

Зо. З³
су. // . ЧЗ

ХАРЬКОВСКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

На правах рукописи

УДК 624.016:539.4

МОЛДАВСКАЯ ТАТЬЯНА АНАТОЛЬЕВНА

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ И ПРЕДЕЛЬНОЕ
СОСТОЯНИЕ СТАЛЕБЕТОННЫХ СВОДОВ

Специальность 05.23.01 - строительные конструкции, здания и
сооружения

Диссертация на соискание ученой степени кандидата
технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук,
профессор Чихладзе Э.Д.

Харьков 1997

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
ВВЕДЕНИЕ	4
РАЗДЕЛ 1. ОБЗОР ИССЛЕДОВАНИЙ КОНСТРУКЦИЙ С ВНЕШНИМ АРМИРОВАНИЕМ	8
1.1. Конструкции с внешним армированием	8
1.2. Обзор методов расчета конструкций с внешним армированием	22
1.3. Краткие выводы и задачи настоящих исследований	29
РАЗДЕЛ 2. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ И ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ СТАЛЕБЕТОННЫХ СВОДОВ	31
2.1. Основные теоретические предпосылки	31
2.2. Напряженно-деформированное состояние малого элемента сталебетонной арки	36
2.3. Учет податливости контакта стального листа с бетоном	47
2.4. Напряженно-деформированное состояние сталебетонной арки	51
2.5. Предельное состояние сталебетонных арок	59
Выводы по главе	65
РАЗДЕЛ 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕБЕТОННЫХ АРОК	66
3.1. Цель исследования	66
3.2. Описание образцов и материалов	66
3.3. Методика проведения экспериментальных	--

3.4. Методика обработки экспериментальных данных	72
3.5. Анализ результатов исследований сталебетонных арок	82
Выводы по главе	92
РАЗДЕЛ 4. ВНЕДРЕНИЕ И ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ СТАЛЕБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	93
4.1. Применение сталебетонных обделок тоннелей вместо железобетонных	93
4.2. Сталебетонный элемент свода	95
Выводы по главе	102
ВЫВОДЫ	103
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ	105
ПРИЛОЖЕНИЕ А Программа "Расчет сталебетонного свода на внецентренное сжатие и изгиб"	117
АКТЫ ВНЕДРЕНИЯ	148

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность исследования. Снижение ресурсоемкое™ строительства может быть достигнуто на основе освоения и совершенствования новых эффективных видов конструкций из армированного бетона, к числу которых относятся конструкции с внешним армированием листовой сталью.

Применение сталебетонных конструкций позволяет значительно улучшить показатели материалоемкости, стоимости и трудоемкости строительства, что достигается благодаря многофункциональному использованию стального листа: применение в качестве элементов опалубки, закладных деталей; совмещение функции рабочей арматуры с защитными и изоляционными функциями; компактное расположение у внешней кромки изгибаемого элемента; способность листа воспринимать растягивающие усилия одновременно во всех направлениях.

Наибольший эффект от внешнего армирования достигается в элементах, испытывающих плоское напряженное состояние. Стальной лист работает в условиях двухосного растяжения, благодаря чему повышается жесткость и несущая способность элемента по сравнению с аналогичными железобетонными.

Внедрение сталебетонных конструкций затруднено ввиду недостаточной разработанности методов расчета и проектирования с учетом особенностей армирования и возможных схем разрушения.

Для совершенствования и более широкого распространения в практику строительства необходимо дальнейшее развитие теории и методов расчета элементов с внешним листовым армированием.

Цель диссертационной работы состоит в снижении материалоемкости и трудоемкости строительства на основе исследования

и совершенствования конструкций сталебетонных сводов путем разработки теории и методов их расчета.

Задачи исследования - разработать математический аппарат расчета свода с внешним листовым армированием с учетом деформирования стального листа и бетона в условиях плоского деформированного состояния; оценить влияние деформаций сдвига между бетоном и стальным листом на напряженно-деформированное состояние; исследовать несущую способность сталебетонных сводов, внедрить результаты в строительство.

