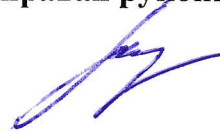


На правах рукописи



**ТИХОНОВ ИГОРЬ НИКОЛАЕВИЧ**

**АРМИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ,  
ПРОЕКТИРУЕМЫХ С УЧЕТОМ ВОЗДЕЙСТВИЯ ОСОБЫХ  
НАГРУЗОК**

**Специальность: 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения**

**АВТОРЕФЕРАТ**  
**диссертации на соискание ученой степени**  
**доктора технических наук**

**Москва – 2015 г.**

Работа выполнена в Научно-исследовательском, проектно-конструкторском и технологическом институте бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А.Гвоздева АО «Научно-исследовательский центр «Строительство»

Официальные оппоненты:

**Травуш Владимир Ильич**  
доктор технических наук, профессор,  
академик, вице-президент РААСН,  
заместитель генерального директора по  
научной работе - главный конструктор  
ОАО «Экспериментальный научно-  
проектный институт»

**Римшин Владимир Иванович**  
член-корреспондент РААСН,  
доктор технических наук, профессор,  
заместитель генерального директора по  
научной работе  
АО «ВНИИЖелезобетон»

**Кодыш Эмиль Нухимович**  
доктор технических наук, профессор,  
почетный член РААСН,  
главный научный специалист  
АО «ЦНИИПромзданий»

Ведущая организация:

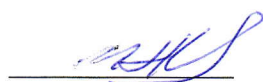
ОАО «Моспроект»

Защита состоится 05 апреля 2016 г. в 15:00 (по местному времени) на заседании диссертационного совета Д 303.020.02, созданного на базе АО «Научно-исследовательский центр «Строительство» по адресу: 109428, г. Москва, 2-ая Институтская ул., д.6.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке АО «Научно-исследовательский центр «Строительство» и на сайте [www.cstroy.ru](http://www.cstroy.ru).

Автореферат разослан «\_\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ г.

Ученый секретарь  
диссертационного совета



Саврасов Иван Петрович



### Общая характеристика работы

**Актуальность проблемы.** После распада СССР в производстве и применении строительного арматурного проката для железобетона в России по ряду объективных причин назрели кардинальные перемены.

Практически одновременно металлургами решались задачи:

- освоения массового производства термомеханически упрочненного арматурного проката из недорогих марок стали Ст3 и 28С взамен легированных марок 35ГС, 25Г2С и других по ГОСТ 5781;
- внедрения высокопроизводительных технологий непрерывной разливки сталей и продольного разделения заготовок в процессе проката (слиттинг-процесс);
- производства, вместо кольцевого профиля по ГОСТ 5781, серповидного двухстороннего (европейского) профиля арматуры, удовлетворяющего требованиям стандартов основных развитых европейских стран.

Все изменения выполнялись с одновременным производством и поставкой нового арматурного проката на стройки России и стран СНГ.

В этих условиях строительной науке было необходимо обеспечить безопасность и экономическую эффективность строительства и особенно нового в условиях России массового монолитного домостроения.

За последние десятилетия проблемы безопасности зданий и сооружений обострились также внешней террористической угрозой и участвовавшими природными, производственными и бытовыми экстремальными ситуациями, которые за рубежом учитываются при проектировании выполнением расчетных и конструктивных требований по предотвращению прогрессирующего обрушения конструкций.

Массовое применение новых видов арматурного проката в железобетонных конструкциях требует повышенного внимания при строительстве зданий и сооружений высокого уровня ответственности и особенно при проектировании с учетом воздействия особых нагрузок.

При динамическом характере этих нагрузок (взрывы, удары, сейсмические воздействия) в конструкциях могут быть достигнуты значения усилий, превышающие предусмотренные статическим расчетом, и тогда опасность прогрессирующего обрушения зданий значительно увеличивается.

Анализ причин катастрофических прогрессирующих разрушений несущих частей зданий после завершения строительства показывает, что принятые, на основе современных нормативных требований, конструктивные решения, в первую очередь касающиеся армирования, недостаточно надежны и требуют переоценки (рисунок 1).

а)



б)



Рисунок 1 – Последствия прогрессирующего обрушения  
железобетонных монолитных конструкций зданий:  
а – подземной автостоянки в г. Москве; б – бассейна в г. Краснодаре

Таким образом, исследования по разработке и экспериментальной оценке эффективности арматурного проката, конструктивных решений, методик расчета и принципов конструирования армирования с целью использования при проектировании для обеспечения безопасности зданий и сооружений из железобетона при разных видах силового воздействия являются актуальными.

**Цель работы:** разработка комплекса решений для эффективного армирования железобетонных конструкций зданий, обеспечивающих их безопасность при воздействии особых нагрузок.

Для достижения поставленной цели решались задачи:

1 Оценка потребительских свойств массово производимого металлургической промышленностью по новым технологиям арматурного проката, в том числе на предмет эффективности использования в железобетонных конструкциях зданий, проектируемых с учетом воздействия особых нагрузок.

2 Разработка, исследования и внедрение в практику производства, проектирования и строительства новых видов стальной арматуры, обладающих высокой прочностью, деформативностью и надежным сцеплением с бетоном в запредельных стадиях, близких к разрушению, при различных видах нагружения.

3 Исследования и сопоставительный анализ несущей способности и деформативности сжатых железобетонных элементов с арматурой разной прочности при статическом и кратковременном динамическом нагружении.

4 Исследования прочности, трещиностойкости и деформативности изгибаемых железобетонных элементов с арматурой, отличающейся прочностью, деформативностью и сцеплением с бетоном; оценка влияния длительного предварительного нагружения, усилий от распора и последствий разгрузки конструкций после их деформирования в пластической стадии.

5 Разработка инженерных методов расчета прочности сжатых и изгибаемых железобетонных конструкций зданий с учетом механических свойств арматуры, эффективности ее сцепления с бетоном и влияния усилий от распора с целью предотвращения прогрессирующего обрушения при воздействии особых нагрузок.

6 Разработка рекомендаций по конструктивным решениям армирования железобетонных конструкций зданий, имеющих целью предотвращение прогрессирующего обрушения.

7 Внедрение в практику нормирования, проектирования и строительства результатов опытных и теоретических исследований.

**Научную новизну работы** составляют:

- результаты исследований новых видов арматурных сталей разной прочности и с разными профилями поверхности при растяжении и сжатии статическими и однократными динамическими нагрузками, а также влияния на их прочностные и деформативные свойства эффекта Баушингера;

- предложения по нормированию предельных деформаций и значений коэффициента динамического упрочнения арматуры разных классов при



растяжении и сжатии;

- разработка нового вида периодического профиля арматуры, обуславливающего высокую энергоёмкость сцепления с бетоном при деформировании после достижения предела текучести;

- результаты исследований совместной работы с бетоном новых видов арматуры с разной прочностью и геометрией периодического профиля, с оценкой влияния этих факторов на прочность, трещиностойкость и деформативность железобетона, а также на энергоёмкость сцепления с бетоном в запредельной стадии деформирования;

- экспериментальные данные о влиянии прочностных и деформативных характеристик арматуры на несущую способность сжатых железобетонных элементов при статическом и кратковременном динамическом нагружении, а также прочности арматуры, эффективности сцепления с бетоном периодического профиля стержней, величины длительного предварительного нагружения и усилий от распора на прочность, трещиностойкость и деформативность изгибаемых железобетонных элементов;

- предложения к расчету по предельным состояниям, армированию сжатых и изгибаемых железобетонных элементов, учитывающие характеристики пластичности арматуры и её сцепления с бетоном, а также влияние усилий от распора, при статических и кратковременных динамических нагружениях, направленные на предотвращение прогрессирующего обрушения конструкций;

- предложения по методике комплексной расчетной оценки несущей способности и стойкости против прогрессирующего обрушения монолитных железобетонных конструкций каркасных зданий при статических и кратковременных динамических нагрузках посредством использования компьютерных программ для нелинейного расчета, учитывающих пластическое деформирование арматуры разной прочности;

- рекомендации по конструированию армирования железобетонных конструкций, проектируемых с учетом воздействия особых нагрузок.

### **Практическое значение работы, внедрение и достоверность результатов**

Арматурная сталь класса А500СП с эффективным периодическим профилем поверхности (профиль НИИЖБ) успешно освоена в металлургическом производстве и использована в строительстве 2006÷2015 годов в объеме превышающем 2,5 миллиона тонн.

Переработано под руководством автора более 26 наименований серийной проектной документации для применения арматуры класса А500СП и В500 взамен арматуры класса А400 (А-III), что позволило обеспечить экономию металлопроката в железобетонных конструкциях до 28%.

Сформулированы расчетные и конструктивные предпосылки проектирования железобетонных конструкций зданий с целью предотвращения прогрессирующего обрушения, в том числе с учетом воздействия аварийных

кратковременных динамических нагрузок. Ряд предложений по расчету, конструированию и применению арматуры в железобетонных конструкциях были учтены при составлении СП 63.13330.2012 и СП 14.13330.2011 (актуализированных редакций СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции» и СНиП II-7-81\* «Строительство в сейсмических районах»), СП 52-103-2007 «Железобетонные монолитные конструкции зданий», СП 28.13330.2012 «Защита строительных конструкций от коррозии», СТО 36554501-005-2006 «Применение арматуры класса А500СП в железобетонных конструкциях» и СТО 36554501-016-2009 «Строительство в сейсмических районах».

Разработано в 2007 году пособие по проектированию «Армирование элементов монолитных железобетонных зданий». Оно широко используется проектировщиками, а также в учебном процессе строительных специальностей ВУЗов.

Издана в 2015 году книга «Проектирование армирования железобетона», где отражены последние достижения в нормировании и конструировании армирования, в том числе эффективным арматурным прокатом классов А500СП и В500, а также приведены авторские методики расчета железобетонных конструкций зданий, рекомендуемые для проектирования с целью предохранения от прогрессирующего обрушения при воздействии особых нагрузок.

Результаты исследований и практические рекомендации автора использовались при разработке технической документации, освоении производства и внедрении в строительство термомеханически упрочненного арматурного проката, изготавливаемого по современной высокопроизводительной технологии непрерывной разливки стали и с использованием «слиттинг-процесса», классов А400, А500, А600 (Ат-IVC), А800 (Ат-V), А1000 (Ат-VI), а также холоднодеформированной арматуры классов В400 и В500 с разными видами периодического профиля и с промежуточными размерами сортамента, выпускаемых Белорусским (РУП «БМЗ»), Молдавским (ММЗ), Нижнесергинским (НСММЗ), Березовским (БЭМЗ), Белорецким (БМК), Ростовским (РЭМЗ), Западно-сибирским (ОАО «Евраз - Объединенный ЗСМК»), Криворожским (Арселор Миттал Кривой рог), Череповецким (ЧерМК), Челябинским (ЧМК) и другими металлургическими предприятиями. Материалы диссертации использованы при составлении рекомендаций по применению эффективного холоднодеформированного арматурного проката совместно с арматурой класса А500СП в унифицированных арматурных изделиях (сетках, каркасах) для ведущих предприятий по переработке арматурного проката таких как ДиПОС (Москва), ЕВРАЗ Металл Инпром (Москва), Ленстройдеталь (Санкт-Петербург), Центрметалл (Ижевск), Мечел-Сервис (Москва), Хромбур (Москва) и др.

Массовое внедрение термомеханически упрочненного арматурного проката из марок Ст3 и 28С при производстве железобетонных конструкций взамен арматуры из легированных марок сталей 35ГС, 25Г2С с повышением прочности арматуры позволило значительно снизить себестоимость железобетона и имело



большое народохозяйственное значение. Эти работы были отмечены в 1998 и 2006 годах Премиями Правительства Российской Федерации в области науки и техники.

Наиболее успешно зарекомендовал себя опыт массового внедрения арматуры класса А500СП и холоднодеформированной арматуры класса В500, в том числе с промежуточными диаметрами, в серии панельных домов И-155 (экономия арматуры до 15%) и на строительных объектах Чувашии, Удмуртии, Татарстана, Сибири и Дальнего Востока. Арматура класса А500СП использована при проектировании и строительстве Олимпийских объектов и реконструкции морского порта г. Сочи, в высотном монолитном и сборном строительстве городов Москвы, Санкт-Петербурга, Астаны и Алматы (Казахстан), а также стартового комплекса «Космодрома «Восточный», атомной электростанции «Воронежская» и многих других объектов промышленного и гражданского строительства России.

Предложенная методика расчета была применена для оценки несущей способности при аварийных нагрузках и устойчивости против прогрессирующего разрушения железобетонных колонн и длинномерных (до 32 м) балок без предварительного напряжения ТРМК «МореМолл» в г.Сочи площадью 165 тысяч м<sup>2</sup>, а также несущего остова здания «Президент-Отель» в г.Москве и других зданий с монолитным железобетонным каркасом.

Результаты исследований и расчетные предпосылки базируются на классических положениях сопротивления материалов, теории упругости и пластичности, строительной механики и подтверждены испытаниями опытных образцов и конструкций с использованием автором известных и новых методик.

Достоверность результатов исследовательской части работы аргументируется использованием оборудования, методик и приборов принятых в НИИЖБ им. А.А.Гвоздева и ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, являющихся головными организациями в области исследований строительных материалов и конструкций.

#### **Автор защищает:**

1 Опытнo-теоретические разработки по обоснованию механических свойств и профиля поверхности арматуры для обеспечения ее эффективной работы в железобетонных конструкциях на стадиях, близких к разрушению (диаграммы деформирования, форма профиля и его геометрические параметры).

2 Новый серповидный, четырехсторонний, эффективный по сцеплению с бетоном профиль арматурного проката, запатентованный в России (А500СП) и ряде зарубежных стран.

#### **3 Результаты исследований:**

- диаграмм растяжения и сжатия, прочностных и деформативных характеристик арматуры разных классов при статических и однократных динамических нагрузках, влияния на них эффекта Баушингера;

- прочности, деформативности и энергоемкости сцепления с бетоном арматуры разных классов, диаметров и профилей поверхности в эксплуатационной стадии и стадии, близкой к разрушению;

- влияния геометрии профиля поверхности арматуры на трещиностойкость железобетона;

- несущей способности и деформативности железобетонных сжатых элементов с арматурой разной прочности при статическом и кратковременном динамическом нагружении;

- несущей способности изгибаемых железобетонных элементов с арматурой разной прочности при кратковременном нагружении, а также после длительного действия нагрузки и при наличии усилий от распора;

- прочности, трещиностойкости и деформативности изгибаемых железобетонных элементов, армированных стержнями класса А500 с различными видами периодического профиля.

#### 4 Предложения для использования в практике проектирования:

- по значениям коэффициентов динамического упрочнения арматуры классов А400-А1200 при сжатии, а также бетона при сжатии в зависимости от наличия и механических свойств сжатой арматуры внецентренно сжатых и изгибаемых железобетонных элементов;

- конструированию и армированию железобетонных элементов, направленные на предотвращение прогрессирующего разрушения при аварийных динамических нагрузках;

- уточнению расчета длины анкеровки арматуры в бетоне и ширины раскрытия трещин железобетонных конструкций в зависимости от эффективности сцепления арматуры с бетоном;

- принципиальным основам расчета прочности сжатых и изгибаемых железобетонных элементов, в том числе с учетом усилий от распора при статических и кратковременных динамических нагрузках в целях предотвращения их прогрессирующего разрушения и оптимизации армирования;

- методике комплексного расчета железобетонных конструкций перекрытий монолитных каркасных зданий на статические и аварийные, в том числе динамические, нагрузки с использованием компьютерных программ для нелинейного расчета, учитывающих пластическое деформирование арматуры разной прочности, с целью исключения прогрессирующего обрушения и оптимизации армирования;

5 Нормативную, справочную и проектную документацию для армирования и применения железобетонных конструкций, разработанную с использованием эффективного арматурного проката классов А500СП и В500.

#### **Личный вклад соискателя**

Диссертационная работа основывается на технических идеях, экспериментальных и теоретических исследованиях автора, а также на экспериментальных исследованиях И.П. Саврасова, О.О. Цыбы, А.А. Квасникова, В.А.Казаряна, Х. Якуба, выполненных под руководством и с участием автора в НИИЖБ им. А.А. Гвоздева.

### **Апробация результатов диссертации**

Основные результаты и рекомендации, изложенные в диссертации, докладывались и обсуждались:

- на II и III Всероссийских (международных) конференциях по бетону и железобетону (Москва, 2005 и 2014г.г.);
- на конференциях (с международным участием) по сейсмостойкому строительству (Сочи, 2007, 2009, 2011, 2013, 2015 гг.);
- на конференциях и семинарах по тематике производства и применения арматурного проката, проводимых в рамках ежегодных Международных промышленных выставок «Металл-Экспо» (Москва, 2005÷2015гг.);
- на 1 и 3 Международных научно-практических конференциях «Модернизация крупнопанельного домостроения-локомотив строительства жилья экономического класса» и «Развитие крупнопанельного домостроения в России», проводимых ЦНИИЭПжилища (Москва, 2011, Ростов-на-Дону 2013г.);
- на семинарах, проводимых с проектировщиками, преподавателями и экспертами в МГСУ, ЦНИИЭПжилища, ПИ-2, Мосгосэксперизе, Госархстройнадзоре, Росгосстройэкспертизе и других организациях г.Москвы;
- на семинарах и конференциях, для проектировщиков и строителей городов: Москва, Санкт-Петербург, Нижний Новгород, Ижевск, Чебоксары, Волгоград, Саратов, Самара, Сочи, Краснодар, Ростов-на-Дону, Владивосток, Новосибирск, Омск, Томск, Красноярск, Жлобин, Днепропетровск, Алматы и др.

