при нагреве до $T = 400^{\circ}\text{C}$ прочность при ударе снижается до 40%, а при нагреве до $T = 700^{\circ}\text{C}$ – до 80%. При этом прочность при сжатии и динамический модуль упругости снижались на 10...70% соответственно. Анализ полученных результатов позволил заключить, что для бетонов, эксплуатируемых при повышенных температурах, следует более тщательно подходить при назначении заполнителей с учетом коэффициентов их термического расширения и способности отдельных минералов заполнителя изменять свои модификации под действием температуры.
 8. Анализ механизмов разрушения бетона при его многократном замораживании и оттаивании позволил установить, что ВПР и технологические трещины являются важными параметрами структуры, которые в значительной степени определяют способность сопротивляться морозному разрушению. Насыщение водой объемов технологических трещин сопровождается ее распределением по видам связи в зависимости от изменения ширины раскрытия трещины. Это вызывает поэтапное изменение ее агрегатного состояния и инициирует скачкообразное подрастание трещин даже при одном цикле замораживания. При этом изменяется общая поврежденность материала и, как показал проведенный анализ, может привести к укрупнению трещин до критического размера. Образование макротрещины, как начало процесса морозного разрушения, зависит от начального характера распределения ВПР и технологических трещин определяемого рецептурно–технологическими факторами. Это подтверждают данные по резкому снижению ударной прочности уже при первых циклах замораживания и оттаивания. Минимальная ударная прочность характерна для бетонов на щебне с повышенными

значениями W/C. Применение заполнителей в виде гравия повышает, в условиях наших опытов, морозостойкость бетонов в условиях ударного нагружения в 1,5...3 раза по сравнению с бетоном на карбонатном щебне. Морозостойкость, оцениваемая по изменению прочности при сжатии и динамическом модуле упругости бетонов всех составов, в среднем в 2...5 раз выше по сравнению с морозостойкостью, оцениваемой по изменению ударной прочности. Проведенные исследования позволяют рекомендовать ускоренные методы оценки морозостойкости строительных материалов путем их сопротивления ударным нагрузкам в условиях многократного замораживания и оттаивания.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Астахов А.В., *Курс физики*, Т.1, Механика, Кинетическая теория материи. М.: Гл. ред, физ. –мат. литературы, 1977, с.384.
2. Ахвердов И.Н., *Основы физики бетона*, Стройиздат, 1981, с.464.
3. Ахенбах Дж.Д., *Колебания и волны в направлено армированных композитах*, В кн.: Механика композиционных материалов, Композиционные материалы, М.: Мир, 1978, Т.2, с.354–400.
4. Ашрабов А.А., Зайцев И.В., *Элементы механики разрушения бетона*, Ташкент: Укитувчи, 1981, с.28–57.
5. Бабушкин В.И., *Физико–химические процессы коррозии бетона и железобетона*, М.: Стройиздат, 1968, с.216.
6. Баженов Ю.М., *Бетон при динамическом нагружении*, М., 1970, с.25–115.
7. Баженов Ю.М., *Технология бетона*, Ленинград, 1981, с.78–132.
8. Берг О.Й., *Физические основы теории прочности бетона и железобетона*, М.: Госстройиздат, 1961, с.33–106.
9. Бобрышев А.Н., Козомазов В.Н., Бабин О.О., Соломатов В.И., *Синергетика композиционных материалов*, Липецк: НПО "ОРИУС", 1994, с.153.
10. Болотин В.В., *Механика композиционных материалов и конструкций из них*, Строительная механика, Современное состояние и перспективы развития, Под ред. В.В. Болотина, М.: Стройиздат, 1972, с.65–98.
11. Броек Д., *Основы механики разрушения*, М.: Высшая школа, 1980, с.368.
12. Бутт Ю.М., и др., *Исследование влияния структуры цементного камня на морозостойкость*, Бетон и Железобетон, 1972, № 1, с.25.
13. Бутт Ю. М., Колбасов В.М., Берлин Л.Е., *Исследование влияния структуры цементного камня на морозостойкость*, Бетон и Железобетон, 1972, № 1, с.60.
14. Бутт Ю.М., Колбасов В.М., Берлин Л.Е., *Влияние W/C на структуру, прочность и морозостойкость цементного камня*, Бетон и Железобетон, 1977, № 11, с.196.
15. Бутт Ю.М., Колбасов В.М., Берлин Л.Е., *Влияние W/C на структуру и прочность и морозостойкость цементного камня*, Бетон и Железобетон. 1977, № 11, с.164.
16. Ван Флек Л., *Теоретическое и прикладное материаловедение*, М.: Атомиздат, 1975, с.472.
17. Виноградов Б.Н., *Влияние заполнителей на свойства бетонов*, М.: Стройиздат, 1979, с.224.
18. Виттман Ф., *Новая установка для исследования хладноломкости стали при высоких скоростях удара*, Журнал физики, Т. IX, 1939, с.23–68.
19. Владимиров В.И., *Физическая природа разрушения металлов*, М.: Металлургия, 1984, с.280.

20. Владіміров В.А., *Нелінійні хвильові структури в моделях середовищ, що релаксують*, Автореф. дис. доктора фіз-мат. наук (10.04.01), Одеса, 2000, с.35.
21. Вознесенский В.А., Выровой В.Н., Керш В.Я., и др., *Современные методы оптимизации композиционных материалов*, Под ред. В.А. Вознесенского, К.: Будивельник, 1983, с.144.
22. Выровой В.Н., *Механизм формирования внутренних поверхностей раздела при твердении строительных композиционных материалов*, кн.: Применение цементных и асфальтовых бетонов в Сибири, Омск: СибАДИ, 1983, с.3–10.
23. Ву Э., *Прочность и разрушение композитов*, Композиционные материалы. Т.3, М.: Мир, 1978, с.206–216.
24. Выровой В.И., Фиц С., *Анализ механизмов формирования макроструктурных параметров и изучение их влияния на сопротивление бетона ударным нагрузкам*, Вісник, 2003, № 9, с.45–53.
25. Выровой В.И., Фиц С., Дорофеев А.В., *Моделирование процессов организации макроструктуры бетонов*. МОК'42, Modelling and Optimisation in Materials Science, Одесса, 2003, с.80.
26. Выровой В.И., Фиц С., Дорофеев А.В., *Характер распределения технологических трещин в грубогетерогенных материалах*, Вісник Донбаської Д.А.Б.А, 2003, № 1(38), с.161–164.
27. Гегузин Я.Е., *Физика спекания*, М.: Наука, 1984, с.312.
28. Гиббс Дж.В., *Термодинамика. Статистическая механика*, М.: Наука, 1980, с.584.
29. Гладков Д.И., Сулейманова Л.А., *К испытанию бетона на морозостойкость*, Бетон и Железобетон, 1998, № 4, с.28–30.
30. Гольдман А.Я., Рулышев В.Г., Вытегжанина К.А., Баллова Г.Д., *О межфазных слоях в ударопрочных композиционных материалах*, Тез. докл. конф., Механохимия межфазных явлений в композиционных материалах, Львов: ЛОС НТО, 1987, с.15–16.
31. Гордон С.С., *Структура и свойства тяжелых бетонов на различных заполнителях*, М.: Стройиздат, 1969, с.152.
32. Горчаков Г.И., Ориенлихер Л.П., Савин В.И., и др., *Состав, структура и свойства цементных бетонов*, М.: Стройиздат, 1976, с.144.
33. Горчаков Г.И., Капкин М.М., Скрамтаев Б.Г., *Повышение морозостойкости бетона*. М.: Изд. лит. постр., 1965, с.85–140.
34. Горчаков Г.И., *О давлении воды, замерзающей в капиллярах цементного камня*, М., 1959, с.98–167.
35. Дорофеев В.С., Выровой В.Н., *Технологическая поврежденность строительных материалов и конструкций*, Одесса: ИМК „Город мастеров”, 1998, с.165.
36. Дорофеев В.С., Марченко Т.С., *Прочность контактов составных конструкции*, Одесса, 1999, с.11–78.

37. Дытов Б.П., *Об учете изменения прочностных показателей древесины в зависимости от режима нагружения*, Труды ВВУА, 1987, с.9–45.
38. Дэниел И.М., *Фотоупругое исследование композитов. Композиционные материалы*, Т.3, М.: Мир, 1978, с.492–552.
39. Забегаев А.Б., Тамзарьян А.Г., *О влиянии внутренней влаги на деформативность бетона*. Бетон и Железобетон, 1997, № 1, с.21–24.
40. Зайцев Ю.В., *Моделирование деформации и прочности бетона методами механики разрушения*, М., 1982, с.45–73.
41. Зимон А.Д., *Адгезия пыли и порошков*, М.: Химия, 1976, с.432.
42. Журков С.Н., Нарзуллаев Б.Н., *Временная зависимость прочности твердых тел*, Журн. техн. физ., 1953, Т.23, Вып.10, с.1677–1689.
43. Иванов И.А., *Технология легких бетонов на искусственных пористых заполнителях*, М.: Стройиздат, 1974, с.287.
44. Кириенко И.А., *Новый метод проектирования состава бетона*, К.: Гос. Изд. Тех. Литер. Украины, 1947, с.22–59.
45. Кобл Р. Л., Парих Н.М., *Разрушение поликристаллической керамики*, Разрушение, Т.7, М.: Машиностроение, 1977, с.221–299.
46. Козомазов В.Н., Бобрышев А.Н., Корвяков В.Г., Соломатов В.И., *Прочность композиционных материалов*, Липецк: НПО "ОРИУС", 1995, с.112.
47. Комохов П.Г., Латыпов В.М., Латыпова Т.В., Ваганов Р.Ф., *Долговечность бетона и железобетона*, Уфа: Белая река, 1998, с.216.
48. Комохов П.Г., Попов В.П., *Энергетические и кинетические аспекты механики разрушения бетона*, Самара: Сам. филиал секции "Строительство" РИА, 1999, с.111.
49. *Композиционные материалы*, Справочник, Под ред. Д.М. Карпиноса. К.: Наукова думка, 1988, с.592.
50. Константинов Л.С., Трухов А.П., *Напряжения, деформации и трещины в отливках*, М.: Машиностроение, 1981, с.199.
51. Кочетов В.Д., *Римский бетон*, М.: Стройиздат, 1991, с.111.
52. Красильников К.Г., Никитина Л.В., Скоблинская Н.Н., *Физико–химия собственных деформаций цементного камня*, М.: Стройиздат, 1980, с.256.
53. Кривенко П.Г., Пушкарева Е.К., *Долговечность шлакощелочного бетона*, Киев: Будівельник, 1993, с.224.
54. Кривенко П.В., Пушкарьова К.К., Кочевих М.О., *Заповнювачі для бетону*, К.: ФАДА ЛТД, 2001, с.399.
55. Кристенсен Р., *Введение в механику композитов*, Пер. с англ., М.: Мир, 1982, с.334.
56. Куксенко В.С., Орлов А.Г., Фролов Д.И., *Концентрационный критерий трещин в гетерогенных материалах. Разрушение композитных материалов*, Рига: Знание, 1979, с.25–31.

