

6  
AGG  
Министерство высшего и среднего специального образования

РСФСР

Уральский ордена Трудового Красного Знамени  
политехнический институт имени С.М.Кирова

---

На правах рукописи

В.К.Панков

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ СОСТАВНЫХ ФУНДАМЕНТОВ  
ИЗ ТРАВЕРС И НЕСТЫКУЕМЫХ ПОДКЛАДНЫХ ПЛИТ  
( на русском языке)

05.48I - Механика грунтов, основания,  
фундаменты и подземные  
сооружения

Автореферат

диссертации на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Свердловск

II24

1971

## ЦЕЛИ И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

Расходы на устройство оснований и фундаментов в промышленном, гражданском и жилищном строительстве СССР составляют в настоящее время, по ориентировочным подсчетам, более 10 млрд. рублей в год. В ближайшие 10-20 лет с увеличением капиталовложений в строительство эти расходы возрастут в несколько раз. Огромные затраты на устройство оснований и фундаментов предопределяют высокий экономический эффект от усилий по усовершенствованию методов проектирования и способов производства работ в этой области строительства.

В большинстве случаев железобетонные фундаменты под колонны промышленных каркасных зданий выполняются в виде отдельных фундаментов. Применение других типов фундаментов (ленточных, плитных и прочих) вызывается, как правило, особыми грунтовыми условиями строительной площадки.

В зависимости от действующей на колонны нагрузки отдельностоящие фундаменты подразделяются на три типа: легко (20-25%), средне (50-65%) и тяжело нагруженные (10-30%). Если работа фундамента под легко и тяжело нагруженные колонны изучена в настоящее время достаточно хорошо, имеется ряд апробированных типовых решений, то работа фундамента под средне нагруженные колонны изучена недостаточно.

В последние годы фундаменты под средне нагруженные колонны выполняются по типу составных. Для большинства таких фундаментов характерны следующие особенности: величина нагрузок - 200 + 450 т; площадь подошвы - до 10-12 м<sup>2</sup>; средняя глубина заложения - до 3 м; эксцентриситет по подошве от 0 до 1 м; большое разнообразие компоновочных решений.

Сравнительный анализ сборных фундаментов под средне нагруженные колонны каркасных промышленных зданий, выполненный в главе I, показал, что с точки зрения конструктивного решения, технологичности в изготовлении и монтаже, наиболее предпочтительным является фундамент из распределительной траверсы и нестыкуемых подкладных плит. Расчет стоимости (с учетом фактора времени) различных вариантов сборно-составных фундаментов также подтверждает этот вывод. Однако недостаточный объем исследовательских работ по вышеуказанному виду фундамента приводит к тому, что в проектной практике его расчет выполняется либо по аналогии с монолитными фундаментами, либо

используются расчетные гипотезы, не подкрепленные экспериментальными исследованиями.

В настоящее время для расчета сборно-составных фундаментов применяются три метода: метод, изложенный первоначально в СН 123-55 и вошедший затем с дополнениями и изменениями в СНиП II-A I-62<sup>x)</sup>, М.И.Горбунова-Посадова и С.А.Ривкина. Анализ этих методов (глава I) показал, что эпюры реактивных контактных давлений, рассчитанным традиционным методом, по М.И.Горбунову-Посадову и С.А.Ривкину, присущи качественные различия: в первом случае эпюра очерчена прямой линией, во втором - вогнутой кривой и в третьем - выпуклой. Сравнительные расчеты по трем методам обнаруживают следующее:

а) реактивные давления, рассчитанные по М.И.Горбунову-Посадову, меньше давлений, рассчитанных традиционным методом, в центральной части эпюры по длинной стороне подкладных плит на 80-85%, а по короткой стороне - на 280%; давления, рассчитанные по С.А.Ривкину, на 16-20% меньше давлений, рассчитанных традиционным методом;

б) прочность коротких, средних и длинных подкладных плит по М.И.Горбунову-Посадову соответственно на 10, 20 и 43% выше, а по С.А.Ривкину - на 28, 27 и 20% ниже прочности, рассчитанной традиционным методом;

в) несущая способность траверсы по С.А.Ривкину на 16-17% ниже несущей способности, рассчитанной традиционным методом.

Качественные и количественные различия в методах расчета сборно-составных фундаментов под средне нагруженные колонны свидетельствуют о необходимости экспериментального исследования работы как всего фундамента, так и отдельных его элементов.

В связи с этим целью настоящего исследования являлся экспериментально-теоретический анализ работы сборно-составных фундаментов из траверсы и нестыкуемых подкладных плит под средне нагруженные колонны.

Задачами исследования являлись:

- разработка методики экспериментального исследования напряженно-деформированного состояния элементов такого фундамента;
- анализ напряженно-деформированного состояния грунта основания, подкладной плиты, траверсы и фундамента в целом;

x) Этот метод, получивший наибольшее распространение, в целях сокращения текста в дальнейшем будет именоваться "традиционным".

- уточнение метода расчета фундамента, составленного из траверсы и нестыкуемых подкладных плит.

Диссертационная работа состоит из введения, четырех глав, заключения и приложений. Объем работы - 124 страницы, таблиц - 13, рисунков - 42, литература - 121 наименование.

В главе I рассмотрены существующие конструктивные решения фундаментов под колонны промышленных зданий со средними нагрузками, выполнен сравнительный анализ методов расчета сборно-составного фундамента. В главе 2 изложены примененные в диссертационной работе методы экспериментальных испытаний (лабораторных и натурных) и моделирования работы сборно-составного фундамента поляризационно-оптическим методом. Главы 3 и 4 посвящены анализу экспериментальных данных о напряженно-деформированном состоянии грунта основания, подкладных плит, распределительной траверсы и фундамента в целом.

#### МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Экспериментальные исследования (глава 2) выполнялись последовательно в три этапа: 1) лабораторные испытания моделей в масштабе 1:10 в целях выявления требований к натурному эксперименту; 2) натурные испытания образцов сборно-составного фундамента в целях определения давлений в контактом слое, удлинений в арматуре и бетоне элементов фундамента, осадок и прогибов в характерных точках, величин раскрытия трещин, несущей способности фундамента и его элементов; 3) поляризационно-оптическое моделирование системы "грунт-фундамент" в целях выявления общей картины напряженно-деформированного состояния грунта основания и элементов фундамента.

Лабораторные испытания. В лабораторном лотке размером 180 x 100 x 110 см испытано 16 моделей траверсы и 48 моделей подкладных плит. Грунт, использованный в качестве основания, представлен элювиальным суглинком. Перед экспериментом грунт уплотнялся до величины оптимальной плотности, характеризуемой  $\frac{\delta}{\delta_{опт}} = 0,97$ .

Лабораторный эксперимент позволил отработать программу и методику натурных испытаний, требования к полигонной установке и образцам, методику замера необходимых данных, требования к качеству и надежности экспериментальных данных. Кроме того, была выявлена возможная картина разрушения образцов.

Проведенный по материалам лабораторного эксперимента расчет необходимого количества натурных испытаний показал, что при уровне

надежности, равном 0,85, и в предположении, что величины случайной и систематической ошибок равны, количество испытаний при замере контактных давлений должно быть не менее 12. В связи с этим в эксперименте испытано 36 подкладных плит (12 серий по три коротких, средних или длинных плиты в каждой серии) и 12 распределительных траверс.