### **Публикации по тематике диссертации**

Результаты диссертационной работы, представлены в 63 публикациях, включая три монографии, две из которых используется также как пособия для проектирования. По тематике диссертации получено 16 авторских свидетельств и патентов, из которых 8 зарубежных. Из общего числа опубликованных работ 48 – относятся к изданиям, включенным в перечень ВАК РФ для публикаций основных научных результатов диссертаций на соискание ученых степеней кандидата и доктора технических наук.

За работы, связанные с тематикой диссертации, автору дважды присваивалось звание лауреата Премии Правительства Российской Федерации в области науки и техники за 1998 и 2006 годы.

### **Структура и объем диссертации**

Диссертация состоит из введения, пяти глав, основных выводов и списка использованных литературных источников.

Содержание изложено на 337 страницах, включающих 132 рисунка и 37 таблиц. Список использованной литературы состоит из 226 источников.

## Содержание работы

В первой главе в соответствии с поставленными задачами производится анализ современного состояния производства и применения арматурного проката. Отмечена общемировая тенденция к использованию арматуры класса прочности 500 МПа в железобетонных конструкциях.

Показано, что для эффективного внедрения новой для строительства в России арматуры классов А500 и А600 необходимы исследования её совместной работы с бетоном в сжатых и изгибаемых элементах, в том числе в стадии близкой к разрушению и при разных видах нагружения.

Проведение новых исследований было вызвано также необходимостью оценки механических свойств и эффективности совместной работы с бетоном арматуры с серповидным двухсторонним профилем (европрофиль), производство которой было освоено в начале 1990-х годов металлургами России взамен массово производимой ранее арматуры с кольцевым профилем (рисунок 2а, б).

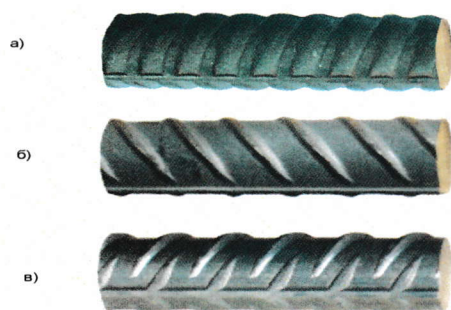


Рисунок 2 – Основные типы периодического профиля арматуры:

- а – кольцевой по ГОСТ 5781 ( $f_R > 0,1$ );
- б – серповидный двухсторонний,  $f_R \geq 0,56$ ;
- в – серповидный четырехсторонний,  $f_R \geq 0,075$

Благодаря работам Rehm, G., Mayer, U., Shima, H., Bigaj, A.I, Eligchauser, R. Hester, G. Darwin, D. и др. арматура с серповидным двухсторонним профилем нашла широкое применение за рубежом и была рекомендована Еuronormами для применения.

Следует отметить, что рядом других ныне действующих международных и национальных нормативных документов в равной мере рекомендуется для применения арматура и с другими видами профиля, в том числе и с пересечением поперечных ребер с продольными [ISO 6935-2 (2007), ASTM A615/A615M(США 2006), CAN/CSA-G30, 2192(Канада,2002), SI 739 (Израиль), ONORM 4200 (Австрия, 2000), CSZ: 1995 (Гонконг), KSD3504-1998 (Южная Корея), SSZ: Часть2:2000 (Сингапур) и др.].

Многочисленными зарубежными и отечественными исследованиями было установлено, что прочность и жесткость сцепления с бетоном у стержней с европейским периодическим профилем существенно ниже, чем у стержней с кольцевым профилем, и это особенно заметно для бетона низких и средних классов прочности.



Экспериментальные и теоретические исследования механических свойств арматуры разных видов, ее сцепления с бетоном и поведения в конструкциях выполнялись в НИИЖБ им. А.А.Гвоздева, ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко, МГСУ, МАДИ (г.Москва), СПбГАСУ (г. Санкт-Петербург), Полоцком государственном университете (г.Новополоцк), НИИСК (г.Киев) и других научно-исследовательских и учебных организациях С.А.Мадатьяном, Г.Н.Судаковым, А.С.Семченковым, В.З.Мешковым, В.С.Гуменюком, А.А.Веселовым, Ю.А.Климовым, И.Н.Суриковым, Л.Н.Зикеевым, В.Д.Тереным, Г.И.Поповым, Г.Д.Тулеевым, А.А.Хотько, В.В.Дегтяревым и др.

На основании этих исследований и с целью гармонизации с Евронормами в СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры» были приняты требования, касающиеся анкеровки арматуры, трещиностойкости и деформативности железобетона, по которым значительно увеличивается расход арматуры относительно требований СНиП II.03.01-84\*.

В результате анализа отечественных и зарубежных исследований было сделано заключение, что в рамках общепринятых технологий прокатки возможности совершенствования серповидного двухстороннего профиля арматуры, а также кольцевого по ГОСТ 5781-82, в части улучшения сцепления с бетоном, сопротивления динамическим нагрузкам, и технологичности в переработке, путем корректировки только геометрических параметров, в значительной степени исчерпаны.

Экспериментальные исследования по изучению статических и динамических прочностных и деформативных характеристик арматурных сталей при растяжении представлены в работах Белоброва И.К., Забегаева А.В., Котляревского В.А., Плевкова В.С., Попова Г.И., Попова Н.Н., Расторгуева Б.С., Рахманова В.А. и др.

Однако прочностные и деформативные свойства арматуры современных классов А500, А600 и А1000 при сжатии и их совместная работа со сжатым бетоном в предельной стадии при кратковременном динамическом нагружении до опытов автора практически не изучались.

История нагружения конструкций до возникновения аварийной ситуации может быть различна. Нагружение конструкций сжимающими или растягивающими усилиями при их эксплуатации или первоначальном сейсмическом нагружении может смениться на нагружение усилиями противоположного знака при аварийном взрывном или ударном, а также при повторном сейсмическом толчке, сменившем направление.

В этом случае остаточная несущая способность конструкций, а следовательно, их безопасность будет зависеть от степени проявления пока ещё мало изученного, применительно к арматуре, эффекта Баушингера.

Поведение железобетонных элементов при кратковременном динамическом нагружении исследовались Гвоздевым А.А., Поповым Н.Н., Расторгуевым Б.С., Белобровым И.К., Щербиной В.И., Рахмановым В.А., Дмитриевым А.В., Плотниковым А.И., Забегаевым А.В., Кумпяком О.Г., Плевковым В.С., Трекиным Н.Н., Пугачевым В.И., Данилевич И.В., Замура В.В., Дмитриевым А.В., Жарницким В.И., Мутокой К.Н., Мордичем А.И., Виноградовой Т.Р. и др.

Если особенности работы изгибаемых железобетонных элементов при кратковременных динамических нагружениях изучены в достаточной степени, то объем исследований поведения бетона и арматуры разной прочности в сжатых железобетонных элементах при таких нагружениях весьма невелик.

Рекомендуемые отечественные методики расчета зданий с учетом защиты от прогрессирующего обрушения при аварийных ситуациях, в отличие от зарубежных, не принимают во внимание динамический характер нагружения конструкций, что может привести к переоценке их несущей способности и катастрофическим последствиям.

На необходимость учета динамического эффекта при расчетах на прогрессирующее обрушение указывается в работах Алмазова В.О., Расторгуева Б.С., Плотникова А.И., Мутоки К.Н., Кай Зуй Кхоя, Pretlove A.I., Ramsden M.H., Atkins A.G., Kaewkulchai G., Williamson E.B., Gilmour I.R., Vindi K.S. и др.

Нормирование предельных состояний при аварийных кратковременных динамических нагрузках принято выполнять с посредством ограничения величин предельных прогибов и углов раскрытия шарниров пластичности. Предельное состояние балочных конструкций характеризуется также коэффициентом пластичности, равным отношению полного прогиба к предельному упругому соответствующему моменту достижения арматурой физического ( $\sigma_T$ ) или условного ( $\sigma_{0,2}$ ) предела текучести.

Практический интерес представляет рекомендуемое Евронормами для оценки пластической работы и сейсмостойкости железобетонных конструкций использование коэффициента пластичности по кривизне, определяемого как отношение предельных кривизн при максимальных усилиях в расчетных сечениях железобетонных элементов к их значениям при достижении в растянутой арматуре физического  $\sigma_T$  или условного  $\sigma_{0,2}$  предела текучести.

Для слабоармированных элементов с  $\xi_d \leq 0,25$  в работе [12] предлагалось оценивать коэффициент пластичности по кривизне в случае кратковременного динамического нагружения по формуле (1)

$$K_{pld} = \frac{\varepsilon_{bmd} \omega_d E_s (0,78 - \xi_d)}{\xi_d (R_{sd} + 0,002 E_s)}, \quad (1)$$

где

$$\varepsilon_{bmd} = 0,002 / (1 - \frac{\omega_d}{1,1}); \quad (2)$$

$$\omega_d = 0,85 - 0,006 R_{bd}; \quad (3)$$

$R_{sd}$  и  $R_{bd}$  – расчетные сопротивления растянутой арматуры и бетона при динамическом нагружении;

$\xi_d$  – относительная высота сжатой зоны, определяемая из условий равновесия внутренних усилий по СНиП при  $R_{sd}$  и  $R_{bd}$ .

$$\text{При} \quad K_{pld} = \bar{K}_{pld} = \frac{\varepsilon_{s2d}}{\varepsilon_{s02d}} = \frac{\varepsilon_{s2d} E_s}{R_{sd} + 0,002 E_s}; \quad (4)$$

$$\xi_{min.d} = \frac{0,78 \varepsilon_{bmd} \omega_d E_s}{\bar{K}_{pld} R_{sd} + E_s (0,002 \bar{K}_{pld} + \varepsilon_{bmd} \omega_d)}, \quad (5)$$

где  $\varepsilon_{s2d}$  – предельные относительные деформации арматуры при кратковременном динамическом нагружении;  $\varepsilon_{s2d} \geq \varepsilon_{s2}$  (по СП 63.13330.2012);

$\varepsilon_{s02d}$  – относительные деформации, соответствующие условному пределу текучести  $\sigma_{02d}$ ;  $\bar{K}_{pld}$  – предельно допустимый коэффициент пластичности по кривизне;  $\xi_{min.d}$  – минимальная относительная высота сжатой зоны бетона, соответствующая максимально допустимым пластическим деформациям растянутой арматуры при динамическом нагружении ( $\varepsilon_{s2d}$ ).

**Во второй главе** представлены материалы исследований автора, касающиеся механических свойств, особенностей деформирования и сцепления с бетоном арматуры классов А500÷А1200 с разными видами профиля. По результатам испытаний при растяжении и сжатии статической и однократной динамической нагрузкой оценивалось влияние на механические характеристики арматуры эффекта Баушингера.

На первом этапе работы отрабатывалась конструкция (геометрические параметры) серповидного (европейского) профиля и еще трех новых видов профиля («овального», «трефовидного» и «квадратного»), прокатанных на РУП «БМЗ», на которые были получены авторские свидетельства и патенты.

По результатам сопоставительных испытаний при статическом и динамическом растяжении первой серии образцов Ø12 мм было установлено, что арматурная сталь всех исследованных видов и классов проявляет определенную чувствительность к скорости внешнего силового воздействия в зависимости от прочности исходного металла. Так, условный предел упругости ( $\sigma_{0,02}$ ) повышается при динамическом нагружении на 10÷40%, условный предел текучести ( $\sigma_{0,2}$ ) – на 3÷20%, а временное сопротивление ( $\sigma_s$ ) – на 2÷7%. Деформативная способность арматуры разной прочности и с разным профилем при динамическом воздействии не снижается.

Вторая серия образцов испытывалась статическим нагружением отдельно на растяжение и сжатие, а также на растяжение с последующим сжатием и повторным растяжением (рисунок 3).

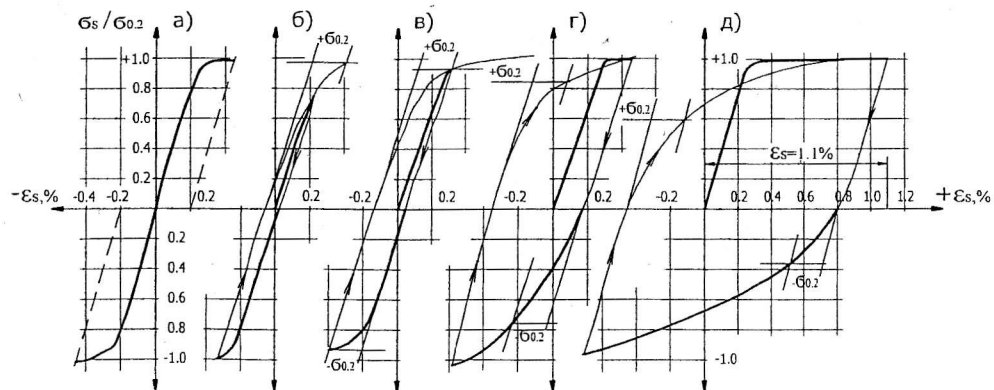


Рисунок 3 – Диаграммы деформирования арматуры А600

при растяжении и сжатии до:

а –  $\pm\sigma_{0,2}$ ; растяжении до: б –  $0,75\sigma_{0,2}$ , в –  $0,96\sigma_{0,2}$ , г –  $\varepsilon_s=0,45\%$ , д –  $\varepsilon_s=1,1\%$

и последующем сжатии и растяжении

Для выполнения испытаний на сжатие была отработана специальная методика с использованием обжимных концевых гильз.

Третья серия образцов исследовалась при комплексном испытании арматуры разных классов на статическое растяжение с последующим статическим или однократным динамическим сжатием (рисунок 4).

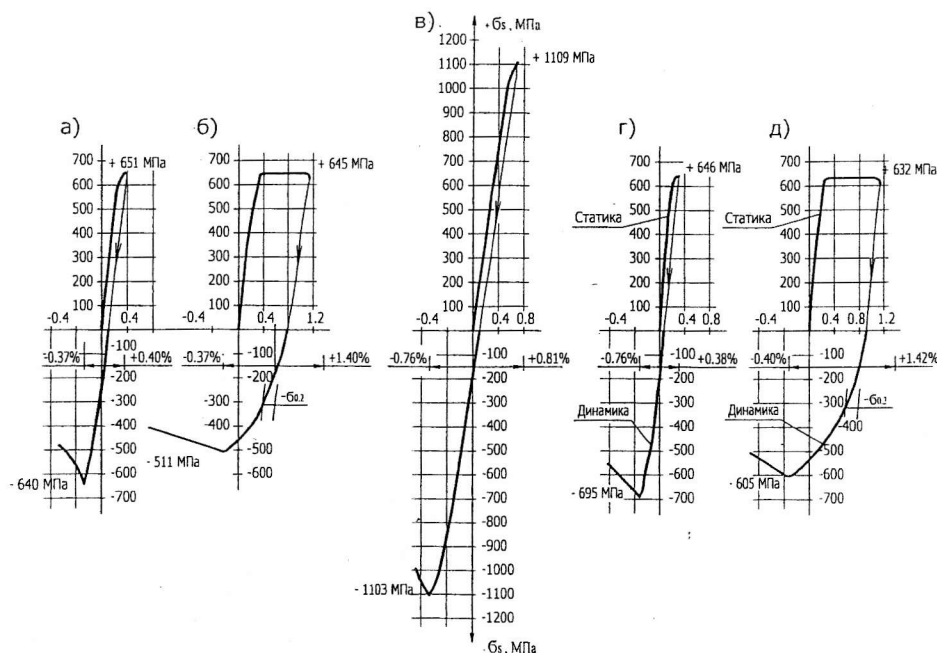


Рисунок 4 – Диаграммы деформирования арматуры:

а, б, в – при статическом растяжении и сжатии А600 и А1000;

г, д – при статическом растяжении и динамическом сжатии А600



Результаты проведенных опытов показывают, что при определении остаточной несущей способности при сжатии железобетонных конструкций, имеющих историю нагружения с деформациями растяжения в арматуре  $0,005 \leq \varepsilon_s \leq 0,015$ , следует назначать расчетное сопротивление этой арматуры при сжатии с коэффициентом условий работы при статическом нагружении равным  $\gamma_{si}=0,4$ , при кратковременном динамическом  $\gamma_{sid}=0,5$ .

В НИИЖБ им. А.А.Гвоздева по технической идее автора был разработан новый серповидный четырехсторонний вид профиля для арматурного проката (рисунок 2в). Новизна этого технического решения, подтверждена полученными патентами Евразийским, России, Белоруссии, Украины, Узбекистана, Казахстана, Китая и Индии.

Производство арматуры с новым профилем было освоено на Белорусском металлургическом заводе и Западно-Сибирском металлургическом комбинате.

По сравнению с двухсторонним серповидным, новый профиль позволяет при той же высоте поперечных ребер за счет их чередующегося четырехстороннего расположения увеличить относительную площадь смятия арматуры  $f_R$  в  $1,3 \div 1,4$  раза, при том, что шаг ребер в каждом ряду увеличивается на 10-15%.

Такая конструкция за счет увеличения сопротивления смятию и срезу зигзагообразных, непрерывных по длине междуреберных бетонных шпонок, а также благодаря эффективной работе внедренных в них зерен крупного заполнителя, позволяет обеспечить высокую прочность и жесткость сцепления арматуры с бетоном.

Четырехсторонняя компоновка ребер делает более равномерным по контуру сечения стержня распределение расклинивающих бетон усилий распора, возникающих в зонах анкеровки или нахлестки арматуры (рисунок 5). В результате уменьшается опасность возникновения продольных трещин раскалывания, а следовательно, не требуется усиленного поперечного армирования в зонах анкеровки стержней. Прерывистостью по периметру, умеренностью по высоте и плавностью сопряжений с ядром стержня и продольными ребрами серповидных поперечных ребер арматуры обуславливается выполнение нормативных требований по показателям выносливости при многократно повторяющихся нагрузках.

