

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»
(ПГУАС)

М.В. Кочеткова, О.В. Снежкина

**ОЦЕНКА МЕТОДОВ РАСЧЁТА
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РОСТВЕРКОВ**

Пенза 2015

УДК 624.156.04

ББК 38.58

К75

Рецензенты: доктор технических наук, профессор, зав. кафедрой «Управление качеством и технологии строительного производства», Заслуженный изобретатель России В.И. Логанина (ПГУАС)
кандидат технических наук, доцент, главный инженер проекта «ООО Гражданпроект» С.В. Зворыгина

Кочеткова М.В.

К75 Оценка методов расчёта железобетонных ростверков: моногр. / М.В. Кочеткова, О.В. Снежкина. – Пенза: ПГУАС, 2015. – 148 с.
ISBN 978-5-9282-1240-7

В данной монографии рассмотрена проблема расчёта железобетонных элементов в виде балок и ростверков свайных фундаментов под колонны при многорядном расположении свай. Предложены методы расчета прочности ростверков на основе каркасно-стержневой модели, расширены границы определения коротких балок по пролету среза при расчете прочности. Предложены методы оценки трещиностойкости и ширины раскрытия трещин коротких железобетонных балок.

Издание подготовлено на кафедрах «Управление качеством и технологии строительного производства» и «Математика и математическое моделирование» и предназначено для работников строительной сферы, а также студентов, обучающихся по направлению 08.03.01 «Строительство».

ISBN 978-5-9282-1240-7

© Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, 2015

© Кочеткова М.В., Снежкина О.В., 2015

ВВЕДЕНИЕ

Строительство играет важнейшую роль в экономическом развитии государства. Его эффективность во многом зависит от уровня проектирования, совершенства методов расчета и конструирования несущих элементов различных зданий и сооружений. Наиболее широко в строительстве используются свайные фундаменты. Ростверки свайных фундаментов относятся к малоизученным конструкциям. Действующие нормы не содержат рекомендаций по расчету данных конструкций. Проектирование ростверков осуществляется на основе приближенных методов расчета, которые базируются на балочных аналогиях. Такой расчет даёт неудовлетворительные результаты, в несколько раз отличающиеся от опытных величин.

На протяжении многих лет в Пензенском университете архитектуры и строительства проводились исследования коротких элементов по комплексной программе под руководством профессора Т.И. Барановой. Исследования начинались с коротких балок и их разновидностей. Далее исследовались ленточные свайные ростверки под стеновые конструкции и свайные ростверки под колонны. Для определения прочности коротких элементов, к которым относятся и балки, и ростверки, были предложены каркасно-стержневые модели и разработаны расчетные зависимости.

В данной работе рассмотрена проблема расчёта прочности железобетонных коротких балок и ростверков свайных фундаментов под колонны при многорядном расположении свай. Также предложены методы оценки трещиностойкости и ширины раскрытия трещин коротких железобетонных балок.

Монография состоит из четырех разделов. Первый и второй разделы монографии написаны М.В. Кочетковой, третий и четвертый – О.В. Снежиной.

В первом разделе данной книги проведен анализ существующих методов расчета и ранее проведенных исследований ростверков свайных фундаментов.

Во втором разделе предложены расчетные пространственные каркасно-стержневые модели многорядных ростверков свайных фундаментов под колонну, метод оценки прочности многорядных ростверков свайных фундаментов под колонну, принцип рационального армирования многорядных ростверков свайных фундаментов под колонну.

В третьем разделе данной книги проведен анализ существующих методов расчета и ранее проведенных исследований коротких железобетонных балок и их разновидностей.

В четвертом разделе представлены методы расчета прочности и трещиностойкости коротких железобетонных балок.

1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РОСТВЕРКОВ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

В связи с острой проблемой совершенствования методов расчета ростверков свайных фундаментов, на кафедре строительных конструкций Пензенского государственного университета архитектуры и строительства разработана программа исследований ростверков, большая часть которой уже реализована. Начинались исследования с ленточных ростверков свайных фундаментов при однорядном, двухрядном и шахматном расположении свай, а также ростверков свайных фундаментов под колонну, опирающихся на три и четыре сваи. Разработаны методы расчета и конструирования указанных конструкций на основе каркасно-стержневых моделей. Такие модели хорошо описывают физическую работу ростверков. Установлено, что при увеличении количества свай изменяется характер сопротивления ростверков. Становится очевидной актуальность и необходимость дальнейших исследований.

Согласно разработанной программе исследований, изучено напряженно-деформированное состояние ростверков с количеством свай, равным шести, восьми и двенадцати, выявлен характер образования и развития трещин для ростверков с количеством свай шесть и восемь, исследована неравномерность работы свай-стоек и определены величины разрушающей силы в зависимости от основных факторов. Предварительно сделан анализ нормативных методов расчета; изучен метод расчета коротких элементов, в том числе расчет трех-четырёхсвайных ростверков под колонну, ранее разработанных на кафедре железобетонных конструкций в ПГУАС.

По результатам экспериментально-теоретических исследований разработаны пространственные каркасно-стержневые модели и определены расчетные зависимости для оценки прочности ростверков свайных фундаментов под колонну при многорядном расположении свай. Полученный метод расчета и конструирования ростверков доведен до уровня использования его в практике проектирования.

Рассмотрим приближенные методы расчета, используемые при проектировании свайных фундаментов в нашей стране, а также за рубежом.

1.1. Методы расчета

Нормативные методы расчета

Ростверк является элементом свайного фундамента, опирающимся на куст свай. Согласно Нормам расчет ростверков по прочности производят на продавливание ростверков колонной, на продавливание угловой сваей плиты ростверка по поперечной силе в наклонных сечениях и на изгиб ростверка. Рассмотрим поочередно указанные виды расчетов.

Расчет на продавливание колонной центрально нагруженных ростверков свайных фундаментов с кустами из четырех и более свай выполняют по формуле (1.1) из условия, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, высота которой равна расстоянию по вертикали от рабочей арматуры плиты до низа колонны, а боковые грани, проходящие от наружных граней колонны до внутренних граней свай, наклонены к горизонтали под углом не менее 45° и не более угла, соответствующего пирамиде со значением $c = 0,4 \cdot h_0$ (рис. 1.1):

$$F_{per} \leq \frac{R_{bt} h_0}{\alpha} \sum_{i=1}^{i=m} u_i \frac{h_0}{c_i}; \quad (1.1)$$

где F_{per} – расчетная продавливающая сила, равная сумме реакций всех свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания, определяемая из условия

$$F_{per} = N \frac{n_1}{n}.$$

Здесь N – продольная сила, действующая в сечении колонны у верхней горизонтальной грани ростверка;

n – число свай в ростверке;

n_1 – число свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций с учетом коэффициента условий работы бетона;

h_0 – рабочая высота сечения ростверка на проверяемом участке;

u – полусумма оснований i -й боковой грани фигуры продавливания с числом граней m ;

c_i – расстояние от грани колонны до боковой грани сваи, расположенной за пределами фигуры продавливания;

α – коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы на плитную часть через стенки стакана.

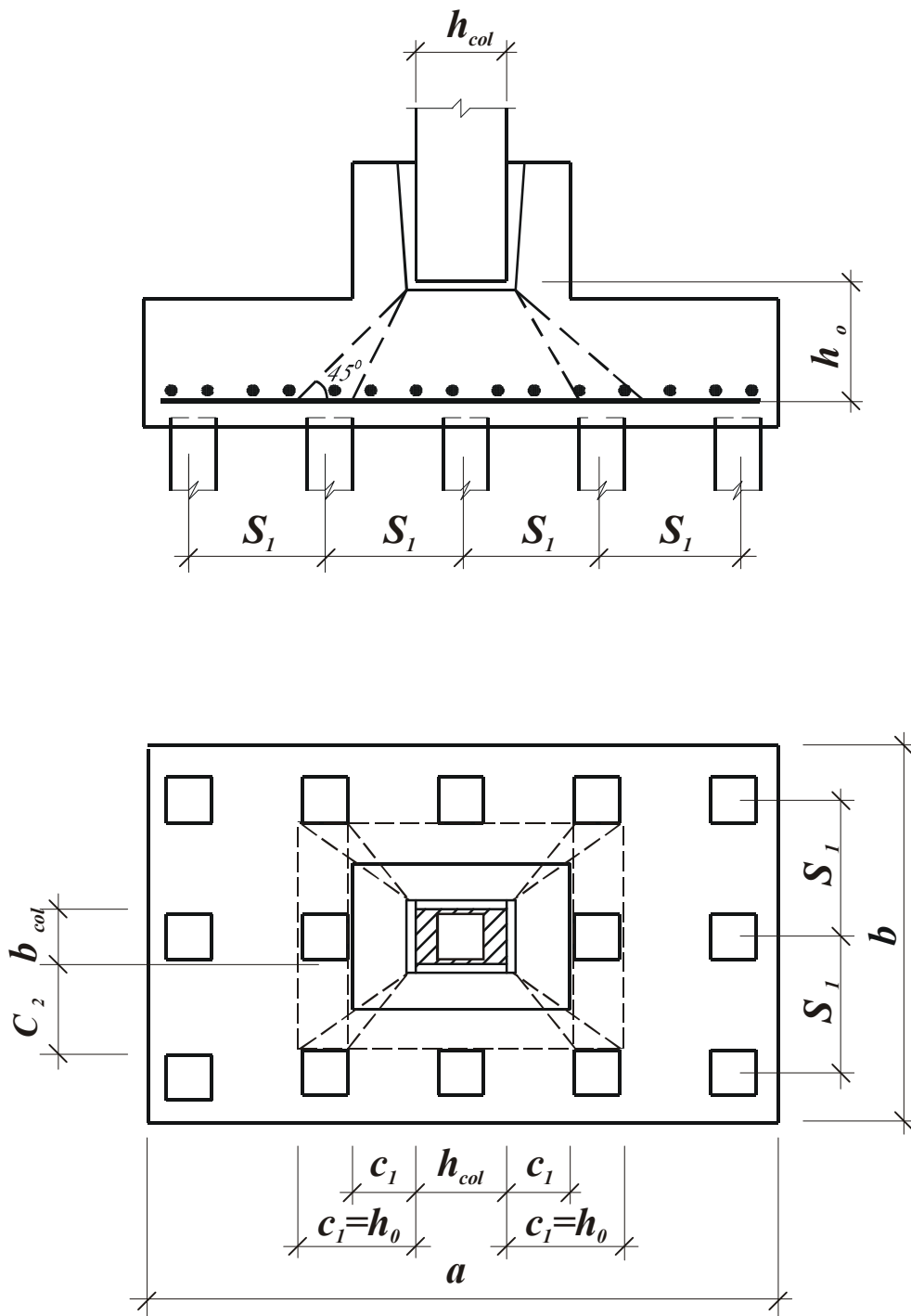


Рис. 1.1. Схема образования пирамид продавливания под сборной железобетонной колонной при многорядном расположении свай

При расчете центрально-нагруженных ростверков на продавливание колонной прямоугольного сечения формула (1.1) приобретает следующий вид:

$$F_{per} \leq \frac{2h_0 R_{bt}}{\alpha} \left[\frac{h_o}{c_1} (b_{col} + c_2) + \frac{h_o}{c_2} (h_{col} + c_1) \right], \quad (1.2)$$

где b_{col} , h_{col} – размеры сечения колонны;

c_1 – расстояние от грани колонны с размером b_{col} до параллельной ей плоскости, проходящей по внутренней грани ближайшего ряда свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания.

c_2 – расстояние от грани колонны с размером h_{col} до параллельной ей плоскости, проходящей по внутренней грани ближайшего ряда свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания.

Отношение $\frac{h_0}{c_i}$ принимают не менее 1 и не более 2,5;

при $c_i > h_0$, c_i принято равным h_0 ;

при $c_i < 0,4 h_0$, c_i принято равным $0,4 h_0$.

Расчет на продавливание колонной внецентренно нагруженных ростверков производят по тем же формулам, что и на продавливание центрально нагруженных ростверков, но при этом расчетную величину продавливающей силы принимают равной

$$F_{per} = 2 \sum F_i,$$

где $\sum F_i$ – сумма реакций всех свай, расположенных с одной стороны от оси колонны в наиболее нагруженной части ростверка за вычетом реакций свай, расположенных в зоне пирамиды продавливания с этой же стороны от оси колонны.

При многорядном расположении свай помимо расчета на продавливание колонной по пирамиде продавливания, боковые стороны которой проходят от наружной грани колонны до ближайших граней свай, должна быть проведена проверка на продавливание ростверка колонной в предположении, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, две или все четыре боковые стороны которой наклонены под углом 45° ; при этом реакции свай, находящихся в пределах площади нижнего основания пирамиды продавливания, не учитывают.

Расчет ростверков на продавливание угловой сваей производят по условию:

$$F_{ai} \leq R_{bt} h_{01} \sum_{i=1}^{i=m} u_i \beta_i, \quad (1.3)$$

где F_{ai} – расчетная нагрузка на угловую сваю с учетом моментов в двух направлениях, включая влияние местной нагрузки;

h_{01} – рабочая высота сечения, равная расстоянию от верха свай до верхней горизонтальной грани плиты ростверка или его нижней ступени;

u_i – полусумма оснований i -й боковой грани фигуры продавливания высотой h_{01} , образующейся при продавливании плиты ростверка угловой сваей;

β_i – коэффициент, определяемый по формуле

$$\beta_i = k \frac{h_{0i}}{c_{0i}}, \quad (1.4)$$

здесь k – коэффициент, учитывающий снижение несущей способности плиты ростверка в угловой зоне.

В преобразованном виде формула (1.3) будет иметь вид

$$F_{a_{ii}} \leq R_{bt} h_{01} \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right], \quad (1.5)$$

где $\beta_1 = k_1 \cdot \frac{h_{01}}{c_{01}}$; $\beta_2 = k_2 \frac{h_{01}}{c_{02}}$;

b_{01}, b_{02} – расстояния от внутренних граней угловых свай до наружных граней плиты ростверка;

c_{01}, c_{02} – расстояния от внутренних граней угловых свай до ближайших граней подколонника ростверка или до ближайших граней ступени при ступенчатом ростверке (рис. 1.2);

β_1 и β_2 – значения этих коэффициентов принимают по Нормам.

Расчет по прочности наклонных сечений ростверков на действие поперечной силы производят по формуле

$$Q \leq 1,5 b h_0 R_{bt} \frac{h_0}{c}, \quad (1.6)$$

где $Q = \sum F_i$ – сумма реакций всех свай, находящихся за пределами наиболее нагруженной части ростверка с учетом большего по величине изгибающего момента;

b – ширина подошвы ростверка;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных конструкций с учетом коэффициента условий работы бетона;

h_0 – расчетная высота ростверка;

c – длина проекции наклонного сечения, принимается равной расстоянию от плоскости внутренних граней свай до ближайших подколонника или ступени ростверка, а при плитных ростверках – до ближайшей грани колонны значение $\frac{h_0}{c}$ принимают не менее 0,4 и не более 1,67 (рис. 1.3).

Расчет прочности ростверков на изгиб производят в сечениях по грани колонны, а также по наружным граням подколонника ростверка или по граням ступеней ростверка (рис. 1.4).

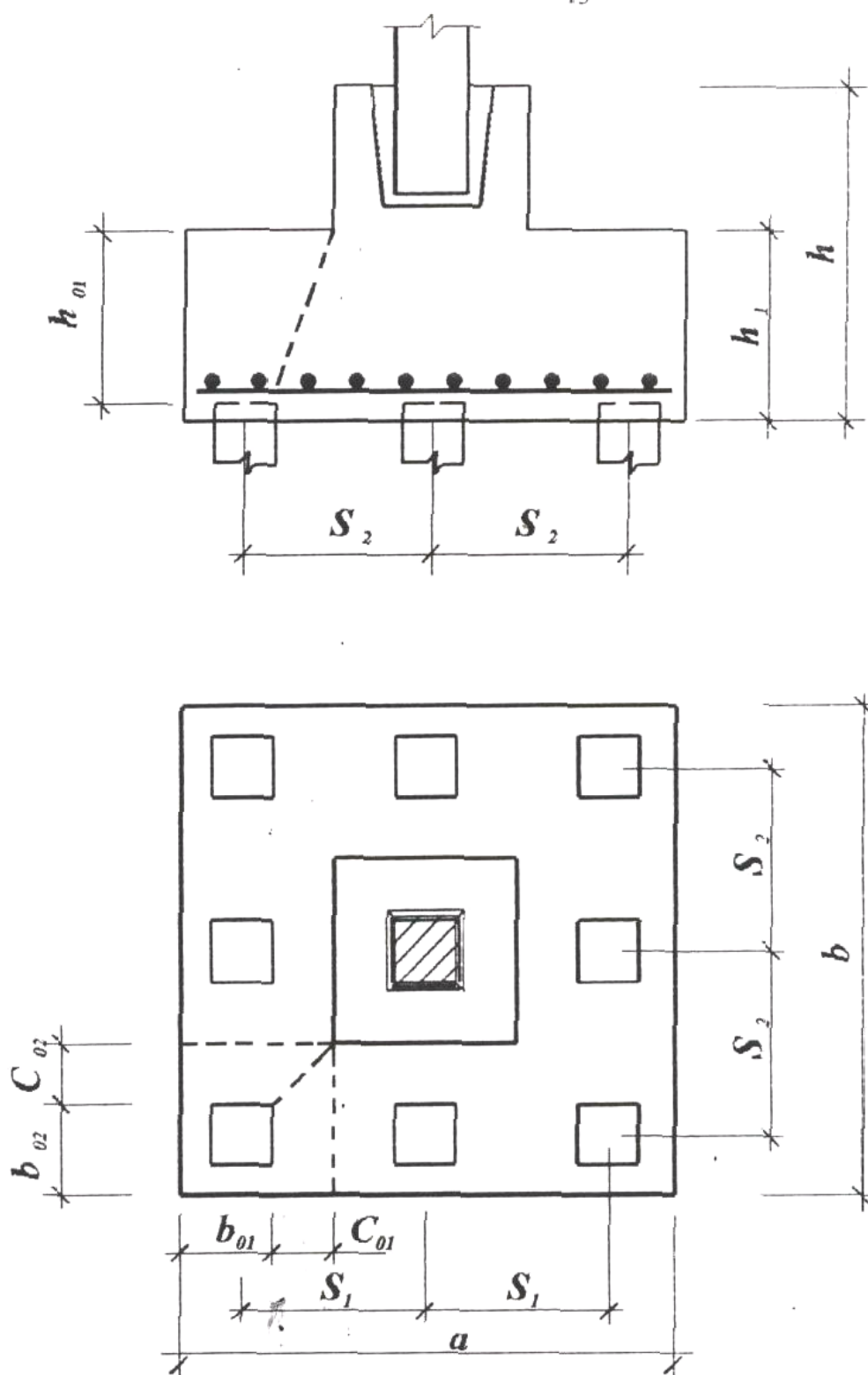


Рис. 1.2. Схема продавливания ростверка угловой сваей

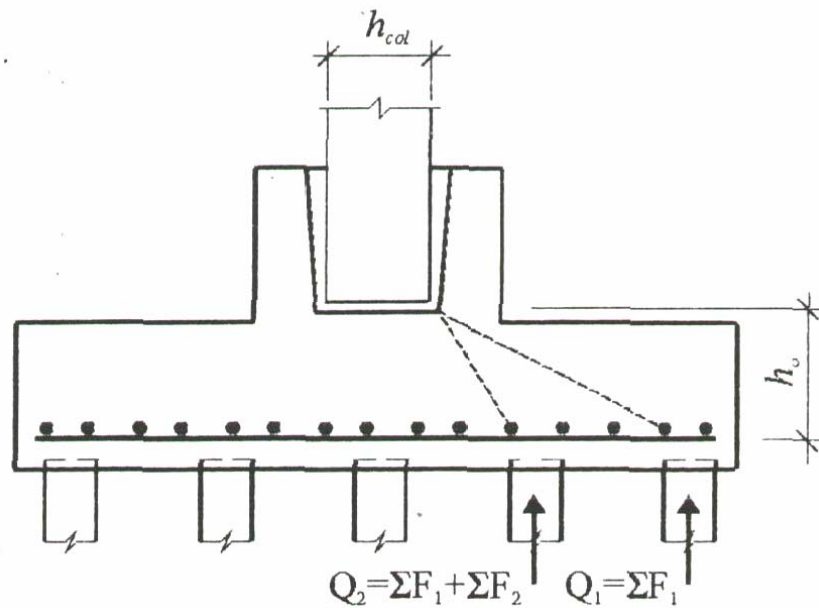


Рис. 1.3. Расчетная схема при определении прочности наклонных сечений ростверка по поперечной силе

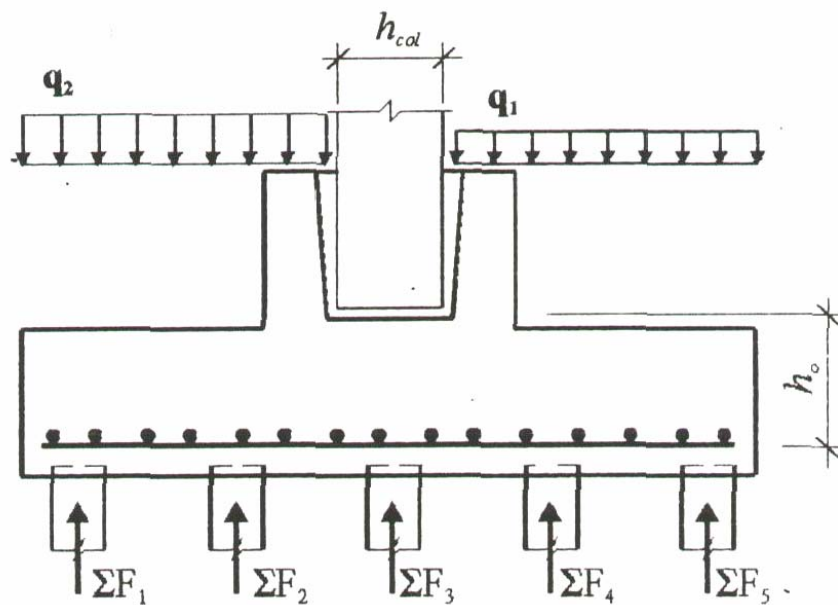


Рис. 1.4. Расчетная схема при определении арматуры подошвы ростверка

Расчетный изгибающий момент для каждого сечения определяют как сумму моментов от реакций свай и от местных расчетных нагрузок, приложенных к консольному свесу ростверка по одну сторону от рассматриваемого сечения:

$$M_{xi} = \sum F_i X_i - M_{fx}; \quad (1.7)$$

$$M_{yi} = \sum F_i Y_i - M_{fy}, \quad (1.8)$$

где M_{xi} , M_{yi} – изгибающие моменты в рассматриваемых сечениях;

F_i – расчетная нагрузка на сваю;
 X_i, Y_i – расстояние от осей свай до рассматриваемого сечения;
 M_{fx}, M_{fy} – изгибающие моменты в рассматриваемых сечениях от местной нагрузки.

Площадь сечения арматуры определяется так:

$$A_s = \frac{M}{R_s \nu h_0}, \quad (1.9)$$

где M – изгибающий момент в рассматриваемом сечении;
 R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению;
 ν – безразмерный коэффициент, определяемый в зависимости от коэффициента θ ;
 h_0 – расчетная высота ростверка.

Прочность наклонных сечений по изгибающему моменту будет обеспеченной, если поперечная сила от внешней нагрузки, действующая в наклонном сечении, не менее чем в 1,25 раза меньше, чем поперечная сила в том же сечении, определяемая по формуле 1.6 при минимальном значении $\frac{h_0}{c} = 0,5$.

Метод расчета по Нормам Европейского комитета по бетону (ЕКБ)

Нормы ЕКБ дают следующие рекомендации по расчету прочности коротких балок. Расчетная модель показана на рис. 1.5

Прочность сжатой полосы бетона определяют по формуле

$$F_{c1} \leq f_{c2} a_1 a_2, \quad (1.10)$$

где a_1, a_2 – размеры опорной площадки;
 f_{c2} – прочность бетона на сжатие.

Данная расчетная зависимость не учитывает изменение пролета среза, который значительно влияет на разрушающую силу.

1.2. Конструктивные решения ростверков под колонну

Ростверки свайных фундаментов могут быть запроектированы под сборные железобетонные колонны, монолитные железобетонные колонны, стальные колонны.

При центральной нагрузке форму ростверков отдельных свайных фундаментов в плане рекомендуют принимать квадратной. При внецентренной нагрузке ростверки принимают прямоугольными в плане с соотношением сторон, определяемым на основе сравнений вариантов из условия размещения свай, их несущей способности, эксцентриситета нагрузок и др.

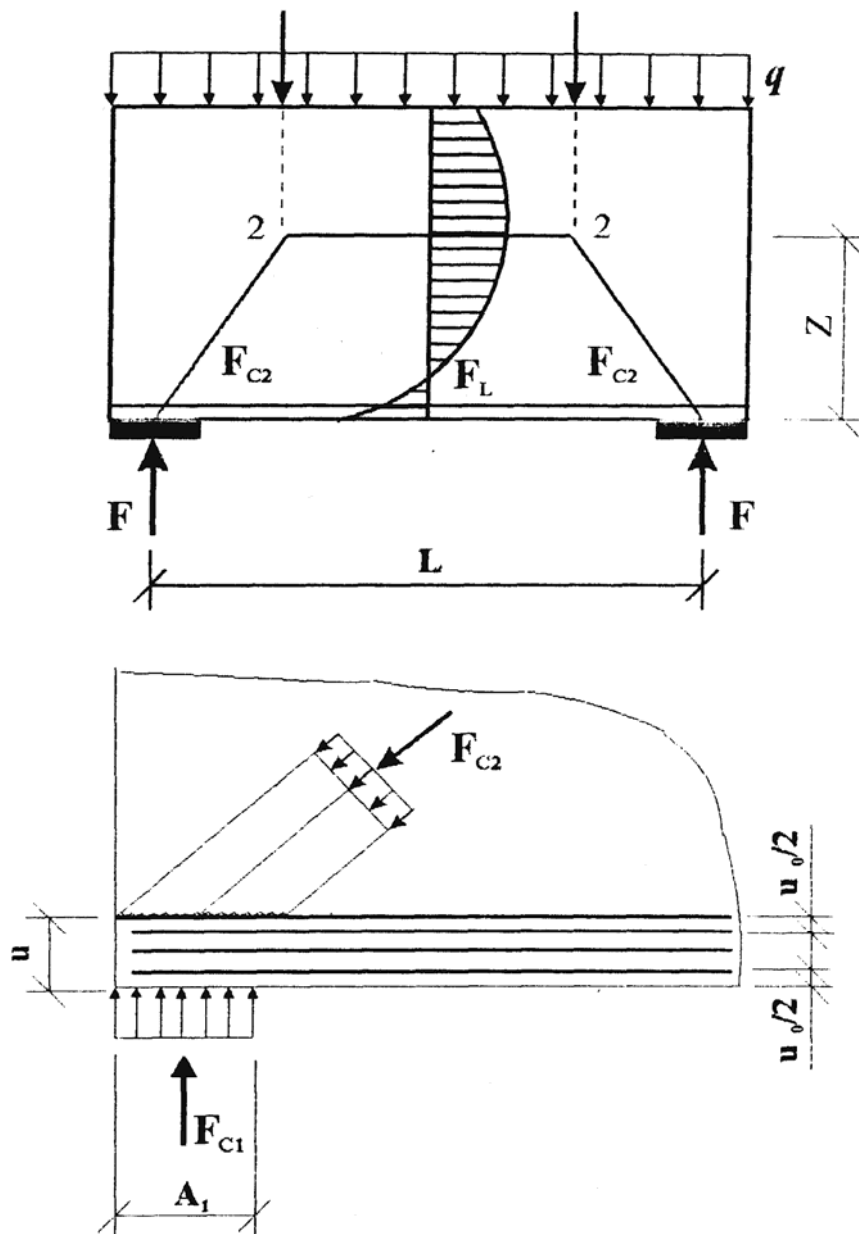


Рис. 1.5. Расчетная схема коротких элементов по нормам ЕКБ

Класс бетона по прочности на сжатие для ростверков свайных фундаментов назначают не ниже В 12,5. Расстояние между осями свай должно быть не менее $3d$ (где d – диаметр круглого или сторона квадратного или большая сторона прямоугольного поперечного сечения сваи), а свай-стоек – не менее $1,5d$. Сопряжение свайного ростверка со сваями допускают предусматривать как свободно опирающимся, так и жестким.

Ростверки под колонны можно разделить на две основные группы:

1. Ростверки с количеством свай от двух до четырех.
2. Ростверки с многорядным расположением свай, т.е. с количеством свай более четырех.

Примеры расположения свай в свайных фундаментах под колонны показаны на рис. 1.6.

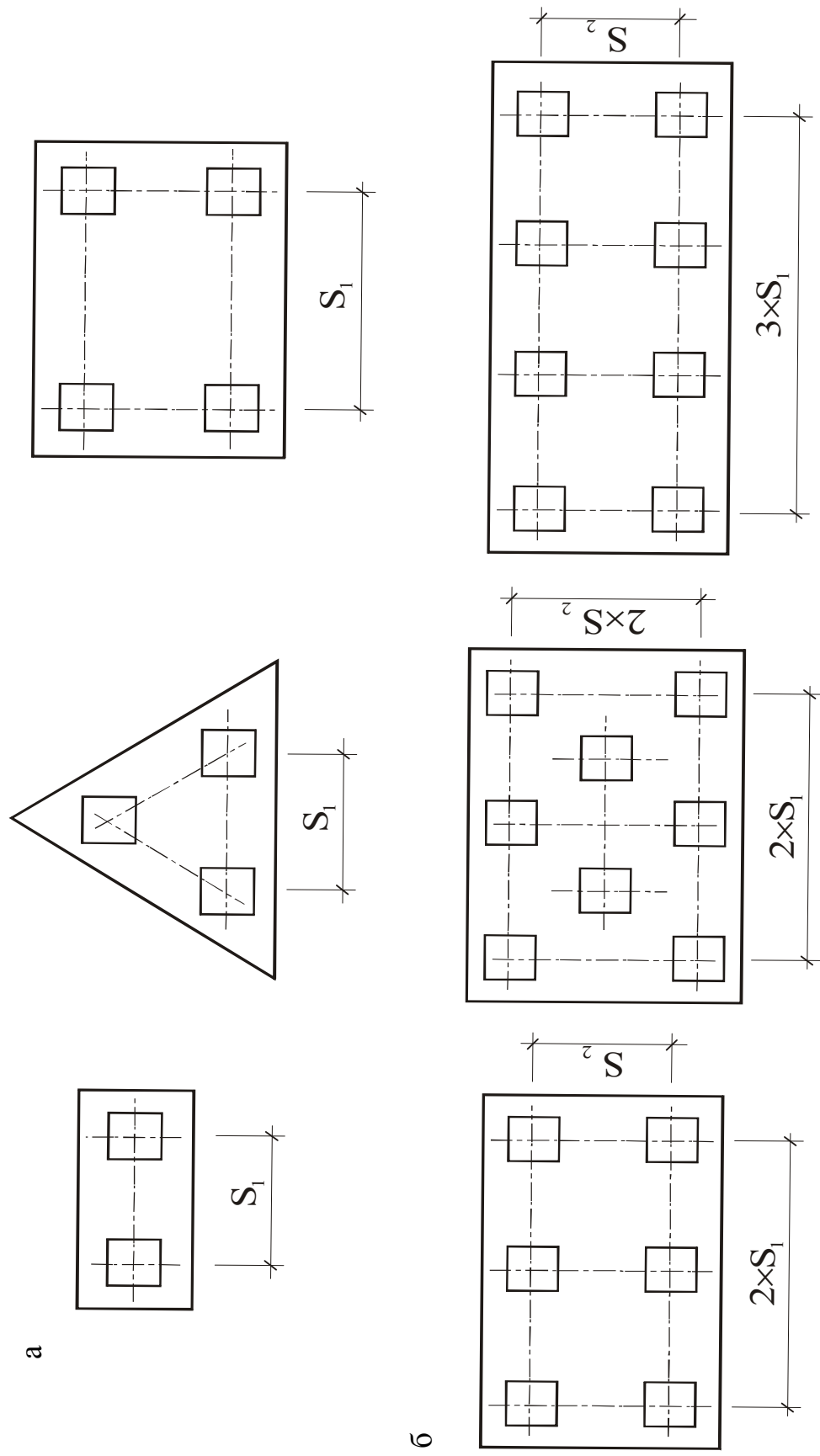


Рис.1.6. Примеры расположения свай в свайных фундаментах под колонну:

а – ростверки с количеством свай от двух до четырех; б – ростверки с многорядным расположением свай

Как правило, ростверки армируются рабочей арматурой, расположенной в продольном и поперечном направлениях ростверка в виде сетки. Схемы типового армирования ростверков показаны на рис. 1.7. Армирование подошв ростверков осуществляют по ГОСТ. Сетки изготавливают из арматурной стали класса А-111. Количество арматуры определяется из расчета ростверка на изгиб. Кроме того, ростверки армируются поперечной арматурой – хомутами, воспринимающими поперечную силу. В типовых ростверках поперечная арматура по расчету не требуется и принимается конструктивно.

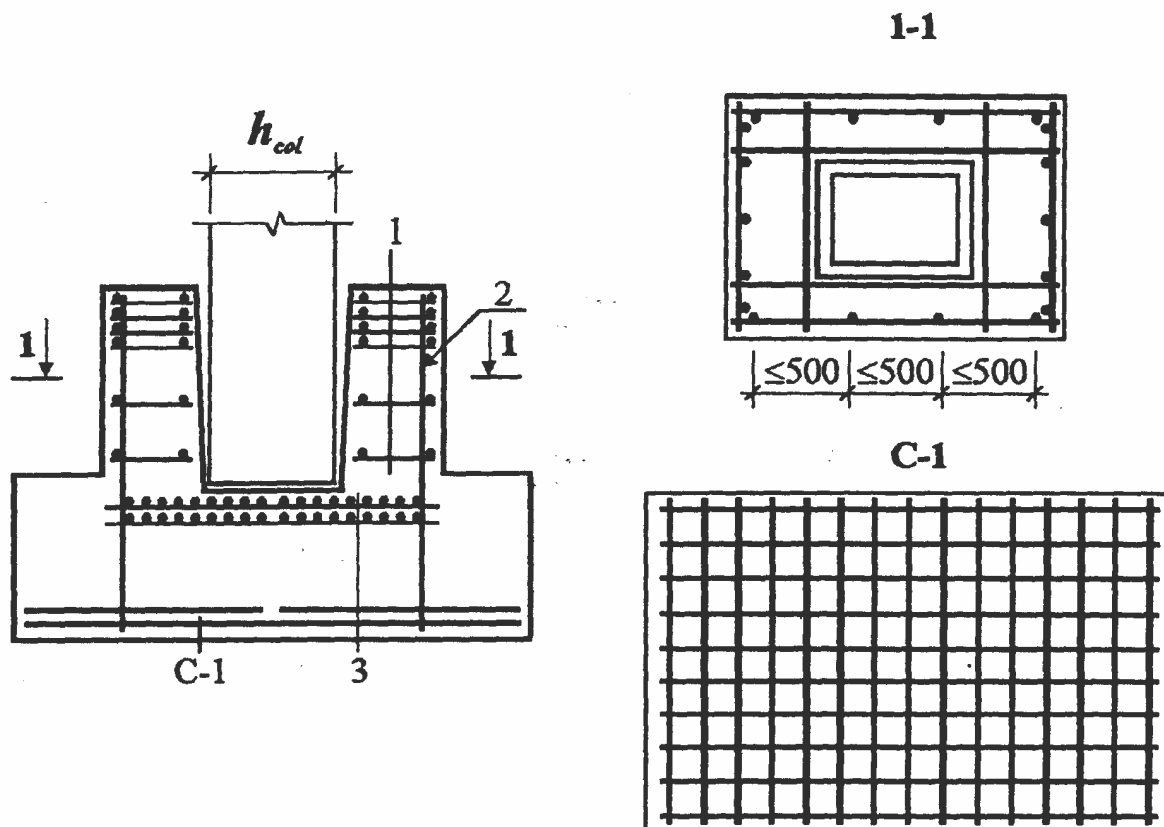


Рис. 1.7. Армирование ростверка:

- 1 – сетки поперечного армирования; 2 – пространственный каркас;
3 – сетки косвенного армирования

1.3. Экспериментальные исследования ростверков свайных фундаментов

В нашей стране изучением работы ростверков занимались Т.И. Баранова, А.С. Залесов, А.Н. Тетиор, В.А. Отсмаа, Т.И. Кучерова, Н.Н. Корвин, Г.В. Кащеев, Ю.П. Скачков, А.Ю. Трегуб, А.В. Корнюхин, В.Н. Мищенко. Наиболее весомый вклад в развитие теории сопротивления ростверков внесла научная школа Пензенского государственного университета архитектуры и строительства (ПГУАС). Исследования проводились по

комплексным целенаправленным программам, охватывающим все основные проблемы.

Известны также исследования представителей других вузов, которые носят единичный характер. Остановим внимание на экспериментальных исследованиях, где рассмотрено влияние концентрированного армирования и распора на прочность четырехсвайных ростверков. Отмечено, что концентрированное расположение арматуры позволяет повысить трещиностойкость, что приводит к снижению расхода арматуры по сравнению с традиционным армированием. Определено влияние распора на прочность ростверка. При ограничении горизонтальных перемещений опор прочность ростверка оказалась выше на 16 % по сравнению с ростверком, опирающимся на шаровые опоры.

Особый интерес представляют исследования, проведенные А.В. Корнюхиным, В.Н. Мищенко, А.Ю. Трегубом. Испытаны ленточные ростверки и ростверки под колонну с количеством свай три и четыре. Всего испытано 35 образцов, из них 13 ростверков. Изучены следующие вопросы: различные схемы расположения свай, изменение шага свай в продольном и поперечном направлениях, схемы армирования ростверков по растянутой зоне, изменение процента армирования продольной растянутой арматурой, напряженно-деформированное состояние на основе численного метода и физического эксперимента, принципы конструирования ростверков – для ленточных ростверков; изменение шага свай, изменение высоты ростверков, изменение размеров опор, различные схемы нагружения (центральное, внецентренное), изменение процента армирования, различные схемы армирования, напряженно-деформированное состояние на основе численного метода и физического эксперимента, принципы рационального армирования продольной арматурой – для ростверков под колонну с количеством свай три и четыре.

Установлено, что между грузовыми и опорными площадками образуются наклонные участки бетона, в пределах которых концентрируются траектории максимальных главных сжимающих напряжений, имеющих наклон в продольном и поперечном направлениях. Характерно, что главные сжимающие напряжения распределяются неравномерно по ширине и длине опорных и грузовых площадок. Характер неравномерного распределения эпюр зависит от шага свай и их удаления от оси колонны. Наибольшие ординаты эпюр соответствуют внутренним граням опорных и грузовых площадок.

Сжимающие напряжения выделяют наиболее напряженные участки под грузовой и над опорными площадками и образуют зоны местного действия сил. Глубина этих зон занимает почти половину высоты ростверка. Траектории главных сжимающих напряжений представляют собой наклонную полосу, смещенную в глубь пролета среза.

Выявлено, что увеличение процента армирования приводит к изменению схем разрушения и активному росту величины разрушающей силы. Концентрация рабочей продольной арматуры по контуру над опорами сваями повышает разрушающую силу ростверков под колонну в 1,4 раза по сравнению с армированной сеткой. Концентрация арматуры в диагональном направлении в нижней грани ростверка повышает разрушающую силу в 1,8 раза по сравнению с армированием сетки.

1.4. Опыт использования каркасно-стержневой модели

В восьмидесятые годы была предложена каркасно-стержневая модель (КСМ) для коротких элементов. Создание этой модели позволило разработать новые методы расчетов, которые соответствовали напряженно-деформированному состоянию исследуемых коротких элементов. К коротким элементам относятся консоли колонн, короткие балки и их разновидности. Для объединения таких конструкций в один класс было принято значение пролета среза $a/h_0 \leq 1$. Дальнейшие исследования представителей этого класса позволяют ввести новые значения критерия определения коротких элементов по величине пролета среза. На основе каркасно-стержневой модели были разработаны методы расчета для балок с $a/h_0 \leq 1,5$, для ленточных ростверков с различными схемами расположения свай, для ростверков под колонну с количеством свай три и четыре. Модель состоит из наклонных сжатых полос бетона и растянутого арматурного пояса (рис. 1.8).

Расчет балок основывается на расчетной модели, представляющей собой плоскую систему. С изменением схемы нагружения ростверка, т.е. при переходе от ростверков под стены к ростверкам под колонны, расчетная модель преобразуется в пространственную.

Тетиором А.Н. был предложен расчет ростверков под колонну, который заключается в определении несущей способности условных бетонных полос, по которым действуют концентрированные потоки главных напряжений. Рассмотрены три случая для расчета ростверка:

1. При симметричном ростверке, когда длины полос одинаковы, несущая способность

$$N = nF_6 R_{пр} \sin^2 \alpha, \quad (1.11)$$

где n – число свай;

F_6 – площадь сечения сваи;

$R_{пр}$ – прочность бетона ростверка при сжатии;

α – угол наклона оси полосы к горизонтали.

2. Для ростверка с различной длиной полос

$$N = nF_6 R_{\text{пр}} \sin^2 \alpha_1 + mF_6 \frac{\ell_1}{\ell_2} R_{\text{пр}} \sin^2 \alpha_2, \quad (1.12)$$

где ℓ_1 – длина самой короткой полосы;

ℓ_2 – длина более длинной полосы;

α_1, α_2 – углы наклона полос.

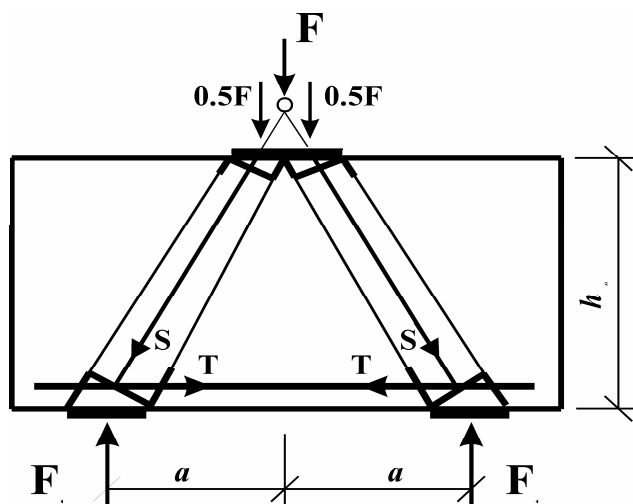


Рис. 1.8. Расчетная схема коротких элементов, разработанная в ПГУАС

3. Если полосы от нескольких свай пересекаются, напряжения в полосах складываются, причем их суммарное значение равно $R_{\text{пр}}$. Например, если пересекаются полосы от двух свай, то

$$N = 2 \left[F_6 \sigma_{\delta 1} \sin^2 \alpha_1 + F_6 \sigma_{\delta 2} \sin^2 \alpha_2 \cos(\alpha_2 - \alpha_1) \right] \quad (1.13)$$

$$\sigma_{\delta 1} + \sigma_{\delta 2} = R_{\text{пр}}; \quad \sigma_{\delta 2} = \frac{\sin^2 \alpha_2}{\sin^2 \alpha_1} \sigma_{\delta 1};$$

где $\sigma_{\delta 1}; \sigma_{\delta 2}$ – напряжения в пересекающихся полосах.

Мурашевым В.И. предложены следующие расчетные зависимости для определения прочности трех- и четырехсвайных ростверков по сжатым бетонным полосам (1.14) и по растянутому арматурному поясу (1.15):

$$S_1 \leq \gamma_b R_b A_b, \quad F \leq \gamma_n \gamma_b R_b A_b \sin \beta; \quad (1.14)$$

$$T_1 \leq \gamma_s R_s A_s, \quad F \leq \gamma_\beta \gamma_s R_s A_s \operatorname{tg} \beta, \quad (1.15)$$

где S, T – сжатые и растянутые усилия по расчетной каркасно-стержневой модели;

A_b – площадь рассчитываемого сечения;

- γ_b – коэффициент условия работы бетона;
- γ_n и γ_β – коэффициенты, учитывающие число свай;
- R_b – предельное сопротивление бетона сжатию;
- R_s – предельное сопротивление арматуры;
- A_s – площадь поперечного сечения арматуры;
- γ_s – коэффициент условия работы арматуры.

1.5. Анализ методов расчета, конструирования и ранее проведенных исследований

На основе анализа результатов ранее проведенных исследований можно сделать вывод, что при изменении количества свай изменяется напряженно-деформированное состояние ростверков. При переходе от двухсвайных ростверков к трех- и четырехсвайным появляется пространственный характер работы ростверка. В каждом из этих случаев изменяется характер распределения нормальных напряжений над сваями и в пролете между сваями. Возникает вопрос о том, как будет изменяться характер напряженно-деформированного состояния и сопротивления ростверка в целом при увеличении количества свай. В зависимости от формы и габаритных размеров ростверка изменяется закономерность изменения разрушающей силы. Снова возникает вопрос: как будут изменяться разрушающая сила и характер работы ростверка при дальнейшем росте количества свай.

Нормативные методы расчета рекомендуют высоту ростверка определять из расчета на продавливание его колонной и угловой сваей. Количество арматуры подбирают при проверке прочности плиты ростверка на изгиб. Для глубины анализа на рис. 1.9, 1.10 построены расчетные зависимости. При расчете восьмисвайного ростверка (рис. 1.9б) определяющим фактором стал расчет на изгиб. Очевидно, с увеличением количества арматуры прочность ростверка станет выше. При расчете шестисвайного ростверка определяющим расчетом является расчет на продавливание угловой сваей (рис. 1.9а).

Согласно расчетным зависимостям увеличение количества арматуры не влияет на прочность плиты ростверка и прочность его наклонных сечений при продавливании угловой сваей, а также при продавливании ростверка колонной.

Следовательно, можно сделать вывод о том, что расчетные зависимости не имеют экспериментального обоснования, поэтому нельзя сказать, что они отражают физическую работу ростверка. Сомнительным является каждый факт анализа расчетных зависимостей. Например, почему в шестисвайном ростверке определяющим является расчет на продавливание угловой сваей, а в восьмисвайном – расчет на изгиб.

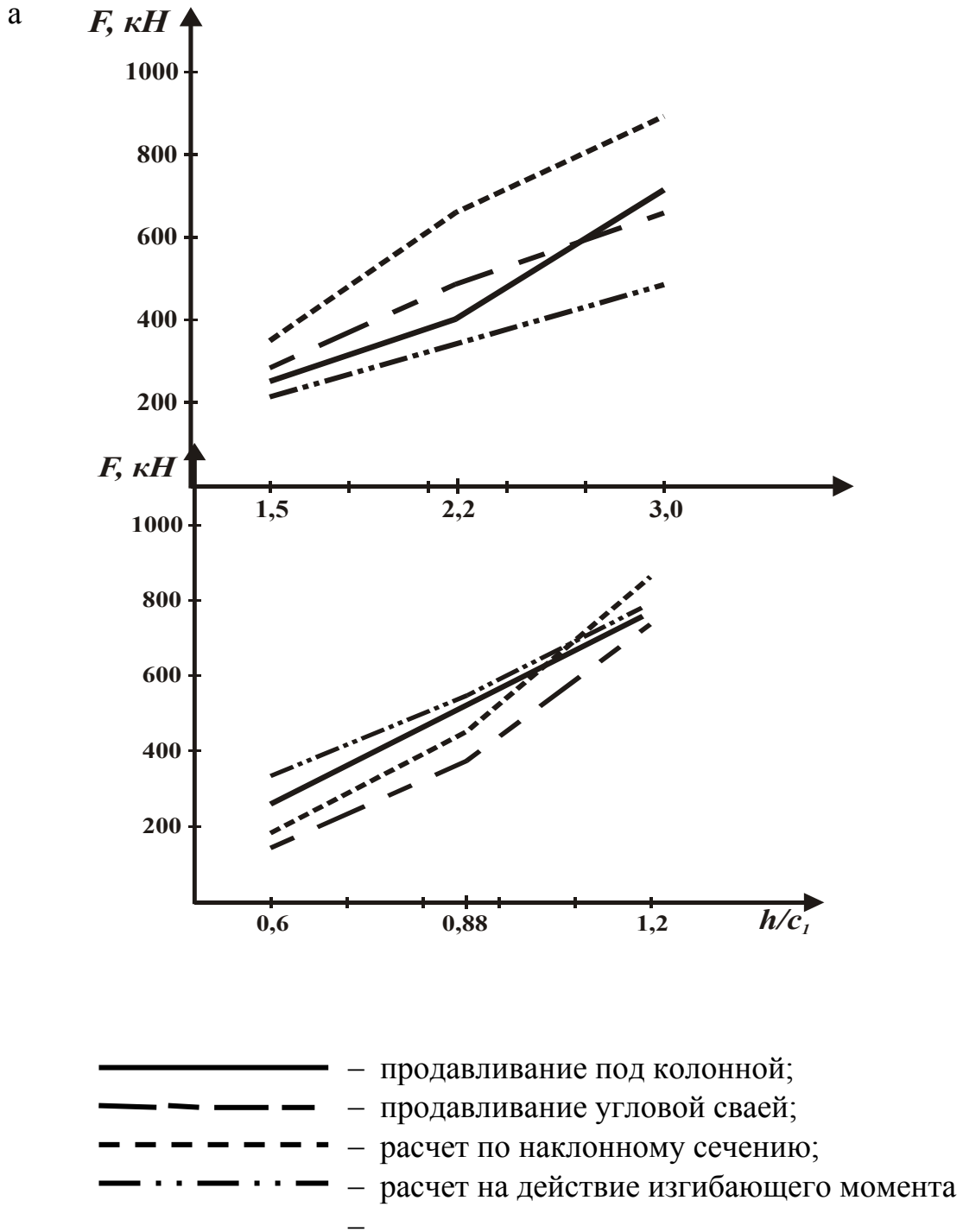


Рис. 1.9. Результаты расчетов по пособию к СНиП
 а – шестисвайного ростверка, сечение колонны 200×300, $C_1 = 100$ мм, $C_2 = 50$ мм; б – восьмисвайного ростверка, сечение колонны 200×300, со значениями $C_1 = 250$ мм, $C_2 = 50$ мм

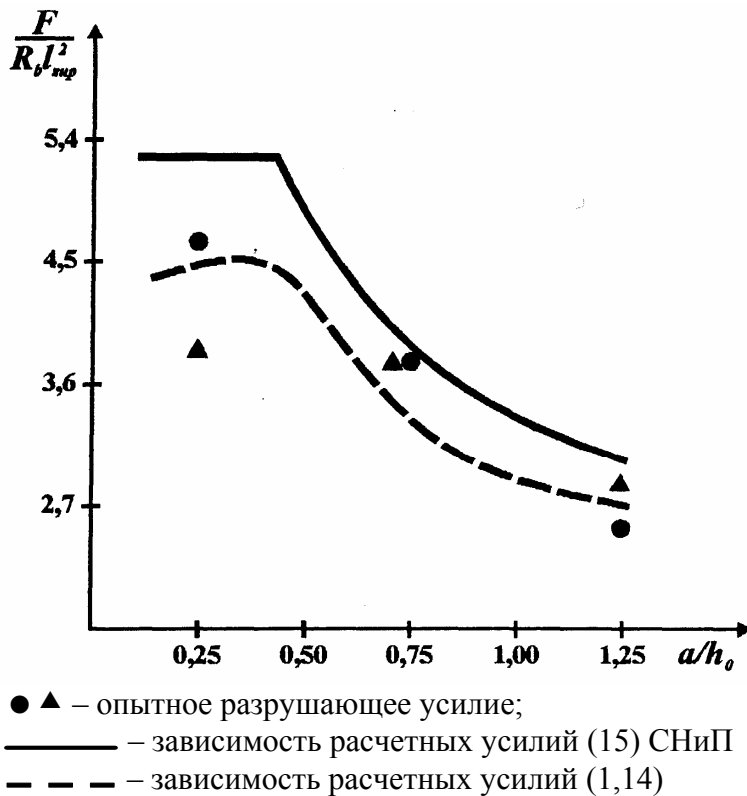


Рис. 1.10. Сопоставление опытных и расчетных разрушающих усилий в ростверке при изменении пролета среза

Содержание работы А.Н. Тетиора также можно подвергнуть сомнению. Несмотря на разработанные формулы, задача расчета и конструирования ростверков полностью не решена. При этом можно отметить следующее:

1. Не построена расчетная модель.
2. Нет решения ключевых точек наклонных полос.
3. Автор утверждает, что если потоки главных сжимающих напряжений не пересекаются, то расчет производят по формуле (1.11), которая предполагает раздел сечения колонны пропорционально четырем сваям. В этом случае полоса будет иметь переменное значение над сваяй и под колонной. Следовательно, автор должен был решать вопрос положения расчетного сечения. Кроме того, автор выявил неравномерное распределение напряжений по сечению колонны и по сечению над сваяй. Но в расчетных зависимостях этого не учтено.
4. При внецентренном нагружении колонны формула (1.12) некорректно трактуется. Запись условий прочности справедлива, но решить уравнение нельзя, так как неизвестно рабочее сечение колонны, таким образом неизвестно, какую часть рабочей площади надо отнести на формирование каждой условной бетонной полосы в соответствии с каждой сваяй.
5. Не учтено влияние арматуры при определении прочности ростверка.

В ПГУАС были разработаны пространственная каркасно-стержневая расчетная модель и метод определения прочности ростверков под колонну с количеством свай 3 и 4. На рис. 1.10 представлено сопоставление экспериментальных и расчетных разрушающих усилий в ростверке. Было установлено, что метод, принятый в нормативной литературе, не отражает закономерность изменения опытной разрушающей силы, завышает прочность ростверков в 1,3 раза и не обеспечивает безопасность при эксплуатации. Ранее разработанные формулы применялись для коротких элементов с пролетом среза $a/h_0 \leq 1,25$. Было выявлено, что увеличение арматуры приводит к изменению схем разрушения и активному росту величины разрушающей силы. Работа ростверка при многорядном расположении свай усложняется. Много рядов свай означает наличие нескольких значений a/h_0 в одной конструкции, в том числе $a/h_0 > 1,25$. Такие конструкции нельзя однозначно отнести к классу коротких элементов.