Натурные испытания. Размеры экспериментальных образцов приняты с учетом требований, выявленных в лабораторных испытаниях, в пропорции к фактическим размерам фундамента 1:1,5 - 1:2. Опытные образцы были изготовлены на Березовском заводе строительных конструкций (БЗСК). Контроль качества применяемых материалов и самих изделий осуществлялся на заводе по принятой на БЗСК методике. Отклонение размеров готовых изделий от требуемых не превышало  $\pm 5$  мм по длине и  $\pm 2$  мм по высоте и ширине. По данным заводской лаборатории отклонений в качестве использованных материалов (бетона и стали) не отмечалось. Все это позволяет считать, что экспериментальные образцы соответствуют изделиям серийного производства.

Экспериментальный стенд состоял из лотка и силовой установки. Размеры лотка в плане - 3,7 x 3,7 м, высота - 3,4 м, что отвечает требованиям к замерам давлений в грунтовом массиве. Силовая установка представляет раму с подвешенным гидравлическим домкратом грузоподъемностью 200 т. Подвесное устройство обеспечивало регулирование положения домкрата по высоте в пределах 400 мм и в горизонтальной плоскости в пределах 200 мм.

Основание под опытные фундаменты на экспериментальном стенде было представлено элювиальным суглинком желтого цвета (удельный вес - 2,75 г/см<sup>3</sup>; объемный вес - 1,78 г/см<sup>3</sup>; влажность - 17,2%; пористость - 41,2%). Подготовка основания велась из грунта нарушенной структуры. Отсыпка грунта в лоток производилась методом послойного уплотнения. Контроль степени уплотнения осуществлялся с помощью прибора стандартного уплотнения и прибора для контроля качества уплотнения<sup>х)</sup>. Измерения двумя приборами показали, что качество уплотненного грунта (для прибора стандартного уплотнения  $\frac{\rho}{\rho_{\text{болт}}} = 0,98$ ) отвечает требованиям, предъявляемым к основаниям под фундаменты.

х) Авторское свидетельство № 222709 от 5 мая 1968г.

Реактивные давления по контактной поверхности регистрировались датчиком давлений, для выявления оптимальной конструкции которого автором были изготовлены и испытаны три вида месдоз: с гидропреобразователем, с кольцевым чувствительным элементом и трансформаторного типа. Особенности конструкции первой месдозы достаточно подробно описаны в литературе. Две другие месдозы предложены автором и К.М.Красным. Испытания трех типов месдоз в гидростатическом баке и на грунте показали, что наилучшими показателями точности и стабильности результатов обладает месдоза с гидропреобразователем, которая и принята в качестве датчика давления. Датчики тарировались по методике Д.С.Баранова. Повторная тарировка, проведенная через 6 месяцев после первой, не выявила существенных отклонений в работе датчиков.

Как показали ранее проведенные исследования, при размещении месдоз в плоскости подошвы фундамента или при установке их в грунте под фундаментом на расстоянии 10 см от его подошвы, датчики дают одинаковые результаты. Иное размещение месдоз приводит к искажению измеряемых величин давлений. При заделке месдоз в тело фундамента на их показаниях сказываются неровности поверхности основания, которые препятствуют хорошему контакту месдозы с грунтом; кроме того, ослабляется сечение и нарушается структура материала. В связи с этим в данном исследовании месдозы устанавливались в контактном слое грунта на расстоянии 10 см от нижней грани подкладных плит. Для предотвращения нарушения однородности контактного слоя основания датчиками давления их количество было ограничено 19-ью штуками (8% от всей площади фундамента).

Рабочему испытанию экспериментальных образцов предшествовали три цикла предварительного обжатия. Каждый цикл включал ступенчатое нагружение, выдержку в течение 20 минут при нагрузке 0,1-0,2  $R_{\text{мах}}$  и ступенчатый сброс нагрузки до нуля. После выдержки в течение 30 минут цикл повторялся.

Экспериментальное испытание характеризовалось ступенчатым увеличением нагрузки с доведением опытного фундамента до разрушения. Количество ступеней нагружения находилось в пределах от 6 до 8 в зависимости от прочности образца. Интервалы между ступенями принимались по 15-20 минут. По истечении указанного времени снимались показания приборов.

Регистрация удлинений элементов фундамента производилась с помощью тензометрических датчиков сопротивления (база 50 мм - при

установке на бетон и 10 мм - для арматуры). Снятие показаний с электротензодатчиков осуществлялось автоматическим измерителем деформации АИ-1 с коммутирующим устройством. Величины прогибов и осадок фиксировались при помощи прогибомеров 6 ПАО и индикаторов часового типа; величина раскрытия трещин в элементах фундамента устанавливалась при помощи луп шестикратного увеличения и калибровочных шупов. Сигналы с датчиков фиксировали статическим мостом ВСТ-4. Запись показаний велась поэтапно в журнале наблюдений. Предел распространения трещин фиксировался ограничительной чертой с указанием номера загрузки.

Моделирование работы сборно-составного фундамента. Для выявления общего характера распределения давлений в контактной зоне, в толще грунтового массива и в элементах фундамента, а также для получения величин нормальных, касательных и главных напряжений в данной работе использован поляризационно-оптический метод моделирования. Достоинством метода является возможность многократного оперативного моделирования работы различных видов фундамента при изменении компоновочной схемы (расстояний между подкладными плитами, вылета консоли), схемы нагружения (центральное и внецентренное) без значительных затрат, что невозможно при натурных испытаниях, а также возможности получения непрерывного поля напряжений.

Для анализа влияния раздвижки подкладных плит на напряженное состояние основания, последнее моделировалось пластиной из оптически активного материала (на основе эпоксидной смолы ЭД-6) размерами 140 x 30 x 8 мм. Величина раздвижки подкладных плит, имитировавшихся штампами (масштаб 1:57) принималась равной 0,42-0,57-0,71 ширины одного штампа, равной 5 мм. В остальных случаях (анализ напряженного состояния траверсы и подкладной плиты) основание моделировалось слоем резины.

Из оптически активного материала были изготовлены также модели подкладных плит (масштаб 1:200) для анализа влияния вылета консоли плит на их напряженное состояние (величина вылета принималась равной 2,75 и 3,75 d, где d - длина, равная 8,5 см).

Изготовленные модели использовались в трех типах экспериментов по изучению напряженного состояния: а) фундамента в целом (траверсы из оптически активного материала, подкладные плиты и колонны - из органического стекла, основание - слой резины); б) подкладной плиты по длинной стороне (траверсы из металла, подкладные плиты из оптически активного материала, основание - слой

резины); в) грунта основания (траверсы и подкладные плиты - из металла, основание - из оптически активного материала).

Нагрузка на модель передавалась ступенями: для траверсы - от 3 до 250 кг; для подкладной плиты - от 3 до 53 кг; для основания - от 3 до 203 кг. На каждой ступени загрузки во всех трех типах экспериментов производилась фотосъемка картины полос. При испытании моделей траверсы как в случае центрального, так и внецентренного нагружения дополнительно снимались картины изоклин. Для повышения точности получаемых результатов модель составного фундамента помещалась в силовое устройство поляризационной установки КСП-7, где устанавливались дробные порядки полос в необходимых сечениях.

В результате испытаний моделей фундамента в поляризационной установке получены для дальнейшего анализа картины полос (изохром) при разных нагрузках и разной компоновке элементов фундамента и картины изоклин с параметрами от 0 до 90° (через 10°).