В настоящее время новый вид профиля используется для производства арматуры класса прочности А500 с обозначением А500СП.

Одним из преимуществ арматуры класса А500СП является ее узнаваемость по виду поверхности, что практически исключает случайное попадание в конструкции арматуры класса прочности ниже проектного. Это позволяет проектировщикам и строителям с гарантированной безопасностью применять арматуру класса А500СП взамен класса А400 с сокращением площади сечения стержней.

Значения показателей механических свойств арматуры классов А500 с новым профилем (СП), гарантированные ОАО «ЗСМК» с обеспеченностью 0,95, как правило, значительно превышают браковочные значения по СТО АСЧМ-93 и

ISO 6935-2:2007 для арматуры класса прочности 500 МПа.

Для оценки сцепления с бетоном арматуры с новым видом профиля были выполнены специальные исследования. Результаты испытаний по методике вытягивания арматуры из бетона, в соответствии с рекомендациями РИЛЕМ/ЕКБ/ФИП-RS6, приведены на рисунках 5 и 6. Кривые построены по средним, в серии из 3÷5 образцов, значениям измеренных параметров.

Превышение прочности сцепления арматуры с новым профилем над арматурой с серповидным двухсторонним профилем составило в среднем 21,4%, для Ø12мм, 16,4% для Ø16мм и 6,7% для Ø25мм.

Жесткость сцепления, характеризуемая наклоном кривых деформаций вытягивания незагруженного конца стержня, у арматуры с новым профилем была заметно выше, чем у арматуры с серповидным двухсторонним профилем.

Опытами было установлено, что арматура с новым профилем при определенных обстоятельствах может несколько уступать по жесткости сцепления с бетоном арматуре с кольцевым профилем. Тем не менее, при этом по прочности сцепления с бетоном наблюдалось превышение, которое составило в среднем 6,3÷9,3%.

При испытании серий образцов с арматурой Ø12мм и Ø16мм класса А500 с длиной заделки стержней в бетоне 9d и прочностью бетона 35,7 МПа удалось достигнуть стабильного разрушения сцепления при растягивающих напряжениях в стержнях, равных пределу текучести или превышающих его. Как видно из графиков на рисунке 6 для арматуры с новым профилем, затрата энергии на разрушение сцепления при достижении текучести в арматуре (ромбически заштрихованные площади под диаграммами деформирования) более чем в 3 раза выше, чем для арматуры с серповидным двухсторонним профилем. Эти же преимущества подтверждаются результатами замеров распределения пластических деформаций металла по длине стержня на заделанном в бетоне участке, сделанными после испытаний и разрушения бетона образцов (рисунок 6б). Аналогичные результаты были получены для образцов с арматурой Ø16мм и длиной заделки стержней в бетоне 6,25d, прочностью 52,6 МПа при сопоставлении эффективности нового профиля относительно кольцевого по ГОСТ 5781.

С целью исключения влияния распора на результаты исследований сцепления с бетоном стержней большого диаметра (32-40 мм) была использована методика вытягивания стержней из монолитного железобетонного массива.

Результаты этих испытаний позволили сделать вывод о высокой надежности анкеровки арматуры класса А500СП в бетонных массивах.

На рисунке 7 приведена графическая зависимость относительного усилия вытягивания арматурных стержней от относительной площади смятия  $f_R$ , построенная по результатам опытов.

Каждое условное обозначение характеризует средний результат испытаний 4÷9 образцов-близнецов.

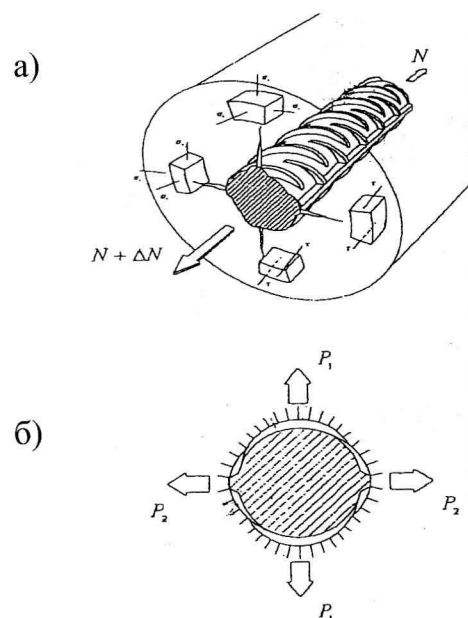
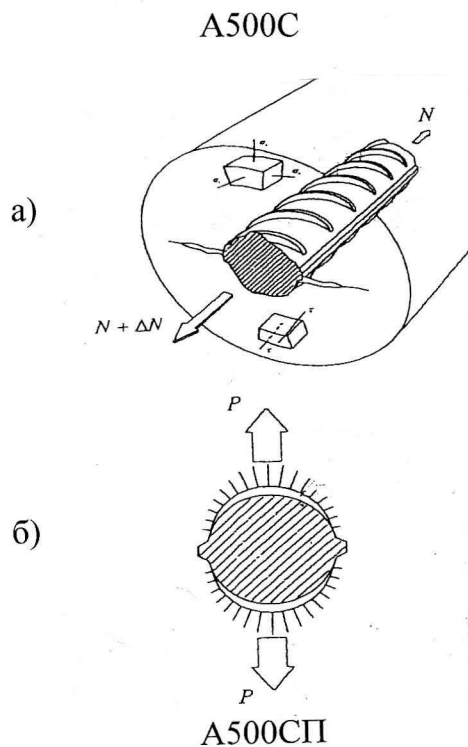


Рисунок 5 – Схема взаимодействия растянутого стержня с окружающим бетоном:

- а - передача напряжений с арматуры на бетон;  
 б – распределение усилий распора в поперечном сечении;

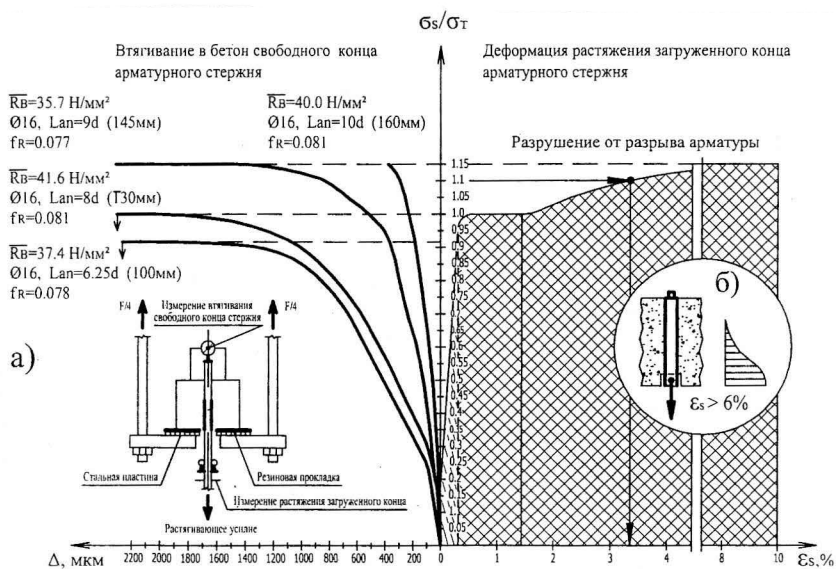
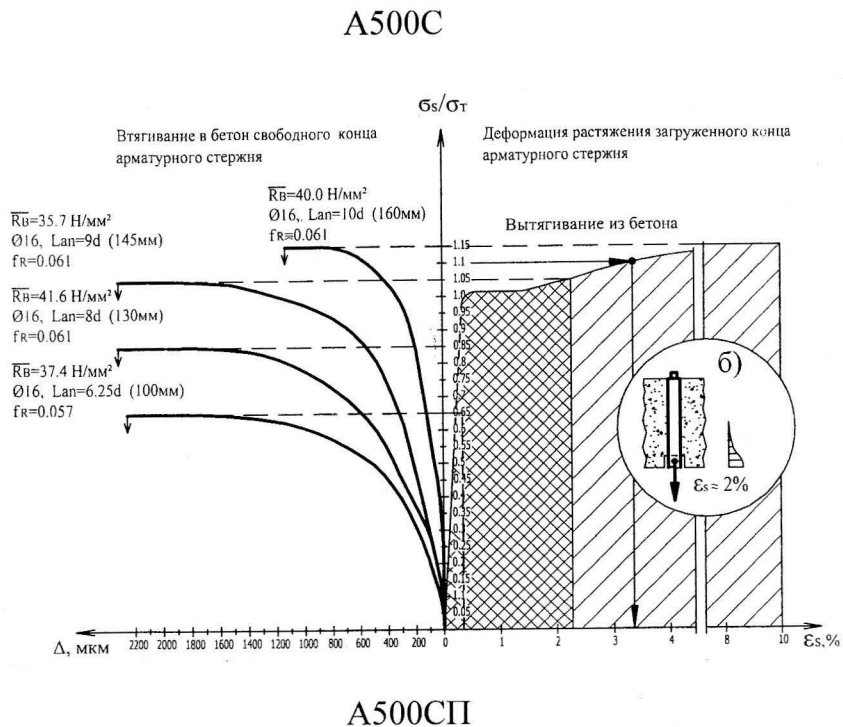


Рисунок 6 – Деформации втягивания незагруженного конца стержня и энергоемкость разрушения сцепления арматуры Ø16 мм с бетоном:

- а) – схема испытаний;  
 б) – эпюры пластических относительных удлинений металла стержней в пределах зоны заделки в бетоне

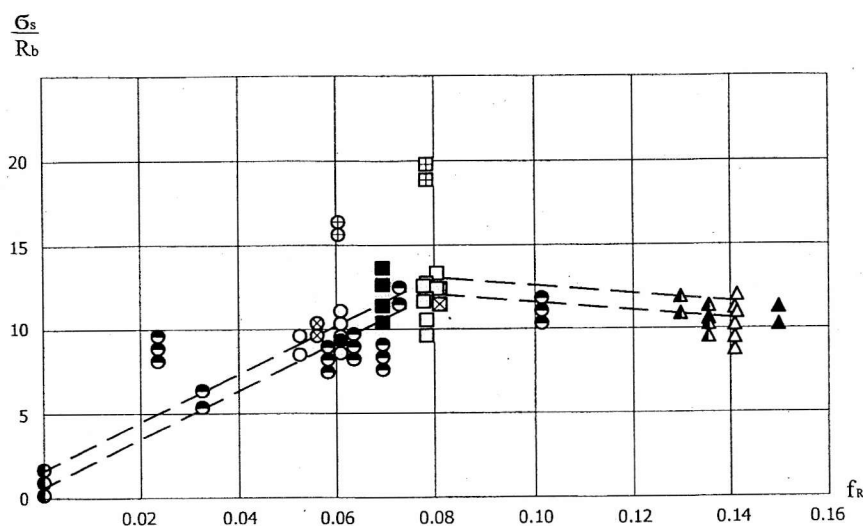


Рисунок 7 Зависимость  $\frac{\sigma_s}{R_b}$  от относительной площади сжатия  $f_R$   
при  $\ell_{an} = 6,25d$ ; 8 и  $9d$  для  $\varnothing 16$  мм и  $\ell_{an} = 5d$  для  $\varnothing 25$  мм

Из приведенных результатов можно заключить, что оптимальный уровень  $f_R$  находится в диапазоне  $0,075 \div 0,08$ , превышение которого не приводит к улучшению сцепления. Данный результат согласуется с результатами других отечественных и зарубежных исследований. Учитывая это, для арматуры с новым профилем была установлена величина браковочного минимума  $f_R \geq 0,075$ .

В третьей главе приведены результаты исследований влияния прочностных и деформативных свойств арматурного проката на несущую способность, трещиностойкость и деформативность сжатых и изгибаемых железобетонных элементов в стадии, близкой к разрушению, при различных видах нагружения.

Для проведения статических и динамических испытаний с помощью гидравлической установки ЦНИИСК им. А.А.Кучеренко (рисунок 8) изготавливались симметрично (СА) и односторонне (ОА) армированные классом А300, А400 и А600 железобетонные стойки с консолями, сечением  $12 \times 20$  см и длиной 95 см. Призменная прочность бетона  $30 \div 35$  МПа.

Измерение деформаций бетона и арматуры, трещин и прогибов производилось с использованием тензорезисторов, электронных и механических измерительных приборов.

Экспериментально показано, что прочность внецентренно сжатых железобетонных элементов при кратковременном динамическом нагружении выше, чем прочность при статическом нагружении, и это превышение зависит от эксцентриситета приложения нагрузки, а также от физико-механических свойств арматуры, и ее наличия в сжатой зоне элементов (рисунок 9).

Анализом опытных данных и результатов расчета было установлено, что при достижении в арматуре деформаций, соответствующих физическому пределу текучести, раньше, чем достигаются предельные деформации бетона при сжатии,



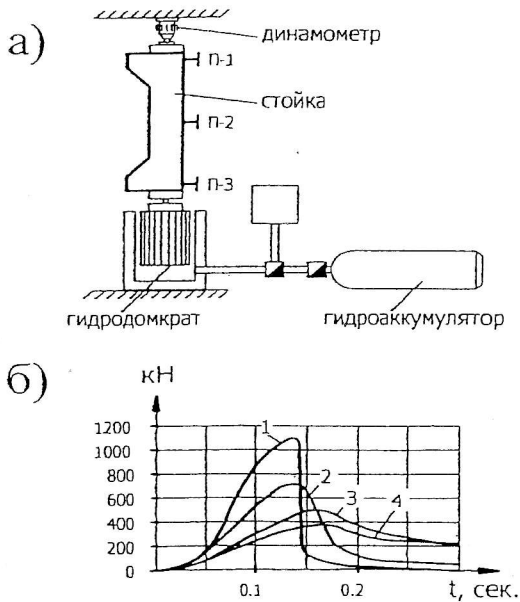


Рисунок 8 – Схема установки для испытаний стоек статической и динамической нагрузкой (а) и осциллограммы сопротивления стоек при динамическом нагружении (б):  
1 – при центральном сжатии;  
2, 3, 4 – при внецентренном сжатии

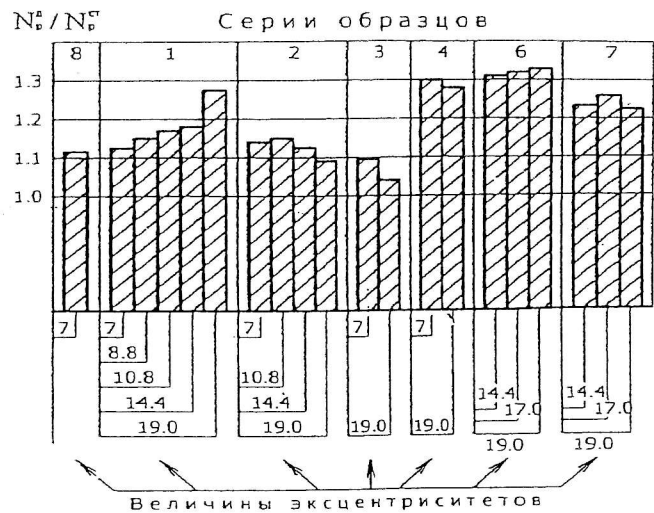


Рисунок 9 – Превышение динамической прочности стоек над статической:  
1,2,3 - 4Ø14,  $\sigma_T=347$ ; 438; 724 МПа (СА);  
4 - 4Ø25,  $\sigma_T=298$  МПа (СА);  
6,7 - 2Ø14,  $\sigma_T=347$ , 438 МПа (ОА);  
8 - бетонные стойки

происходит потеря устойчивости стержней и их выпучивание, которое при слабом поперечном армировании приводит к преждевременному разрушению бетона и снижению несущей способности сжатых элементов как при статическом, так и динамическом нагружении (рисунок 10).

Вышесказанное касается также изгибаемых элементов с армированием сжатой зоны. В этом случае, как и при внецентренном сжатии с большими эксцентриситетами, при преждевременном разрушении бетона сжатой зоны ( $\varepsilon_{bd} < \varepsilon_{bmd}$ ) с арматурой, имеющей физический предел текучести, снижается коэффициент пластичности ( $K_{pld}$ ), а следовательно, снижается способность расчетных сечений к перераспределению усилий и восприятию динамических нагрузок.

Таким образом, было установлено, что при проектировании сжатых железобетонных стоек и изгибаемых элементов при статических и кратковременных динамических нагрузках целесообразно применять арматуру класса А500 и более высокой прочности, что обеспечит при соответствующем поперечном армировании оптимальную совместную работу арматуры с бетоном при сжатии, а следовательно повысит безопасность и экономическую эффективность армирования.