57. Куксенко В.С., Ляшков А.И., Савельев В.Н., Фролов Д.И., *Физические принципы прогнозирования разрушения гетерогенных материалов*, Механика композитных материалов, 1982, № 4, с.710–714.
58. Кучеренко А.А., Выровой В.Н., *Набухание и усадка керамзита в структурообразовании бетона*, Будівельні матеріали і конструкції, 1975, № 5, с.42–43.
59. Ленг Ф.Ф., *Разрушение композитов с дисперсными частицами в крупной матрице*, Композиционные материалы, Т.3, М.: Мир, 1978, с.11–57.
60. Лермит Р., *Проблемы технологии бетона*, М.: Госстройиздат, 1959, с.294.
61. Лифшиц Дж. М., *Замедленное разрушение волокнистых композитов*, кн.: Разрушение и усталость. Композиционные материалы, М.: Мир, 1978, Т.5, с.267–332.
62. Любимова Т.И., Пинус Е.Р., *Процессы кристаллизационного структурообразования в зоне контакта между заполнителем и вяжущим в цементном бетоне*, Коллоидный журнал, Vol. 24, № 5, 1962, с.576–587.
63. Матвиенко В.А., Толчин С.М., *Электрические явления и активационные воздействия в технологии бетона*, Макеевка: ДГАСА, 1988, с.154.
64. Ицкович С.М., *Заполнители для бетона*, Минск: Высшая школа, 1972, с.272.
65. Маткалф А.К., *Введение и обзор*, кн.: Поверхности раздела в металлических композитах, (Композиционные материалы), Т.1, М.: Мир, 1978, с.11–41.
66. Милейко С.Т., *Микро-и макротрещины в композитах*, Разрушение композитных материалов, Рига: Знание, 1979, с.13–16.
67. Михайлов А.В., *Прочность бетона в зависимости от его влагосодержания*, Бетон и Железобетон, 1974, № 2, с.18–20.
68. Москвин В.М., Иванов Ф.М., Алексеев С.Н., Гузеев Е.А., *Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты*, М: Стройиздат, 1980, с.536.
69. Москвин В.М., Ярмаковский В.М., *О влиянии отрицательных температур на прочность бетона*, Бетон и Железобетон, 1965, № 5, с.23–25.
70. Мороз Л.С., *Механика и физика деформаций и разрушения материалов*, Л.: Машиностроение, Ленингр. отд-ние, 1984, с.224.
71. Мун Ф., *Удар и распространение волн в композиционных материалах*, кн.: Анализ и проектирование конструкций, Композиционные материалы, Т.7, Часть 1, М.: Машиностроение, 1978, с.264–334.
72. Мюллер Л., *Механика скальных массивов*, М.: Мир, 1971, с.254.
73. Некрасов К.Д., *Тяжелый бетон в условиях повышенных температур*, Стройиздат, Москва, 1972, с.22–65.
74. Нерубенко Л.Г., Гвоздев А.В., *О совершенствовании методов испытания бетона на морозостойкость*, Бетон и Железобетон, 1998, № 6, с.21–23.
75. *Неупругие свойства композиционных материалов*, Под ред. К.Н. Геракович, М.: Мир, 1978, с.295.

76. Нехорошев А.В., Цителаури Г.И., Хлебионек Е., Жаданбаа Ц., *Ресурсосберегающие технологии керамики, силикатов и бетонов. Структурообразование и тепловая обработка*, М.: Стройиздат, 1991, с.488.
77. Нотт Дж.Ф., *Основы механики разрушения*, М.: Металлургия, 1978, с.256.
78. Оберт Л., *Хрупкое разрушение горных пород*, кн.: Разрушение, Т.7, Часть I, Неорганические материалы, М.: Мир, 1976, с.59–128.
79. Ольгинский А.Г., Чернявский В.А., *Влияние среды на адаптацию зоны контакта заполнителей с цементным камнем в бетоне*, Бетон и Железобетон, 2000, № 4, с.5–8.
80. Онами М., Нвасимидзу С., Гэнка К., Сиодзава К., Танака К., *Введение в микромеханику*, М.: Металлургия, 1987, с.280.
81. Павлов П.А., *Механическое состояние и прочность материалов*, Л.: И-во ун-та, 1980, с.176.
82. Партон В.З., *Механика разрушения: от теории к практике*, М.: Наука, 1990, с.240.
83. Пирадов К.А., Гузеев Е.А., *Механика разрушения железобетона*, М.: НИЖБ, 1998, с.12–45.
84. Писаренко Г.С., Дзюба Б.С., *Уравнения состояния армированных пластиков, подверженных силовым и тепловым воздействиям, с учетом механической поврежденности и физико-химических превращений*, Механика композитных материалов, 1982, № 3, с.426–429.
85. Подвальный А.М., *О собственных напряжениях, возникающих в бетоне при замораживании*, Инж., физ., Журн, 1973, Т.ХХV, № 2, с.316–324.
86. Подвальный А.М., *Об испытании бетона на морозостойкость*, Бетон и Железобетон, 1996, № 4, с.26–29.
87. Подвальный А.М., *Об испытании бетона на морозостойкость*, Бетон и Железобетон, 1996, № 5, с.27–29.
88. Погодин-Алексеев Г.И., *Динамическая крепкость и хрупкость металлов*, М.: Машиностроение, 1966, с.31–76.
89. Пирадов К.А., Гузеев А.Е., Мамаев Т.П., *Фундаментальные причины определения морозостойкости бетона по параметрам механики разрушения*, Бетон и Железобетон, 1994, № 4, с.14–17.
90. Пирадов К.А., Гузеев А.Е., *Исчерпание ресурса долговечности бетона при тепловласностях и силовых воздействиях*, Бетон и Железобетон, 1997, № 6, с.26–28.
91. Ребиндер П.А., *Поверхностные явления в дисперсных системах*, Физико-химическая механика: Избранные труды, М.: Наука, 1979, 384с.
92. Регель В.Р., *Исследования по физике прочности композитных материалов*, Обзор, Механика композитных материалов, 1979, № 6, с.999–1020.
93. Регель В.Р., Лесковский А.М., Поздняков О.Ф., *Изучение кинетики разрушения композитных материалов*, кн.: Разрушение композитных материалов, Рига: Знание, 1979, с.32–37.

94. Ристич М.М., *Основы науки о материалах*, К.: Наукова думка, 1984, с.152.
95. Ромалис Н.Б., Тамуж Вл., *Разрушение структурно–неоднородных тел*, Рига: Знание, 1989, с.224.
96. Садовский М.А., *Голос Земли. Химия и жизнь*, 1985, № 1, с.42–47.
97. Сайфулин Р.С., *Неорганические композиционные материалы*, М.: Химия, 1983, с.304.
98. Соломатов В.И., Выровой В.Н., Дорофеев В.С., Сиренко В.С., *Композиционные строительные материалы и конструкции пониженной материалоемкости*, К.: Будівельник, 1991, с.144.
99. Серых П.Й., *Влияние водонасыщения на прочность бетона при сжатии*, Бетон и Железобетон, 1982, № 8, с.16–17.
100. Сизов Б.Т., *О методах испытания морозостойкости бетона*, Бетон и Железобетон, 1998, № 3, с.24–26.
101. Сизов В.П., Май А., *К вопросу совершенствования ГОСТ 10060 – 95 на испытание бетона на морозостойкость*, Бетон и Железобетон, 1999, № 2, с.24–26.
102. Скрамтаев Б.Г., *Исследование прочности бетона и пластичности бетонной смеси*, М.: Изд. лит. пост., 1956, с.356.
103. Симонов М.З., *Бетоны на пористых заполнителях*, М.: Госстройиздат, 1956, с.412.
104. *Синергетика*, Сб. Статей, Сост. А.И. Розанов, А.Д. Суханов, Под ред. Б.Б. Кадомцева, М.: Мир, 1984, с.248.
105. Смирнов Б.М., *Физика фрактальных кластеров*, М.: Наука, 1991, с.134.
106. Солнцев С.С., Морозов Е.М., *Разрушение стекла*, М.: Машиностроение, 1978, с.152.
107. Соломатов В.И., Тахиров Н.К., Шахен Шах., *Интенсивная технология бетона*, М.: Стройиздат, 1989, с.284.
108. Соломатов В.И., Выровой В.Н., Дорофеев В.С., Сиренко А.В., *Композиционные строительные материалы и конструкции пониженной материалоемкости*, К.: Будівельник, 1991, с.144.
109. Соломатов В.И., *Элементы общей теории композиционных строительных материалов*, Изв. вузов. Стр–во и архитектура, 1980, № 8, с.61–70.
110. Соломатов В.И., *Развитие полиструктурной теории композиционных строительных материалов*, Изв. вузов. Стр–во и архитектура, 1985, № 8, с.8–64.
111. Соломатов В.И., Выровой В.Н., Дорофеев В.С., *Основы композиционных строительных материалов*, Харьков: ХИИГХ, 1990, с.52.
112. Соломатов В.И., Выровой В.Н., *Кластерообразование композиционных строительных материалов*, кн.: Технологическая механика бетона, Рига: РПИ, 1985, с.5–21.