На основе ранее проведенных автором исследований можно предположить, что в многорядных свайных ростверках крайние сваи будут мало нагружены. Однако Нормы предполагают равномерное распределение нагрузки на сваи независимо от количества свай.

Армирование фундаментов стаканного типа производится по принципу армирования изгибаемых элементов. Экспериментальные исследования показывают, что характер работы этих конструкций соответствует коротким элементам, в которых определяющую роль играют главные растягивающие и сжимающие напряжения, к тому же по расчету определяется лишь 30 % используемой арматуры. В результате, несовершенные методы расчета и конструирования приводят к неэффективному распределению арматуры.

Оценивая метод расчета ростверков свайных фундаментов, принятый в нормах ЕКБ, отметим, что расчетная зависимость не учитывает изменения пролета среза и позволяет определить постоянное расчетное усилие в сечении над свай-опорой. Такой подход к расчету не отвечает закономерному изменению разрушающей силы при изменении пролета среза.

1.6. Развитие исследований по комплексной программе

Анализ результатов экспериментально-теоретического исследования показывает, что проблема проектирования многорядных свайных ростверков остается открытой.

Существование проблем в проектировании многорядных свайных ростверков под колонну можно объяснить недостаточным количеством экспериментальных исследований в этой области и, как следствие, – отсутствием обоснованных методов расчета прочности, которые бы отражали действительную работу таких ростверков.

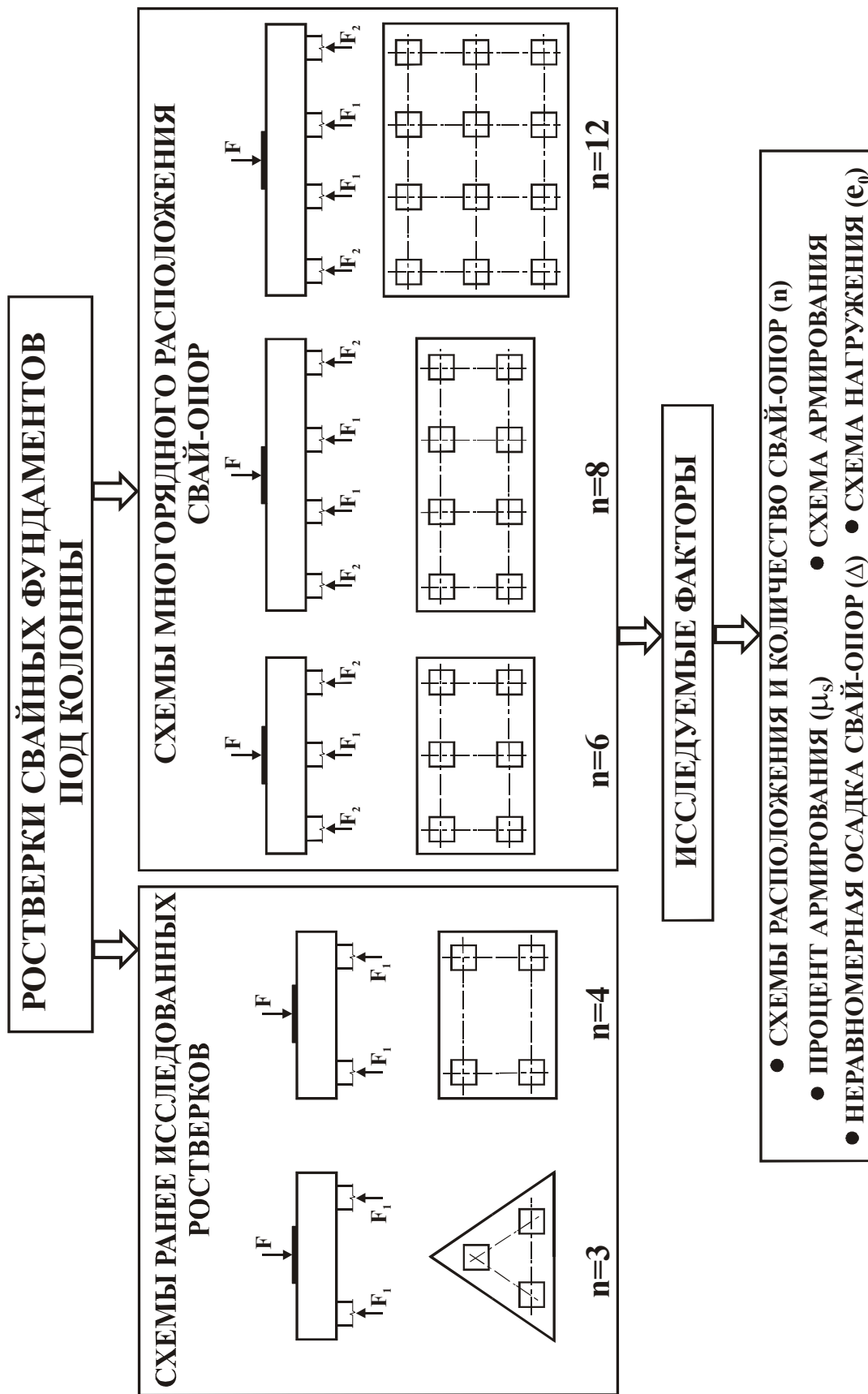


Рис.1.11. Схема программы исследований ростверков свайных фундаментов под колонны

В основе данной работы лежат исследования многорядных ростверков, опирающихся на сваи-стойки. Однако будут рассмотрены и некоторые случаи, связанные с неравномерной осадкой опор. При рассмотрении этого вопроса из практики эксплуатации свайных фундаментов выбрано два наиболее распространенных случая. Первый случай включает в себя перемещение одной или нескольких свай, второй – появление предельного состояния в одной свае или нескольких, т.е. частичное участие свай в работе ростверка. В практике работы свай известны названные исключительные случаи, связанные с ошибкой проектирования, с ошибкой геологических изысканий, которые приводят к непредвиденным перемещениям свай. Имеются в виду также и обычные условия эксплуатации свай в деформируемом основании.

Рассмотренные выше вопросы говорят о необходимости дальнейшего исследования действительной работы ростверков для разработки метода их расчета под колонны при многорядном расположении свай.

Таким образом, проблема совершенствования методов расчета ростверков остается по-прежнему острой в случае увеличения свай от четырех и далее, т.е. в случае многорядного расположения свай.

В качестве методов исследований принят физический и численный эксперимент. Численный эксперимент на основе метода конечных элементов планировалось провести для получения наиболее качественной картины напряженно-деформированного состояния исследуемых ростверков. Схема программы исследуемых ростверков свайных фундаментов под колонну представлена на рис. 1.11. По завершении исследований предложены единый метод расчета и принципы конструирования ростверков под колонны при многорядном расположении свай.

2. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДА РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ РОСТВЕРКОВ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КОЛОННЫ ПРИ МНОГОРЯДНОМ РАСПОЛОЖЕНИИ СВАЙ

2.1. Научные направления совершенствования метода расчета прочности ростверков свайных фундаментов

Прежде чем приступить к изложению материала, следует остановить внимание на основных итогах исследования. Установлено, что нормативные методы расчета являются приближенными, не описывают физической работы ростверков с многорядным расположением свай и не реагируют на изменения основных факторов (разд. 1, 3).

Наиболее прогрессивным методом расчета ростверков является метод, предложенный в работе В.Н. Мищенко. Он базируется на пространственной каркасно-стержневой модели, имитирующей работу трех- и четырехсвайных ростверков. Программа изучения многорядных ростверков основывалась на исследованиях указанных ростверков и ставила задачи дальнейшего изучения работы ростверков при увеличении числа свай. Выявлено, что в ростверках с многорядным расположением свай так же, как в трех- и четырехсвайных ростверках, основную роль играют главные сжимающие и растягивающие напряжения. Они концентрируются в пределах наклонных бетонных сжатых полос, расположенных между колонной и сваями, а также в пределах горизонтальных растянутых арматурных поясов. Следовательно, сложную работу ростверков при многорядном расположении свай целесообразно описывать также с помощью стержневых расчетных моделей.

Однако увеличение количества свай усложняет работу ростверка, приводит к появлению целого ряда особенностей напряженно-деформированного состояния. Для описания сложной работы многосвайных ростверков необходимо совершенствование нового метода расчета путем построения модификаций расчетных моделей. Проведенные автором экспериментально-теоретические исследования позволили выявить характер сопротивления ростверков свайных фундаментов при количестве свай 6, 8, 12. Особенности сопротивления ростверков изучались в зависимости от изменения основных факторов, к которым отнесены: количество и схема расположения свай, перемещения свай, т.е. совместная работа ростверка с основанием, схема и процент продольного армирования, а также схема приложения нагрузки. Для совершенствования метода расчета ростверков с многорядным расположением свай выбраны следующие научные направления:

- В качестве основного принято направление моделирования работы ростверков с помощью каркасно-стержневых моделей.

- Для построения моделей целесообразно использовать метод копирования напряженно-деформированного состояния и схем разрушения ростверков.
- Разработка принципа распределения усилий в симметричных рядах свай по мере их удаления от центра передачи нагрузки.
- При разработке методики оценки совместной работы ростверка и основания наиболее целесообразно принять за основу перемещения узлов стержневых расчетных моделей в направлении перемещения свай, которые происходят в результате деформаций основания.

Программа совершенствования метода расчета прочности ростверков свайных фундаментов под колонны при многорядном расположении свай схематично представлена на рис. 2.1.

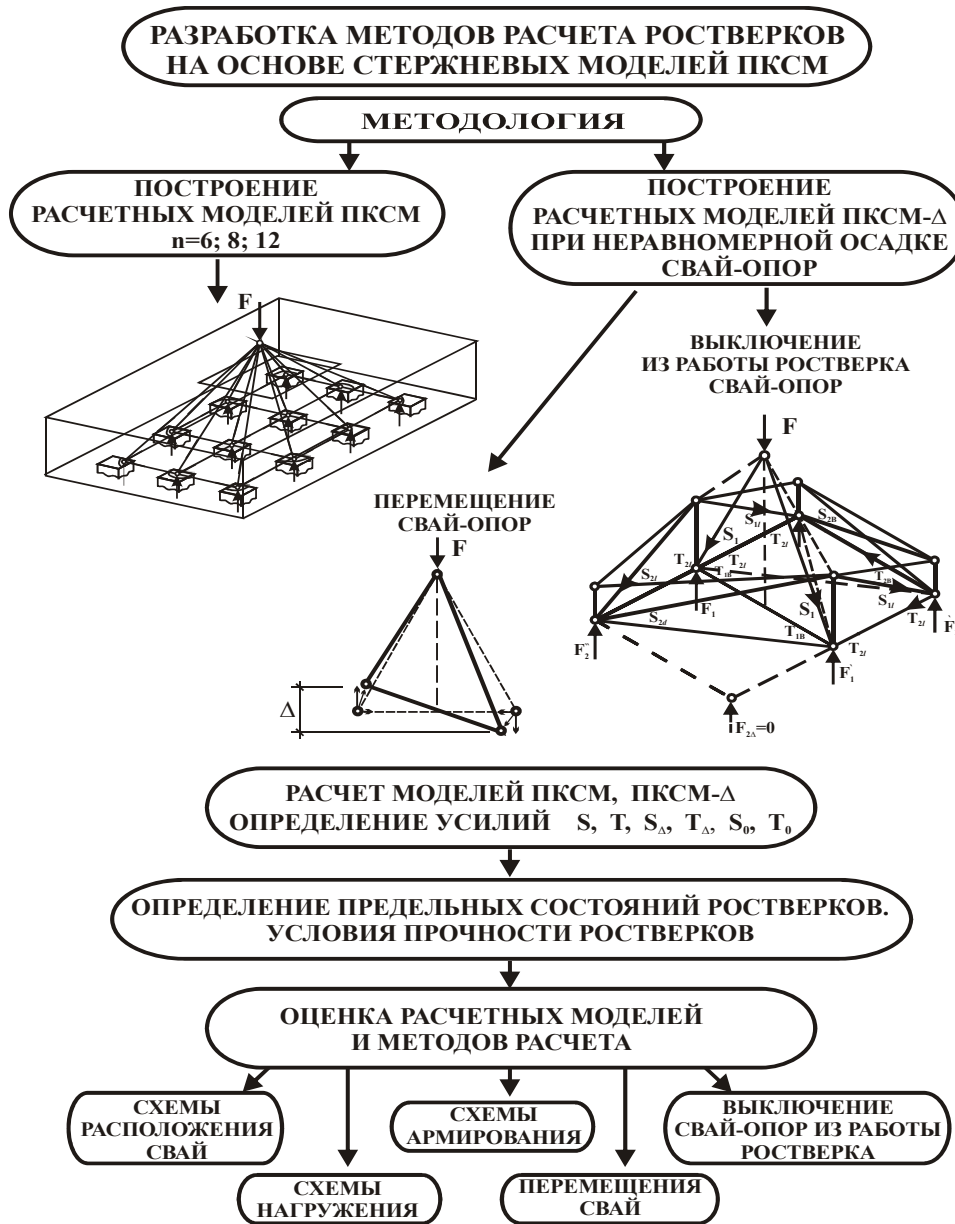


Рис. 2.1. Схема программы совершенствования методов расчета прочности ростверков свайных фундаментов под колонну при многорядном расположении свай:

n – число свай; Δ – величина перемещения свай

2.2. Моделирование работы ростверков с многорядным расположением свай

История развития методов расчета железобетонных конструкций на основе стержневых моделей имеет ряд характерных этапов. Ранее, в предыдущих изданиях норм проектирования, отсутствовали рекомендации по расчету железобетонных конструкций с малым пролетом среза. Причинами такого положения являлись сложный характер сопротивления указанных конструкций и отсутствие целенаправленных экспериментально-теоретических исследований.

Научным центром ПГУАС совместно с НИИЖБ постепенно, на основе государственных программ создавалась экспериментально-теоретическая база для разработки нормативных методов расчета целого класса коротких элементов, в который входят короткие балки, перемычки и подкрановые ригели двухветвевых колонн, консоли колонн промышленных и гражданских зданий, приопорные участки ригеля с подрезками, ростверки свайных фундаментов при различных схемах нагружения и т.д. В этих конструкциях, за исключением ростверков, расчетные стержневые модели являлись плоскими, имели треугольное очертание и состояли из наклонных и горизонтальных, сжатых и растянутых стержней. В ПГУАС была разработана комплексная целевая программа по исследованию ростверков свайных фундаментов, которые по характеру работы были отнесены к толстым плитам. Особенностью сопротивления ростверков является пространственный характер их работы.

В данной работе приведены комплексные исследования ростверков под колонны с многорядным расположением свай. Очевидно, расчетные модели исследованных ростверков, построение которых описывается в разделе, будут иметь более сложный характер. Таким образом, с развитием методов расчета коротких элементов усложняются стержневые модели и осуществляется переход от плоских моделей к пространственным. Одновременно происходит развитие технологий проектирования от ручного расчета до автоматизированного. Анализ истории развития методов проектирования коротких элементов убеждает в том, что при разработке модификаций расчетных моделей исследованных ростверков процесс усложнения расчетных моделей закономерен. Работа по модификации расчетных моделей неизбежно приведет к образованию стержневой структуры, копирующей сложный характер сопротивления многосвайных ростверков.

2.2.1. Принцип модифицирования расчетных моделей

Была поставлена задача разработать и сформулировать принцип модифицирования расчетных моделей многосвайных ростверков. Очевидно, что он должен опираться на заявленные в п. 2.1 научные направления построе-

ния указанных моделей. Такой принцип необходим для их дальнейшего использования в качестве условного инструмента построения всех модификаций расчетных моделей ростверков.

Первое научное направление совершенствования методов расчета ростверков на основе моделирования их работы автоматически реализуется в разрабатываемом принципе.

Второе направление, которое заключается в использовании метода копирования напряженно-деформированного состояния ростверков, воплощается в создаваемый принцип следующим образом. Предварительно напомним характерную картину напряженно-деформированного состояния многосвайных ростверков. Установлено, что основную роль в сопротивлении ростверков играют главные сжимающие и растягивающие напряжения. Выявлено, что траектории главных сжимающих напряжений концентрируются в пределах условных наклонных полос бетона, расположенных между подошвой колонны и оголовками свай. Главные растягивающие напряжения концентрируются между сваями-опорами вблизи нижней грани ростверка. В целом, картина напряженно-деформированного состояния ростверков представляет собой условную каркасную структуру, элементы которой ориентированы в пространстве. Следует отметить, что углы наклона и площади поперечных сечений условных сжатых полос уменьшаются по мере удаления свай от оси колонны. Следовательно, принцип моделирования в этом случае будет заключаться в полном копировании описанного напряженно-деформированного состояния ростверков стержневыми моделями. Элементы стержневых моделей должны имитировать наклонные сжатые полосы и горизонтальные растянутые пояса, образованные концентрацией главных напряжений.

Следующей основой разрабатываемого принципа моделирования является оценка закономерностей распределения усилий, передаваемых колонной на свай-опоры. Анализ характера распределения усилий в уровне оголовка каждой сваи, а также в уровне подошвы фундамента позволяет сделать следующие выводы. Площади эпюр распределения указанных усилий и центры тяжести этих эпюр определяют размеры рабочих участков поперечного сечения свай-опор и подошвы колонны. Количество и расположение рабочих площадок внутри поперечного сечения колонны определяется количеством и схемой расположения свай. Очевидно, что рабочие площадки внутри поперечного сечения колонны, а также рабочие участки соответствующих свай играют роль условных грузовых и опорных площадок и, по сути, формируют наклонные полосы бетона, в пределах которых концентрируются главные сжимающие напряжения. Установлено, что соотношение условных грузовых и опорных площадок наклонных полос равны между собой и равны соотношению равнодействующих усилий, передаваемых соответствующими площадями. Соединение центров

тяжести условных грузовых и опорных площадок позволяет получить замкнутые круго- или эллипсообразные контуры, которые в полной мере копируют линии равных напряжений. Схема расположения рабочих участков-площадок внутри поперечного сечения колонны и нижней грани ростверка показана на рис. 2.2, схемы расположения контурных линий, соединяющих центры тяжести рабочих площадок, показаны на рис. 2.3. Характерно, что наклонные полосы, имеющие меньший радиус, испытывают большие усилия и имеют большие размеры рабочих площадей. По мере удаления свай от оси колонны, т.е. с увеличением радиуса, указанные усилия уменьшаются пропорционально размерам рабочих площадок. Напрашивается аллегорическое сопоставление волнообразного характера распределения усилий в многосвайных ростверках с характером образования кругов на поверхности воды от камня, брошенного в воду. Следовательно, в этом и заключается основной принцип оценки распределения усилий при построении модификаций расчетных моделей ростверков.

Перейдем к описанию принципа построения расчетных моделей ростверков при перемещениях свай. В этом случае ставится задача создания расчетной модели, способной описывать совместную работу ростверка, свай и основания. К данному моменту расчетные стержневые модели для ростверков с различной схемой расположения свай уже будут построены, и поскольку они являются модификациями пространственных каркасно-стержневых моделей трех- и четырехсвайных ростверков, можно утверждать, что они будут представлять ферменные аналогии с условным шарнирным соединением элементов моделей в узлах. Именно такая расчетная модель является наиболее удобной для определения усилий, действующих в ростверке, при различных схемах перемещения свай. Можно сформулировать основной принцип учета совместной работы ростверка и основания. Он заключается в определении нового положения ключевых точек расчетной стержневой модели в зависимости от схемы перемещения свай.

Таким образом, мы получили многогранный принцип построения модификаций расчетных моделей ростверков, который базируется на рассмотренных научных предпосылках.

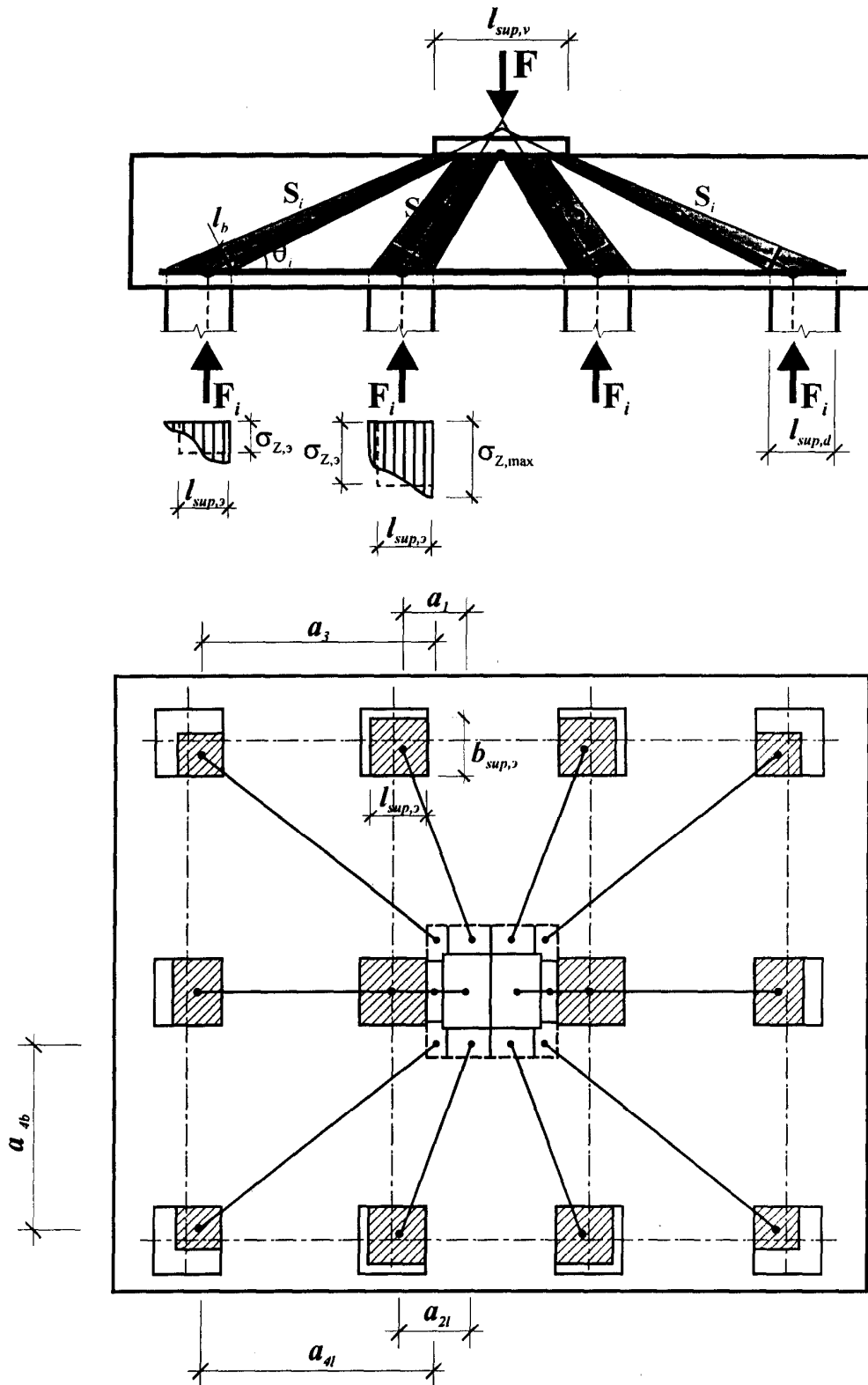


Рис. 2.2. Схема расположения рабочих участков-площадок внутри поперечного сечения колонны и в опорных сечениях ростверка:

$\sigma_{z,max}$ – максимальные сжимающие напряжения; $\sigma_{z,3}$ – эквивалентные напряжения; $l_{sup,3}$, $b_{sup,3}$ – длина и ширина рабочих площадей свай

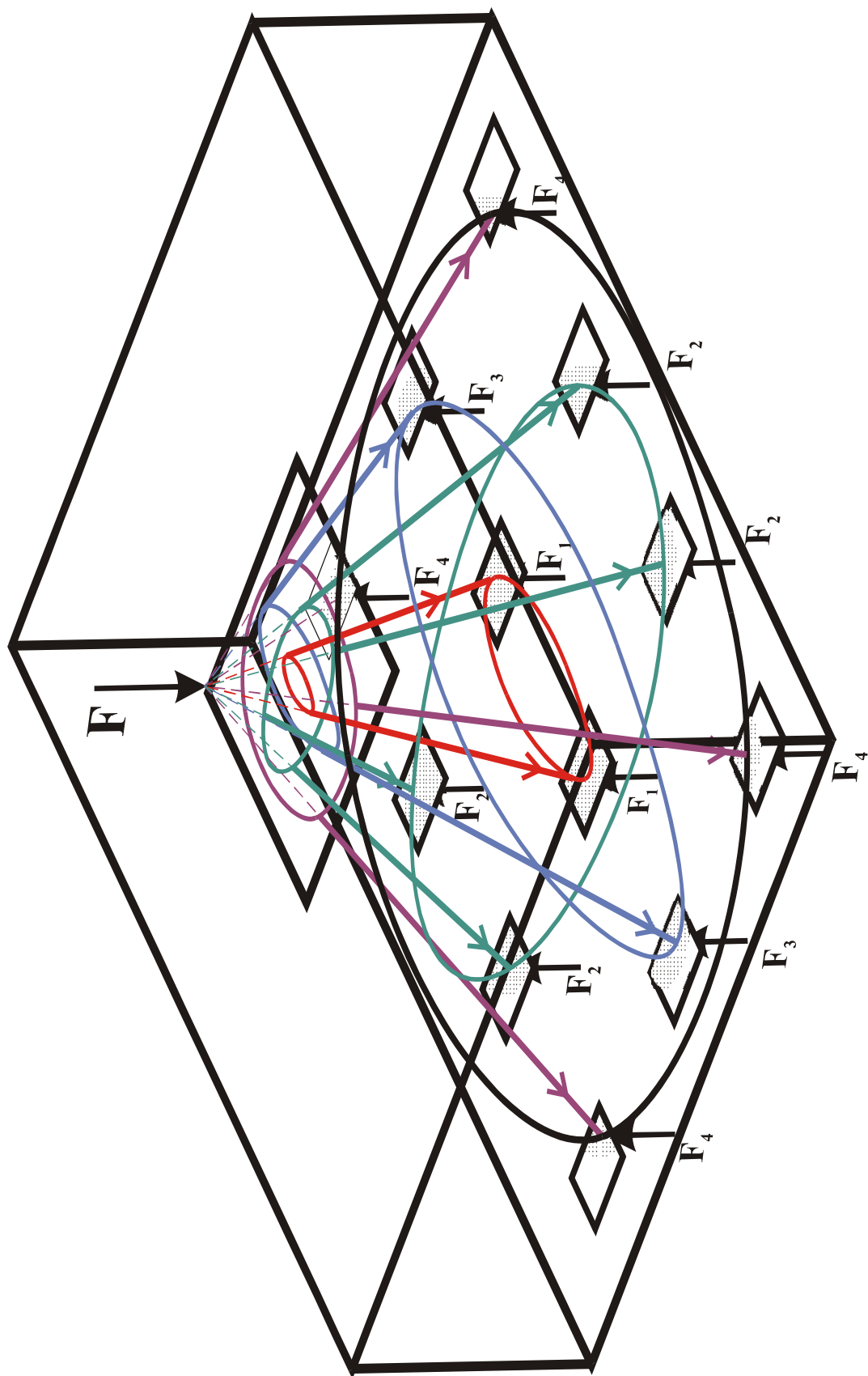


Рис. 2.3. Схема образования пространственных каркасно-стержневых моделей, линии равных напряжений

2.2.2. Построение расчетных моделей

Рассмотрим 2 варианта построения пространственных каркасно-стержневых моделей, которые соответственно назовем ПКСМ-А, ПКСМ-Ф. Варианты моделей отличаются индексами А и Ф, характеризующими принципы построения моделей.

Для расчетных моделей ПКСМ-А использован ранее разработанный принцип построения стержневых моделей для трех- и четырехсвайных ростверков (рис. 2.4, 2.5). Этот принцип включал в себя определение положения ключевых точек моделей, углов наклона и размеров поперечных сечений сжатых бетонных полос и определение положений расчетных сечений элементов стержневой модели, ориентированных в пространстве. В качестве ключевых принимались точки пересечения линии действия внешних усилий с верхней гранью ростверка, а также точки пересечения осей свай с осью арматурного пояса. Стержневая расчетная модель образуется соединением ключевых точек и представляет собой ферменную аналогию.

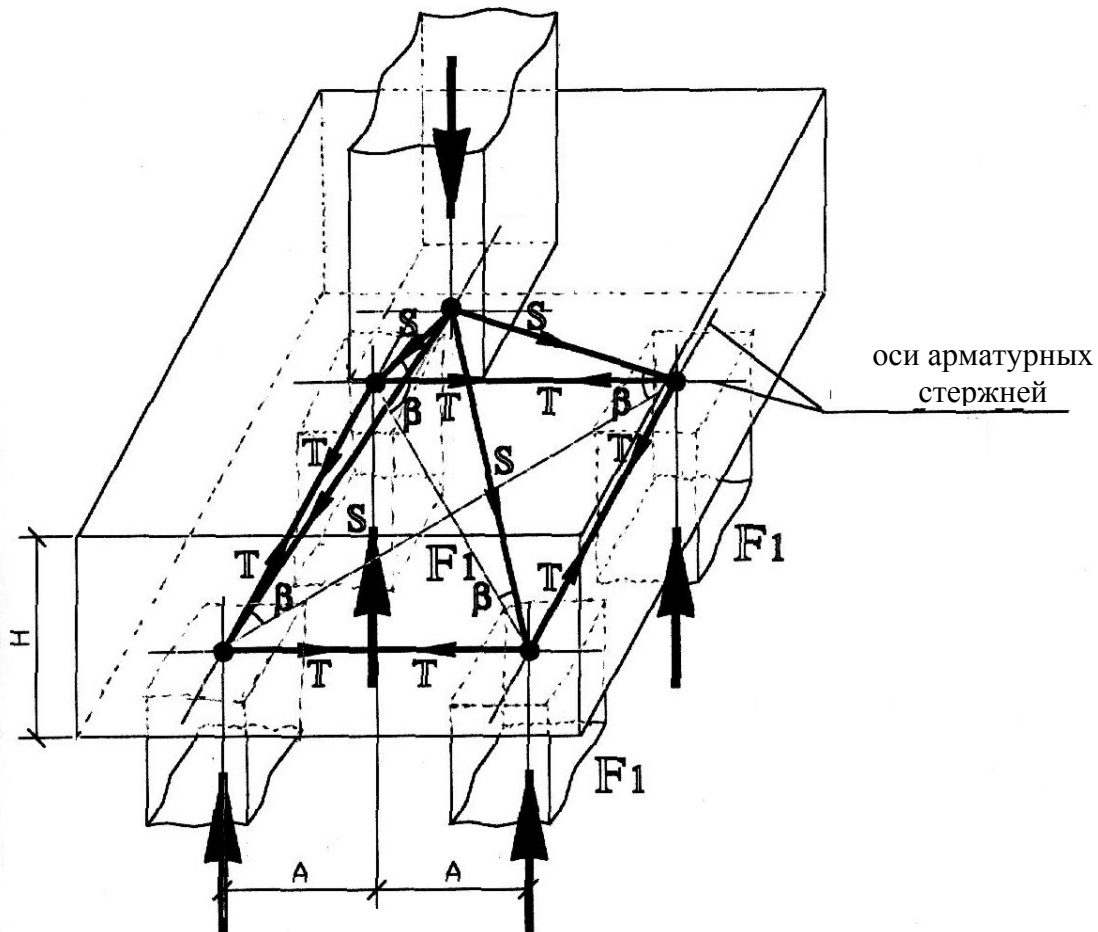


Рис. 2.4. Пространственная каркасно-стержневая модель ростверков четырехсвайных фундаментов под колонны

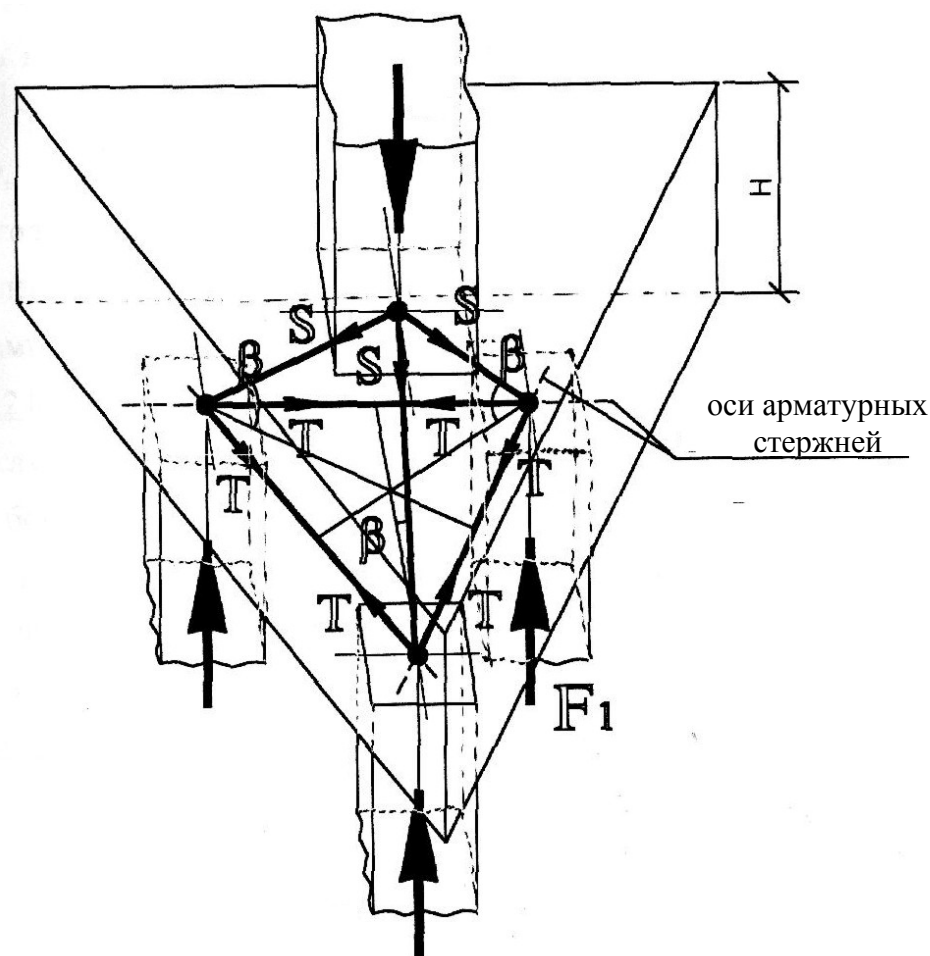


Рис. 2.5. Пространственная каркасно-стержневая модель трехсвайных ростверков под колонны

Основным недостатком указанных моделей, с одной стороны, является выбор ключевых точек, расположенных на вертикальных осях симметрии грузовых и опорных площадок. В результате каждая наклонная полоса, в пределах которой концентрируются сжимающие напряжения, не имеет рабочей грузовой площадки по верху – в пределах поперечного сечения подошвы колонны, а также по низу – в пределах поперечного сечения сваи. Тем самым искажается угол наклона сжатых полос, расположенных между сваями и колонной, а также искажаются характеристики коротких элементов. С другой стороны, с увеличением числа свай, т.е. с появлением новых рядов свай относительно оси колонны, резко увеличивается неравномерность передачи усилий на сваи. Происходит увеличение ординат эпюр распределения реактивных усилий над внутренними гранями свай. Одновременно смещается центр тяжести указанных эпюр (рис. 2.6). Следовательно, ключевые точки модели также должны смещаться. Выявленные недостатки не приводят к большим погрешностям в трех- и четырехсвайных ростверках. При многорядном расположении свай, т.е. при увеличении

свай от шести до двенадцати, погрешности становятся значительными, появляется необходимость корректировать построение расчетных моделей.

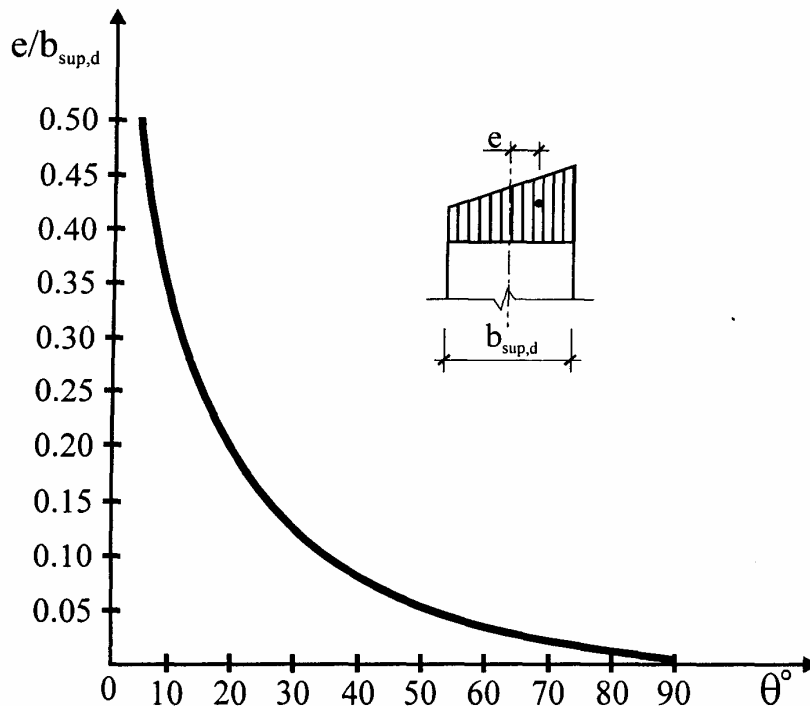


Рис. 2.6. Зависимость центра тяжести эпюры над свайей от угла наклона сжатого потока θ

Рассмотрим модификации расчетных моделей многорядных ростверков свайных фундаментов под колонну на примере шести- восьми- и двенадцатитисвайных ростверков (рис. 2.7–2.9). Основной проблемой при разработке модифицированных моделей ПКСМ-А является определение размеров и положения грузовых и опорных площадок для наклонных полос, число которых определяется количеством свай. Определение грузовых и опорных площадок производится с учетом выявленных закономерностей изменения размеров указанных площадок с ростом числа свай.

Эти закономерности можно описать следующими аналитическими зависимостями:

$$\frac{A_{b,v,i}}{A_{b,v,i+1}} = \frac{A_{b,d,i}}{A_{b,d,i+1}} = \frac{\sin \theta_i}{\sin \theta_{i+1}}, \quad (2.1)$$

где $A_{b,v}$, $A_{b,d}$ – рабочие площади наклонных сжатых полос бетона по верху – в уровне колонн и по низу – в уровне оголовков свай, которые в тексте условно названы рабочими грузовыми и опорными площадками.

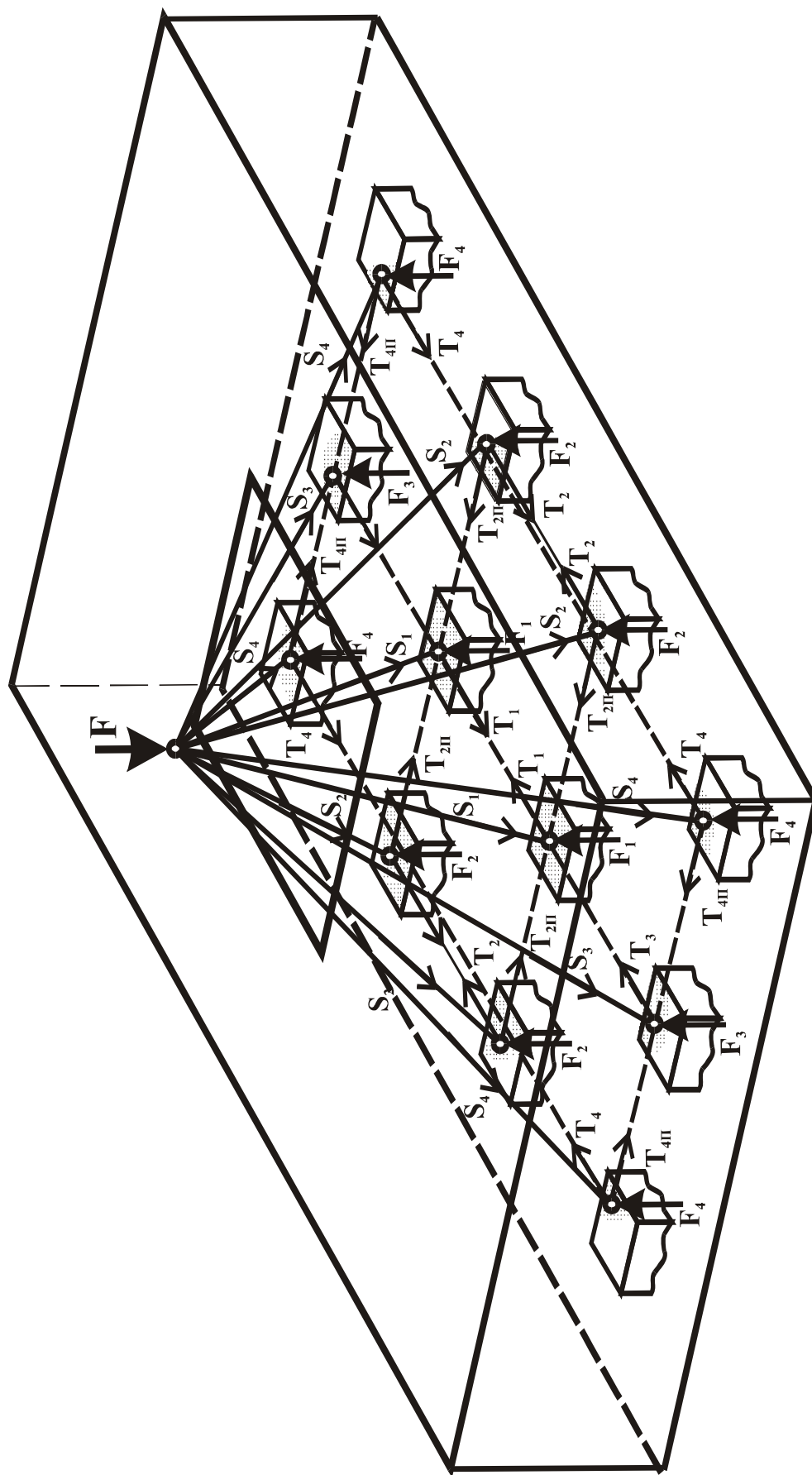


Рис. 2.7. Расчетная модель ПКСМ-А для двенадцатиглавного ростверка

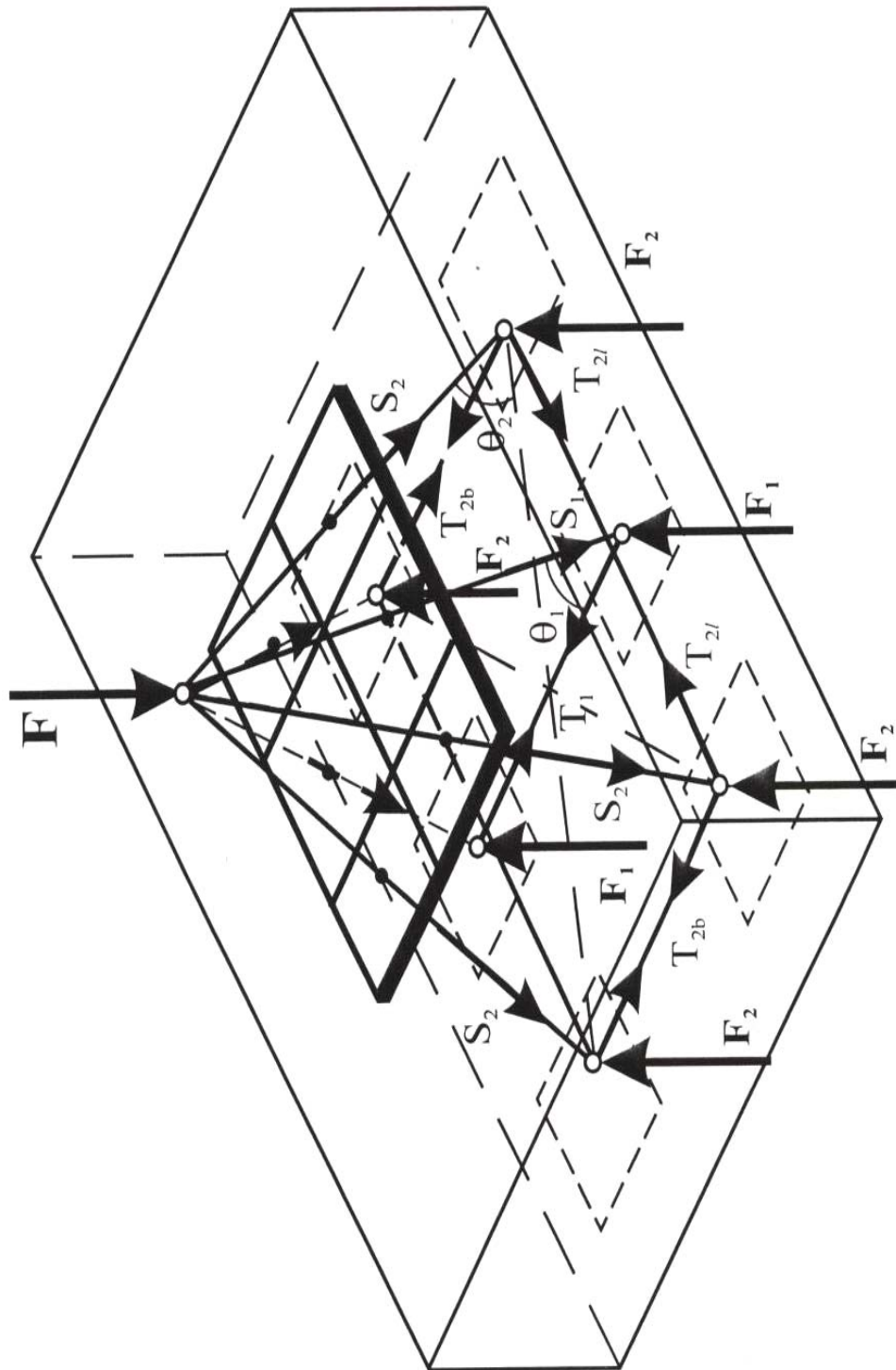


Рис. 2.8. Расчетная модель ПКСМ-А для шестисвайного ростверка

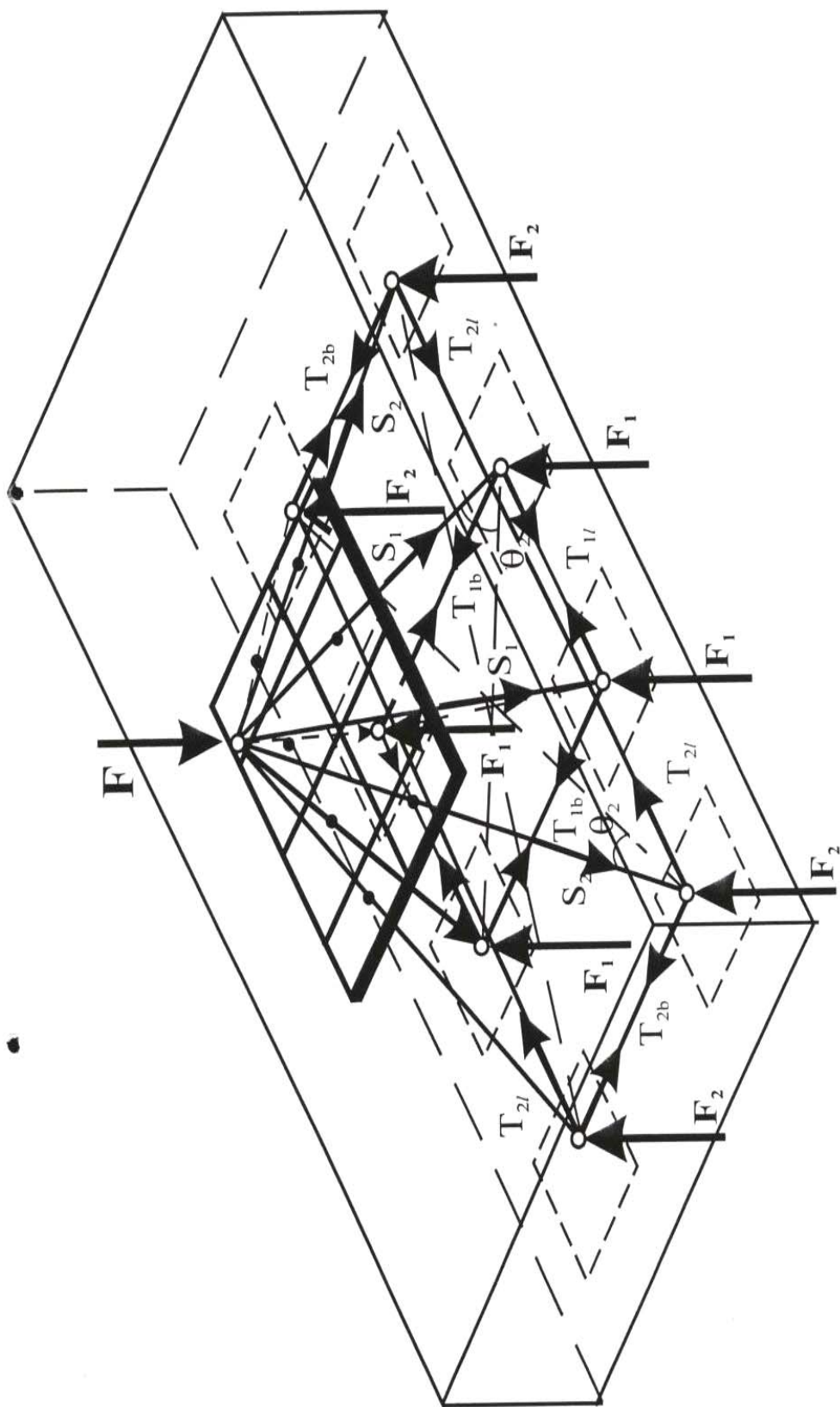


Рис. 2.9. Расчетная модель ПКСМ-А для восьмисвайного ростверка

Следовательно, размеры и положение рабочих площадей расчетных полос бетона зависят от расположения соответствующих свай-опор относительно оси колонны, а также от размеров поперечного сечения колонны и свай. Ключевые точки модели принимаются в центре тяжести грузовых и опорных площадок, соответствующих наклонным сжатым стержням, расположенным между колонной и каждой сваем. Модифицированная стержневая модель образуется путем соединения ключевых точек, положение которых скорректировано в соответствии с результатами проведенных исследований. Тем самым устраняются выявленные недостатки расчетных моделей ПКСМ для трех- и четырехсвайных ростверков.

Охарактеризуем полученную расчетную модель ПКСМ-А, используя для выразительности различные сопоставления и аллегории. Схема расположения свай в ростверках имеет несколько осей симметрии. Сваи располагаются симметрично относительно оси колонны. Симметричность соблюдается как по диагоналям, соединяющим центры свай-близнецов, так и по продольным и поперечным осям ростверка. При построении пространственной модели оси наклонных сжатых полос, расположенных над сваями-близнецами, имеют общую ключевую точку, находящуюся на вертикальной оси колонны. Положительным является преимущество модифицированной модели ПКСМ-А, которая состоит из нескольких моделей, построенных ранее, для коротких балок и представляющих собой плоскую модель треугольного очертания с растянутым поясом, расположенным вдоль диагоналей, соединяющим ключевые точки модели на уровне оголовков свай. Можно сделать вывод о том, что плоская модель КСМ (рис. 1.3) является своеобразным модулем при построении пространственных моделей ПКСМ и ПКСМ-А. С другой стороны, имеем иную ситуацию. В результате механики объединения плоских моделей КСМ, путем их поочередного перемещения от одной пары свай-близнецов к другой, вокруг оси колонны образуется единая пространственная система ПКСМ-А. Полученная стержневая структура состоит из автономных пространственных каркасно-стержневых моделей ПКСМ, каждая из которых объединяет сваи с центрами, находящимися на соответствующих эллипсообразных контурах (рис.2.3). Автономность работы указанных моделей реализуется за счет распределения суммарной нагрузки, передаваемой колонной, пропорционально расположению каждой системы относительно оси колонны.

Особое внимание требует описание расположения растянутых поясов моделей ПКСМ-А. Установлено, что концентрация растягивающих напряжений происходит как в направлении замкнутых эллипсообразных контуров, объединяющих центры соответствующих свай, так и в диагональном направлении между сваями-близнецами. Можно сделать вывод о том, что модифицированная модель ПКСМ-А состоит из автономных моделей

ПКСМ, число которых соответствует количеству свай и схеме их расположения. При этом каждая система ПКСМ имеет растянутый пояс эллипсообразного очертания. Важно заметить, что механика объединения моделей ПКСМ в единую модель ПКСМ-А заключается в образовании нескольких конусообразных объемных элементов, толщина которых определяется размерами грузовых и опорных площадок наклонных бетонных полос. Основаниями этих элементов служат эллипсообразные полосы, расположенные в уровне подошвы колонны и у нижней грани ростверка. Полученная модель имеет простой вид и хорошо описывает физическую работу ростверков при увеличении количества свай до $n = 6$.

Основным недостатком является то, что пирамидообразные модели ПКСМ и ПКСМ-А не позволяют в полной мере учитывать характер изменения усилий в свае по мере их удаления от колонны. Кроме того, нагружения свай через наклонные сжатые полосы бетона, оси которых ориентированы на оси колонны, в некоторой степени искажают действительную работу ростверков. Наличие большого объема экспериментально-теоретических исследований, проведенных автором, и позволяет усовершенствовать модель ПКСМ-А. Методика построения моделей ПКСМ-Ф также в полной мере основывается на принципах модифицирования полученных моделей и рассмотренных в подразд. 2.2.1. Совершенствование расчетной модели осуществляется в двух направлениях. Следуя первому направлению, опираясь на метод копирования, введем в стержневую модель вертикальные стержни, которые имитируют равнодействующие эпюры напряжений над каждой свайей.