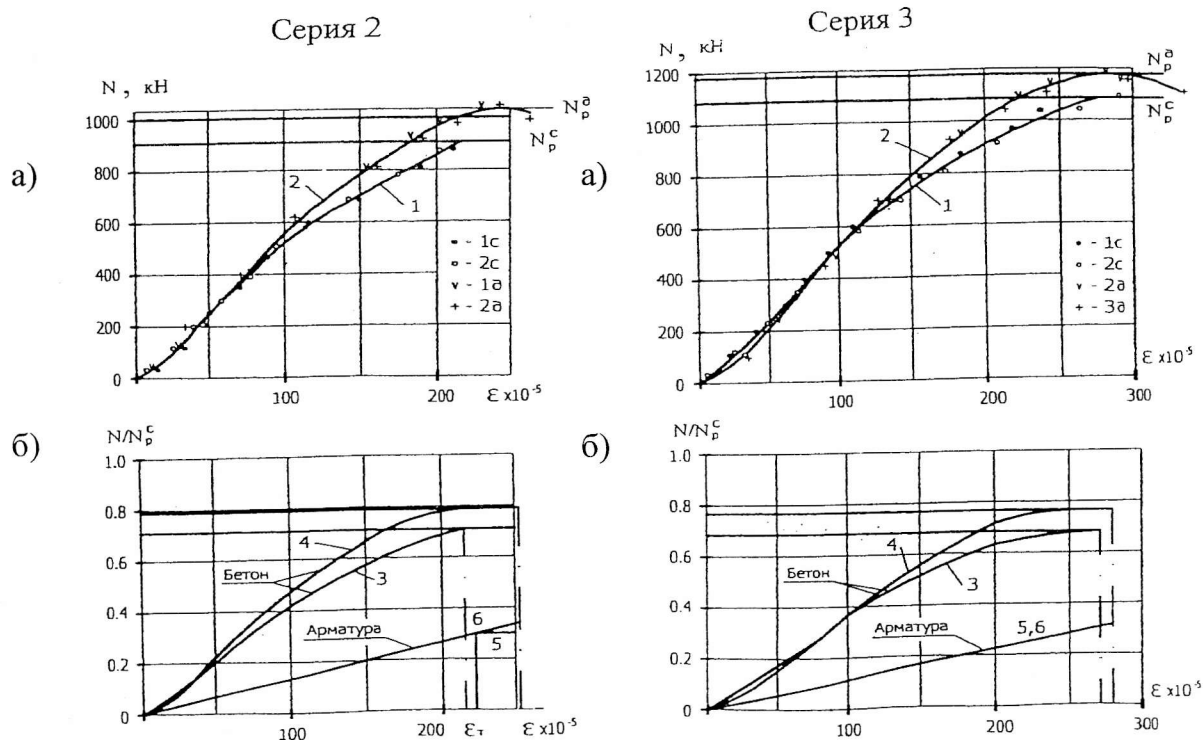


Рисунок 10 – Зависимости деформаций бетона и арматуры сжатых стоек:

а – совместных от нагрузки; б – раздельных от  $N/N_p^c$ ;

1, 3, 5 – при статике; 2, 4, 6 – при динамике;

$N_p^c$  – разрушающая нагрузка при статическом сжатии

Предельные деформации неармированного и армированного сжатого бетона стоек при статическом и динамическом нагружении достигали значений при сжатии близком центральному, в среднем  $200 \div 250 \cdot 10^{-5}$ , а при внецентренном сжатии  $350 \div 400 \cdot 10^{-5}$  (рисунок 11).

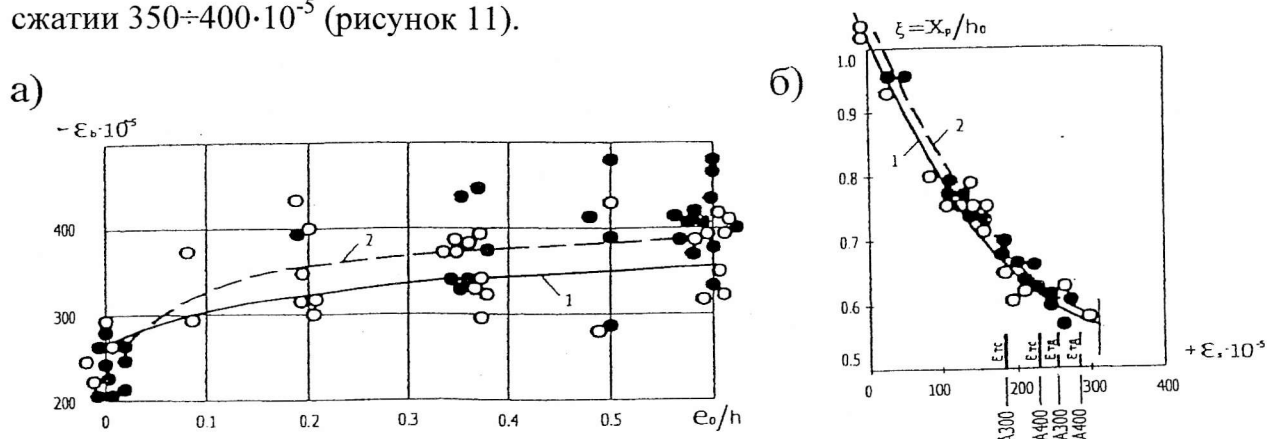


Рисунок 11 – Предельные относительные деформации сжатого бетона (а)

и растянутой арматуры (б) стоек:

○ – при статическом сжатии и растяжении (1);

● – при динамическом сжатии и растяжении (2)

Установлено, что расчет прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов как и изгибаемых при динамическом нагружении, можно производить

по методике СП 63.13330-2012 с учетом соответствующих коэффициентов упрочнения растянутой и сжатой арматуры и бетона, полученных из опыта (таблица 1), с некоторой корректировкой граничной относительной высоты сжатой зоны, которую предлагается определять по формуле (6).

$$\xi_{Rd} = \frac{\varepsilon_{bmd} \omega_d E_s}{R_{sd} + E_s (0,002 + \varepsilon_{bmd} \omega_d)} \cdot \quad (6)$$

Таблица 1 – Значения коэффициентов динамического упрочнения арматуры и бетона

| Материал | Усилия     | Коэффициент динамического упрочнения | Без арматуры в сжатой зоне | С арматурой в растянутой и сжатой зоне |                       |      |             |
|----------|------------|--------------------------------------|----------------------------|----------------------------------------|-----------------------|------|-------------|
|          |            |                                      |                            | A400                                   | A500 (A500С и A500СП) | A600 | A800, A1000 |
| Арматура | Растяжение | $\gamma_{sv}$                        | -                          | 1,16                                   | 1,1                   | 1,05 | 1,0         |
|          | Сжатие     | $\gamma_{scv}$                       | -                          | 1,1                                    | 1,1                   | 1,0  | 1,0         |
| Бетон    | Сжатие     | $\gamma_{bcv}$                       | 1,2                        | 1,1                                    | 1,2                   | 1,2  | 1,2         |

При проектировании изгибаемых железобетонных элементов с целью предотвращения прогрессирующего обрушения от динамических нагрузок, с учетом изменения схемы нагружения как правило значительно увеличивается расход арматуры. Поскольку при этом допустимо несоблюдение требований второго предельного состояния, появляется возможность эффективного использования арматуры повышенной прочности.

Целесообразно также учитывать и другие факторы, позволяющие повысить эффективность проектирования. К ним относятся введение требований по обеспечению пластического деформирования расчетных сечений элементов с целью снижения коэффициента динамичности, а также учет положительного влияния усилий от распора на несущую способность изгибаемых железобетонных конструкций.

Таким образом, одной из основных задач проектирования безопасных зданий и сооружений из железобетона является выполнение для расчетных нормальных сечений балочных изгибаемых элементов требования (7):

$$\xi_{min,d} \leq \xi_d \leq \xi_{max,d}, \quad (7)$$

где  $\xi_d$ ,  $\xi_{min,d}$ ,  $\xi_{max,d}$  – соответственно, фактическая величина, а также нижний, определяемый по формуле (5), и верхний расчетные пределы относительной высоты сжатой зоны бетона, соответствующие допустимым пластическим деформациям растянутой арматуры при кратковременных динамических нагрузках.

В расчетах на аварийные кратковременные динамические нагрузки, следует учитывать значения коэффициентов динамичности  $K_{dv}$ , с помощью которых динамический расчет приводится к статическому.

Для расчетов на прогрессирующее разрушение балочных каркасных зданий Расторгуевым Б.С. и Мутокой К.Н. предложена зависимость для  $K_{dv}$

$$K_{dv} = \frac{K_{pld}}{K_{pld} - 0,5} \quad (8)$$

Алмазовым В.О. и Кио Зуй Кхой предложено изменение формулы (8), учитывающее влияние этажности здания с высотой более 10 этажей.

По формуле (8) для арматуры класса А500 и бетона разных классов при  $K_{pld} < 1,5$  ( $\xi_d \geq 0,25$ ) резко увеличивается коэффициент динамичности ( $K_{dv}$ ). Это невыгодно по экономическим соображениям из-за резкого увеличения расхода арматуры и бетона.

Таким образом, при проектировании сечений железобетонных элементов, рассчитываемых на аварийные кратковременные динамические нагрузки с учетом их пластического деформирования, целесообразно ориентироваться на значения  $\xi_{max,d} \leq 0,25$ , что не противоречит рекомендациям Евроноорм для конструкций, способность к пластическому деформированию которых может быть признана удовлетворительной без специальной проверки.

При проектировании целесообразно учитывать дополнительные факторы, способствующие увеличению несущей способности железобетонных элементов здания. Так известно, что несущая способность железобетонных изгибаемых элементов, работающих с распором, создаваемым в результате их взаимодействия с окружающими конструкциями, при статических и кратковременных динамических нагрузках может быть значительно выше несущей способности элементов работающих без распора.

Уравнение равновесия изгибаемого элемента, работающего с распором, можно представить в виде

$$M_0 = M_T + M_H, \quad (9)$$

где  $M_0$  - эквивалентный статический момент от внешней нагрузки для балочного элемента с распором;

$M_T$  - пролетный предельный момент, обусловленный армированием;

$M_H$  - момент от действия горизонтальных реакций распора, прикладываемых на уровне нижней арматуры опорных сечений элемента относительно центра тяжести сжатой зоны бетона его расчетного пролетного сечения.

$$M_H = H(h_0 - f - 0,5\xi \cdot h_0); \quad (10)$$

$f$  - прогиб в предельной стадии работы изгибаемого элемента, работающего с распором

$$f = \frac{sl^2 \cdot \varepsilon_{bm} \cdot \omega}{h_0 \cdot \xi}, \quad (11)$$

где  $s$  - коэффициент, учитывающий схему загрузки;



$$\xi = \frac{R_s \cdot A_s + H - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b \cdot h_0}, \quad (12)$$

$$H = \left( \frac{\Delta - \Delta_1 - \Delta_2}{\Delta} \right) \cdot H_{max}, \quad (13)$$

$$\Delta = \frac{f_R h_0}{0,5l}; \quad (14)$$

$f_R$  – прогиб по формуле (11) при  $\xi = \xi_R$ ;

$\xi_R$  – граничная высота сжатой зоны бетона;

$$\Delta_1 = \frac{H_{max} \cdot l}{bh \cdot E_b}, \quad (15)$$

$\Delta_2$  – податливость (перемещения) примыкающих конструкций при действии на них  $H_{max}$ ;

$$H_{max} = \xi_R R_b b h_0 - R_s A_s + R_{sc} A'_s \quad (16)$$

При кратковременных динамических нагружениях расчетные сопротивления бетона и арматуры принимаются с учетом коэффициентов по таблице 1, граничной высоты  $\xi_{Rd}$  по (6) и коэффициентов динамичности  $K_{dv}$  при определении  $M_T$  по формуле (8).

Для оценки эффективности использования арматуры повышенной прочности в слабоармированных изгибаемых железобетонных элементах, а также получения опытных данных по влиянию распорных усилий на прочность и прогибы балок при кратковременном и длительном нагружении инженером Якуб Х. под руководством Расторгуева Б.С. и автора были выполнены специальные экспериментальные исследования. Целью работы была разработка рекомендаций по учету перечисленных факторов при проектировании конструкций, воспринимающих статические и кратковременные динамические нагрузки.

Были изготовлены опытные железобетонные балки размером 160x200x2000мм в количестве 9 штук. В двух балках использовалась арматура класса А800 с  $\sigma_{02} > 900$  МПа, в остальных - класса А600 с  $\sigma_{02} > 600$  МПа. Относительная высота сжатой зоны  $\xi \approx 0,1$ . Призмная прочность бетона 39,5 МПа и 40,3 МПа.

Учитывая имеющиеся данные, указывающие на то, что при кратковременном динамическом нагружении характер разрушения балок аналогичен таковому при статических нагрузках, их испытания до разрушения осуществлялись при обычных скоростях приложения внешнего силового воздействия.

Усилия распора моделировались с помощью металлических затяжек, состоящих из двух пар металлических стержней диаметром 14 или 20 мм ( $\sigma_T \approx 240 \div 270$  МПа), располагаемых по боковым сторонам балок на уровне растянутой арматуры. Опытные величины распора  $H$  определялись по формуле  $H = E_s A_{sz} \varepsilon_{sz}$ , где  $\varepsilon_{sz}$  - относительные деформации оценивались по тензодатчикам, наклеенным на стержнях затяжки;  $A_{sz}$  – площадь сечения стержней затяжки.

Нагружение производили гидравлическим домкратом. Постоянная нагрузка во времени поддерживалась с помощью винтовых пружинных установок.

Испытания показали следующее:

- повышение прочности арматуры в слабоармированных балках на 35,7% (с  $\sigma_T=673$  МПа до  $\sigma_{0,2}=913$  МПа) позволило увеличить их несущую способность на 22,5%;

- распорные усилия снижались в результате длительного действия постоянной нагрузки и величина этого снижения зависит от характеристик ползучести бетона конструкций, податливости затяжек и величины постоянной нагрузки;

- влияние длительного действия постоянной нагрузки на несущую способность всех балок было незначительным ( $\pm 5\div 8\%$ ) и было отрицательным при максимальных значениях  $N$  (рисунок 12а);

- несущая способность балок повышается в линейной зависимости с увеличением распора  $N$  независимо от длительности и уровня предварительного нагружения (рисунок 12);

- из-за высокой податливости затяжек из стержней  $\varnothing 14$  мм и достижения в них предела текучести, опытные значения распора  $N$  составили  $20\div 26\%$  от величины  $N_{max}$ , определенной по формуле (16). При затяжках  $\varnothing 14$  мм несущая способность балок увеличилась в 1,6 раза, а  $\varnothing 20$  мм – в  $2,08\div 2,2$  раза при потенциально возможном максимальном превышении от распора по формуле (9) при  $N = N_{max}$  в  $2,95\div 3,27$  раза.

Анализ результатов испытаний и расчета балок с распором при статическом и однократном динамическом нагружении, выполненных Виноградовой Т.Р. [1], подтвердил состоятельность сделанных выше заключений и расчетных предпосылок (рисунок 12б).

Влияние вида профиля арматуры на прочность, трещинообразование и деформации изгибаемых элементов, в том числе на стадиях близких к разрушению, по нормальным и наклонным сечениям исследовалось при испытании 16-ти балок с арматурой А500С и А500СП размером 160х200х2000 мм, обозначаемых соответственно БС и БСП. Цифрами, следующими за буквами, обозначались серии балок, а цифрами в скобках – номер образца-близнеца.

Испытания проводились по методике НИИЖБ на стенде с использованием гидродомкратов (рисунок 13).

Для определения остаточных деформаций металла после испытаний все арматурные стержни опытных балок предварительно размечались по длине рисками с шагом 10 мм.

В таблице 2 приведены механические характеристики бетона и арматуры и основные результаты испытаний балок, последние также проиллюстрированы на рисунках 14, 15.

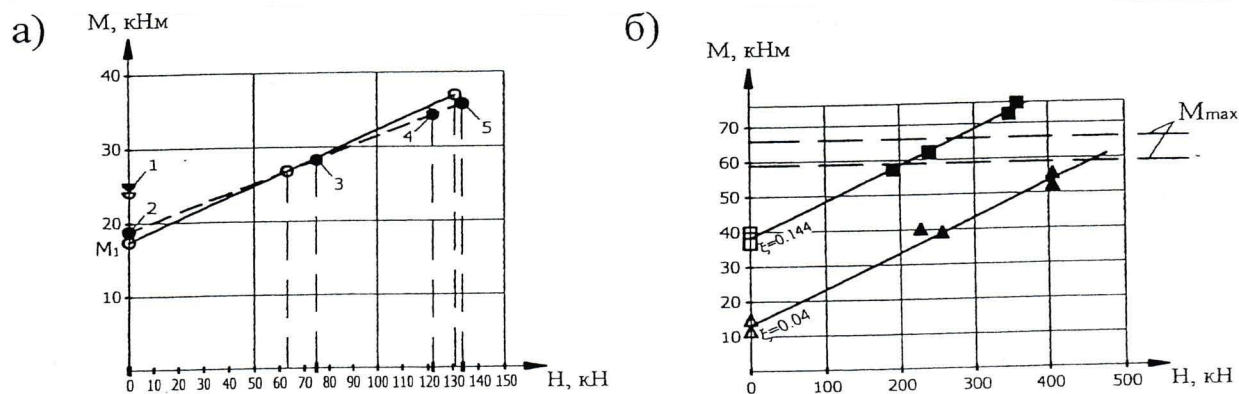


Рисунок 12 – Зависимость несущей способности балок от распора  $H$ :  
 а- при статическом нагружении ( $\circ$ ) и после длительной нагрузки ( $\bullet$ ), А600;  
 то же ( $\square$ ,  $\triangle$ ), А800;  $M_1$  – при  $H=0$ ; для 1,2,3,4,5 –  $M_{0л}/M=0,82$ ; 0,87; 1,37; 0,82; 1,15;  
 б – при динамическом нагружении из опытов Виноградовой Т.Н.;  $R_b=48,7\text{МПа}$ , А400