Для получения величин главных напряжений по данным испытаний методом разности касательных напряжений для различных сечений вычислялись величины нормальных напряжений ( $\sigma_x, \sigma_y$ ) и касательные напряжения ( $\tau_{xy}$ ).

В рассматриваемом случае (плоская задача и односвязный контур) напряжения моделируются при условии соблюдения геометрического и силового подобия без учета влияния физических констант материала. Если все размеры модели, включая толщину, имеют постоянный масштаб геометрического подобия, то формула перехода от напряжений в модели к напряжениям в натуре имеет вид:

$$\sigma_n = \frac{\rho_m}{\rho_n} \cdot \frac{t_m}{t_n} \cdot \frac{P_n}{P_m} \cdot \sigma_m, \quad (1)$$

где  $P_n$  - усилие, действующее на натурную конструкцию;  
 $P_m$  - усилие, действующее на модель;  
 $\rho_n$  и  $\rho_m$  - геометрические размеры конструкции в натуре и модели;  
 $t_m$  и  $t_n$  - толщина модели и натуре.

#### АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ГРУНТА ОСНОВАНИЯ И ПОДКЛАДНЫХ ПЛИТ

Как показала обработка экспериментальных данных, общий характер распределения напряжений в толще основания (глава 3), лежащей ниже контактной зоны, аналогичен характеру работы основания под жесткими сплошными штампами как при центральном, так и внецентренном приложении нагрузки. В последнем случае траектории напряжений

несколько деформированы относительно вертикальной оси симметрии составного штампа. Основная отличительная особенность работы основания под составными штампами заключается в наличии изотропных точек (рис. 1, а) В этих точках, количество которых определяется числом промежутков между подкладными плитами, имеет место равенство главных напряжений, т.е.  $\sigma_1 = \sigma_2 = 0$ . Расположение изотропных точек связано с величиной раздвижки-подкладных плит: по вертикали точки находятся на оси симметрии промежутка между плитами; по горизонтали - на расстоянии, удаленном от контактной поверхности на величину раздвижки штампов (плит). Вокруг каждой изотропной точки наблюдается образование концентрической области с относительно малыми значениями напряжений. Площадь всей области остается неизменной при росте нагрузки и может приниматься, как показал эксперимент: а) по ширине, равной промежутку между подкладными плитами; б) по глубине, равной 1,2 ширины промежутка между плитами.

Сопоставление экспериментальных эпюр реактивных давлений по длинной стороне плиты с теоретическими, рассчитанными традиционным методом, по М.И.Горбунову-Посадову и С.А.Ривкину, (рис. 2) показало, что эти эпюры существенно различаются по форме: если экспериментальная эпюра имеет выпуклую форму, то в традиционном методе она очерчена прямой, параллельной нижней грани плиты; по М.И.Горбунову-Посадову - вогнутой кривой, а по С.А.Ривкину - слабо выпуклой кривой.

Величины экспериментальных и теоретических давлений по длинной стороне плиты также различаются. Давления, рассчитанные традиционным методом, при нагрузках, близких к предельным, в крайних точках на 55% больше, чем в эксперименте, а в центре плиты на 12% меньше. Давления, рассчитанные по М.И.Горбунову-Посадову и С.А.Ривкину, в крайних точках соответственно на 15 и 14%, а в центре - на 86 и 33% меньше экспериментальных.

Так же отличаются по величине и форме эпюры реактивных давлений по короткой стороне плит. В эксперименте получена вогнутая форма эпюры; а по традиционному методу - трапециевидная форма; по М.И.Горбунову-Посадову - вогнутая, а по С.А.Ривкину - выпуклая. Расхождение величин давлений, полученных экспериментально и теоретически в менее нагруженном крае плиты (в случае внецентренного нагружения) при нагрузках, близких к предельным, составило при расчете традиционным методом и по С.А.Ривкину соответственно 38 и 24% (в меньшую сторону) и 280% в большую сторону при расчете по

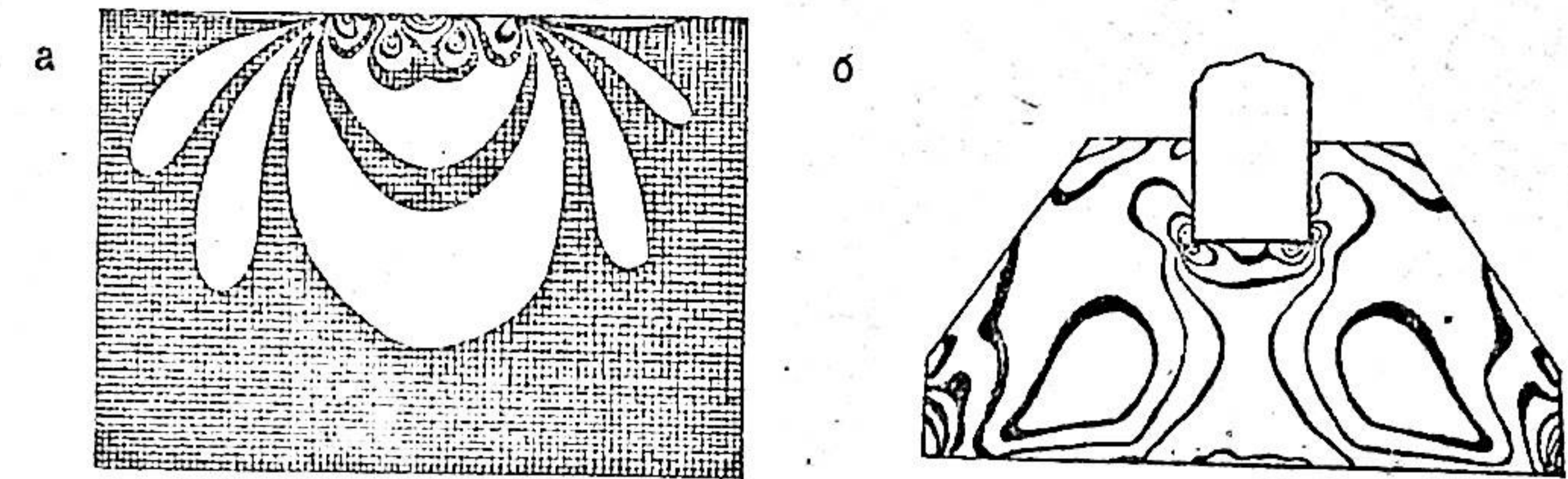


Рис. 1. Характер распределения напряжений  
а - в модели основания ;  
б - в модели траверсы.