Вторым направлением является поочередная, условно говоря, волнообразная передача усилий от колонны на сваи. Схемы расчетных моделей показаны на рис. 2.10–2.12. Для построения модели ПКСМ-Ф, соединим вершину вертикального стержня, расположенного над каждой предыдущей свайей с ключевой точкой модели, находящейся над каждой последующей свайей. Для образования замкнутости пространственной модели соединим вершины вертикальных стержней над каждой свайей в продольном и поперечном направлениях. Таким образом, вдоль продольных и поперечных рядов свай образуются плоские стержневые модели в виде ферм одинакового очертания. Отличаются плоские фермы только высотой вертикальных стержней. В продольных и поперечных рядах свай, оси которых совпадают с продольной и поперечной осью колонны, вертикальные стержни отсутствуют, при этом в верхнем общем узле прикладывается внешняя нагрузка, передаваемая колонной.

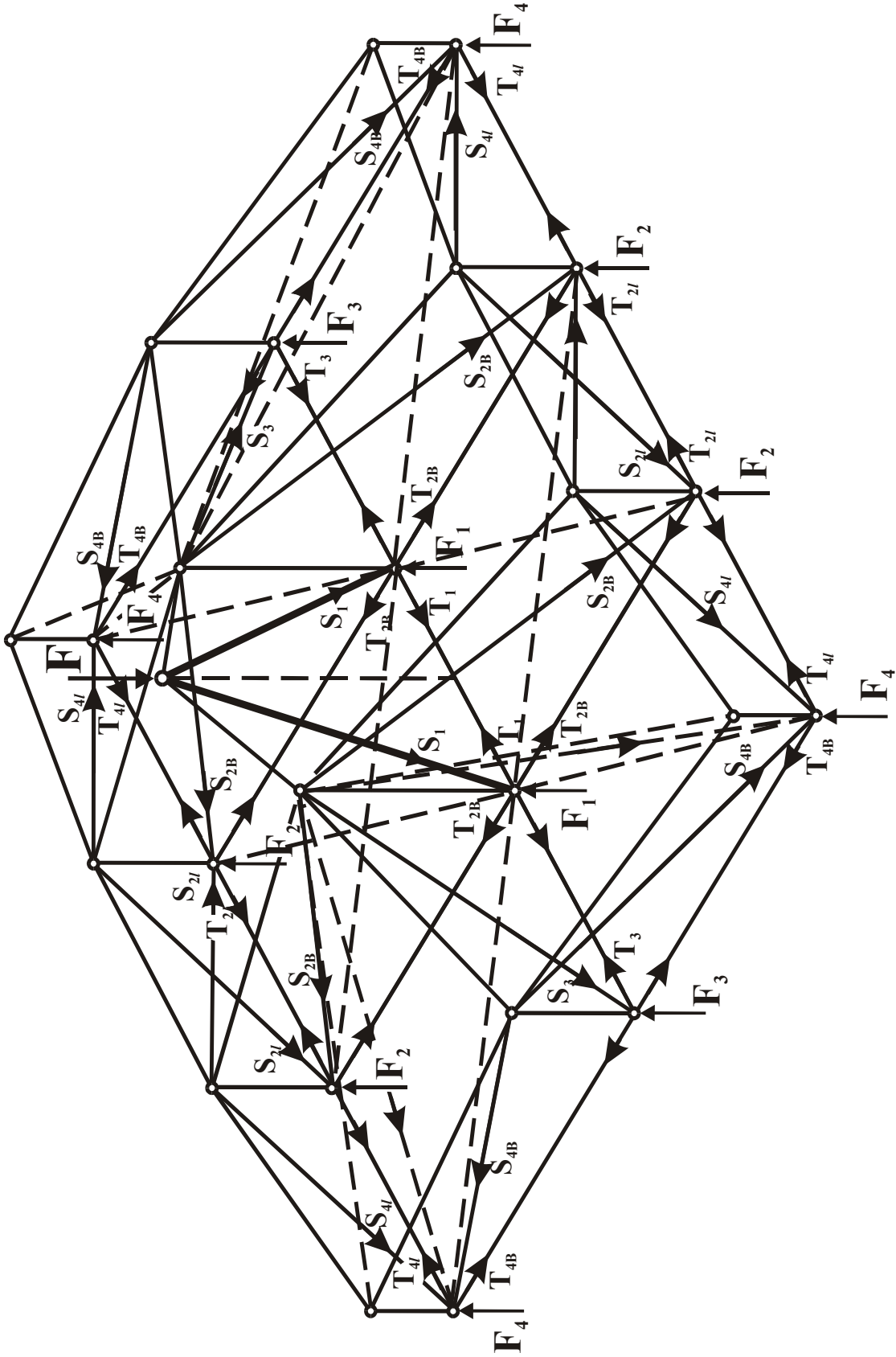


Рис. 2.10. Схема расчетной модели ПКСМ-Ф для двенадцатигрannого ростверка

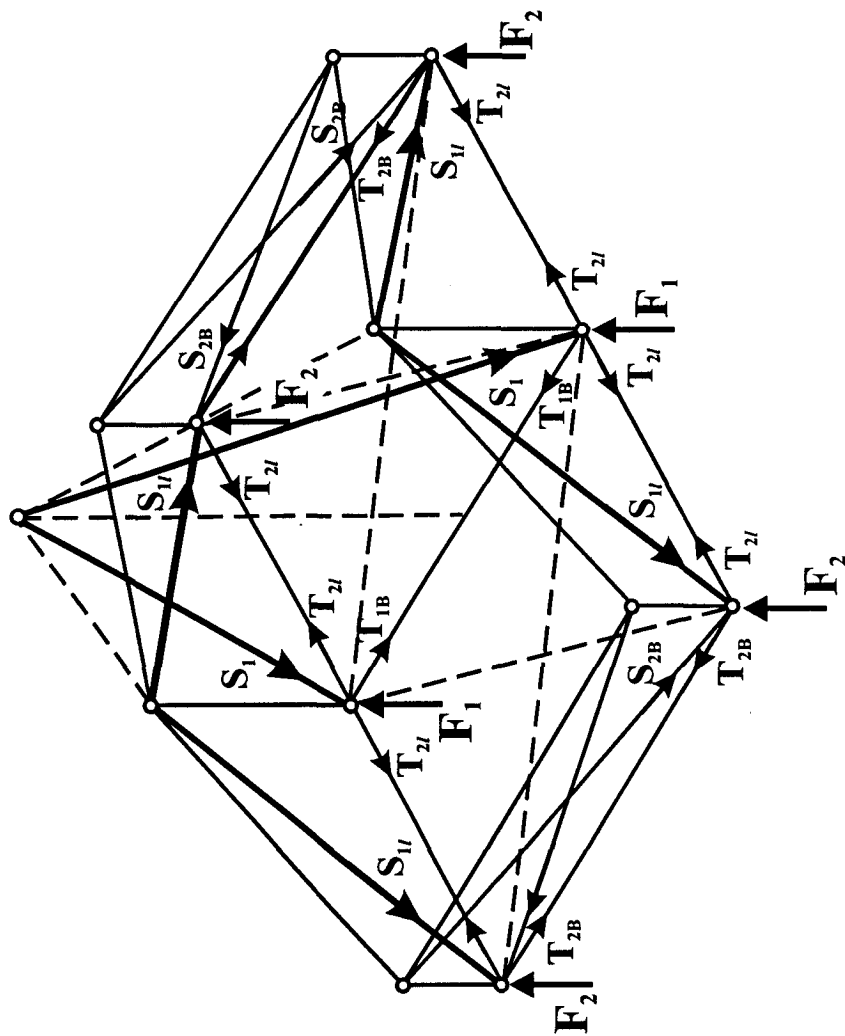


Рис. 2.1.1. Схема расчетной модели для шестисвязанного ростверка ПКСМ-Ф

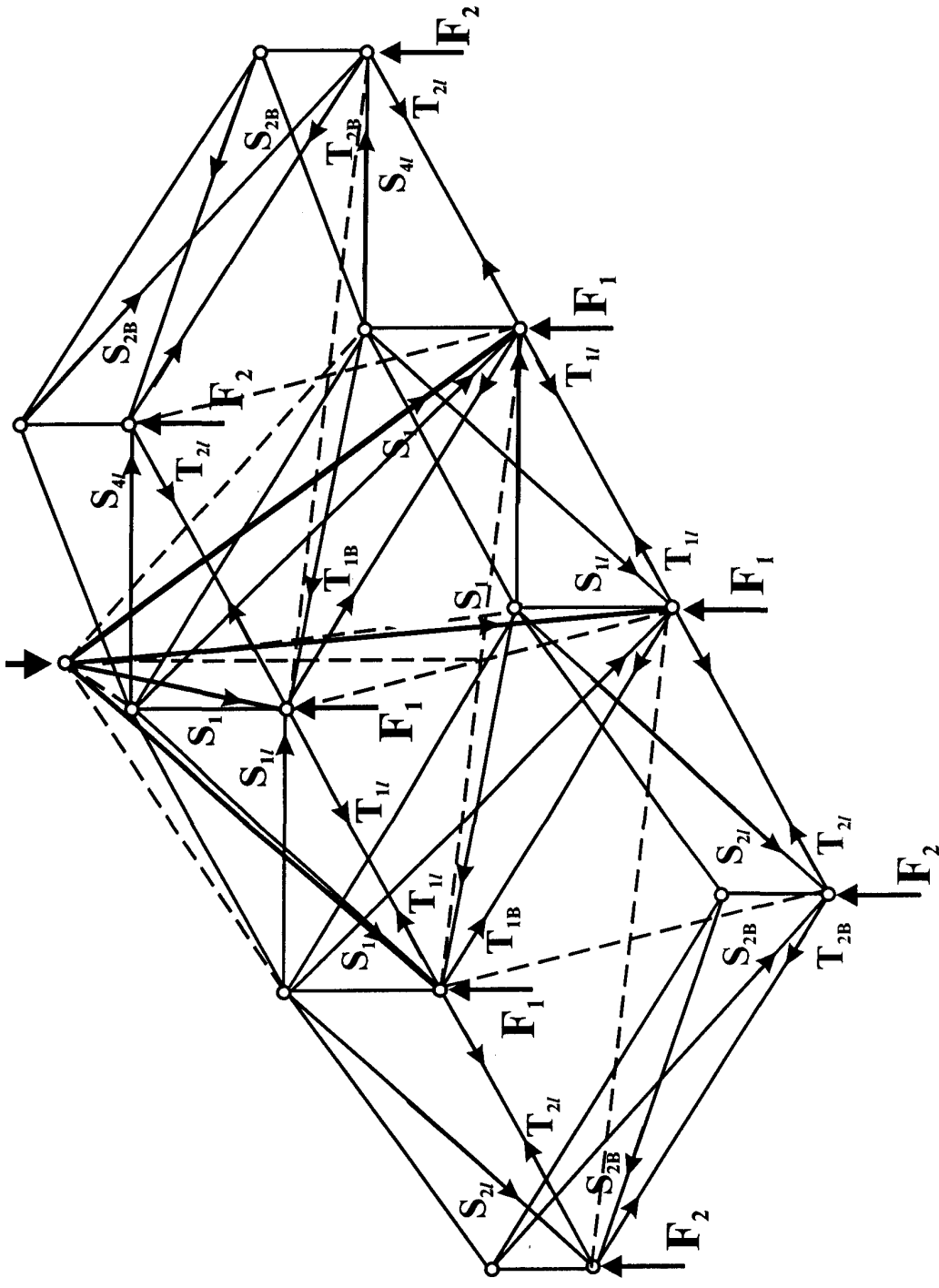


Рис. 2.12. Схема расчетной модели ПКСМ-Ф для восьмивершинного ростовка

В результате имеем пространственную стержневую модель сложного очертания, которую можно считать структурной аналогией ростверка. Динамика передачи усилий выглядит следующим образом. Нагружение происходит, начиная с близлежащих свай, поочередно по мере их удаления от оси колонны. Передача усилий осуществляется так же, как в модели ПКСМ-А, через наклонные полосы бетона, расположенные между колонной и близлежащими сваями. Затем указанный цикл передачи нагрузки повторяется от сваи к свае через наклонные полосы бетона, расположенные в коротком пролете между соседними сваями. Угол наклона сжатых полос, которые имитируются наклонными стержнями, зависит от расстояния между соседними сваями в продольном и поперечном направлениях, а также от величины усилий или высоты вертикальных стержней, расположенных над каждой свайей.

Охарактеризуем полученную модель. Все преимущества, которыми обладала модель ПКСМ-А, присущи новой модели ПКСМ-Ф. Структурная модель ПКСМ-Ф также имеет единый многочисленно повторяющийся модуль, т.е. стержневую модель КСМ (см. рис. 1.3). С помощью такой модели эффект работы коротких элементов, характерный для работы ростверков, реализуется с помощью наклонных сжатых и растянутых стержней, объединяющихся в единый пространственный узел над центром рабочей площади каждой сваи. При этом угол наклона сжатых стержней изменяется в зависимости от усилий в сваях и в большей степени имитирует работу ростверков. Пространственная модель ПКСМ-Ф позволяет произвести расчет и описать схему разрушения в результате разрушения сжатой бетонной полосы и растянутых арматурных поясов, расположенных над каждой свайей и ориентированных в пространстве. Таким образом, поставленная задача – усовершенствовать модель ПКСМ-А – выполняется с помощью модели ПКСМ-Ф.

Одним из недостатков указанной модели является сложность ее структуры. Однако эта сложность вводится преднамеренно, поскольку такая модель более точно описывает действительное напряженно-деформированное состояние ростверка. С другой стороны, расчет таких моделей ориентирован на компьютерные технологии. В заключение следует добавить, что сложная структура ПКСМ-Ф в определенном смысле является кажущейся, так как она заключается в многочисленном повторении с заданной закономерностью простого модуля – плоской стержневой модели ПКСМ.

2.2.3. Построение вариантов расчетных моделей при различных перемещениях свай

Ставилась задача модифицировать ранее построенные модели ПКСМ-А и ПКСМ-Ф для того, чтобы учесть характер изменения напряженно-деформированного состояния ростверка многосвайного фундамента при различ-

ного вида перемещениях свай, т.е. при различных деформациях основания. Эта задача затрагивает очень важную проблему оценки системы взаимодействия основания с инженерными сооружениями. Следует сказать, что все ранее проводимые исследования ростверков свайных фундаментов, а также моделирование их работы имели общую предпосылку. Эта предпосылка предусматривала абсолютно жесткое основание в виде скальных пород. Она оправдывала себя на первоначальных этапах исследований. В настоящее время накопилось, хотя и небольшое, но достаточное число экспериментальных исследований, позволяющих перейти к оценке взаимодействия ростверков свайных фундаментов с основанием. Уместно рассмотреть тот факт, что почти все скальные массивы можно отнести к трещиноватым скальным основаниям, имеющим деформации. Известно, что такие деформации называют эффективными. Определение механических характеристик трещиноватых скальных оснований и их поведения под нагрузкой является до сих пор нерешенной проблемой. Дело в том, что существующие методики определения характеристик оснований базируются на линейной зависимости σ – ϵ . В действительности, зависимость σ – ϵ трещиноватых пород является нелинейной, в результате появляется погрешность при определении деформационных характеристик и напряженного состояния основания под нагрузкой. Очевидно, что по мере развития научных исследований рассматриваемых оснований будут совершенствоваться методы оценки эффективных деформаций и поведения основания под нагрузкой. Следовательно, все ранее построенные модели КСМ, ПКСМ, ПКСМ-А, ПКСМ-Ф нуждаются в модификации, которая позволяет учитывать деформации скальных оснований. Очевидно, что к решению проблемы оценки системы взаимодействия инженерного сооружения с основанием целесообразно подходить с двух сторон: путем совершенствования методов расчета конструкций свайного фундамента и путем совершенствования определения механических характеристик и поведения основания под нагрузкой. Что касается других видов основания, можно отметить, что существует большое разнообразие геологических разрезов и их можно считать активно деформированными. В каждом случае деформации основания приводят к перемещению свай в зависимости от характера нагружения. Рассмотренная обобщенная оценка характера работ основания под нагрузкой служит надежным обоснованием правильности выбранного направления модификаций расчетной модели ростверков. Это направление заключается в смещении узлов расчетной модели в соответствии с проявленными деформациями основания.

В порядке обобщения рассмотрим одновременное смещение свай-опор как по вертикали, так и по горизонтали, т.е. смещение, ориентированное в пространстве. На рис. 2.13, 2.14 показаны варианты модификаций расчетных моделей для двенадцатисвайного ростверка.

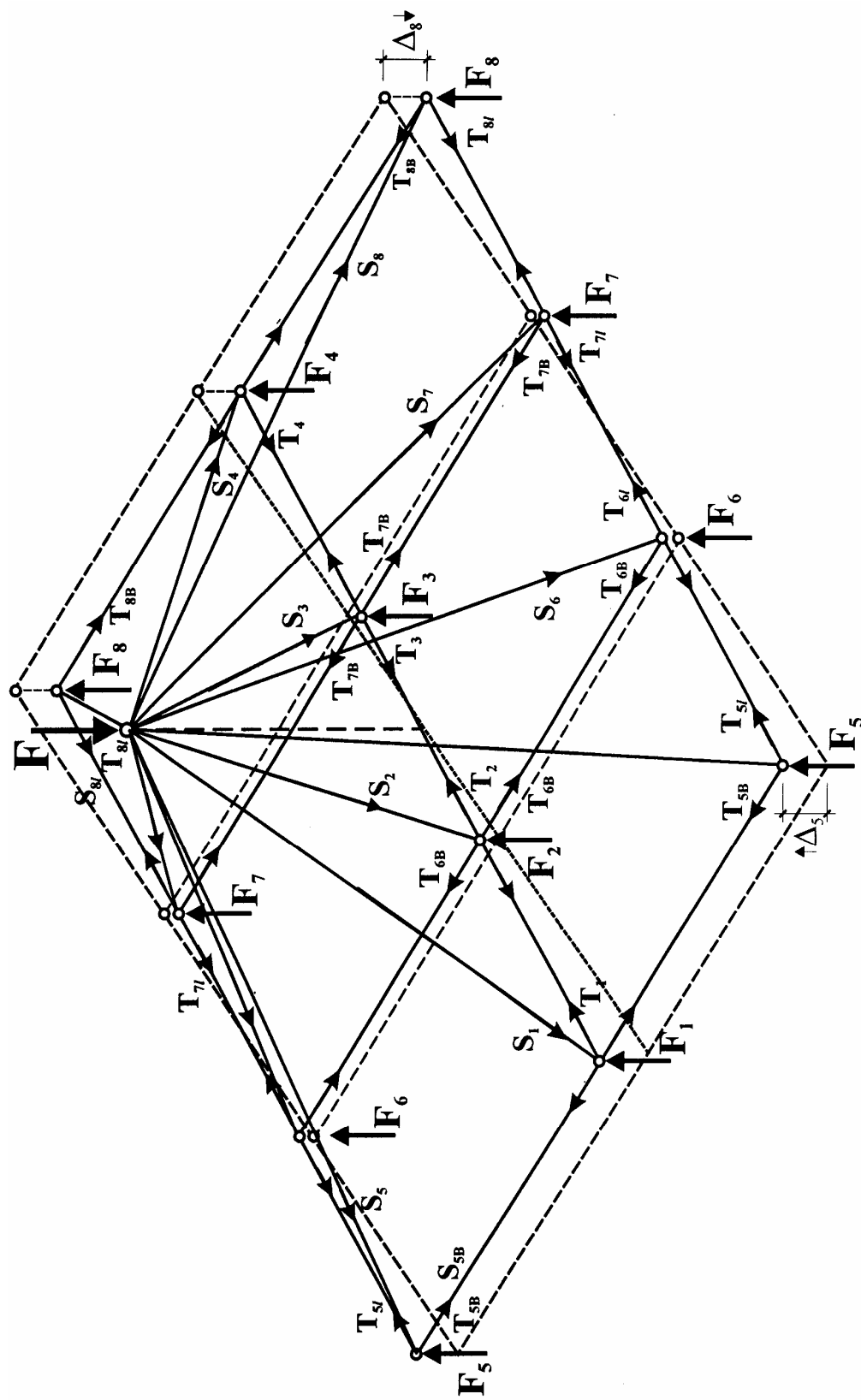


Рис. 2.13. Расчетная модель для ПКСМ-А для двенадцативальной ростверка при неравномерной осадке опор

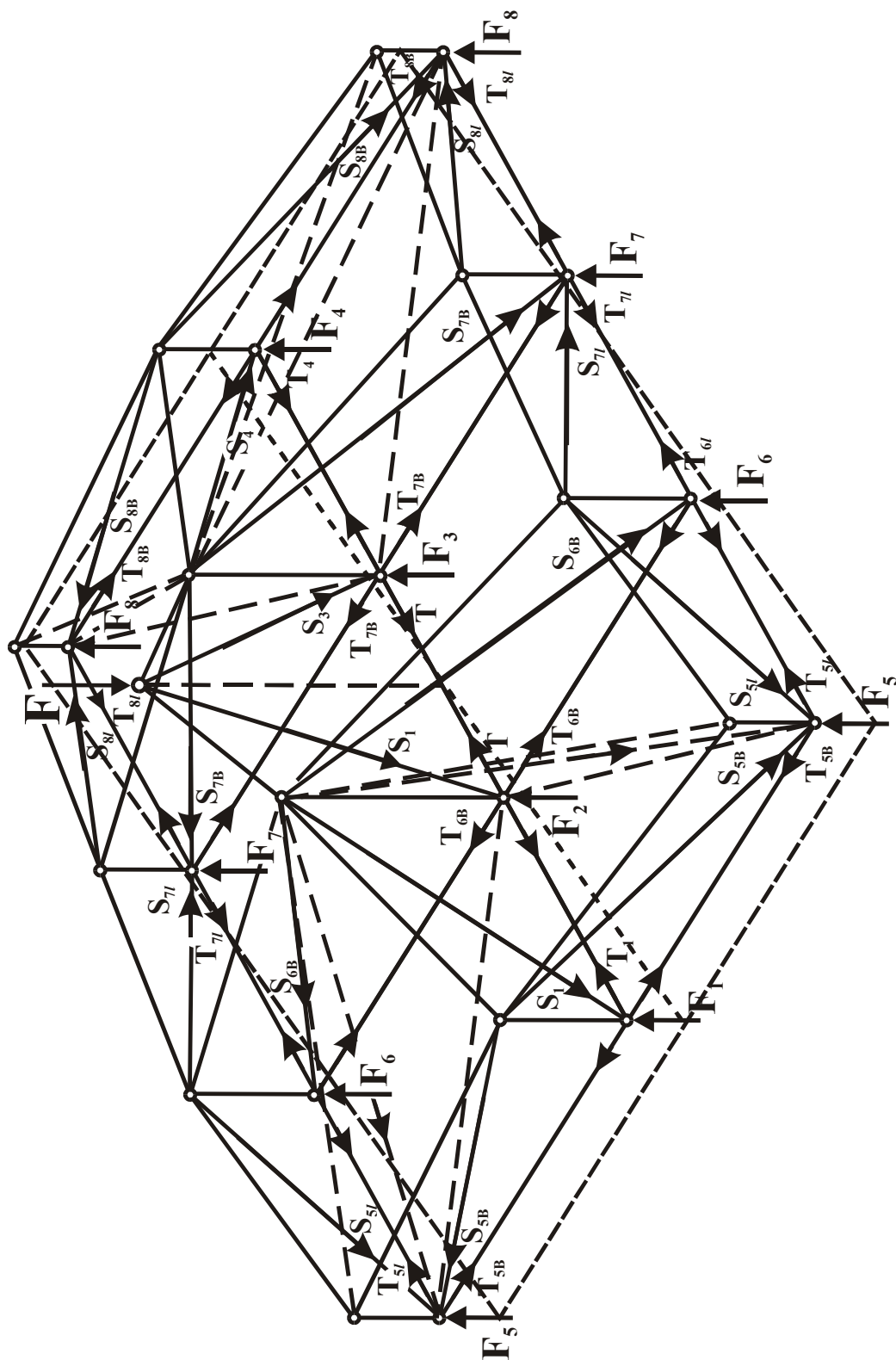


Рис. 2.14. Расчетная модель для ПКСМ-Ф для двенадцатисвязного ростверка при неравномерной осадке опор

2.2.4. Построение расчетных моделей в случае появления предельных усилий в одной или нескольких сваях

Рассмотрим методику модификации расчетной модели на примере восьми- и шестисвайных ростверков при последовательном решении проблем совместной работы ростверка с основанием. Известно, что в практике проектирования свайных фундаментов наиболее распространенными являются две особенности работы свай. К первой особенности следует отнести потерю несущей способности одной или нескольких свай. Ко второй особенности следует отнести случай, когда возникают предельные усилия в одной или нескольких сваях, которые остаются постоянными при эксплуатации ростверка. Имеется в виду, что эти сваи воспринимают ограниченную величину внешней нагрузки.

В рамках модели ПКСМ учет указанных особенностей работы свай предлагается производить на основе смещения либо удаления ключевых точек моделей, которые располагаются над сваями, теряющими несущую способность в результате их перемещения.

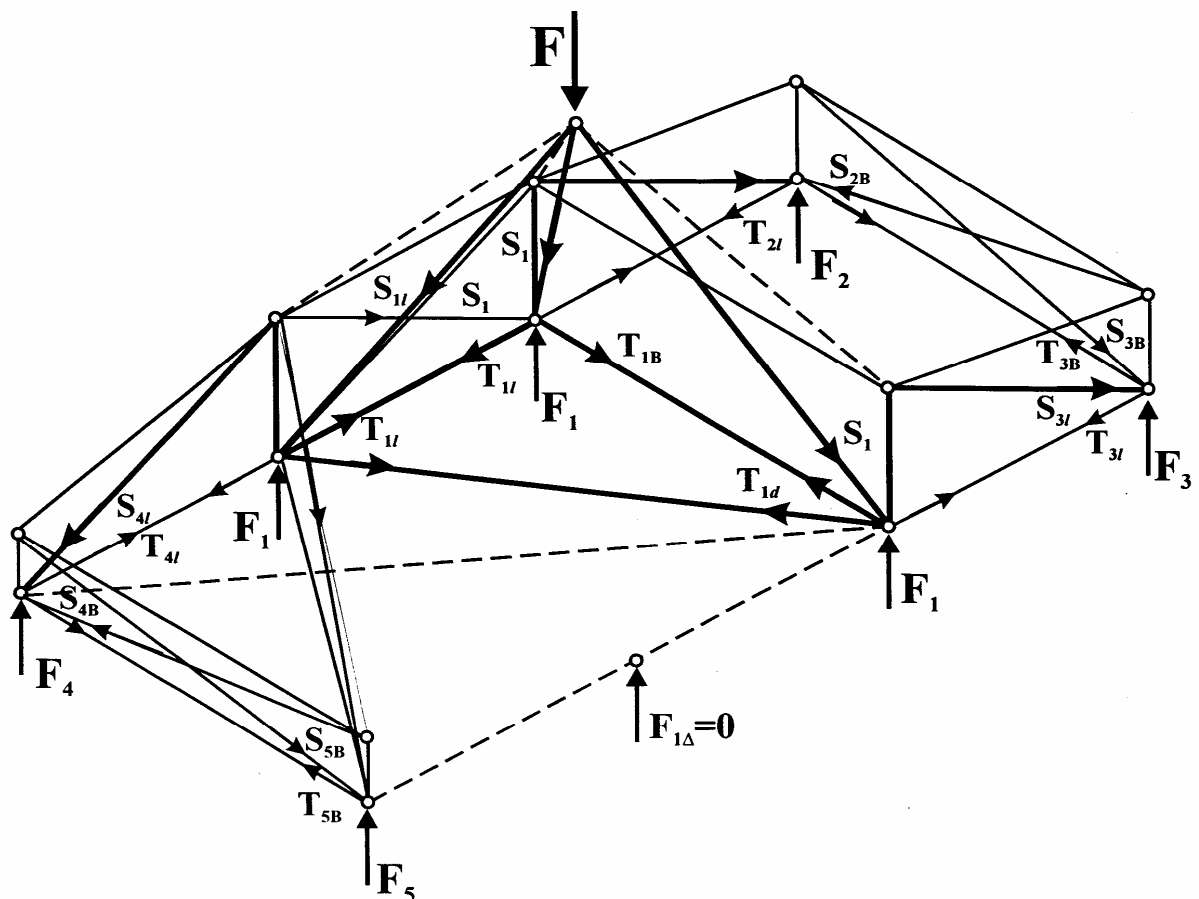


Рис. 2.15. Расчетная модель для восьмисвайного ростверка ПКСМ-Ф при выключении из работы одной из свай

На рис. 2.15–2.16 приведены расчетные модели ПКСМ-Δ, которые, для примера, учитывают смещение (потерю несущей способности) только одной сваи. В случае полной потери несущей способности сваи изменяются количество и угол наклона расчетных бетонных полос за счет сокращения числа работоспособных свай. В случае когда свая воспринимает ограниченную внешнюю нагрузку, в расчетную модель вводится известная величина вертикального усилия этой сваи, затем производится перераспределение усилий между рабочими сваями в рамках новой модели ПКСМ-Δ.

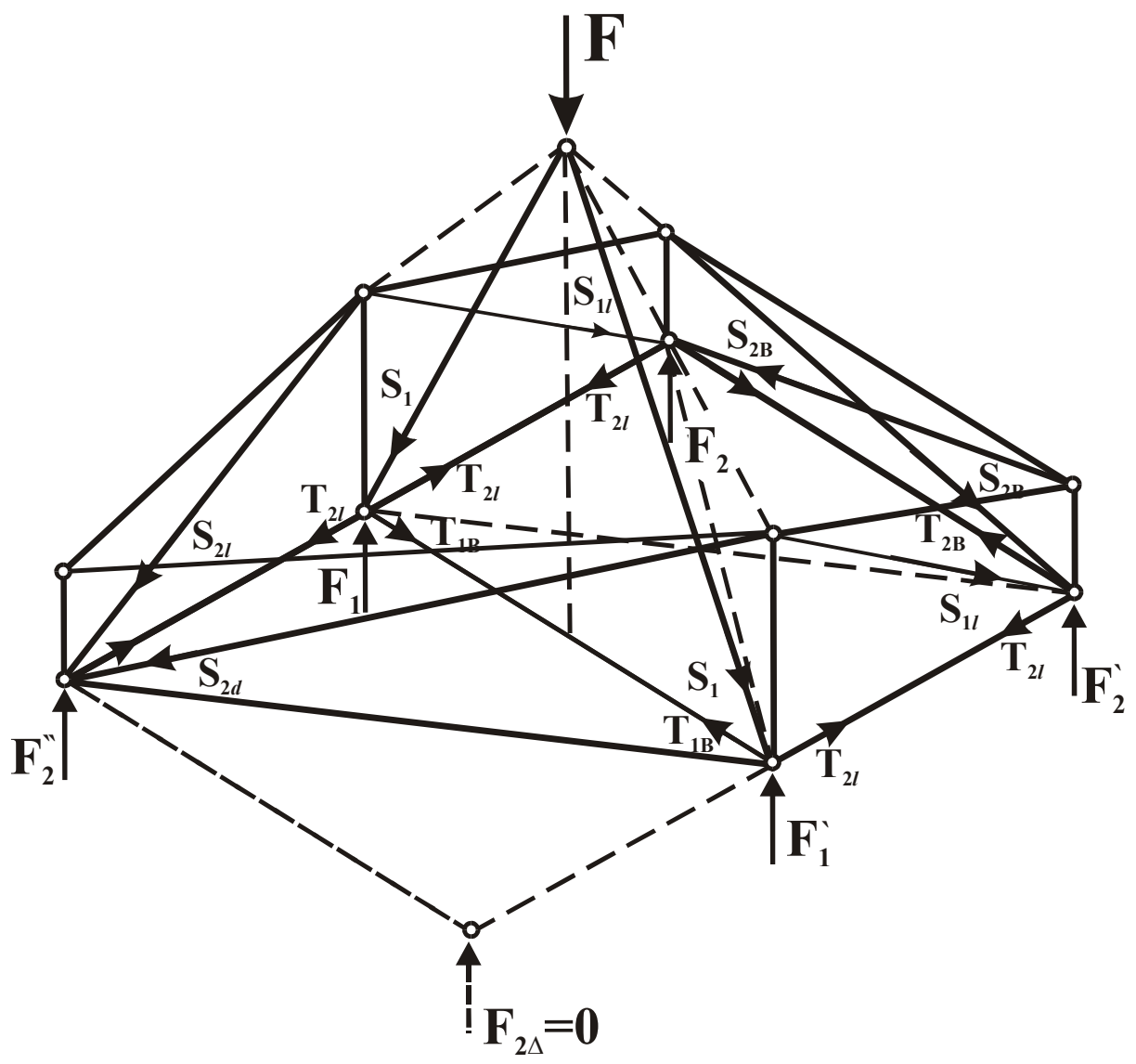


Рис. 2.16. Расчетная модель для шестисвайного ростверка ПКСМ-Ф при выключении из работы одной из двух угловых свай

2.3. Определение усилий в расчетных моделях

В данном разделе приводится расчет моделей ПКСМ-А и ПКСМ-Ф. Условно считаем, что узлы соединения сжатых и растянутых стержневых элементов шарнирные. Определение усилий производим на основе уравнений равновесия. Особенности напряженно-деформированного состояния многорядных свайных ростверков под колонны позволили разработать расчетные зависимости для определения реакций свай и внутренних усилий. С удалением сваи от оси колонны уменьшаются угол наклона и сжимающие напряжения. Поэтому сжимающие усилия распределяются пропорционально грузовым и опорным площадкам, т.е.

$$\frac{S_i}{S_{i+1}} = \frac{\sin \theta_i}{\sin \theta_{i+1}}, \quad (2.2)$$

где S_i – усилие в наклонном сжатом потоке;
 θ_i – угол наклона сжатого потока.

$$S_i = \frac{F_i}{\sin \theta_i}; \quad (2.3)$$

здесь F_i – опорная реакция в i -й свае.

Соотношение опорных реакций имеет общий вид:

$$\frac{F_i}{F_{i+1}} = \frac{\sin^2 \theta_i}{\sin^2 \theta_{i+1}}. \quad (2.4)$$

При этом $\sum F_i = F$, где F – вертикальная сила, действующая на ростверк.

Расчетные усилия для моделей ПКСМ-А при $F = 1$ приведены в табл. 2.1.

Т а б л и ц а 2 . 1

Усилия для моделей ПКСМ-А

Кол-во свай	Номер сваи	θ_i	F_i	S_i	T_{id}	T_{il}	T_{ib}
1	2	3	4	5	6	7	8
6	1	56	0,207	0,25	0,14	-	0,14
	2	44	0,146	0,21	0,151	0,126	0,084
8	1	51	0,17	0,218	0,137	0,196	0,11
	2	33	0,08	0,148	0,125	0,114	0,05
12	1	70	0,157	0,167	0,144	0,114	-
	2	42	0,08	0,12	0,089	0,091	0,083
	3	41	0,076	0,115	0,086	0,086	-
	4	33	0,052	0,095	0,08	0,06	0,053

При расчете модели ПКСМ-Ф есть некоторые особенности. Предлагается расчетные усилия определять поэтапно. На первом этапе нагружаются центральные сваи, затем нагрузка передается от них на соседние сваи и так далее до полного ее распределения между всеми сваями. При

этом суммарная нагрузка F на всех этапах постоянна. Таким образом, в сваях, находящихся близко к оси колонны, поэтапно изменяются значения усилий S и T . Количество их соответствует числу этапов. Все усилия являются расчетными. Усилия для моделей ПКСМ-Ф (при $F = 1$) приведены в табл. 2.2. В соответствии с характером напряженно-деформированного состояния целесообразно определять сжимающие и растягивающие усилия в продольном, поперечном и диагональном направлениях.

Т а б л и ц а 2.2

Усилия для моделей ПКСМ-Ф

Кол-во свай в ростверке	Номер этапа	Номер свай	F_i/F	Продольное направление			Поперечное направление			Диагональное направление			
				Θ_{il} , град	S_{il}	T_{il}	Θ_{ib} , град	S_{ib}	T_{ib}	Θ_{id} , град	S_{id}	T_{id}	
6	I	1	0.5	-	-	-	56	0.603	0.337	56	0.603	0.337	
		2	0.122	35	0.213	0.174	-	-	-	-	-	-	
	III	2	0.122	20	0.18	0.17	15	0.235	0.228	23	0.312	0.287	
		1	0.255	-	-	-	56	0.307	0.172	56	0.307	0.172	
8	I	1	0.25	-	-	0.185	-	-	0.246	51	0.321	0.308	
		2	0.056	25	0.132	0.12	-	-	-	-	-	-	
	III	2	0.056	13	0.124	0.12	10	0.160	0.157	16	0.203	0.195	
		1	0.19	-	-	0.212	-	-	0.122	51	0.244	0.153	
12	I	1	0.5	70	0.532	0.182	-	-	-	70	0.532	0.182	
		2	2	0.086	-	-	-	37	0.143	0.114	-	-	-
			3	0.12	45	0.169	0.12	-	-	-	45	0.169	0.12
	III	1	0.21	70	0.223	0.196	-	-	-	70	0.223	0.196	
		2	0.052	27	0.058	0.051	21	0.145	0.135	31	0.1	0.086	
		3	0.048	45	0.067	0.048	-	-	-	45	0.06	0.048	
		4	0.02	27	0.022	0.019	21	0.028	0.026	31	0.089	0.033	

Растягивающие усилия T в диагональном направлении для всех модификаций расчетных моделей определяются по формуле

$$T_{id} = S_{id} \cos \theta_{id}, \quad (2.5)$$

где S_{id} – сжимающие усилия i -й свай в диагональном направлении;

θ_{id} – пространственный угол наклона сжатой бетонной полосы.

В продольном направлении

1) для восьмисвайного ростверка усилие T_{1l} определяется так:

$$T_{1l} = T_{1d} \cos \alpha_1 + T_{2l}; \quad (2.6)$$

2) для двенадцатисвайного ростверка усилия T_1 и T_{2l} определяются:

$$T_1 = S_1 \cos \theta_1 + T_3; \quad (2.7)$$

$$T_{2l} = T_{2d} \cos \alpha_1 + T_{4l} \quad (2.8)$$

Схемы растягивающих усилий и углы α_1 и α_2 показаны на рис. 2.17, 2.18.

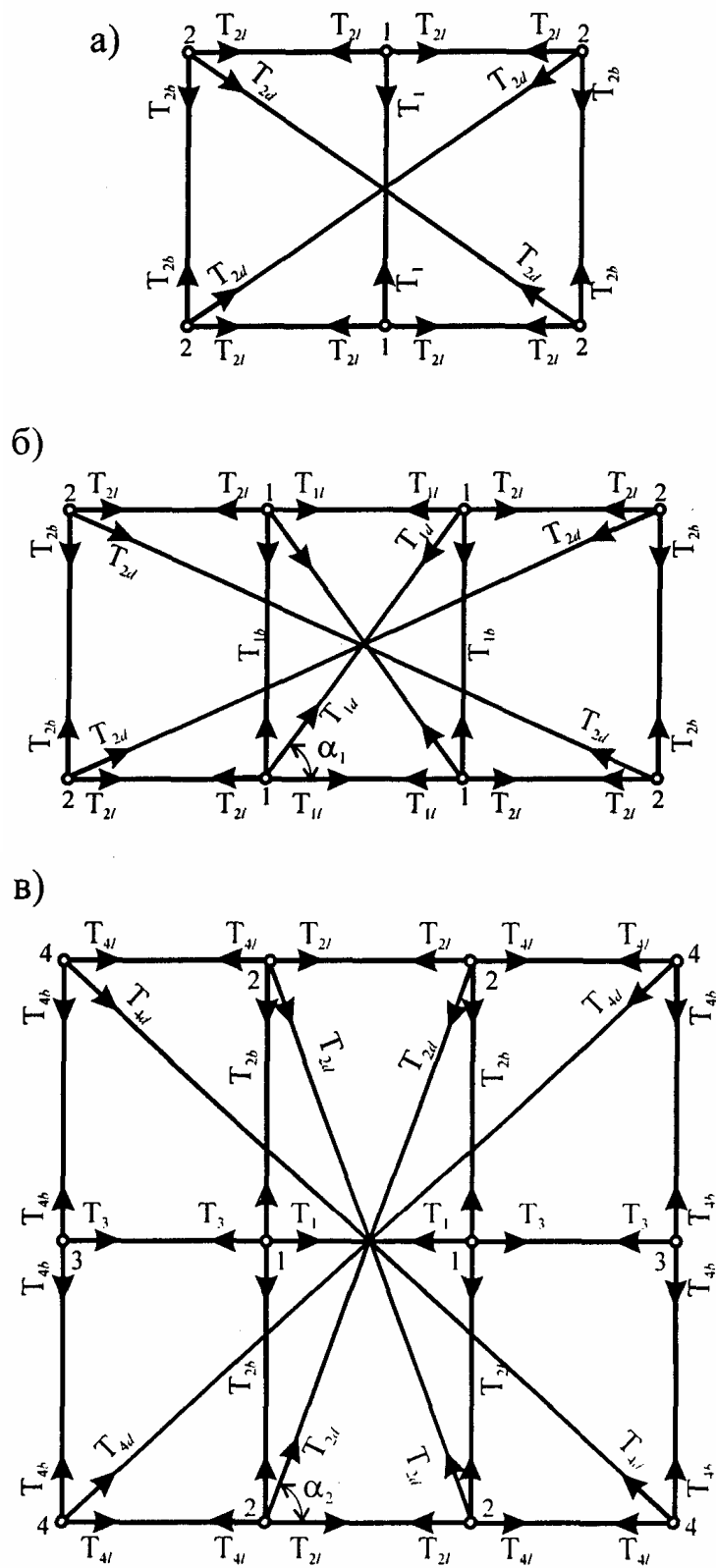


Рис. 2.17. Схемы растягивающих усилий:
 а – шестисвайный ростверк; б – восьмисвайный ростверк;
 в – двенадцатисвайный ростверк

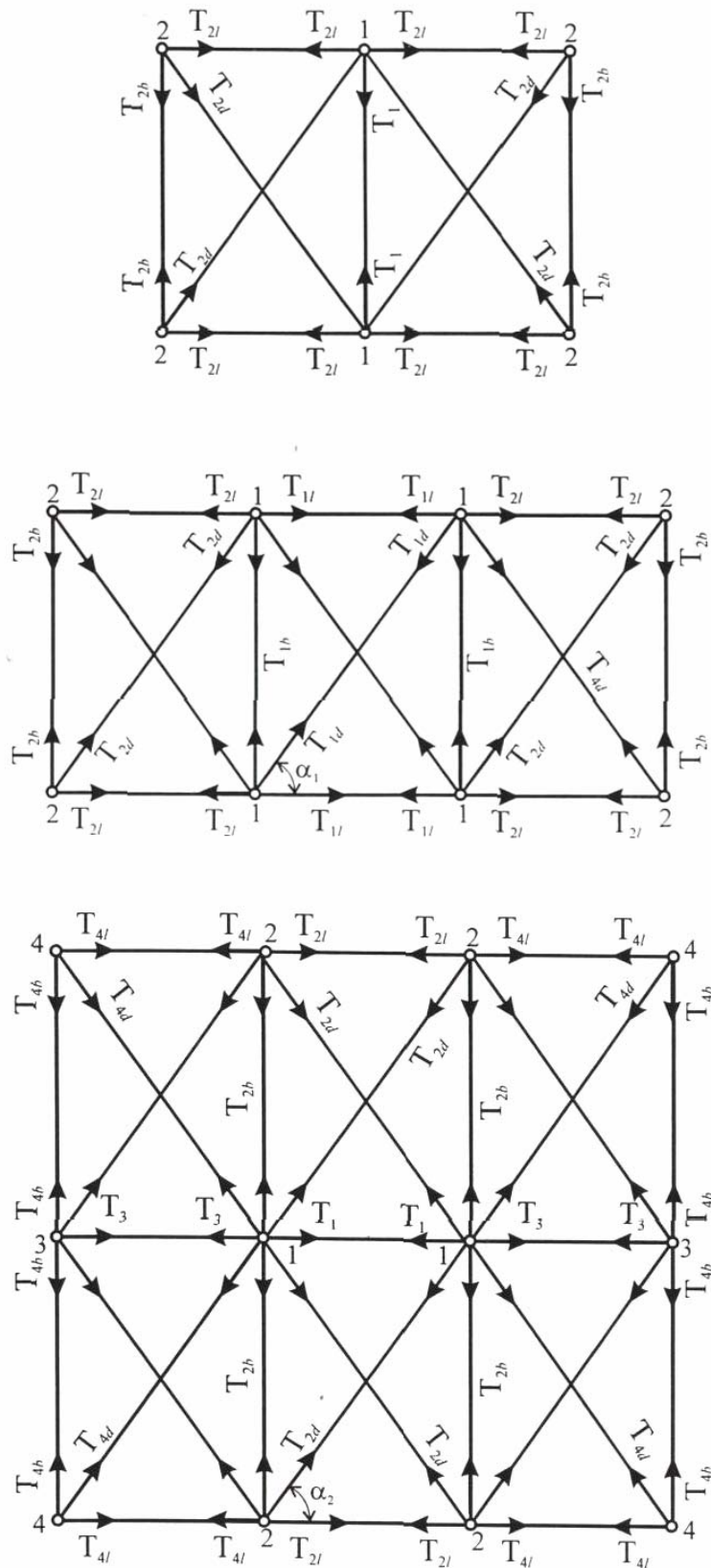


Рис. 2.18. Схемы растягивающих усилий по ПКСМ-Ф для шести-, восьми- и двенадцатисвайных ростверков

2.4. Предельные состояния и условия прочности ростверка

Элементы пространственной каркасно-стержневой модели ПКСМ представляют собой сжатые наклонные полосы бетона и растянутые горизонтальные арматурные пояса. Для составления расчетных зависимостей при работе ростверка по сжатой и растянутой зонам необходимо выявить предельное напряженное состояние в ростверке. Предельное состояние по сжатой полосе наступит при достижении сжимающими напряжениями предела прочности на сжатие $\gamma_b R_b$, по растянутой зоне – при достижении растягивающими напряжениями в арматуре предельных значений $\gamma_s R_s$ (рис. 2.19).

Прочность ростверков по сжатой зоне определяется на основе предельного состояния, соответствующего бетонной полосе, и записывается в виде уравнения

$$\begin{aligned} S_i &\leq \gamma_b R_b A_b; \\ F_i &\leq \gamma_b R_b \sum (A_b \sin \theta), \end{aligned} \quad (2.9)$$

где R_b – предельное сопротивление бетона сжатию;

A_b – расчетная площадь сечения;

γ_b – коэффициент, полученный на основе экспериментов.

Прочность ростверков по растянутой зоне определяется на основе предельного состояния, соответствующего арматурному поясу, и записывается следующим образом:

$$\begin{aligned} T_i &\leq \gamma_s R_s A_s; \\ F &\leq \gamma_s R_s \sum (A_s \operatorname{tg} \theta); \end{aligned} \quad (2.10)$$

где R_s – предельное сопротивление арматуры;

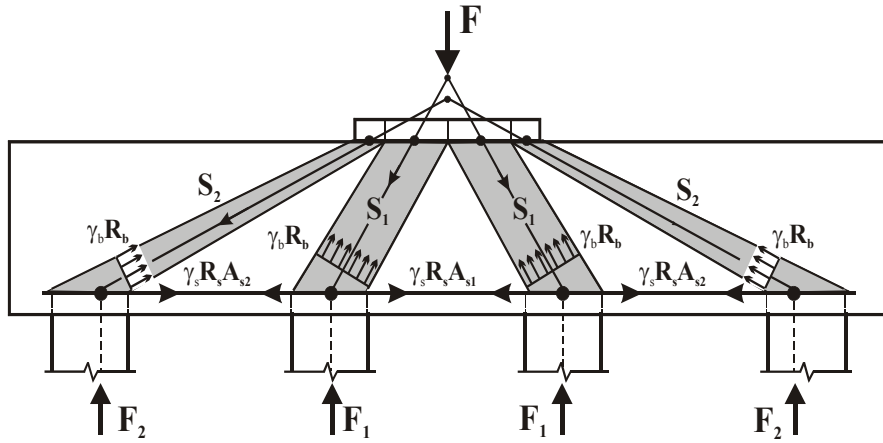
A_s – площадь поперечного сечения арматуры;

γ_s – коэффициент, полученный на основе экспериментов.

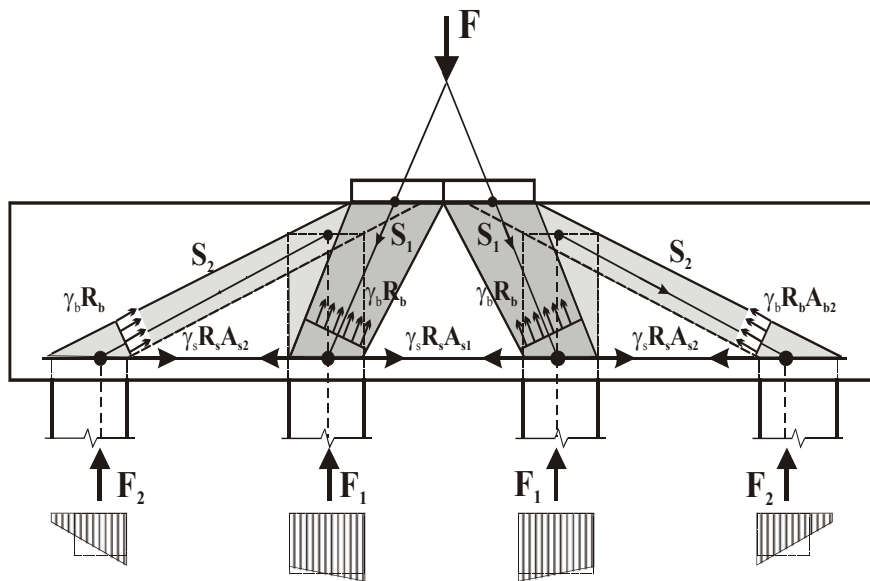
Переходим к определению расчетных сечений сжатых бетонных полос предлагаемых каркасно-стержневых моделей. В общем случае расчетные полосы имеют переменное сечение. Выбор расчетного сечения заключается в определении наименьшего поперечного сечения сжатого бетонного потока.

Целесообразно рассмотреть три возможных расчетных сечения сжатых бетонных полос, ориентированных в пространстве – по низу, по верху и среднее. С уменьшением площади поперечного сечения расчетной полосы A_b , концентрация напряжений увеличивается. Одновременно увеличивается предельное сопротивление бетона, испытывающего объемное напряженное состояние. Степень увеличения определяется критериями прочности бетона $\gamma_b R_b$. Следовательно, расчетным будет сечение, в котором предельные усилия $\gamma_b R_b A_b$ имеют наименьшее значение.

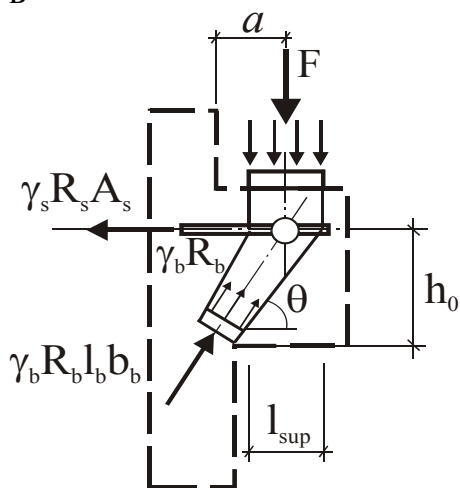
а



б



в



г

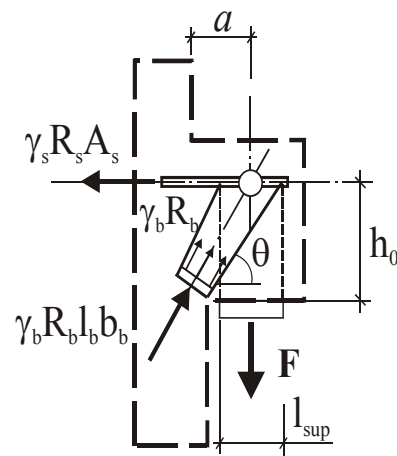


Рис. 2.19. Схема предельных усилий в расчетных сжатых бетонных полосах и растянутом арматурном поясе:
 а – модель ПКСМ-А; б – модель ПКСМ-Ф; в, г – фрагменты аналогий построения КСМ в консолях

2.5. Оценка влияния исследуемых факторов

Ставилась задача описать, как разработанные пространственные каркасно-стержневые модели и расчетные зависимости способны учитывать изменение всех исследуемых факторов. Напомним, что были проведены экспериментальные исследования, в ходе которых изучались схема расположения свай (были испытаны ростверки с количеством опор 6 и 8); эксцентриситет приложения нагрузки; различная схема продольного армирования, перемещения свай в ростверках.

2.5.1. Расчет прочности ростверков при различных схемах расположения свай

Установлено, что прочность сжатой зоны ростверков определяется сжатыми наклонными полосами бетона, расположенными между сваями и колонной. Очевидно, что прочность каждой полосы определяется усилием, размерами поперечного сечения и пространственным углом наклона рассматриваемой полосы. Усилие в большей степени зависит от схемы расположения свай относительно колонны. Поток сжимающих напряжений, направленный от колонны к свае, имеет различные размеры в поперечном сечении. На его формирование оказывают влияние пространственный угол наклона θ (рис. 2.20), размеры грузовых и опорных площадок, а также количество и вид продольной арматуры, пересекающей поток в нижней зоне. Влияние схемы расположения свай на прочность ростверков изучалась на образцах с количеством свай 6 и 8. Разрушение происходило по сжатой зоне бетона. При увеличении числа опор с 6 до 8 прочность почти не изменилась. Оказалось, что предлагаемые расчетные модели хорошо описывают изменение разрушающей силы ростверка в зависимости от увеличения числа свай и порядка их расположения. Для того чтобы добиться количественного совпадения расчетных и опытных величин, применён обратный метод моделирования. С помощью указанного метода уточнялись действительные размеры поперечного сечения расчетной полосы над сваями – опорами в зоне пересечения с продольной арматурой. В обратный метод моделирования в этом случае включен принцип влияния косвенного армирования в зоне действия местной нагрузки, таким образом, размеры поперечного сечения по низу расчетных полос определяются с учетом коэффициента γ_{loc} (рис. 2.21), который рассчитывается по формуле:

$$\gamma_{loc} = 0,4 \left(1 + \frac{\ell_{sup}}{a_s} \right), \quad (2.11)$$

где ℓ_{sup} – сторона поперечного сечения свай,
 a_s – шаг арматурных стержней.