Научная новизна работы определяется следующими результатами:

- разработана и экспериментально обоснована методика расчета сталебетонных сводов при кратковременном воздействии с учетом нелинейности деформирования и трещинообразования бетона в условиях плоского неоднородного деформированного состояния, пластических деформаций стального листа, податливости объединения листа с бетоном;

- на основе метода предельного равновесия разработана методика оценки несущей способности сталебетонных сводов;

экспериментально изучен характер деформирования сталебетонных арок в процессе статического кратковременного нагружения, развития пластических деформаций в стальном листе и трещинообразования в бетоне.

Практическая ценность. Использование в практике строительства сталебетонных сводов позволяет повысить их несущую способность по сравнению с железобетонными при одинаковом расходе рабочей арматуры и прочих равных условиях. При равной несущей способности и одинаковых расходах на армирование рабочая высота и собственный вес сталебетонного свода меньше аналогичных величин железобетонного.

Внедрение. Методика расчета и конструкции сталебетонных сводов приняты к внедрению в проектных решениях строительства объектов ПО «Завод имени Малышева», проектного института «Харьковтрансмашпроект», проектного института «Метропроект» г. Харькова.

Объем работы. Диссертация состоит из введения, четырех глав, выводов, списка использованных источников, приложения и содержит 150 страниц машинописного текста, в том числе: 38 рисунков, 4 таблицы, 30 страниц приложения. Список использованных источников содержит 108 работ отечественных и 10 работ иностранных авторов.

В первой главе приведен обзор опубликованных работ по теоретическому и экспериментальному исследованию сталебетонных конструкций, сделан анализ методов исследования их. Выполнен обзор основных подходов к расчету указанных конструкций, поставлены цель и задачи исследования.

Вторая глава посвящена теоретическому исследованию напряженно-деформированного состояния сталебетонного свода. Считается, что стальной лист обладает свойствами идеальной упругопластичности. Параметры деформирования бетона: секущие модули деформаций при сжатии и растяжении и коэффициент поперечных деформаций зависят от стадии напряженного состояния. Предложенное решение реализуется численно при шаговом нагружении.

Рассмотрен расчет сталебетонных арок по методу предельного равновесия.

В третьей главе излагаются методы проведения экспериментальных исследований по определению напряженно-деформированного состояния сталебетонных арок. Рассматриваются вопросы точности обработки

показаний тензорезисторов. Приводятся результаты экспериментов. Проводится сравнение расчетных и экспериментальных результатов.

В четвертой главе приводятся данные о практическом внедрении результатов диссертационной работы.

В заключении формулируются общие выводы научного и прикладного характера, вытекающие из полученных в работе результатов.

В приложении приводятся программы расчета сталебетонных сводов при различных граничных условиях.

Настоящая работа выполнена в Харьковской государственной академии железнодорожного транспорта.

Апробация работы. Результаты теоретических и экспериментальных исследований докладывались на научно-технических конференциях Харьковской государственной академии железнодорожного транспорта, научных чтениях, посвященных 25-летию Белгородской государственной технологической академии строительных материалов, международной конференции "Промышленность стройматериалов и стройиндустрия, энерго- и ресурсосбережение в условиях рыночных отношений" в г. Белгороде, международной учебно-методической конференции «Методические вопросы преподавания графических дисциплин по программе ВУЗ-техникум. Прикладная геометрия» в г. Алуште, Юбилейной международной научно-технической конференции «Проблемы теории и практики железобетона», посвященной 100-летию с дня рождения д-ра техн. наук проф. М.С. Торяника, IV Международной научно-практической конференции "Современные проблемы геометрического моделирования" в г. Мелитополе.

Публикации. По теме диссертации опубликовано 12 печатных работ.

РАЗДЕЛ 1

ОБЗОР ИССЛЕДОВАНИЙ КОНСТРУКЦИЙ С ВНЕШНИМ АРМИРОВАНИЕМ

1.1. Конструкции с внешним армированием

Сборные и монолитные конструкции с внешним листовым армированием получили за последние годы значительное распространение на строительстве промышленных предприятий, объектов транспортного строительства; атомной энергетики и др., как в нашей стране, так и за рубежом. Этому способствует возможность использования внешней арматуры в качестве опалубки при монолитном способе возведения сооружений и облегчения форм для производства сборных конструкций, совмещения функций рабочей арматуры с защитным ограждением; монтажа стыков элементов без дополнительных закладных деталей и выступающих частей, упрощения крепления различных коммуникаций и оборудования; понижение высоты элементов за счет отсутствия защитного слоя и компактного расположения арматуры.