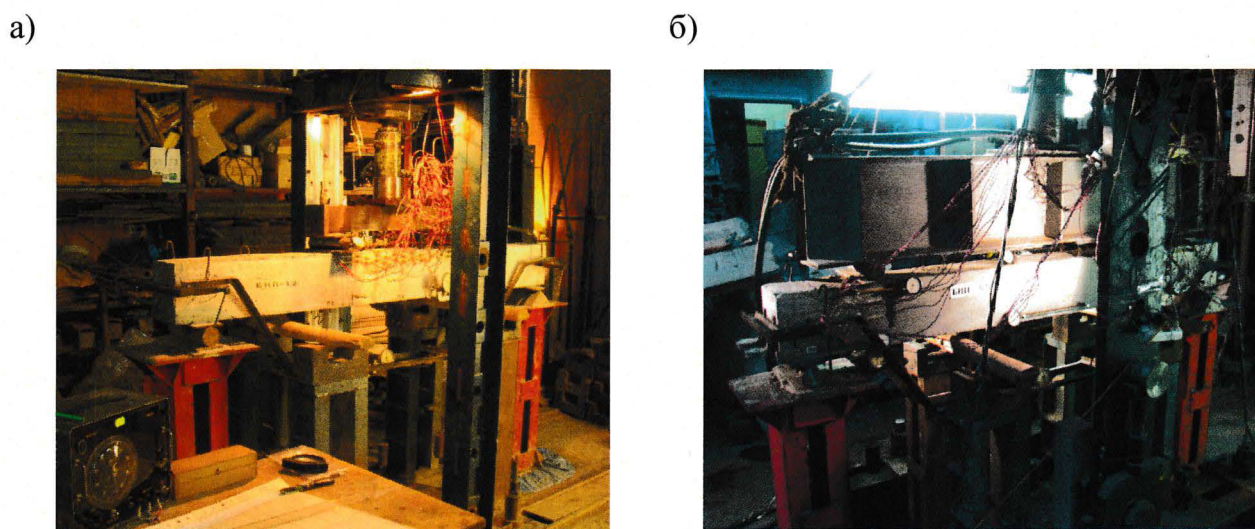


Рисунок 13 – Стенды для испытания балок с разрушением:  
 а) – по нормальному сечению; б)- по наклонному сечению



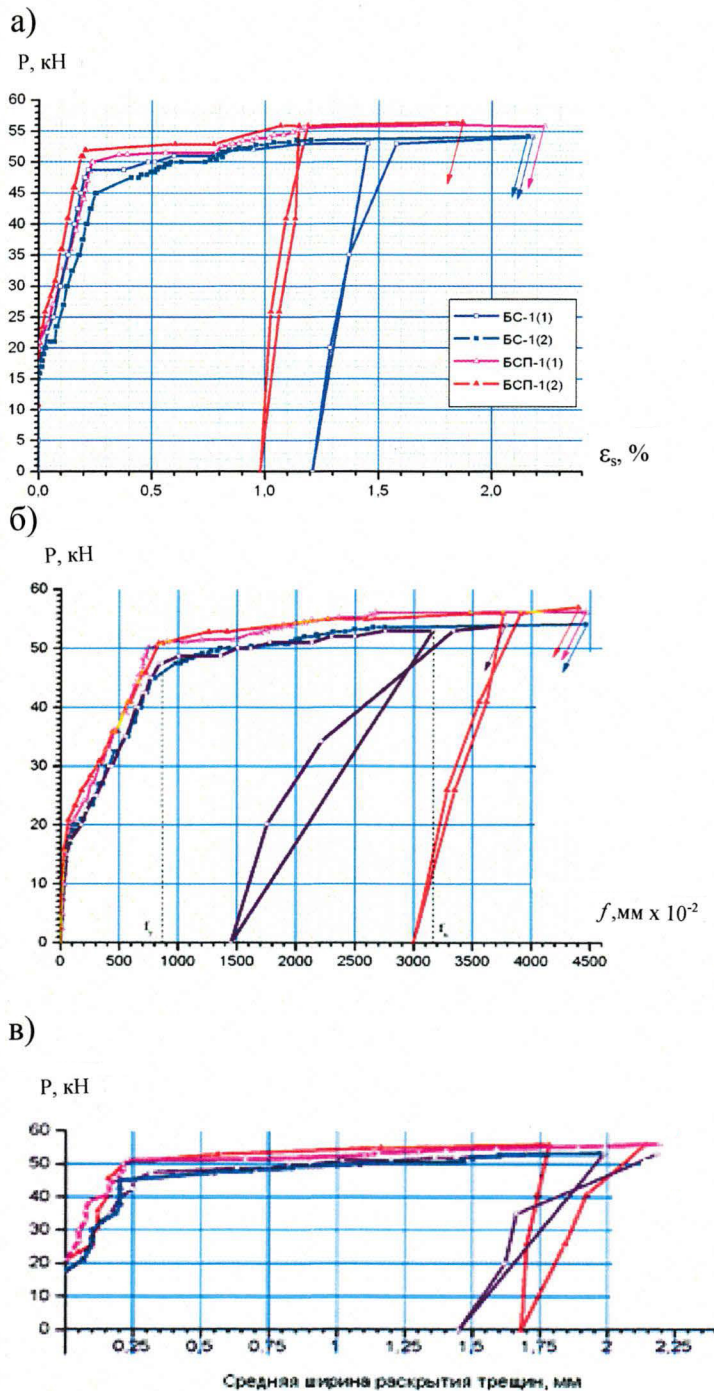


Рисунок 14 – Характер развития совместных деформаций бетона и арматуры (а), прогибов (б), трещин (в) балок с арматурой А500С (BC-1) и А500СП (БСП-1)

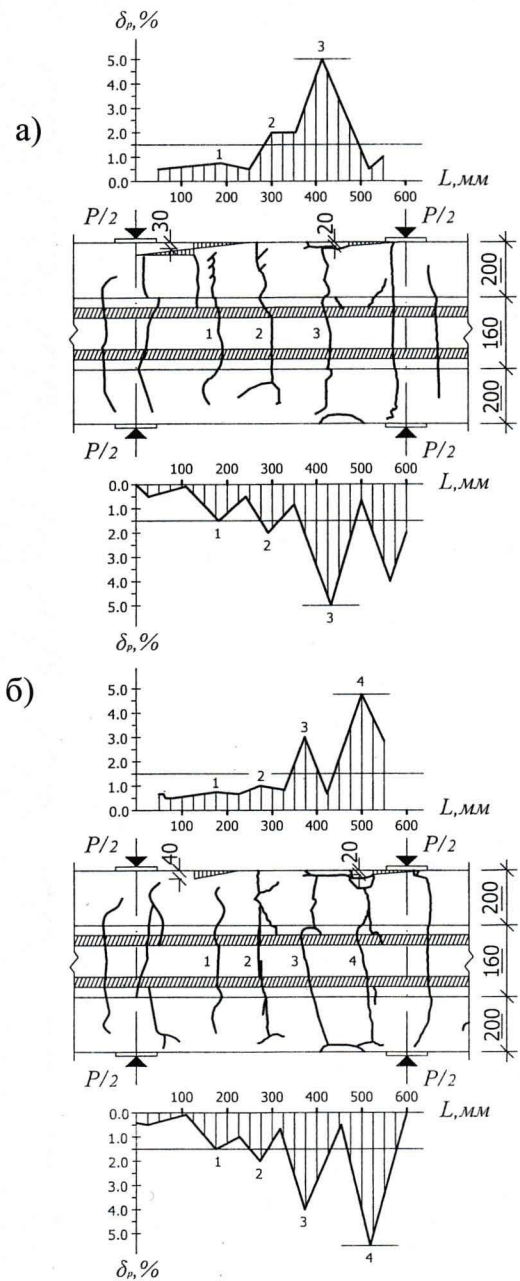


Рисунок 15 – Деформации арматуры в зоне чистого изгиба балок:  
а) – BC-1 (А500С);  
б) – БСП-1 (А500СП)

При анализе опытных данных по трещиностойкости и деформациям балок было произведено их сопоставление с расчетом по СНиП 2.03.01-84\* и СП 63.13330.2012. Расчет по формулам СП 63.13330.2012 дает более близкие к опытным результаты по ширине раскрытия трещин и величинам прогибов. Наибольшая сходимость результатов опыта и расчета была у образцов с  $\xi=0,37$  (2Ø16мм).

Следует отметить, что опытные значения ширины раскрытия трещин с  $\xi = 0,08$  ( $2\varnothing 10\text{мм}$ ) в балках с новым профилем были значительно меньше их расчетных предельных значений, в то время как в балках с европейским профилем - больше. Прогибы балок с европейским профилем превышали расчетные и нормируемые значения, тогда как у балок с новым профилем эти показатели удовлетворялись (таблица 2).

Таблица 2 – Результаты испытаний балок с разрушением по нормальному сечению

| №<br>серии                                                                                                                                                                                                  | Шифр<br>балок | Основные характеристики             |                  |       |               | Опытные<br>средние<br>значения |          | Расчетные<br>средние<br>значения |                               | $\frac{P - P_{\epsilon s}}{P_{\epsilon s}} \times 100\%$ | Опытные значения при<br>$P=P_{\epsilon s}$ |                              |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|-------------------------------------|------------------|-------|---------------|--------------------------------|----------|----------------------------------|-------------------------------|----------------------------------------------------------|--------------------------------------------|------------------------------|
|                                                                                                                                                                                                             |               | арматуры                            |                  |       | бето-<br>на   |                                |          |                                  |                               |                                                          | Трещин<br>$\delta, мм$                     | Прогибов<br>$f, мм$          |
|                                                                                                                                                                                                             |               | $\frac{\sigma_s}{\sigma_T},$<br>МПа | $\delta_p,$<br>% | $f_R$ | $R_b,$<br>МПа | $\xi$                          | P,<br>кН | $P_{\epsilon s}^*,$<br>кН        | $P_{\delta, max}^{**},$<br>кН |                                                          |                                            |                              |
| I                                                                                                                                                                                                           | БС-1(1)       | 653                                 | 11,6             | 0,56  | 40,0          | 0,086                          | 53,6     | 51,8                             | 54,9                          | 3,51                                                     | 1,61<br>> 0,4                              | $\frac{21,5}{1/84} > 1/150$  |
|                                                                                                                                                                                                             | БС-1(2)       | 563                                 |                  |       |               |                                |          |                                  |                               |                                                          |                                            |                              |
|                                                                                                                                                                                                             | БСП-1(1)      | 637                                 | 11,0             | 0,075 |               | 0,081                          | 56,6     | 49,8                             | 52,8                          | 13,7                                                     | 0,21<br>< 0,4                              | $\frac{7,75}{1/232} < 1/150$ |
|                                                                                                                                                                                                             | БСП-1(2)      | 545                                 |                  |       |               |                                |          |                                  |                               |                                                          |                                            |                              |
| II                                                                                                                                                                                                          | БС-2(1)       | 722                                 | 10,0             | 0,066 | 28,5          | 0,37                           | 116,5    | 112,9                            | 114,0                         | 3,2                                                      | 0,34<br>< 0,4                              | $\frac{18,0}{1/100} < 1/150$ |
|                                                                                                                                                                                                             | БС-2(2)       | 592                                 |                  |       |               |                                |          |                                  |                               |                                                          |                                            |                              |
|                                                                                                                                                                                                             | БСП-2(1)      | 718                                 | 10,1             | 0,085 |               | 0,37                           | 119,7    | 113,4                            | 114,2                         | 5,6                                                      | 0,21<br>< 0,4                              | $\frac{16,0}{1/113} < 1/150$ |
|                                                                                                                                                                                                             | БСП-2(2)      | 591                                 |                  |       |               |                                |          |                                  |                               |                                                          |                                            |                              |
| $*P_{\epsilon s}$ - расчетная нагрузка, определяемая по формулам СНиП при напряжениях в арматуре, равных $\sigma_T$ , и прочности бетона $R_b$ ;                                                            |               |                                     |                  |       |               |                                |          |                                  |                               |                                                          |                                            |                              |
| $**P_{\delta, max}$ - то же при напряжениях, соответствующих максимальным остаточным деформациям арматуры опытных балок в зоне чистого изгиба, замеренных после испытаний (средние по двум стержням балки). |               |                                     |                  |       |               |                                |          |                                  |                               |                                                          |                                            |                              |

Из графиков прогибов балок БС-1 и БСП-2, на рисунке 14 видно, что для  $\xi = 0,08$ ,  $K_{pl} = 4,1 \div 5,4$ . Данные опытов хорошо согласуются с результатами расчета по формуле (1) для бетонов класса В40÷В50 при использовании в ней сопротивлений бетона и арматуры без коэффициентов динамического упрочнения.

Для исследований прочности наклонных сечений балок применительно к использованию арматуры с разным профилем, были изготовлены и испытаны опытные образцы-балки в количестве 8 штук, разделенные на две серии. Образцы каждой серии отличались видом профиля арматуры А500С («БС») и А500СП («БСП»), механические свойства которой были практически одинаковыми (таблица 3), как и кубиковая прочность бетона, равная 50,1 МПа.

Критерий Рема ( $f_R$ ) у арматуры класса А500С был равен 0,066, что значительно превышало браковочный минимум для этой арматуры  $f_R \geq 0,056$ , у А500СП  $f_R = 0,085$ .

Образцы серий IIIa и IIIб (таблица 3) имели в растянутой зоне по три рабочих арматурных стержня  $\varnothing 16\text{мм}$ , один из которых обрывался в пролете.



Таблица 3 – Результаты испытаний балок с разрушением по наклонному сечению

| №<br>серии | Шифр<br>балок | Характеристика арматуры |                     |                   | Нагрузка, в кН :               |                        |                                                                   |                     | Смещение<br>арматуры<br>относительно<br>торца балки при<br>$P_{exp}$ , мм |                        |
|------------|---------------|-------------------------|---------------------|-------------------|--------------------------------|------------------------|-------------------------------------------------------------------|---------------------|---------------------------------------------------------------------------|------------------------|
|            |               | $\sigma_T$ ,<br>МПа     | $\sigma_s$ ,<br>МПа | $\delta_p$ ,<br>% | при<br>разрушении<br>$P_{exp}$ |                        | при начале<br>смещения<br>арматуры<br>относительно<br>торца балки |                     |                                                                           |                        |
|            |               |                         |                     |                   | образца                        | БСП<br>над<br>БС,<br>% | образца                                                           | БСП<br>над<br>БС, % | образца                                                                   | БС<br>над<br>БСП,<br>% |
| II         | БС-2(1)       | 592                     | 722                 | 10,0              | 115,0                          | 4,3*                   | 80,0                                                              | 12,5                | 0,04                                                                      | 122,2                  |
|            | БСП-2(1)      | 591                     | 718                 | 10,1              | 120,0                          |                        | 90,0                                                              |                     | 0,018                                                                     |                        |
| IIIa       | БС-3(1)       | 576                     | 706                 | 10,0              | 270,0                          | 1,9                    | 100,0                                                             | 20,0                | 0,093                                                                     | 69,1                   |
|            | БСП-3(1)      | 566                     | 692                 | 9,5               | 275,0                          |                        | 120,0                                                             |                     | 0,055                                                                     |                        |
| IIIб       | БС-3(2)       | 570                     | 702                 | 9,8               | 375,0                          | -1,3                   | 150,0                                                             | 66,7                | 0,195                                                                     | 146,8                  |
|            | БСП-3(2)      | 566                     | 687                 | 9,7               | 370,0                          |                        | 250,0                                                             |                     | 0,079                                                                     |                        |
| IV         | БС-4(1)       | 576                     | 706                 | 10,0              | 260,0                          | 13,7                   | 20,0                                                              | 283,3               | 0,065                                                                     | 0,9                    |
|            | БС-4(2)       | 570                     | 702                 | 9,8               | 241,0                          |                        | 40,0                                                              |                     | 0,048                                                                     |                        |
|            | БСП-4(1)      | 566                     | 692                 | 9,5               | 280,0                          |                        | 80,0                                                              |                     | 0,055                                                                     |                        |
|            | БСП-4(2)      | 566                     | 687                 | 9,7               | 290,0                          |                        | 150,0                                                             |                     | 0,057                                                                     |                        |

\*Образцы серии II разрушались по нормальному сечению в зоне чистого изгиба балок.

Испытания этих двух серий балок проводили с приложением сосредоточенных сил при разных значениях пролета среза  $a=2h_0$  и  $a=1,3h_0$ .

Соответственно изменялась длина анкеровки в бетоне обрываемых в пролете стержней с 15d до 7,5d. Поперечное армирование заопорной части балок длиной 5d у образцов этих серий отсутствовало.

В образцах серии IV с  $a=2h_0$ , с одной стороны, заопорные участки балок длиной 5d имели поперечное армирование из двух стержней Ø5 мм Вр1, с другой, при отсутствии поперечного армирования, длину анкеровки, значительно превышающую нормированную (рисунок 16).

