

Б.С. Соколов

ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ ЗДАНИЙ



Б.С. СОКОЛОВ

**ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ
СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ ЗДАНИЙ**



Издательство Ассоциации строительных вузов
Москва
2010

УДК 642.02.86

Рецензенты:

академик РААСН, д.т.н., проф. Карпенко Н.И., НИИ СФ

чл.-корр. РААСН, д.т.н., проф. Король Е.А., МГСУ

Рассмотрено, одобрено и рекомендовано на научно-техническом совете ЗАО «Казанский ГипроНИИАвиаПром» 07.04.2009 г.

Соколов Б.С. Прочность и трещиностойкость стеновых панелей зданий: Монография / Казанский государственный архитектурно-строительный университет. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2010. – 128 с.

ISBN 978-5-93093-727-5

В монографии изложен новый подход к расчету железобетонных стеновых панелей зданий и сооружений с использованием теории сопротивления бетона и железобетона при сжатии и каркасно-стержневого аналога. Предложенные решения можно применять при рассмотрении более широкого круга конструкций и их частей, объединенных в класс коротких высоких элементов – консолей, ростверков, перемычек, подрезок, ригелей, опорных узлов ферм, арок и др., а также в расчетах бетонных и железобетонных элементов при действии местной нагрузки. Поэтому материал монографии рекомендуется использовать в учебном процессе как при рассмотрении общих вопросов теории железобетона, так и при расчете различных конструкций, при выполнении научных исследований бакалаврами, магистрантами и аспирантами, в реальном проектировании, т.к. полученные результаты способствуют получению эффективных решений панелей при обеспечении конструкционной безопасности и эксплуатационной пригодности зданий и сооружений. Кроме того, рассмотренные вопросы способствуют развитию нового направления в общей теории железобетона.

ISBN 978-5-93093-727-5

Соколов Б.С., 2010
Издательство АСВ, 2010

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
1. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ПАНЕЛЕЙ	6
2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ПЛОСКИХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ СЖАТИИ	8
2.1. Основные положения, рабочая гипотеза о механизме разрушения бетона при сжатии	8
2.2. Модель разрушения бетона при сжатии	9
2.3. Использование модели разрушения для оценки прочности бетона, работающего в условиях двухосного сжатия	13
2.4. Трещиностойкость и прочность железобетонных элементов	16
2. КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ ПАНЕЛЕЙ	22
3.1. Методологические основы моделирования	22
3.2. Результаты расчетов панелей-балок-стенок разных конструктивных решений	24
3.3. Напряженное состояние в сжимающем силовом потоке	43
3.4. Использование каркасно-стержневого аналога для расчета панелей-балок-стенок	46
4. ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ	50
4.1. Плосконапряженные элементы	50
4.2. Однопролетные бетонные и железобетонные балки-стенки	53
4.3. Перемычки стен и колонн	72
4.4. Панели с отверстиями и проемами	77
4.5. Составные балки-стенки	84
5. ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ПЛОСКОНАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И ПАНЕЛЕЙ	86
5.1. Плосконапряженные элементы	86
5.2. Однопролетные панели со сплошной стенкой	89
5.3. Перемычки стен и колонн	101
5.4. Панели с отверстиями и проемами	106
5.5. Составные балки-стенки	110

6. СРАВНЕНИЕ ОПЫТНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ РЕЗУЛЬТАТОВ	112
6.1. Плосконапряженные элементы	112
6.2. Однопролетные железобетонные балки-стенки	115
6.3. Перемычки стен и колонн	119
6.4. Балки-стенки составные, с отверстиями и проемами	121
7. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ КОНСТРУКТИВНЫХ ФОРМ И АРМИРОВАНИЯ ПАНЕЛЕЙ-БАЛОК-СТЕНОК	122
ОБЩИЕ ВЫВОДЫ	123
ЛИТЕРАТУРА	124

ВВЕДЕНИЕ

По характеру работы в несущей системе здания панели можно разделить на два класса:

- панели, воспринимающие сжимающие усилия;
- панели, испытывающие изгиб.