Изучению свойств конструкций с внешним армированием листовой сталью посвящены работы Арсланханова А.Д., Астанина В. В., Барбарского В.И., Бочагова В.П., Васильева А.П., Воронкова Р.В., Гвоздева А.А., Ефименко В.И., Залесова А.С., Кикина А.И., Клименко Ф.Е., Лопатто А.Э., Лукши Л.К., Людковского И.Г., Молодченко Г.А., Онга К.С., Передерия Г.П., Пермякова В.А., Санжаровского Р.С., Семененко Я.П., Семко А.В., Скоробогатова С.М., Стороженко Л.И., Стрелецкого Н.Н., Сурдина В.М., Труля В.А., Фомицы Л.Н., Харченко С.А., Чихладзе Э.Д., Шагина А.Л., Шкиренко С.В. и др.

Наиболее распространенными и достаточно хорошо исследованными конструкциями с внешним армированием являются трубобетонные [39, 54, 89], в которых, благодаря преобразованию одноосного напряженного состояния в трехосное, обеспечивается повышение прочности бетонного ядра и несущей способности конструкций в целом.

Первое упоминание о конструкциях из металлических труб, заполненных бетоном, содержится в работе Севела [117]. Бетоном были заполнены металлические трубы, применяющиеся для устройства колонн, с целью предотвращения их внутренней поверхности от коррозии. После испытания колонн такой конструкции Севел обнаружил, что они выдержали на 25% больше суммарного усилия в незаполненной трубе и бетонном ядре, испытанных отдельно.

К одним из первых попыток применения трубобетона в строительстве относятся постройка в 1930 г. небольшого арочного моста пролетом 9 м под Парижем по проекту Менаже (Мост Ибисов) и сооружения крупного арочного моста имени Володарского пролетом 101 м через Неву в Санкт-Петербурге в 1936 г. под руководством академика Г.П. Передерия [73]. В этих сооружениях трубобетон выполняет роль армирующих элементов.

Металлические оболочки, заполненные бетоном, используются в нашей стране и за рубежом в качестве стоек и каркасов многоэтажных жилых, общественных, промышленных зданий. Поперечное сечение оболочки может быть круглым или прямоугольным, сваренным из отдельных листов различного профиля, составленным полностью из прокатных профилей или четырех равнобоких уголков [17, 29, 55, 57, 58, 74, 79, 85] и полос. Во всех случаях по сравнению с железобетоном той же несущей способности снижается себестоимость строительства и на 30-

40% уменьшается расход металла. Об эффективности конструкций с заполнителями свидетельствуют примеры их применения в Англии, Бельгии (рис. 1.1) и других странах.

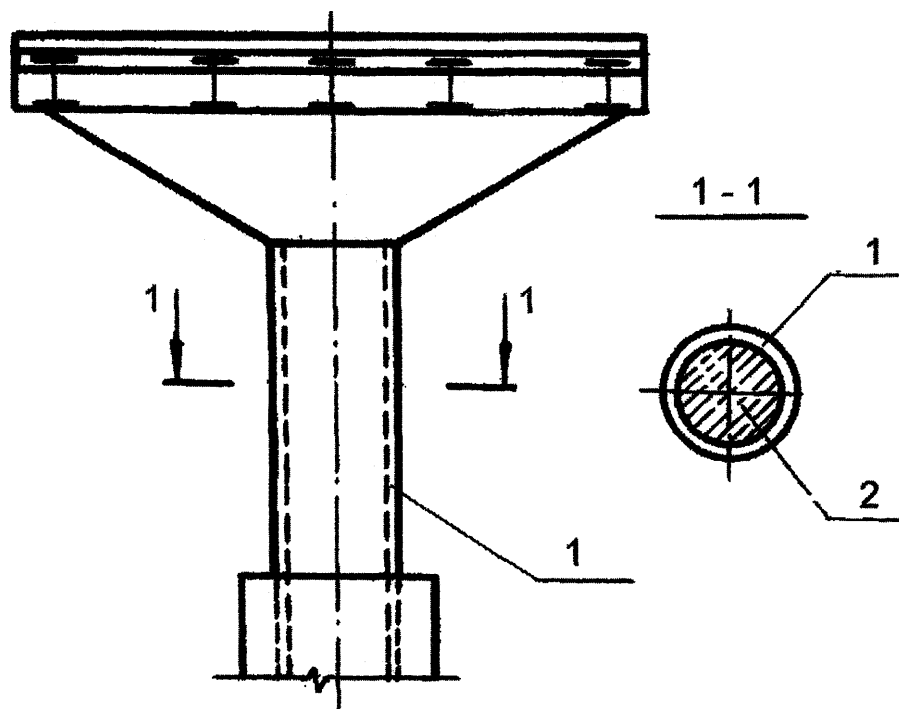


Рис. 1.1. Опора виадука в Шарлеруа (Бельгия)