113. Стокс Р.Дж., *Микромеханические аспекты разрушения керамики*. кн.: Разрушение, Т.7, часть I, Неорганические материалы, М.: Мир, 1976, с.127–220.
114. Тамуж В.П., *Особенности разрушения гетерогенных материалов*, Механика композитных материалов, 1982, № 3, с.406–412.
115. Тамуж В.П., Куксенко В.С., *Микромеханика разрушения полимерных материалов*, Рига: Знание, 1978, 294с.
116. Тамуж В.П., Тетерс Г.А., *Проблемы механики композитных материалов*, Механика композитных материалов, 1979, № 1, с.34–45.
117. Уикс У.Ф., Ассур А., *Разрушение озерного и морского льда*, Разрушение, Т.7, Часть I, Неорганические материалы, М.: Мир, 1976, с.513–623.
118. Уолкер Д., *Сетки поверхностных трещин, кажущиеся на первый взгляд совершенно беспорядочными, на самом деле формируются по довольно строгим законам*, В мире науки, 1986, № 12, с.158–164.
119. Урьев Н.Б., *Высококонцентрированные дисперсные системы*, М.: Химия, 1980, с.320.
120. Урьев Н.Б., *Динамика структурированных дисперсных систем*, Коллоидный журнал, Т.60, 1998, № 5, с.662–683.
121. Федоркин С.И., *Механоактивность вторичного сырья в производстве строительных материалов*, Симферополь: Таврия, 1997, с.19–86.
122. Фиц С., *Wpływ ilości cementu na wytrzymałość betonu na uderzenie*, Вісник, №8, Одесса: ОГАСА, 2002, с.202–208.
123. Фиц С., *Залежність між міцністю бетону на стиск і удар і його структурною пористістю*, Львівська Політехніка, Вісник, 2004.
124. Фиц С., *Повышение ударной стойкости бетона при ударных нагрузках*, Проблемы техники, Одесса: Изд. Одесского нац. морского университета, 2004.
125. Фролов Ю.Г., *Курс коллоидной химии. Поверхностные явления и дисперсные системы*, М.: Химия, 1982, с.400.
126. Хакен Г., *Синергетика. Иерархия неустойчивостей в самоорганизующихся систем*, М.: Мир, 1985, с.423.
127. Харламов С.Л., *Многокритериальный анализ трещиностойкости легкого бетона*, Бетон и Железобетон, 1997, № 7, с.28–29.
128. Циросани З.Н., *Усадка и ползучесть бетона*, Тбилиси: Мецниерба, 1970, с.230.
129. Чернявский В.Л., *Адаптация бетона*, Днепропетровск: Нова Ідеологія, 2002, с.116.
130. Чернышев С.Н., *Морфологическая классификация трещин и сетей трещин в массивах горных пород*, Инженерная геодезия, 1982, № 1, с.55–68.
131. Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И., *Структура и свойства цементных бетонов*, М.: Стройиздат, 1979, с.344.

132. Шестоперов С.В., *Долговечность бетона транспортных сооружений*, М.: Транспорт, 1966, с.500.
133. Яхнин Е.Д., *О связи прочности дисперсных структур с силами взаимодействия между структурообразующими частицами и их упаковкой*, Коллоидный журнал, Т.60, 1998, № 5, с.662–663.
134. Эберт Л. Дж., Райт П.К., *Механические аспекты поверхности раздела, кн.: Поверхности раздела в металлических композитах*, Композиционные материалы, Т.1, М.: Мир, 1978, с.42–76.
135. Эйрих Ф.Р., Смит Т.Л., *Изотермическое разрушение эластомеров*, кн.: Разрушение, Т.7, Органические материалы, М.: Мир, 1976, с.104–390.
136. ACI Cominittee 201, *Durability of Concrete in Service*, ACI Journal, Vol.59, No.12. Dec.1962, p.1050–1058.
137. ACI Cominittee 201, *Concrete Durability-Guide-Cominittee-Raport*, Journal of the American Concrete Institute, Dec.1977, No.12, Raport 74–53, p.18–45.
138. ACI Cominittee 201, *Guide to Durable Concrete*, ACI, Detroit, 1986, p.35–43.
139. ACI Cominittee 201, *Guide to Durable Concrete*. American Concrete Institute, Detroit, 1986, p.243–257.
140. Alford N., Poole A.B., *The effect of shape and surface texture on the fracture toughness of mortars*, Cement Concrete Research, Vol.9, No.5, 1979, p.583–589.
141. Ali F.A., O’Conor D.O., Abu-Tair A., *Eksplasive spalling of high-strenght concrete in fire*, Magazin of Concrete Resea, 2001, No.3, June, p.197–204.
142. ASTM, *Annual Book of ASTM Standarts*, Port.14, Concrete and mineral aggregates, p.76–103.
143. Babul W., Ziembra S., *Materialy wybuchowe w technologicznych procesach obróbki tworzyw*, Warszawa, 1972, p.347.
144. Bache H.H., *Fracture mechanics in desing of concrete and concrete structures*, RILEM on Fracture Mechanics of Concrete Lusanne, No.1, 1985, p.431–440.
145. *Badanie materiałów, elementów i konstrukcji*, Budownictwo betonowe, T.VIII, Warszawa, 1970, s.973.
146. Bentz D.B. i inni., *Computer modeling of interfacial zone in concrete*, Toulouse: RILEM, E and Son London, 1992, p.107.
147. Benzel J., *Einfluss der Nachbehandlung und des Feuchtigkeitszustands auf die Zugfestigkeit des Betons*, Betontechnische Berichte, 1970, p.99–132.
148. Blhum J.I., *The influence of pendulem flexibilities on impact energy measurements*, ASTM STP 176, 1956, p.17.
149. Błaszczczyński T., *Destrukcja betonu pod wpływem produktów ropopochodnych*, Pol. Poznańska, Seria Rozprawy, Nr 305, Poznań, 1995, s.78–165.
150. Bochenek A., Prokopski G., *Badanie wpływu stosunku wodno–cementowego na mikromechanizm pękania betonu zwykłego*, Arch. Inż. Łąd., Nr 34, 1988, s.261–371.
151. Bogucka J., *Odkształcalność lekkich betonów konstrukcyjnych w różnych stanach wilgotności*, Arch. Inż. Łąd., T.18, Z.2, 1972, s.277–285.

152. Brandt A. M., *Właściwości mechaniczne i struktura kompozytów betonowych*, Praca zbiorowa, Ossolineum, Wrocław, 1974, s.247.
153. Brandt A. M., *Wpływ warstwy przejściowej na właściwości mechaniczne betonów, wysokowartościowych (BWW)*, II konf. Matbud' 98, Kraków, 1998, s.21–29.
154. Brandt A. M., *Zastosowanie doświadczalnej mechaniki zniszczenia do kompozytów o matrycach cementowych*, Mechanika kompozytów betonopodobnych, PAN, Ossolineum, 1983, s.446–501.
155. Brikmer P., Lindeman R., *Dynamic tensile strenght of concrete materials*, Journal of ACI, January 1971, s.47–49.
156. Broek D., *Elementary engineering fracture mechanics*, Martinus Publ. Dardrecht. 1982, p.274.
157. Brunarski L., *Recomendation for the use of resonans methods for testing concrete. Resonance frequency measurements*, Material and Structures, No.10, 1969, p.76–83.
158. Bukowski Br., *Przepowiadanie 28 dniowej wytrzymałości betonu*, Warszawa, 1936, s.218.
159. Bukowski B., *Charakterystyka metod projektowania betonu zbadanych przez PAN. Metody projektowania betonu*, PWN, Warszawa, 1957, s.246.
160. Buszmanow B.N., Cromow J.A., *Fizyka ciała stałego*, WTN, Warszawa, 1973, s.315.
161. Cembureau, *Use of conczete in aggresive environments*, Cembureau Recommendation 1–st. Editional, Paris, 1978, p.163–169.
162. Chamis C.C., *Composite Materials Structural Desing and Analisis.*, Academic Press., New York, San Francisco, London, 1975, s.369.
163. Charles R.J., Hilling G.B., *Strength of glass and ways of improving it Symposium on material mechanics*, Florence, 1961, p.79–86.
164. Chatlerji S., Jensen A.D., *Formation and development on interfacial zones between aggregates and Portland cement pastes in cement based materials*, Ibid 2p. 3, 1992, p.66–73.
165. Comite Euro–International Du Beton *Fire Design of Concrete Structure in acordance with CEB*, FIP Model Code 90, CEB Biulletin, Lusanne, July 1991, No.208, p.216.
166. Comite European de Normalisation (CEN) Eurocode 4, *Design of Composite Steel and Concrete Structures. Structurales Fire Design*, CENENN, 1994, Part 1–2, p.18–34.
167. Connolly R.J., Purkiss J.A., Moris A.W., *The spalling of concrete in fires*, Edited Dhir and Jones, London, 1996, p.278.
168. DAFSTB Heft 422, *Testing of concrete–Freeze–thaw resistance Skaling of cubes in water and in 3 % NaCl solution*, p.34.
169. Diamond S., Mindes S., *On the spacing between aggregate grain in concrete and the dimensions of the aureole the transition*, RILEM, Toulouse, 1982, p.42–46.

170. Didericks U., Jumppanen U.H., Penttala V., *Behavior of high strength concrete at high temperatures*, Helsinki: University of Technology Report, 1989, No.92, p.32–47.
171. Dokument CEN/ TN 51/ WG, 12 TG, *Test methods for freeze–thaw resistance of concrete. Tests with Water (CF) or with Sodium Chloride Solution (CDF)*, Draft March, 1994, p.12–67.
172. Eibl J., Curbach M., *Behavior of concrete under high tensile loading rates*. 9–th International Conference on SMiRT, Lusanne, 1987, Vol.H, p.245–250.
173. Evans A.G., Clifton J.R., Anderson E., *The fracture mechanics of mortars*, Cement Concrete Research, 1976, Vol.6, p.535–548.
174. Evans R.H., Marathe M.S., *Microcracking and stress–strain curves for concrete in tension*, RILEM 1, 1968, p.61–64.
175. Fagerlund G., *Trwałość konstrukcji betonowych*. Tłum. z j. szwedzkiego, Warszawa: Arkady, 1997, s.214.
176. Fagerlund G., *Frost resistance of concrete with porous aggregates*, CBI. Research, F.2,78, 1978, p.246.
177. *Failure analysis of World Trade Center Claims Magazine*, 2001, No.5, p.371–373.
178. Fic S., Zarębski W., *Analiza badania mrozoodporności betonu*, III Konferencja Naukowa, Częstochowa, 1981, s.163–165.
179. Fic S., *Ocena wytrzymałości betonu na uderzenia przy użyciu młota wahadłowego*, Inżynieria i Budownictwo, 1995, Nr 7–8, s.390–392.
180. Fic S., *Wytrzymałość na uderzenia jako kryterium mrozoodporności betonu*, Inżynieria i Budownictwo, 2001, Nr 3, s.71–73.
181. Fic S., *Zależność między mianem betonu na stisk i udar i jego strukturalną poristotą*, Lwiwska Politechnika, Bisnik, Januar 2004.
182. Fic S., *Zastosowanie sztucznych sieci neuronowych do określenia wytrzymałości betonu na uderzenia w zależności od wskaźnika W/C*, VI. International Science Conference, Lwow, 2001, s.428–434.
183. Fic S., *Simulation of dependences of impact and compressive concrete strength by means of artificial neural networks*, Polish Academy of Sciences Branch of Lublin, 2002, Nr3, p.19–25.
184. Fic S., *Sztuczne sieci neuronowe w zastosowaniu do predykcji wytrzymałości statycznej, udarowej i dynamicznego modułu sprężystości betonu przechowywanego w wodzie*, ВІСНИК, Odessa Ak. B i A, No.6, s.222–230.
185. Flaga K., Furtak K., *Wpływ rodzaju kruszywa na poziom naprężeń krytycznych w betonie ściskanym*, Arch. Inż. Lądowej, 1981, T.27, Z.4, s.653 – 666.
186. Flaga K., Furtak K., *Czynniki technologiczne a morfologia rys w belkach żelbetowych*, Inżynieria Lądowa, PAN – Kraków, Ossolineum, Wrocław, 1987, s.22–67.
187. Furtak K., *Wytrzymałość eksploatacyjna betonu*, Poznań, IBDiM, 1990, Nr3, s.45–58.