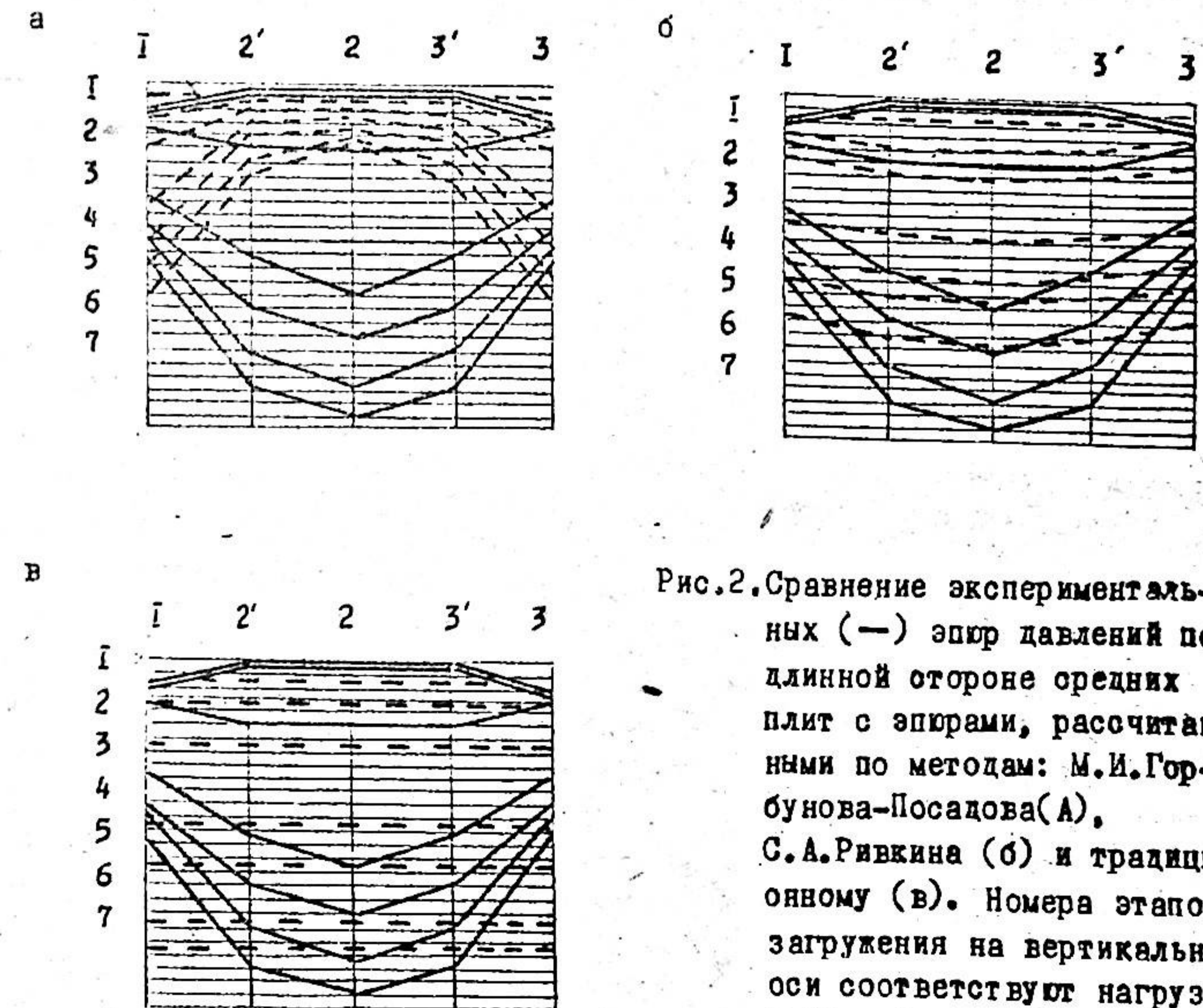


Рис. 2. Сравнение экспериментальных (—) эпюр давлений по длинной стороне средних плит с эпюрами, рассчитанными по методам: М.И.Горбунова-Посадова (а), С.А.Ривкина (б) и традиционному (в). Номера этапов нагружения на вертикальной оси соответствуют нагрузкам 1, 18 ; 2, 36 ; 4, 70 ; 9, 20 ; 11, 6 ; 12, 8 и 16, 0 тоннам.

М.И.Горбунову-Посадову ; в точках более нагруженного края плиты экспериментальные давления оказались на 120, 12 и 70% меньше, чем при расчете соответственно традиционным методом, по М.И.Горбунову-Посадову и С.А.Ривкину.

Таким образом, существующие методы расчета реактивных давлений (традиционный, М.И.Горбунова-Посадова, С.А.Ривкина) не описывают в полной мере работу системы "грунт-плита", имеющую место в реальных условиях.

Натурные эксперименты по определению величин и характера распределения давлений в контактной зоне "грунт-плита" показали, что жесткость плиты изменяется в зависимости от нагрузки. При нагрузках, вызывающих образование волосных трещин в бетоне плит, происходит трансформация формы эпюры давлений из вогнутой в выпуклую. При величине относительного прогиба от единичного нагружения расчетной схемы плит меньше  $70 \cdot 10^{-3}$  см плита с отношением  $\alpha = 2,5 + 3,5$ , лежащая на связном грунте, может рассматриваться как жесткая и эпюра давлений рассчитывается либо традиционным методом, либо методом С.А.Ривкина. При прогибах свыше  $70 \cdot 10^{-3}$  см плита рассматривается как гибкая и эпюра давлений рассчитывается теми же методами, но с учетом перераспределения давлений в эпюре на величину, равную 20-30%.

Местоположение расчетного сечения в подкладных плитах зависит от свободного вылета консоли. В коротких плитах появление и раскрытие трещины отмечается в сечении, расположенном вблизи центра тяжести; трещина проходит нормально к сечению плиты. В средних плитах в эксперименте отмечалось три трещины: две под обрезами траверсы и третья вблизи центра тяжести; наибольшее раскрытие характерно для последней. В длинных плитах зафиксированы в предельном состоянии четыре трещины: две под гранями траверсы и две на равном расстоянии от центра тяжести плиты. Как показали экспериментальные наблюдения, в последнем случае наиболее опасными являются сечения под гранями траверсы.

Моделирование работы подкладных плит по длинной стороне методом фотоупругости подтверждает результаты полигонных опытов:

1) напряженное состояние модели подкладных плит аналогично напряженному состоянию консольно-балочного изгибаемого элемента; 2) различный вылет консоли влияет на местоположение расчетного сечения; в случае большой длины консоли наиболее напряженный участок плиты располагается вблизи граней штампа (траверсы); в случае малого вылета консоли он смещается к оси симметрии плиты.

Сопоставление прочности подкладных плит, зафиксированной в экспериментах, с теоретическими значениями несущей способности, полученными традиционным методом, по М.И.Горбунову-Посадову и С.А.Ривкину, показало, что для коротких и средних плит экспериментальные значения больше теоретических, а для длинных плит - меньше, чем полученные традиционным методом и по М.И.Горбунову-Посадову, но больше расчетной величины по С.А.Ривкину. Причина расхождений экспериментальной и теоретической несущей способности заключается в несовпадении по величине и форме эпюр реактивных давлений.

Таким образом, при проектировании подкладной плиты положение расчетного сечения необходимо назначать с учетом её жесткости: при расчетных прогибах от единичного нагружения, меньших  $70 \cdot 10^{-3}$  см, расчетное сечение для плит с  $\alpha = 2,5 + 3,5$ , лежащих на связных грунтах, должно выбираться в центре тяжести плиты; при прогибах свыше  $70 \cdot 10^{-3}$  см - под гранями траверсы.

#### АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНОЙ ТРАВЕРСЫ

Исследование работы траверсы (глава 4) выполнено путем моделирования её напряженно-деформированного состояния поляризационно-оптическим методом и натурным экспериментом. На рис.2,б приведена типичная картина изохром при центральном нагружении модели траверсы. При внецентренном нагружении общая картина полюс смещена относительно вертикальной оси траверсы и является несимметричной. В обоих случаях при максимальной нагрузке на модель траверсы отмечалось образование изохром десятого порядка. Обработка картин изохром позволила построить эпюры напряжений в основных сечениях модели траверсы: в сечениях II-II и III-III (рис.3) верхний и нижний контуры открыты; в сечении У-У оба контура закрыты, а в сечении УI-УI закрыт только нижний контур. В связи с этим вначале рассчитывались напряжения в сечениях II-II и III-III, затем в сечении УI-УI; напряжения в сечении У-У получены путем экстраполяции данных близлежащего сечения.