1 - металлическая обойма, 2 - бетонное ядро

В отечественной и зарубежной практике получили распространение железобетонные балки с внешним армированием с применением полосовой стали. Совместная работа бетона со стальной полосой обеспечивается различными типами анкеров, концевых упоров, а также благодаря трению и сцеплению.

Так в 1929 г. Каугей и Скотт в Англии и в 1935 г. Фрейсине во Франции высказали мысль о желательном применении объединительных деталей для надежного использования совместной работы железобетона и стали. В 1939 г. в Швейцарии были запатентованы балки системы

“Альфа” (рис. 1.2), отличающиеся приваркой нижнего пояса арматурных спиралей для объединения железобетона и стали.

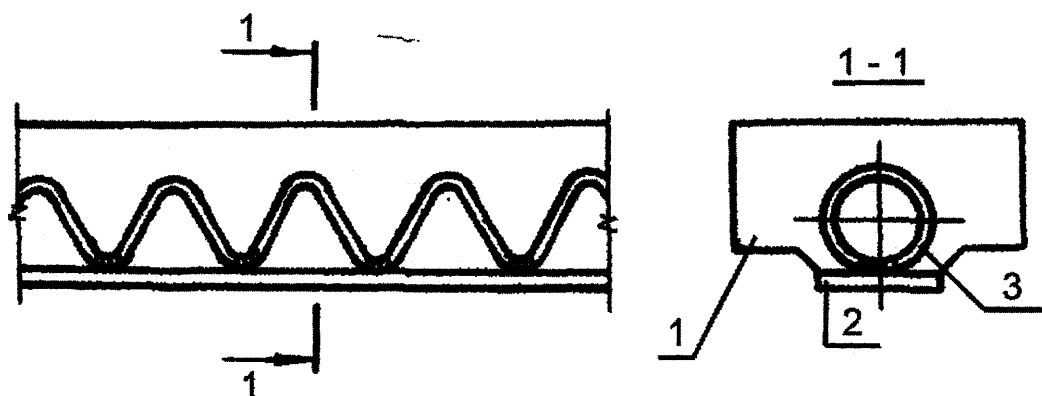


Рис. 1.2. Балки системы "Альфа"

1 - железобетон, 2 - металлический лист, 3 - арматурная спираль

В годы второй мировой войны в США для объединения железобетона и стали начали использовать гибкие упоры в виде отрезков швеллеров и двутавров.

С 1944 г. по инициативе Г.Д. Попова автодорожные сталежелезобетонные мосты с жесткими упорами из уголков и облегченным верхним поясом начали применять в СССР. Уже в 1946 г. Проектстальконструкцией были выпущены первые типовые проекты объединенных пролетных строений со сварными балками из углеродистой стали, клепаными монтажными соединениями и монолитной железобетонной плитой для пролетов 21; 32,4 и 42,5 м. Эти конструкции получили массовое распространение на автомобильных дорогах.

Как показали исследования НИИЖБа, Львовского политехнического института и ЦНИИП учебных зданий, внешнее армирование является эффективным средством повышения прочности и жесткости железобетонных изгибаемых элементов малой высоты. Замена

стержневой арматуры полосовой упрощает изготовление арматурных каркасов и облегчает бетонирование, что способствует снижению трудозатрат [11, 43]. Наиболее технологичными и экономичными оказались анкера в виде вертикальных стержней, приваренные к листовой арматуре под прямым углом полуавтоматической сваркой втавр, которые одновременно выполняют роль поперечной арматуры железобетонной балки.