Несмотря на имеющиеся различия, общей их чертой является работа материала конструкций в условиях плоского напряженного состояния. Для оценки его прочности и трещиностойкости разработана физическая модель разрушения, на основе которой создана теория сопротивления бетона при сжатии.

Панели, испытывающие изгиб, являются балками-стенками, характерной особенностью которых является превращение в предельном состоянии в распорные системы, что позволяет представить их работу в виде каркасно-стержневого аналога – КСА. КСА состоит из плосконапряженных элементов – полос, направленных вдоль преобладающих сжимающих и растягивающих силовых потоков. Для оценки их прочности, сопротивления образованию и раскрытия трещин использована разработанная автором теория. Это позволило создать новые методики расчета панелей различных конструктивных решений, предложить эффективные принципы их конструирования.

Надежность расчетного аппарата подтверждена результатами многофакторных численных исследований напряженно-деформированного состояния, физическими экспериментами, в которых была изучена работа более 500 образцов отечественными и зарубежными учеными.

Необходимо отметить, что изучению рассматриваемых конструкций посвящено большое количество работ, результаты которых использованы в монографии. Поэтому автор выражает глубокую признательность участникам решения одной из актуальных проблем теории и практики железобетона, изложенной в монографии, и рецензентам работы академику Н.И. Карпенко, чл.-корр. РААСН Е.А. Король за ценные замечания и пожелания, отмеченные и высказанные при подготовке рукописи к изданию.

1. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ПАНЕЛЕЙ

Стеновые панели работают в составе конструктивной системы, выполняют ограждающие и несущие функции, обеспечивают конструкционную безопасность и эксплуатационную пригодность зданий и сооружений. Они испытывают различные виды воздействий, вызывая в материале конструкций плоское напряженное состояние. В зависимости от предъявляемых требований панели выполняют одно- и многослойными, из тяжелого и легкого бетонов, одно- и многопролетными, с отверстиями и проемами, составными.

При работе на изгиб панели рассматривают как балки-стенки, т.е. плосконапряженные конструкции, в которых высота (h) и длина (L) соизмеримы ($L/h \leq 2$), а толщина значительно меньше этих двух размеров (до 10 раз). К балкам-стенкам относится большой класс строительных конструкций и элементов, используемых при проектировании жилых, гражданских, промышленных зданий и сооружений специального назначения (рис. 1.1).