188. Garbacz E.J., Bentz D.P., *Aggregate cement paste interfacial zone in concrete*, Journal of Material Research, 1991, Vol.6, No.1, p.196–201.
189. Glinicki M., *Wpływ prędkości obciążania na wytrzymałość i odkształcalność kompozytów z matrycą cementową*, I. P. P. T. PAN 1, 1992, Warszawa, 1992, s.168.
190. Godziszewski J., Mania R., Pampuch R., *Zasady planowania doświadczeń i opracowania wyników pomiarów*, Kraków, Wyd. AGH, 1987.
191. Goldman A., Cohen M.D., *The role of silica fume in mortars with two types of aggregates*, RILEM 2–nd, International Conference, Haifa, 1998, p.315–322.
192. Gopalaratnam V. S., Shah S. P., *Softening response of plain concrete in direct tension*, ACI Journal, 1985, No.3, p.310–324.
193. Green H., *Impact strength concrete*, Proc. Inst. C. E., London, 1964, p.162–166.
194. Griffith A. A., *The phenomena of rupture and flow in solids. Philosophical Transactions*, Royal Society of London, London, 1921, Series A., Vol. 221, p.163–198.
195. Grudemo A., *Microcraks, Fracture mechanism and strength of the cement paste matrix*, Cement and Concrete Research, 1979, Vol.9, No.1, p.19–34.
196. Guise S.E., Short N.R., Purkiss A.J., *Colour analysis for assessment of fire damaged concrete*, Structural Congress 2000, Philadelphia, 2000, p.55–65.
197. Hassanzadeh M., *Fracture mechanical properties of rocks and mortar–rock interfaces*, Material Research Society, Pittsburg, 1995, Vol.370, p.377–386.
198. Helmuth R., *Dimensional Changes of Hardened Portland Cement Pastes Caused by Temperature Changes*, Proc. Highway Transportation., 1961, Vol.40, p.137–146.
199. Hibbert A.P., Hannant D.J., *The design of an instrumented impact test machine of fibre concrete*, RILEM, 1978, p.631–635.
200. Hillerborg A., Modeer M., Petersson P.E., *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*, Cement and Concrete Research, 1976, p.773–782.
201. Hordijk D.A., Reinhardt H.W., *Fracture of concrete in uniaxial tensile experiments as influenced by curing condition*, Viena, July 1988, p.12–98.
202. Hsu. T.C., Slate F.O., *Tensile bond strength between aggregate and cement paste and mortar*, Journal of ACI, April 1963, p.465–486.
203. Hsu. T.C., *Fatigue of plain concrete*, ACI Journal, 1981, Vol.79, No.7–8, p.295–305.
204. Iliuszyn A.A., Lwński W.S., *Wytrzymałość materiałów*, Warszawa, 1963, s.296.
205. Inglis. C.E., *Stress in a plate due to the presence of cracks and sharp corners*, Mag. of Concr. Resch., December 1978, Vol.30, No.105, p.189–199.
206. *Interfacial Transition Zone in Concrete*, ed. J. C. Maso, Proc. Inf. Conf. RILEM TC, 108, E and F. Spon, London, 1996, p.179–184.
207. Irwin G.R., *Analysis of stress and strains near the end of a crack transversing a plate*, J. Appl. Mech., Vol.24.1, 1957, p.361–361.

208. Irwin G.R., *Fracture Dynamics. Fracturing of Metals*, American Society of Metals, Cleveland, Ohio, 1948, p.296.
209. Irwin G.R., *Fracture mechanics*, Structural mechanics proceedings of the first symposium on naval structural mechanics in Stanford, New York: Pergamon Press, 1960, p.204.
210. Jamroz Z., *Technologia betonów*, Kraków, 1978, s.13–67.
211. Jarmatowicz A., *Wpływ mikrostruktury zaczynu na wytrzymałość betonu zwykłego*, Praca ITB, Monografie XLV, Warszawa, 1999, s.38.
212. Jones R., *Non – destructive Testing of Concrete*, Cambrige Engineering Series, Cambrige, 1962, p.153.
213. Kaliski S., *Mechanika techniczna drgania i fale*, Warszawa PWN, 1986, s.376.
214. Kasperkiewicz J., *Wprowadzenie do zagadnień pękania betonu i kompozytów betonopodobnych*, Białystok, 1982, s.37–113.
215. Kendall A.J., Howard A.J., Birchall J.D., *The relation between porosity, microstructure and strength, and the approach to advanced cement based materials*, Phil. Trans., Of the Royal Society of London, Vol. A 310, p.139–153.
216. Kesler C.E., Naus D.J., Lott J.L., *Fracture mechanics—its applicability to concrete*, Proc. Internat. Conference, Kyoto, 1971, Vol.4, p.113–124.
217. Kluz T., Eyman K., *Projektowanie betonów*, Warszawa, Arkady, 1969, s.179.
218. Kobayashi S., Koyanagi., *Fracture criteria of cement paste, mortar and concrete subjected to multiaxial Compressive stresses*, RILEM, Cannes, 4–6 October 1972, p.164–173.
219. Kosiorek M., *Odporność ogniowa konstrukcji żelbetowych*, Warszawa, Arkady, 1989, s.263.
220. Krenchel H., Miller A., *Slagseghet Metodstudie. Fibrobetong*, Subraport, Stockholm, 1997, s.246.
221. Kucharska L., *W/C wskaźnik wpływu warstwy przejściowej na właściwości mechaniczne betonów zwykłych I WWB i ich podział*, Cement–Wapno–Beton, 1999, Nr 2, s.39–45.
222. Kuczyński Wł., *Wyznaczanie stałych parametrów we wzorze Bolomey'a*, Inżynieria i Budownictwo, 1952, Nr 8, s.165–168.
223. Kuczyński, i inni., *Technologia betonu*, Warszawa, Arkady, 1972, s.235.
224. Kvirikadze O. P., *Determination of the ultimate strength and moduls of deformation of concrete at different rates of loading*, International Symposium, Budapeszt, 1977, p.109–117.
225. Lenkiewicz W., *Struktura a wytrzymałość betonu*. Arch. Inż. Łąd., 1960, T. 6, Z.4, s.539–569.
226. Litvan G.G., *Phase Transition of Adsorbates: IV, Mechanism of Frost Action in Hardened Cement Paste*, Journal American Ceramic Society, 1965, Vol.55, No.RR 65–5, p.20–32.
227. London J., Quinney H., *Experiments with the Hopkinson pressurebar*, Proc. Roy. Soc., London, 1923, p.23–30.

228. Longinow A., Mniszewski K.R., *Protection buildings aganist vehicle bomb attacks*, Practice Periodical on Structural Design and Construction, 1996, Vol.1, p.51–54.
229. Mai Y.W., Cotterelli B., *Porosity and mechanical properties of cement mortar*, Cement and Concrete Research, 1985, Vol.15, P.995–1002.
230. Matkowski Z., Pawlonka A., *Analiza nieniszczących metod badania betonu*, IB. Pol., Wrocław, 1982, s.176–179.
231. Mczesdłow G.P., Petrosjan I., i inni, *Początkowy okres reakcji $3CaOSiO_2$ z elektrolitami*, Cement–Wapno–Gips, 1973, Nr 7–8, s.46–52.
232. *Measurement of properities of fibreconcrete*, Subcommittee Rapport, ACI Committee 544, Fibre – Reinforced Concrete, RILEM, SYMPOSIUM, 1978, p.731–736.
233. Mendis P., Ngo T., *Concrete high – rise buildings subjected to blast loading and aircraft impact*, Sem. Eng. and Concrete Institut of Australia, Sydney, 2001, p.31–39.
234. Mendis P., Ngo T., *Assessment of tall buildings under blast loading and aircraft impact*, Invited paper – Seminar “The Future of Concrete Tall Buildings following September 11”, Sydney, 2002, p.53–58.
235. *Methods of testing concrete*, British Standarts 1881, Pons 1–5, 1970, Pont 6, p.45.
236. Miakar P.F., Sozen M.A., Thornthorn C.H., *The Oklahoma City bombing, analysis of blast damage the Murrah building*, Journal of Performance of Constructed facilites, 1998, Vol.12, No.3, p.113–119.
237. Mihashi H., Wittman F.H., *Probabilistic concept to describe influence of rate of loading of concrete*, 6–th International Conference on SMiRT, Paris, 1981, p.86–91.
238. Mikoś J., *Związki fizyczne struktury porowatości z cechami betonu cementowego*, Gliwice, ZN. Pol. Śl., 1979, Nr 618, s.121.
239. Monteiro P.J.M., Maso J.C., Ollivier J.P., *The aggregate mortar interface*, Cement and Concrete Research, 1985, Vol.15. p.953–958.
240. Nallathambi P., i inni., *Effect of specimen and crack sizes, water/ cement ratio and corse aggregate texture upon fracture toughness of concrete*, Mag. of Concrete Research, 1984, Vol.36, p.227–236.
241. Neville M.A., *Properties of concrete*, London, 1973, (tłum.), Warszawa, 1977, p.576.
242. Okada K., Koyanagi W., *Effect of aggregate on fracture process of concrete*, Proc. International Conference, Mechanical Behaviour of Materials, Kyoto, 1971, Vol.4, p.72–89.
243. Oldrich V., *General Analisis of the Methods of Testing the Durability of Concrete*, Praque, RILEM, 1969, p.276–278.
244. Ollivier P.J., i inni, *Microcracking and durability of hifh strength concrete*, In Brittle Matrix Composites 3. ed. By A. M. Brandt and I. H. Marshall, London, 1991, p.269–277.