γ_{loc} – коэффициент, учитывающий влияние арматуры на формирование рабочей площади свай.

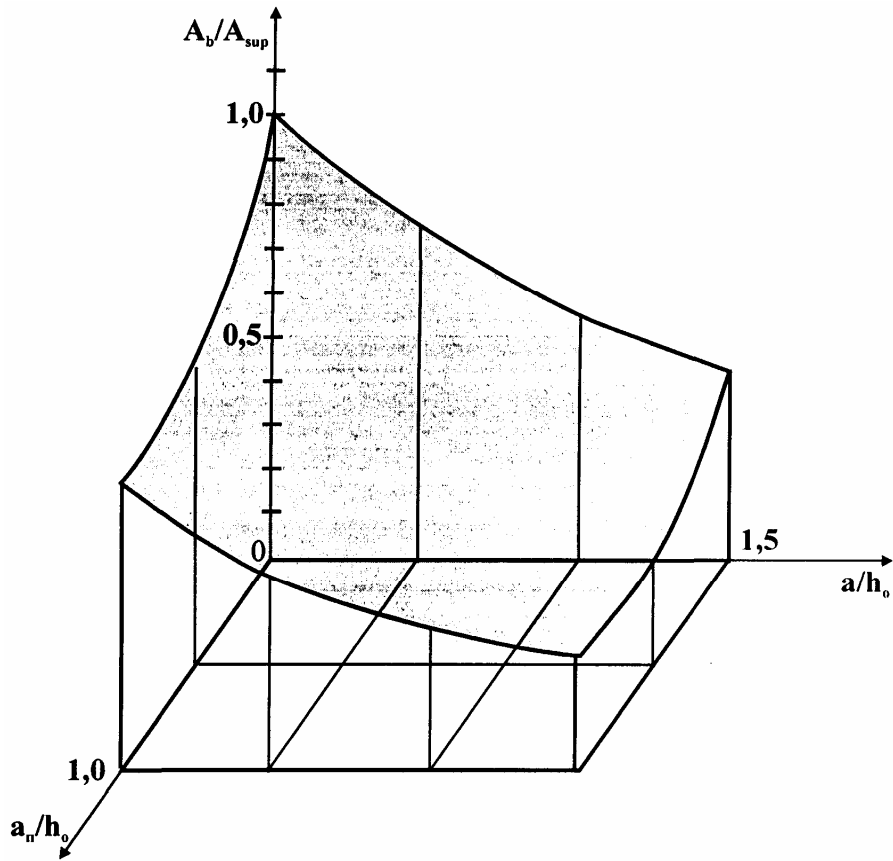


Рис. 2.20. Зависимость рабочей площади сваи от пролета среза в продольном и поперечном направлении:
 A_b – рабочая площадь; A_{sup} – площадь поперечного сечения сваи

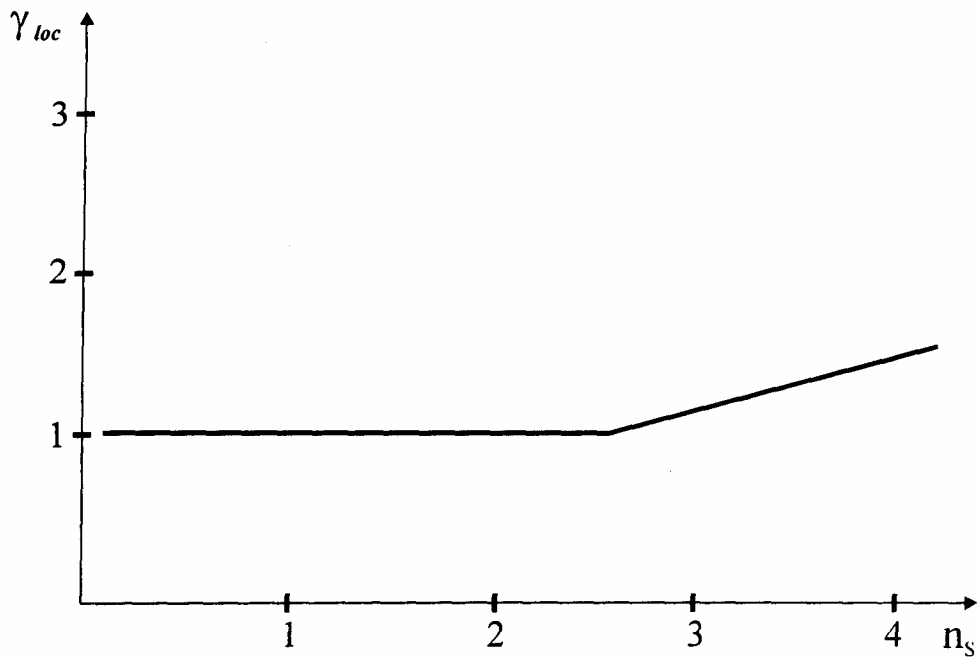


Рис. 2.21. Зависимость коэффициента γ_{loc} от количества арматурных стержней, сконцентрированных над опорой

На формирование площади расчетного сечения влияет также характер распределения напряжений в нижней грани ростверка с учетом коэффициента φ_b , который рассчитывается по формуле

$$\varphi_b = 0,5 \frac{\ell_{\text{sup}}}{L_i} + 0,6 \leq 1; \quad (2.12)$$

здесь L_i – горизонтальная проекция сжатого наклонного потока.

Определяя прочность сжатой полосы, в расчетную зависимость вводится коэффициент γ_{b1} , который учитывает влияние окружающего бетона. Получена эмпирическая зависимость (2.13) для определения коэффициента γ_{b1} (рис. 2.22).

$$\gamma_{b1} = \sqrt{\text{ctg} \theta_i + 1}. \quad (2.13)$$

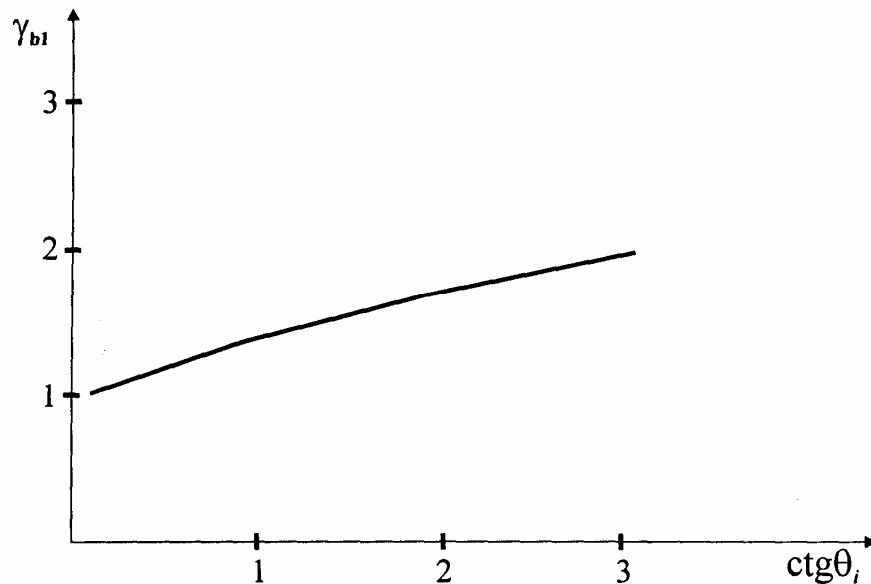


Рис. 2.22. Зависимость коэффициента γ_{b1} от угла наклона сжатой полосы

Таким образом, рабочая площадь наклонной сжатой полосы бетона по низу, т.е. в уровне оголовков свай, определяется по зависимости

$$A_{b,d,i} = A_{\text{sup},d,i} \sin \theta_i \gamma_{ioc} \varphi_b, \quad (2.14)$$

где $A_{\text{sup},d,i}$ – площадь поперечного сечения свай.

Рабочая площадь сжатой наклонной полосы по верху, т.е. в уровне колонны определяется

$$A_{b,v,i} = A_{\text{sup},v,i} \sin \theta_i, \quad (2.15)$$

где $A_{\text{sup},v,i}$ – площадь поперечного сечения i -й части колонны.

Очевидно, что рабочая площадь по среднему сечению сжатой бетонной полосы определяется следующим образом:

$$A_{b,i} = 0,5 \gamma_{b1} (A_{b,d,i} + A_{b,v,i}). \quad (2.16)$$

Можно отметить, что наиболее точно физическую работу восьми свайного ростверка учитывает модель ПКСМ-Ф, шестисвайного – ПКСМ-А. Наименьшее отклонение опытных и расчетных величин $F_{test} / F_{calc} = 1,12$.

На рис. 2.23 показаны зависимости сопоставления опытных и расчетных разрушающих сил от количества опор.

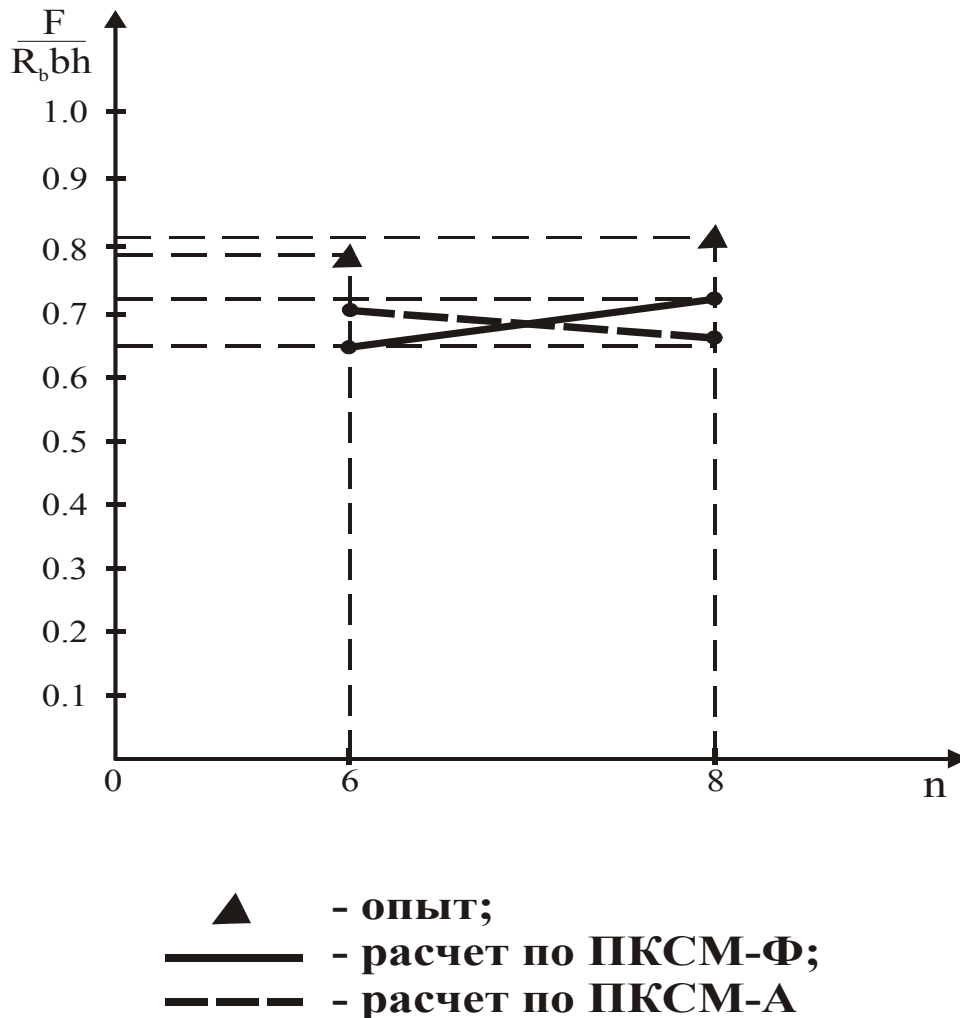


Рис.2.23. Сопоставление опытных и расчетных разрушающих усилий при изменении количества опор

В заключении этого раздела целесообразно остановить внимание на оценке закономерностей изменения разрушающих усилий в зависимости от порядка расположения свай. Увеличение количества свай от 6 до 8 не повышает прочность ростверка. Можно сделать вывод о неэффективности работы дополнительных свай.

2.5.2. Расчет прочности ростверков при наличии эксцентриситета передачи нагрузки

Влияние эксцентриситета приложения нагрузки на прочность ростверков изучалось на примере восьмисвайного ростверка. При увеличении эксцентриситета e от 0 до 5 см разрушающая сила уменьшилась в 1,33 раза. Это связано с увеличением усилий в сваях, расположенных со стороны эксцентриситета. По сути, величина эксцентриситета является незначительной и приводит к неравномерному распределению напряжений по поперечному сечению колонны. По мере увеличения эксцентриситета происходит увеличение сжимающих напряжений со стороны развития эксцентриситета. Смещается равнодействующая усилий на величину 5 см относительно геометрической оси колонны. Пропорционально увеличиваются усилия в близлежащих сваях. Разработанные расчетные модели ПКСМ-А, ПКСМ-Ф и расчетная зависимость (2.9) в полной мере описывает исследованный фактор за счет изменения угла наклона и размеров поперечного сечения расчетных полос. Сопоставление опытных и расчетных величин показано на рис. 2.24. Соотношение F_{test} / F_{calc} составляет 1,13.

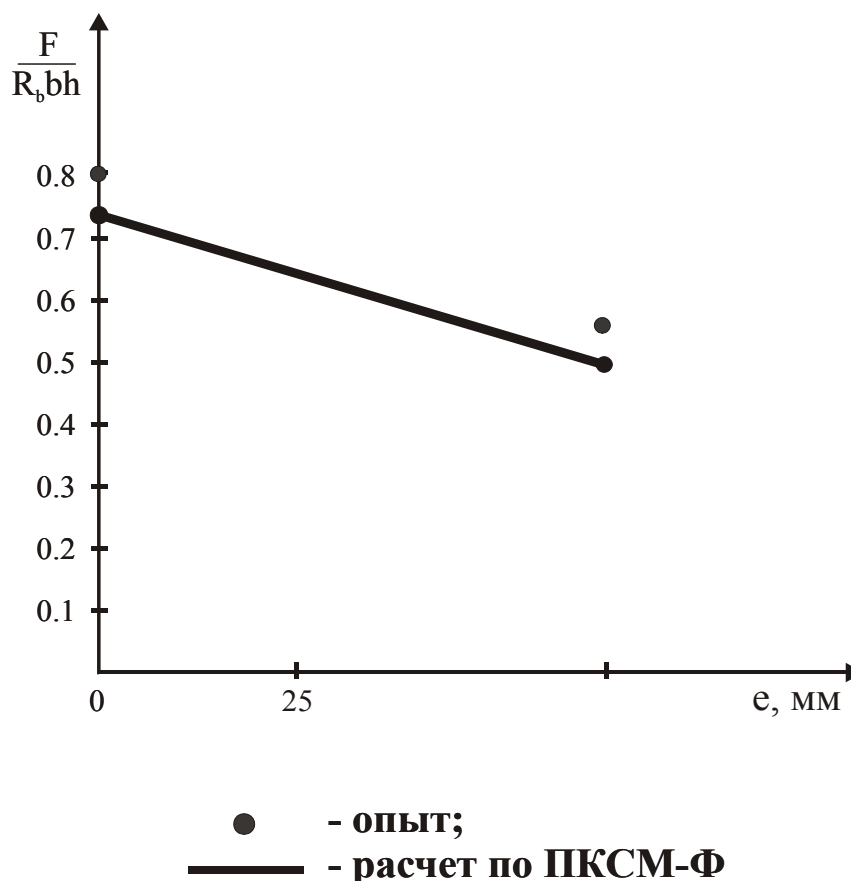


Рис. 2.24. Сопоставление опытных и расчетных разрушающих усилий при наличии эксцентриситета передачи нагрузки

2.5.3. Расчет прочности ростверков при различных схемах продольного армирования

Схемы армирования ростверков продольной арматурой, расположенные вдоль длины и ширины ростверка, влияют на прочность растянутой зоны, а также на прочность сжатых бетонных полос. Последний фактор рассматривался выше. Экспериментально установлено, что при повышении процента продольного армирования μ_s от 0,18 до 1,1 % изменяется схема разрушения ростверка от разрушения по растянутой зоне до разрушения по сжатым бетонным полосам. Изменение процента армирования в шестисвайных и восьмисвайных ростверках от 0,18 до 1,1 % повышает разрушающую силу в 2,6 раза. Экспериментальные исследования показали, что концентрация арматуры над опорами приводит к более равномерному распределению усилий над сваями и повышает разрушающую силу в 1,15 раза. Концентрация продольной арматуры осуществлялась на основе инженерной интуиции, так как ранее в качестве продольной арматуры использовались сетки с равномерным шагом стержней.

По результатам испытаний можно сделать вывод о том, что концентрация арматуры над сваями увеличивает разрушающую силу. Степень её увеличения должна быть исследована на основе специальной программы. Обоснованием увеличения разрушающей силы в результате концентрации арматуры могут служить дополнительные сведения о характере распределения растягивающих напряжений вдоль ширины и длины ростверка. Учитывая, что эпюры растягивающих напряжений имеют максимальные значения в зоне расположения свай и уменьшаются с удалением от осей свай. Такой характер распределения растягивающих усилий учитывается предлагаемыми моделями, так как ключевые точки и растянутые стержни моделей совпадают с максимальными значениями растягивающих напряжений. Следовательно, в продольной арматуре, расположенной в зоне максимальных напряжений, значение этих напряжений становится предельным R_s при разрушении. В арматурных стержнях, более удаленных от напряженной зоны, растягивающие напряжения не достигают предельных значений R_s и уменьшаются по мере удаления этих стержней от напряженной зоны.

На основе проведенных испытаний разработаны гипотетические схемы смешанного армирования. Такая схема армирования включает в себя совместное использование арматуры, расположенной вдоль длины и ширины ростверка, с арматурой, расположенной вдоль диагоналей, которые соединяют ключевые точки расчетных моделей по низу. Эта схема полностью соответствует разработанным моделям. Напомним, что при расчете стержневых моделей определяются суммарные растягивающие усилия в диагональных направлениях, которые впоследствии на основе конструктивных решений распределяются в продольном и поперечном направ-

лениях соответственно схеме армирования. Участие этих стержней в сопротивлении ростверков при разрушении по растянутой зоне предлагается учитывать коэффициентом γ_{s1} , который вводится в условие прочности 2.10. Значение этого коэффициента на данном этапе исследований может быть установлен на основе идентификации расчетных и опытных разрушающих усилий. Для шестисвайных ростверков γ_{s1} изменяется от 1,2 до 1,4, для восьмисвайных ростверков – от 1,0 до 1,2. Соотношение опытных и расчетных величин для шестисвайного ростверка по модели ПКСМ-А составляет $F_{test} / F_{calc} = 1,13$, по модели ПКСМ-Ф – $F_{test} / F_{calc} = 1,23$. Соотношение опытных и расчетных величин для восьмисвайного ростверка по модели ПКСМ-А – $F_{test} / F_{calc} = 1,2$, по модели ПКСМ-Ф – $F_{test} / F_{calc} = 1,12$ (рис. 2.25). Пространственные каркасно-стержневые модели позволяют разработать рациональные схемы армирования ростверков. Растянутые стержни расчетных моделей отражают концентрацию главных растягивающих напряжений. Поэтому принцип армирования растянутой зоны заключается в расположении рабочих стержней в местах с максимальными растягивающими усилиями.

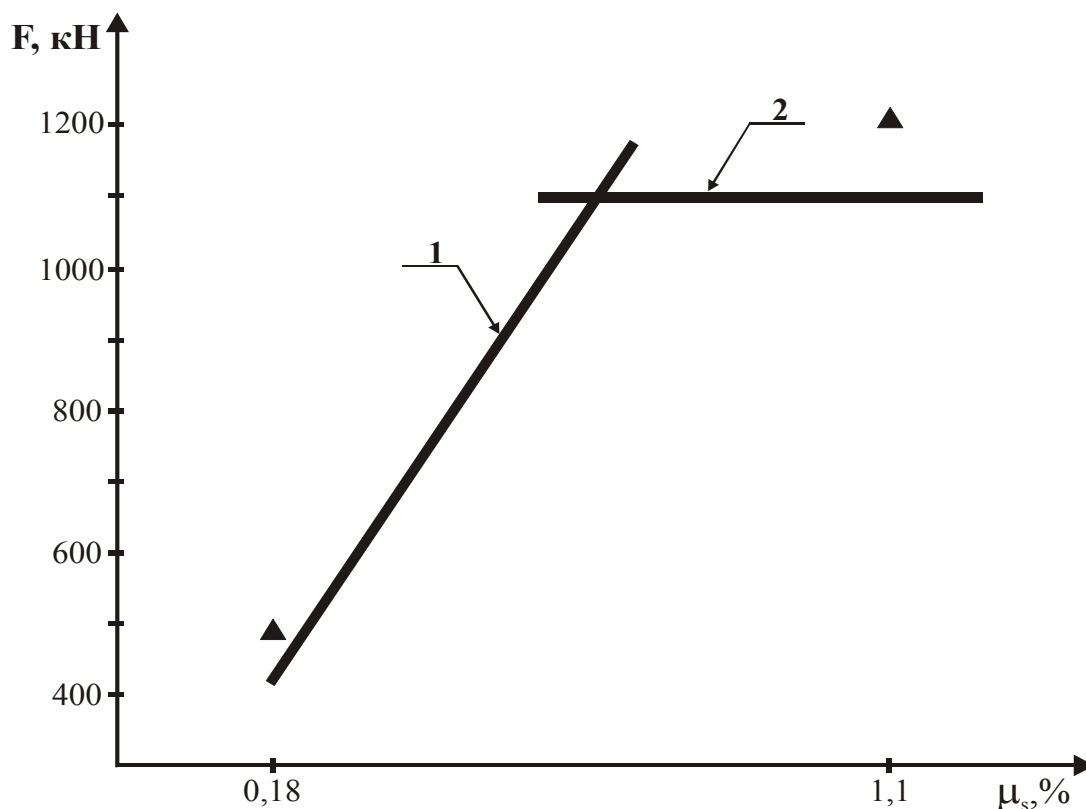


Рис. 2.25. Сопоставление опытных и расчетных разрушающих усилий в восьмисвайном ростверке при изменении процента армирования:
 ▲ – опыт; 1 – расчет по растянутой зоне;
 2 – расчет по сжатым бетонным полосам

2.5.4. Расчет прочности ростверков при перемещении свай

Неравномерная осадка свай-опор (рис. 2.26) приводит к изменению разрушающих усилий в ростверке. Влияние перемещения свай-опор в предлагаемом методе расчета производится путём построения модифицированных моделей ПКСМ- Φ_{Δ} , ПКСМ- A_{Δ} . В этих моделях изменяется положение ключевых точек в результате поворота опорных сечений и углов наклона сжимающих усилий – S и растягивающих усилий – T . Расчетные зависимости по структуре не изменяются. Новые значения усилий и их новые углы наклона (табл. 2.3, рис. 2.27) при расчете учитываются предлагаемыми расчетными формулами (2.9), (2.10). На рис. 2.28 показано сопоставление опытных и расчетных величин при равномерной осадке-перемещении двух крайних свай-опор. Предлагаемые расчетные зависимости хорошо описывают закономерности изменения разрушающих усилий. Соотношение F_{test} / F_{calc} составляет 1,1. Для избежания опасных отклонений расчетных и опытных величин в условия расчета прочности (2.9), (2.10) вводится коэффициент $\gamma_{\Delta} = 0,8$. Целесообразно рассмотреть график 1 рис. 2.28, который представляет собой расчетную зависимость растянутого арматурного пояса, воспринимающего растягивающие усилия над разгружаемыми сваями. Характерно, что величина снижения усилий над этими сваями равна величине увеличения усилий над сваями, не имеющими перемещений. Следовательно, график 1 является зеркальным отражением графика 2 рис. 2.28. Таким образом, предлагаемая расчетная модель и расчетные зависимости позволяют оценить величину разгружающих усилий в расчетной сжатой полосе и растянутом арматурном поясе над сваями, не имеющими перемещений.

Т а б л и ц а 2 . 3

Новые значения усилий и их новые углы наклона

Количество свай в ростверке n	Внешняя нагрузка F , кН	Номер свай	Перемещение Δ , мм	Углы наклона сжатых бетонных полос		Реакция в свае $F_{i\Delta}$, кН	Расчетные усилия по модели ПКСМ- Δ			
				$\angle\theta_{i\Delta}$, град	$\angle\theta_{i\Delta, \Delta}$		$S_{i\Delta}$	$T_{i\Delta}$	T_{ib}	T_{il}
4	1	1	10	39	37	0,219	0,364	0,29	0,122	0,26
		2	0	41	43	0,281	0,412	0,3	0,188	0,23

Примечания: 1. $\theta_{i\Delta}$ – углы наклона сжатых бетонных полос с учетом перемещений.

2. $\theta_{i\Delta, \Delta}$ – расчетные углы наклона сжатых бетонных полос с учетом нового положения центра тяжести верхних и нижних рабочих площадей.

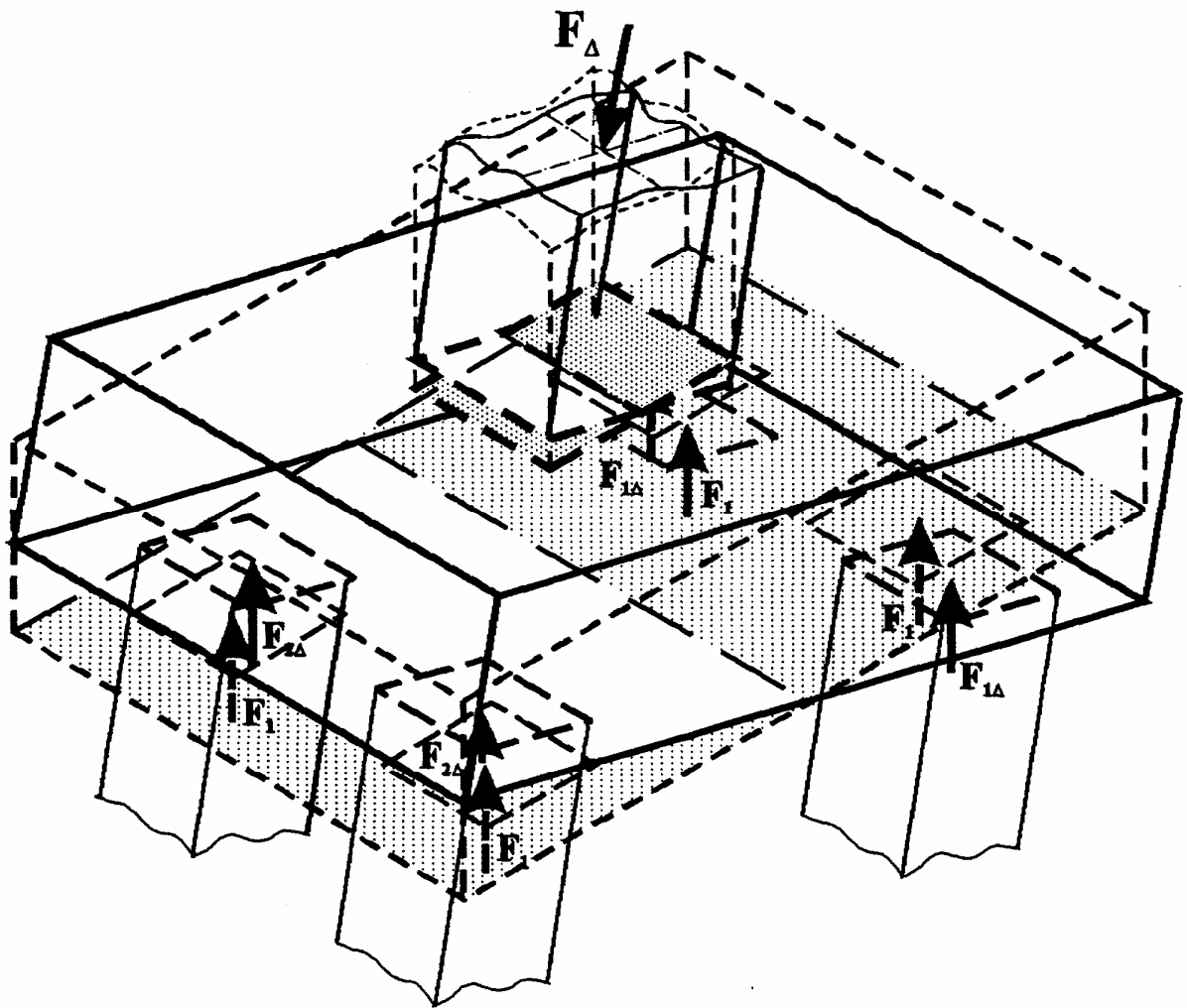


Рис. 2.26. Схема перемещений свай-опор в исследуемом ростверке

Область применения модифицированных моделей ПКСМ- Δ также можно расширить, рассмотрев другой случай перемещения свай, когда с перемещением опоры одновременно перемещается ось колонны. В этом случае в модифицированных расчетных моделях ПКСМ- Δ новое положение одновременно занимают ключевые точки по низу и по верху модели. Порядок и суть расчета остаются подобными случаю перемещения свай испытанного ростверка.

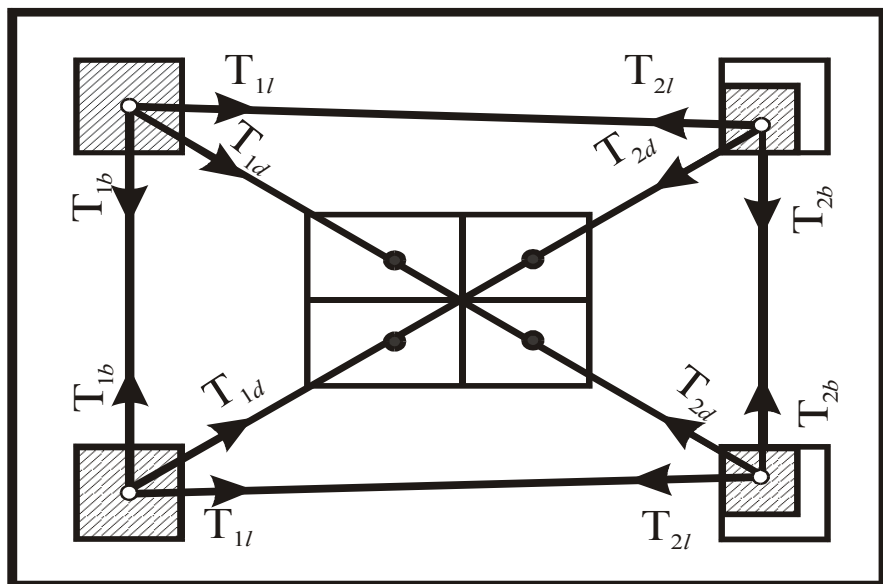
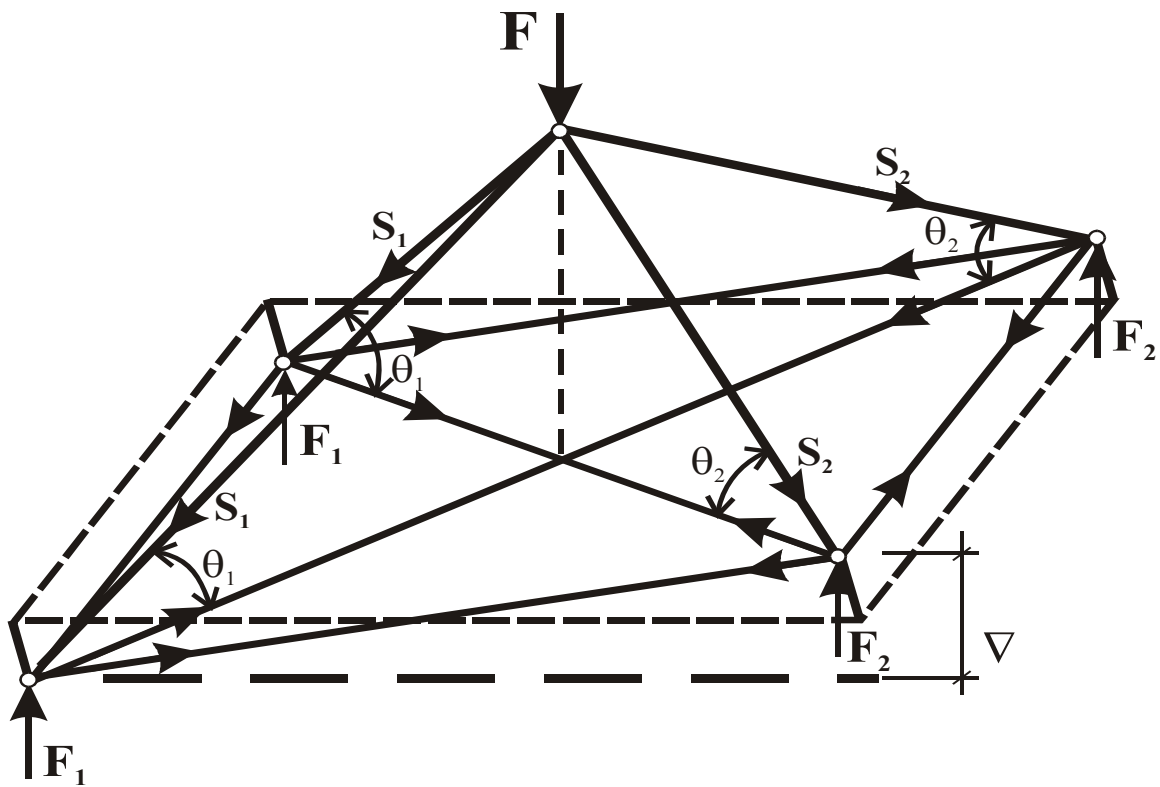


Рис. 2.27. Расчетная модель ПКСМ-Δ четырехсвайного ростверка при равномерной осадке двух свай-опор

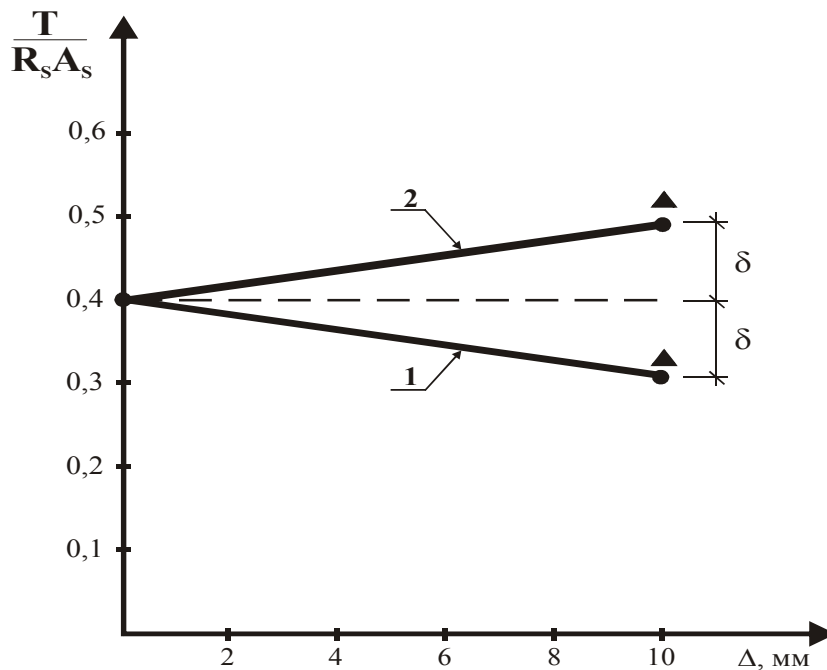
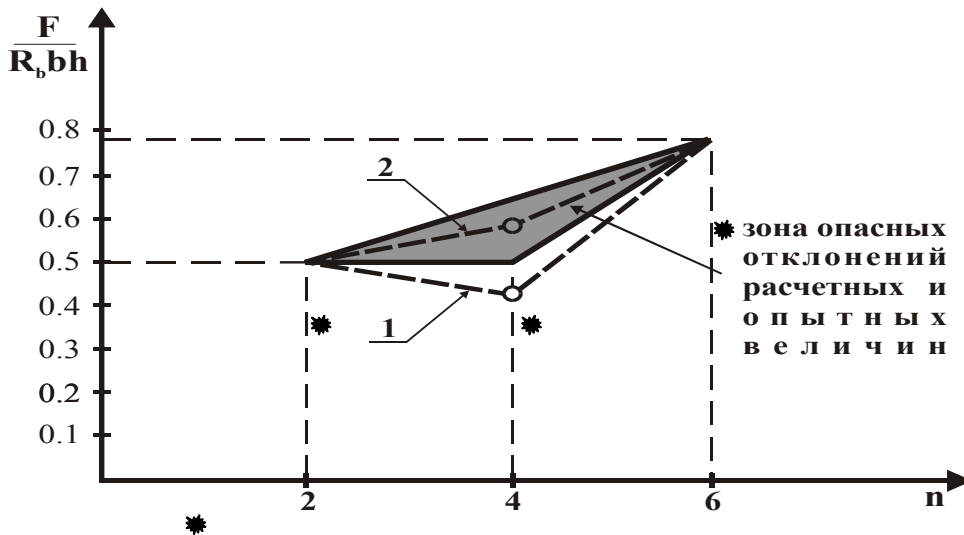


Рис. 2.28. Сопоставление опытных и расчетных величин при равномерной осадке двух свай-опор в четырехсвайном ростверке:
 1 – изменение расчетных усилий между разгружаемыми сваями; 2 – изменение расчетных усилий между нагружаемыми сваями; ▲ – опытные усилия

2.5.5. Расчет прочности ростверков при частичном или полном выключении одной или нескольких свай из работы ростверка

Полное или частичное выключение свай из работы ростверка приводит к изменению разрушающих усилий в ростверке. Влияние выключения свай из работы в предлагаемом методе расчета производится путем построения модифицированных моделей ПКСМ-н. Модификация моделей заключается в появлении нового количества свай, изменении величин опорных реакций, следовательно, сжимающие и растягивающие усилия также изменяются. В качестве примеров на рис. 2.15, 2.16 приведены модифицированные расчетные модели в шести- восьмисвайных ростверках, в которых поочередно исключались из работы средняя и крайняя сваи. Следовательно, полученные модели представляют собой модели пяти- и семисвайных ростверков.

На рис. 2.29 показано сопоставление опытных и расчетных величин при выключении из работы свай, согласно схеме, представленной на рис. 2.29б.



* - опытные величины при $a_{d1}/h=0,65$ и $a_{d2}/h=1,3$;
 ○ - расчетные величины по ПКСМ при $a_{d2}/h \neq 1,3$;
 1 - при увеличении a_{d2}/h ; 2 - при уменьшении a_{d2}/h
 n - число свай

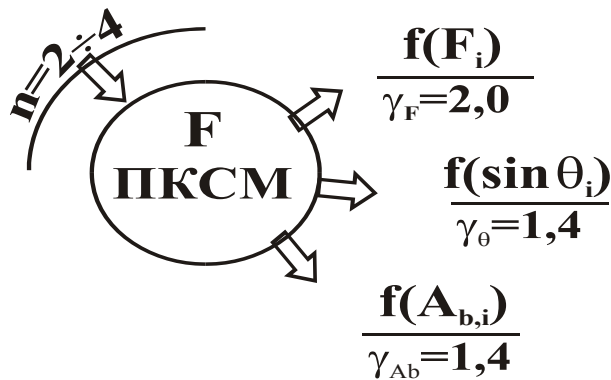
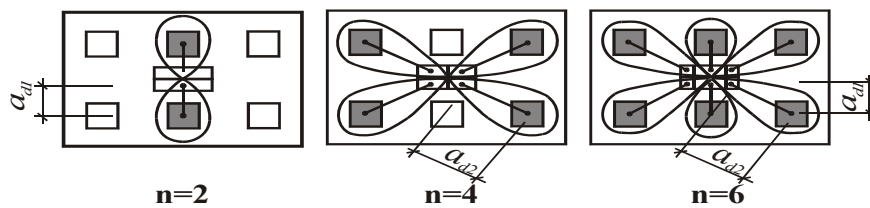


Рис.2.29. Сопоставление опытных и расчетных разрушающих усилий при выключении из работы свай:

а – сопоставление опытных и расчетных разрушающих усилий при исключении из работы свай по схеме б; б – исследованные схемы исключений из работы ростверков свай-опор; в – схема-перечень функциональных зависимостей расчетных величин, влияющих на построение моделей ПКСМ (γ – корректирующий коэффициент расчетных величин)

Остановим внимание на характере изменения разрушающих усилий. Несмотря на то, что в опытах выявлено, что разрушающие усилия при выключении из работы двух и четырех свай почти не изменяются (рис. 2.29а), оценка об изменениях усилий для различных случаев является справедливой. Для убедительности на рис. 2.29а построены расчетные графики 1 и 2 для тех случаев, когда изменяется величина пролета среза при изменении шага свай. С уменьшением пролета среза увеличивается разрушающая сила (график 2), с уменьшением пролета среза – уменьшается и расчетная разрушающая сила. При увеличении числа работающих свай от четырех до шести и от двух до шести разрушающая сила возрастает при изменении значения пролета среза (a/h_0). Характерно, что рассмотренные графики носят замкнутый характер, образуя зону опасных отклонений расчетных и опытных величин. Расчетные зависимости при определении усилий в предлагаемых модифицированных моделях, а также расчетные зависимости при определении прочности ростверка (2.9, 2.10) в полной мере применимы в данном случае. При этом не требуется введения дополнительного идентифицирующего коэффициента.

Перейдем к рассмотрению случая частичного выключения свай из работы ростверка. Отличие расчетной модели заключается в том, что в одной из свай усилия достигают определенного предела и остаются постоянными с дальнейшим ростом нагрузки. Учет этого фактора можно производить при расчете модифицированных моделей, описанных выше, с условием перераспределения усилий между работающими сваями. Далее расчет производится аналогично ростверкам, рассмотренным выше. Правомочность использования предлагаемого метода в рассмотренном случае является очевидной и свидетельствует о расширении области использования предлагаемого метода расчета.

Для обобщения рассмотрим график сопоставления расчетных и опытных величин разрушающей нагрузки для всех изученных видов перемещений и выключения свай из работы ростверка (рис. 2.30). На основе графика можно судить о количественном снижении прочности ростверков, изменении схем разрушения, а также о величине остаточной прочности ростверков в опасных случаях совместной работы ростверка и основания.

Практически, рассмотрены все основные виды деформаций основания, возможные схемы нагружения ростверков и схемы расположения свай.

Предлагаемые расчетные модели и их модификации учитывают изменение различных факторов, расчетные зависимости хорошо описывают прочность ростверков под колонны при многорядном расположении свай.

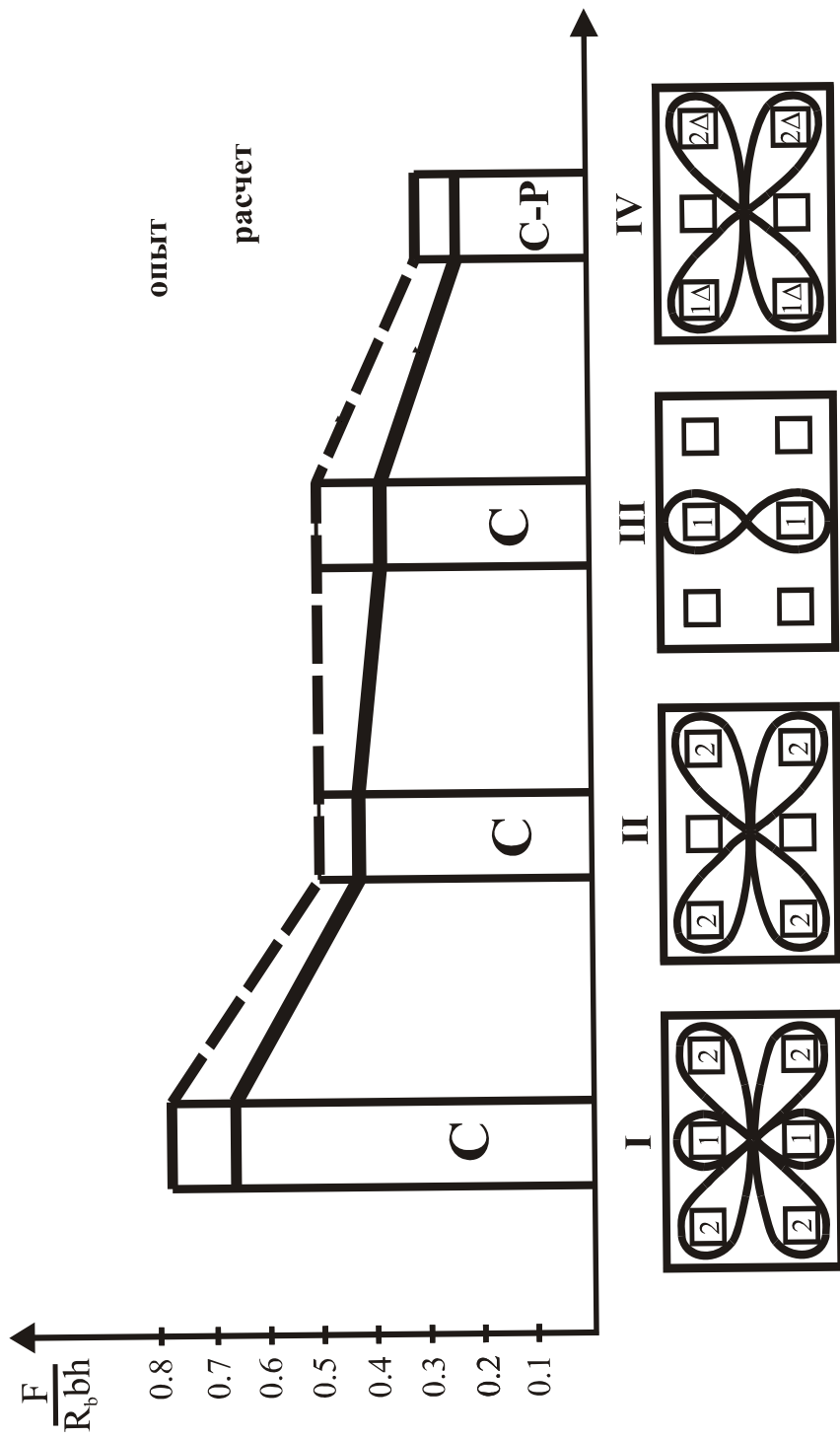


Рис. 2.30. Сопоставление расчетных и опытных усилий при работе ростверков по схемам I, II, III, IV:

I – равномерная работа шестисвайного ростверка; II – исключение из работы шестисвайного ростверка двух средних опор; III – исключение из работы шестисвайного ростверка четырех крайних опор; IV – шестисвайный ростверк при равномерной осадке двух крайних опор–свай и исключении из работы двух средних опор;

C – разрушение по сжатым полосам; C–P – разрушение по сжато–растянутым зонам

2.6. Оценка расчетных моделей и методов расчета прочности ростверков при многорядном расположении свай

Предлагаемая методология построения расчетных каркасно-стержневых моделей основана на физической работе ростверков. Результаты численного эксперимента показали, что наибольшая концентрация главных сжимающих напряжений наблюдается между колонной и средними (наиболее близко расположенными к оси колонны) сваями. При этом средний угол наклона траектории главных сжимающих напряжений является наибольшим, ширина участков, в пределах которых концентрируются напряжения, примерно равна ширине свай. По мере удаления свай от оси колонны уменьшается ширина участков, в пределах которых концентрируются сжимающие напряжения и средний угол их наклона. Над опорными площадками центр тяжести эпюры сжатия смещается в диагональном направлении в сторону колонны, чем дальше свая – тем больше смещение, одновременно изменяется рабочая площадь свай. Следует также отметить, что характер напряженно-деформированного состояния ростверков является пространственным. Именно эти особенности напряженно-деформированного состояния ростверков свайных фундаментов под колонну при многорядном расположении свай приняты в основу построения пространственных каркасно-стержневых моделей. Ключевые точки моделей по низу определялись в центре тяжести эпюры сжатия над опорным сечением на уровне продольной арматуры угол наклона расчетных сжатых бетонных полос соответствует углу наклона главных сжимающих напряжений, формирование размеров поперечного сечения расчетной сжатой полосы определено соответственными рабочими площадками свай в зависимости от их расположения.

Таким образом, предлагаемые расчетные каркасно-стержневые модели ПКСМ-Ф в значительной степени описывают физическую работу ростверков свайных фундаментов под колонну при многорядном расположении свай, учитывают особенности напряженно-деформированного состояния, описывают возможные виды разрушения, характер образования и развития трещин.

Расчетные зависимости нового метода расчета хорошо описывают закономерность изменения разрушающих усилий образования трещин при изменении основных факторов.

Предлагаемый метод расчета, базирующийся на пространственных каркасно-стержневых моделях позволяет получить расчетные величины, которые хорошо согласуются с опытными данными (табл. 2.4).

В результате использования обратного метода моделирования и разработанных корректирующих коэффициентов соотношения опытных и

расчетных разрушающих усилий изменяются в пределах 15 % и являются весьма удовлетворительными на данном этапе изучения ростверков.

Т а б л и ц а 2.4

Расчетные величины предлагаемого метода

№ п/п	Марка образ- ца	Бетон		Арматура класс	F СНиП, т				F ПКСМ, т		Сопоставление результатов и опыта		
		R_{b_1} , кгс/см ²	R_{b_2} , кгс/см ²		F_{test} T	F по прод. кол.	F по Q	F на изгиб. момент	F ПМСМ-А	F ПМСМ-Ф	$\frac{F_{test}}{F_{СНиП}}$	$\frac{F_{test}}{F_{ПКСМ-а}}$	$\frac{F_{test}}{F_{ПКСМ-ф}}$
1	РК-1	108.2	8.77	А-3	120.6	60	61	115	98	102.8	2	1.23	1.17
2	РК-1В	124.2	9.58	А-3	104	54.8	54.4	86	93.4	90.2	1.91	1.11	1.15
3	РК-2	124.2	9.58	Вр-1	48	65.5	66.8	30	40	38	1.6	1.2	1.26
4	РК-5	124.2	9.58	Вр-1	51	65.5	66.8	30	46	45.6	1.7	1.1	1.12
5	РК-3	124.2	9.58	А-3	125	65.3	94.8	172	106	115	1.9	1.18	1.08
6	РК-6	104	8.46	Вр-1	40	-	-	-	33.6	30	1.11	1.2	1.33
7	РК-4	104	8.46	Вр-1	37	-	-	-	29	-	-	1.27	-
8	РК-7	104	8.46	А-3	71	-	74.6	-	70.3	-	0.95	1.01	-

Целесообразно сопоставить предлагаемые методы расчета с приближенными методами, используемые при проектировании ростверков в настоящее время. На рис. 2.31 приведены расчетные зависимости указанных методов расчета. В результате расчетные зависимости, взятые из нормативной литературы, не описывают закономерности изменения разрушающей силы ростверков и значительно отличаются от опытных величин.

Кроме того, проведено сопоставление предлагаемых методов расчета ростверков с количеством свай шесть и более с ранее известным методом [47] при количестве свай три и четыре. Графики сопоставления показаны на рис. 2.31. Оказалось, что расчетные модели и расчетные зависимости не учитывают характер изменения напряженно-деформированного состояния ростверков с дальнейшим увеличением свай и являются весьма несовершенными. Наибольшие расхождения расчетных величин $F_{test(4)} / F_{calc(6-8)} = 1,3$.

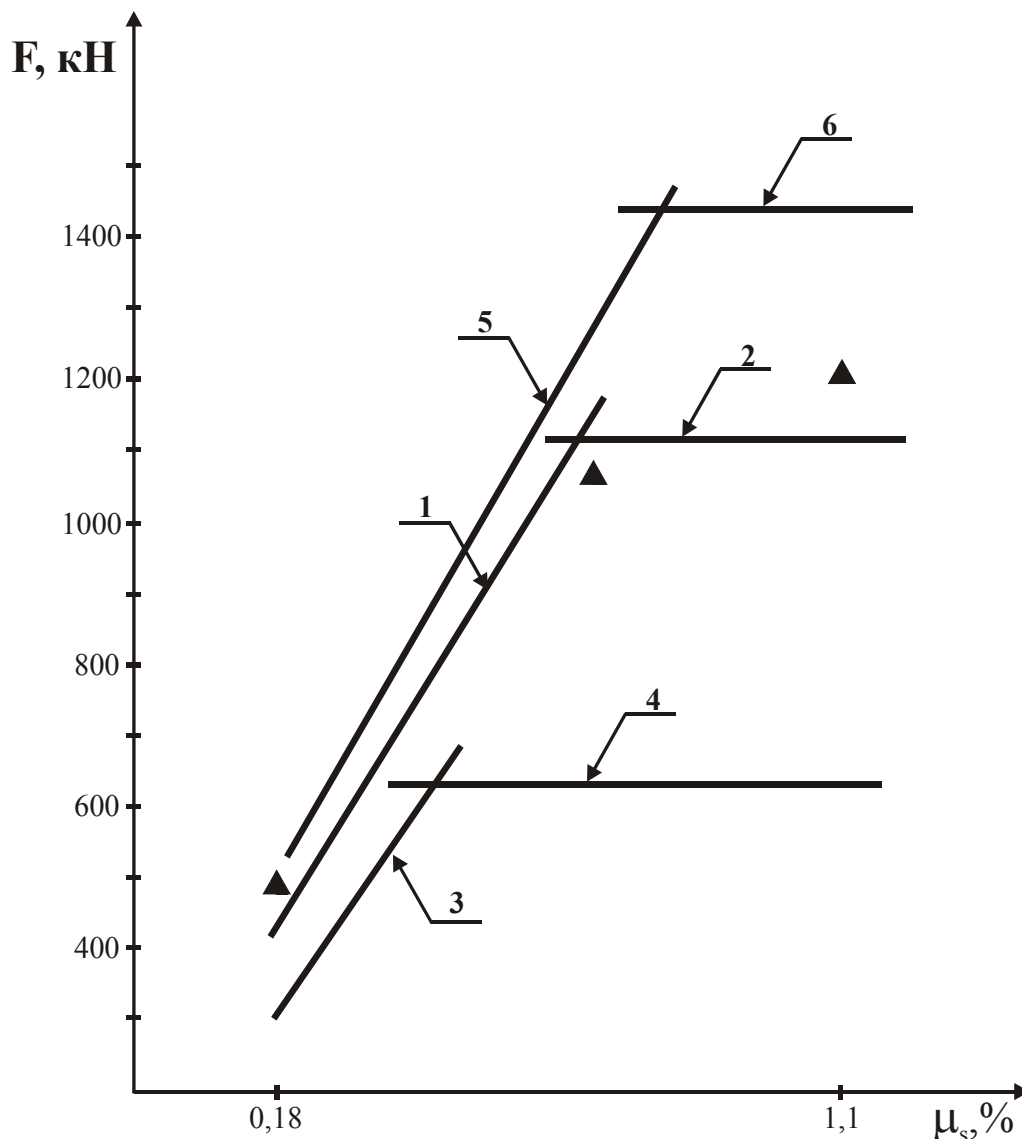


Рис. 2.31. Сопоставление опытных и расчетных разрушающих усилий в восьмисвайном ростверке при изменении процента армирования:

- ▲ - опыт;
 - 1 - расчет по растянутой зоне;
 - 2 - расчет по сжатым бетонным полосам;
 - 3 - расчет на изгибающий момент;
 - 4 - расчет на продавливание колонны;
 - 5 - расчет по растянутой зоне;
 - 6 - расчет по сжатым бетонным полосам
- } по ПКСМ-Ф
 } по СНиП 2.03.01-84
 } по ПКСМ₄

При этом надо заметить, что разработанные модели многосвайных ростверков являются наиболее сложными по сравнению с моделями трех- и четырехсвайных ростверков и требуют для расчета компьютерных технологий, использование которых в значительной степени облегчит процесс проектирования.