Богатый опыт использования сталежелезобетонных конструкций в практике отечественного и зарубежного мостостроения содержится в монографии Н.Н. Стрелецкого [90]. Автором обобщены результаты многолетних исследований проводившихся в НИИЖТе, ЦНИИС Минтрансстроя, МАДИ, МИИТе, ЛИСИ, ЦНИпроектстальконструкции. Представлены также результаты собственных исследований влияния сдвигов в объединенном шве на совместную работу бетона и стали, пластических деформаций и ползучести бетона на распределение усилий в статически неопределимых мостовых конструкциях. Обобщены способы объединения бетона и стали, приведены результаты исследований деформативности и несущей способности гибких петлевых анкеров при статических и динамических нагрузках.

В различных сооружениях из железобетона с целью защиты от фильтрации жидкостей, газопроницания и радиоактивных излучений, а также от механических повреждений по поверхности бетона производится облицовка стальными листами [21, 22, 23, 24, 106]. Анкерные стержни, привариваются к листам облицовки, включают ее в совместную работу с бетоном, при этом она является внешней арматурой железобетонной конструкции, служит опалубкой и для различных креплений вместо закладных деталей, что резко снижает расход металла и трудозатраты при возведении подобных сооружений.

Значительное распространение в нашей стране и за рубежом получили монолитные сталебетонные перекрытия, в качестве внешней арматуры которых используются стальные профильные настилы [45, 75, 105, 108, 111, 115]. Этому способствовала прежде всего возможность использования внешней арматуры как несущей опалубки, упрощение крепления различных коммуникаций и оборудования, монтажа стыков элементов без дополнительных закладных деталей и выступающих частей. Такая конструкция перекрытия позволяет значительно снизить трудозатраты, сократить сроки возведения, уменьшить собственный вес перекрытия на 30 % по сравнению с обычными железобетонными. Снижение собственного веса перекрытий дает возможность сократить расход материала на каркас и фундаменты здания, повысить сейсмостойкость и получить значительный экономический эффект при строительстве высотных зданий.

В Чехии разработана и широко применяется универсальная система "VIP" [108] для многоэтажных гражданских и промышленных зданий со стальными каркасами. Междуэтажное перекрытие выполняется из стальных прогонов (или ригелей) и, включенных в совместную работу с ними, сталебетонных плит перекрытия. Плиты перекрытия устраиваются следующим образом. Профилированный настил укладывается на прогоны, после чего, для обеспечения совместной работы, к прогону через стальной лист привариваются цилиндрические вертикальные упоры с головкой (рис. 1.3). Благодаря применению прогрессивной сварочной технологии с использованием специальных сварочных пистолетов и стандартных упоров, достигается высокая производительность труда. Объединение настила с бетоном в пролете может обеспечиваться рифлениями [45], выштамповками [105], вырезами, отгибами, а также привариванием арматурных стержней поперек гофров к верхней полке

профиля. Лист может также приклеиваться к бетону [40, 41,42].

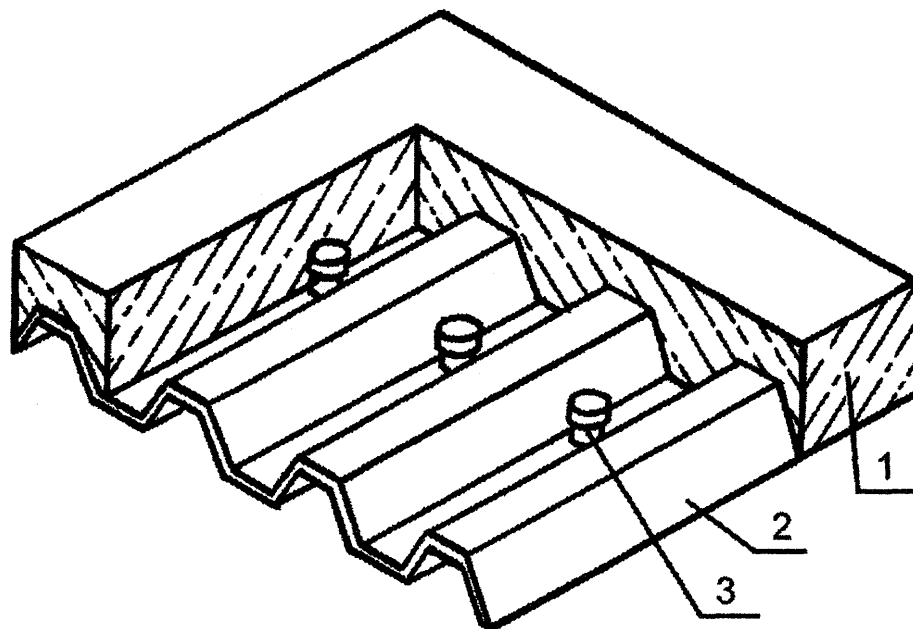


Рис. 1.3. Конструкция междуэтажного перекрытия системы "VIP".