Как при центральном, так и внецентренном нагружении, одноименные эпюры напряжения имеют близкое очертание. Характер очертания эпюр  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  в сечениях II-II и III-III аналогичен характеру эпюр напряжений в балочных изгибаемых элементах. При внецентренном нагружении модели величины напряжений больше, чем при центральном и растут от

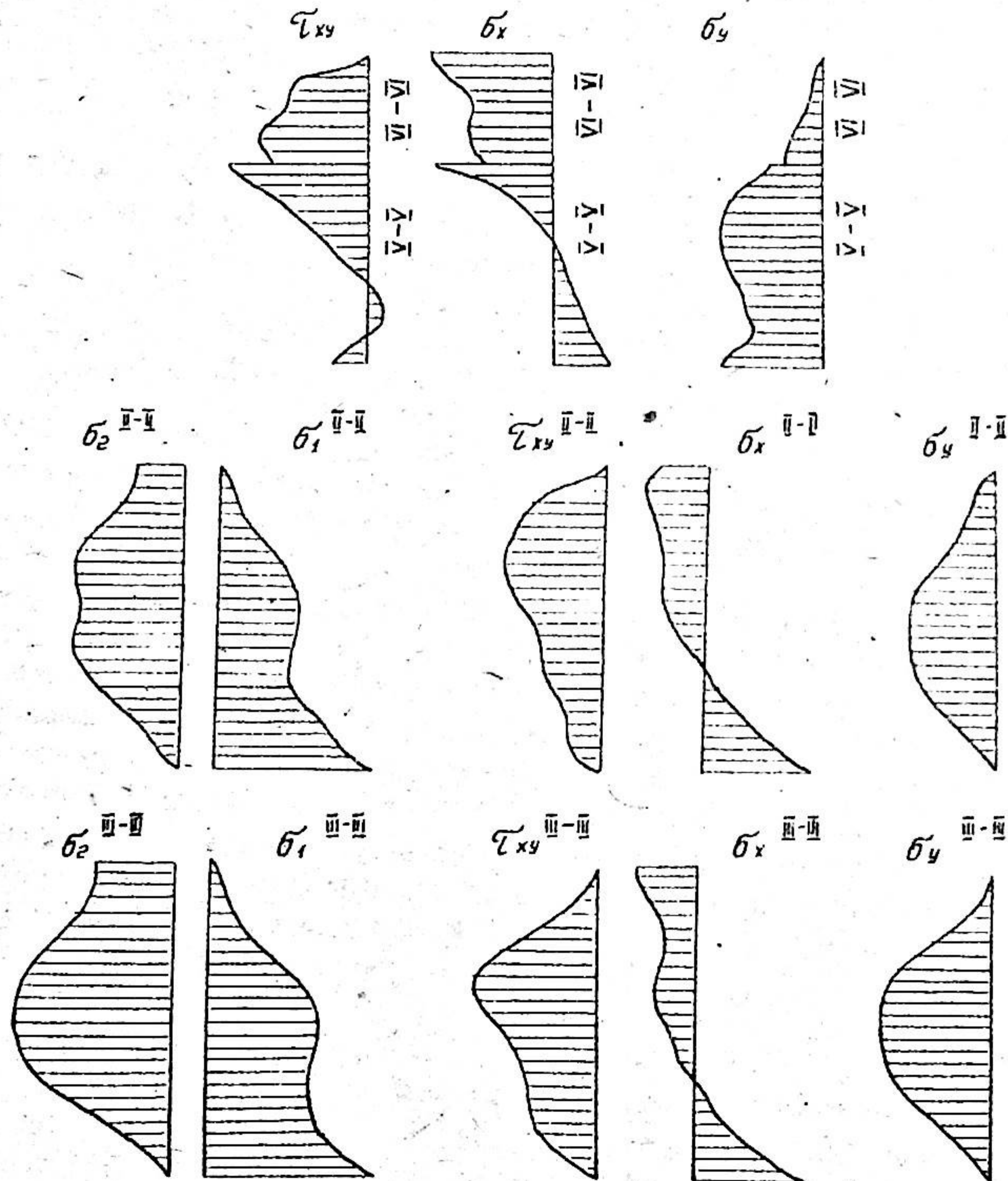
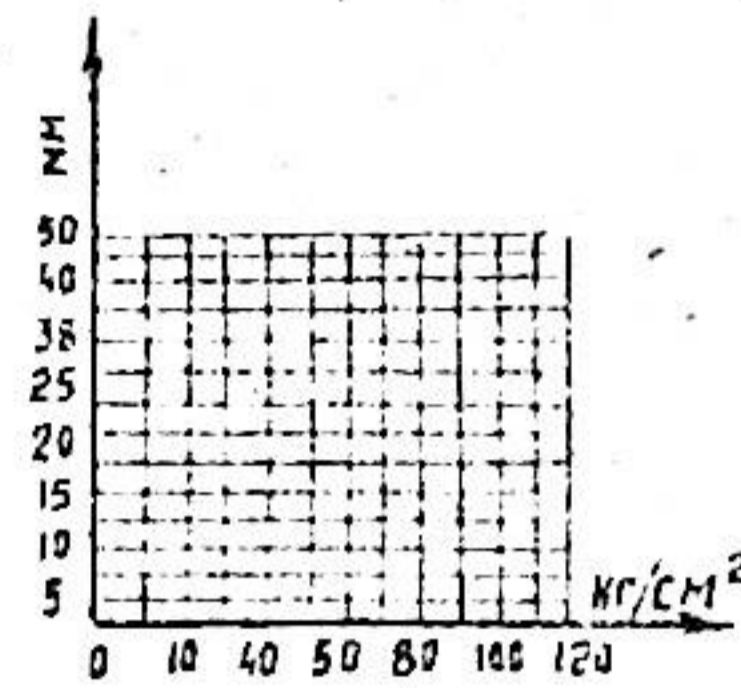
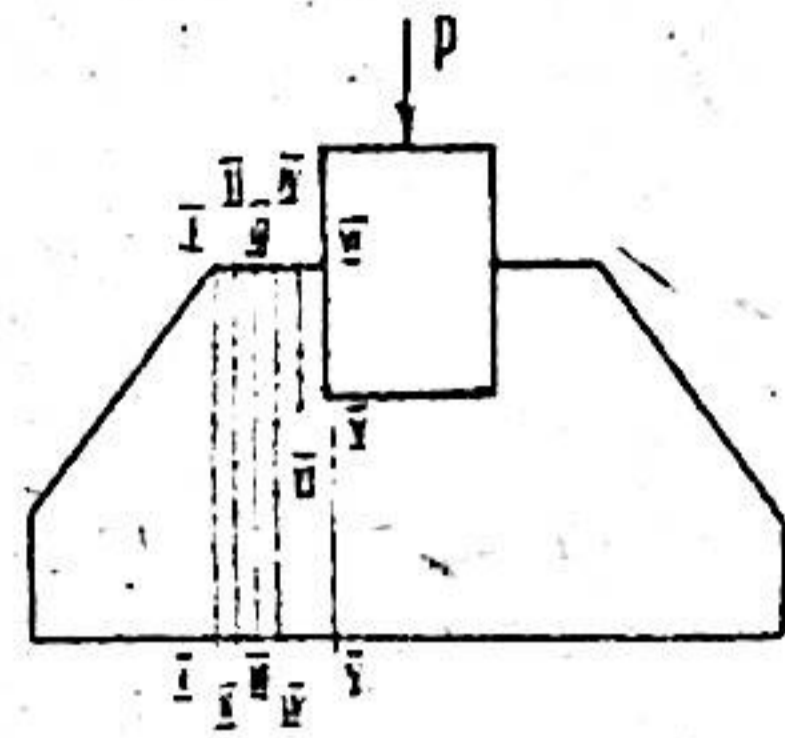


Рис. 3. Эпюры напряжений в модели траверсы при центральном нагружении.