245. Orchard D.F., *Concrete Technology*, London, 1979, Vol.1, 2, p.1033.
246. Orkisz M., *Modelowanie systemów rzeczywistych*, Dęblin, 1999, p.33.
247. Orowan E., *Fundamentals of brittle behaviour in metals*, Symposium on Fatigue and Fracture of Metals. John Wiley and Sons, New York, 1950, p.161–165.
248. Paszkowski W., *Technologia betonu*, Warszawa, PWT, 1950, s.189.
249. Petersson P.E., *Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials*, Raport –TVBM, Lund Inst. of Technol, Sweden, 1981, p.171–182.
250. Phan T.L., Carino N.I., *Fire Performance of High Strength Concrete Research Needs*, ASCE/SEI Structures Congress 2000, Philadelphia, May 2000, p.40–44.
251. Phileo R.E., *Comporation of results of three methods for determining Young's moduls of elastisity of concrete*, Jour. Amer. Conc. Inst, 1955, No.5, p.503–508.
252. Piasta J., *Technologia betonów z kruszyw lamanych*, Warszawa, Arkady, 1974, s.186.
253. Polański Z., *Metodyka badań doświadczalnych*, Kraków, Wyd. PK., 1981, s.185.
254. Powers T.C., *A working hypotessis of further studies of frost resistance of concrete*. ACI Journal Proc., 1945, Vol.41, No.4, p.22–31.
255. Powers T.C., *Ćwierć wieku podstawowych badań betonu*, Cement–Wapno–Gips, 1971, s.121–143.
256. Powers T.C., *Resistance of concrete to Frost at Early Ages*, RILEM Symposium on Winter Concreting, Copenhagen, 1956, p.126–129.
257. Powers T.C., Proc 4th International Symposium Chemistry, Cement, Nat. Bul. Stands. Monograph., Washington, 1960, Vol.II, No.43, p.577–589.
258. Prendergast I., Oklahoma City Aftermaht, Civil Engineering – ASCE, 1995, Vol.65, No.10, p.42–45.
259. Próchniak S., Woźniak M., *Ocena odporności korozyjnej różnych betonów metodą rezonansową. Badania nieniszczące w budownictwie*, III Krajowe Sympozjum ITB, Warszawa, Październik 1979, s.225–232.
260. Próchniak S., *O przydatności metod nieniszczących do badania korozji betonu*, Prace Naukowe I.B Wrocław, 1972, Nr 10, s.35.
261. Pyszniak J., Hoła J., *Application of acoustic metods to assesment of concrete humidity influence on the proces concrete destrucion*, Arch. Inż. Łąd., Z. XXI, 1986, p.196–202.
262. Radomski W., *Badanie betonu pod obciążeniami uderzeniowymi*, Warszawa, Łódź, PWN, 1978, s.176.
263. Radomski W., *Metody pomiarów odkształceń i naprężeń w materiałach i konstrukcjach budowlanych*, Praca zbiorowa, Ossolineum, 1971, s.108.
264. Radomski W., *Właściwości fibrobetonu pod obciążeniami uderzeniowymi*, Warszawa, 1982, s.108.
265. Radjy., Hansen T.C., *Fracture of hardened cement paste and concrete*, Cement and Concrete Research, 1973, Vol.3–4, p.343–361.

266. Reinhardt H.W., Zieliński A.J., *Impact stress-strain behaviour of concrete in tension*. I International Symposium, Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading, Berlin, June 1982, p.331–335.
267. Reinhardt H.W., Cornelissen H.W., *Post-peak cyclic behaviour of concrete in uniaxial and alternating tensile and compressive loading*, Cement and Concrete Research, 1984, №14(3), p.263–270.
268. Reinhardt H.W., Cornelissen H.W., Hordijk D.A., *Tensile tests and failure analysis of concrete*, J. Struct. Eng, ASCE, November 1986, Vol.12, p.2462–2477.
269. Rice J.R., *A path independent integral and the approximate analysis of strain concentrations by notches and cracks*, J. Appl. Mech. Trans, ASME, June 1968, №35, p.231–245.
270. Rice J.R., *Mathematical analysis in the mechanics of fracture*, Fracture—An Advanced Treatise Liebowitz, New York, 1968, T.2, p.191–311.
271. Rice J.R., Drucker D. C., *Energy changes in stressed bodies due to void and crack growth*, Journal of Fracture Mechanics, March 1967, Vol.3, No.1, p.19–27.
272. RILEM, *Durability of concrete*, Prague, 1969, p.836.
273. RILEM, TC 117–FDC, *Freeze–thaw and de-icing resistance of concrete*, Tests with water (CF) and Sodium Solution (CDF) Draft Recommendation, 1995, p.215–218.
274. RILEM, TC 129 MHT, *Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures*, Recommendation, Part 6, Material and Structures, Rilem, 1997, 30, Supplement, March, No.196, p.17–21.
275. Rooke D.P., Cartwright D.J., *Compendium of stress intensity factors*, The Hillington Press, Uxbridge, 1974, p.86.
276. Roy D.M., *Influences of interfacial properties on high-performance concrete composite*, Materials Research Society, Proc. MRS Symposium, Boston, 1994, p.308–318.
277. Sawicz Z., Piasta J., *Odporność termiczna z kruszywem węglanowym*, Cement–Wapno–Gips, 1987, Nr 2, s.40–42.
278. Schneider U., *Hochtemperaturverhalten von Beton*, Kohn, 1989, p.126.
279. Shah S.P., MC Garry F.J., *Griffith fracture criterium and concrete*, Journal of the Engineering Mechanics Division. Proc. ASCE., December 1971, p.1663–1676.
280. Simeonow P., Ahmad S., Cement and Concrete Research, No.25, 1995, p.165–168.
281. Stroble L., *Microstructure and fracture at the cement paste – aggregate interface*, Materials Research Society Symposium Proceedings, Pittsburgh, MRS, 1988, Vol.114, p.11–20.
282. Suwalski L., i inni., *Teoria betonu*, Warszawa, Arkady, 1964, s.183.
283. Swamy R.N., *Fracture mechanics applied of concrete*, Development in Concrete Technology, LDT, London, 1979, p.221–281.

284. Swift D.S., Nicolas D.M., Scott R.A.M., *The effect of sand particle size on the tensile strength of cement mortars*, Int. Journal of Cement Composites and Light. W. Concrete., 1986, Vol.8, No.1, p.39–44.
285. Świącicki Z., *Współczesne materiały kompozytowe charakterystyka, właściwości, zastosowanie*, Praca IB Pol. Wrocławskiej, Wrocław, 1997, Nr 69, s.9–27.
286. Talcabayashi I., *Comparison of dynamic Young's moduls for concrete*, RILEM, 1964, p.1036.
287. Taylor M.A., Broms B.B., *Shear bond strength between coarse aggregate and cement paste or mortar*, Journal of ACI, August 1964, p.939–953.
288. *Technologia betonu*, Praca zbiorowa, Budownictwo betonowe, Warszawa, 1963, Tom 1, s.1036.
289. *Teoria betonu i żelbetu*, Praca zbiorowa, Budownictwo betonowe, Warszawa, 1973, Tom 2, Cz.1 i 2, s.746.
290. Welch G.B., Haisman B., *The application of fracture toughness*, RILEM, Materials and Structures, 1969, Vol. 2, No.9, p.171–177.
291. Welty J.R., *Engineering heat transfer*, New York, 1974, p.231.
292. Winslow D., Cohen M., *Percolation and pore structure in mortar and concrete*. Cement and Concrete Research, 1984, Vol.24, p.25–37.
293. Woliński S., *Badania degradacji sztywności betonu w próbie kontrolowanego rozciągania cyklicznego*, XXXIII Konf. Nauk. KILiW PAN i KNPZITB, Referaty, Gliwice – Krynica, 1987, T.4, s.445–446.
294. Woliński S., *Uncertainly of fatigue evaluation of concrete structures*, International Conference, Łódź, 1996, p.421–426.
295. Woliński S., *Właściwości betonu rozciąganego i ich zastosowania w nieliniowej mechanice pękania betonu*, Zeszyty Naukowe, Budownictwo i Inż. Środowiska, Rzeszów, 1991, Nr 15, s.178.
296. Verhagen A.H., *Testing of fibre reinforced concrete on impact*, RILEM, Symposium, 1978, p.86–90.
297. Voves B., *Vliv požaru na konstrukcje z preapjateho betonu*, SNTL, Praha, 1983, p.157.
298. Yang I., Kobajashi A., *Dynamic Fracture Responses of Alumina and Two Ceramic Composites*, J. Amer. Cer. Soc., 1990, Vol.73, p.39.
299. Yolcomischi H., *Eksperiments on crack detection in concrete*, Cement and Concrete Research, 1996, p.216–220.
300. Ziegeldorf S., *Fracture mechanics parameters of. hardened cement paste aggregates and interfaces*, Institute fur Baustofftechnologie, Universitat Karlsruhe, 1980, p.79–83.
301. Zieliński A., *Experiments on mortar under single and repeated uniaxial impact loading*, Stevin Raport, Delft, 1981, p.164.
302. Zieliński A., Reinhardt H.W., *Stress – strain behaviour of concrete and mortar at high rates of tensila loading*, Cement and Concrete Research, 1982, No.12, p.125–129.