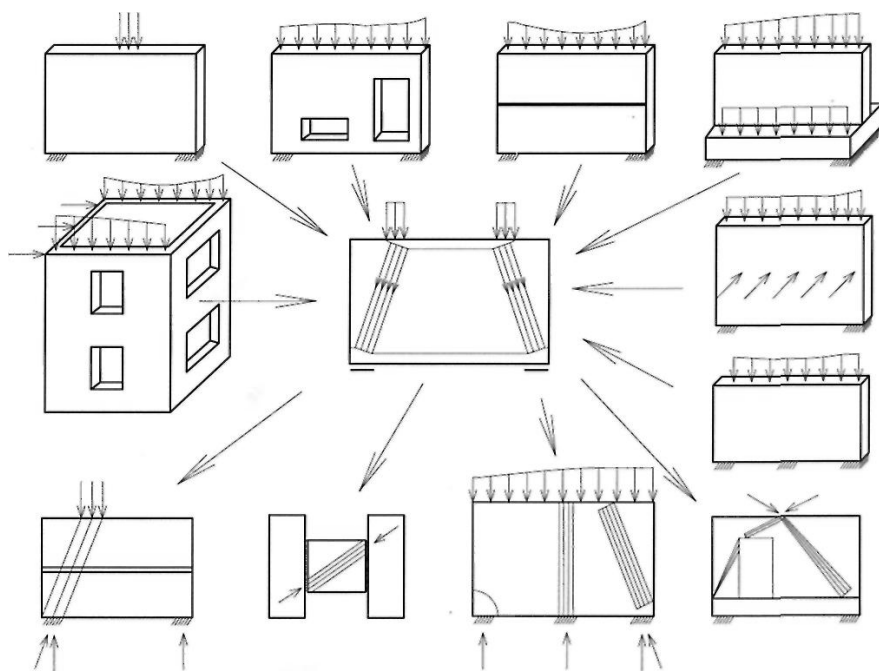


Рис. 1.1. Конструктивные решения балок-стенок

Балками-стенками являются горизонтальные и вертикальные диафрагмы зданий и сооружений. Это несущие стены, диски перекрытий, выполненные в сборном, монолитном, сборно-монолитном железобетоне. Они могут иметь отверстия и проемы, воспринимать горизонтальные и вертикальные нагрузки, действие изгибающих и крутящих моментов.

К балкам-стенкам относятся стеновые панели, опирающиеся на рандбалки, а также несущие панели типа панель-ригель и стена-ригель, используемые в крупнопанельных жилых домах с нежилыми первыми этажами.

Напряженное состояние таких систем зависит от соотношения жесткостей стены и ригеля, расположения и размеров проема, жесткости перемычек, прочностных и деформативных характеристик материала контактных швов, их конструктивного решения. Несущая способность систем с большими проемами определяется прочностью перемычек, которые выполняют функции связей сдвига и являются защемленными балками-стенками, так как монолитно связаны с простенками. В отличие от свободно опертых балок-стенок в них действуют постоянная по величине поперечная сила и знакопеременный изгибающий момент. Перемычки проектируют прямоугольного и таврового профиля, а в зданиях из сборного железобетона – составными с разделительным швом.

К балкам-стенкам прикладывается различная нагрузка, что вызывает необходимость изменения их конструктивного решения. Они выполняются с торцовым и средним ребрами, таврового, двутаврового и переменного по высоте поперечного сечения. Нагрузка может располагаться у края, в средней части, быть взаимонаправленной и приложенной через площадки разных размеров, что вызывает разрушение от смятия, отрыва, раздавливания.

Краткое описание используемых в строительстве панелей-балок-стенок показывает многообразие их решений, что затрудняет разработку единого подхода к их расчету по предельным состояниям. Поэтому, как правило, при проектировании пользуются результатами расчетов на ЭВМ по упругой стадии и с учетом физической нелинейности железобетона. Такие расчеты, кроме конкретных решений при тщательно спланированном численном эксперименте, позволяют выявить общие закономерности в работе конструкций различных конструктивных решений и разработать единый подход к их расчету. Применению компьютерного моделирования для анализа напряженно-деформированного состояния рассматриваемых элементов и конструкций посвящена глава 3.

2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ПРОЧНОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ПЛОСКИХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ СЖАТИИ

Основой для разработки методик расчета панелей служит теория сопротивления анизотропных материалов сжатию [15, 16, 18 и др.]. Ниже приведены основные ее положения, рабочая гипотеза о механизме разрушения материалов при сжатии, описание модели разрушения и ее развитие.

2.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ, РАБОЧАЯ ГИПОТЕЗА О МЕХАНИЗМЕ РАЗРУШЕНИЯ БЕТОНА ПРИ СЖАТИИ

Изучение и анализ научной, технической и нормативной литературы, посвященной исследованиям сжатых элементов, показали, что в сжимающем силовом потоке между грузовыми и опорными площадками существуют две области напряженного состояния: область сжатия-сжатия непосредственно под площадками и сжатия-растяжения – между ними. Размеры областей зависят, в основном, от отношения длины площадок к высоте элемента. Разрушение материала в силовом потоке может происходить в обеих областях. Однако, поскольку прочность материала в области сжатия-растяжения меньше, чем в области сжатия-сжатия, разрушение в большинстве случаев начинается с области сжатия-растяжения. При этом под грузовыми и опорными площадками формируются уплотнения в виде клиньев, повторяющих в основании форму площадок (пирамиду, конус и др.), под действием которых, по мере увеличения внешних усилий от нуля до разрушающих, происходит изменение напряженно-деформированного состояния в области сжатия-растяжения, характеризующееся тремя стадиями – упругой, стадией образования и раскрытия трещин, стадией разрушения.