сечения II-II к сечению VI-VI. Эпюры  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  в сечениях У-У и VI-VI отличаются по форме от аналогичных эпюр для сечений II-II и III-III, что объясняется близостью к контактной поверхности колонны и траверсы. На эпюрах  $\sigma_x$  четко выделяются зоны растяжения и сжатия во всех сечениях.

Эпюра  $\tau_{xy}$  для сечений II-II и III-III в обоих случаях нагружения имеет незначительную асимметрию относительно горизонтальной оси траверсы. Значение напряжений возрастает от сечения II-II к VI-VI; наибольшие значения отмечаются в сечении У-У при внецентренном нагружении траверсы. Если для сечений II-II, III-III и VI-VI эпюра касательных напряжений одного знака, то для сечений У-У при центральном и внецентренном нагружении модели эпюра  $\tau_{xy}$  знакопеременна в связи с тем, что нижний контур сечения У-У закрыт.

Эпюры главных напряжений по форме типичны для изгибаемых элементов. Абсолютные значения ординат возрастают от сечения II-II к сечению III-III; при внецентренном нагружении они больше, чем при центральном. Значение крайних ординат в этих эпюрах соответствует максимальным значениям  $\sigma_x$ . Наибольшие главные сжимающие напряжения действуют в области, ограниченной координатами  $y = 10$  мм и  $y = 30$  мм. Максимальные ординаты в эпюре главных растягивающих напряжений отмечаются на нижней грани траверсы. В этой эпюре также имеется область, где значение главных растягивающих напряжений достаточно велико и соответствует при переходе от модели к натурному фундаменту пределу прочности бетона на растяжение.

По полученным при моделировании изоклинам построены траектории главных напряжений (изостаты) для центрального и внецентренного нагружений. В обоих случаях угол наклона главных растягивающих напряжений в средней трети высоты сечения траверсы по отношению к горизонтальной плоскости равен  $45-50^\circ$ . При центральном нагружении траектории главных растягивающих напряжений описываются нормальной кривой Гаусса с вершиной в точке пересечения вертикальной оси колонны с её торцевой линией. При внецентренном нагружении кривая асимметрично смещена в сторону приложения нагрузки.

Исследование работы траверсы методом фотоупругости позволяет заключить, что по статической схеме она сходна с работой двухконсольной балки. Картина изостат в сочетании с величинами  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$  указывает на возможность разрушения траверсы по наклонному сечению, что хорошо согласуется с данными, полученными при натурных испытаниях.



Наступлению предельного состояния опытных траверс во всех сечениях натурного эксперимента предшествовало образование наклонной трещины, появлявшейся в средней трети высоты сечения образца при нагрузке около 30 т. Трещина была ориентирована от точки приложения внешней активной нагрузки к точке приложения равнодействующей реактивного загрузения и проходила под углом примерно  $45^\circ$  к продольной оси траверсы. При дальнейшем увеличении нагрузки происходило раскрытие трещины и одновременно изменялось направление её распространения: над опорой в нижней части траверсы она проходила параллельно продольной арматуре траверсы в одном уровне с арматурой; в верхней части образца она незначительно развивалась под углом  $45^\circ$ , а затем принимала горизонтальное (либо близкое к горизонтальному) положение.

Распространение трещины в нижней части траверсы приводит к разрушению анкеровки рабочей арматуры. Вследствие этого под влиянием реактивного давления со стороны плиты надопорная часть траверсы получает возможность радиального поворота относительно центра тяжести сжатой зоны бетона и при нагрузке 35-45 т образец разрушается. Во всех опытах наибольшее раскрытие трещины отмечалось в средней трети высоты сечения траверсы; верхний и нижний её концы оставались сомкнутыми до предельного состояния траверсы по прочности.

Несущая способность опытных траверс оказалась в среднем на 53,8% меньше, чем рассчитанная традиционным методом и на 34,8% меньше, чем по методу С.А.Ривкина.

Сопоставление экспериментальных данных с теоретически ожидавшимися в соответствии с методами традиционным и С.А.Ривкина, выявило принципиальные расхождения в качественной картине наступления предельного состояния, в усилиях в арматуре, бетоне и в несущей способности траверсы. Вследствие этого возникает необходимость в теоретическом объяснении причин выявленных расхождений.

Сопоставление характера разрушения, отмеченного в эксперименте, с характером разрушения высоких балок обнаруживает близкую их сходимость. В связи с этим для объяснения особенностей работы экспериментальных траверс будем рассматривать их как высокие балки. Однако при этом необходимо учесть различие в силовом воздействии на траверсы и высокие балки, в частности, наличие в первом случае сил трения по контактным поверхностям траверсы.

С целью определения усилий, действующих в траверсе, и объяснения механизма её разрушения отделим сечением I-I (рис.4 а, б) над-

опорную часть её и заменим влияние левой части на правую соответствующими усилиями. Надопорная часть траверсы, находящаяся в равновесии, наклонной трещиной разделена на верхний элемент (В) и нижний (Н). Выделим последовательно нижний и верхний элемент из надопорной части траверсы и заменим влияние верхнего (нижнего) элемента соответствующими силами. Тогда расчетную схему нижнего элемента можно представить в виде жесткого диска (рис.4 в, г), а верхнего элемента в виде полуарки с затяжкой (рис.4 д, е).

Рассмотрим совместную работу верхнего и нижнего элементов. Считая, что система двух элементов находится в состоянии равновесия, приравняем сумму моментов всех сил относительно точки О к нулю и определим усилие в арматуре по сечению I-I (рис.4 г, е):

$$Z_{\alpha\alpha} = \frac{R_y \cdot \alpha - R_x (\bar{x} + \alpha_1)}{\bar{x}} \quad (2)$$

Подставляя в эту формулу выражение  $Z_{\alpha\alpha}$ , полученное при рассмотрении равновесия нижнего элемента, получим:

$$Z_2 + Z_k = \frac{R_y \cdot \alpha - R_x (\bar{x} + \alpha_1)}{\bar{x}} \quad (3)$$

Преобразовав это выражение и заменяя в нем  $Z_2$ , которое может быть получено из равенства нулю проекции всех сил, действующих на нижнее тело, получаем уравнение для определения усилия в арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной:

$$Z_k = \frac{R_y \cdot \alpha - R_x (\bar{x} + \alpha_1)}{\bar{x}} - \frac{Q_{2H} \cdot S \cdot m}{\bar{x}} \quad (4)$$

Обозначения величин в формулах (2) - (4) приведены на рис.4.