303. Zimbelmann R., *A contribution to the problem of cement aggregate bond*, Cement and Concrete Research, 1985, Vol.15, p.801–808.
304. Badr A., Ashour A.F., Platten A.K., *Statistical variations in impact resistance of polypropylene fibre-reinforced concrete*, International Journal of Impact Engineering, 2006, Vol. 32(11), p.1907–1920.
305. Song P.S., Wu J.C., Hwang S., Sheu B.C., *Statistical analysis of impact strength and strength reliability of steel-polypropylene hybrid fiber-reinforced concrete*, Construction and Building Materials, 2005, Vol.19(1), p.1–9.
306. Zhu X.C., Zhu H., Li H.R., *Drop-Weight Impact Test on U-Shape Concrete Specimens with Statistical and Regression Analyses*, Materials, 2015, Vol.8(9), p.5877–5890.
307. Drathi R., *Impact resistance of concrete structures*, Mathematical Problems in Engineering, 2015.
308. Plotzitz A., Rabczuk T., Eibl J., *Techniques for numerical simulations of concrete slabs for demolishing by blasting*, Journal of Engineering Mechanics, 2007, Vol.133(5), p.523–533.
309. Riedel W., Nöldgen M., Straßburger E., Thoma K., Fehling E., *Local damage to Ultra High Performance Concrete structures caused by an impact of aircraft engine missiles*, Nuclear Engineering and Design, 2010, Vol.240(10), p.2633–2642.
310. Barbosa M.B., Pereira A.M., Akasaki J.L., Fioriti C.F., Fazzan J.V., Tashima M.M., Melges, J.L.P., *Impact strength and abrasion resistance of high strength concrete with rice husk ash and rubber tires*, Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 2013, Vol.6(5), p.811–820.
311. Murali G., Santhi A.S., Ganesh G.M., *Empirical relationship between the impact energy and compressive strength for fiber reinforced concrete*, Journal of Scientific & Industrial Research, 2014, Vol.73, p.469–473.
312. Mahasneh B.Z., Hadi N.A., Yasin A.A., Dala'ien R.N., *Impact Resisting Concrete*, Civil and Environmental Research, 2015, Vol.7(4), p.111–126.
313. Yu R., Spiesz P., Brouwers H.J.H., *Static properties and impact resistance of a green Ultra-High Performance Hybrid Fibre Reinforced Concrete (UHPHFRC): experiments and modelling*, Construction and Building Materials, 2014, Vol.68, p.158–171.
314. Sangeetha P., *Study on the compression and impact strength of GFRC with combination of admixtures*, Journal of Engineering Research and Studies, 2011, Vol. 976, p.7916.
315. Elavenil S., Knight G.S., *Impact response of plates under drop weight impact testing*, Daffodil International University journal of Science and Technology, 2012, Vol.7(1), p.1–11.
316. Bookout L.A., *Impact effects of explosively formed projectiles on normal and high strength concrete*, Thesis of Missouri University of Science and Technology, 2011, p.73.

317. Máca P., Sovják R., Konvalinka P., *Impact Testing of Concrete*, Proc. Of the Intl. Conf. on Advances in Civil, Structural and Mechanical Engineering – CSME, 2014, p.63–67.
318. Колесников Ю.В., Морозов Е.М., *Механика контактного разрушения*, URSS, 2007.
319. Lawn B.R., *Physics of fracture*, Journal of the American Ceramic Society, 1983, Vol. 66(2), p.83–91.
320. Lawn B.R., Evans A.G., *A model for crack initiation in elastic/plastic indentation fields*, Journal of Materials Science, 1977, Vol. 12(11), p.2195–2199.
321. Lawn B.R., Wilshaw R., *Indentation fracture: principles and applications*, Journal of Materials Science, 1975, Vol. 10(6), p.1049–1081.
322. Hagan J.T., *Micromechanisms of crack nucleation during indentations*, Journal of Materials Science, 1979, Vol.14, p.2975–2980.
323. Chiu Y.P., Tallian T.E., McCool J.I., Martin J.A., *A mathematical model of spalling fatigue failure in rolling contact*, Asle Transactions, 1969, Vol.12(2), p.106–116.
324. Jamrózy Z., *Beton i jego technologie*, PWN, Warszawa, 2008.
325. Jasiczak J., *Trwałość betonu w obiektach przesyłania i oczyszczania ścieków*, Przegląd Budowlany, Nr 2, 1998, s.17–20.
326. Rusin Z., *Technologia betonów mrozoodpornych*, Polski Cement, Kraków, 2000.
327. Czarnecki L., Emmons P., *Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych*, Polski Cement, Kraków, 2002.
328. Śliwiński J., *Beton zwykły: projektowanie i podstawowe właściwości*, Polski Cement, Kraków, 2000.

Список таблиц

Таблица 4.1. Состав исследуемых бетонных смесей с $W/C = 0,5$	136
Таблица 4.2. Средние сопротивления на сжатие (f_c), растяжение (f_t) и удар (E_A), определённые на образцах $15 \times 15 \times 15$ см.....	137
Таблица 4.3. Состав бетонных замесей	151
Таблица 4.4. Результаты исследования средней прочности на сжатие (f_c), динамического модуля упругости (E_{cmd}) и прочности на удар (E_A) бетонов на разных заполнителях	152
Таблица 4.5. Характеристики структурной пористости гравийных бетонов с W/C от 0,4 до 0,7	173
Таблица 4.6. Характеристики средней прочности на удар гравийного и щебневого бетонов определены на образцах $15 \times 15 \times 15$ см.....	177
Таблица 5.1. Влияние влаги на свойства бетона на щебне	196
Таблица 5.2. Влияние влаги на свойства бетона на гравии	197
Таблица 5.3. Влияние влаги на свойства бетона на гравии	198
Таблица 5.4. Влияние влаги на свойства бетона на щебне	199
Таблица 5.5. Влияние времени твердения в виде на коэффициенты размягчения бетонов	200
Таблица 5.6. Влияние влажности на прочность заполнителей.....	200
Таблица 5.7. Влияние температуры на изменение свойств бетонов	210

List of Tables

Table 4.1.	Composition of tested concrete mixtures with $W/C = 0,5$	136
Table 4.2.	Mean compressive strength (f_c), tensile strength (f_t) and impact strength (E_A) on samples with 15x15x15 cm dimensions.....	137
Table 4.3.	Composition of concrete mixtures.....	151
Table 4.4.	Results of the compressive strength test (f_c), the dynamic modulus of elasticity (E_{cmd}), and the impact strength (E_A) of concretes with different aggregate.....	152
Table 4.5.	Characteristics of the matrix porosity in the gravel concrete with $W/C = 0.4$ to 0.7	173
Table 4.6.	Characteristics of the average impact strength of gravel concrete and limestone concrete tested on samples with 15x15x15 cm dimensions.....	177
Table 5.1.	Effect of moisture on the properties of concrete with limestone aggregate (28 days).....	196
Table 5.2.	Effect of moisture on the properties of the gravel concrete (28 days).....	197
Table 5.3.	Effect of moisture on the properties of the gravel concrete (90 days).....	198
Table 5.4.	Effect of moisture on the properties of concrete with limestone aggregate	199
Table 5.5.	Effect of the hardening time on the concrete softening coefficient	200
Table 5.6.	Effect of moisture on the aggregate strength	200
Table 5.7.	Effect of temperature on the change of concretes' properties.	210

Список рисунков

Рис. 1.1.	Механизм образования деформации [35].....	17
Рис. 1.2.	Распределение деформаций [35]	18
Рис. 1.3.	Расположение деформаций [35]	18
Рис. 1.4.	Влияние пористости, СН, СS и геля CSH на толщину переходного слоя [188]	20
Рис. 1.5.	Модель структуры переходного слоя заполнитель – цементный камень по [303]	20
Рис. 1.6.	Адгезия цементного камня с W/C=0,35 к разным заполнителям [202].....	20
Рис. 1.7.	Образцы, исследуемые Hsu и Slate [202].....	21
Рис. 1.8.	Образцы, применяемые в исследованиях адгезии при срезе Taylora и Broms'a [287]	21
Рис. 1.9.	Зависимость на растяжение при изгибе (f_{fl}), а также прочности на разрушение (G_c) от пористости смеси (p) [189, 229]	23
Рис. 1.10.	Результаты исследований прочности бетона на осевое растяжение в зависимости от скорости нагрузки [189]	25
Рис. 1.11.	Примерные кривые при разных скоростях нагрузки для [301]	26
Рис. 1.12.	Сосредоточение растягивающих напряжений вокруг эллипса [205].....	29
Рис. 1.13.	Основные модели вида зарисовок трещин [275]	29
Рис. 1.14.	Ширина раскрытия вершины и берегов трещины [295]	32
Рис. 1.15.	Определение активной зоны в материале [295].....	33
Рис. 1.16.	Модель фиктивной трещины и зависимость $\sigma - \delta_c$ [289].....	34
Рис. 1.17.	Модель полосы микротрещин [295]	34
Рис. 1.18.	Элементы разрушенной поверхности при действии растягивающих напряжений в затвердевшем цементном камне [195]	35
Рис. 1.19.	Механизм задержки распространения микротрещин в затвердевшем цементном камне [195]	36
Рис. 1.20.	Влияние зерен заполнителя на рост трещины [279].....	37
Рис. 1.21.	Влияние W/C на прочность бетона при сжатии при многократном замораживании и оттаивании [32]	41

Рис. 1.22.	Изменение прочности на растяжение (изучение вальцев по образующих линиях)	46
Рис. 1.23.	Сравнение изменений прочности на растяжение и сжатие	46
Рис. 1.24.	Понижение прочности на сжатие в зависимости от температуры тяжелых бетонов (NSC) и высокой прочности (HSC) (исследования без предварительной нагрузки) [144].....	47
Рис. 1.25.	Зависимость $\sigma - \epsilon$ бетона с кварцевым заполнителем [219]	48
Рис. 2.1.	Принятые технологические и внешние факторы, учитываемые в исследованиях	51
Рис. 2.2.	Схема для вычисления труда, выполненного маятником копра и нужного для уничтожения образца тип копра МК–30 [15]	57
Рис. 2.3.	Схемы копров для испытаний бетонных образцов	57
Рис. 2.4.	Диаграммы поглощения той же энергии образцами при разных величинах силы удара [264]	58
Рис. 2.5.	Вид испытательной установки для измерения устойчивости на удар сборных железобетонных элементов моста	58
Рис. 2.6.	Схема принципа действия вращающегося молота	59
Рис. 2.7.	Схемы установок для испытания на удар типа падающего груза [15]	61
Рис. 2.8.	Схема испытательной установки, а также способ фиксации испытуемого образца [301]	62
Рис. 2.9.	Установка для произведения ударов, горизонтальный стержень Сплит Хопкинса Бар	64
Рис. 2.10.	Установка для исследования бетонных столбов на удар с помощью стальной горизонтальной балки. (Department of Structural Engineering, San Diego – США)	65
Рис. 2.11.	Схема установки вертикального копра по ACI [232]	66
Рис. 2.12.	Схема пневматического копра [37]	67
Рис. 2.13.	Принцип действия „газового пистолета” для исследования композитов	68
Рис. 2.14.	Исследование бетонной плиты при использовании взрывчатых веществ	69
Рис. 2.15.	Полигонный стенд для исследования бетонных пластин на сквозной прокол снарядами.....	70
Рис. 2.16.	Ударная нагрузка в зависимости от типа самолёта	71