Это позволяет выдвинуть рабочую гипотезу, заключающуюся в следующем. В области сжатия-сжатия образуются уплотнения в виде клиньев, под действием которых при увеличении нагрузок происходит разрушение бетона в области сжатия-растяжения сжимающего силового потока от преодоления сопротивления материала отрыву, сдвигу и раздавливанию.

На основании этой гипотезы разработана физическая модель, описывающая процесс разрушения материала при сжатии, обоснованы стадии изменения напряженно-деформированного состояния.

2.2. МОДЕЛЬ РАЗРУШЕНИЯ БЕТОНА ПРИ СЖАТИИ

Для получения условия прочности в общем виде рассмотрен плоский элемент с соотношением сторон $L/h=1$ при нагружении локальной нагрузкой в средней части его длины, образующей вертикальный сжимающий силовой поток. В нем в соответствии с рабочей гипотезой в сжимающем силовом потоке между грузовой и опорной площадками образуются две области напряженного состояния: область сжатия-сжатия непосредственно под площадками и сжатия-растяжения – между ними. Размеры областей зависят, в основном, от длины площадок и их отношения к высоте элемента.

Под грузовыми и опорными площадками формируются уплотнения в виде клиньев, повторяющих в основании форму площадок (пирамиду, конус и др.). По мере увеличения внешних усилий в области сжатия-растяжения происходит изменение напряженно-деформированного состояния, которое характеризуется тремя стадиями (рис. 2.1).

Стадии 1 и 1а – соответственно упругая стадия и стадия перед образованием вертикальных трещин при достижении главными растягивающими напряжениями предельного сопротивления бетона растяжению. Характер распределения главных напряжений в обеих зонах показан на рис. 2.1, а. В областях под площадками возникает двухосное сжатие, а эпюра распределения главных растягивающих напряжений в области сжатия-растяжения близка по форме к прямоугольной. С достижением значений этими напряжениями сопротивления материала отрыву (растяжению) наступает стадия 1а – стадия перед образованием трещин. Она может быть положена в основу расчета по образованию вертикальных трещин. При этом, учитывая характер распределения главных растягивающих напряжений, их эпюру по высоте сжато-растянутой области можно принять прямоугольной.

Стадия 2 (рис. 2.1, б) – стадия развития вертикальной трещины между вершинами клиньев. Характер эпюры главных растягивающих напряжений предопределяет ее динамичное развитие до области сжатия-сжатия. Для железобетонных элементов эту стадию можно принять за основу при расчете по раскрытию трещин. Дальнейшее очевидное распространение трещины заключается в обходе зоны двухосного сжатия вдоль граней клиньев, что приводит к третьей стадии – стадии разрушения.