По результатам испытаний, приведенных в таблице 3 и на рисунках 16, 17, можно заключить:

- длина анкеровки стержней, заводимых за точку приложения поперечной силы или реакцию опоры, количество поперечной арматуры в этих зонах и эффективность сцепления с бетоном профиля поверхности продольной арматуры активно влияют на величину сопротивления стержней, обрываемых в зоне действия поперечных сил и заводимых за опору;

- начало процесса смещения торцов стержней продольной растянутой арматуры класса А500СП происходило при значительно больших нагрузках, чем

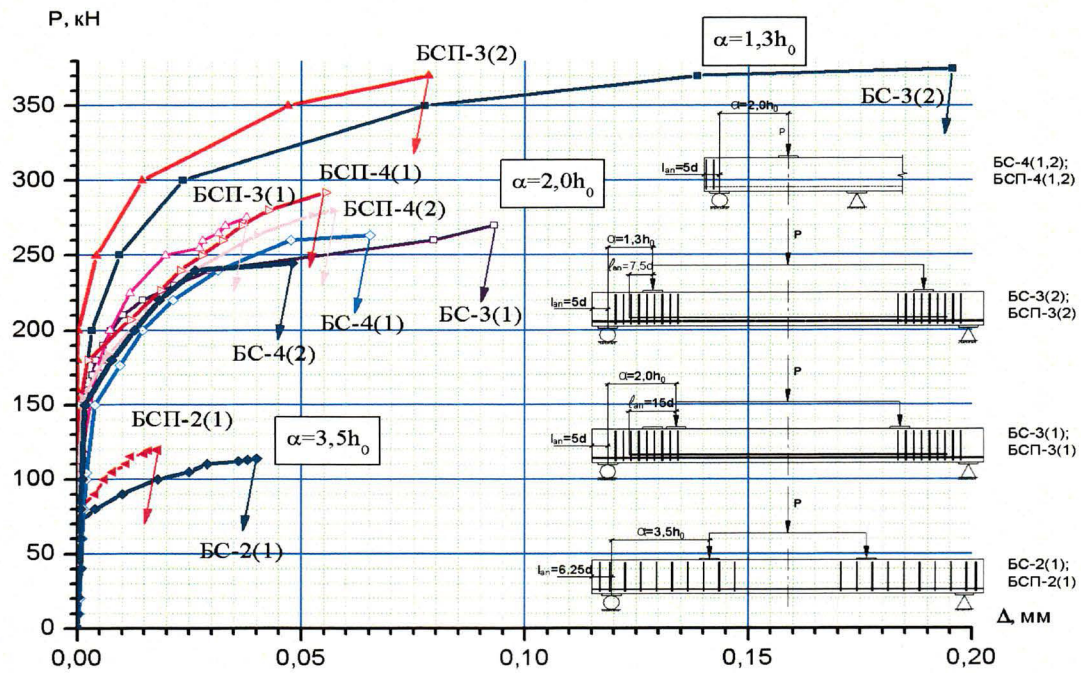


Рисунок 16 – Смещение торцов арматурных стержней относительно бетона  
2, 3 и 4 серий балок

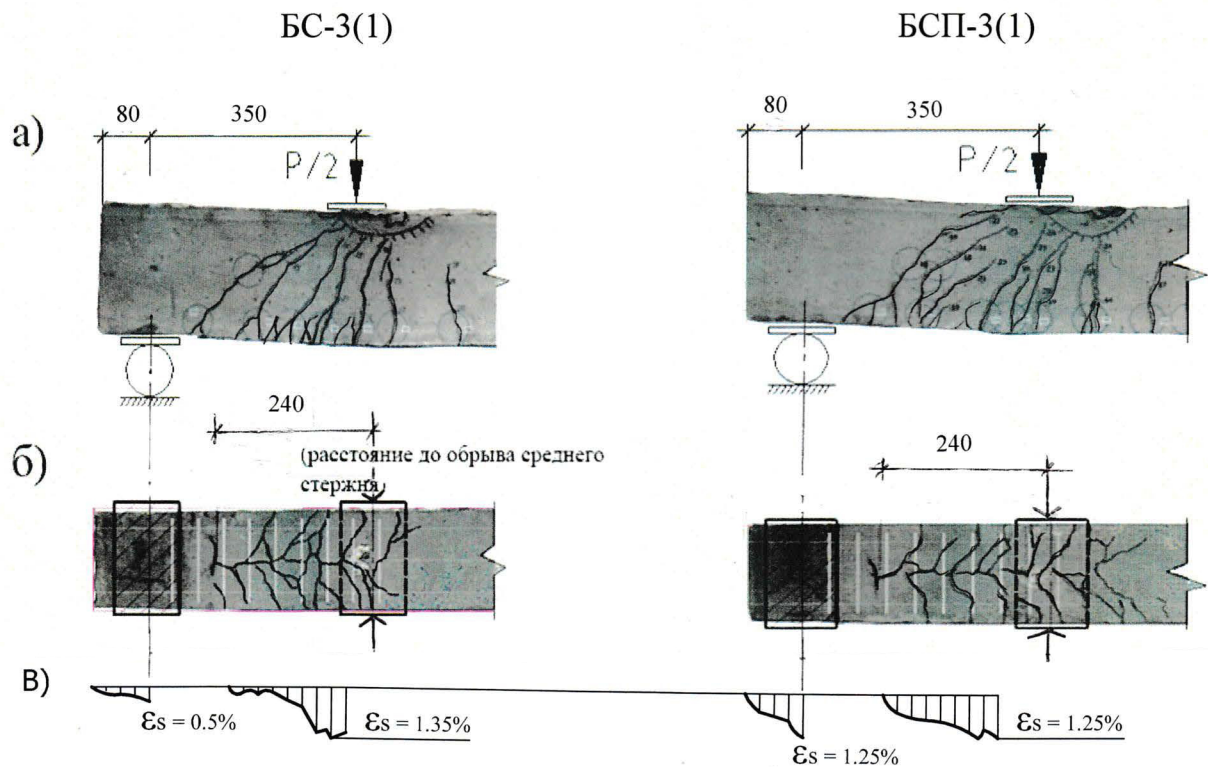


Рисунок 17 – Характер разрушения по наклонному сечению балок третьей серии:

а – вид сбоку;

б – вид снизу;

в – эпюры остаточных относительных удлинений концов стержней

стержней арматуры класса А500С. При этом значения смещения на всех этапах нагрузки вплоть до ее максимального значения у арматуры класса А500СП были меньше, чем у арматуры А500С в 1,5-2 раза;

- в IV серии балок при наличии поперечной арматуры за опорой нагрузка, соответствующая началу смещения торцов стержней арматуры класса А500СП, более чем в три раза превысила аналогичную нагрузку для балок с А500С. В балках серии IIIа, где поперечная арматура за опорой отсутствовала, это превышение было только в 1,2 раза;

- разрушение по наклонному сечению балок серий IIIа и IV с пролетом среза  $2h_0$  происходило при доминирующем действии изгибающего момента. В этом случае преимущество арматуры класса А500СП было очевидным;

- характерный елочный рисунок расположения трещин на нижней поверхности балок в зоне концевых участков обрываемых в пролете средних стержней балок серии IIIа указывает на наличие здесь значительных раскалывающих усилий, даже при достаточно сильном поперечном армировании (рисунок 17б).

Образующиеся в предельной стадии продольные и наклонные трещины способствуют освобождению от бетона концевых участков обрываемых стержней и значительно снижают их долю в суммарном сопротивлении продольной арматуры в наклонном сечении.

О влиянии профиля арматуры на сопротивление обрываемых в пролете стержней можно судить по площадям приведенных на рисунке 17в эпюр остаточных относительных удлинений на концевых участках этих стержней, отличающихся в 1,5÷2 раза в пользу арматуры класса А500СП.

Таким образом, экспериментально установлено, что применение арматуры класса А500СП взамен А500С в изгибаемых железобетонных элементах позволяет повысить сопротивление их наклонных сечений, особенно при доминирующем действии в этом сечении изгибающего момента, обеспечивая при этом повышенную надежность анкеровки участков стержней как обрываемых в пролете, так и заводимых за опору арматуры.

**В четвертой главе** приводятся основанные на результатах опытов и изложенных в главах 2 и 3 принципах расчетов, практические рекомендации по оценке несущей способности (с конкретными числовыми примерами) и по рациональным конструктивным решениям элементов многоэтажных железобетонных зданий с целью обеспечения их устойчивости против прогрессирующего обрушения при воздействии особых нагрузок.

**Методика расчета прочности железобетонных балок каркасного здания для предотвращения прогрессирующего обрушения с учетом динамического характера нагрузки и влияния усилий от распора**

Суть расчета заключается в оценке несущей способности конструкций каркасного здания после внезапного удаления одной из колонн первого этажа (угловой, крайней, промежуточной).

Прочность элементов поврежденного каркаса должна быть обеспечена при действии квазистатической нагрузки, эквивалентной динамической:

$$q_{pl} = K_{dv} \cdot q_0, \quad (17)$$

где:  $q_0 = (q_{пост} + \psi_1 q_{длит})$ ,  $q_{пост}$ ,  $q_{длит}$  - значения нормативных нагрузок;  
 $\psi_1 = 0,95$  – коэффициент для длительных нагрузок при их особом сочетании.

Коэффициент динамичности по нагрузке  $K_{dv}$  определяется по формуле (8).

В результате расчета должно быть выполнено условие:

$$q_{pl} \leq q_{ud}, \quad (18)$$

где:  $q_{ud}$  - предельная нагрузка, которую может выдержать конструкция.

Для неразрезных балок перекрытия каркасного здания с двумя одинаковыми пролетами при варианте удаления промежуточной (средней) колонны:

$$q_{ud} = \frac{8}{l^2} (M_{ud}^{sup} + M_{ud}^{sp}), \quad (19)$$

где:  $M_{ud}^{sp}$  - пластический момент внутренних усилий в сечении балок над удаленной промежуточной (средней) колонной;  $M_{ud}^{sup}$  - пластический момент в опорных (у крайних колонн) сечениях балок.

$$M_{ud}^{(sup)(sp)} = R_{bd} b h_0^2 \xi_d (1 - 0,5 \xi_d) + R_{scd} A_s (h_0 - a'), \quad (20)$$

$$\text{где: } \xi_d = \frac{R_{sd} A_s - R_{scd} A_s'}{R_{bd} b h_0} \geq \frac{2a'}{h_0}. \quad (21)$$

Если условие (21) не соблюдается, что может быть при избыточном количестве сжатой арматуры, то в формулы (20) и (21) вместо  $R_{scd}$  подставляется  $\sigma_{scd}$ , значение которого определяют по формулам (22), (23) и (24).

$$\text{При } \frac{a'}{h_0} \leq \xi_d < \frac{2a'}{h_0}, \text{ вместо } R_{scd} \text{ подставляем } \sigma_{scd} = \frac{\xi_d h_0 R_{scd}}{2a'}. \quad (22)$$

$$\text{При } \xi_{min.d} \leq \xi_d < \frac{a'}{h_0}, \text{ для вычисления } \xi_d \text{ принимаем } \sigma_{scd} = 0,5 R_{scd} \quad (23)$$

$$\text{и } \sigma_{scd} = 0 \text{ для } M_{ud}^{(sup)(sp)} = R_{bd} b h_0^2 \xi_d (1 - 0,5 \xi_d); \quad (24)$$

$\xi_{min.d}$  по таблице 4.

Таблица 4 – Расчетные характеристики рекомендуемые для проектирования

| Расчетные характеристики              |     | Класс арматуры   |             |
|---------------------------------------|-----|------------------|-------------|
|                                       |     | A500             | B500        |
| $R_{sn}/R_{sd}$ , МПа                 |     | 500/550          | 500         |
| $\varepsilon_{s2l}/\varepsilon_{s2d}$ |     | 0,025/0,05       | 0,025       |
| $K_{pl}/K_{pld}$                      |     | 5,56/10,5        | 5,56        |
| $\xi_{min}/\mu_{min}$ , %             | B30 | 0,11/0,48        | 0,11/0,48   |
|                                       | B40 | 0,096/0,56       | 0,096/0,56  |
|                                       | B50 | 0,083/0,6        | 0,083/0,6   |
| $\xi_{min,d}/\mu_{min,d}$ , %         | B30 | 0,054/0,26       | 0,11/0,48   |
|                                       | B40 | 0,045/0,28       | 0,096/0,56  |
|                                       | B50 | 0,038/0,3        | 0,083/0,6   |
| $\xi_{max}/\xi_{max,d}$               |     | $\leq 0,35/0,25$ | $\leq 0,35$ |



Коэффициент пластичности  $K_{pld}$  для вычислений  $K_{dv}$ , по формуле (8), определяется по формуле (1) для сечений неразрезных балок, имеющих до разрушения средней колонны максимальные значения расчетных изгибающих моментов и соответствующее армирование, то есть минимальные значения  $K_{pld}$  и максимальные  $K_{dv}$ .

Если условие (18) не выполняется, то при  $\frac{h}{l} > \frac{1}{30}$  следует учесть влияние распора на увеличение несущей способности балки.

Для этого определяем  $H_{max}$  и  $M_H$  по формулам (16), (10) для нормального сечения над разрушаемой колонной.

$$\text{Тогда} \quad q_{ud} = \frac{8}{l^2} \left( M_{ud}^{(sup)} + M_{ud}^{(sp)} + M_H \right). \quad (25)$$

При этом необходимо соблюдать условие  $M_H \leq 0,5 M_{ud}^{(sp)}$ . Если и тогда условие (18) не обеспечивается, то следует увеличить прочность арматуры, ее сечение или сечение балки для выполнения условия:

$$M_{ud}^{(sp)} = \frac{q_{pl} l^2}{8} - M_{ud}^{(sup)} - M_H. \quad (26)$$

Расчет повторяется в случае изменения значения  $\xi_d$  сечения, рассчитываемого с учетом  $K_{pld}$  и  $K_{dv}$ . Для обоснования  $R_s$  для арматуры класса А500СП и определения  $K_{dv}$  приведены графики на рисунках 18 и 19.

В четвертой главе предлагается также методика комплексного нелинейного компьютерного расчета железобетонных безригельных перекрытий каркасных зданий на статические и кратковременные динамические нагрузки с целью предотвращения прогрессирующего разрушения. На конкретных примерах приводятся результаты расчетов вариантного проектирования безригельных перекрытий с различными геометрическими параметрами капителей колонн, дается их технико-экономическая оценка. Здесь же представлена принципиальная блок-схема комплексного расчета железобетонных перекрытий каркасных зданий (рисунок 20).

**В пятой главе** приводятся примеры использования материалов диссертации при разработке, производстве и применении арматурного проката, технического нормирования, проектирования и изготовления железобетонных конструкций, основные из которых перечислены в разделе автореферата «Практическое значение работы, внедрение и достоверность результатов».

Предложения автора, внесенные в нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций (СП 63.13330.2012), предусматривают возможность их дальнейшего совершенствования по мере накопления опытных данных по влиянию вида поверхности арматуры на ее сцепление с бетоном, расширяют области использования холоднодеформированной арматуры, в результате разделения на В500 (с увеличением  $R_s$  и  $R_{sc}$ ) и Вр500, стимулируя развитие ее производства. Разрешено при соответствующем обосновании принимать в расчетах по

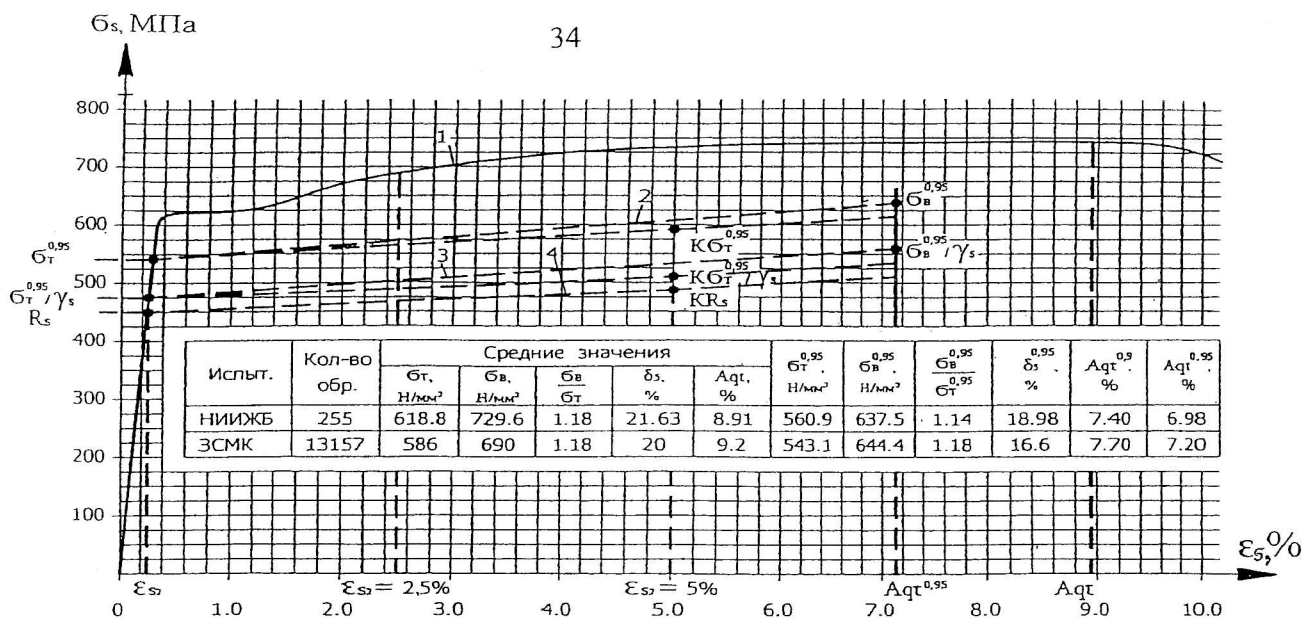


Рисунок 18 – Диаграммы растяжения арматуры класса А500СП Ø 10-40мм производства Западно-Сибирского металлургического комбината:  
1–фактическая по испытаниям НИИЖБ; 2-идеализированная по испытаниям ЦЗЛ ОАО «ЗСМК» в 2010, 2011, 2012, 2013 гг.; 3-расчетная по данным испытаний ОАО «ЗСМК»,  $\gamma_s=1,15$ ; 4-расчетная для проектирования,  $K=\frac{\sigma_{\sigma}}{\sigma_m} \geq 1,08$

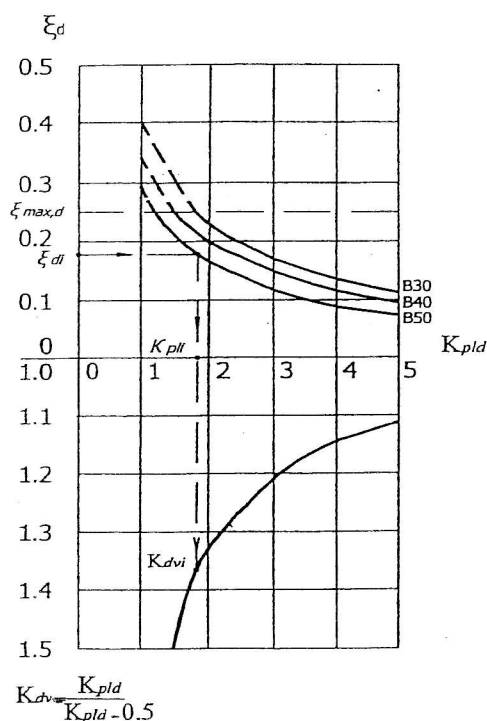


Рисунок 19- Зависимость  $K_{dv}$  от  $K_{pld}$  и  $\xi_d$   
 $A_s$  - класс А500;  $A'_s=0$

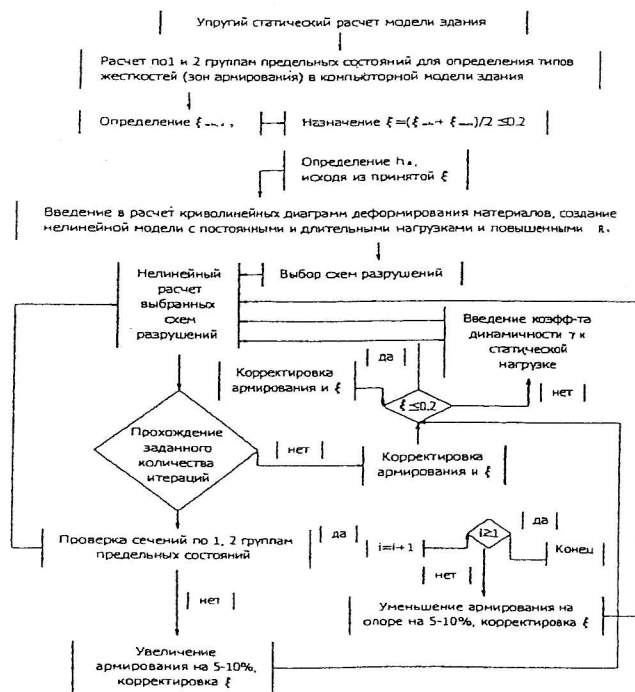


Рисунок 20 – Принципиальная блок-схема комплексного расчета железобетонных перекрытий каркасных зданий

деформационной модели криволинейные диаграммы арматуры и значения  $\varepsilon_{s2} > 0,025$ . Это позволит увеличить коэффициент пластичности  $K_{pl}$  расчетных сечений, а следовательно, уменьшить коэффициент динамичности  $K_{dv}$  по усилиям, что будет способствовать снижению рабочего армирования железобетонных конструкций при их проектировании с учетом воздействия особых нагрузок.