1 - бетон, 2 - профилированный лист, 3 - упоры с головками.

В работе [78] рассмотрена конструкция и испытание комбинированных перекрытий с внешним армированием и несъемной опалубкой в виде стального профилированного листа при обеспечении совместной работы со стальными прогонами при нагрузках 50-150 кН/м². Показано, что эти конструкции существенно экономичнее традиционных монолитных по расходу стали, стоимости, приведенным затратам и трудоемкости.

В работах [19 - 24, 44, 69, 70] обобщен опыт практического применения внешнего листового армирования на Украине и за рубежом, приведены данные о экономической эффективности и снижении расхода стали при строительстве различных сооружений.

Исследованиям бетонных плит с одиночным и двойным (в

растянутой и сжатой зонах) армированием посвящены работы А.Д. Арсланханова, В.П. Бочагова, В.И. Кучеркжа, К.С. Онга, С.М. Скоробогатова, Э.Д. Чихпадзе, [3, 48, 87, 94, 95, 96, 97, 113, 114].

Наиболее эффективно применение плоской листовой арматуры в растянутых, либо изогнутых в двух направлениях элементах [30, 48, 56, 87], так как при этом выгодно используется способность стального листа сопротивляться усилиям одновременно в двух направлениях. Прекрасным примером таких конструкций является завершённое в 1983 г. экспериментальное строительство висячего сталебетонного мембранного покрытия пролетом 66x88 м на московском заводе "Компрессор" [56]. Растягивающее усилие сталебетонной мембраны воспринимается плоским опорным контуром прямоугольного плана, выполненным из трубобетона (рис. 1.4).

В последнее время в нашей стране и за рубежом возрос интерес к применению в покрытиях различных зданий и сооружений висячих оболочек, выполненных из металла и железобетона. Главное преимущество висячих оболочек заключается в наиболее полном использовании прочностных свойств материалов: металлические конструктивные элементы работают, как правило на растяжение, а железобетонные на сжатие. Наибольшее распространение получили висячие оболочки на круговом, эллиптическом и овальном плане. Примерами таких оболочек могут служить круглое покрытие спорткомплекса в Санкт-Петербурге диаметром 160 м, эллиптическое покрытие выставочного зала Оклахома-Сити (США) с размером большей оси 122 м, овальное покрытие концертной эстрады в Талине с максимальным размером 75 м.