Из приведенных уравнений, а также из отдельного рассмотрения нижнего и верхнего элемента становится очевиден тот факт, что усилие в арматуре по вертикальному сечению меньше усилия в арматуре в месте пересечения её наклонной трещиной.

Как было показано ранее, после образования в траверсе наклонной трещины верхний элемент может рассматриваться как полуарка с затяжкой, а нижний - как жесткий диск. В этом случае общее усилие в арматуре по вертикальному сечению I-I складывается из усилий в арматуре жесткого диска и усилия в затяжке полуарки. Если рассмотреть траверсу в предельном состоянии в предположении, что наклонная трещина отсутствует, то общее усилие в арматуре по сечению I-I будет больше, чем в ранее рассмотренном случае, так как телом полуарки в первом случае воспринималась часть момента внешних сил, действующих на траверсу. Отмеченное расхождение в усилиях арматуры объясняется наличием в траверсе арочного эффекта, который характе-

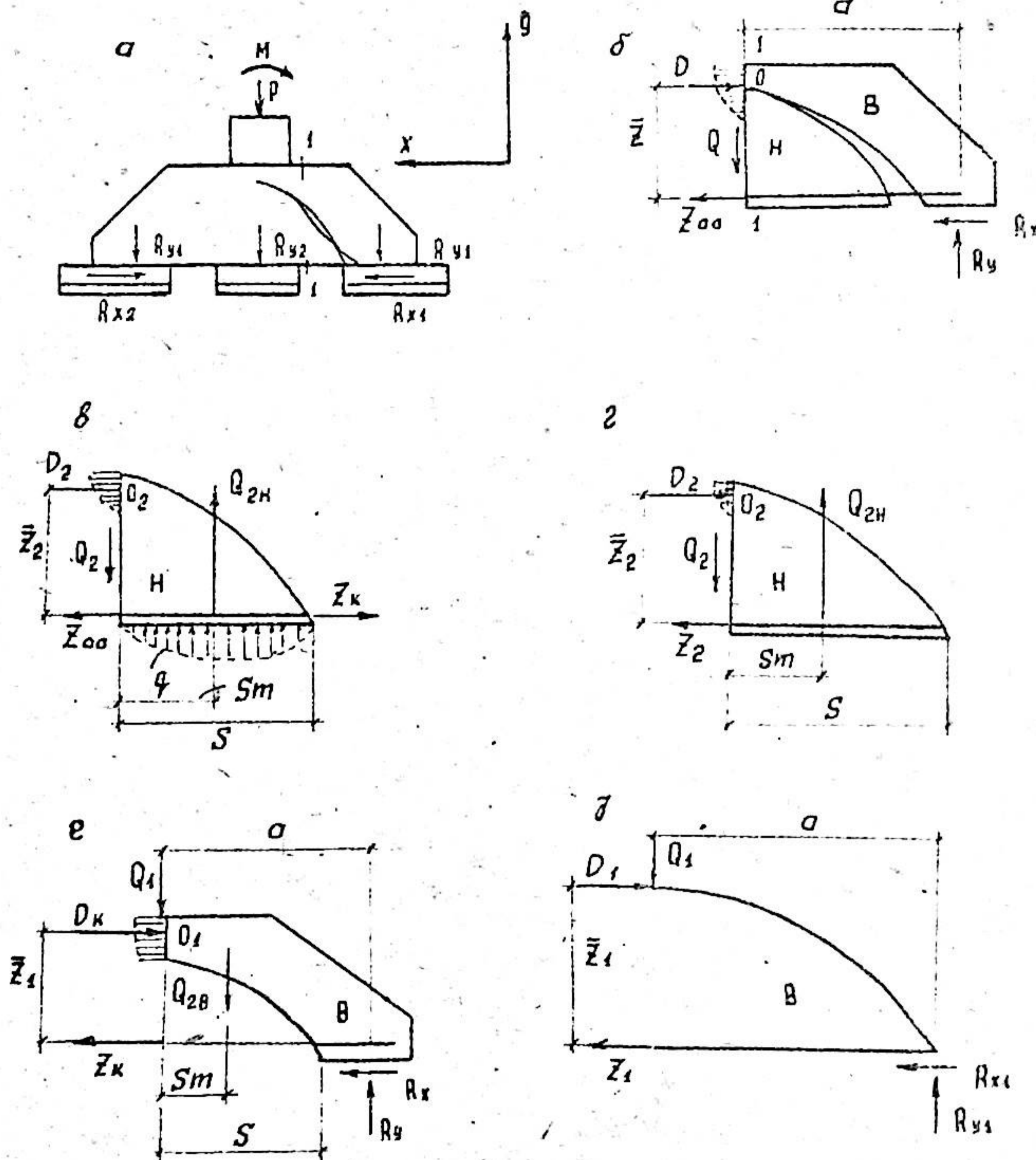


Рис. 4. Расчетные схемы элементов в предположении работы траверсы как высокой балки:

- а - характер разрушения;
- б - на опорную часть траверсы;
- в - расчетная схема нижнего элемента;
- г - расчетная схема верхнего элемента.

ризует степень снижения усилий, действующих в продольной арматуре в траверсе с наклонной трещиной по сравнению с траверсой без трещины. Это указывает на возможность снижения расхода продольной арматуры, которая должна быть поставлена в таком количестве, чтобы к моменту разрушения траверсы по наклонному сечению, усилие в продольной арматуре по нормальному сечению было близко к предельному.

Данные, полученные в полигонных опытах, позволяют вычислить отклонение расчетных усилий в арматуре траверс от экспериментальных значений. Как показали расчеты, оно составляет в среднем при применении традиционного метода 50,1% и при применении метода С.А.Ривкина 19,5%. При рассмотрении траверсы как высокой балки это расхождение значительно меньше (9,4%).

Сопоставление экспериментальных усилий в бетоне траверс с теоретическими усилиями, рассчитанными по общеизвестной формуле М.С.Боришанского, показало, что величина  $Q\delta$  по этой формуле в 6,4 раза выше экспериментального значения. Это свидетельствует о необходимости замены в ней постоянного значения коэффициента относительного сопротивления бетона сжатой зоне срезу функциональной зависимостью, учитывающей влияние количества продольной арматуры. Для балок с  $\frac{h}{l} = \frac{1}{6} \div \frac{1}{7}$  такая зависимость получена Е.С.Поваляевым, Я.М.Левандиным и Ю.Л.Изотовым. Величина  $Q\delta$ , рассчитанная с учетом введения поправки в формулу М.С.Боришанского, меньше экспериментального значения на 31,2%, т.е. введение поправки в формулу М.С.Боришанского улучшает сходимость теоретических и экспериментальных данных.

Таким образом, анализ траверсы с  $\frac{h}{l} = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}$  как высокой балки позволяет достаточно хорошо объяснить характер разрушения и напряженно-деформированного состояния опытных траверс и рассматривать их как высокие двухконсольные балки.

При расчете продольной арматуры такой балки необходимо учитывать коэффициент арокности, что дает снижение расхода стали на 25-31%. Расчет количества продольной и поперечной арматуры должен производиться из условия соблюдения равной прочности по наклонному и вертикальному сечениям. Расчет тела траверсы на поперечную силу должен производиться с учетом зависимости коэффициента относительного сопротивления бетона сжатой зоне срезу от относительной несущей способности траверсы по изгибающему моменту.

### ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ

1. Наиболее предпочтительным видом сборно-составного фундамента под средне нагруженные колонны каркасных промышленных зданий с точки зрения конструктивного решения, технологичности в изготовлении, монтаже и экономичности является фундамент, составленный из распределительной траверсы и нестыкуемых подкладных плит.

2. Существующие методы расчета такого фундамента (традиционный, М.И.Горбунова-Посадова и С.А.Ривкина) дают различную количественную и качественную картину работы этих фундаментов.

3. Общий характер распределения напряжений в толще основания, лежащей ниже контактной зоны, аналогичен характеру работы основания под жесткими сплошными штампами как при центральном, так и внецентренном нагружении и не зависит от расстояния между подкладными плитами. В контактной зоне глубиной, равной ширине подкладной плиты, в промежутках между ними отмечаются точки, где главные напряжения равны нулю; вокруг этих точек образуются области пониженных давлений глубиной и шириной соответственно  $1,2 \delta \times \delta$  ( $\delta$  - расстояние между соседними плитами).

4. Экспериментальные эпюры реактивных давлений по длинной стороне подкладной плиты по форме принципиально отличаются от теоретических. Реактивные давления, рассчитанные традиционным методом, при нагрузках, близких к предельным, в крайних точках на 55% больше, а в центре плиты на 12% меньше, чем экспериментальные; давления, рассчитанные по М.И.Горбунову-Посадову и С.А.Ривкину, меньше экспериментальных в крайних точках соответственно на 15 и 14%, а в центре - на 86 и 33%.

5. Сопоставление экспериментальной и теоретической несущей способности подкладных плит показало, что для коротких и средних плит экспериментальная несущая способность больше теоретической, а для длинных плит - меньше, чем полученная традиционным методом и по М.И.Горбунову-Посадову, но больше расчетной величины по С.А.Ривкину.

6. Жесткость экспериментальных подкладных плит изменяется в зависимости от нагрузки. При нагрузках, вызывающих образование волосяных трещин в растянутой зоне бетона плит, эпюра давлений из вогнутой трансформируется в выпуклую.

7. Работа подкладных плит в плоскости длинной стороны по статической схеме аналогична работе двухконсольной балки. Разрушения

плит происходят по нормальному сечению от действия изгибающего момента.

8. Форма эпюры реактивных давлений и местоположение расчетного сечения при конструировании подкладных плит должны назначаться с учетом их жесткости:

- при величине относительного прогиба от единичного нагружения меньше  $70 \cdot 10^{-3}$  см плита с отношением  $\alpha = 2,5 + 3,5$ , лежащая на связном грунте, может рассматриваться как жесткая и эпюра давлений рассчитывается либо традиционным методом, либо методом С.А.Ривкина; расчетное сечение выбирается по центру тяжести плиты;

- при прогибах свыше  $70 \cdot 10^{-3}$  см плита рассматривается как гибкая и эпюра давлений рассчитывается теми же методами, но с учетом перераспределения давлений в эпюре на величину, равную 20-30%; расчетное сечение в этом случае выбирается под гранями траверсы.

9. Разрушение опытных траверс происходит по наклонному сечению. Раскрытие трещин происходит в средней трети высоты сечения, концы трещин при этом сомкнуты. Несущая способность опытных образцов в среднем на 53,8% меньше, чем рассчитанная традиционным методом и на 34,8% меньше, чем по методу С.А.Ривкина.

10. Теоретический анализ работы опытных траверс позволяет сделать вывод, что траверсу с отношением  $\frac{h}{l} = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}$  по характеру разрушения и напряженно-деформированному состоянию следует рассматривать как высокую двухконсольную балку.

11. При расчете продольной арматуры такой балки необходимо учитывать коэффициент арочности, что дает снижение расхода стали на 25-31% в сравнении с расчетом по существующим методам. Расчет количества продольной и поперечной арматуры должен производиться из условия равной прочности по наклонному и вертикальному сечениям.

12. Расчет тела траверсы на поперечную силу должен производиться с учетом зависимости коэффициента относительного сопротивления бетона сжатой зоны срезу от относительной несущей способности траверсы по изгибающему моменту.

Таким образом, в настоящей работе: 1) разработана методика исследования напряженно-деформированного состояния системы "грунт-фундамент" применительно к сборно-составным фундаментам из траверс и нестыкуемых подкладных плит; 2) изучено распределение напряжений в контактной зоне основания и его толще; 3) изучена работа подкладных плит и траверс при центральном и внецентренном нагружении;

4) выработаны рекомендации по расчету фундамента в целом и его элементов при основании, представленном связным грунтом.

Дальнейшее исследование работы сборно-составного фундамента автор предполагает выполнять в следующих направлениях:

- анализ напряженно-деформированного состояния траверсы в зависимости от отношения её высоты и длины ;

- анализ величины и распределения касательных напряжений в контактной плоскости "грунт-подшва фундамента" ;

- детальный анализ напряженно-деформированного состояния контактной зоны грунта основания до глубины, равной ширине подкладной плиты .

Результаты настоящего исследования были использованы: трестом "Уралтяжтрубстрой" Главсредуралстроя при проектировании фундаментов "Блока цехов по ремонту горно-шахтного оборудования в г.Первоуральске"; трестом "Свердловскхимстрой" при экспериментальном строительстве цеха широких транспортерных лент; производственно-техническим предприятием "Уралэнергочермет" при проектировании фундаментов котельных металлургических заводов; кафедрой "Технологии строительного производства" УПИ им.С.М.Кирова при издании работы "Примеры расчета сборно-составных фундаментов".

Результаты исследования докладывались на второй (1968г.) и третьей (1970г.) научно-технических конференциях Уральского политехнического института им.С.М.Кирова.

Основное содержание работы изложено в следующих публикациях:

1. Панков В.К., Красный Ю.М. Устройство для контроля степени уплотнения грунтового массива. Авторское свидетельство № 222709 с приоритетом от 15 мая 1968 г.

2. Красный Ю.М., Панков В.К. Некоторые вопросы расчета и конструирования месдоз. Тезисы докладов на второй научно-технической конференции УПИ им.С.М.Кирова, Свердловск, 1968.

3. Панков В.К. К методике экспериментальных исследований (там же).

4. Красный Ю.М., Панков В.К. К расчету и конструированию месдоз с кольцевым чувствительным элементом. Сборник трудов УПИ имени С.М.Кирова № 173, Свердловск, 1968.

5. Красный Ю.М., Панков В.К. Определение послойных деформаций оснований, сложенных насыпными грунтами, при штамповых испытаниях (там же).

6. Панков В.К. К методике расчета составных фундаментов (там же).

7. Панков В.К. Изменение контактных давлений под подошвой внецентренно нагруженного фундамента. Тезисы докладов на третьей научно-технической конференции УПИ, Свердловск, 1970.

8. Дударов В.К., Бычков М.И., Панков В.К. Примеры расчета сборно-составных фундаментов. Средне-Уральское книжное изд-во, Свердловск, 1971.

9. Панков В.К. Арочный эффект в работе высоких траверс составных фундаментов. Сборник трудов УПИ им.С.М.Кирова № 194, Свердловск (в печати).

10. Панков В.К. Форма эпюры нормальных контактных давлений под плитами составного фундамента (там же).

НС 35225. Подписано к печати 12/ХІ-1971г.

Объем 0,9 уч.-изд.л. Заказ 1124. Тираж 130. Бесплатно.

Свердловск. Ротапринт УПИ.