В нормы проектирования по строительству в сейсмических районах (СП 14.13330.2011 и СТО 36554501-016-2009) для железобетонных конструкций внесены пониженные значения  $\xi_R$  в зависимости от расчетной балльной сейсмичности (для 7, 8 и 9 баллов соответственно 0,85; 0,7 и 0,5), что позволит исключить переармирование расчетных сечений изгибаемых элементов и обеспечит возможность их глубокого пластического деформирования без опасений хрупких разрушений. Помимо этого данное ограничение  $\xi_R$  вынуждает конструктора к увеличению высоты опорных сечений изгибаемых элементов перекрытий за счет применения капителей колонн и вутов на концевых участках балочных элементов, что в свою очередь позволит увеличить их сопротивление действию поперечной силы.

Известно, что в результате повышенного содержания углерода арматурная сталь марки 35ГС класса А400 (А-III) представляет опасность в случае ее сварки дуговыми прихватками, нередко применяемой на строительной площадке для фиксации арматуры и арматурных изделий. Введенное ограничение использования арматуры класса А400 из стали марки 35ГС в нормы по сейсмостойкому строительству позволит повысить его безопасность, также как и ограничение использования арматурной проволоки класса Вр-1 (Вр500), имеющей очень низкое значение относительных деформаций при предельном усилии ( $Agt \leq 1,5\%$ ). Принятые рекомендации по целесообразности использования для поперечного армирования стержней периодического профиля класса А400, А500 или В500 диаметром не менее 8 мм усилят связи верхней и нижней горизонтальной арматуры перекрытий, что позволит снизить опасность горизонтального расслоения поперечных сечений элементов перекрытия в предельной стадии сопротивления, в том числе и из-за потери устойчивости сжатой арматуры.

Внесены в нормы для сейсмостойкого строительства также рекомендации по использованию для армирования плоских плит безригельных перекрытий каркасных зданий не менее 30% рабочей арматуры в виде групп протяженных сварных неразрезных каркасов, располагаемых по осям сетки колонн и в полосах действия максимальных изгибающих моментов. Это значительно снизит риск прогрессирующего разрушения конструкций и уменьшит их деформативность при эксплуатационных нагрузках.

Внедрение в практику проектирования арматурной стали класса А500СП с расчетным сопротивлением  $R_s = 450$  МПа (рисунок 18) вместо А400 позволило получить экономию арматуры в следующих конструкциях массового применения:

- Серия жилых панельных зданий до 24 этажей И-155 – до 15%;

- Серия 1.038.1-1. Перемычки брусковые для жилых и общественных зданий  $2 \div 20\%$ ;
- Серия 2.017-3 вып.1. Железобетонные элементы оград (заборов) -  $2 \div 10\%$ ;
- Серия 1.011.1. вып.1, 8. Сваи забивные железобетонные. Сваи цельные сплошные квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой -  $14 \div 31\%$ ;
- Серия зданий 1.420-12 Колонны –  $0,4 \div 20,1\%$ ;
- Серия зданий РС 2261-92 Колонны легкого каркаса – до  $20\%$ ;
- Серия 1.020-1/83 вып.1-1- Фундаменты , вып.2-7 и 2-9 Колонны –  $4,5 \div 18,6\%$ ;
- Серия 3.006.1-2,87 вып.2 части 1 и 2, вып. 2 – Сборные железобетонные каналы и тоннели из лотковых элементов -  $1,3 \div 19,6\%$ .

Под руководством автора разработан «Каталог арматурных изделий для строительства монолитных железобетонных зданий. Здесь показано экономическое преимущество применения арматуры класса А500СП вместо А500С, дающее в среднем 3-5% снижение расхода металла.

Арматурный прокат класса А500СП нашел широкое признание у проектировщиков и строителей еще и потому, что его применение из-за узнаваемости по виду профиля значительно упростило контроль за армированием, обеспечило уверенность проектировщиков в безопасности проектирования с экономическим эффектом, а следовательно значительно увеличило объемы использования арматуры класса А500 вместо А400(А-III).

В качестве вспомогательного материала для проектирования разработаны таблицы взаимозаменяемости арматуры классов А400 (А-III) и А500С на А500СП и В500С с промежуточными диаметрами, которые позволяют без выполнения расчетов конструкций производить эффективное конструирование арматурных каркасов и сеток с модульными размерами ячеек. За счет творческого использования материалов этих таблиц при проектировании возможна экономия арматуры в отдельных случаях до 25% и более.

### **Основные выводы, предложения, результаты внедрения**

1. Безопасность зданий и сооружений из железобетона при воздействии всех видов особых нагрузок в значительной степени определяется эффективностью армирования сечений элементов конструкций и возможностью их пластического деформирования, обуславливаемых свойствами выбранных при проектировании видов арматуры, методиками расчета и принципами конструирования.

2. Выполнены исследования способствовавшие массовому внедрению термомеханически упрочненного арматурного проката новых классов А400С, А500, А600 (Ат-IVС), А800 (Ат-V), изготавливаемого из низколегированных марок сталей с использованием высокотехнологичных методов её непрерывной разливки и продольного разделения заготовки арматуры в процессе проката (слиттинг-процесс), а также холоднодеформированного проката класса В500, что позволило снизить себестоимость арматуры и повысить экономическую эффективность строительства с сохранением его безопасности.



3. Разработаны, запатентованы и исследованы четыре новых вида профиля арматуры, с условными названиями «овальный», «квадратный», «трефовидный» и «серповидный четырехсторонний». Установлено, что наиболее технологичным в производстве и эффективным в применении является серповидный четырехсторонний профиль. Этот вид профиля принят для массового изготовления арматуры класса прочности 500 МПа (А500СП) на ОАО «Евраз – Объединенный ЗСМК» (г. Новокузнецк). За 10 лет суммарный объем производства арматуры класса А500СП превысил 2,5 миллиона тонн.

4. Проведены сопоставительные исследования механических свойств при растяжении и сжатии статической и однократной динамической нагрузкой и сцепления с бетоном арматуры классов А500, А600, А800, А1000 и А1200 с разными профилями поверхности. Установлены коэффициенты динамического упрочнения при сжатии, произведена опытная оценка и даны рекомендации по учету влияния эффекта Баушингера на прочностные и деформативные характеристики арматуры.

5. Экспериментально показано, что разработанный серповидный четырехсторонний профиль обуславливает высокие характеристики прочности и деформативности сцепления арматуры с бетоном. По этим характеристикам арматура с новым профилем в эксплуатационной стадии не уступает арматуре с кольцевым профилем и превосходит европейскую арматуру, а в стадии пластического деформирования эффективней (по энергоемкости сопротивления сцепления) как кольцевой, так и европейской арматуры.

6. Исследования сжатых железобетонных элементов при статических и однократных динамических нагрузках выявили целесообразность армирования сжатого бетона арматурой класса А500 и более высокой прочности, то есть с деформациями, соответствующими физическому или условному пределу текучести, равными или несколько превышающими по величине предельные деформации бетона при сжатии. Динамическое упрочнение сталей при сжатии может достигать значений их динамического упрочнения при растяжении. В испытанных образцах с арматурой классов А300 предельное динамическое усилие в арматуре превысило статическое на 10-30%, А400 – на 13%, А600 – на 6-7%. Расчет прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов при кратковременном динамическом нагружении можно производить по методике СП 63.13330-2012 с учетом коэффициентов динамического упрочнения растянутой и сжатой арматуры и бетона.

7. Экспериментально показана эффективность использования в слабоармированных железобетонных изгибаемых элементах ( $\xi \leq 0,25$ ) без предварительного напряжения для повышения их прочности арматуры класса А500, А600 и выше. Это позволит снизить расход арматуры при проектировании изгибаемых элементов перекрытий зданий с учетом предотвращения прогрессирующего обрушения конструкций, когда требования, относящиеся ко второму предельному состоянию (трещины, прогибы), не учитываются.

Установлена линейная зависимость увеличения несущей способности балок при увеличении усилий от распора как при кратковременных нагружениях, так и при испытаниях после длительной выдержки под нагрузкой.

8. Экспериментально продемонстрированы преимущества армирования изгибаемых железобетонных элементов сталью класса А500СП по показателям трещиностойкости и деформативности. Превышения опытных средних относительных деформаций растянутой арматуры и прогибов при разрушающей нагрузке над их значениями при достижении в арматуре предела текучести у балок с  $\xi \approx 0,08$  с арматурой класса А500СП ( $f_R = 0,075$ ) были значительно выше чем у балок с арматурой класса А500С ( $f_R = 0,057$ ). Это свидетельствует об эффективности применения арматуры с новым профилем с целью обеспечения возможности перераспределения усилий в статически неопределимых изгибаемых элементах при более высоких величинах относительных деформаций и напряжений в рабочей арматуре, а следовательно с увеличением коэффициента пластичности ( $K_{pl}$ ) нормальных сечений.

9. Выполненные исследования подтвердили высокую остаточную несущую способность, деформативность и трещиностойкость слабоармированных балок ( $\xi \leq 0,25$ ) после кратковременного нагружения с достижением больших пластических и упругопластических деформаций ( $K_{pl} \approx 3$ ) в арматуре классов А500, А600 и А800. Сопоставление площадей петель гистерезиса деформирования арматуры классов А500С и А500СП указывают на преимущества последней.

10. Использование в изгибаемых железобетонных элементах арматурной стали класса А500СП вместо А500С позволяет обеспечить более эффективное сопротивление их наклонных сечений действию поперечных сил, особенно при доминирующем действии изгибающего момента.

11. На основании результатов выполненных исследований для внесения в нормативные документы и пособия по проектированию предложены следующие расчетные и конструктивные требования.

11.1 В изгибаемых элементах, воспринимающих статическую нагрузку, расчетное значение сопротивления растяжению для арматуры класса А500СП рекомендуется принимать равным  $R_s = 450 \text{ МПа}$ . Это обосновывается высокой однородностью механических свойств данной арматуры, производимой только ОАО «Евраз-Объединенный ЗСМК» и гарантированным браковочным минимумом предела текучести арматуры  $\sigma_t \geq 515 \text{ МПа}$  по ТУ 14-1-5254-2006\*, обеспечивающих выполнение п.6.2.8 СП 63.13330.2012 по величине коэффициента надежности по арматуре равным  $\gamma_s = 1,15$  (рисунок 18). Целесообразно использовать при проектировании повышение  $R_s$  в зависимости от величины  $\xi$  путем умножения на коэффициент условий работы  $\gamma_{si}$ , определяемый по известной формуле  $\gamma_{si} = 1,08 - 0,08 \frac{\xi}{\xi_R}$ .

11.2 Максимальное расчетное значение сопротивления сжатию при статическом кратковременном нагружении рекомендуется принимать для арматуры

классов: А500СП –  $R_{sc}=450$  МПа, А600 –  $R_{sc}=470$  МПа, А800 и А1000 –  $R_{sc}=500$  МПа, нормативное сопротивление сжатию для А500СП – 500 МПа, А600, А800 и А1000 – 550 МПа.

11.3 При проектировании изгибаемых железобетонных элементов с учетом воздействия кратковременных динамических нагрузок следует принимать величину относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_{max} \leq 0,25$  для обеспечения эффективного перераспределения усилий.

11.4 При расчете изгибаемых и внецентренно сжатых элементов на аварийные кратковременные динамические нагрузки расчетные значения сопротивления бетона и арматуры при растяжении и сжатии целесообразно принимать как произведение нормативного сопротивления  $R_{sn}$  на коэффициенты динамического упрочнения ( $\gamma_{bcv}$ ,  $\gamma_{sv}$  или  $\gamma_{scv}$  по таблице 1).

11.5 В расчетах остаточной несущей способности железобетонных конструкций, имеющих историю аварийного (кратковременного динамического, сейсмического) нагружения, в которых арматура достигала деформации растяжения  $0,005 < \varepsilon_s < 0,015$ , при последующем нагружении ее совместно с бетоном сжимающим усилием следует принимать коэффициенты условий работы:

- для сжатой и растянутой арматуры: при статическом нагружении  $\gamma_{si}=0,4$ ; кратковременном динамическом и сейсмическом  $\gamma_{si}=0,5$  при  $\gamma_{bcv}=1,0$ ;
- для сжатого бетона при статическом и кратковременном динамическом нагружении  $\gamma_{bi}=0,8$  и  $\gamma_{bcv}=1,0$ .

11.6 При расчетах с использованием нелинейной деформационной модели предельные значения относительной деформации для арматуры ( $\varepsilon_{s,ult}$ ), независимо от вида профиля поверхности, следует принимать при кратковременном динамическом и сейсмическом нагружении для класса А500 и А600  $\varepsilon_{s,ult}=0,05$ , класса А800 и А1000  $\varepsilon_{s,ult}=0,015$ .

11.7 При расчете длины анкеровки арматуры, помимо других факторов следует учитывать характеристики периодического профиля. В формуле по определению  $R_{bond}=\eta_1\eta_2R_{bt}$  рекомендуется для арматуры с  $f_R \geq 0,075$  (А500СП) коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности  $\eta_1=2,8$ .

Для коэффициента  $\eta_2$ , учитывающего влияние размера диаметра стержней арматуры, принять следующие значения для класса А500СП:

1,0 – для диаметров  $d_s \leq 32$  мм и диаметров 36 и 40 мм при расчете анкеровки выпусков арматуры из монолитных железобетонных массивов (фундаментов)\*;

0,9 – при диаметре арматуры 36 мм и 40 мм для армирования всех прочих конструкций;

11.8 Для арматуры с профилем, имеющим нормированное значение характеристики сцепления  $f_R \geq 0,075$  в расчетной формуле по определению ширины раскрытия трещин  $a_{crc} = \varphi_1\varphi_2\varphi_3\psi_s (\sigma_s/E_s) \cdot \ell_s$  целесообразно принимать пониженное

---

\* Предложение инженера Квасникова А.А.

значение учитывающего вид профиля продольной арматуры коэффициента  $\varphi_2$ , равное 0,35.

11.9 Для конструкций ответственных зданий и сооружений, рассчитываемых на действие аварийных и сейсмических нагрузок, предпочтительно применение арматуры класса А500СП (с серповидным четырехсторонним профилем).

12. Проектирование изгибаемых железобетонных элементов при выполнении условия  $\xi_{min.d} \leq \xi_d \leq \xi_{max.d}$  обеспечивает в экстремальных ситуациях возможность безопасной работы конструкций зданий при значительных пластических деформациях. Происходящее при этом перераспределение усилий между расчетными сечениями конструкции предопределяет возможность существенного снижения коэффициента динамичности  $K_{dv}$ .

13. Разработаны для проектирования:

- предложения к расчету по предельным состояниям, армированию сжатых и изгибаемых железобетонных элементов, учитывающие характеристики пластичности арматуры и её сцепления с бетоном, а также влияние усилий от распора, при статических и кратковременных динамических нагружениях, направленные на предотвращение прогрессирующего обрушения конструкций;

- предложения по методике комплексной расчетной оценки несущей способности и стойкости против прогрессирующего обрушения монолитных железобетонных конструкций каркасных зданий при статических и кратковременных динамических нагрузках посредством использования компьютерных программ для нелинейного расчета, учитывающих пластическое деформирование арматуры разной прочности;

- рекомендации по конструированию армирования железобетонных конструкций, проектируемых с учетом воздействия особых нагрузок.