Рис. 2.17.	Моделирование разрушения здания вследствие удара самолёта [233].....	72
Рис. 2.18.	Общий вид баллистического маятникового копра.....	73
Рис. 2.19.	Вид молота и наковальни с помещенным в передней части бетонным образцом.....	74
Рис. 2.20.	Вид молота с образованным наконечником – бойком в момент закрытия электрической цепи.....	74
Рис. 2.21.	Схема действия маятникового копра [179].....	75
Рис. 2.22.	Пример разложения единичного ударного импульса.....	76
Рис. 2.23.	Примеры единичных ударных импульсов, зарегистрированных осциллоскопом при исследовании бетонных образцов.....	76
Рис. 2.24.	Зависимость между суммой поглощенной образцом энергии и количеством ударов n	78
Рис. 2.25.	Фазы поглощения энергии образцами при ударной нагрузке.....	79
Рис. 2.26.	Характер разрушения образцов при ударных нагрузках.....	80
Рис. 2.27.	Распространение волны и центр разрушения в бетонном образце.....	80
Рис. 2.28.	Схема деформаций бетонных образцов при разных способах нагрузок.....	81
Рис. 2.29.	Процесс образования конуса в бетонном образце.....	82
Рис. 3.1.	Характер распределения технологических трещин на поверхности образцов из цементного камня.....	93
Рис. 3.2.	Модель микроструктуры бетона.....	96
Рис. 3.3.	Влияние формы заполнителя на распределение усадочных деформаций в матрице.....	100
Рис. 3.4.	Влияние ориентирования заполнителей на распределение усадочных деформаций.....	101
Рис. 3.5.	Характер распределения остаточных деформаций в моделях структуры бетона.....	102
Рис. 3.6.	Влияние рельефа поверхности заполнителей на характер распределения усадочных деформаций.....	104
Рис. 3.7.	Характер распределения остаточных деформаций в моделях бетона.....	105
Рис. 3.8.	Характер распределения структурных элементов в бетоне.....	107
Рис. 3.9.	Характер распределения трещин в структуре бетона.....	110

Рис. 3.10.	Модель структуры бетона	114
Рис. 4.1.	Взаимодействие трещины удара с элементами макроструктуры бетона	128
Рис. 4.2.	Образование трещины разрушения при ударных нагрузках для случая $R_a < R_k$	130
Рис. 4.3.	Схема образования трещины разрушения при ударных нагрузках для случая $R_a = R_k$	131
Рис. 4.4.	Схема образования трещин разрушения и эксплуатационных ВПП при ударных нагрузках при $R_a > R_k$	133
Рис. 4.5.	Влияние доли песка на сопротивления на удар	139
Рис. 4.6.	Изменение средней энергии, поглощённой при одном ударе в зависимости от доли песка	140
Рис. 4.7.	Влияние прочности бетона на его сопротивление ударным нагрузкам	141
Рис. 4.8.	Влияние прочности на растяжение на стойкость бетона при ударе	142
Рис. 4.9.	Влияние ВПП на способность бетона сопротивляться импульсным нагрузкам	143
Рис. 4.10.	Влияние геометрических характеристик макроструктуры на ударную стойкость бетонов	144
Рис. 4.11.	Схема линии уничтожения исследуемых бетонных образцов	146
Рис. 4.12.	Гистограмма снижения E_A , f_c и f_{ct} в зависимости от доли песка в исследуемых бетонах	149
Рис. 4.13.	Влияние W/C на ударную стойкость бетона	153
Рис. 4.14.	Влияние W/C на энергию, поглощенную при одном ударе	153
Рис. 4.15.	Влияние W/C на изменение свойств бетонов на разных заполнителях	154
Рис. 4.16.	Схема создавания водоносных линз под зернами заполнителя	155
Рис. 4.17.	Схема нагружения единичного элемента, выделенного из бетона	156
Рис. 4.18.	Модель статического нагружения единичного элемента бетона	157
Рис. 4.19.	Схема единичной системы заполнитель – матричный материал с узлами	159
Рис. 4.20.	Раздел выделенной элементарной единицы на узлы к анализу напряжений в зернах заполнителя и матричного материала	160
Рис. 4.21.	Графики max и min главных напряжений сжатия	161

Рис. 4.22.	Графики \max и \min главных напряжений растяжения вокруг одного зерна.....	162
Рис. 4.23.	Графики нормальных напряжений вдоль оси Y и Z	163
Рис. 4.24.	Графики напряжений сжатия (касательных) по линии моделированного зерна заполнителя	164
Рис. 4.25.	Графики нормальных напряжений (редуцированных) к краю моделированного о зерна заполнителя	165
Рис. 4.26.	Графики напряжений на перпендикулярных отрезках к линии моделированного зерна.....	166
Рис. 4.27.	График перемещения узловых элементов при растяжении в [мм] ..	167
Рис. 4.28.	Схема развития горизонтальных трещин для $R_A > R_k$ и σ_{\max}	168
Рис. 4.29.	Схема нагружения зерна ударной волной и разрушение	170
Рис. 4.30.	Объем и радиусы цементного камня с разным W/C	173
Рис. 4.31.	Зависимость прочности бетона на удар	174
Рис. 4.32.	Влияние W/C на капиллярную пористость и E_A	174
Рис. 4.33.	Влияние W/C на объем капиллярных пор	175
Рис. 4.34.	Снижение прочности на удар E_A , сжатие f_c и динамический модуль упругости E_{smd} в зависимости от объема пор	175
Рис. 4.35.	Влияние количества цемента на ударную прочность бетонов	178
Рис. 4.36.	Влияние количества цемента на среднюю энергию, поглощенную при одном ударе бетонами	179
Рис. 4.37.	Влияние количества цемента на прочность при сжатии бетонов	180
Рис. 4.38.	Прирост прочности E_A в пересчете на 100 кг цемента в 1 м^3 в зависимости от W/C бетонов	181
Рис. 5.1.	Распределение деформаций на ВПР при изменении объема микроструктуры материала	187
Рис. 5.2.	Схемы распределения знакопеременных деформаций на берегах технологических трещин	189
Рис. 5.3.	Превращение технологических трещин в трещины эксплуатации при $R_a < R_k$	191
Рис. 5.4.	Схемы образования трещин эксплуатации при $R_a > R_k$	192
Рис. 5.5.	Трансформация технологических трещин в эксплуатационные при $R_a = R_k$	194
Рис. 5.6.	Характер влияния f_c на E_A в зависимости от условий твердения.....	201

Рис. 5.7.	Влияние W/C на коэффициенты размягчения исследуемых бетонов	201
Рис. 5.8.	Влияние модуля упругости на изменение ударной прочности при условиях твердения бетонов	202
Рис. 5.9.	Влияние f_c на изменение E_A при разных условиях твердения в течение 90 суток	202
Рис. 5.10.	Взаимодействие E_A и E_{cmd} бетонов в разных условиях твердения в течение 90 суток	203
Рис. 5.11.	Влияние W/C на изменение f_c бетонов разных возрастов и условий твердения	203
Рис. 5.12.	Влияние W/C на изменение E_{cmd} бетонов разных возрастов и условий твердения.....	204
Рис. 5.13.	Влияние W/C на изменение прочности при ударе бетонов разных возрастов и условий твердения	204
Рис. 5.14.	Влияние W/C на изменение свойств бетонов, твердевших в разных условиях в течение 28 суток.....	205
Рис. 5.15.	Влияние W/C на изменение свойств бетонов, твердевших в разных условиях в течение 90 суток	205
Рис. 5.16.	Схема внутреннего пространства капилляров, ВПР и трещин заполненных водой	208
Рис. 5.17.	Влияние температуры на изменения прочности на сжатие f_c	211
Рис. 5.18.	Влияние температуры на изменения динамического модуля упругости E_{cmd}	212
Рис. 5.19.	Влияние температуры на изменения E_A	213
Рис. 5.20.	Процентное понижение f_c , E_{cmd} и E_A гравийного бетона с W/C = 0,40 под влиянием температуры	214
Рис. 5.21.	Процентное понижение f_c , E_{cmd} и E_A щеблевого бетона с W/C = 0,40 под влиянием температуры	215
Рис. 5.22.	Принципиальная схема трансформации технологической трещины в эксплуатационную при замерзании в ней влаги	221
Рис. 5.23.	Понижение прочности на сжатие (f_c), удар (E_A) и динамический модуль упругости (E_{cmd}) гравийного и щебневого бетонов после циклов замораживания и оттаивания в зависимости от W/C	227
Рис. 5.24.	Вид бетонных образцов после переменного замораживания и оттаивания разрушенных при ударной нагрузке	229

List of Figures

Fig. 1.1.	The mechanism of strain creation [35]	17
Fig. 1.2.	Strain distribution [35]	18
Fig. 1.3.	Strain distribution [35].....	18
Fig. 1.4.	Effect of porosity of CH, CS and gel on shaping the transition zone [188].....	20
Fig. 1.5.	The model of the ITZ structure; aggregate grain – cement matrix [303].....	20
Fig. 1.6.	Adhesion of cement paste with W/C = 0.35 with various types of aggregate [202].....	20
Fig. 1.7.	Adhesion test sample according to Hsu i Slate [202]	21
Fig. 1.8.	Taylor’s and Broms’ adhesion test sample [287]	21
Fig. 1.9.	The dependence of flexural strength at bending (f_{fl}), and crack toughness (G_c) from porosity (p) [189, 229].....	23
Fig. 1.10.	Results of the tests of concrete strength at axial stretching according to loading rate [189].....	25
Fig. 1.11.	Sample σ – ε graphs at different loading rates for [301]	26
Fig. 1.12.	Distribution of tensile stresses around the ellipse [205]	29
Fig. 1.13.	Basic shape models of the cracks formation [275]	29
Fig. 1.14.	Opening width of the vertex and the edges of the cracks [295].....	32
Fig. 1.15.	Description of the active zone in the material [295].....	33
Fig. 1.16.	Model of the effective crack in $\sigma - \delta_c$ dependence [289]	34
Fig. 1.17.	Model of the internal microcracks [295]	34
Fig. 1.18.	Elements of surface damage with influence of the tensile stress in the hardened cement paste [195]	35
Fig. 1.19.	Mechanism of the microcracks propagation in the hardened cement paste [195].....	36
Fig. 1.20.	Impact of aggregate grains on the development of the crack [279].....	37
Fig. 1.21.	Impact of W/C on the compressive strength of concrete at cyclic freezing and defrosting [32]	41
Fig. 1.22.	Change in tensile strength	46
Fig. 1.23.	Comparison of changes in the tensile and compressive strength.....	46