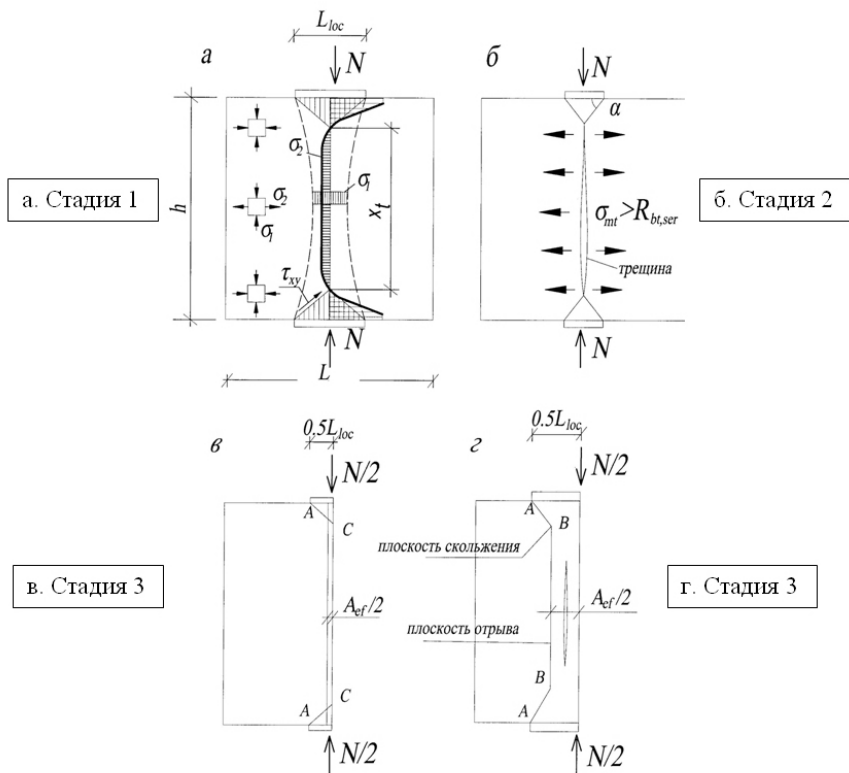


Рис. 2.1. Стадии напряженно-деформированного состояния в сжато-растянутой области сжимающего силового потока

Стадия 3 (рис. 2.1, в, з) – стадия разрушения. Возможны два случая разрушения в зависимости от кинетического потенциала энергии, реализуемого после образования вертикальной трещины. Случай первый – если энергии достаточно для преодоления сопротивления материала сдвигу вдоль граней клина, разрушение совпадает с моментом появления трещины, и она проходит вдоль плоскости клина. Случай второй – если энергии не достаточно для преодоления сопротивления материала сдвигу вдоль граней клина, трещина останавливается у их вершин. Опыты показывают, что первый случай разрушения характерен для элементов, имеющих соотношение грузовых и опорных площадок $L_{loc} / h \leq 0.3$, в второй случай – при $L_{loc} / h > 0.3$. Второй случай разрушения характеризуется появлением вторичных клиньев с выделением ядра сжатия (A_{ef}). Он положен в

основу при разработке физической модели разрушения бетонных и железобетонных элементов, отражающей процесс разрушения от ряда факторов, в т.ч. от соотношения L_{loc} / h . Для железобетонных элементов с продольной и поперечной арматурой стадия разрушения наступает с достижением напряжения в ней предельных значений. Однако, степень участия арматуры в сопротивлении разрушению можно определить только экспериментальным путем.

В соответствии с изложенным, на рис. 2.2 показана модель разрушения бетонных элементов в сжимающем силовом потоке между двумя, расположенными соосно, площадками одинаковых размеров, соответствующая 3-й стадии напряженного состояния, в виде расчетной схемы.

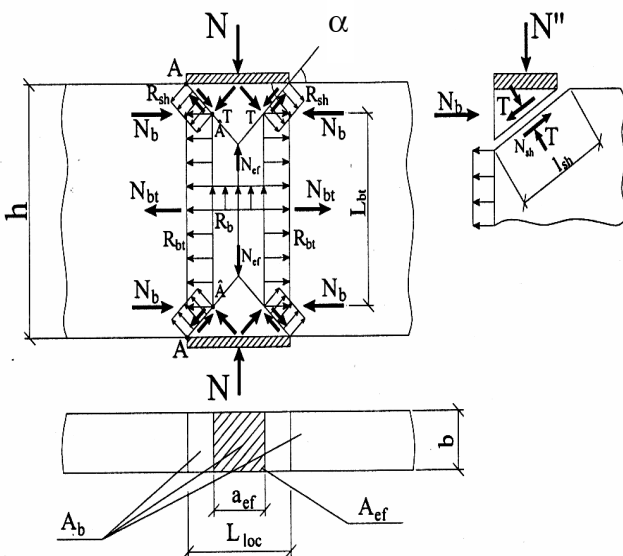


Рис. 2.2. Модель разрушения для оценки прочности бетона при сжатии

Как и любая схема для расчета, она должна иметь три характеристики:

- геометрические;
- физические;
- статические.

Геометрические характеристики.

Горизонтальные размеры клиньев равны размерам грузовых площадок, а их высота – разнице между общей высотой элемента и высотой сжато-растянутой зоны (L_{bt}) между вершинами клиньев,

которая может быть определена по углу α , уточнена по результатам численных и физических экспериментов. По высоте сжаторастянутой зоны (L_{bt}), по углу наклона граней клина (α) и размерам грузовых площадок вычисляется плоскость скольжения (L_{sh}), определяемая соединением вершины трещины с наружными гранями грузовых площадок. Размеры сжатого ядра сечения (a_{ef}) равны расстоянию между наклонными составляющими вертикального усилия, которые действуют ортогонально к плоскости сдвига и вызывают появление вертикальных трещин от отрыва бетона.

Учитывая перечисленное, ниже приведены формулы для определения геометрических характеристик модели:

$$L_{bt} = h - L_{loc} \cos \alpha \sin \alpha, \quad (2.1)$$

$$L_{sh} = 0.5 L_{loc} \cos \alpha, \quad (2.2)$$

$$a_{ef} = L_{loc} \sin^2 \alpha, \quad (2.3)$$

где h, L_{loc} – высота элемента и длина опорной и грузовой площадки передачи внешних усилий – являются исходными данными;

– угол α определен по результатам численных и физических (главы 3, 4) экспериментов для двух стадий – стадии 1 и 3 соответственно.

Физические характеристики в расчетных зонах модели приняты в соответствии со статическим принципом метода предельного равновесия, допускающего одновременное достижение расчетными напряжениями предельных значений: в зоне сжатия-растяжения – сопротивления материала отрыву, в зоне скольжения клина – сопротивления сдвигу, в зоне раздавливания – сопротивления сжатию. Для бетона перечисленные предельные сопротивления – соответственно R_{bt}, R_{sh}, R_b .

Статические характеристики определяют условие равновесия внешних (N) и внутренних (N_{ult}) сил, нарушение которого приводит либо к разрушению, когда $N > N_{ult}$, либо обеспечению прочности, если $N \leq N_{ult}$.

Внутренние усилия вычисляют произведением площади расчетной зоны на сопротивление материала разрушению. Тогда сопротивление отрыву равно:

$$N_{bt} = R_{bt} b L_{bt},$$

сдвигу

$$N_{sh} = R_{sh} b L_{sh},$$

Соколов Борис Сергеевич

Прочность и трещиностойкость стеновых панелей зданий: Монография / Казанский государственный архитектурно-строительный университет. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2010. – 128 с.

Редактор: *В.П. Бурмакин*
Дизайн обложки: *Н.С. Романова*
Компьютерная верстка: *В.П. Бурмакин*

Лицензия ЛР № 0716188 от 01.04.98.
Подписано к печати 30.12.2009. Формат 60х90/16
Бумага офс. Гарнитура Таймс. Печать офсетная.
Усл. п. л. 8,0. Заказ . Тираж 500 экз.

Издательство Ассоциации строительных вузов (АСВ)
129337 Москва, Ярославское шоссе, 26, отдел реализации – оф. 511
Тел./факс: (499) 183-56-83. E-mail: iasv@mgsu.ru.
Сайт издательства: <http://www.iasv.ru>