14. Переработано и внедрено более 26 наименований серий типовой проектной документации для применения арматуры класса А500СП и В500 взамен арматуры класса А400 (А-III), что позволило обеспечить реальную экономию металлопроката при производстве железобетонных конструкций серий до 28%.

15. Предложения, касающиеся совершенствования расчета и конструирования армирования железобетонных конструкций зданий для обеспечения их безопасности и предотвращения прогрессирующего обрушения используются при проектировании и экспертизе зданий и частично внедрены в актуализированные строительные нормативные документы.

Предложенная методика была успешно использована для оценки несущей способности при аварийных нагружениях и устойчивости против прогрессирующего разрушения железобетонных конструкций зданий повышенного уровня ответственности ТРМК «МореМолл» в г.Сочи площадью 165 тысяч м<sup>2</sup>, «Президент-Отель» в г.Москве и других с монолитным железобетонным каркасом.



**Основное содержание диссертации отражено и использовано в следующих работах:**

### **Монографии**

1. Новое о прочности железобетона. Под ред. К.В.Михайлова, М., Стройиздат. – 1977. – С. 198-223.
2. Тихонов И.Н. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий. М. - 2007. – 170 с.
3. Тихонов И.Н., Мешков В.З., Расторгуев Б.С. Проектирование армирования железобетона. ЦНТП им. Г.К.Орджоникидзе. –М. - 2015. - 273с.

### **Статьи в научных журналах и сборниках научных трудов**

4. Тихонов И.Н. Поведение железобетонных элементов при центральном сжатии однократной динамической нагрузкой до разрушения: Сборник «Железобетонные конструкции»/ КуИСИ. 1975. – С. 143-151.
5. Белобров И.К., Тихонов И.Н. Несущая способность внецентренно сжатых железобетонных элементов при действии кратковременных динамических нагрузок: Реферативн. сборник /Сейсмостойкое строительство.- М.: ЦНИИСК, 1975. - №2. – С. 13-16.
6. Тихонов И.Н. Предложения по расчету предельных деформаций изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов при действии однократных динамических нагрузок. Сборник «Надежность и качество железобетонных конструкций»/ КуИСИ, 1977. - 14 с.
7. Тихонов И.Н. «Некоторые особенности поведения железобетонных элементов при статическом и однократном динамическом сжатии близком к центральному». Сб. науч. тр. / Железобетонные конструкции и технология их изготовления. - М.: Стройиздат. НИИЖБ, 1978. - №40. – С. 4-10.
8. Тихонов И.Н. Оценка влияния распора на работу железобетонных балок при кратковременном динамическом нагружении: Реферативный сборник / Сейсмостойкое строительство. - М.: ЦНИИСК, 1979. - №1. – С. 6-8.
9. Тихонов И.Н., Мартынов А.А., Красовская Г.М., Стеблов А.Б., Дышлевич В.Ф. Высокопрочная стержневая арматура производства мини-заводов //Бетон и железобетон. – 1990. - №6. – С. 9-11.
10. Тихонов И.Н., Белобров И.К., Зайцев Л.Н., Беловешкин В.Т., Шарипов Р.Ш. Повреждения железобетонных конструкций предприятий стройиндустрии при землетрясении в Армении // Бетон и железобетон. – 1990. - №8. – С. 2-3.
11. Тихонов И.Н., Леви М.И., Соколов В.П., Никольский В.А., Чебыкин Б.А., Пономарева С.А. Применение стали класса Ат-IVC при производстве панелей перекрытий жилых домов //Бетон и железобетон. – 1990. - №11. - С. 4-5.
12. Тихонов И.Н. Расчет сечений железобетонных элементов при действии кратковременных динамических нагрузок // Бетон и железобетон. – 1991. - №9. – С. 18-20.

13. Семечкин А.Е., Семченков А.С., Мадатян С.А., Тихонов И.Н. Применение арматурной стали класса А500С в строительстве жилых домов из монолитного железобетона // Бетон и железобетон. – 2002. - №4. – С. 9-12.

14. Тихонов И.Н., Мешков В.З., Судаков Г.Н. Эффективная стержневая арматура // Бетон и железобетон. – 2004. - №5. - С. 18-23.

15. Тихонов И.Н. Арматурный прокат для ответственных зданий и сооружений, в том числе проектируемых с учетом аварийных нагрузок и предотвращения прогрессирующего обрушения. Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды 2-ой Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону. М.: - 2005. – Том 5. –С. 524-536.

16. Балакин М.Д., Мещеряков А.С., Форкачев А.А., Тихонов И.Н. Жилые дома серии И-155, проектируемые с учетом предотвращения прогрессирующего обрушения. // Промышленное и гражданское строительство. - 2005. - №8. - С. 19-21.

17. Тихонов И.Н., Гуменюк В.С., Кириленко О.М. Современные требования к арматуре, поставляемой в мотках. // Бетон и железобетон. – 2006. - №1. – С. 7-11.

18. Тихонов И.Н., Мешков В.З., Судаков Г.Н. О нормировании анкеровки стержневой арматуры // Бетон и железобетон. – 2006. - №3. - С. 2-7.

19. Тихонов И.Н., Гуменюк В.С. Анализ требований СП 52-101-2003 к арматуре класса прочности 500 МПа // Бетон и железобетон.–2006. - №4. - С. 6-11.

20. Тихонов И.Н., Козелков М.М., Демидов А.Д. К проектированию зданий из железобетона с учетом защиты от прогрессирующего обрушения //Бетон и железобетон. – 2006. - №6. – С. 6-10.

21. Тихонов И.Н., Мешков В.З., Саврасов И.П. Влияние формы периодического профиля арматуры на прочность и деформативность сцепления с бетоном при растягивающих усилиях в стержнях, превышающих предел текучести: Сб. науч. тр. /НИИЖБ/ – М.: – 2007. – 80-летие НИИЖБ им.А.А.Гвоздева. – С. 57-58.

22. Тихонов И.Н. Проектирование элементов зданий из железобетона на аварийные нагрузки с учетом свойств арматурного проката // Строительная механика и расчет сооружений. – 2007. - №4. – С. 52-56.

23. Тихонов И.Н., Мешков В.З., Судаков Г.Н. К дискуссии по статье «О нормировании анкеровки стержневой арматуры» //Бетон и железобетон. – 2007. - №1. - С. 28-30.

24. Тихонов И.Н., Штригер К.Ф., Балакин М.Д., Мещеряков А.С., Волкодаев Ю.К. Новая конструкция безрулонной кровли для крыш с теплым чердаком из сборного железобетона для жилых домов серии И-155 //Бетон и железобетон. – 2007. - №2. - С. 4-7.

25. Тихонов И.Н., Гуменюк В.С. О расчетном сопротивлении сжатию арматуры, упрочненной в холодном состоянии // Метизы. – 2008. - №2. - С. 26-30.

26. Тихонов И.Н., Козелков М.М. Расчет и конструирование железобетонных монолитных перекрытий зданий с учетом защиты от прогрессирующего обрушения // Бетон и железобетон. – 2009. -№3. – С. 2-8.

27. Тихонов И.Н. Снижение стоимости строительства из железобетона при оптимальном проектировании армирования // Жилищное строительство. – 2009. - №7. – С. 2-7.

28. Тихонов И.Н. Снижение стоимости строительства из железобетона при использовании унифицированных арматурных изделий // Жилищное строительство. – 2009. - №8. – С. 2-6.

29. Тихонов И.Н. Обоснование целесообразности разработки и внедрения унифицированного стандарта (ГОСТ Р) «Прокат арматурный свариваемый для армирования железобетонных конструкций //Метизы. – 2009. - №1. – С. 6-9.

30. Тихонов И.Н. Актуальные вопросы проектирования безбалочных перекрытий из монолитного железобетона. //Жилищное строительство. – 2010. - №3. – С. 2-5.

31. Семченков А.С., Тихонов И.Н., Мешков В.З., Савохин Е.С. Об изменениях в нормативных документах по проектированию железобетонных конструкций, касающихся вопросов безопасности строительства и деформативности армирования // БСТ. – 2010. - №4. – С.36-39.

32. Тихонов И.Н., Саврасов И.П. Экспериментальные исследования предельных состояний железобетонных балок с арматурой класса прочности 500 МПа // Жилищное строительство. – 2010. - №8. – С. 31-38.

33. Тихонов И.Н., Саврасов И.П. Исследования прочности железобетонных балок с арматурой класса А500 при действии поперечных сил //Жилищное строительство. – 2010. - №9. – С. 32-37.

34. Тихонов И.Н. Проектирование эффективного армирования железобетонных конструкций зданий // ЖБИ и конструкции. - 2010. - №1. - С. 16-21.

35. Тихонов И.Н., Гуменюк В.С. К вопросу об оценке влияния холодного упрочнения арматуры на ее сопротивление сжатию //ЖБИ и конструкции. – 2010. - №2. – С. 16-20.

36. Тихонов И.Н., Грановский А.В., Доттуев А.И., Мещеряков А.С. Оптимизация конструктивных решений стыков крупнопанельных зданий массового строительства // Бетон и железобетон. – 2011. - №2. - С. 5-7.

37. Тихонов И.Н., Гуменюк В.С. Современные требования к сварным стыковым соединениям термомеханически упрочненной арматуры классов прочности 400 и 500 Н/мм<sup>2</sup>// Бетон и железобетон. – 2012. - №4. - С. 6-9.

38. Тихонов И.Н. Эффективное армирование железобетонных конструкций без предварительного напряжения // Промышленное и гражданское строительство. - 2013. - №1. - С. 25-27.

39. Тихонов И.Н. Принципы расчета прочности и конструирования армирования балок перекрытий зданий из монолитного железобетона для предотвращения прогрессирующего разрушения // Жилищное строительство.- 2013. - №2. - С. 40-45.

40. Тихонов И.Н. Оценка эффективности арматурного проката с различными видами профиля поверхности // Строительные материалы. – 2013. - №3. - С. 29-34.

41. Тихонов И.Н. Исследования железобетонных элементов с эффективной арматурой класса А500: Сборник «85 лет в стройкомплексе Москвы и России»/ М.: НИИЖБ им.А.А.Гвоздева. – 2013. - С. 179-190.

42. Тихонов И.Н. Об исследованиях и проектировании несущих элементов зданий из железобетона с целью предотвращения прогрессирующего обрушения. Вестник «НИЦ «Строительство». НИИЖБ им.А.А.Гвоздева, №9 (XXXII) .- 2014. – С. 99-117.

43. Тихонов И.Н., Гуменюк В.С., Казарян В.А. Механические свойства при сжатии горячекатаной арматуры класса А400 после остаточной деформации растяжением.//Бетон и железобетон. - 2014. - №2. – С. 5-9.

44. Тихонов И.Н., Гуменюк В.С., Казарян В.А. Механические свойства при растяжении и сжатии холоднодеформированной арматуры класса В500С.//Бетон и железобетон. - 2014. - №2. – С. 9-13.

45. Тихонов И.Н., Штритер К.Ф., Иванова О.В., Петров Ю.С., Мещера Т.Б., Лебедев М.И. Проектирование шестнадцатиэтажных крупнопанельных домов с учетом сейсмических нагрузок. //Жилищное строительство. - 2014. - №5. – С. 43-45.

46. Тихонов И.Н., Козелков М.М., Расторгуев Б.С. Основы проектирования железобетонных конструкций с учетом защиты зданий от прогрессирующего обрушения. //Бетон и железобетон. - 2014.- №6. – С. 22-29.

47. Тихонов И.Н., Мешков В.З., Армирование железобетонных конструкций с целью предотвращения прогрессирующего обрушения.//Бетон и железобетон – взгляд в будущее. Научные труды 3-й Всероссийской (международной) конференции по бетону и железобетону. –Том 1. – Москва. - 2014. – С. 379-388.

#### **Авторские свидетельства и патенты**

48. А.С. SU 1203214 А. Россия. Индустриальная крыша. Тихонов И.Н., Алексеев Н.П., Будылин А.И., Липецкий В.Ф. -3802362/29-33; заявл. 15.10.84, опубл. 07.01.86., Бюлл.№1. //Открытия. Изобретения.

49. А.С. SU 1609911 А1. Россия. Арматурный стержень периодического профиля. Токмаков В.А., Горбанев А.А., Галенко Ю.С., Парусов В.В., Олейник В.А., Мадатян С.А., Тихонов И.Н., Натапов А.С., Богданов Н.А., Медведев В.В., Лепешкин В.И., Савьюк А.Н. Институт черной металлургии. – 4645840/23-33; заявл. 05.12.88; опубл. 30.11.90, Бюлл. №44. //Открытия. Изобретения.

50. Патент №2015270. Россия. Арматурный стержень периодического профиля. Мамедов Т.И., Судаков Г.Н., Тихонов И.Н., Черненко В.Т., Асанов В.Н., Масленников А.В., Дышлевич В.Ф., Бобренок Г.Л., Стеблов А.Б., Ходырев В.А., Бондаренко А.Н. НИИ бетона и железобетона. Белорусский металлургический завод. – 4944437/33, заявл. 11.06.91, опубл. 30.06.94. Бюлл. №12.//Открытия. Изобретения.

51. Патент №2074084. Россия. Линия для заготовки и упрочнения арматурных стержней. Ивченко А.В., Гуль Ю.П., Хавалджи В.А., Дудар М.И., Полигушко Б.Н., Тихонов И.Н., Овечко В.Г. -92008753/08; заявл. 26.11.92; опубл. 27.02.97, Бюлл. №6.//Открытия. Изобретения.



52. Патент №2133805. Россия. Арматурный стержень периодического профиля. Мадатян С.А., Гусев Б.В., Звездов А.И., Черненко В.Т., Тихонов И.Н., Титов И.А., Фридлянов Б.Н., Басов Г.А., Воробьев Н.И., Мухатдинов Н.Х., Погорелов А.И., Маслаков А.А. НИИ бетона и железобетона. – 98111779/03; заявл. 18.06.98; опубл. 27.07.99., Бюлл. №21. //Открытия. Изобретения.

53. Патент №2247200. Россия. Арматурный стержень периодического профиля. Тихонов И.Н., Судаков Г.Н., Мешков В.З., Андрианов Н.В., Бондаренко А.Н., Маточкин В.А., Тищенко В.А. Белорусский металлургический завод. НИИ бетона и железобетона. -2003129793/03; заявл. 08.10.2003; опубл. 27.02.2005., Бюлл. №11 //Открытия. Изобретения.

54. Патент на полезную модель №1452. Республика Беларусь. Арматурный стержень периодического профиля. Тихонов И.Н., Судаков Г.Н., Мешков В.З., Андрианов Н.В., Бондаренко А.Н., Маточкин В.А., Тищенко В.А. Белорусский металлургический завод; НИИ бетона и железобетона. –И 20030424; заявл. 07.10.2013; опубл. 30.06.2004. // Бюлл. №12.

55. Патент №2252991. Россия. Арматурный стержень периодического профиля. Тихонов И.Н., Звездов А.И., Судаков Г.Н., Мухамедиев Т.А., Стеблов А.Б., Мешков В.З., Андрианов Н.В., Бондаренко А.Н., Маточкин В.А., Тищенко В.А. НИИ бетона и железобетона; ЗапСибметкомбинат. -2003119675/03; заявл. 03.07.2003; опубл. 27.05.2005., Бюлл. №15.// Открытия. Изобретения.

56. Патент на полезную модель №1912. Республика Беларусь. Арматурный стержень периодического профиля. Тихонов И.Н., Звездов А.И., Судаков Г.Н., Мухамедиев Т.А., Мешков В.З., Андрианов Н.В., Бондаренко А.Н., Маточкин В.А., Тищенко В.А., Гуленков В.Ю. Белорусский металлургический завод – И 20040482; заявл. 25.10.2004., опубл. 25.10.2004.

57. Международная заявка №РСТ/PU 2004/000249. Арматурный стержень периодического профиля. Заявители НИИ бетона и железобетона, Тихонов И.Н.; заявл. 29.06.2004, опубл. 13.01.2005; номер международной публикации WO 2005/003483 A1.

58. Патент №2283929. Россия. Арматурный стержень периодического профиля. Тихонов И.Н., Гуменюк В.С. -2005116893/03; заявл. 02.06.2005; опубл. 20.09.2006, Бюлл. №26. // Открытия. Изобретения.

59. Евразийский патент №007826. Арматурный стержень периодического профиля. Тихонов И.Н., Звездов А.И., Судаков Г.Н., Мухамедиев Т.А., Мешков В.З., Андрианов Н.В., Бондаренко А.Н., Маточкин В.А., Тищенко В.А. «НИЦ» «Строительство», Западно-Сибирский металлургический комбинат. -200600514, заявл. 29.06.2004., дата выдачи 27.02.2007.

60. Патент №82725. Украина. Арматурный стержень периодического профиля. НИЦ «Строительство», Тихонов И.Н., ОАО «ЗСМК». –а 200605035, заявл. 29.06.2004; зарегистрировано 12.05.2008.

61. Патент №IAP 03637. Узбекистан. Арматурный стержень периодического профиля. НИЦ «Строительство», Тихонов И.Н., ОАО «ЗСМК». №IAP 20060184; заявл. 29.06.2004, опубл. 08.03.2008.

62. Патент №445858. Китай. Арматурный стержень периодического профиля. «НИЦ» «Строительство», Тихонов И.Н., ОАО «ЗСМК» №ZL 2004 8 0022778.7; заявл. 29.06.2004, опубл. 26.11.2008.

63. Патент №251629. Индия. Арматурный стержень периодического профиля. «НИЦ» «Строительство», Тихонов И.Н., ОАО «ЗСМК»; заявл. 29.06.2004, опубл. 27.03.2012.