Fig. 1.24.	Reduction of compressive strength in dependence on the temperature of the heavy concretes (NSC) and the high strength concretes (HSC) [144].....	47
Fig. 1.25.	The dependence σ - ε of concrete with the quartz aggregate [219].....	48
Fig. 2.1.	Technological and external factors accepted for research	51
Fig. 2.2.	Scheme of the MK-50 hammer showing how to destroy the sample [15]	57
Fig. 2.3.	Schemes of hammers for concrete samples testing	57
Fig. 2.4.	Graphs showing the energy absorption of the sample at different sizes of impact load [264].....	58
Fig. 2.5.	View of the test bench for impact strength test of the reinforced concrete bridge elements [312].....	58
Fig. 2.6.	Scheme of the rotary hammer action.....	59
Fig. 2.7.	Schemes of the test benches for impact tests. Vertical type hammers [15].....	61
Fig. 2.8.	Scheme of the test stand, as well as the sample's loading method [301]	62
Fig. 2.9.	The impact test bench in horizontal position of Hopkins' type	64
Fig. 2.10.	The impact test bench for the concrete elements testing using the steel horizontal beam. (Department of Structural Engineering, San Diego – США) [308].....	65
Fig. 2.11.	Scheme of the horizontal device according to ACI [232, 304].....	66
Fig. 2.12.	Scheme of a pneumatic hammer [37]	67
Fig. 2.13.	The basis of action of the "gas gun" for composite testing.....	68
Fig. 2.14.	Investigation of concrete slab under the influence of explosion [316]	69
Fig. 2.15.	The range stand for testing of concrete slabs for puncture with a rifle bullet [316].....	70
Fig. 2.16.	Impact load depending on an aircraft type	71
Fig. 2.17.	Modeling the destruction of a building in a plane impact situation [233].....	72
Fig. 2.18.	General view of the swinging ballistic Hammer	73
Fig. 2.19.	View of the hammer and the anvil with the concrete sample placed in the front part	74
Fig. 2.20.	View of the hammer with the hammer face at the moment of closing the electromagnetic circuit.....	74

Fig. 2.21.	Scheme of the operation of the ballistic swing hammer [179]	75
Fig. 2.22.	An example of the distribution of a single impact pulse	76
Fig. 2.23.	Examples of single impact impulses recorded on an oscilloscope when testing concrete samples	76
Fig. 2.24.	The relationship between the total energy absorbed by the sample and the number of strokes n	78
Fig. 2.25.	Phases of an absorbed energy in the sample under impact	79
Fig. 2.26.	Image of a destruction of concrete samples at impact load	80
Fig. 2.27.	The wave propagation after impact and the center of a destruction in a concrete sample	80
Fig. 2.28.	Scheme of the deformations in concrete samples produced under different loading methods.....	81
Fig. 2.29.	The process of forming a cone in a concrete sample	82
Fig. 3.1.	The image of the technological cracks on the surface of the cement paste samples	93
Fig. 3.2.	The model of a concrete microstructure	96
Fig. 3.3.	Influence of the shape of the aggregate grain on the shrinkage deformation in the matrix	100
Fig. 3.4.	Influence of a aggregate layout on a shrinkage deformation	101
Fig. 3.5.	View of the distribution of the final deformations in models of a concrete's structure.....	102
Fig. 3.6.	Influence of the relief of the aggregate surface on the character of the shrinkage deformation [35, 36]	104
Fig. 3.7.	View of the distribution of the final deformations in the models of a concrete's structure.....	105
Fig. 3.8.	Placement of the structural elements in concrete.....	107
Fig. 3.9.	View of the technological cracks in concrete	110
Fig. 3.10.	The model of a concrete's structure	114
Fig. 4.1.	Mutual interaction of cracks caused by impact with elements of the concrete's macrostructure.....	128
Fig. 4.2.	Shape of the destroying cracks after impact load for $R_a < R_k$ condition.....	130
Fig. 4.3.	Shape of the cracks after impact load for $R_a = R_k$ condition.....	131
Fig. 4.4.	Shape of the destroying cracks and the operational ITZ after impact load for $R_a > R_k$ condition	133

Fig. 4.5.	Impact of sand quantity on the impact strength	139
Fig. 4.6.	Change in the average adsorbed energy at one impact according to the amount of sand	140
Fig. 4.7.	Dependence of the concrete strength and the impact strength.....	141
Fig. 4.8.	Dependence of the tensile strength with the impact strength	142
Fig. 4.9.	Influence of the ITZ on the opportunity to counter impulsive loads	143
Fig. 4.10.	Influence of the geometrical characteristics of macrostructure on the impact strength	144
Fig. 4.11.	Scheme of the destruction line of concrete samples	146
Fig. 4.12.	Histogram of decrease of E_A , f_c and f_t in dependence on the amount of sand in the tested concretes	149
Fig. 4.13.	Effect of W/C on the impact strength of concretes.....	153
Fig. 4.14.	Effect of W/C on energy absorbed at one impact	153
Fig. 4.15.	Effect of W/C on changes in properties of concretes with different aggregates	154
Fig. 4.16.	Scheme of formation of the water meniscus into the grains of aggregate	155
Fig. 4.17.	Scheme of loading a single element in concrete	156
Fig. 4.18.	Model of concrete under the static load.....	157
Fig. 4.19.	Scheme of an aggregate–matrix concrete unit adopted for computer software analysis	159
Fig. 4.20.	Isolated concrete element for the analysis of the aggregate–matrix stresses.....	160
Fig. 4.21.	Chart of the min and the max compressive stresses	161
Fig. 4.22.	Chart of the max and the min stresses when stretching around the aggregate grain	162
Fig. 4.23.	Distribution of normal stresses around the Y and Z axes	163
Fig. 4.24.	Distribution of the compressive stress along the line of the aggregate grain's model	164
Fig. 4.25.	Standard stresses distribution (reduced) of the aggregate grain's model	165
Fig. 4.26.	Model of stresses at the place of detachment from the aggregate grains	166
Fig. 4.27.	Displacement charts of elements in the aggregate–matrix stretching, in [mm]	167

Fig. 4.28.	Scheme of the development of the horizontal cracks at $R_A > R_k$ and σ_{max}	168
Fig. 4.29.	Scheme of loading of aggregate grain by wave and stages of destruction	170
Fig. 4.30.	Volume and pore diameter of cement paste with different W/C.	173
Fig. 4.31.	Dependence of the impact strength of concrete	174
Fig. 4.32.	Effect of W/C on the capillary porosity and EA	174
Fig. 4.33.	Effect of W/C on volume of capillary pores	175
Fig. 4.34.	Reduction of the impact strength E_A , the compressive strength f_c , and the dynamic modulus of elasticity E_{cmd} depending on pore volume	175
Fig. 4.35.	Effect of cement content on the impact strength of	178
Fig. 4.36.	Effect of cement quantity on average energy at one impact of	179
Fig. 4.37.	Effect of cement content on the compressive strength of	180
Fig. 4.38.	Increase in the E_A strength per 100 kg cement in 1 m^3 depending on concretes' W/C	181
Fig. 5.1.	Strain distribution on the ITZ when changing the volume of the material's macrostructure	187
Fig. 5.2.	Scheme of distribution of alternating strains on the edges of the technological cracks	189
Fig. 5.3.	Transformation of the technological cracks into the operational cracks at $R_a < R_k$	191
Fig. 5.4.	Scheme showing the operational cracks at $R_a > R_k$	192
Fig. 5.5.	Transformation of the technological cracks into the operational cracks at $R_a = R_k$	194
Fig. 5.6.	Character of the f_c effect on E_A depending on hardening conditions	201
Fig. 5.7.	Effect of W/C on the softening coefficient of the tested concretes	201
Fig. 5.8.	Effect of the modulus of elasticity on changes in the impact strength under different hardening conditions	202
Fig. 5.9.	Influence of f_c on E_A changes under different hardening conditions after 90 days	202
Fig. 5.10.	Effect of E_A and E_{cmd} under various hardening conditions after 90 days	203
Fig. 5.11.	Effect of W/C on change of the concretes' f_c at different time and various hardening conditions	203

Fig. 5.12.	Effect of W/C on E_{cmd} changes of concretes at different time and various hardening conditions	204
Fig. 5.13.	Effect of W/C on changes in the impact strength of concretes hardening at different time and conditions	204
Fig. 5.14.	Effect of W/C on changes in the concretes' composition, which hardening in various conditions for 28 days	205
Fig. 5.15.	Effect of W/C on changes in the concretes' properties, which hardening under different conditions for 90 days	205
Fig. 5.16.	Scheme of the interior space of the capillary, ITZ and cracks filled with water	208
Fig. 5.17.	Influence of temperature on change of the compressive strength f_c	211
Fig. 5.18.	Influence of temperature on changes in the dynamic modulus of elasticity E_{cmd}	212
Fig. 5.19.	Influence of temperature on change of E_A	213
Fig. 5.20.	Percentage reduction of f_c , E_{cmd} and E_A of the gravel concrete with W/C = 0.40 under the influence of temperature	214
Fig. 5.21.	Percentage reduction of f_c , E_{cmd} and E_A of the concrete with limestone aggregate with W/C = 0.40 under the influence of temperature	215
Fig. 5.22.	The basic model of the technological crack transformation into the operational crack during freezing moisture in it	221
Fig. 5.23.	Reduction of the compressive strength (f_c), the impact strength (E_A) and the dynamic modulus of elasticity (E_{cmd}) of the gravel concrete and the concrete with limestone aggregate after freezing–thawing cycles, in dependence on W/C	227
Fig. 5.24.	Shape of concrete samples after alternating freezing–thawing cycles, which were damaged by impact loads	229