ВЫВОДЫ

Метод расчета, принятый в нормативной литературе, является приближенным и не описывает физической работы ростверков. Ранее проведенные исследования трех- и четырехсвайных ростверков под колонны показали, что наиболее прогрессивными являются методы расчета, основанные на каркасно-стержневых моделях. При увеличении числа свай, $n = 6, 8, 12$ и более значительно изменяется характер напряженно-деформированного состояния ростверков. Возникает актуальная необходимость для дальнейшего исследования и развития методов расчета ростверков под колонны.

Основную роль в работе многорядных свайных ростверков под колонну играют главные сжимающие и растягивающие напряжения, которые концентрируются в наклонных сжатых бетонных полосах, расположенных над опорами-сваями и в горизонтальных растянутых арматурных поясах.

Особенностями напряженно-деформированного состояния ростверков под колонны при многорядном расположении свай являются пространственная ориентация условных бетонных полос, в которых концентрируются траектории главных сжимающих напряжений, уменьшение напряжений над сваями-опорами по мере их удаления от оси колонны с одновременным уменьшением углов наклона и ширины указанных полос.

Классификация трещин в ростверках аналогична трещинам в коротких балках и консолях. Особенностью развития трещин в ростверках под колонны при многорядном расположении свай является криволинейная траектория граничных трещин полуарочного характера, которые выделяют участок ростверка над наиболее нагруженными сваями, близко расположенными к колонне.

Разработана новая методология построения стержневых моделей, предложен принцип модифицирования расчетных моделей (ПКСМ-А, ПКСМ-Ф), который основан на копировании напряженно-деформированного состояния и схем разрушения ростверков с учетом волнообразного распределения усилий, имеется в виду снижение усилий в сваях по мере их удаления от оси колонны.

Построение модели ПКСМ-А предлагается производить следующим образом. Концентрация главных сжимающих напряжений учитывается путем введения в каркасно-стержневые модели сжатых наклонных полос, расположенных между опорными сечениями колонны и соответствующими сваями. Концентрация главных растягивающих напряжений учитывается путем введения арматурных поясов, расположенных у нижней грани ростверка между опорными сечениями свай в продольном, поперечном и диагональном направлениях. Ключевые точки модели по низу определяются на пересечении осей арматурного пояса с вертикальными осями, проходящими через центр тяжести эпюр передачи усилий на сваи. Ключ-

чевые точки модели по верху располагаются на верхней грани ростверка в местах пересечения с вертикальными осями условных грузовых площадок. Оси наклонных полос и растянутых поясов образуют стержневую структуру расчетных моделей ПКСМ-А.

Проблема определения положения условных грузовых площадок, соответствующих числу свай, решена с учетом напряженно-деформированного состояния ростверков. Размеры и положение грузовых площадок определяются по предлагаемым зависимостям, основу которых составляет соотношение высоты ростверка и длины сжатых полос.

Модель ПКСМ-А хорошо описывает физическую работу ростверков под колонну при увеличении количества свай до $n = 6$. При дальнейшем увеличении числа свай отклонение опытных и расчетных величин возрастает. Причиной является значительное отклонение действительных углов наклона главных сжимающих напряжений над сваями при $n > 6$ от соответствующих углов в модели ПКСМ-А.

Для дальнейшего совершенствования расчета ростверков разработана модель ПКСМ-Ф. Отличительной особенностью модели является смещение верхних ключевых точек по направлению вертикальных осей, проходящих через центры тяжести эпюр передачи нагрузки в соответствии с уменьшением усилий в сваях по мере их удаления от оси колонны.

Расчетная модель ПКСМ-Ф в большей степени учитывает основные особенности работы ростверков при любом количестве свай.

Впервые разработаны расчетные модели, оценивающие совместную работу ростверка, свай и основания, т.е. варианты расчетных моделей при различных перемещениях свай, а также при частичном либо полном исключении некоторых свай из работы ростверка. Модифицирование расчетных моделей основано на смещении узлов моделей в соответствии с проявленными деформациями.

Разработаны расчетные условия для определения прочности наклонных сжатых полос бетона и растянутых арматурных поясов ростверка. Расчетные условия базируются на схемах предельных усилий в расчетных сечениях. Предельным состоянием сжатой полосы является достижение главными сжимающими напряжениями предела прочности на сжатие $\gamma_b R_b$. Предельным состоянием растянутого пояса является достижение главными растягивающими напряжениями в арматуре предельных значений $\gamma_s R_s$ (γ_b и γ_s – корректирующие коэффициенты, определяемые на основе обратного метода моделирования).

Предлагаемые модели и расчетные зависимости хорошо описывают закономерности изменения опытной разрушающей силы при изменении исследуемых факторов, обеспечивают безопасность при эксплуатации (среднее отклонение $F_{test}/F_{calc} = 1,15$), позволяют рационально использовать арматуру. Предлагается новый принцип армирования растянутой зоны,

который заключается в расположении рабочих стержней в зонах концентрации растягивающих напряжений в соответствии с расчетными моделями ростверков.

Предлагаемый метод расчета создает условия для экономии бетона и арматуры за счет повышения разрушающих усилий в среднем в два раза по сравнению с приближенными нормативными методами.

3. ОБЗОР И АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ КОРОТКИХ БАЛОК

На кафедре строительных конструкций Пензенского государственного университета архитектуры и строительства под руководством заслуженного деятеля науки и техники Российской Федерации, члена-корреспондента РААСН, доктора технических наук, профессора Т.И. Барановой на протяжении ряда лет проводилась комплексная программа по исследованию коротких железобетонных элементов. На основании исследований был разработан и продолжает совершенствоваться новый метод расчета прочности коротких элементов на основе каркасно-стержневой модели, состоящей из наклонных сжатых бетонных полос и растянутого арматурного пояса.

Новый метод расчета охватывает класс коротких элементов – коротких консолей, коротких балок и их разновидностей в виде перемычек над проходами и подкрановых ригелей, двухветвевых колон одноэтажных промышленных зданий. При этом на начальном этапе исследований критерием определения коротких элементов принимался пролет среза a/h_0 до единицы. Первоначальный критерий определения класса коротких элементов $a/h_0 \leq 1$ был назначен весьма условно по следующим причинам:

- данные элементы были впервые объединены в единый класс;
- экспериментально-теоретические исследования этих конструкций впервые проводились по единой целевой программе;
- необходимо было ограничить объем начальных экспериментально-теоретических исследований.

Понятно, что класс коротких элементов далеко не окончательно сформирован и требует своего развития. Для выявления действительных границ необходимо продолжить изучение работы коротких элементов.

При анализе зарубежного опыта было выявлено, что исследования коротких балок, консолей и их разновидностей проводились редко и наиболее весомыми в области изучения работы коротких балок являются экспериментальные исследования голландского института CUR, которые в дальнейшем и были использованы в данной работе. Следует отметить, что институтом строительства Голландии была предложена методика расчета прочности коротких балок, полученная на основе эмпирического подхода. Максимальный пролет среза испытанных балок составлял 1,5.

Состояние теории расчета можно оценить следующим образом. В мировой практике проектирования используются: отечественный, приближенный метод расчета коротких балок, базирующийся на аналогии расчета длинных балок; зарубежный эмпирический метод расчета, а также метод, разработанный в ПГУАС, который основан на каркасно-стержневой модели. Анализ приведенных методов расчета показал, что наиболее прогрессивным является последний метод, использующий каркасно-стержневую модель.

Следует обратить особое внимание на то, что при проектировании коротких элементов ранее оценивалась только прочность. Расчет по образованию и раскрытию трещин не производился, т.к. отсутствовали какие-либо методики расчета и проектирования коротких элементов.

Проведенная оценка результатов исследования работы коротких балок, а также состояние методов их расчета определяют ряд проблем на данном периоде развития железобетонных конструкций.

Решению данных проблем и посвящены третий и четвертый разделы данной монографии.

3.1. Исследования коротких балок и их разновидностей

В нашей стране изучению физической работы коротких элементов посвящено весьма незначительное количество исследований. Основными являются работы Т.И. Барановой, А.С. Залесова, О.В. Лавровой, К.И. Безухова, М.С. Борншанского, Б.А. Кудрина, Н.Н. Коровина, Б.С. Соколова, В.А. Отсмаа.

Наиболее ценными можно назвать работы Т.И. Барановой и О.В. Лавровой, т.к. они содержат единственные целенаправленные исследования коротких балок и их разновидностей в виде перемычек и подкрановых ригелей двухветвевых колонн одноэтажных промышленных зданий. В этих работах ставилась задача: совершенствование методов расчета прочности коротких балок и их разновидностей.

Для решения этой задачи были проведены исследования: прочности коротких балок при различных опорных площадках, схемах нагружения и различных видах поперечного армирования; прочности перемычек над проходами при изменении высоты сечения, количества продольной растянутой арматуры; прочности подкрановых ригелей при различных схемах нагружения и видах армирования; напряженно-деформированного состояния перемычек и ригелей колонн численными методами конечных элементов с использованием ЭВМ; действительной работы перемычек и ригелей колонн с усовершенствованными видами армирования и конструктивных форм.

Для решения выше перечисленных задач Т.И. Барановой и О.В. Лавровой проводились экспериментальные исследования коротких балок и их разновидностей. Всего испытывалось 10 балок, 11 перемычек и 6 подкрановых ригелей двухветвевых колонн.

На рис. 3.1 показана схема проведения экспериментальных исследований, которая имела три направления: испытание коротких балок и их разновидностей при изменении ряда факторов, определяющих прочность и выявляющих особенности работы каждой конструкции; исследование напряженно деформированного состояния перемычек и подкрановых ригелей колонн численными методами; испытание перемычек над проходами и подкрановых ригелей двухветвевых колонн с новыми видами армирования и с облегченными конструктивными формами.

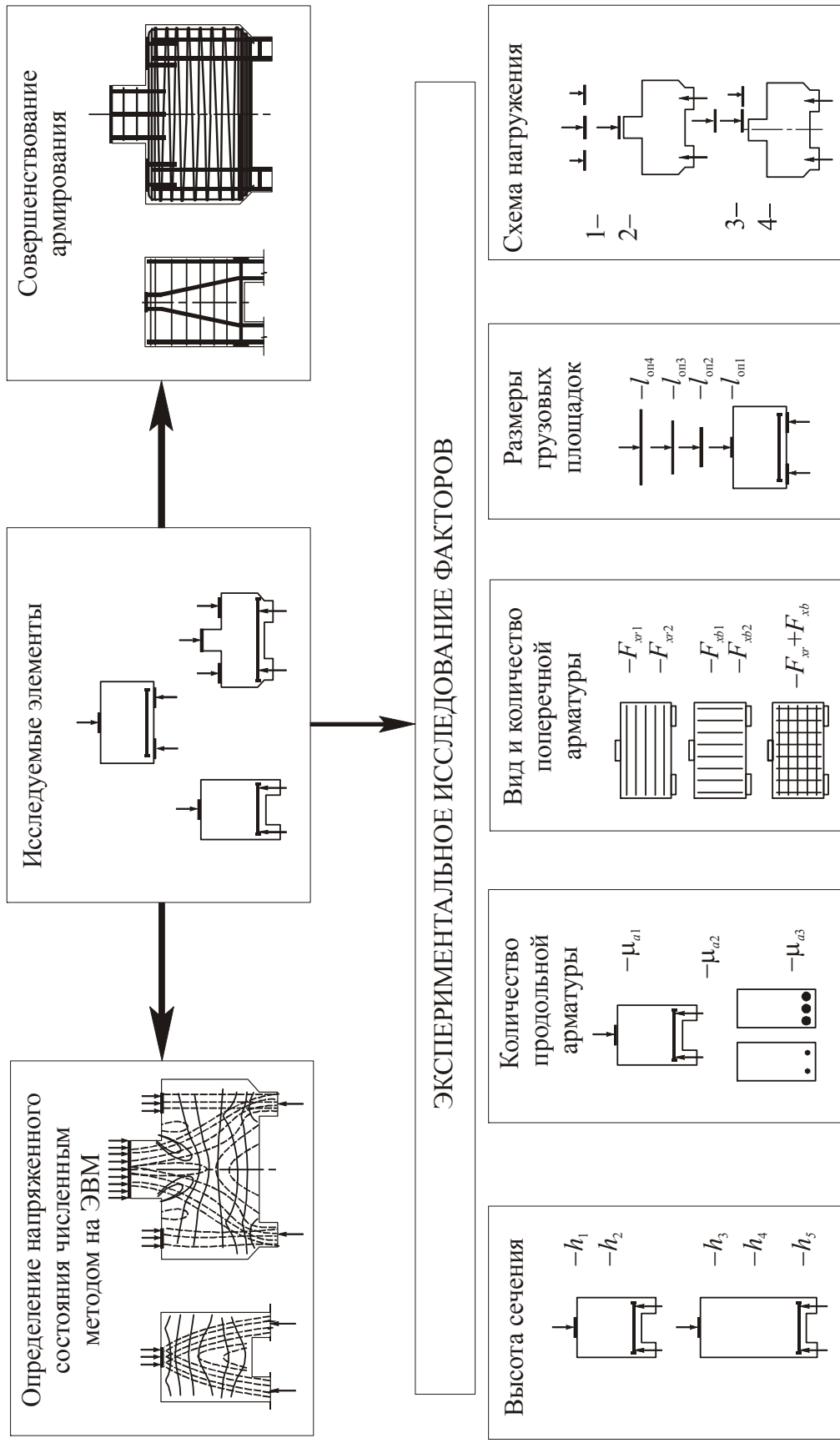


Рис. 3.1. Схема программы исследований коротких балок

Опытные образцы коротких балок проектировались прямоугольного сечения 25×40 см, длиной 60 см. На рис. 3.2 показан общий вид, размеры и армирование образцов. Все образцы имели одинаковое количество растянутой продольной арматуры. Девять образцов содержали распределенную арматуру в виде горизонтальных и вертикальных хомутов. Характеристика опытных образцов приведена в табл. 3.1. Балки испытывались при загрузке одной сосредоточенной силой, приложенной в середине пролета. Опорные площадки представляли собой металлические закладные детали размером $10 \times 25 \times 1$ см. Грузовые площадки имели постоянную ширину и толщину 25×1 см и различную длину, которая поочередно принималась равной 10; 20; 30; 40 см.

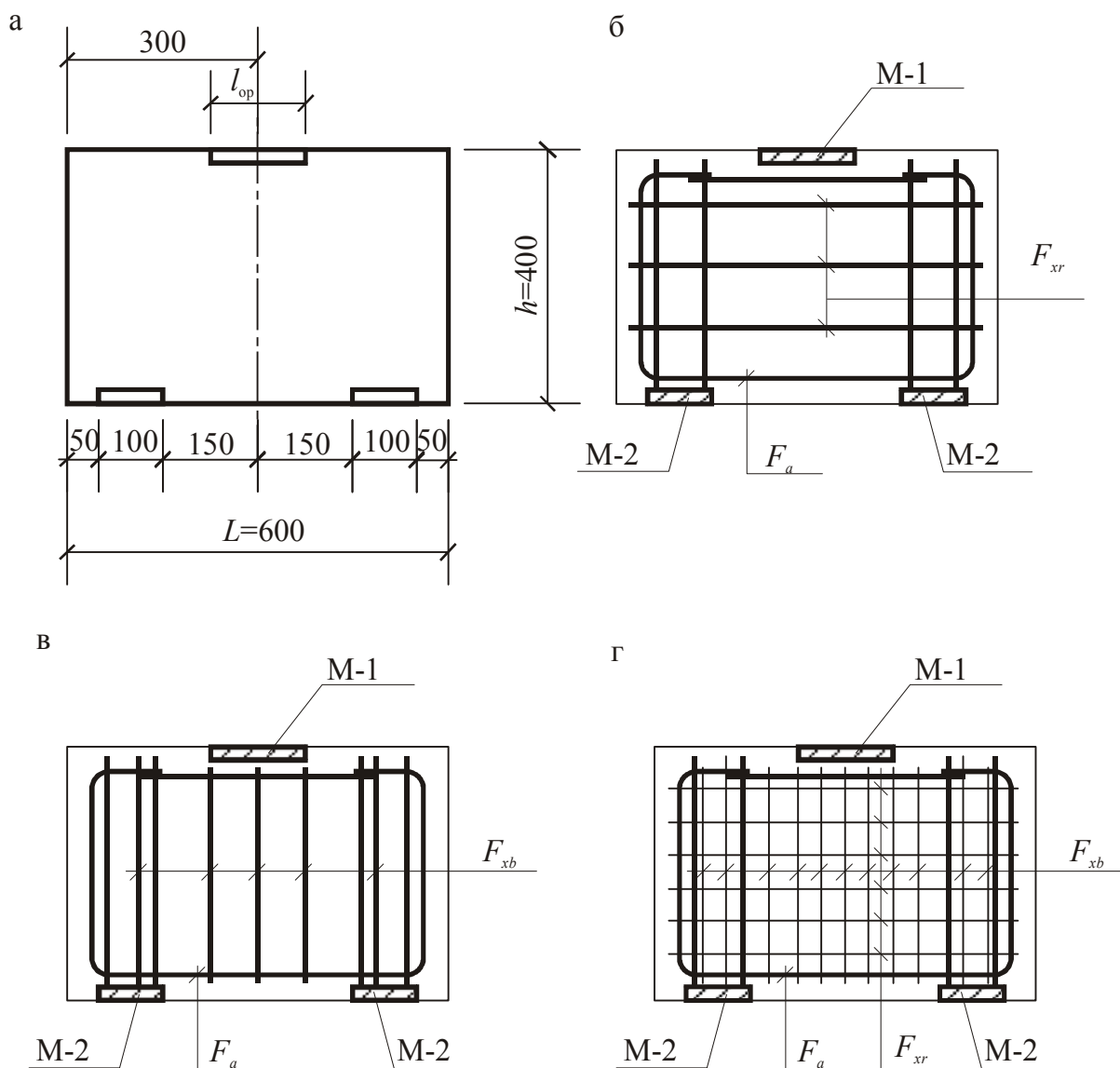


Рис. 3.2. Размеры и армирование коротких балок:
 а – опалубочный чертеж; б – образцы Б-1, Б-5, Б-7, Б-8, Б-9, Б-10;
 в – образцы Б-2, Б-4; г – образец Б-6

Таблица 3.1

Характеристики опытных образцов коротких балок

№ п/п	Серия	Марка образца	Геометрические размеры				Продольное армирование A_s		Горизонтальные хомуты $A_{sw,g}$			Вертикальные хомуты $A_{sw,v}$		
			b , см	h , см	L , см	$l_{оп}$, см	кол-во, шт.	диаметр, класс	кол-во, шт.	диаметр, класс	шаг, см	кол-во, шт.	диаметр, класс	шаг, см
1	I	Б-1	25	10	60	10	3	18А-III	3	6А-III	10	-	-	-
2		Б-2	25	40	60	10	3	18А-III	-	-	-	3	6А-III	10
3		Б-3	25	40	60	10	3	18А-III	-	-	-	-	-	-
4		Б-4	25	40	60	10	3	18А-III	-	-	-	3	6А-III	5
5		Б-5	25	40	60	10	3	18А-III	3	6А-III	5	-	-	-
6		Б-6	25	43	63	10	3	18А-III	3	6А-III	5	3	6А-III	5
7		Б-7	25	43	63	10	3	18А-III	3	8А-III	10	-	-	-
8		Б-8	25	43	63	20	3	18А-III	3	8А-III	10	-	-	-
9		Б-9	25	43	63	30	3	18А-III	3	8А-III	10	-	-	-
10		Б-10	25	43	63	40	3	18А-III	3	8А-III	10	-	-	-

Опытные образцы перемычек представляли собой фрагмент над- кра-новой части колонн, уменьшенный по сравнению с натуральной колонной в два раза, рис. 3.3. В поперечном сечении перемычки имели прямоугольное очертание 20×45см. В одной группе высота перемычек принималась поочередно равной 30; 40; 50; 60; 70; 80 см. В другой группе образцов при $h=50$ см применялись количество продольной арматуры в следующем порядке: $\mu_s = 0,17; 0,38; 0,67$ %. В третьей группе перемычек, при $h=50$ см изменялся вид распределенного армирования и конструктивные формы. Характеристики опытных образцов приведены в табл. 3.2.

Опытные образцы ригелей представляли собой фрагменты двухветвевых колонн замкнутого контура, уменьшенные в два раза по сравнению с натуральными. На рис. 3.4 показаны общий вид, размеры и армирование опытных образцов. Размеры поперечного сечения принимались постоянными и равными 110×65×25 см. Характеристики опытных образцов приведены в табл. 3.3.

В зарубежных работах наиболее ценными являются исследования коротких балок, проведенные в Голландском институте строительства (CUR). Всего было испытано более 300 балок. Схема опытных образцов показана на рис. 3.5. Испытывались балки, свободно лежащие на двух опорах, с загрузением сосредоточенной силой, приложенной в середине пролета. Программа исследований включала в себя такие параметры, как: пролет среза a/h_0 , который изменялся в пределах 0,0625–1,5; размеры опорных и грузовой площадок, которые поочередно принимались равными 4,5, 9 и 18 см; класс бетона, значение которого поочередно принималось равным 150, 236 кг/см²; наличие горизонтальных хомутов; количество растянутой продольной арматуры; процент армирования изменялся в пределах 0,679–1,255 %; расчетное сопротивление арматуры, которое изменялось в пределах 2430–4350 кг/см.

Опытные образцы проектировались прямоугольного сечения 25×40 см. Длина балок изменялась согласно увеличению пролета среза a/h_0 . Результаты экспериментальных исследований приведены в табл. 3.2.

Одной из разновидностей коротких балок является двухконсольная балка мостовых сооружений. Экспериментальные исследования таких балок проводились во Франции автором Р.М. Фергюсоном. Схема образцов показана на рис. 3.6. Проводилось две серии экспериментальных исследований. В первом случае процент продольного армирования составил 0,5 %, во втором – 0,8 %. При этом пролет среза a/h_0 изменялся в следующем порядке: 0,5; 0,7 и 1,25.

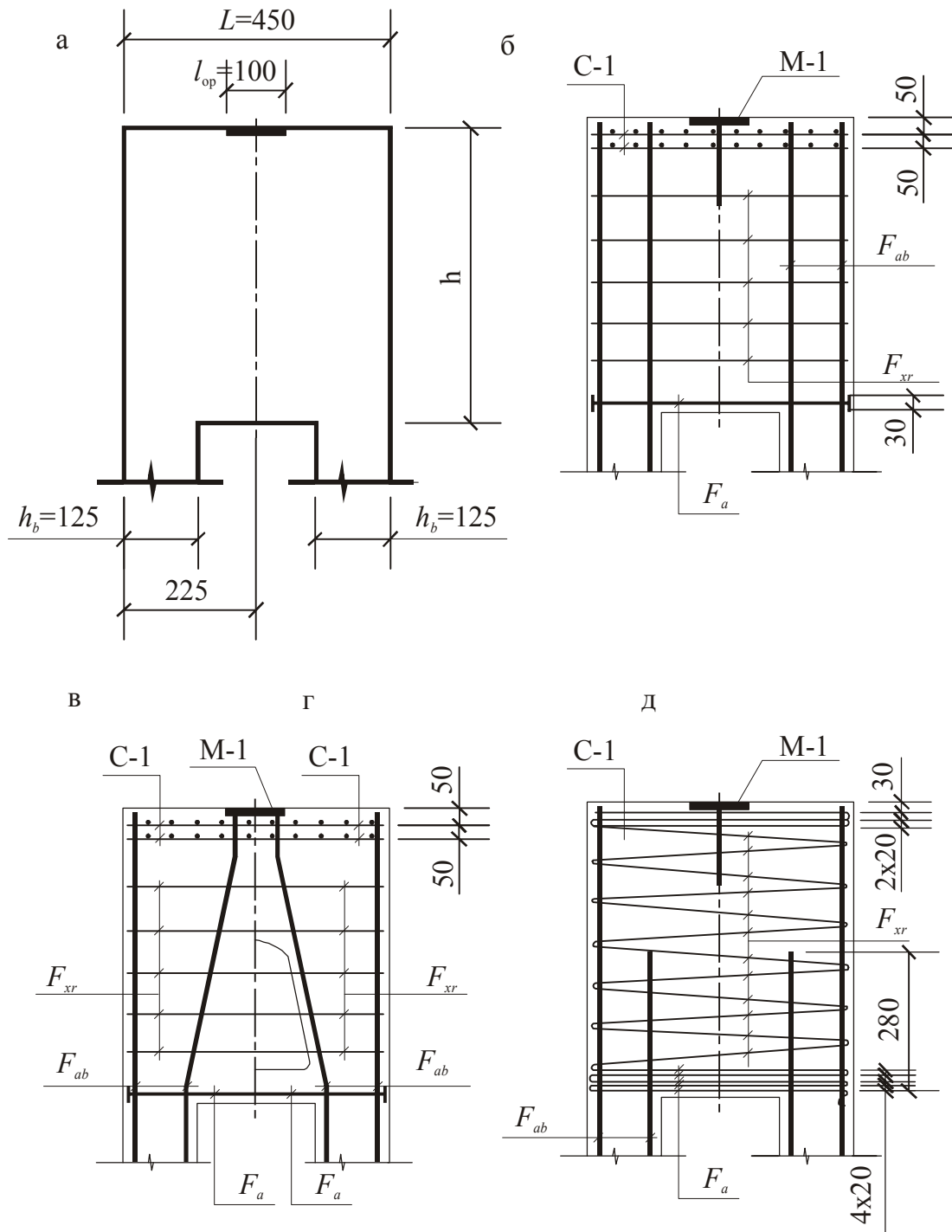


Рис. 3.3. Общий вид, размеры, и армирование перемычек:
 а – опалубочный чертеж; б – образцы 1 и 2 серии; в – образец П-Ш-1;
 г – образец П-Ш-3; д – образец П-Ш-2

Таблица 3.2

Характеристики опытных образцов перемычек

№ п/п	Серия	Марка образца	Геометрические размеры				Продольное армирование A_s		Арматура ветви A_{sv}		Горизонтальные хомуты $A_{sw,g}$			Вертикальные хомуты $A_{sw,v}$		
			b , см	h , см	L , см	$l_{оп}/h_b$, см	кол-во, шт.	диаметр, класс	кол-во, шт.	диаметр, класс	кол-во, шт.	диаметр, класс	шаг, см	кол-во, шт.	диаметр, класс	шаг, см
1	I	II-I-1	20	30	45	10/12,5	4	12А-III	4	14А-III	2	5Вр-I	2	5Вр-I	5	
2		II-I-2	20	41	45	10/12,5	4	12А-III	4	14А-III	2	5Вр-I	2	5Вр-I	5	
3		II-I-3	20	50	45	10/12,5	4	12А-III	4	14А-III	2	5Вр-I	2	5Вр-I	5	
4		II-I-4	20	59	45	10/13,5		12А-III	4	14А-III	2	5Вр-I	2	5Вр-I	5	
5		II-I-5	20	80	45	10/13,5	4	12А-III	4	14А-III	2	5Вр-I	2	5Вр-I	5	
6	II	II-II-1	20	49	45	10/13,0	3	16А-III	4	14А-III	2	5Вр-I	2	5Вр-I	5	
7		II-II-2	20	49	45	10/12,5	3	8А-III	4	14А-III	2	5Вр-I	2	5Вр-I	5	
8		II-II-3	20	50	45	10/12,5	3	12-АIII	4	14А-III	2	5Вр-I	2	5Вр-I	5	
9	III	II-III-1	20	50	45	10/13,5	3	16А-III	4	14А-III	2	5Вр-I	2	5Вр-I	5	
10		II-III-2	20	50	45	10/13,0	16	5Вр-I	4	14А-III	2	5Вр-I	3	5Вр-I	2	
11		II-III-3	20	50	45	10/12,5	3	16А-III	4	14А-III	2	5Вр-I	2	5Вр-I	5	

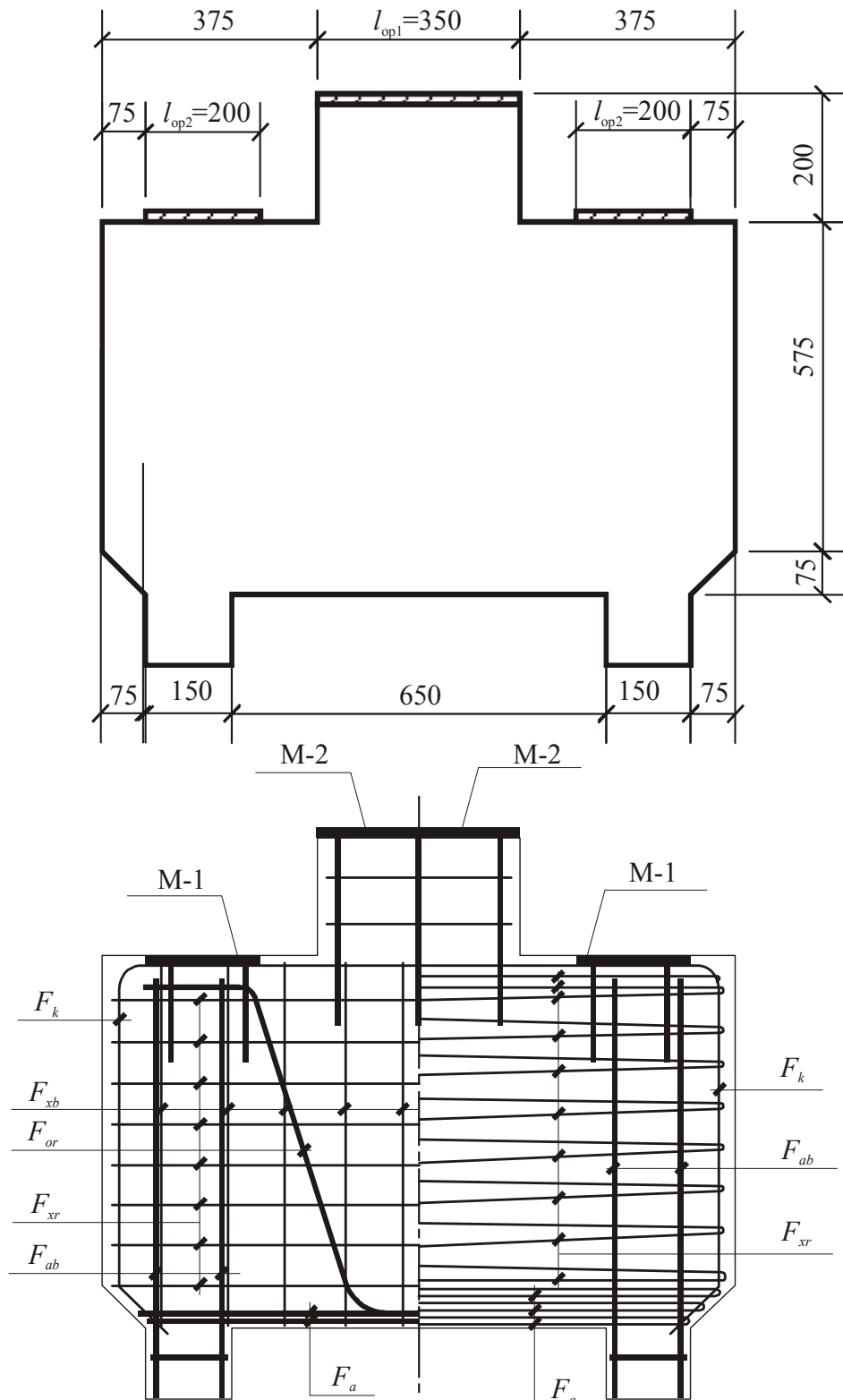


Рис. 3.4. Общий вид, размеры и армирование образцов подкрановых ригелей:
 а – опалубочный чертеж; б – армирование образца ПП-1; в – армирование
 образца ПП-3

Таблица 3.3

Характеристики опытных образцов ригелей

№ п/п	Серия	Марка образца	Геометрические размеры			Продольное армирование A_s		Арматура ветви A_{sv}		Контурная арматура A_{sk}		Отгибы A_{so}		Горизонтальные хомуты $A_{sw,g}$			Вертикальные хомуты $A_{sw,v}$				
			b , см	кол-во, шт.	диаметр, класс	кол-во, шт.	диаметр, класс	кол-во, шт.	диаметр, класс	кол-во, шт.	диаметр, класс	кол-во, шт.	диаметр, класс	кол-во, шт.	диаметр, класс	шаг, см	кол-во, шт.	диаметр, класс	шаг, см	кол-во, шт.	диаметр, класс
1		ПП-1	25	10	20	8	12А-III	4	10А-III	2	6А-III	2	12А-III	2	5Вр-I	2	5Вр-I	10	2	5Вр-I	7,5
2	I	ПП-2	25	10	20	8	12А-III	4	10А-III	2	6А-III	-	-	2	5Вр-I	2	5Вр-I	10	2	5Вр-I	7,5
3		ПП-3	25	10	20	24	5Вр-II	4	10А-III	2	6А-III	-	-	2	5Вр-I	2	5Вр-I	-	2	5Вр-I	7,5
2		ПП-4	25	35	-	8	12А-III	4	10А-III	2	6А-III	-	-	2	5Вр-I	2	5Вр-I	10	2	5Вр-I	7,5
2	II	ПП-5	25	35	20	8	12А-III	4	10А-III	2	6А-III	-	-	2	5Вр-I	2	5Вр-I	10	2	5Вр-I	7,5
2		ПП-6	25	10	20	8	12А-III	4	10А-III	2	6А-III	-	-	2	5Вр-I	2	5Вр-I	10	2	5Вр-I	7,5

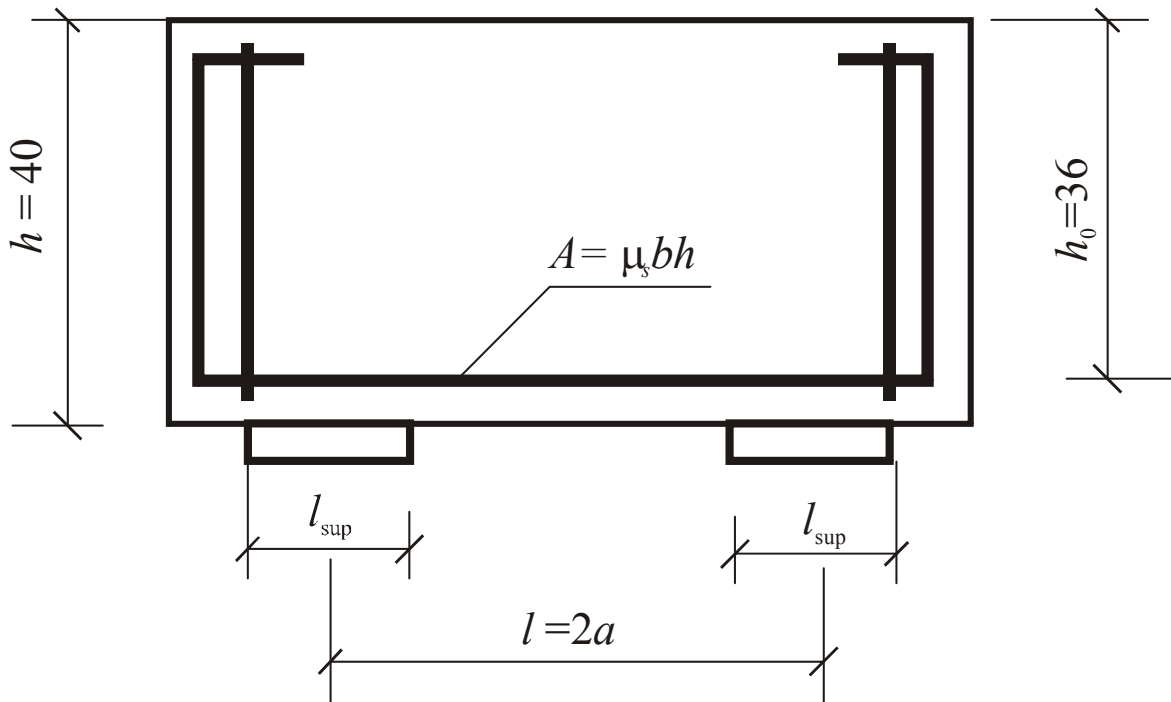


Рис. 3.5. Схема опытных образцов института строительства Голландии

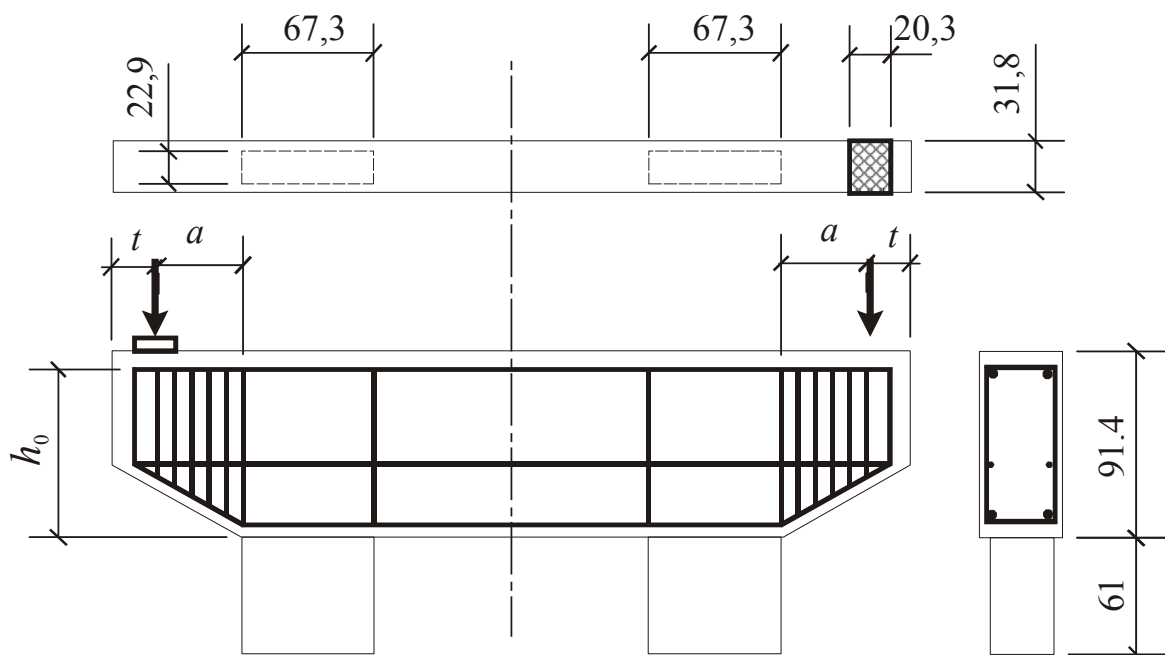


Рис. 3.6. Конструктивное решение двухконсольных балок

В результате проведенных экспериментальных исследований авторами [6, 62] решены следующие вопросы.

Выявлен характер и особенности напряженно-деформированного состояния коротких балок и их разновидностей, согласно которому поверхность бетона балок с пролетом среза $a/h_0 < 1$ разделена на четыре зоны (рис. 3.7). Первая зона представляет собой наклонную полосу, расположенную между грузовой и опорной площадкой, в пределах которой сконцентрированы траектории главных сжимающих напряжений. Имеется в виду концентрация главных деформаций (сжимающих напряжений) укорочения, между опорными и грузовыми площадками. Вторая зона представляет собой горизонтальный участок в нижней части балки, в пределах которого концентрируются траектории главных растягивающих напряжений. Здесь имеется в виду концентрация главных деформаций (растягивающих напряжений) удлинения. Третья и четвертая зоны располагаются с внутренней и с внешней стороны сжатого наклонного участка бетона, названного первой зоной, эти зоны характеризуются малыми значениями напряжений.

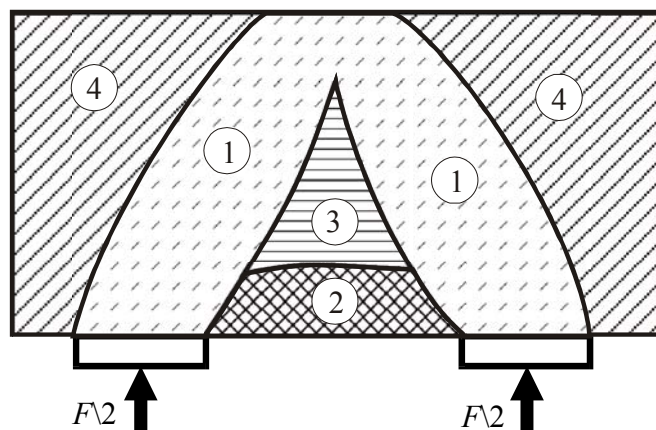


Рис. 1.7. Зоны напряженно-деформированного состояния коротких балок

Проведена классификация трещин в бетоне балок с $a/h_0 \leq 1$, согласно которой выделено четыре характерных типа трещин: вертикальные трещины Т-Р, наклонные трещины, выделяющие наклонную сжатую полосу бетона как с внешней, так и с внутренней стороны, либо только с одной из сторон; сумма наклонных трещин Σ Т-О, расположенных в наклонной сжатой полосе, и наклонная магистральная трещина (Т-О) (рис. 3.8).

Установлены виды разрушения коротких балок и их разновидностей – разрушение по сжатой либо по растянутой зонам (зоны 1 и 2, рис. 3.7). Разрушение по сжатым бетонным полосам характеризуется либо появлением серии мелких параллельных трещин, которое свойственно разрушению бетонным призмам при сжатии, либо образованию магистральной трещины, траектория которой примерно повторяет диагональ сжатой бетонной полосы. В большинстве образцов разрушение сжатых наклонных

бетонных полос сопровождается развитием трещин, выделяющих сжатые наклонные полосы. Разрушение по растянутой зоне происходит при активном раскрытии трещин типа Т-Р либо Т-Г, либо при одновременном раскрытии трещин Т-Р и Т-Г.

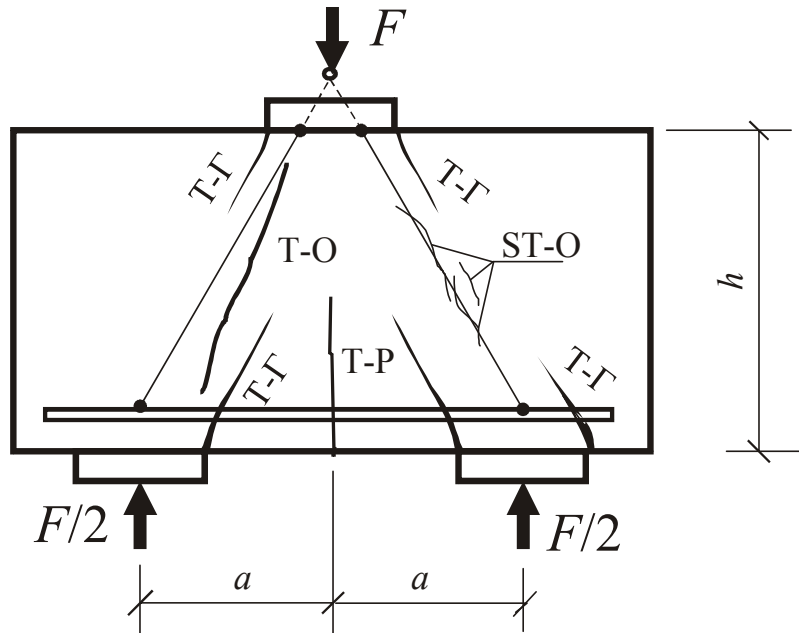


Рис. 3.8. Классификация трещин коротких балок

В работах Т.И. Барановой, О.В. Лавровой рассмотрены основные факторы, влияющие на прочность балок, одним из которых является пролет среза. Выявлено, что с увеличением значения a/h_0 прочность балок и их разновидностей уменьшается (рис. 3.9), при этом пролет среза исследуется как при уменьшении расстояния между центрами грузовых и опорных площадок, так и при изменении высоты сечения h .

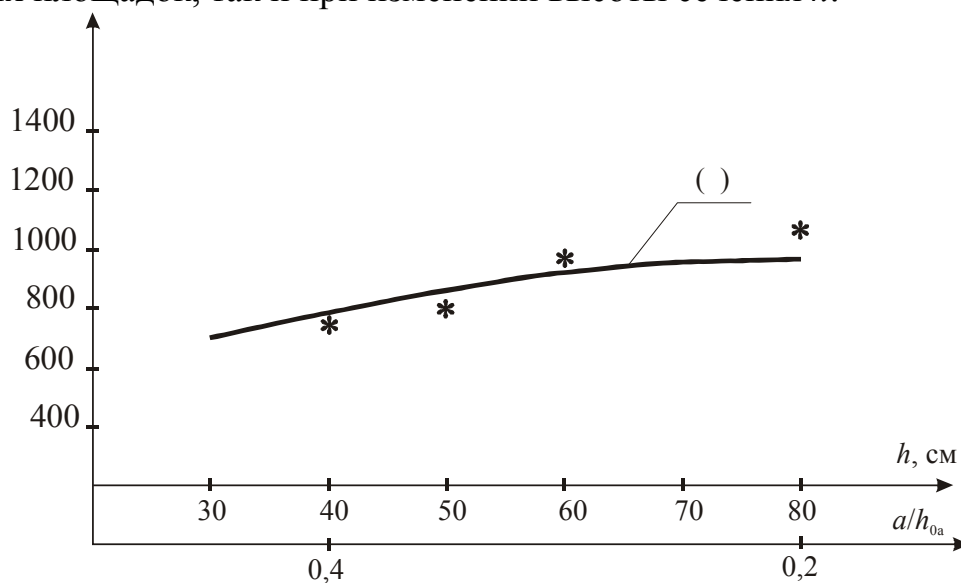


Рис. 3.9. График сопоставления несущей способности перемычек с опытами по сжатой зоне

Следующим фактором, влияющим на прочность коротких балок является количество продольной растянутой арматуры. Установлено, что с увеличением процента армирования продольной арматуры возрастает прочность конструкции по растянутой зоне и изменяется вид разрушения. При $\mu_s > 0,8\%$ происходит разрушение по сжатой зоне (рис. 3.10).

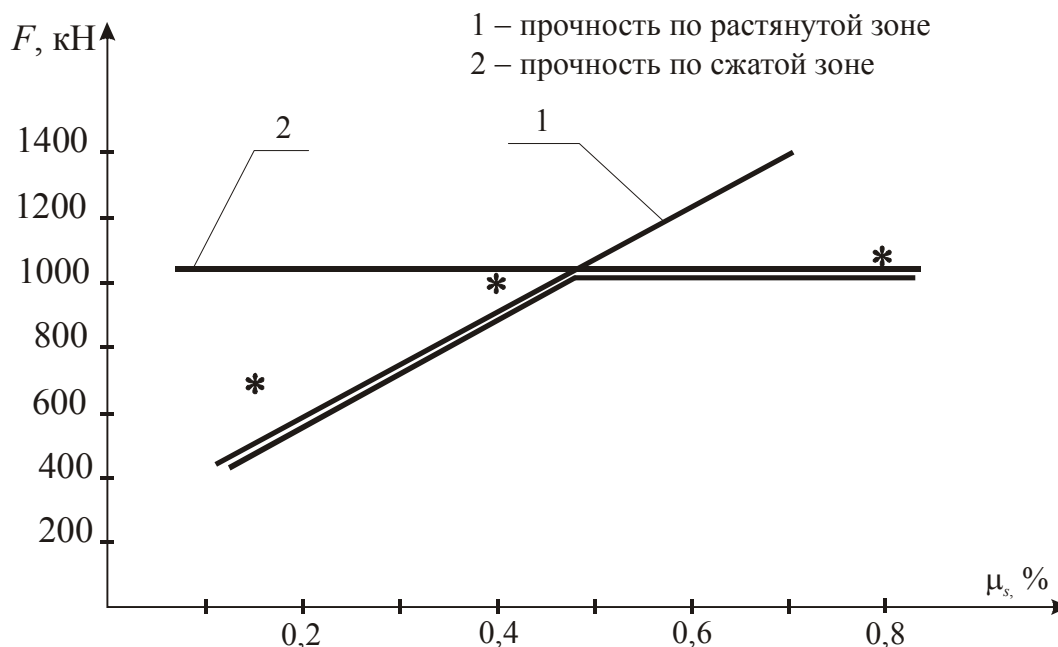


Рис. 3.10. График сопоставления прочности перемычек с опытами при изменении количества продольной арматуры

Следующим исследуемым фактором является наличие распределенной арматуры. Обоснована гипотеза о том, что распределенная арматура выполняет две функции – прямую и косвенную в работе коротких балок. Степень прямого участия поперечной арматуры определяется проекцией усилий на продольное направление наклонной сжатой полосы работы и на поперечное направление при оценке косвенной работы арматуры, при этом прочность балок значительно возрастает (рис. 3.11, 3.12).

Следующим исследуемым фактором является влияние размеров грузовой площадки на характер образования трещин, на форму разрушения и прочность коротких балок. С увеличением размеров грузовых и опорных площадок величина разрушающей силы возрастает (рис. 3.13).

Т.И. Барановой, О.В. Лавровой усовершенствованы виды армирования и предложены новые конструктивные формы перемычек и ригелей колонн (рис. 3.3, 3.4).

Влияние изменения схемы нагружения исследовалось на подкрановых ригелях. Установлено, что в случае равномерно распределенной нагрузки разрушающая сила повышается в 1,3 раза по сравнению с образцами, не имеющими крановой нагрузки. Наличие эксцентриситета приложения нагрузки, уменьшает и величину разрушающей силы в 1,4 раза (рис. 3.14).

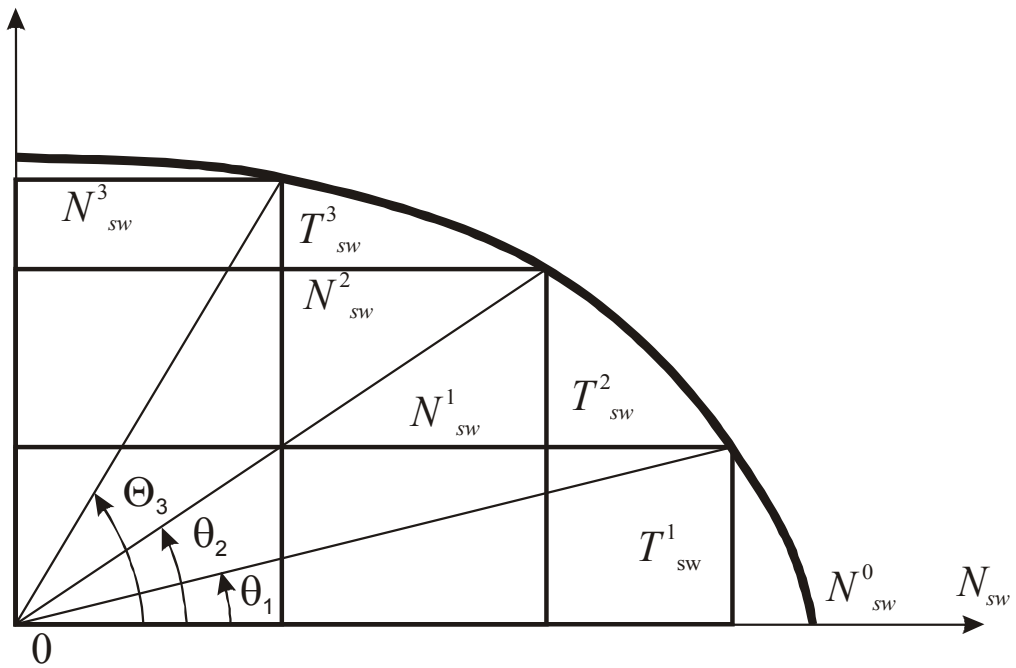


Рис. 3.11. График критерия оценки работы поперечной арматуры в коротких балках

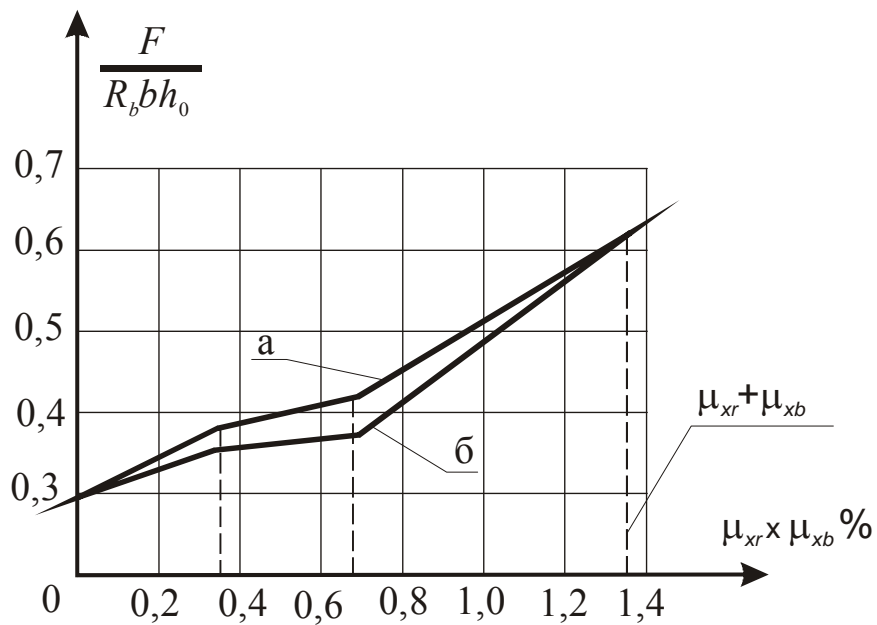


Рис. 3.12. График зависимости прочности от количества поперечной арматуры: а – при горизонтальных хомутах; б – при вертикальных хомутах

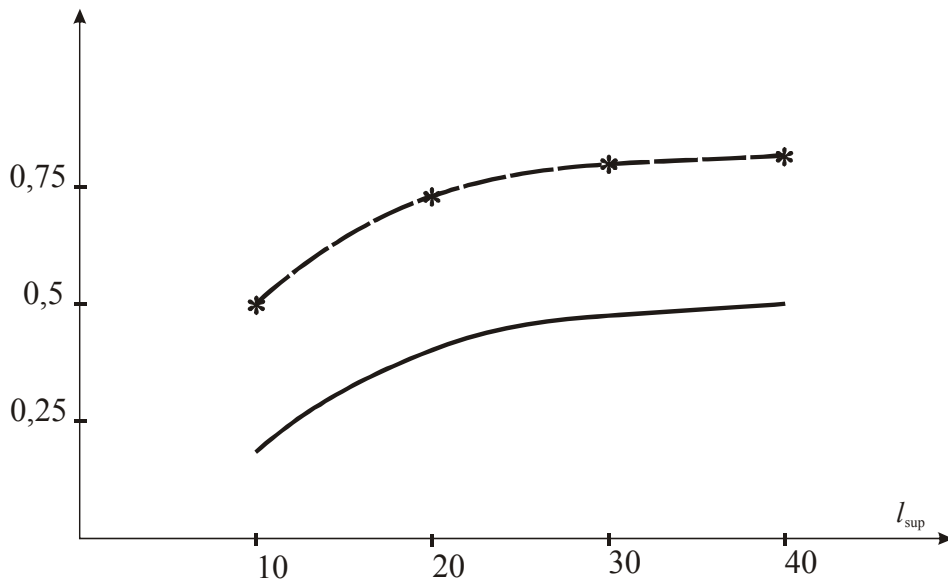


Рис. 3.13. График зависимости прочности коротких балок от размеров грузовой площадки: $l_{sup}^v = l_{sup}^N$; $l_{sup}^N = 10$ см

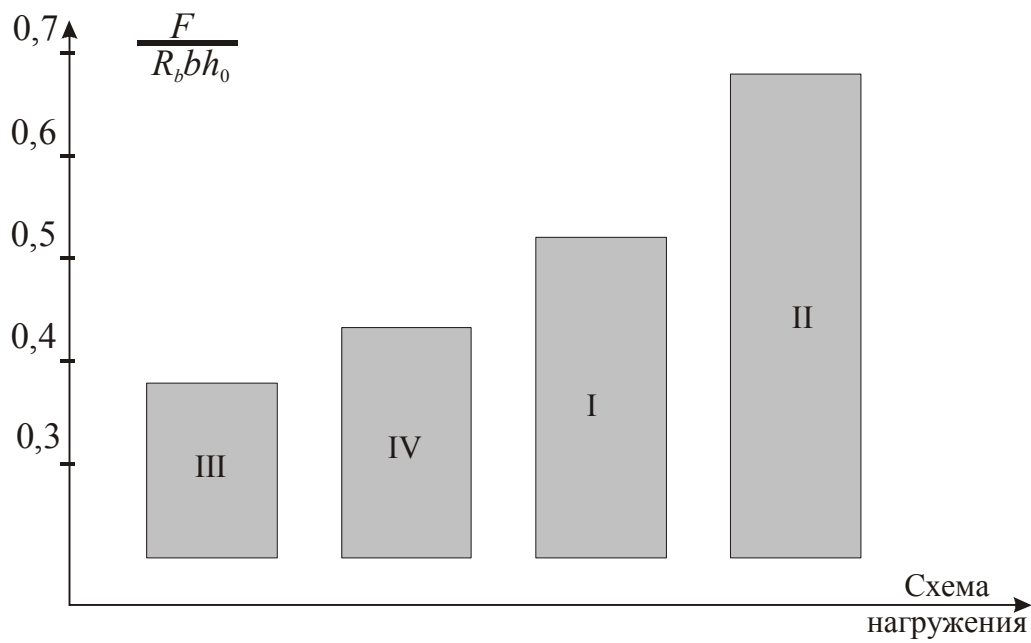


Рис. 3.14. Схема сопоставления опытной несущей способности при различных видах нагружения

3.2. Анализ результатов экспериментальных исследований

Анализ исследований, обзор которых приведен выше, целесообразно проводить на основе оценки исследуемых факторов, установив при этом очередность по степени их важности.

В связи с тем, что исследования коротких балок, результаты которых могут влиять на дальнейшее развитие теории расчета коротких балок, представляют собой отечественный и зарубежный опыт, их анализ проведен отдельно.

3.2.1. Отечественный опыт исследований

Программе исследований, проведенных в работах Т.И. Барановой, О.В. Лавровой (см. рис. 3.1), можно дать высокую оценку, поскольку она представляет собой единую целевую программу с комплексным исследованием основных факторов. Исследования проводились на основе физического и численного эксперимента. В качестве основных исследуемых факторов принимались: разновидности балок в виде перемычек над проходами и подкрановых ригелей двухветвевых колонн; определение НДС указанных элементов; изучение пролета среза a/h_0 от 0,2 до 1 при изменении высоты балки; количество продольной арматуры $\mu_s=0,17-0,67\%$; количество, вид и характер расположения арматуры, равномерно распределенной по сечению в виде горизонтальных, вертикальных и наклонных стержней; размеры грузовых и опорных площадок; схемы нагружения, а также эффективные виды армирования.

Ниже приведена поочередная оценка влияния каждого фактора. В работах Т.И. Барановой, О.В. Лавровой собраны и исследованы основные разновидности коротких балок в виде перемычек и подкрановых ригелей двухветвевых колонн. Однако, это не все представители класса коротких балок. Отсутствуют приопорные участки обычных балок, пролет среза которых может значительно увеличиться; ленточные ростверки свайных фундаментов при однорядном расположении свай; балки, имеющие консоли и ряд других разновидностей коротких балок. Такая ситуация говорит о том, что, с одной стороны, работа по классификации коротких балок выполнена, а с другой стороны, она не завершена и в перспективе следует ожидать проведения по новым программам.

Анализ напряженно-деформированного состояния коротких балок позволяет сделать вывод о том, что основную роль в сопротивлении коротких элементов играют главные напряжения. Определяющая роль главных напряжений в коротких балках, сказывается на формировании характерных зон НДС (см. рис. 3.7), на характере образования и развития трещин (см. рис. 3.8), на схемах разрушения. Доказательством является концентрация траекторий главных сжимающих напряжений между опор-

ными и грузовыми площадками. Именно по этим условным бетонным полосам происходит разрушение сжатой зоны бетона коротких балок. Другим доказательством является концентрация траекторий главных растягивающих напряжений вдоль растянутой грани балки. Именно по этим арматурным поясам происходит разрушение растянутой зоны.

При оценке результатов исследования величины пролета среза в коротких балках следует отметить, что этот фактор в обсуждаемой программе изучен в полной мере в границах $a/h_0 < 1$. Выявлено, что разрушающее усилие снижается с увеличением a/h_0 . Закономерность уменьшения разрушающей силы примерно одинакова при изменении высоты либо длины балки (см. рис. 3.9). Оценивая влияние a/h_0 на характер НДС балки, следует отметить, что с увеличением отношения a/h_0 угол наклона главных сжимающих напряжений, концентрирующихся в наклонной сжатой полосе, уменьшается. Одновременно уменьшается ширина расчетной полосы бетона. Правомерно предположить, что при увеличении пролета среза $a/h_0 > 1$ наступит момент, когда сжатая наклонная полоса, толщина которой уменьшается, перестанет существовать. Очевидно, это будет являться критерием определения длинных балок, в противоположность критерию определения коротких балок. Можно с уверенностью сказать, что одной из главных задач исследования коротких балок является увеличение пролета среза.

При оценке результатов исследования коротких балок при увеличении количества продольной арматуры $\mu_s = 0,17 - 0,67 \%$ следует отметить, что главным является прослеживание изменения схемы разрушения коротких балок от разрушения по растянутой зоне до разрушения по сжатой зоне (см. рис. 3.10). В результате можно сказать, что этот фактор исследован в полной мере при пролете среза меньше единицы и требует дальнейшего исследования по мере увеличения пролета среза.

При анализе результатов исследования характера работы коротких балок, армированных вертикальными, горизонтальными стержнями, а также сетками, следует отметить важность изучаемого фактора. В подтверждение важности таких исследований следует напомнить, что поперечная арматура в коротких балках ранее не рассчитывалась, она принималась конструктивно. Ценностью исследований является критерий оценки работы поперечной арматуры, предложенный в работах Т.И. Барановой, О.В. Лавровой (см. рис. 3.11, 3.12). Критерий включает в себя оценку косвенного и прямого участия поперечной арматуры в сопротивлении бетонной полосы главным сжимающим напряжениям. Однако следует заметить, критерий оценки поперечной арматуры распространяется для балок с $a/h_0 < 1$. Очевидно, что при изучении работы коротких балок с $a/h_0 > 1$ самым важным вопросом будет являться вопрос изучения влияния поперечной арматуры на основе разработанного критерия.

При оценке исследования коротких балок с грузовыми площадками, размеры которых изменялись : 10, 20, 30, 40 см, следует отметить, что влияние размеров грузовых площадок на характер работы и схемы разрушения изучены почти что в полной мере (см. рис. 3.13). Это значит, что исследован характер работы балок от $L_{sup}=10$ до нагружения балок почти равномерно-распределенной нагрузкой. Ценность этого фактора повышается в связи с тем, что именно от размера опорных и грузовых площадок зависят размеры расчетной полосы бетона, в пределах которой концентрируются главные сжимающие напряжения.

При оценке влияния изменения схем нагружения коротких балок следует отметить, что достаточно глубоко изучены вопросы формирования наклонных полос бетона, в пределах которых концентрируются главные сжимающие напряжения. Хорошо изучен вопрос количественного влияния схем нагружения, в том числе эксцентриситета приложения усилий на прочность коротких балок (см. рис. 3.14). Основной ценностью последнего фактора программы исследований коротких балок – видов армирования балок – является то, что авторами был разработан принцип эффективного армирования коротких балок, который базируется на особенностях НДС, на критериях оценки поперечной арматуры, а также на предложенной авторами Т.И. Барановой, О.В. Лавровой расчетной модели, которая описывается в подразд. 3.3.

1.2.2. Зарубежный опыт исследований

Наиболее значимые экспериментальные исследования балок с пролетом среза до 1 изложены в работе Голландского института строительства CUR. Результаты этих исследований представляют особую ценность, так как было испытано большое количество образцов (358 балок) по единой программе исследований; изучались все основные характеристики и все основные факторы, определяющие прочность и трещиностойкость коротких балок. В процессе испытаний фиксировалась нагрузка появления трещины, нагрузка, при которой ширина раскрытия трещины составляла 0,15–0,3 мм и 1 мм, а также нагрузка, при которой наступало разрушение.

Однако эти испытания также не являются исчерпывающими (см. рис. 3.5). При испытаниях собрана недостаточная информация о характере образования и развитии трещин в бетоне. При изучении влияния поперечной арматуры исследовались только горизонтальные хомуты, что является недостаточным для полного представления о влиянии распределенного армирования на прочность и трещиностойкость балок с $a/h_0 < 1$.

Авторами данной работы проведен анализ экспериментальных исследований Р.М. Фергюсона (см. рис. 3.6). Построены графики, на которые нанесены точки разрушающих усилий и расчетные зависимости соответствующих усилий СНиП (рис. 3.15). Все образцы имели различные виды

разрушения, характеризуемые автором как: BF – разрушение по сжатой зоне, SF – срез консоли, FT – разрушение по растянутой зоне.

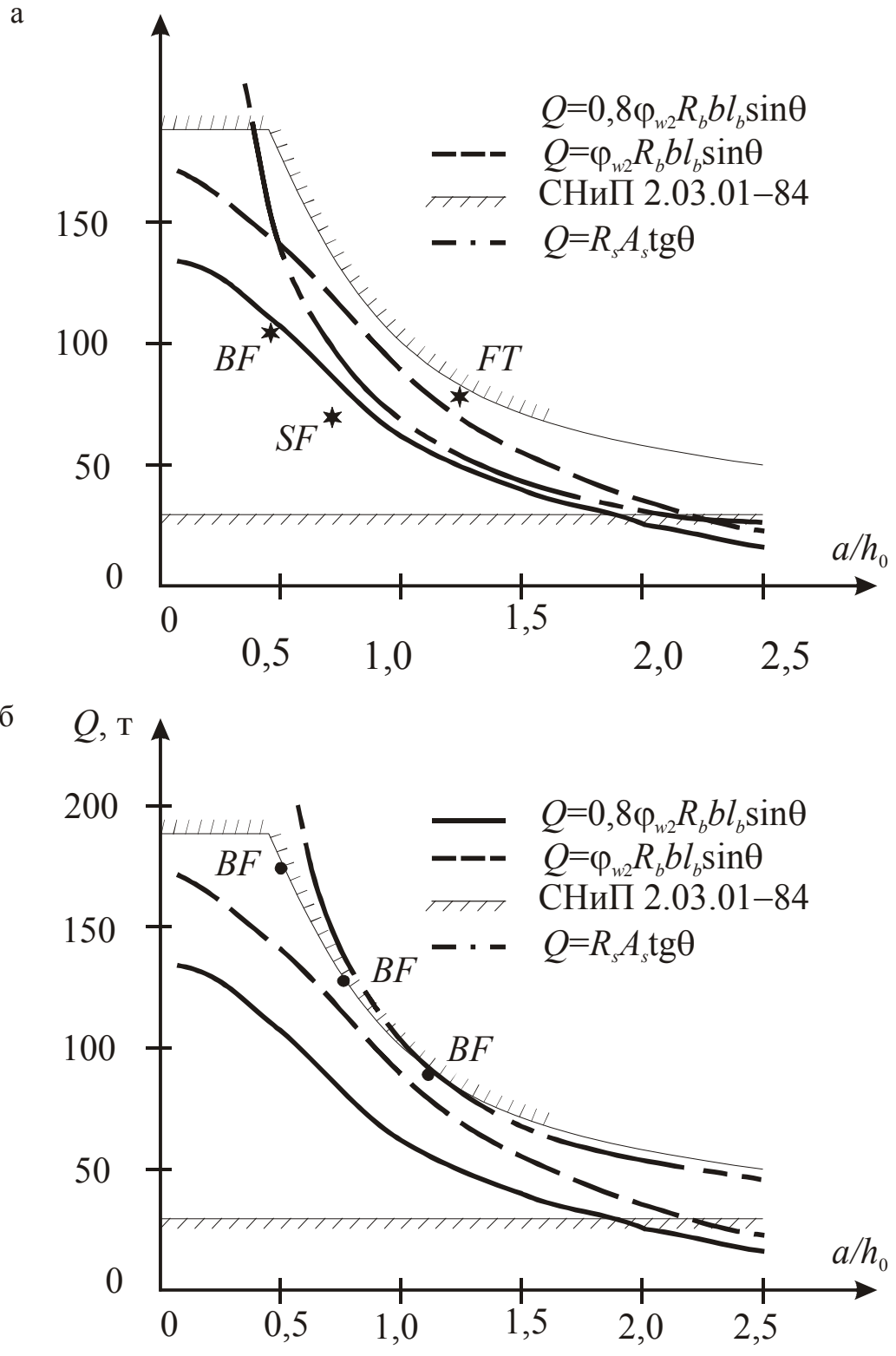


Рис. 3.15. График изменения разрушающей силы Q при изменении a/h_0 :
 а – $\mu_s=0,5\%$; б – $\mu_s = 0,8\%$

В результате анализа экспериментальных исследований двухконсольных балок (см. рис. 3.15) выявлено, что основополагающим фактором, определяющим вид разрушения является процент продольного армирования μ_s (см. рис. 3.6). Для того чтобы реализовать прочность бетона по сжатой зоне, необходимо процент армирования продольной арматуры применять равным 0,8 % (см. рис. 3.15,6). Этот коэффициент, с позиций сближения расчетных прочностей по сжатой и растянутой зонам, можно считать оптимальным. При расчете прочности консоли балки по сжатой зоне (при $\mu_s < 0,8$ %) коэффициент безопасности следует принимать равным 0,8, а при $\mu_s > 0,8$ % – равным 1.

3.3. Обзор существующих методов расчета

При проектировании коротких балок пользуются приближенными методами расчета коротких балок, которые, как правило, основываются на расчете длинных балок.

Согласно СНиП, расчет железобетонных балок по предельным состояниям первой группы должен производиться для сечений, нормальных к их продольной оси, а также для наклонных к ней сечений наиболее опасного направления (рис. 3,16, 3,17).

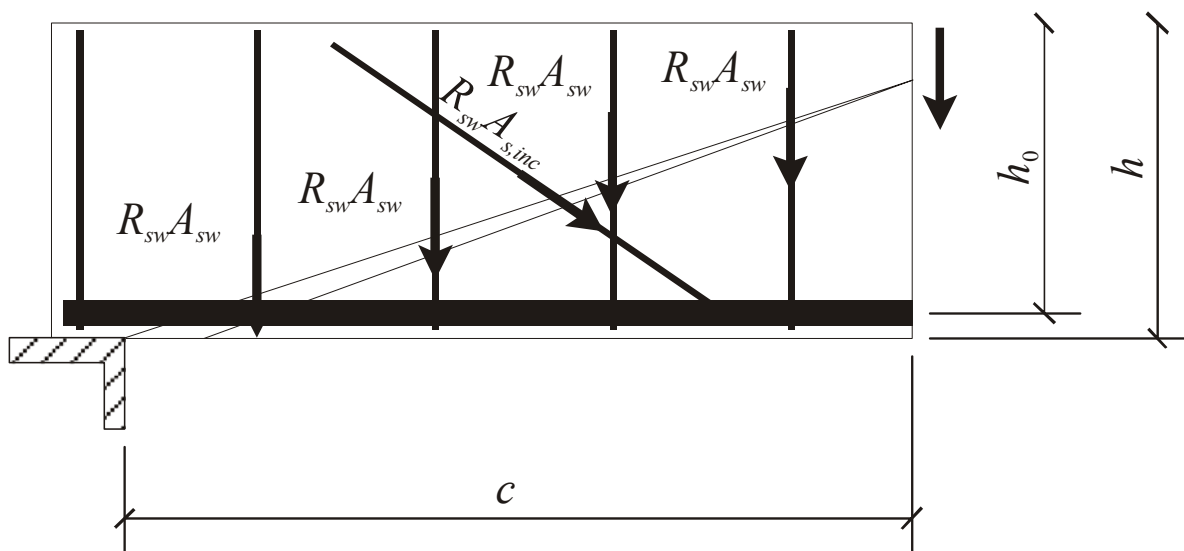


Рис. 3.16. Схема усилий в наклонном сечении железобетонного элемента при расчете его по прочности на действие поперечной силы

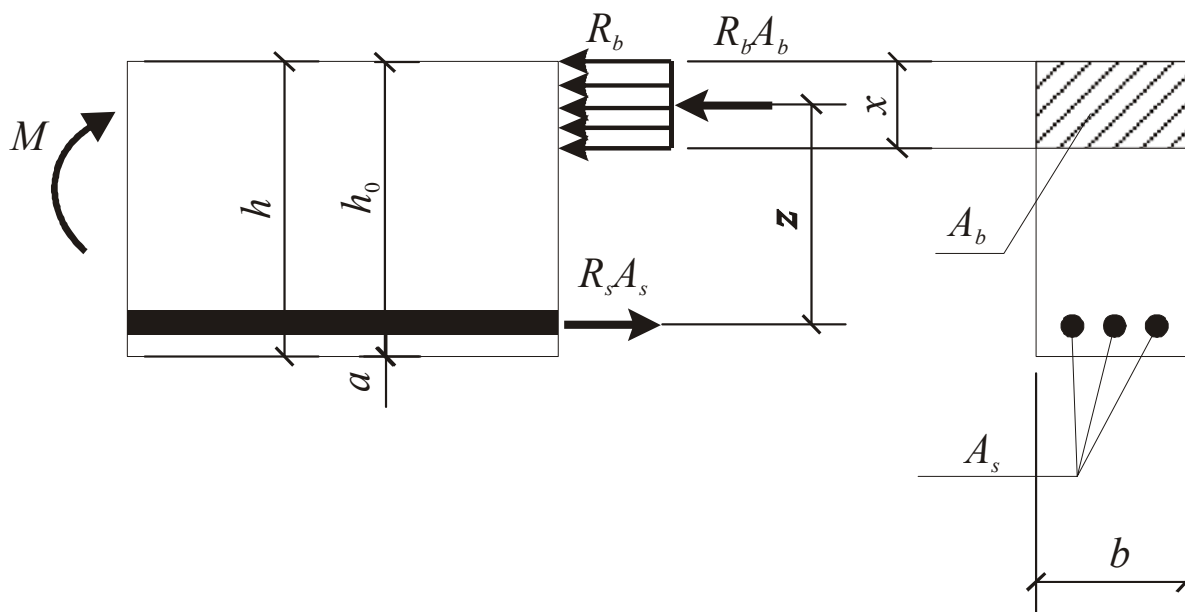


Рис. 3.17. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента при расчете его по прочности

Расчет железобетонных балок без поперечной арматуры на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине должен производиться по наиболее опасному наклонному сечению из условия

$$Q \leq (\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2)/c, \quad (3.1)$$

где правая часть условия (1.1) принимается не более $2,5 R_{bt}bh_0$ и не менее $\varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0$.

Расчет железобетонных балок с поперечной арматурой (см. рис. 3.16) на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине должен производиться по наиболее опасному сечению из условия

$$Q < Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}, \quad (3.2)$$

где Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном, определяется по формуле:

$$Q_b \leq (\varphi_{b2}(1+\varphi_f+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2)/c, \quad (3.3)$$

где c – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента.

Поперечные усилия Q_{sw} и $Q_{s,inc}$ определяются как сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента продольных усилий соответственно в хомутах и отгибах.

Расчет железобетонных изгибаемых балок по нормальному сечению производится из условия

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x). \quad (3.4)$$

При этом высота сжатой зоны бетона x определяется из формулы

$$R_s A_s = R_b b x. \quad (3.5)$$

Специалистами Пензенского ИСИ (ПГУАС) и НИИЖБ был предложен новый метод расчета прочности коротких элементов, базирующийся на каркасно-стержневой модели (КСМ), состоящей из наклонных сжатых полос и растянутого арматурного пояса.

В основе метода расчета прочности лежит расчетная схема, показанная на рис. 3.18.

Согласно этой модели, расчет коротких балок следует производить по сжатой и растянутой зоне.

Прочность коротких балок при действии поперечных сил определяется прочностью условно выделенной наклонной полосы бетона, в пределах которой концентрируется поток главных сжимающих напряжений. Величина разрушающей силы без учета работы поперечной арматуры определяются по формуле

$$F \leq 2 \varphi_b \gamma_b R_b b l_b \sin \alpha, \quad (3.6)$$

где F – внешнее усилие;

γ_b – опытный коэффициент, равный единице;

φ_b – коэффициент, учитывающий влияние бетона, окружающего расчетную полосу, определяемый по формуле

$$\varphi_b = (\varphi_b^v + \varphi_b^n) / 2, \quad (3.7)$$

где $\varphi_b^v = (l_\gamma^v + 0,5 l_{sup}) / 0,5 l_{sup})^{1/3}$; (3.8)

$$\varphi_b^n = (l_\gamma^n + l_{sup}) / l_{sup})^{1/3}; \quad (3.9)$$

здесь l_γ^v – расстояние между гранями грузовой и опорной площадки;

l_γ^n – расстояние между центром действия внешней силы и внутренней гранью опорной площадки;

l_{sup} – длина грузовой и опорной площадки;

l_b – наименьшая ширина расчетной полосы поверху и понизу;

$$l_b^v = 0,5 \gamma_2 l_{sup}^b \sin \alpha, \quad (3.10)$$

где γ_2 – коэффициент увеличения размеров грузовой площадки при наличии сварных сеток в зоне передачи нагрузки;

$$l_b^h = \gamma_1 l_{sup}^h \sin \alpha, \quad (3.11)$$

где γ_1 – коэффициент, учитывающий характер распределения сжимающих напряжений у опоры, определяется по формуле

$$\gamma_1 = (0,5 \gamma_2 l_{sup}^b / l) + 0,65; \quad (3.12)$$

здесь l – расстояние между осями балки.

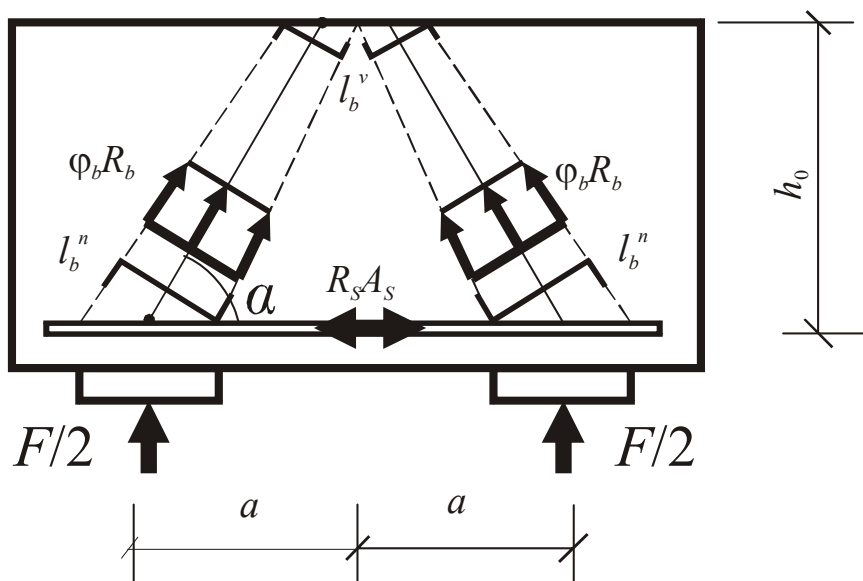


Рис. 3.18. Схема расчета короткой балки по КСМ

Расчет прочности сжатой зоны коротких балок с учетом поперечной арматуры производится по формуле

$$F \leq 2 \varphi_b \gamma_b R_b b l_b \sin \alpha + F_s, \quad (3.13)$$

где F_s – усилие, воспринимаемое поперечной арматурой, определяемое по формуле

$$F_s = 2[N_{sn} + N_{sk}] \sin \alpha; \quad (3.14)$$

здесь N_{sn} – усилия в арматуре при ее прямом участии в работе наклонной сжатой полосы, определяемое по формуле

$$N_{sn} = \gamma_s \mu_{sw} R_s b l_b \sin \Theta; \quad (3.15)$$

N_{sk} – усилия в арматуре при ее косвенной работе в наклонной сжатой полосе, определяемое по формуле

$$N_{sk} = \varphi_s \gamma_s \mu_{sw} R_s b l_b \sin \Theta, \quad (3.16)$$

где φ_s – коэффициент косвенного армирования, определяемый по СНиП, $\varphi_s \leq 2,5$;

γ_s – опытный коэффициент;

Θ – угол между направлением соответствующего вида поперечно арматуры и направлением наклонной сжатой полосы.

Расчет прочности растянутой зоны определяется по формуле

$$F \leq \gamma_s R_s A_s \operatorname{tg} \alpha, \quad (3.17)$$

где F – внешнее усилие;

γ_s – опытный коэффициент;

A_s – площадь растянутой продольной арматуры.

Расчет прочности сжатой наклонной и растянутой зоны производится независимо друг от друга.

В Голландском институте строительства CUR расчет коротких балок производится согласно расчетной схеме, показанной на рис. 3.19.

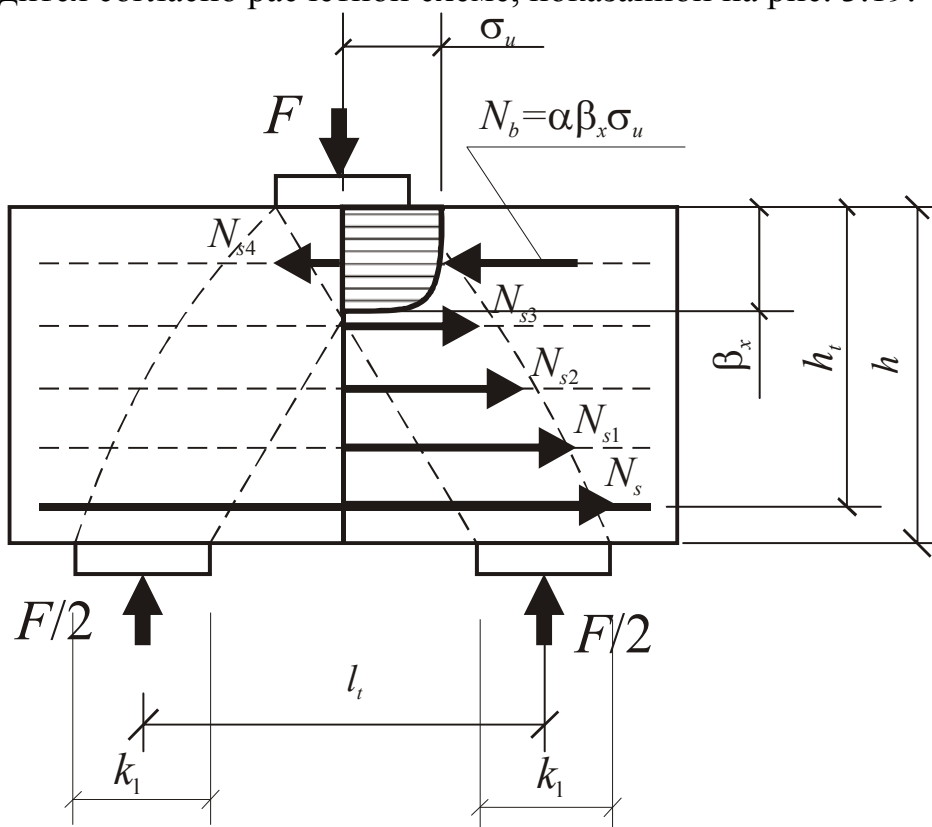


Рис. 3.19. Схема расчета короткой балки

Расчет прочности коротких балок по сжатой зоне производится по зависимости

$$F_d = \eta \sigma_i b h_0. \quad (3.18)$$

Расчет прочности коротких балок по растянутой зоне производится по зависимости

$$F_M = (4/l_t - 0,5/l_{sup}) - R_s 0,01 \mu_s h_0^2 (1 - 0,005 \mu_{sw} R_s / 0,83 R_{sc}), \quad (3.19)$$

где η – эмпирический коэффициент, принимается равным:

$$\eta = 1 / (1 + ((l_t / h_0) - 0,5 - \lambda 0,0875 h_0 / l_{sup})^{1/2}); \quad (3.20)$$

$\lambda = 1$ при однократном нагружении и $\lambda = 0,5$ при многократном нагружении;

σ_i – снижающие напряжения в бетоне, принимаемые равными

$$\sigma_i = \sigma_0 + 1,1 (R_{sc} - \sigma_0)(l_{sup} / h - 0,05)(l_{sup}/b - 0,05); \quad (3.21)$$

σ_0 определяется по зависимости

$$\sigma_0 = R_b / 0,65 (1 + \alpha \mu_{sw} / 20); \quad (3.22)$$

$$\alpha = E_s / E_b;$$

$$\mu_{sw} = 100 \% - A_s / b h_0.$$

3.4. Оценка существующих методов расчета

На данном этапе развития методов расчета коротких балок можно отметить единый подход к оценке прочности балок по растянутой зоне и три подхода к оценке прочности по сжатой зоне – это эмпирический подход, действующий в Голландии в институте строительства CUR, подход по приближенным расчетам Норм, использующих аналогию обычных балок, т.е. прочность наклонных сечений без поперечной арматуры, и подход, основанный на расчетной модели, отражающей действительную работу коротких балок.

На рис. 3.20, показаны графические интерпретации расчетных зависимостей разрушающих усилий по сжатой (3.1), (3.6) и по растянутой зоне (3.4), (3.17). Графики расчетных разрушающих усилий по растянутой зоне (3.4) и (3.17) отличаются только по абсолютной величине. Наиболее близкие значения дает зависимость (3.17), принятая в работах. Расхождение расчетной зависимости (3.17), основанной на каркасно-стержневой модели, от соответствующей расчетной зависимости по (3.4) составляет 30 %. Сопоставление графиков расчетных разрушающих усилий по сжатой зоне говорит о том, что расчетная зависимость Норм не отражает действительную работу балок с пролетом среза $a/h_0 \leq 1,5$ и несущая способность указанных конструкций значительно занижается. Соотношение расчетной зависимости (3.1) с соответствующей расчетной зависимостью Норм (3.6) составляет 83 % при $a/h_0 \leq 1$.

Расчетные зависимости, основанные на каркасно-стержневой модели, в полной мере описывают закономерность разрушающих усилий при $a/h_0 \leq 1$.

Следует отметить, что подход к оценке прочности коротких балок, основанный на расчетной модели КСМ, является наиболее перспективным, т.к. он отражает действительную работу коротких балок и может быть принят за основу при дальнейшем исследовании коротких балок с пролетом среза $a/h_0 > 1$. Самой большой проблемой является отсутствие в нормативной и технической литературе рекомендаций для расчета коротких балок по второй группе предельных состояний.

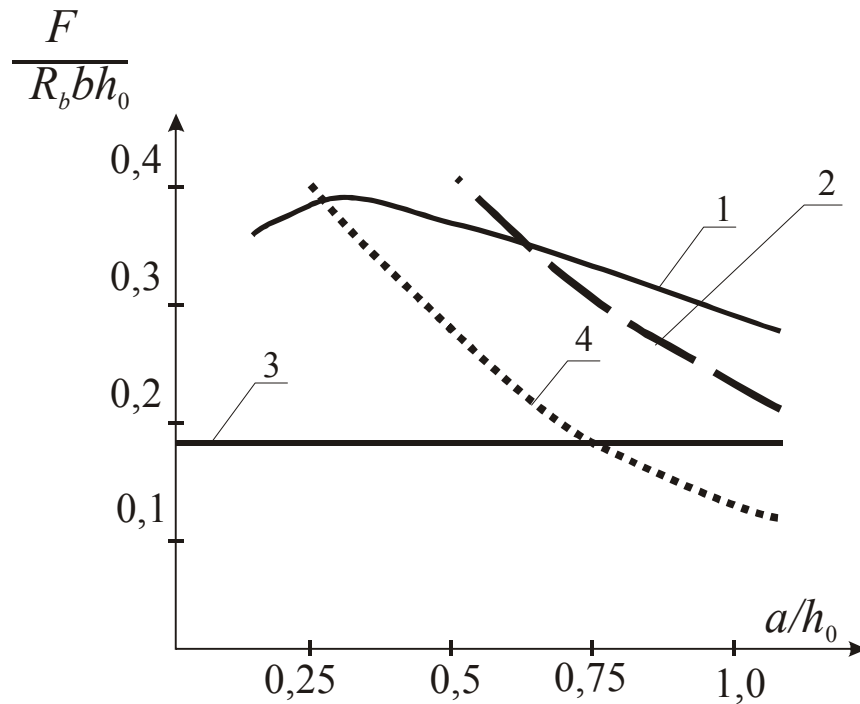


Рис. 3.20. График сопоставления методов расчета прочности коротких балок при изменении пролета среза:

- 1 – зависимость (5.1); 2 – зависимость (5.3) предлагаемого метода расчета;
3 – зависимость (1.1); 4 – зависимость (1.4) СНиП

3.5. Цели и задачи исследований

Подробный анализ результатов исследований коротких балок и их разновидностей позволяет выбрать главное направление дальнейшего развития сопротивления коротких железобетонных балок при нагружении.

Программа исследований ставила две основные цели:

- 1) развитие методов расчета прочности коротких балок на основе КСМ при увеличении пролета среза от 1 до 1,5;
- 2) разработка метода расчета трещиностойкости и ширины раскрытия трещин в коротких балках с пролетом среза от 0 до 1,5.

Для осуществления поставленной цели были поставлены следующие задачи:

- проведение подробного анализа отечественного и зарубежного опыта исследований с $a/h_0 \leq 1$;
- разработка программы экспериментально-теоретических исследований с пролетом среза до 1,5;

- проведение экспериментальных исследований прочности, характера образования и развития трещин в бетоне коротких балок при изменении основных факторов – пролета среза a/h_0 от 0,25 до 1,5; при армировании балок вертикальными стержнями, равномерно распределенными по сечению $\mu_s = 1,2 \%$; при армировании балок горизонтальными стержнями, равномерно распределенными по сечению $\mu_s = 1,2 \%$;
- использовать результаты физического эксперимента, проведенного институтом строительства Голландии [80] коротких балок, в которых изменялось количество продольной арматуры $\mu_s = 0,7-1,2 \%$ при $a/h_0 \leq 1,5$;
- провести численный эксперимент на основе пакета прикладных программ автоматизированного проектирования железобетонных конструкций (ППП АП ЖБК) – программы «ЛИРА» для балок с пролетом среза 0,5; 1,0; 1,5;
 - провести анализ результатов исследований коротких балок;
 - усовершенствовать метод расчета прочности коротких балок с a/h_0 от 1 до 1,5 на основе каркасно-стержневой модели для балок без поперечной арматуры;
 - усовершенствовать метод расчета прочности коротких балок с a/h_0 от 1 до 1,5, армированных распределенной арматурой в виде горизонтальных и вертикальных стержней на основе каркасно-стержневой модели;
 - усовершенствовать каркасно-стержневую модель коротких балок до модели, позволяющей определять усилия образования и раскрытия трещин;
 - разработать методику расчета образования трещин в коротких балках без поперечной арматуры;
 - разработать методику расчета образования трещин в коротких балках, армированных равномерно распределенными вертикальными и горизонтальными стержнями;
 - разработать методику расчета ширины раскрытия трещин для коротких балок без поперечной арматуры, а также для балок, армированных распределенной арматурой в виде вертикальных и горизонтальных стержней.

3.6. Программа исследований

В данном разделе приведена программа исследований коротких балок, разработанная авторами. Для сокращения материала указанная программа приводится в форме схемы (рис. 3.21).

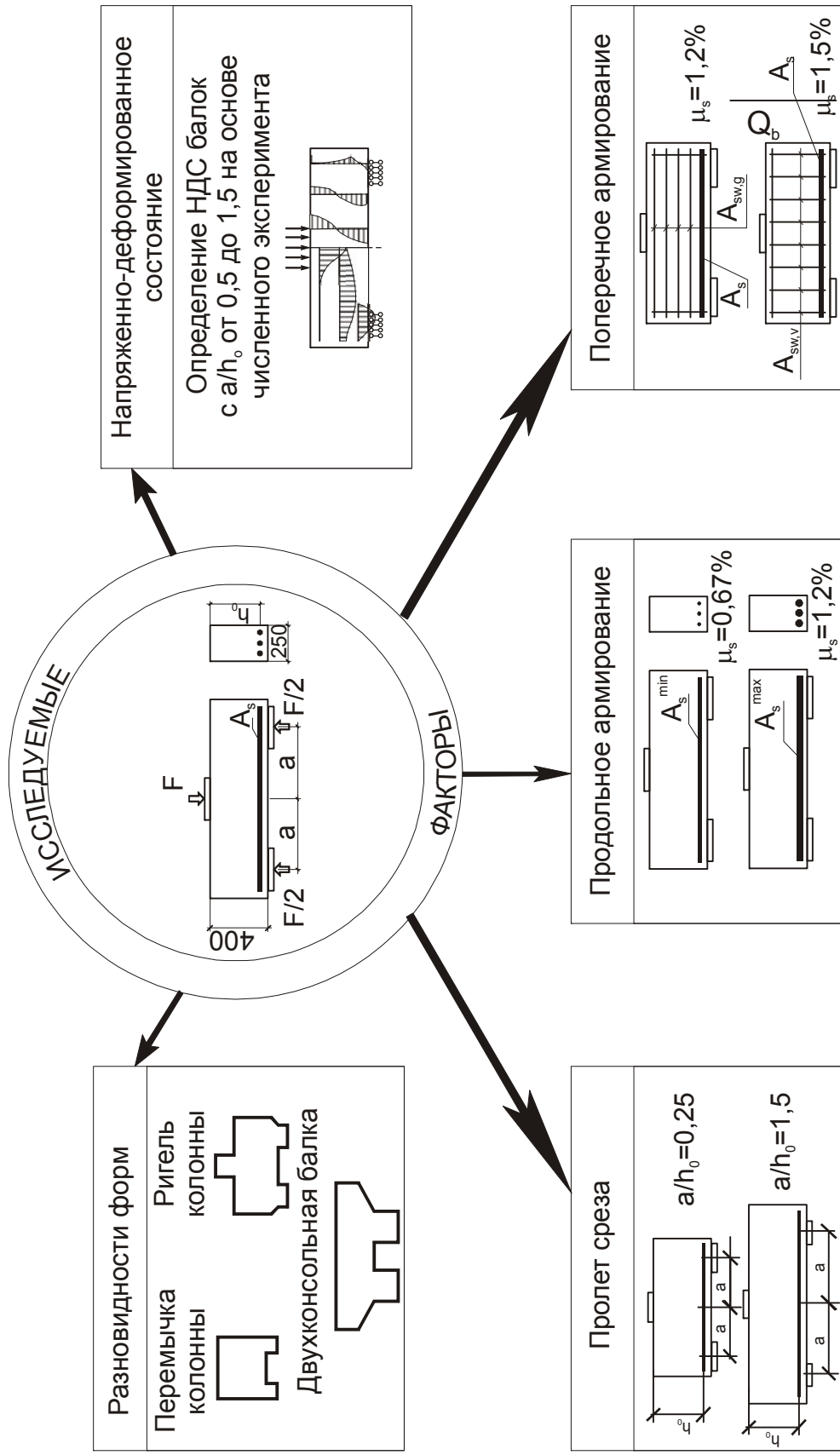


Рис. 3.21. Схема программы исследований

Программа проанализированных исследований в полной мере позволила изучить характер и особенности напряженно – деформированного состояния коротких элементов. Новый метод расчета хорошо описывает физическую работу коротких элементов, отражает закономерность изменения перечисленных факторов, позволяет оценить работу поперечной арматуры, обеспечивает повышение расчетной прочности, является экспериментально обоснованным. Таким образом, стало очевидным, что при дальнейшем исследовании коротких элементов и выполнении поставленных задач целесообразно использовать накопленный опыт и совершенствовать новый метод расчета, основанный на каркасно-стержневой модели .

4. РАЗРАБОТКА МЕТОДОВ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ И ШИРИНЫ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН В КОРОТКИХ БАЛКАХ

Основной целью данной работы является развитие методов расчета коротких балок с увеличением пролета среза до 1,5, а также разработка новых методов расчета трещиностойкости и раскрытия трещин в бетоне коротких балок, не армированных и армированных вертикальными и горизонтальными хомутами. В связи с тем, что поставленная в работе цель является многогранной, необходимо выработать научно-методическую структуру разработки указанных методов расчета. Совершенствование методов расчета коротких балок с увеличением пролета среза до 1,5 по сути служит развитию класса коротких элементов, а также развитию области использования нового метода расчета коротких балок с пролетом среза до 1 на основе расчетной модели [6, 62] и требует своего научно-методического обоснования.

Следующая цель работы – оценка трещиностойкости и ширины раскрытия трещин в бетоне коротких балок – является впервые поставленной задачей исследования коротких элементов. До настоящего периода при изучении коротких балок решался вопрос только оценки прочности. Следовательно, расчет трещиностойкости и образования трещин или расчет по второй группе предельного состояния коротких балок требует специального подхода при выборе научно-методического направления разрабатываемого метода.

4.1. Научно-методическое направление разработки методов расчета коротких балок

4.1.1. Основные направления разработки методов расчета коротких балок

Научно-методической основой совершенствования расчета коротких балок с $a/h_0 \leq 1,5$ является использование научного подхода, принятого ранее при оценке прочности балок с пролетом среза до 1, а также обоснование предложений по результатам экспериментальных исследований коротких балок с $a/h_0 \leq 1,5$.

При разработке нового метода расчета оценки трещиностойкости коротких балок целесообразно выбрать два направления. В качестве первого направления следует принять развитие каркасно-стержневой модели, позволяющей определять растягивающие усилия в поперечном направлении сжатых наклонных полос и горизонтального арматурного пояса расчетной модели. В качестве второго направления целесообразно использовать эмпирический подход к оценке трещиностойкости коротких балок.

Целесообразность второго направления можно объяснить тем, что оценка трещиностойкости на основе расчетной модели осуществляется впервые, и в перспективе потребуется дальнейшее развитие экспериментальных исследований трещиностойкости коротких балок по изучению дополнительных факторов, влияющих на образование трещин. С другой стороны, накопленный опыт экспериментальных исследований коротких балок позволяет разработать эмпирическую зависимость для оценки трещиностойкости.

При разработке нового метода расчета по раскрытию трещин в бетоне коротких балок выбрано научно-методическое направление, которое заключается в использовании каркасно-стержневой модели, полученной ранее. Кроме того, использовано предложение профессора В.И. Мурашова по определению ширины раскрытия трещин в бетоне обычных балок.

4.1.2. Программа разработки методов расчета

Научно-методические направления, указанные выше, затрагивают большой круг вопросов, решаемых при разработке методов расчета. Для того чтобы иметь полное представление о структуре разрабатываемых методов расчета, многочисленных факторов, влияющих на прочность и трещиностойкость балок и расчетных зависимостей, целесообразно разработать схему программы предлагаемых методов расчета (рис. 4.1).

Основу схемы составляет базовый образец коротких балок, для которых определяются методы расчета, использованные при этом научные направления, схема армирования, классификация трещин, расчетная модель, а так же расчетные зависимости – как результат проделанной работы.

4.1.3. Использование каркасно-стержневой модели при оценке прочности балок с пролетом среза от 1 до 1,5

Основу первого научного направления составляет каркасно-стержневая модель, которая была разработана ранее Т.И. Барановой, О.В. Лавровой при оценке прочности коротких балок с $a/h_0 \leq 1$. Расчетная модель представляет собой каркасно-стержневую систему, состоящую из наклонных сжатых бетонных полос и растянутого арматурного пояса. Такая расчетная модель хорошо отражает работу коротких балок, прочность которых определяется главными сжимающими и растягивающими напряжениями. Анализ напряженно-деформированного состояния коротких балок с пролетом среза от 1 до 1,5 показал, что в этих балках, так же как и в балках с $a/h_0 \leq 1$, главные сжимающие напряжения концентрируются в пределах наклонных полос, расположенных между грузовыми и опорными площадками. Главные растягивающие напряжения концентрируются вдоль нижней грани балки, образуя горизонтальный растянутый пояс.

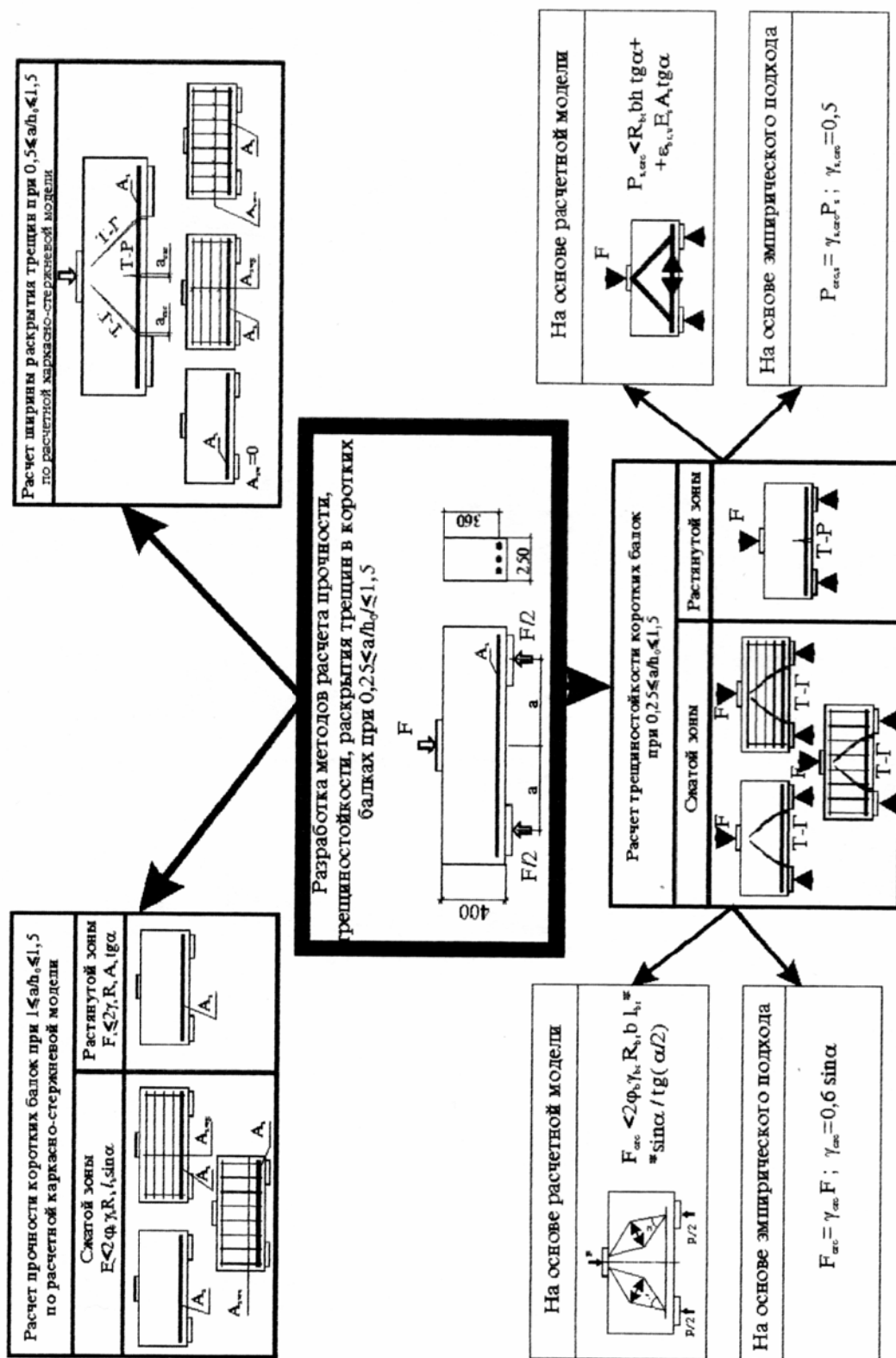


Рис. 4.1 Схема разработки методов расчета коротких балок с $a/h_0 \leq 1,5$

Проведенные авторами опыты показали, что прочность балок с $a/h_0 \leq 1,5$ так же определяется главными сжимающими и главными растягивающими напряжениями, как в балках с $a/h_0 \leq 1$. Следовательно, при оценки прочности коротких балок с a/h_0 от 1 до 1,5 целесообразно использовать описанную выше стержневую модель при разработке метода расчета прочности и трещиностойкости коротких балок.

4.2. Расчет прочности балок по сжатой и растянутой зоне на основе расчетной каркасно-стержневой модели с пролетом среза от 1 до 1,5.

В практике проектирования коротких балок используется метод расчета, разработанный в работе Т.И. Барановой, О.В. Лавровой. Этот метод базируется на каркасно-стержневой модели, согласно которой прочность короткой балки определяется прочностью сжатых наклонных полос и прочностью растянутого арматурного пояса. На рис. 3.9 показана предлагаемая расчетная схема. При этом критерием определения класса коротких элементов принимается пролет среза $a/h_0 \leq 1$. Принятые ранее границы пролета среза являются весьма условными по причине недостаточных экспериментальных исследований железобетонных элементов с малым пролетом среза. Целью программы экспериментальных исследований данной работы является развитие методов расчета прочности коротких балок на основе каркасно-стержневой модели при увеличении пролета среза от 1 до 1,5.

4.2.1. Построение расчетной модели

На основании экспериментальных исследований, проведенных авторами и анализа напряженно-деформированного состояния балок с $1 < a/h_0 \leq 1,5$, описанного в третьей и четвертой главах, можно заключить, что закономерность изменения разрушающих усилий в балке с пролетом среза от 1 до 1,5, как по сжатой, так и по растянутой зоне, гармонически продолжает соответствующие закономерности для балок с пролетом среза до 1. Следовательно, работу балок с $1 < a/h_0 \leq 1,5$ целесообразно представить в виде каркасно-стержневой модели.

Таким образом, принцип построения каркасно-стержневой модели следует принять по аналогии с ранее разработанными. Он заключается в том, что построение модели основывается на определении ключевых точек модели и угла наклона бетонных полос. Угол наклона главных сжимающих напряжений, концентрирующихся в пределах расчетной полосы бетона, согласно опытам, приближается к углу наклона линии, соединяющей центры приложения равнодействующих внешних сил в грузовой

площадке справа или слева от оси симметрии ($0,5 F$) с центрами опорных реакции. При этом, центр равнодействующей внешних сил находится на оси действия внешней силы (рис. 4.2). При построении каркасно-стержневой модели введено понятие «ложной» ключевой точки поверху модели, расположенной за пределами верхней грани на оси действия внешней силы (см. рис. 4.2). Введение новой вершины в расчетную модель обеспечивает замкнутость каркасно-стержневой модели. Центр опорной реакции находится на уровне продольной оси растянутой арматуры (рис. 4.2). Ширина расчетной полосы формируется размерами грузовых и опорных площадок и в общем случае является переменной величиной. Размеры ширины расчетной полосы определяются по взаимно перпендикулярным направлениям граничных внутренних и внешних продольных образующих поверху и понизу расчетной полосы (см. рис. 4.2). Определение усилий по принятой модели приводится ниже.

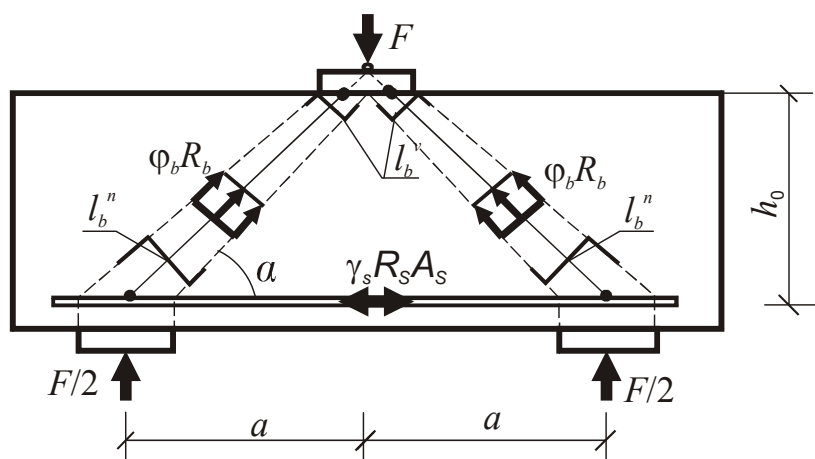


Рис. 4.2. Схема каркасно-стержневой модели для определения прочности коротких балок с a/h_0 от 1 до 1,5

Согласно расчетной модели, сжимающее усилие определяется по следующей формуле:

$$S = 0,5F / \sin \alpha, \quad (4.1)$$

где F – внешняя сила;

S – сжимающее усилие в наклонном элементе модели;

α – угол наклона сжатой бетонной полосы, определяемый согласно расчетной модели;

Продольное растягивающее усилие определяется по зависимости

$$T_s = 0,5 F_s / \operatorname{tg} \alpha; \quad (4.2)$$

где F_s – внешняя сила;

T_s – продольное растягивающее усилие в горизонтальном элементе модели.

4.2.2. Расчетные зависимости для определения прочности балок

Таким образом, при разработке прочности балок по сжатой и растянутой зоне при изменении пролета среза a/h_0 от 1 до 1,5 на основе расчетной модели в полной степени использован принципиальный подход к оценке прочности коротких балок с пролетом среза до 1.

В третьей главе рассмотрен характер изменения напряженно-деформированного состояния коротких балок с пролетом среза от 0,75 до 1,5. При этом увеличение размеров растянутой зоны, а также зоны малых напряжений приводит к качественному и количественному влиянию указанных зон на работу сжатой наклонной бетонной полосы. Очевидно, что в рамках принятого метода расчета (расчетная зависимость (4.4)) существует необходимость учета изменения напряженно-деформированного состояния коротких балок при увеличении пролета среза до 1,5.

Предлагается при расчете балок с пролетом среза $0,75 \leq a/h_0 \leq 1,5$ ввести новую формулу (4.6) для определения коэффициента φ_b . В этой зависимости учитывается влияние только верхней, малонапряженной зоны бетона, окружающей расчетную полосу бетона.

Согласно расчетной модели, предельное состояние по сжатой зоне наступает при достижении сжимающих напряжений предела прочности при сжатии – $\varphi_b R_b$, а по растянутой – при достижении растягивающих напряжений предела прочности – $\gamma_s R_s$.

На основе рассмотренной схемы, для определения условия прочности балок с пролетом среза $1 < a/h_0 \leq 1,5$ предложены следующие расчетные зависимости по сжатой и растянутой зонам:

$$S = S_b + S_{sw}, \quad (4.3)$$

$$S_b \leq \gamma_b \varphi_b R_b b l_b, \quad (4.4)$$

$$T_s \leq \gamma_s R_s A_s, \quad (4.5)$$

где S_b – сжимающее усилие расчетной бетонной полосы;

S_{sw} – усилие в арматуре при ее прямом и косвенном участии в работе наклонной сжатой полосы бетона;

φ_b – коэффициент, учитывающий влияние бетона, окружающего расчетную полосу, принимается по СНиП и определяется для балок с пролетом среза $0,75 < a/h_0 \leq 1,5$ по формуле:

$$\varphi_b = (A_{loc2} / A_{loc1})^{1/3}, \quad (4.6)$$

γ_b, γ_s – коэффициенты, полученные на основе экспериментов;

l_b – ширина расчетной бетонной полосы, определяемая по формулам (5.7), (5.8) и принимаемая меньшим из значений, при $a/h_0 \geq 0,75$, $l_b \geq 0,8 l_{sup} \sin \alpha$;

$$l_b^y = 0,5 \gamma_2 \varphi_b l_{sup}^y \sin \alpha; \quad (4.7)$$

$$l_b^n = \gamma_1 \varphi_b l_{sup}^n \sin \alpha, \quad (4.8)$$

где γ_1 – коэффициент, учитывающий неравномерный характер распределения сжимающих напряжений у опоры;
 γ_2 – коэффициент, учитывающий наличие арматуры в зоне передачи нагрузки.

4.2.3. Расчетные зависимости для определения прочности балок, армированных вертикальными и горизонтальными хомутами

Для расширения области действия каркасно-стержневой модели коротких балок, армированных поперечной арматурой, пролет среза которых увеличивался до 1,5, были проведены исследования коротких балок с горизонтальными и вертикальными хомутами.

Для выполнения поставленной цели целесообразно при разработке методов расчета армированных балок использовать научный подход к оценке функций, выполняемых горизонтальными и вертикальными хомутами, как в подразд. 4.2.1 и 4.2.2, который был предложен в работах Т.И. Барановой, О.В. Лавровой.

В этих работах обоснована гипотеза о том, что поперечная арматура, расположенная под углом к расчетной полосе бетона, выполняет две функции – осуществляет прямое и косвенное участие в работе балок. Степень прямого участия вертикальных и горизонтальных хомутов в работе расчетной бетонной полосы определяется проекцией усилий в соответствующей арматуре на продольную ось бетонной полосы. Степень косвенного участия вертикальных и горизонтальных хомутов в работе расчетной полосы определяется проекцией усилий в соответствующей арматуре на поперечную ось расчетной бетонной полосы.

Авторы развили изложенный выше научный подход к оценке работы поперечной арматуры путем введения нового, весьма важного фактора, влияющего на прочность балок с поперечной арматурой, – количество хомутов, пересекающих расчетную полосу. При этом установлено, что с увеличением a/h_0 увеличивается длина расчетной полосы и одновременно увеличивается количество поперечной арматуры, пересекающей расчетную полосу. Поэтому предлагается при определении прочности балок в расчетные зависимости ввести новый фактор – количество поперечной арматуры, пересекающей расчетную полосу бетона.

Развитие теории сопротивления железобетонных балок с малым и средним пролетом среза, выполненной авторами, целесообразно представить в обобщенном виде, путем построения графической зависимости разрушающей силы от двух факторов – количества поперечной арматуры,

расположенной в расчетной полосе бетона, и пролета среза балок. Указанный график показан на рис. 4.3.

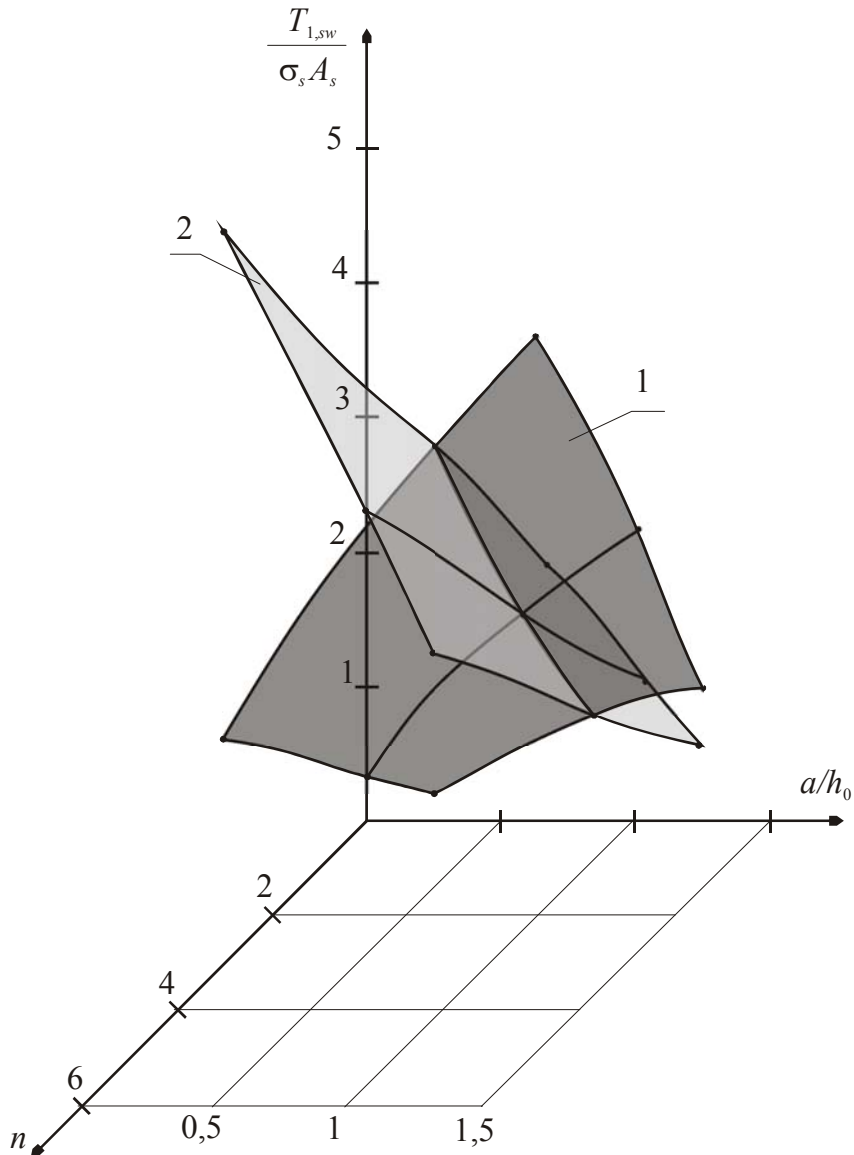


Рис. 4.3. График эффективности работы распределенной арматуры в коротких балках:
1 – вертикальных хомутов; 2 – горизонтальных хомутов

Прочность балок, армированных горизонтальными и вертикальными хомутами, определяется по предлагаемым зависимостям (4.1), (4.5), которые учитывают вышеизложенные особенности, где усилие в арматуре при ее прямом и косвенном участии в работе наклонной сжатой полосы бетона определяется по формуле

$$S_{sw} = S_{sw,p} + S_{sw,t}, \quad (4.9)$$

где $S_{sw,p}$ – усилие в арматуре при ее прямом участии в работе наклонной сжатой полосы, определяемое по формуле

$$S_{sw,p} \leq \gamma_s R_s \mu_{sw} b l_b \cos\theta, \quad (4.10)$$

$S_{sw,t}$ – усилие в арматуре при ее косвенной работе, определяемое по формуле

$$S_{sw,t} \leq \gamma_s \varphi_s R_s \mu_{sw} b L_{b,t} \sin\theta / \operatorname{tg}(\alpha/2), \quad (4.11)$$

где μ_{sw} – процент поперечного армирования;

l_b – ширина расчетной бетонной полосы, определяемая по формулам (5.7), (5.8);

$L_{b,t}$ – ширина расчетной бетонной полосы, определяемая как

$$L_{b,t} = l_b \operatorname{tg}(\alpha/2);$$

θ – угол между направлением соответствующего вида поперечной арматуры и направлением наклонной сжатой полосы;

γ_s – опытный коэффициент.

Следует обратить внимание на структуру формулы (4.2). Она представляет собой сумму усилий, каждое слагаемое которой по сути отвечает на вопрос – какую часть вертикальной силы F воспринимает соответственно бетонное сечение расчетной полосы $l_b \cdot b$, а также хомуты при их косвенном и прямом участии в работе сжатой наклонной полосы бетона. При этом S_b и $S_{sw,p}$ определяются по расчетной модели КСМ (см. рис. 4.2), а $S_{sw,c}$ – по расчетной модели КСМ (рис. 4.4).

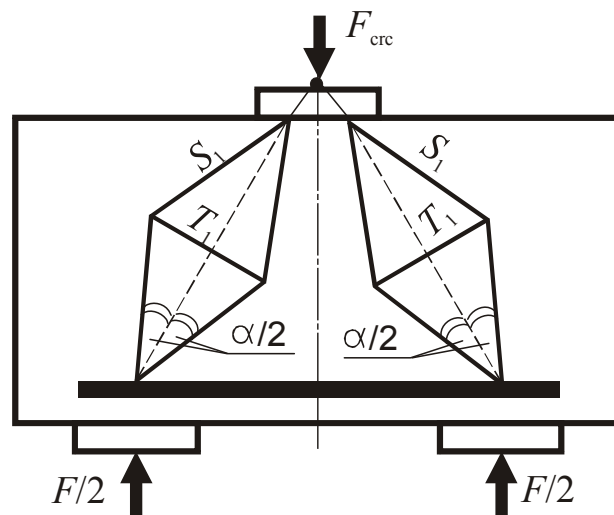


Рис. 4.4. Схема построения каркасно-стержневой модели №2 при определении трещиностойкости балок

4.2.4. Учет влияния изменения пролета среза, вида армирования на прочность балок

Анализ результатов экспериментальных исследований образцов, разрушившихся по сжатой зоне показал, что с увеличением длины балок и пролета среза a/h_0 от 0,25 до 1,5 прочность балок уменьшается. Характер работы балок приобретает свои особенности, однако, в целом, принцип работы балок с a/h_0 от 1 до 1,5 не изменяется по сравнению с балками, где $a/h_0 \leq 1$. Закономерность изменения разрушающей силы при увеличении a/h_0 до 1,5, а также графическая интерпретация расчетной зависимости (4.1) для определения прочности балок с $a/h_0 \leq 1,5$ показаны на рис. 5.5. Объяснить снижение прочности балок с пролетом среза a/h_0 от 1 до 1,5 можно уменьшением угла наклона расчетной полосы с одновременным уменьшением ширины наклонной полосы при увеличении значений a/h_0 .

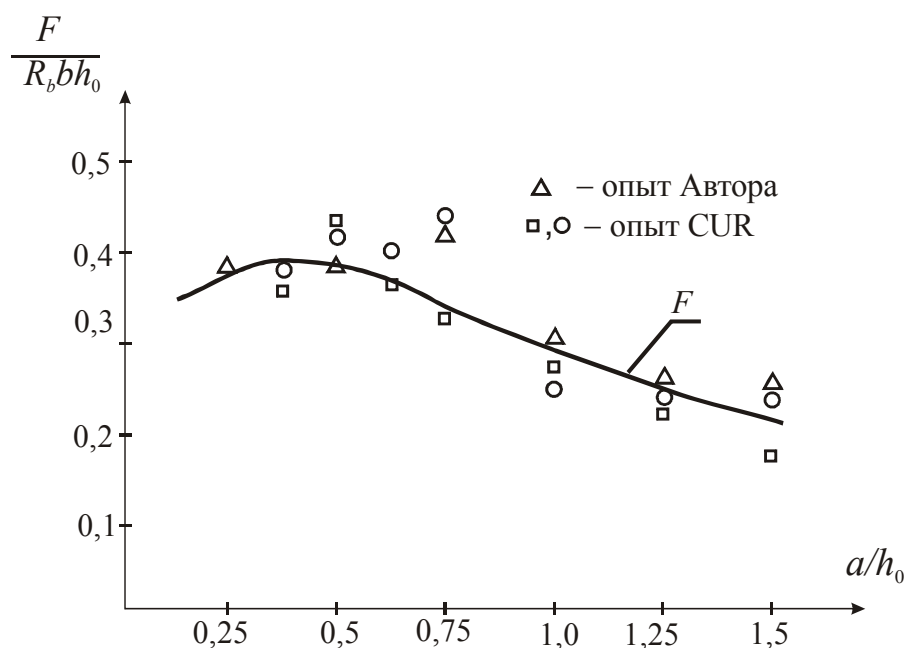


Рис. 4.5. График изменения расчетной разрушающей силы F по сжатой зоне от величины пролета среза

Для повышения степени обоснованности на рис. 4.5 приведены результаты проведенных испытаний, авторами и в институте Голландии CUR. Максимальное отклонение опытных и расчетных величин, при пролете среза a/h_0 от 0,25 до 1 в сторону завышения составляет 1,19, в сторону занижения – 0,97, при пролете среза a/h_0 от 1 до 1,5 в сторону завышения составляет 1,06, в сторону занижения – 0,95. В среднем, соответствующее отклонение составляет 1,08 при $a/h_0 \leq 1$ и 1 – при a/h_0 от 1 до 1,5. Можно сделать вывод, что предлагаемая расчетная зависимость в большей степени согласуется с опытными данными при пролете среза a/h_0 от 1 до 1,5.

Анализ результатов экспериментальных исследований балок, армированных вертикальными хомутами и разрушившихся по сжатой зоне показал, что с использованием вертикальных хомутов с $\mu_{sw} = 1,2\%$ прочность балок возрастает по сравнению с балками без поперечной арматуры в среднем в 1,6 раза, при этом закономерность изменения опытной разрушающей силы с увеличением пролета среза остается такой же (рис. 4.6). На этом рисунке показана закономерность изменения опытной разрушающей силы балок, армированных вертикальными хомутами, а также графическая интерпретация предлагаемой расчетной зависимости (4.1). Среднее отклонение опытных и расчетных величин составляет 1,12 при $a/h_0 = 0,55$ и 1,18 – при a/h_0 от 1 до 1,5.

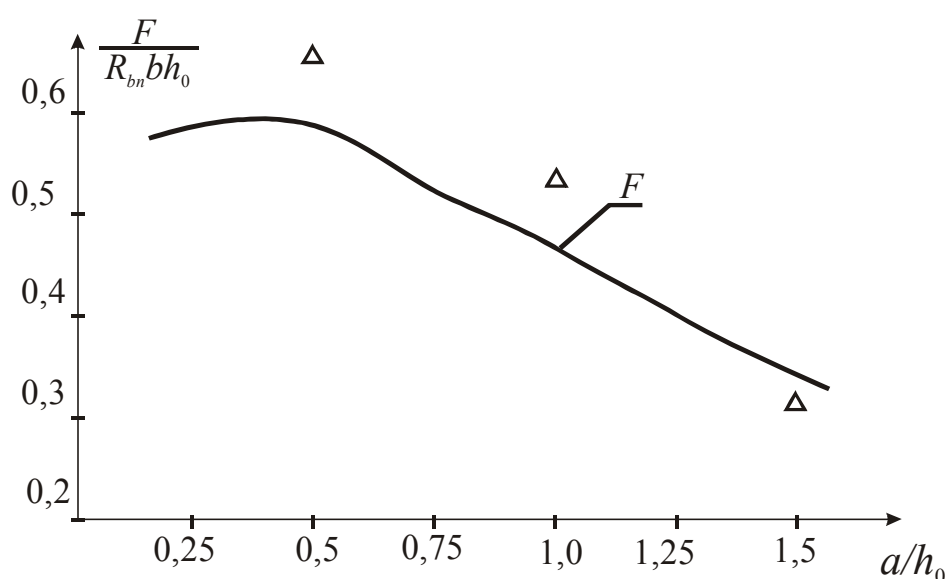


Рис. 4.6. График сопоставления расчетной зависимости (4.1) определения прочности коротких балок армированных вертикальными хомутами с опытными величинами

Анализ результатов экспериментальных исследований балок, армированных горизонтальными хомутами и разрушившихся по сжатой зоне, показал, что с использованием горизонтальных хомутов с $\mu_{sw} = 1,5\%$ прочность балок возрастает в среднем в 1,65 раза, при этом закономерность изменения опытной разрушающей силы с увеличением пролета среза остается такой же, как при испытании балок без поперечной арматуры (рис. 4.7). На данном рисунке показана закономерность изменения опытной разрушающей силы балок, армированных горизонтальными хомутами, а также графическая интерпретация предлагаемой расчетной зависимости (4.1). Среднее отклонение опытных и расчетных величин в сторону завышения составляет 1,09 при a/h_0 от 1 до 1,25 и 1,06 – при a/h_0 от 0,25 до 1.

Анализ результатов экспериментальных исследований образцов, разрушившихся по растянутой зоне, показал, что с увеличением длины балок и пролета среза a/h_0 от 0,25 до 1,5 прочность балок уменьшается. Принцип работы балок с a/h_0 от 1 до 1,5 остается таким же, как и в балках с $a/h_0 < 1$. На рис. 4.8 показана закономерность изменения опытной разрушающей силы балок, разрушившихся по растянутой зоне, а также графическая интерпретация предлагаемой расчетной зависимости (4.2). Среднее отклонение опытных и расчетных величин составляет 1,18 при $1 \leq a/h_0 \leq 1,5$ и 1,2 – при $0,25 \leq a/h_0 < 1$.

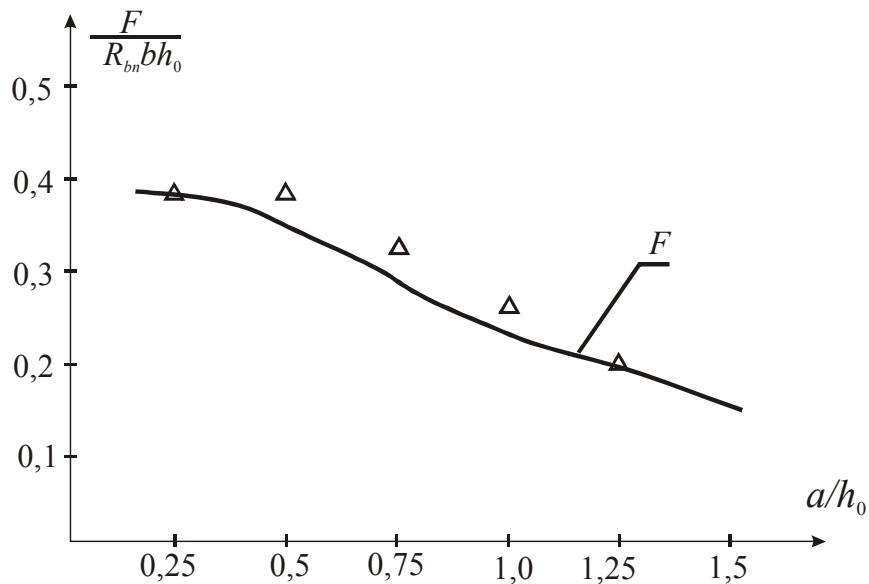


Рис. 4.7. График сопоставления расчетной зависимости (4.1) определения прочности коротких балок армированных горизонтальными хомутами с опытными величинами

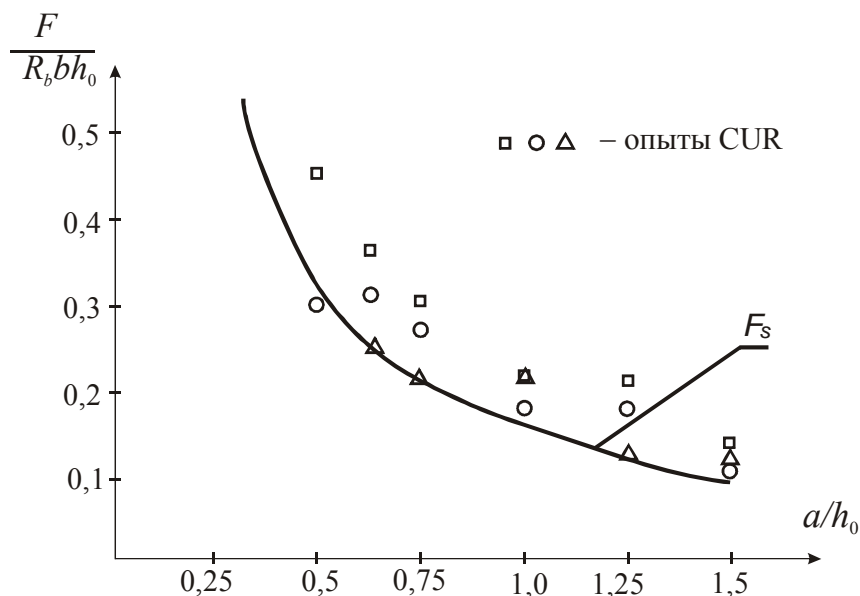


Рис. 4.8. График изменения расчетной разрушающей силы F_s по растянутой зоне от величины пролета среза

4.2.5. Оценка предлагаемого метода расчета

Для оценки предлагаемых методов расчета бетонных и армированных коротких балок выбраны следующие основные критерии:

1) преимущество предложенных методов расчета коротких балок с пролетом среза от 1 до 1,5 с ранее разработанным методом для коротких балок с $a/h_0 \leq 1$;

2) возможность предлагаемых расчетных зависимостей учитывать особенности НДС коротких балок с a/h_0 от 1 до 1,5;

3) способность предлагаемых методов расчета оценивать действительную работу коротких балок.

Предлагается новая методика расчета как основа для построения критерия выбора оптимального вида армирования:

– оценка предлагаемого метода расчета на основе сопоставления с нормативной литературой;

– согласование расчетных зависимостей с опытами.

Одним из основных преимуществ предлагаемого метода расчета является то, что он базируется на КСМ, ранее разработанной для коротких балок с меньшим пролетом среза $a/h_0 \leq 1$. Тем самым осуществляется преимущество при совершенствовании методов расчета.

Возможность преимущественности обеспечивалась тем, что с увеличением пролетом среза в балках с a/h_0 от 1 до 1,5 главную роль также играют главные сжимающие и главные растягивающие напряжения, траектории которых концентрируются в наклонный и горизонтальный потоки.

С увеличением a/h_0 до 1,5 изменение характера НДС происходит в следующем направлении – прежде всего уменьшается ширина расчетной сжатой полосы бетона, при этом одновременно уменьшается угол наклона расчетной полосы. Указанные изменения хорошо учитывают расчетные зависимости и КСМ, принцип построения которой в указанных балках не изменяется.

Предлагаемые методы расчета позволяют в полной мере описывать характер НДС и закономерность изменения разрушающей силы при изменении основных факторов – пролета среза $1 < a/h_0 \leq 1,5$, а также наличия поперечной арматуры в виде вертикальных и горизонтальных хомутов.

Не менее важным преимуществом предлагаемого метода расчета является возможность построения критерия оценки эффективности поперечной арматуры. Оказалось возможным для выбора эффективного вида поперечной арматуры построить графики расчетных зависимостей (4.10), (4.11), которые изображены на рис. 5.3. По величине проекций усилий можно судить об эффективности горизонтальных или вертикальных стержней для конкретных балок.

Следует ещё добавить, что в общем случае короткие балки следует проектировать без поперечной арматуры, полностью используя бетон в

работе на сжатие. В тех случаях, когда короткие балки являются тяжело нагруженными, целесообразно использовать поперечную арматуру.

Для оценки нового метода расчета коротких балок с $1 < a/h_0 \leq 1,5$ целесообразно провести сопоставление с нормативными методами СНиП. Для этого на рис. 4.9 приведены графические интерпретации предлагаемых расчетных зависимостей (4.1), (4.2) и расчетных зависимостей СНиП (1.1), (1.4), а также нанесены опытные точки усилий балок, разрушившихся по сжатой и растянутой зоне.

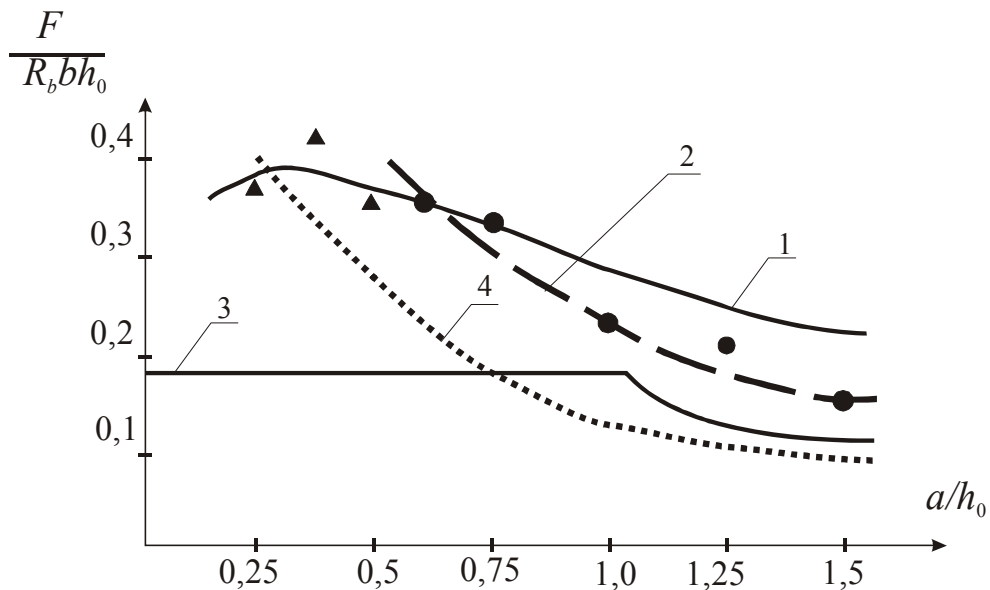


Рис. 4.9. График сопоставления методов расчета прочности коротких балок при изменении пролета среза:

- 1 – по зависимости (5.1) КСМ; 2 – по зависимости (5.3) КСМ;
- 3 – по зависимости (1.1) СНиП; 4 – по зависимости (1.4) СНиП

Сопоставляя графики расчетных зависимостей с опытными разрушающими усилиями, следует отметить, что расчетные зависимости СНиП занижают прочность балок от 1 до 1,5. При этом расчетные зависимости Норм не описывают закономерность изменения разрушающих усилий (см. рис. 4.9) наглядно демонстрирует преимущества предлагаемого метода расчета.

Расчетная прочность балок, определяемая по предлагаемой методике расчета (4.1), (4.2), хорошо согласуется с разрушающими усилиями, полученными при испытании балок.

4.3. Расчет трещиностойкости балок с пролетом среза от 0,25 до 1,5

Следующей целью данной работы является разработка методов расчета трещиностойкости коротких балок на основе каркасно-стержневой модели. Согласно программе (см. рис. 4.1), для выполнения поставленной цели сделан подробный анализ результатов экспериментальных исследований коротких балок, специальных экспериментальных исследований, проведенных авторами, содержащих информацию о характере образования и развития трещин в бетоне.

Поставлена задача – усовершенствовать каркасно-стержневую модель для того, чтобы была возможность определять величину растягивающих усилий, действие которых приводит к образованию трещин.

Конечной целью является разработка метода расчета усилий трещиностойкости коротких балок без поперечной и с поперечной арматурой в виде вертикальных и горизонтальных хомутов.

4.3.1. Принципиальный подход к расчету трещиностойкости балок на основе классификации трещин

Следует отметить, что на данном этапе развития методов расчета коротких балок при разработке оценки трещиностойкости балок целесообразно выработать два принципиальных подхода. В качестве первого направления целесообразно принять разработку метода расчета трещиностойкости на основе каркасно-стержневой модели, в качестве второго – использовать эмпирический подход к оценке трещиностойкости балок [2, 3].

В связи с тем, что разрушение коротких балок происходит по сжатой наклонной бетонной полосе либо по растянутому арматурному поясу, существует и несколько видов трещин, классификация которых приведена в третьей главе. По указанной структуре и на основе классификации трещин разрабатывалась методика расчета трещиностойкости коротких балок. Классификация трещин в бетоне коротких балок включает в себя четыре вида трещин. К первому виду относятся трещины, образующиеся в бетоне растянутой зоны, по традиции они называются нормальными трещинами K_0 второму виду отнесены наклонные трещины, выделяющие наклонную сжатую зону бетона. Характер расположения их меняется. Эти трещины называются граничными. Они могут выделять сжатую зону бетона как с внутренней, так и с внешней стороны, либо только с одной стороны. К третьему виду отнесена серия параллельных прерывистых наклонных трещин, расположенных в сжатой зоне бетона. К четвертому типу трещин отнесены магистральные наклонные трещины, расположенные внутри сжатой наклонной полосы. Последние два типа трещин возникают при нагрузке, близкой к разрушающей, и по сути являются

признаком разрушения. Выявленная картина образования трещин является солидным обоснованием для расчета коротких балок на образование трещин.

Целесообразно сформулировать научную концепцию расчета коротких балок по второй группе предельных состояний. Суть ее заключается в следующем:

- очевидно, что на класс коротких элементов, к которым относятся короткие балки, должны распространяться требования СНИП к расчету железобетонных элементов по второй группе предельных состояний;

- особенности напряженно-деформированного состояния коротких балок должны учитываться классификацией трещин и новой методикой расчета соответствующего вида трещин;

- трещиностойкость следует определять по растянутой зоне при образовании нормальных трещин, а также по граничной трещине, разделяющей сжатую и растянутую зоны бетона.

4.3.2. Развитие каркасно-стержневой модели для оценки трещиностойкости балок

В связи с тем, что прочность коротких балок хорошо описывает каркасно-стержневая модель, целесообразно характер образования трещин связать с этой расчетной моделью. Ставится задача – развить расчетную модель по определению прочности коротких балок до модели, позволяющей определять трещиностойкость балок с пролетом среза $a/h_0 \leq 1,5$. Таким образом, поставленная задача сводится к определению растягивающих усилий, действующих по длине сжатой наклонной полосы в поперечном направлении, а также в определении растягивающих усилий, действующих вдоль растянутого арматурного пояса. Имеется в виду определение тех растягивающих усилий, при которых в бетоне образуются наклонные – граничные и вертикальные трещины. Постановка задачи исследований является весьма простой при определении растягивающих усилий в горизонтальном растянутом элементе уже существующей расчетной модели КСМ. Определение растягивающих поперечных усилий, действующих вдоль наклонного стержня модели КСМ, является весьма сложной. Сложность заключается в построении новой каркасно-стержневой модели, позволяющей определить величину растягивающего поперечного усилия для расчетной бетонной наклонной полосы [2,3].

Для решения этой проблемы рассматривалось достаточно большое число каркасно-стержневых моделей, принцип построения которых заключался в том, чтобы расчетную наклонную сжатую полосу бетона представить стержневой фермой, в отличие от расчетной модели на прочность. При этом расчетный растянутый стержень общей модели принимался подобным модели КСМ. Таким образом, расчетная модель при определении

трещиностойкости изгибаемых элементов с малым пролетом среза может представлять собой такую модель, в которой сжатая зона бетона представлена стержневой фермой различного очертания (рис. 4.4, 4.10, 4.11). Характер образования трещин в растянутой зоне является традиционно однозначным, т.е. в растянутом горизонтальном поясе бетона появляются трещины, имеющие примерно вертикальную траекторию. Для выбора и обоснования окончательного решения анализировались три варианта построения стержневой расчетной модели (см. рис. 4.4, 4.10, 4.11).

В качестве первого варианта рассматривался простой, наиболее идеализированный подход к построению модели. В этом случае расчетная модель определения усилия трещиностойкости является зеркальным отображением модели КСМ, принятой при расчете прочности. Усилия в стержнях зеркальной модели поменяли свой знак на противоположный, по сравнению с моделью КСМ. Наклонные стержни рассматриваемой модели являются растянутыми, горизонтальный стержень – сжатым (см. рис. 4.10). В этом случае имеет место отклонение от вышеизложенного принципа.

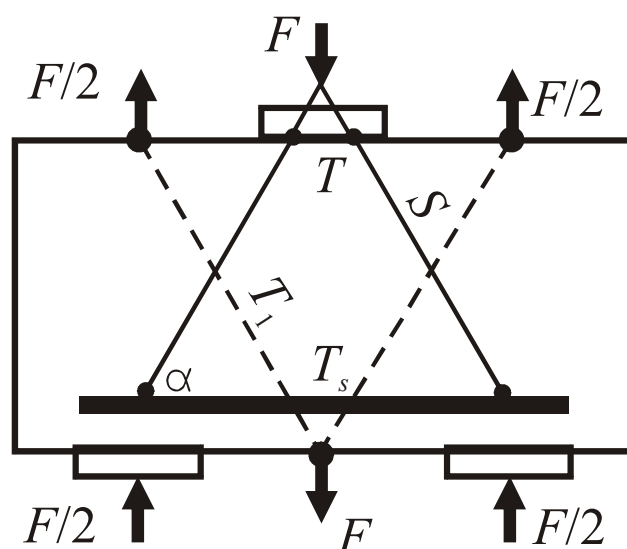


Рис. 4.10. Схема построения каркасно-стержневой модели №1 при определении трещиностойкости балок

В качестве второго варианта рассматривалась стержневая модель, показанная на рис. 4.4, в которой сжатая зона бетона над левой и правой опорами представлена в виде фермы с наклонными сжатыми полосами ломаного очертания с усилиями S_1 и стержнем-распоркой с усилием T_1 , расположенным в средней части.

В качестве третьего варианта рассматривалась модель, аналогичная в построении второму варианту, которая отличалась наличием поперечных растянутых элементов T_1 , расположенных вблизи грузовых и опорных площадок (рис. 4.11). Характерным для второго и третьего вариантов является то, что угол между наклонными поясами ферм наклонного очер-

тания принимался равным углу наклона сжатого подкоса модели КСМ. Поскольку целью создания расчетных моделей являлось определение растягивающих поперечных усилий, то и основой для составления каждого варианта должны являться закономерность и уровень изменения растягивающих усилий T_1 с изменением пролета среза $a/h_0 \leq 1,5$.

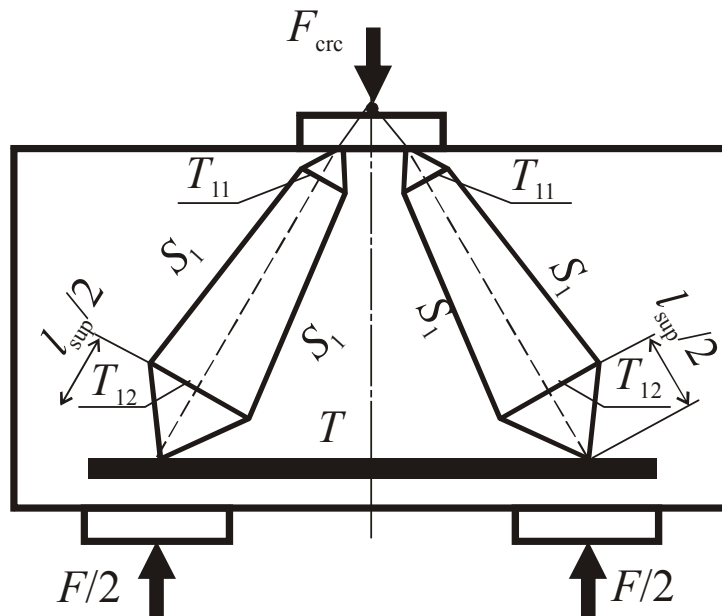


Рис. 4.11. Схема построения каркасно-стержневой модели №3 при определении трещиностойкости балок

На рис. 5.12 показаны графики изменения расчетных зависимостей, определяющих величину поперечных растягивающих усилий. Оказалось, что в вариантах 2 и 3 растягивающие усилия T_1 имеют одинаковую закономерность изменения при увеличении пролета среза a/h_0 и очень близки друг к другу по величине. Сопоставляя графики зависимостей изменения расчетных растягивающих усилий T_1 моделей 1, 2 и 3, следует отметить, что график соответствующей зависимости первого варианта отличается от вариантов 2, 3 как по закономерности, так и по абсолютной величине (см. рис. 4.12). Расчетная зависимость первого варианта дает более высокие значения усилия T_1 .

В качестве основной расчетной модели принята модель варианта 2. Расчетная модель варианта 1 является физически труднообоснованной, несмотря на то, что по характеру изменения растягивающих усилий в зависимости от пролета среза эта модель является предпочтительной. Вариант 3 расчетной модели был принят для анализа из-за предположения, что рост усилий T_{11} и T_{12} модели будут отражать влияние размеров грузовых и опорных площадок. Однако указанные значения усилий T_{11} и T_{12} почти не зависят от размеров площадок, но значительно усложняют построение модели. Определение усилий по принятой модели приводится ниже.

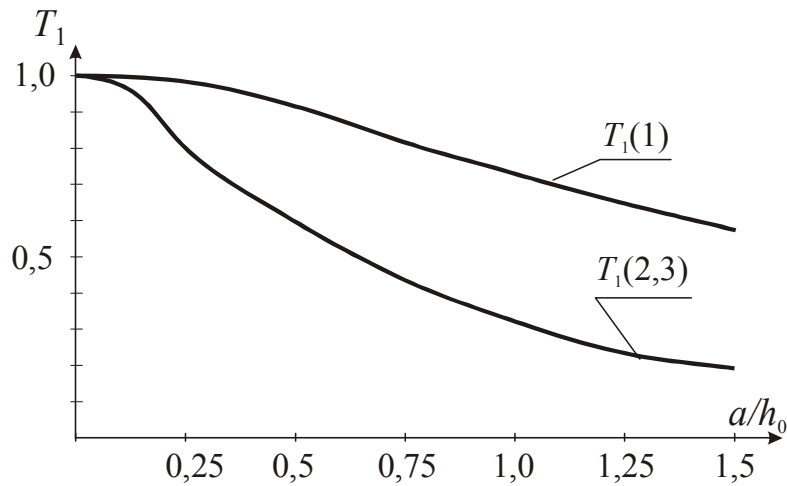


Рис. 4.12. График изменения внутренних растягивающих усилий образования наклонных трещин от величины пролета среза

Усилие образования граничных наклонных трещин определяется по расчетной зависимости

$$T_1 = 0,5F_{\text{срс}} \operatorname{tg}(\alpha/2) / \sin\alpha, \quad (4.12)$$

где $F_{\text{срс}}$ – внешняя сила, при которой образуются наклонные граничные трещины;

T_1 – растягивающее поперечное усилие в наклонном элементе модели;

α – угол наклона сжатой полосы бетона, определяется согласно каркасно-стержневой модели.

Усилие образования вертикальной трещины определяется по зависимости

$$T = 0,5 F_{s,\text{срс}} / \operatorname{tg}\alpha, \quad (4.13)$$

где $F_{s,\text{срс}}$ – внешняя сила, при которой образуются вертикальные трещины;

T – продольное растягивающее усилие в горизонтальном поясе расчетной модели.

4.3.3. Расчет трещиностойкости балок на основе расчетной модели

Предельным состоянием короткой балки при образовании наклонной трещины Т-Г является состояние, при котором главные растягивающие напряжения в бетоне вдоль траектории трещин или деформации удлинения по ширине условно растянутой полосы достигают предельных значений $j_b R_{btm}$ и $\epsilon_{bt,u}$ (рис. 4.13, а).

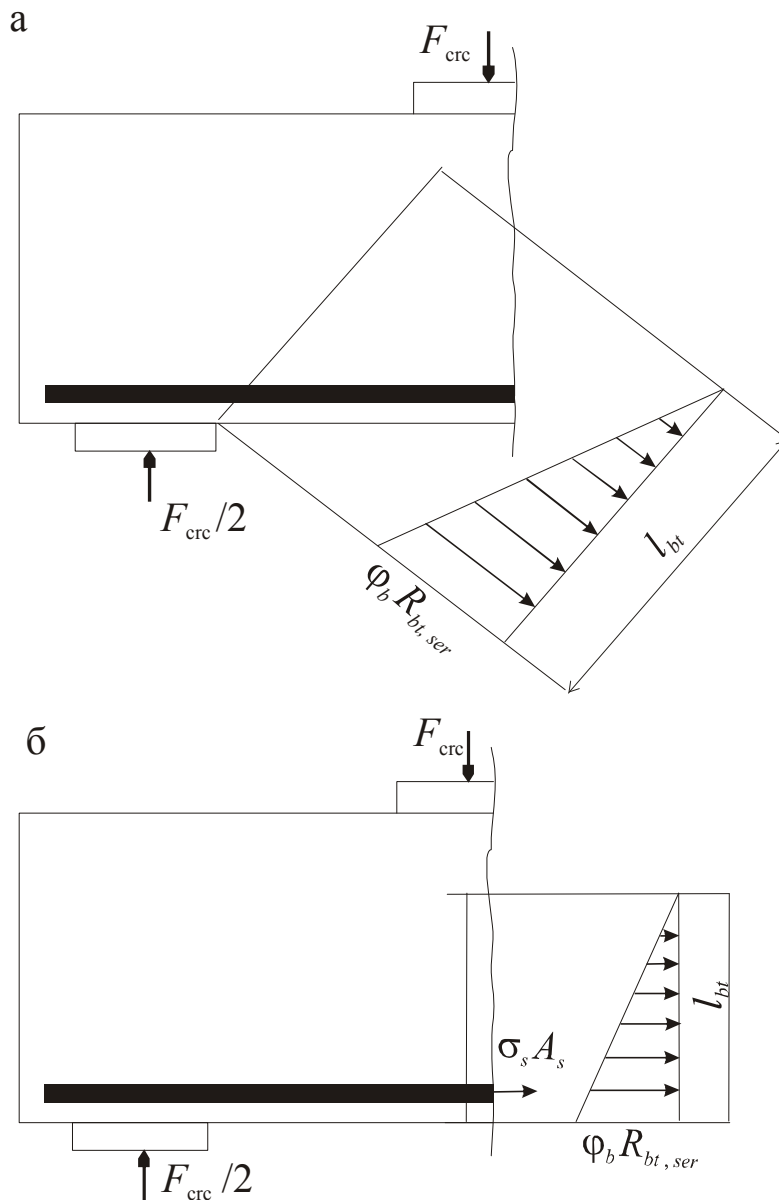


Рис. 4.13. Схема предельных усилий в коротких балках при образовании трещин:
 а – наклонных; б – вертикальных

Образованию наклонных трещин сопротивляется сечение бетонной полосы и арматура, расположенная в пределах наклонной полосы. Растягивающее поперечное усилие образования граничных наклонных трещин записывается следующим образом:

$$T_1 = T_{1,b} + T_{1,sw}, \quad (4.14)$$

где $T_{1,b}$ – растягивающее поперечное усилие образования трещин в бетоне сжатой полосы;

$T_{1,sw}$ – растягивающее поперечное усилие в хомутах, пересекающих наклонную полосу сжатого бетона.

Условие образования наклонных трещин записывается следующим образом:

$$T_{1,b} \leq \varphi_b R_{bt} b l_{bt}, \quad (4.15)$$

где φ_b — определяется по формуле (4.6);

l_{bt} — длина трещины (ширина растянутой полосы), определяется по предлагаемой зависимости:

$$l_{bt} = \gamma_{bt,1} l_b \operatorname{tg}(\alpha/2);$$

здесь $\gamma_{bt,1}$ — опытный коэффициент, равный 3.

Предельным состоянием короткой балки при образовании вертикальной трещины Т-Р является состояние, при котором главные растягивающие напряжения в бетоне вдоль траектории трещины и деформации удлинения достигают предельных значений — $\gamma_{bt} R_{bt}$ и $\varepsilon_{bt,u}$ в крайних растянутых волокнах (рис. 4.13, б).

Условие образования вертикальной трещины записывается следующим образом:

$$T \leq 0,5 R_{bt} b h + \sigma_s A_s, \quad (4.16)$$

где A_s — площадь поперечного сечения продольной арматуры;

σ_s — напряжения в арматуре, определяются по формуле:

$$\sigma_s = \varepsilon_{bt,u} E_s. \quad (4.17)$$

4.3.4. Расчет трещиностойкости балок с вертикальными и горизонтальными хомутами

В балках, армированных вертикальными и горизонтальными хомутами, предельное состояние при образовании граничных трещин отличается от балок без распределенной арматуры по высоте сечения тем, что в сопротивлении образованию трещин принимает участие распределенная арматура (рис. 4.14).

Для оценки сопротивления в распределенной арматуре в момент образования трещин использована следующая предпосылка.

Известно, что до образования трещин бетон и арматура работают совместно, поэтому при определении величины напряжений в вертикальных и горизонтальных хомутах, расположенных по длине трещины, деформации удлинения в арматуре принимаются равными предельным деформациям в бетоне.

Следует заметить, что подход к оценке качественного участия распределенной арматуры в сопротивлении образованию трещин в бетоне коротких балок аналогичен подходу при оценке прочности, т.е. степень участия в сопротивлении образованию трещин в вертикальных и горизонтальных хомутах определяется проекцией усилий в соответствующей арматуре на линию действия поперечных растягивающих усилий расчетной модели.

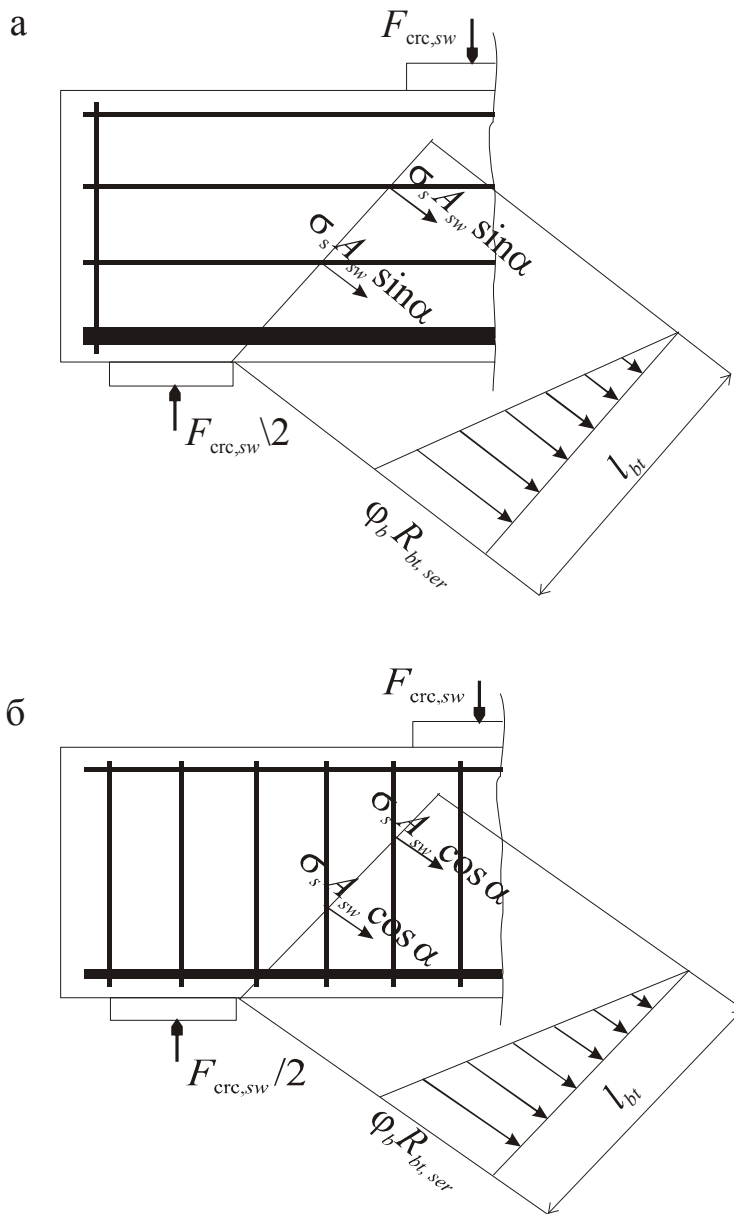


Рис. 4.14. Схема предельных усилий в коротких балках, армированных распределенной арматурой при образовании наклонных трещин:
 а – горизонтальными хомутами; б – вертикальными хомутами

Расчетные зависимости для определения усилия образования граничных трещин составлены на основе схем предельных усилий в балке в момент образования трещин (см. рис. 4.14). Растягивающие поперечные усилия в хомутах, пересекающих наклонную сжатую полосу при образовании наклонных трещин, определяются согласно формуле

$$T_{1,sw} \leq \gamma_s \sigma_s \mu_{sw} b l_{bt} \cos \theta, \quad (4.18)$$

где γ_s – опытный коэффициент, равный 1;

σ_s – напряжения в арматуре, определяется по формуле (4.17);

- μ_{sw} – процент поперечного армирования;
- l_{bt} – длина трещины (ширина растянутой полосы);
- θ – угол между направлением соответствующего вида поперечной арматуры и направлением наклонной сжатой полосы;

4.3.5. Эмпирический метод расчета трещиностойкости коротких балок

В связи с тем, что специальных исследований, посвященных изучению характеристик образования и развития трещин коротких балок до сих пор не проводилось, целесообразно в качестве одного из подходов к расчету трещиностойкости коротких балок выбрать наиболее оптимальный эмпирический подход. При этом основанием для разработки эмпирического метода расчета послужила информация об образовании и развитии трещин, собранная авторами по результатам собственных экспериментов и экспериментов института строительства Голландии, посвященных изучению различных факторов.

Эмпирическая расчетная зависимость для определения усилия образования наклонной трещины типа Т-Г была получена следующим образом.

Рассмотрим построение расчетной зависимости для определения трещиностойкости наклонных трещин, выделяющих наклонные сжатые полосы бетона. Анализ собранного материала по образованию трещин в коротких балках позволил сделать вывод о том, что основными факторами, влияющими на усилие образования трещин, являются пролет среза a/h_0 и размеры грузовых либо опорных площадок l_{sup} (рис. 4.15).

При этом следует оговориться, что величина a/h_0 и размеры опорных и грузовых площадок в свою очередь оказывают влияние на величину разрушающей силы. Характер изменения величины усилия образования трещин изменяется в зависимости от вышеуказанных факторов l_{sup} и a/h_0 и показан на рис. 4.15.

Анализ собранных материалов экспериментальных исследований позволил установить весьма важный для построения расчетной зависимости факт: закономерность изменения разрушающей силы от величины пролета среза, а также закономерность изменения разрушающей силы от размеров опорных и грузовых площадок оказались примерно одинаковыми с закономерностью изменения усилий образования наклонных трещин при изменении вышеуказанных факторов (рис. 4.16). Это означает, что при разработке расчетной зависимости при определении усилий образования наклонных трещин может быть использована формула для определения разрушающих расчетных усилий (4.1), которая основывается на каркасно-стержневой модели (см. рис. 4.2).

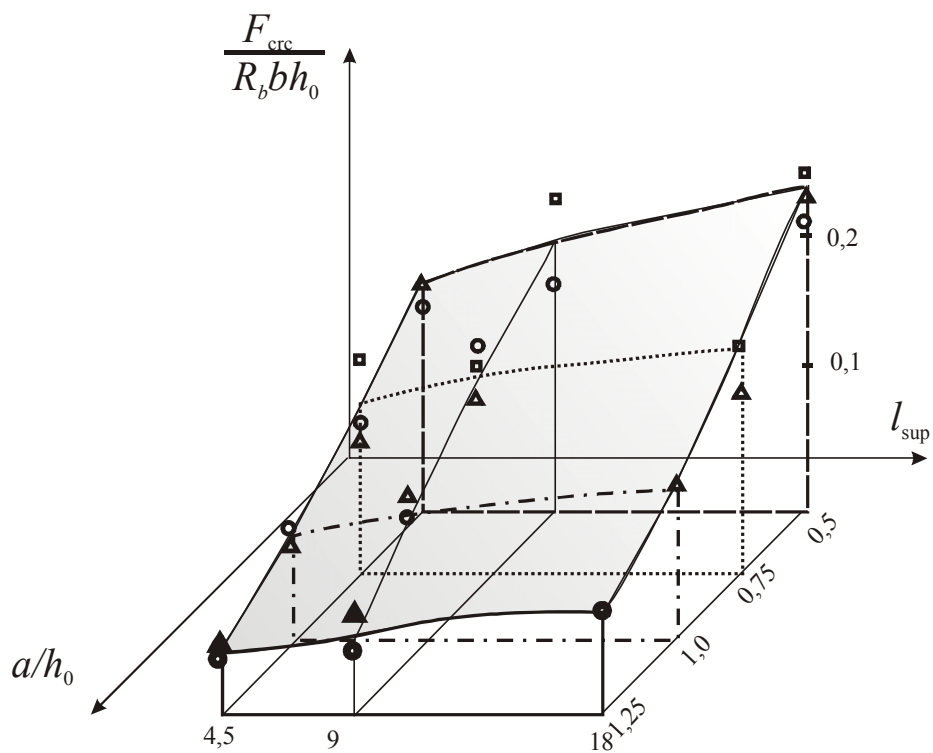


Рис. 4.15. Влияние размеров опорных площадок l_{sup} с одновременным влиянием пролета среза a/h_0 на усилие образования трещин

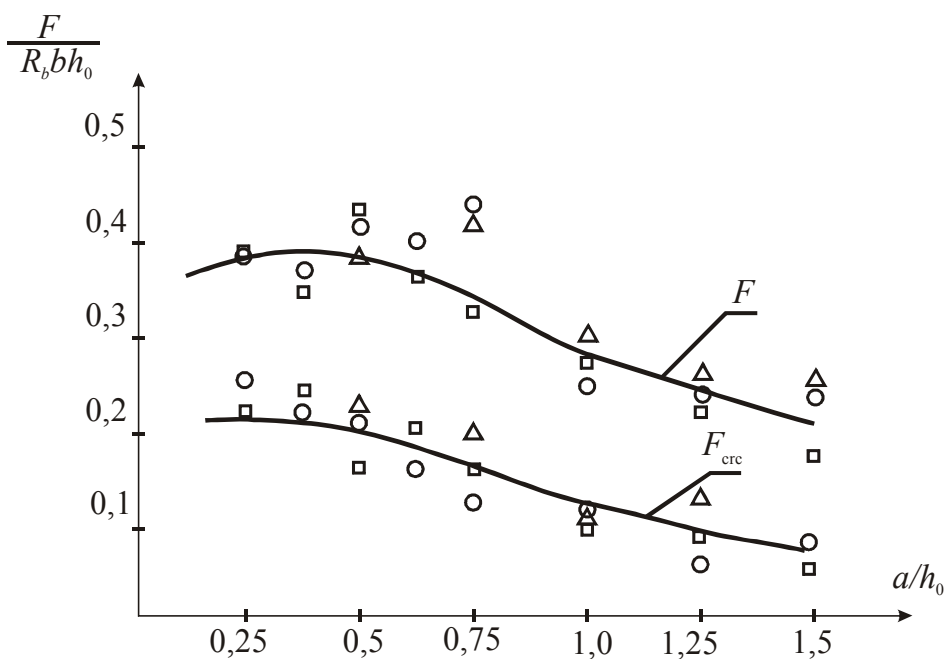


Рис. 4.16. График изменения разрушающей силы F и усилия образования наклонных трещин F_{crc} от величины пролета среза a/h_0 .

Следовательно, при построении эмпирической зависимости для определения усилия образования трещин достаточно ввести некоторую поправку, учитывающую вышеуказанные факторы. Первый фактор – численный коэффициент γ_{test} , учитывающий снижение усилия образования трещин по сравнению с разрушающей силой. Второй фактор – функция, уточняющая закономерность изменения усилия образования трещин от l_{sup} и a/h_0 .

Зависимость усилия образования трещин F_{crc} от размеров опорных и грузовых площадок l_{sup} , от величины пролета среза a/h_0 , т.е. совместного влияния основных факторов на разрушающую силу, позволяет определить три характерных коэффициента γ_{test} для учета указанных факторов. При изменении пролета среза a/h_0 от 0,25 до 1,5 коэффициент γ_{test} принят равным 0,7 для балок с опорными и грузовой площадками $l_{\text{sup}}=4,5$ см; γ_{test} был принят равным 0,6 для балок с $l_{\text{sup}}=9$ см и $\gamma_{\text{test}}=0,4$ для балок с $l_{\text{sup}}=18$ см. Эти коэффициенты максимально приближают усилие образования трещин к величине разрушающей силы. Для упрощения расчетной формулы целесообразно из трех перечисленных коэффициентов с допустимой погрешностью расчетной формулы принять $\gamma_{\text{test}}=0,6$.

В качестве второго фактора вышеуказанной поправки, для уточнения зависимости изменения разрушающей силы при изменении пролета среза a/h_0 целесообразно в расчетную формулу ввести функцию $\sin\alpha$. Угол α показан на расчетной модели КСМ (см. рис. 4.2).

Таким образом, коэффициент γ_{crc} , учитывающий вышеуказанные факторы (рис. 4.17), следует определить по формуле

$$\gamma_{\text{crc}}=\gamma_{\text{test}}\sin\alpha. \quad (4.19)$$

Эмпирическая зависимость для определения усилия образования наклонной трещины записывается следующим образом:

$$F_{\text{crc}}=\gamma_{\text{crc}}F, \quad (4.20)$$

где F – разрушающее усилие по сжатой зоне, определяемое согласно зависимости (4.1);

F_s – разрушающее усилие, определяемое согласно расчетной зависимости (4.2).

Для оценки расчетной зависимости (4.20) проведены исследования влияния на усилия образования трещин факторов, которые авторами названы второстепенными. К ним относятся: процент продольного армирования μ_s , класс бетона В. На рис. 4.16 показаны графики расчетной зависимости (4.20) и результаты опытов, проведенных авторами и институтом строительства Голландии.

Сопоставление графиков и опытных данных позволяет судить о том, что предполагаемая расчетная зависимость в полной мере учитывает влияние μ_s и класса бетона В, обеспечивает трещиностойкость и хорошо

согласуется с опытами. В целом, отклонение эмпирической зависимости (4.20) от достаточно большого числа опытов составляет 1,01, что является весьма удовлетворительным в практике проектирования.

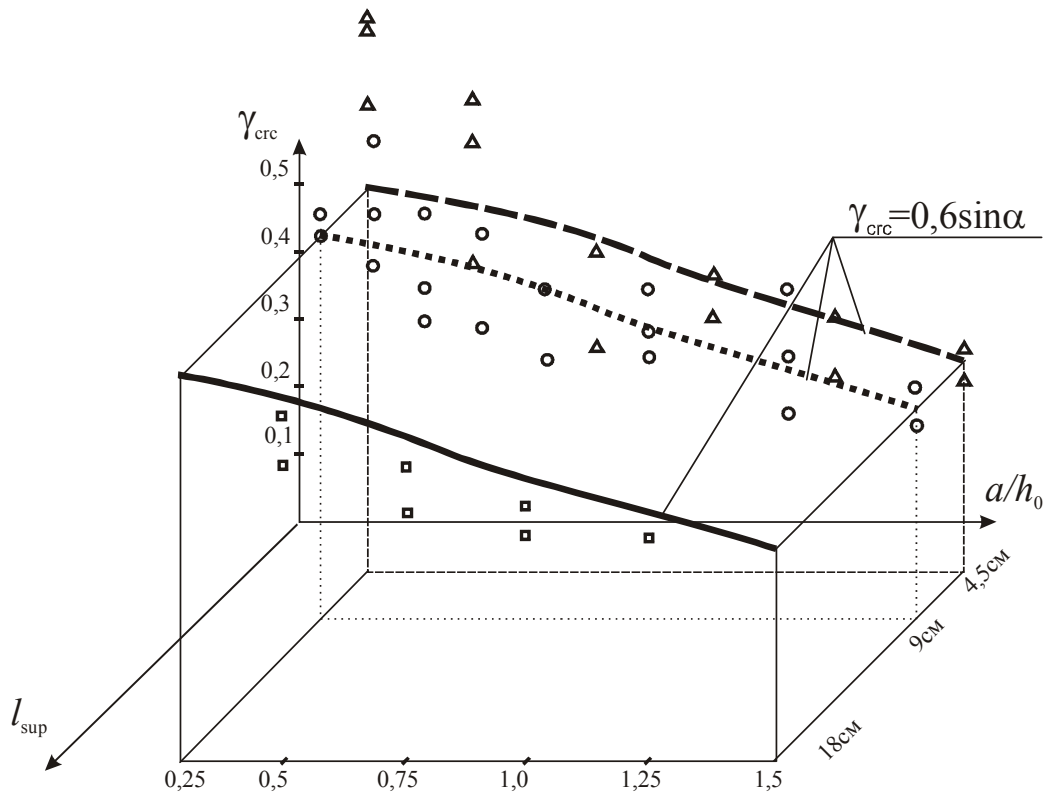


Рис. 4.17. График влияния размеров опорных площадок l_{sup} с одновременным влиянием пролета среза a/h_0 на величину коэффициента γ_{crc}

Рассмотрим построение расчетной зависимости для определения усилий образования трещин в растянутой зоне. Аналогичный анализ сопоставления разрушающих усилий и усилий образования нормальных трещин позволил выявить, что при снижении усилий образования трещин закономерность изменения этого усилия аналогична закономерности разрушающего усилия при изменении пролета среза от 0,25 до 1,5 (рис. 4.18). Следовательно, так же как и в предыдущем случае, для построения расчетной зависимости целесообразно использовать условие прочности растянутой зоны, которое базируется по расчетной модели КСМ (см. рис. 4.2).

Таким образом, основной задачей при построении расчетной зависимости будет являться определенное число, экспериментально учитывающее степень снижения усилия образования трещин. На основе анализа результатов эксперимента был установлен численный коэффициент $\gamma_{s,crc}$, в зависимости от ряда основных факторов: μ_s , R_s , a/h_0 (рис. 4.19). Наиболее удовлетворяющим результатом экспериментов является величина коэффициента $\gamma_{s,crc} = 0,5$.

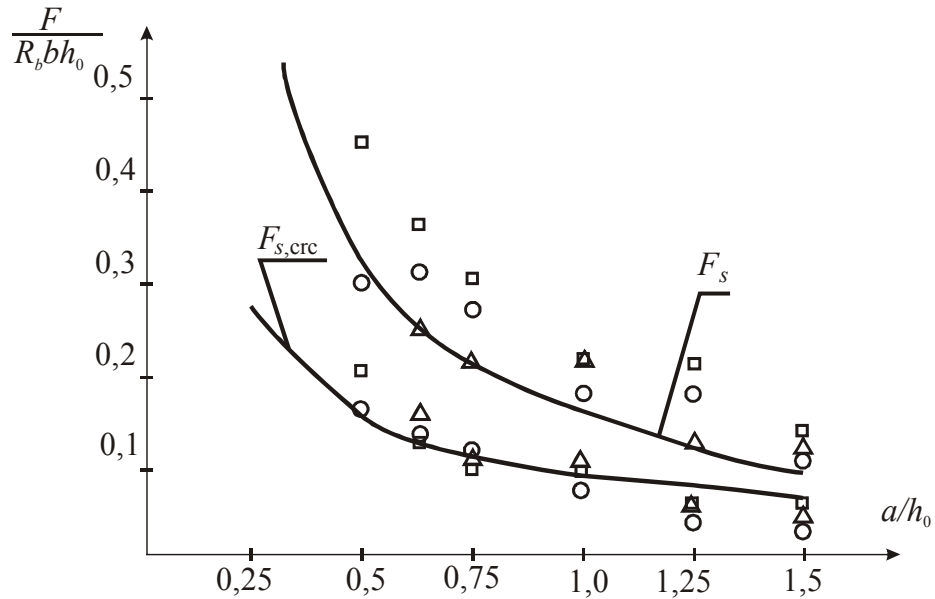


Рис. 4.18. График изменения разрушающей силы F_s и усилия образования нормальных трещин $F_{s,cr}$ от величины пролета среза a/h_0

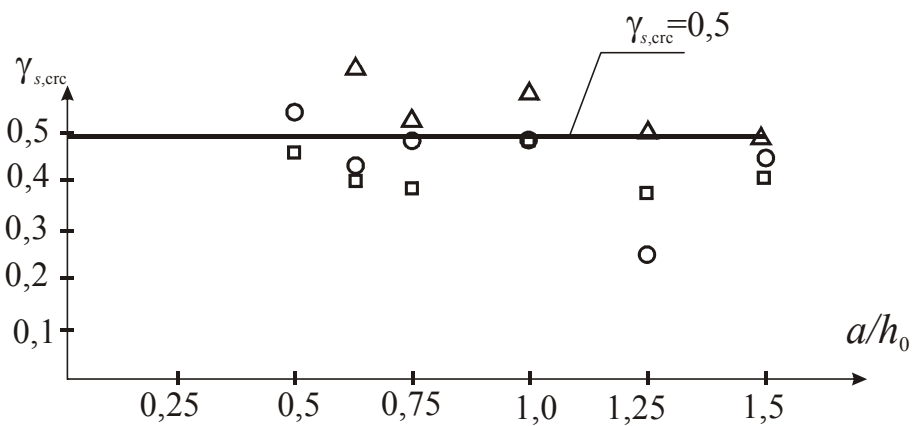


Рис. 4.19. Влияние изменения пролета среза a/h_0 на величину коэффициента $\gamma_{s,cr}$

Для определения усилия образования нормальных трещин предлагается следующая зависимость:

$$F_{s,cr} = \gamma_{cr} F_s \quad (4.21)$$

Такой коэффициент обеспечивает преимущество расчета трещиностойкости наклонных трещин и обеспечивает гарантию образования нормальных трещин. Среднее отклонение при этом составляет 1,15.

4.3.6. Учет изменения пролета среза, вида армирования на трещиностойкость балок

Рассмотрим способность полученных зависимостей учитывать закономерность изменения усилий образования трещин, полученных при испытании балок.

Балки без поперечной арматуры

На рис. 4.20, а показана графическая интерпретация расчетной зависимости (4.12) усилия образования трещины, проходящей по границе сжатой и растянутой зоны, в зависимости от изменения пролета среза a/h_0 , а также опытные усилия образования трещин. Сопоставляя график расчетных усилий с опытными величинами, можно сказать, что предлагаемая расчетная зависимость (4.12) в полной мере описывает закономерность изменения опытных усилий образования трещин в бетоне балок. Среднее отклонение опытных и расчетных величин $F_{\text{test}}/F_{\text{calc}}=0,97$ при $a/h_0 < 1$ и $F_{\text{test}}/F_{\text{calc}}=1$ при $1 \leq a/h_0 \leq 1,5$.

На рис. 4.20, б показана графическая интерпретация расчетной зависимости (4.13) усилия образования вертикальной трещины в зависимости от изменения пролета среза a/h_0 , а также опытные усилия образования трещины. Сопоставляя график расчетных усилий с опытными величинами, можно сказать, что предлагаемая расчетная зависимость (4.14) в полной мере описывает закономерность изменения опытных усилий образования вертикальной трещины в бетоне балок. Среднее отклонение опытных и расчетных величин $F_{\text{test}}/F_{\text{calc}}=0,96$.

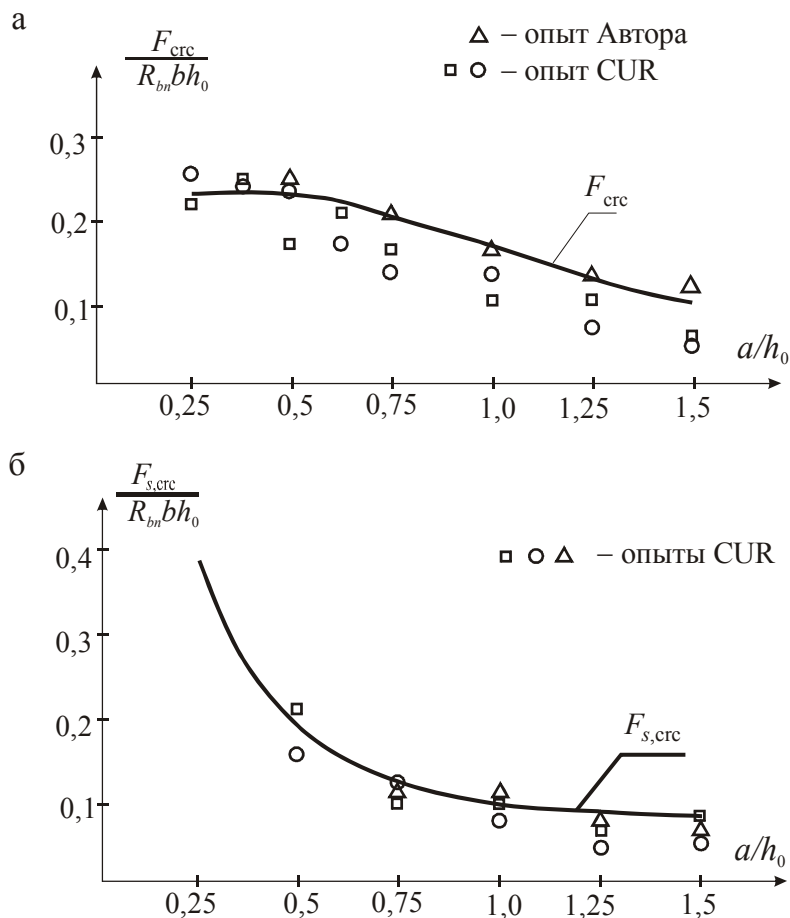


Рис. 4.20. График сопоставления расчетной зависимости с опытными данными: а – зависимости (5.12); б – зависимости (5.14)

Балки с горизонтальными хомутами

На рис. 4.21, б показана графическая интерпретация расчетной зависимости (4.12) усилия образования трещины, проходящей по границе сжатой и растянутой зоны, в зависимости от изменения пролета среза a/h_0 , а также опытные усилия образования трещин. Сопоставляя график расчетных усилий с опытными величинами, можно сказать, что предлагаемая расчетная зависимость (4.12) в полной мере описывает закономерность изменения опытных усилий образования трещин в бетоне балок. Среднее отклонение опытных и расчетных величин $F_{\text{test}}/F_{\text{calc}} = 1,08$ при $a/h_0 < 1$ и $F_{\text{test}}/F_{\text{calc}} = 1,14$ при $1 \leq a/h_0 \leq 1,25$.

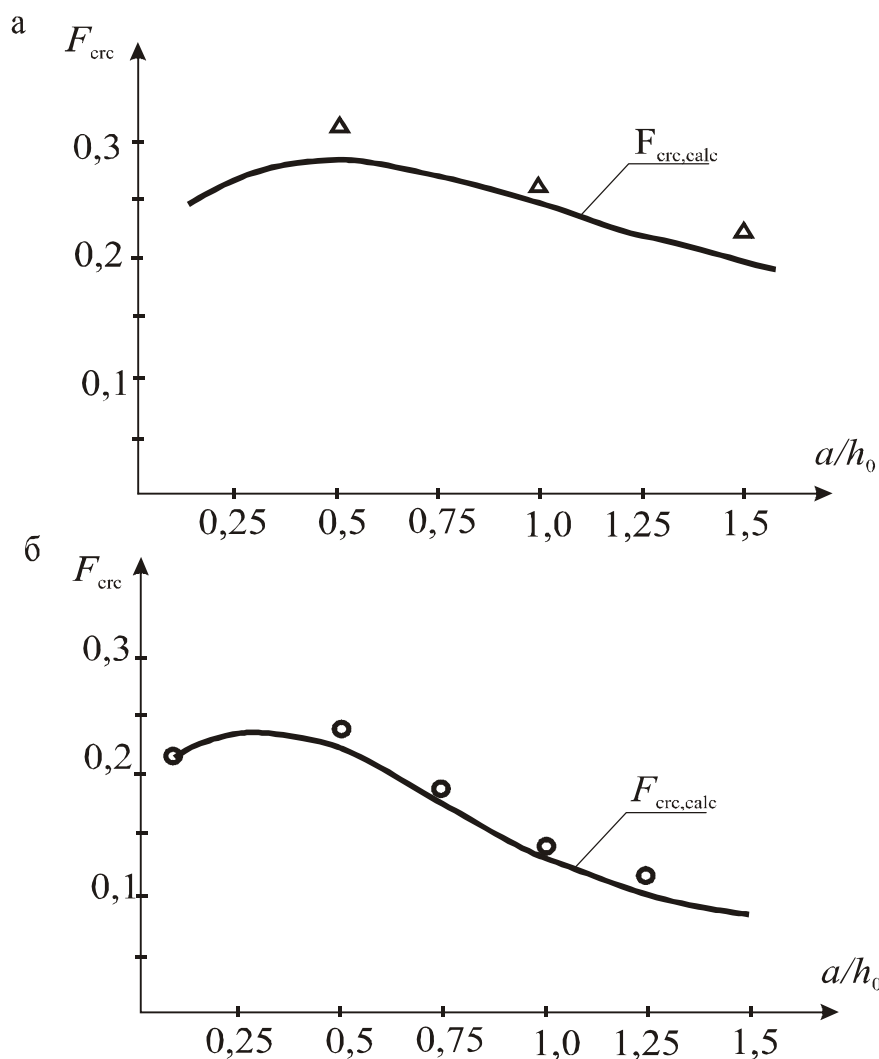


Рис. 4.21. График сопоставления расчетной зависимости (5.12) определения прочности балок, армированных распределенной арматурой, с опытными величинами:

а – вертикальными хомутами; б – горизонтальными хомутами

Балки с вертикальными хомутами

На рис. 4.21, а показана графическая интерпретация расчетной зависимости (4.12) усилия образования трещины, проходящей по границе сжатой и растянутой зоны, в зависимости от изменения пролета среза a/h_0 , а также опытные усилия образования трещин. Сопоставляя график расчетных усилий с опытными величинами, можно сказать, что предлагаемая расчетная зависимость (4.12) в полной мере описывает закономерность изменения опытных усилий образования трещин в бетоне балок. Среднее отклонение опытных и расчетных величин $F_{\text{test}}/F_{\text{calc}} = 1,12$ при $a/h_0 = 0,5$ и $F_{\text{test}}/F_{\text{calc}} = 1,08$ при $1 \leq a/h_0 \leq 1,5$.

4.3.7. Оценка предлагаемых методов расчета

Для оценки предлагаемых методов расчета целесообразно использовать схему изложения материала, принятую в подразд. 4.2.5.

Для этого перечислим критерии, принятые для оценки:

- важность разработки методики расчета трещиностойкости коротких балок;
- преимущества моделирования для оценки трещиностойкости;
- оценка принятого научного подхода при разработке методики расчета трещиностойкости;
- работоспособность расчетных зависимостей в случаях изменения величины пролета среза a/h_0 и наличия распределительной арматуры в виде горизонтальных и вертикальных хомутов;
- соотношение расчетных и опытных величин.

Работа, выполненная в данном разделе, является первой научно-исследовательской работой, позволившей разработать методику расчета трещиностойкости коротких балок без поперечной арматуры, а также балок, армированных вертикальными и горизонтальными хомутами. В результате класс коротких элементов, для которых отсутствовали методы расчета по второй группе предельных состояний, получил возможность полноценного проектирования. Под второй группой предельных состояний для коротких элементов авторы предлагают понимать оценку трещиностойкости и ширину раскрытия трещин. В этом заключается важность проделанной работы.

Наиболее ценным для разработанной методики оценки трещиностойкости является то, что она основывается на КСМ, являющейся развитием аналогичной модели, построенной для класса коротких элементов.

Принятая модель отличается от модели, по которой производится расчет прочности, тем, что сжатый подкос модели КСМ представлен в виде стержневой фермы, в которой есть поперечный растянутый стержень

(см. рис. 4.4). Таким образом, на основе расчетной модели можно определять поперечное растягивающее усилие, действие которого вызывает образование трещин в бетоне.

Научные предпосылки, принятые при разработке методики трещиностойкости, являются весьма весомыми, поскольку расчетные зависимости составлены на основе схем предельных усилий при образовании трещин. В развитие сказанного следует добавить, что новым в разработанной методике является оценка качественного и количественного участия распределенной арматуры в виде горизонтальных и вертикальных хомутов. Предлагаемая оценка базируется на учете прямого и косвенного участия арматуры в сопротивлении образованию трещин. Кроме того, для определения величины напряжений в арматуре используется принцип совместности работы бетона и арматуры до образования трещин.

Расчетные зависимости предлагаемой методики хорошо учитывают характер изменения усилия образования трещин в зависимости от изменения основных факторов – пролета среза и вида армирования (см. рис. 4.20, 4.21, подразд. 4.3.6).

Для более основательной оценки разработанной методики расчета трещиностойкости целесообразно сопоставить ее с методикой, принятой в СНиП. На рис. 4.22 приведена графическая интерпретация расчетных зависимостей СНиП, а также разработанных зависимостей (4.12), (4.13) и опытных усилий, полученных при испытании. Сопоставляя расчетные зависимости (4.12), (4.13) с соответствующими зависимостями СНиП, следует отметить, что недостатком Нормативных расчетных зависимостей является то, что они не описывают в полной мере закономерность изменения усилий образования трещин по сравнению с опытами. Сравнительный анализ наглядно подчеркивает необходимость разработки новой методики расчета трещиностойкости коротких балок.

4.4. Расчет ширины раскрытия трещин

4.4.1. Принципиальный подход к определению ширины раскрытия трещин

При разработке методики определения ширины раскрытия трещины предварительно были решены две задачи. Изначально решался вопрос – ширину каких трещин в коротких элементах следует определять? Ответ на этот вопрос принимался по результатам анализа характера образования и раскрытия трещин, а также с учетом классификации, предложенной авторами. Признано целесообразным производить расчет ширины раскрытия трещин, которые образуются в бетоне растянутой зоны. К этим трещинам отнесены трещины типа Т-Р и начало трещин типа Т-Г (рис. 4.23).

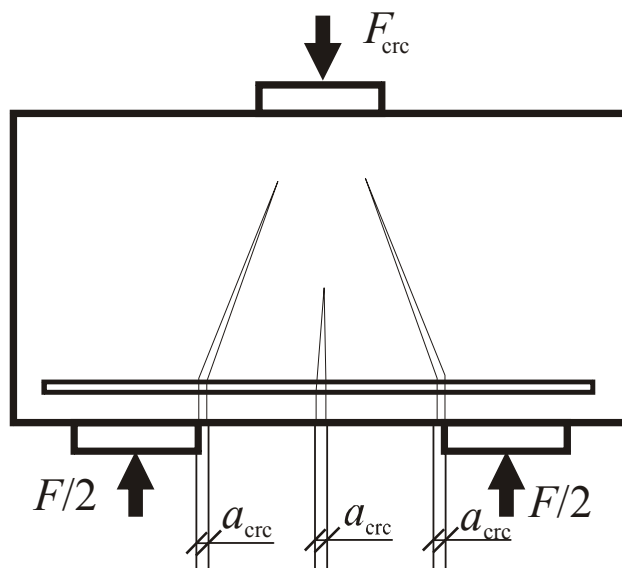


Рис. 4.23. Схема расположения трещин, рассчитываемых на ширину раскрытия

Вторая задача заключалась в выборе принципиального подхода при разработке метода расчета ширины раскрытия трещин. В результате, в основу метода расчета была принята теория профессора Мурашева, суть которой заключается в равенстве деформаций в бетоне и арматуре на участке между трещинами:

$$a_{\text{crc}} + \varepsilon_{b,u} \cdot l_t = \varepsilon_s \cdot l_t. \quad (4.22)$$

4.4.2. Расчетные зависимости для определения ширины раскрытия трещин на основе расчетной модели

При разработке расчетных зависимостей необходимо было учесть особенности напряженно-деформированного состояния коротких балок. Одной из особенностей является отсутствие периодичности повторения трещин – расстояния l_t . В отличие от длинных, в коротких балках с пролетом среза a/h_0 до 1,5, как правило, возникает одна магистральная трещина с вертикальной траекторией, расположенной в середине пролета балки, и наклонные граничные трещины, симметрично расположенные у граней опорных площадок. Как уже было отмечено в третьей главе, траектория граничных трещин имеет ломаное очертание – нижняя часть этой трещины имеет вертикальное направление, поэтому наклонные трещины, начинающиеся у нижней растянутой грани балки, отнесены к трещинам, раскрытие которых требует расчета (см. рис. 4.23). Понятие «расстояние между трещинами» в этом случае приобретает особенный характер. Для определения длины между трещинами предлагается расчетная зависимость по нормам ЕКБ (рис. 4.24), которая рассматривается ниже, однако, в данном случае, целесообразно отметить, что авторами определены главные факторы, влияющие на расстояние между трещинами. К ним отнесены процент продольного армирования μ_s и диаметр растянутой арматуры d .

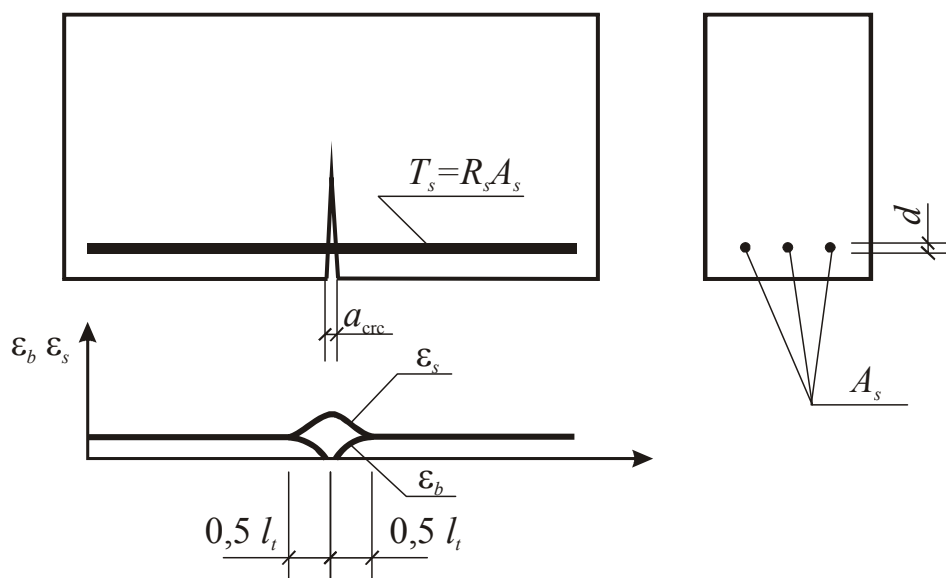


Рис. 4.24. Схема совместных деформаций в бетоне арматуре в зоне трещины

В четвертой главе была описана закономерность образования этих трещин. Она связана с величиной пролета среза. При малых пролетах среза, до 0,5, как правило, появляются только трещины типа Т-Г, названные граничными, с увеличением a/h_0 до 0,75 – 1 появляется либо трещина с вертикальной траекторией в середине балки типа Т-Р, либо одновременно образуются граничные трещины Т-Г и трещина с вертикальной траекторией Т-Р. С увеличением a/h_0 от 1 до 1,5, как правило, в бетоне растянутой зоны образуются как вертикальные, так и граничные трещины.

В этом случае длину участка, в пределах которого восстанавливаются совместные деформации в бетоне и арматуре l_t (см. рис. 4.24), целесообразно определять по формуле (4.24), отличающейся от соответствующих зависимостей, принятых для длинных балок.

Другой особенностью коротких балок является то, что метод расчета прочности этих балок базируется на КСМ, хорошо описывающей физическую работу этих балок. Поэтому при использовании формулы профессора В.И. Мурашева (4.23) напряжения σ_s в арматуре определяется по растягивающему усилию T_s , величина которого находится по КСМ, зависимость (4.2). Предлагается ширину раскрытия трещин определять по зависимости

$$a_{cr} = \psi \sigma_s l_t / E_s, \quad (4.23)$$

где a_{cr} – ширина раскрытия трещин в бетоне коротких балок;

ψ – коэффициент, учитывающий совместную работу бетона и арматуры, равный 0,8;

σ_s – напряжения в продольной арматуре, определяемые как

$$\sigma_s = T_s / A_s, \quad (4.24)$$

l_t – длина участка, в пределах которого восстанавливаются совместные деформации в бетоне и арматуре, определяется как

$$l_t = d / 0,5 \mu_s, \quad (4.25)$$

здесь μ_s – процент продольного армирования, определяемый как

$$\mu_s = 100 \% A_s / A_b;$$

d – диаметр продольной арматуры;

E_s – модуль упругости арматуры.

4.4.3. Учет влияния изменения пролета среза, вида армирования на ширину раскрытия трещин

Для оценки расчетной зависимости (5.23) рассмотреть ее работоспособность при изменении величины пролета среза, а также ввести необходимые коррективы на основе анализа результатов экспериментальных исследований, проведенных авторами и Голландским институтом строительства CUR.

На рис. 4.25 приведена графическая интерпретация предлагаемой расчетной зависимости для определения ширины раскрытия трещин в бетоне коротких балок. Опытные точки $F_{a,cr}$ соответствуют ширине раскрытия трещин $a_{cr} = 0,3$ мм. Сопоставляя закономерность изменения усилия, при котором ширина раскрытия трещин равна 0,3 мм, с опытными величинами, можно отметить, что предлагаемая расчетная зависимость в полной мере описывает закономерность изменения опытных величин.

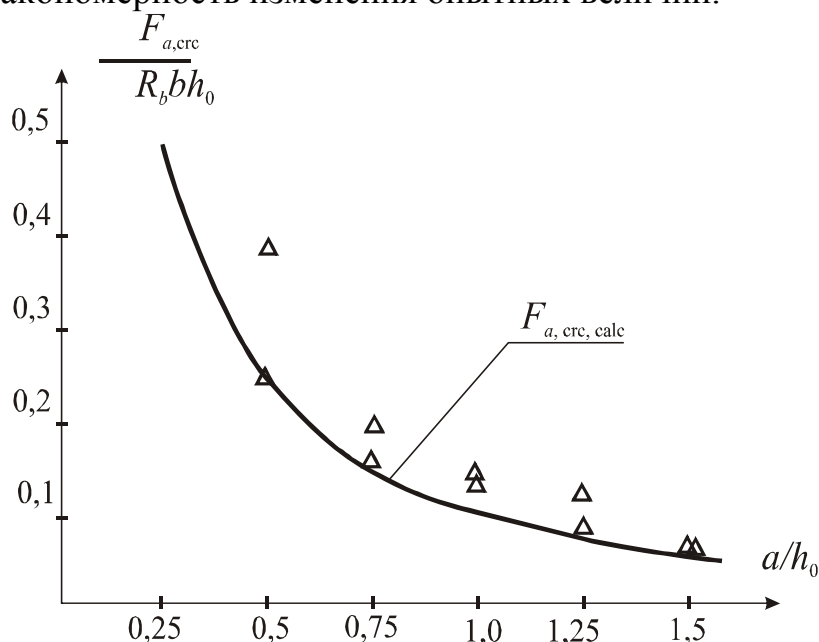


Рис. 4.25. График сопоставления расчетной зависимости (5.23) усилия образования трещины при $a_{cr}=0,3$ мм с соответствующими усилиями

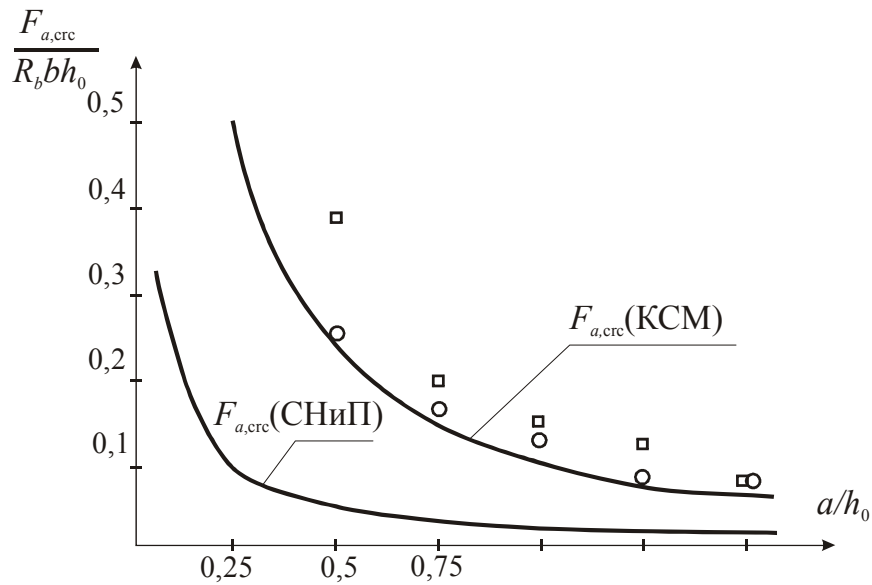


Рис. 4.26. График сопоставления методов расчета усилий образования трещин с шириной раскрытия $a_{crc}=0,3$ мм

4.4.4. Оценка предлагаемого метода расчета

Оценивая предлагаемый метод расчета ширины раскрытия трещин следует отметить, что проблема определения ширины раскрытия трещин в коротких балках решена впервые в данной работе.

Экспериментальные исследования ширины раскрытия трещин позволяют обосновать и скорректировать предлагаемую расчетную зависимость (4.23) для определения ширины раскрытия трещин. В результате, график предлагаемой формулы проходит по нижней границе опытных данных и описывает закономерность изменения трещин в бетоне с шириной 0,3 мм. Преимуществом предлагаемой методики является то, что она основывается на предложениях профессора В.И. Мурашева, широко известных в теории расчета железобетонных конструкций. Таким образом, предлагаемая расчетная зависимость основывается на известных предпосылках, обеспечивает нижнюю границу по опытным данным, хорошо обосновывается экспериментальными исследованиями, количественно удовлетворительно согласуется с опытными данными, $F_{a,crc,test} / F_{a,crc,calc} = 1,2$ и может быть рекомендована в практику проектирования [2,3].

ВЫВОДЫ

Увеличены границы пролета среза, которые служат определением коротких балок. Ранее границей класса коротких элементов считался пролет среза $a/h_0 \leq 1$. Авторы предлагают короткими считать балки с пролетом среза $a/h_0 \leq 1,5$. Обоснованием служит тот факт, что в балках с пролетом среза от 1 до 1,5 прочность определяется главными сжимающими и главными растягивающими напряжениями, как и в балках с $a/h_0 \leq 1$.

Разработаны расчетные зависимости для определения прочности коротких балок по сжатой и растянутой зонам с пролетом среза a/h_0 от 1 до 1,5. Расчетные зависимости базируются на КСМ, ранее предложенной для коротких балок с меньшим пролетом среза $a/h_0 \leq 1$. Предлагаемые зависимости учитывают особенности НДС балок с пролетом среза a/h_0 от 1 до 1,5 – уменьшение ширины расчетной сжатой бетонной полосы, а также по-новому оценивают влияние бетона, окружающего расчетную полосу.

Разработаны расчетные зависимости для оценки прочности коротких балок с пролетом среза от 1 до 1,5, армированных горизонтальными и вертикальными хомутами, равномерно распределенными по сечению. При этом соблюдалась преемственность научного подхода к оценке работы поперечной арматуры. Поперечная арматура сдерживает развитие поперечных и продольных деформаций расчетной полосы бетона, степень участия поперечной арматуры определяется проекцией ее усилий на поперечную и продольную оси расчетной бетонной полосы.

Разработанные авторами расчетные зависимости для определения прочности балок без поперечной арматуры, а также с вертикальными и горизонтальными хомутами в полной мере описывают закономерность изменения разрушающей силы и хорошо согласуется с опытами.

Предложена методика расчета трещиностойкости коротких балок без поперечной арматуры, а также коротких балок, армированных горизонтальными и вертикальными хомутами.

Усовершенствована каркасно-стержневая расчетная модель путем введения растянутого элемента в стержневую ферму, который является составной частью общей расчетной модели, имитирующей сжатую наклонную полосу бетона.

Разработана методика расчета трещиностойкости коротких балок без поперечной арматуры, а также балок, армированных горизонтальными и вертикальными хомутами. Расчетные зависимости базируются на схемах предельных усилий при образовании трещин, в полную меру описывают закономерность усилия трещиностойкости от изменения a/h_0 и хорошо согласуются с опытными усилиями образования трещин.

Решена проблема расчета ширины раскрытия трещин в коротких балках. Разработана методика расчета ширины раскрытия трещин, которая учитывает влияние на ширину раскрытия трещин участков по краям тре-

щины, в пределах которого восстанавливается совместная работа бетона и арматуры. Для учета особенностей НДС коротких балок при определении ширины раскрытия трещин предложена новая формула для определения длины участка, в пределах которого восстанавливаются совместные деформации в бетоне и арматуре. Усилия в растянутой арматуре при раскрытии трещин определяются по расчетной КСМ. Предлагаемые расчетные зависимости для определения ширины раскрытия трещин, а также усилия, при котором $a_{\text{срс}} = 0,3$ при изменении a/h_0 от 0,5 до 1,5, в полной мере описывают закономерности изменения соответствующих опытных величин.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам проведенных авторами исследований можно сделать следующие выводы.

Основную роль в сопротивлении коротких балок с a/h_0 от 1 до 1,5, также как и в балках с $a/h_0 \leq 1$ играют главные сжимающие и главные растягивающие напряжения.

Выявлен характер изменения положения наклонных участков, в пределах которых концентрируются главные сжимающие напряжения при увеличении пролета среза от 0,25 до 1,5. Особенность заключается в том, что при увеличении пролета среза снижается угол главных сжимающих напряжений, уменьшается ширина наклонного участка, в пределах которого происходит концентрация главных сжимающих напряжений.

В балках, с пролетом среза a/h_0 от 1 до 1,5 также как и в балках с $a/h_0 \leq 1$ установлено четыре вида характерных трещин – наклонные трещины, выделяющие сжатую полосу бетона, вертикальные трещины в бетоне растянутой зоны, серия наклонных прерывистых трещин, характерных при раздавливании бетона и наклонная трещина, проходящая по диагонали сжатой бетонной полосы.

В балках, с пролетом среза a/h_0 от 1 до 1,5, также как и в балках с $a/h_0 \leq 1$, выявлено два вида разрушения – разрушение по наклонной сжатой бетонной полосе и по растянутому арматурному поясу.

В балках, армированных распределенной арматурой в виде горизонтальных и вертикальных хомутов, разрушающее усилие увеличивается в 1,4–1,65 раза, усилие образования трещин увеличивается в 1,3–1,7 раза, ширина раскрытия трещин уменьшается в 1,3 раза.

Выявлено отличие коротких балок от обычных балок по характеру распределения нормальных направлений σ_x . Отличительной особенностью коротких балок является наличие нескольких нулевых линий, а также характер их расположения.

Выявлено отличие коротких балок от обычных балок по характеру распределения нормальных напряжений σ_y . Установлено, что при увеличении пролета среза от 0,5 до 1,5 снижается взаимное влияние зон местных напряжений за счет увеличения расстояний между линиями $\sigma_{y \max}$.

Увеличены границы пролета, среза, которые служат определением коротких балок. Ранее границей класса коротких элементов считался пролет среза $a/h_0 \leq 1$. Авторами предлагают короткими считать балки с пролетом среза $a/h_0 \leq 1,5$. Обоснованием служит тот факт, что в балках с пролетом

среза от 1 до 1,5 прочность определяется главными сжимающими и главными растягивающими напряжениями, как и в балках с $a/h_0 \leq 1$.

Разработаны расчетные зависимости для определения прочности коротких балок по сжатой и растянутой зонам с пролетом среза a/h_0 от 1 до 1,5. Расчетные зависимости базируются на КСМ, ранее предложенной для коротких балок с меньшим пролетом среза $a/h_0 \leq 1$.

Разработаны расчетные зависимости для оценки прочности коротких балок с пролетом среза от 1 до 1,5, армированных горизонтальными и вертикальными хомутами, равномерно распределенными по сечению. При этом соблюдалась преемственность научного подхода к оценке работы поперечной арматуры. Поперечная арматура сдерживает развитие поперечных и продольных деформаций расчетной полосы бетона, степень участия поперечной арматуры определяется проекцией ее усилий на поперечную и продольную оси расчетной бетонной полосы.

Усовершенствована каркасно-стержневая расчетная модель путем введения растянутого элемента в стержневую ферму.

Разработана авторская методика расчета трещиностойкости коротких балок без поперечной арматуры, а также балок, армированных горизонтальными и вертикальными хомутами.

Разработана также методика расчета ширины раскрытия трещин, которая учитывает влияние на ширину раскрытия трещин участков по краям трещины, в пределах которого восстанавливается совместная работа бетона и арматуры.

Разработанные авторами методы расчета прочности, трещиностойкости и ширины раскрытия трещин в коротких балках без поперечной арматуры, а также в балках с вертикальными и горизонтальными хомутами в полной мере описывают закономерность изменения разрушающей силы и хорошо согласуются с опытами. Среднее отклонение опытных и расчетных величин составляет 0,95–1,2 %.

Практическое значение комплексной программы исследований заключается в том, что предложенные методы расчета прочности, трещиностойкости и ширины раскрытия трещин в коротких балках в значительной степени совершенствуют процесс проектирования.

Новые методы расчета обеспечивают экономию материалов бетона и арматуры за счет рационального использования материалов, а также за счет повышения расчетных величин прочности, трещиностойкости и ширины раскрытия трещин.

Анализ уровня развития методов расчёта коротких элементов, который базируется на каркасно-стержневых моделях, показал, что наступило время для более широкого внедрения новых методов расчёта в практику проектирования. Однако ряд вопросов требует доработки и дополнительных ис-

следований, например, плохо изучен вопрос о совместной работе ростверка и грунтового основания.

Предлагаемые модели и расчётные зависимости для балок и ростверков основаны на результатах физических экспериментов. Новые методы расчёта на основе каркасно-стержневых моделей позволяют получить эффективные конструктивные решения коротких элементов, которые значительно снижают расход бетона и арматуры.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст]. – М.: Росстрой РФ, 2004 г.
2. СП 63.13330.2012. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения [Текст]. – М.: Минрегион России, 2011. – 161 с.
3. Кочеткова, М.В. Совершенствование методов расчета многорядных свайных ростверков под колонны [Текст] / М.В. Кочеткова, О.В. Снежкина, А.В. Корнюхин. – Пенза: ПГУАС, 2011. – 139 с.
4. Снежкина, О.В. Короткие балки. Моделирование физической работы [Текст]: монография / О.В. Снежкина, М.В. Кочеткова, А.В. Корнюхин. – Пенза: ПГУАС, 2011. – 124 с.
5. Снежкина, О.В. Расчет прочности железобетонных балок со средним пролетом среза [Текст]/ О.В. Снежкина, М.В. Кочеткова, А.В. Корнюхин, Р.А. Ладин // Региональная архитектура и строительство. – 2014. – №1. – С.118–123.
6. Кочеткова, М.В. Экспериментальная оценка работы ростверков [Текст] / М.В. Кочеткова, Н.И. Гусев, О.В. Снежкина, К.С. Паршина // Региональная архитектура и строительство. – 2014. – №1. – С. 77- 81.
7. Кочеткова, М.В. Методика экспериментальных исследований многорядных свайных ростверков под колонны [Текст] / М.В. Кочеткова, Н.И. Гусев, К.С. Паршина // Молодой ученый. – 2014. – №3. – С. 305-308.
8. Кочеткова, М.В. Определение схем разрушения и трещинообразования железобетонных ростверков под колонны [Текст] / М. В. Кочеткова, Н.И. Гусев, К. С. Паршина // Вестник магистратуры. – 2014. – №4. – С. 72-74.
9. Кочеткова, М.В. Работа ростверков под колонны при многорядном расположении свай [Текст] / М.В. Кочеткова, Н.И. Гусев, Е.С. Алёнкина // Региональная архитектура и строительство. – 2014. – №2. – С. 144-151.
10. Скачков, Ю.П. Определение схем разрушения и трещинообразования коротких железобетонных балок по экспериментальным данным [Текст] / Ю.П.Скачков, О.В. Снежкина, М.В. Кочеткова, А.В. Корнюхин. // Региональная архитектура и строительство. – 2013. – № 3. – С. 74-81.

О Г Л А В Л Е Н И Е

ВВЕДЕНИЕ	3
1. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РОСТВЕРКОВ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ	4
1.1. Методы расчета	5
1.2. Конструктивные решения ростверков под колонну	11
1.3. Экспериментальные исследования ростверков свайных фундаментов.....	14
1.4. Опыт использования каркасно-стержневой модели.....	16
1.5. Анализ методов расчета, конструирования и ранее проведенных исследований.....	18
1.6. Развитие исследований по комплексной программе.....	21
2. СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДА РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ РОСТВЕРКОВ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КОЛОННЫ ПРИ МНОГОРЯДНОМ РАСПОЛОЖЕНИИ СВАЙ	24
2.1. Научные направления совершенствования метода расчета прочности ростверков свайных фундаментов	24
2.2. Моделирование работы ростверков с многорядным расположением свай	26
2.2.1. Принцип модифицирования расчетных моделей.....	26
2.2.2. Построение расчетных моделей.....	31
2.2.3. Построение вариантов расчетных моделей при различных перемещениях свай.....	42
2.2.4. Построение расчетных моделей в случае появления предельных усилий в одной или нескольких сваях.....	46
2.3. Определение усилий в расчетных моделях	48
2.4. Предельные состояния и условия прочности ростверка.....	52
2.5. Оценка влияния исследуемых факторов.....	54
2.5.1. Расчет прочности ростверков при различных схемах расположения свай	54
2.5.2. Расчет прочности ростверков при наличии эксцентриситета передачи нагрузки	58
2.5.3. Расчет прочности ростверков при различных схемах продольного армирования	59
2.5.4. Расчет прочности ростверков при перемещении свай	61
2.5.5. Расчет прочности ростверков при частичном или полном выключении одной или нескольких свай из работы ростверка	64
2.6. Оценка расчетных моделей и методов расчета прочности ростверков при многорядном расположении свай	68

3. ОБЗОР И АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ КОРОТКИХ БАЛОК.....	74
3.1. Исследования коротких балок и их разновидностей.....	75
3.2. Анализ результатов экспериментальных исследований	90
3.2.1. Отечественный опыт исследований	90
1.2.2. Зарубежный опыт исследований.....	92
3.3. Обзор существующих методов расчета	94
3.4. Оценка существующих методов расчета	99
3.5. Цели и задачи исследований	100
3.6. Программа исследований	101
4. РАЗРАБОТКА МЕТОДОВ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ, ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ И ШИРИНЫ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН В КОРОТКИХ БАЛКАХ	104
4.1. Научно-методическое направление разработки методов расчета коротких балок.....	104
4.1.1. Основные направления разработки методов расчета коротких балок.....	104
4.1.2. Программа разработки методов расчета	105
4.1.3. Использование каркасно-стержневой модели при оценке прочности балок с пролетом среза от 1 до 1,5.....	105
4.2. Расчет прочности балок по сжатой и растянутой зоне на основе расчетной каркасно-стержневой модели с пролетом среза от 1 до 1,5.....	107
4.2.1. Построение расчетной модели	107
4.2.2. Расчетные зависимости для определения прочности балок.....	109
4.2.3. Расчетные зависимости для определения прочности балок, армированных вертикальными и горизонтальными хомутами.....	110
4.2.4. Учет влияния изменения пролета среза, вида армирования на прочность балок.....	113
4.2.5. Оценка предлагаемого метода расчета.....	116
4.3. Расчет трещиностойкости балок с пролетом среза от 0,25 до 1,5.....	118
4.3.1. Принципиальный подход к расчету трещиностойкости балок на основе классификации трещин	118
4.3.2. Развитие каркасно-стержневой модели для оценки трещиностойкости балок	119
4.3.3. Расчет трещиностойкости балок на основе расчетной модели.....	122
4.3.4. Расчет трещиностойкости балок с вертикальными и горизонтальными хомутами.....	124
4.3.5. Эмпирический метод расчета трещиностойкости коротких балок	126
4.3.6. Учет изменения пролета среза, вида армирования на трещиностойкость балок.....	130

4.3.7. Оценка предлагаемых методов расчета	133
4.4. Расчет ширины раскрытия трещин	134
4.4.1. Принципиальный подход к определению ширины раскрытия трещин	134
4.4.2. Расчетные зависимости для определения ширины раскрытия трещин на основе расчетной модели.....	135
4.4.3. Учет влияния изменения пролета среза, вида армирования на ширину раскрытия трещин.....	137
4.4.4. Оценка предлагаемого метода расчета.....	138
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	141
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	144

Научное издание

Кочеткова Майя Владимировна
Снежкина Ольга Викторовна

ОЦЕНКА МЕТОДОВ РАСЧЁТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РОСТВЕРКОВ
Монография

В авторской редакции
Верстка Н.А. Сазонова

Подписано в печать 29.01.15. Формат 60×84/16.

Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.

Усл. печ. л. 8,6. Уч.-изд. л. 9,25. Тираж 500 экз. 1-й завод 100 экз.

Заказ № 46.

Издательство ПГУАС.
440028, г.Пенза, ул. Г. Титова, 28.