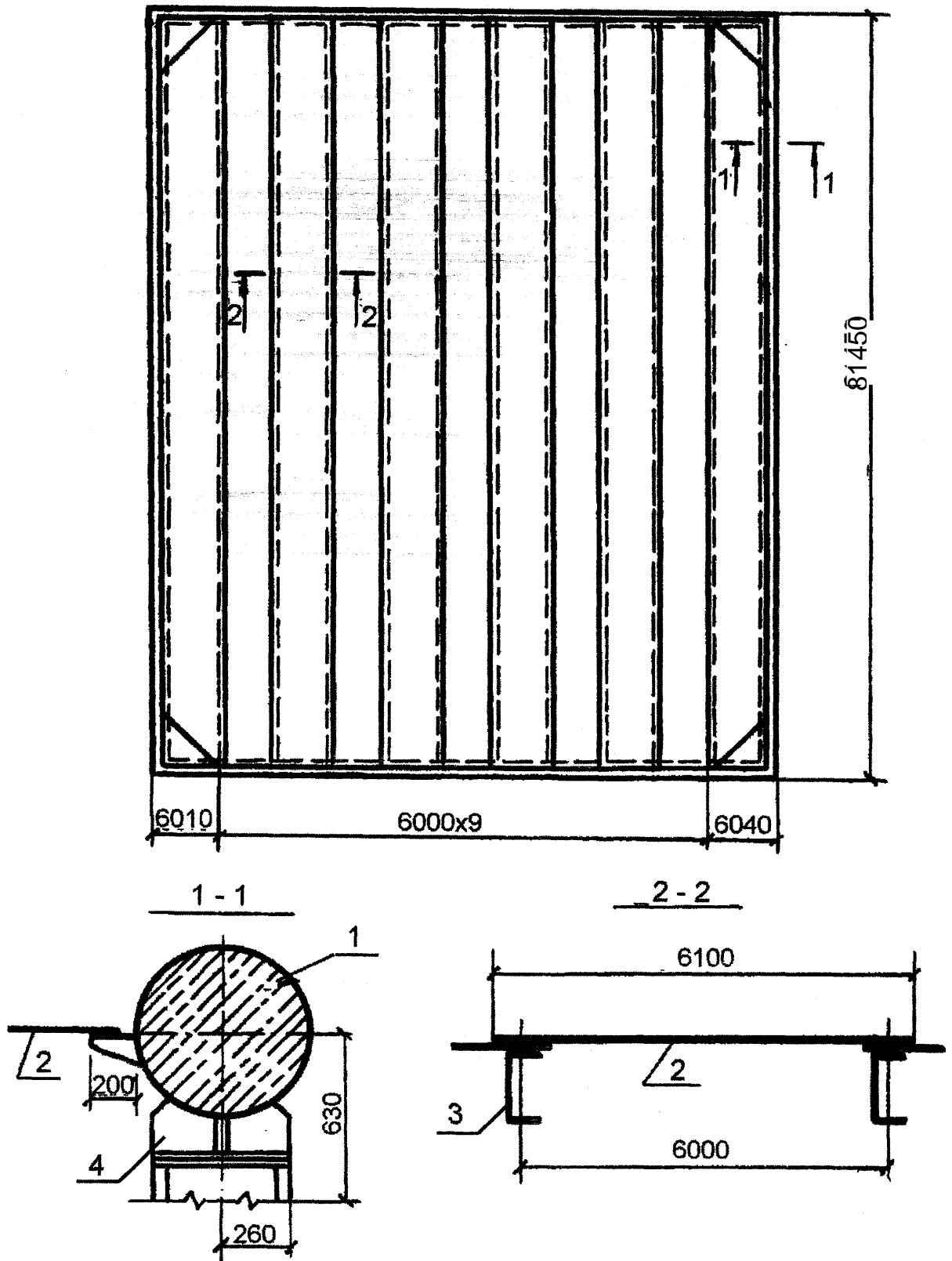


Рис. 1.4. Сталебетонное покрытие на московском заводе "Компрессор".

1 - труобетонный опорный контур, 2 - мембрана, 3 - балки, 4 - стойка.

НИИЖБом разработаны висячие оболочки полигонально-вантового типа [60], несущей основой которых служит металлическая полигонально-вантовая сеть с безмоментным опорным железобетонным контуром, опирающимся на колонны. Элементы покрытия железобетонные. Железобетонные плиты после замоноличивания швов образуют вместе с вантовой сетью висячую железобетонную оболочку. Применение железобетонной висячей оболочки позволяет получить экономию бетона $0,112 \text{ м}^3/\text{м}^2$ и стали около $8 \text{ кг}/\text{м}^2$.

Применение тонких металлических листов в конструктивных решениях покрытий всегда сопровождается, прежде всего, резким сокращением расхода металла. Наиболее распространенным таким решением являются тонколистовые металлические оболочки [60]. Применяют также комбинированные висячие покрытия из металлического листа и тонкого бетонного слоя, уложенного сверху. Такая металлобетонная конструкция является разновидностью железобетонных конструкций с внешним листовым армированием. Усиление гибкой стальной мембраны слоем бетона не только придает ей жесткость и помогает передаче касательных усилий на контурные пояса, но и делает покрытие в целом менее чувствительным к локальным нагрузкам, явлениям потери устойчивости, а также защищает тонкий лист мембраны от коррозии [60].

Первый подземный монолитный тоннель с покрытием из сборных плит и внутренней листовой арматурой стен и днища был построен в 1966 г. [22]. Он имеет протяженность около 150 м и предназначен для борова от печей к дымовой трубе (рис. 1.5). Ширина тоннеля в свету составляет от 2,4 до 3,8 м, высота от 1,89 до 3,57 м. На значительной части тоннель имеет внутреннее сечение $3,3 \times 3,3 \text{ м}$. Толщина стен и днища - 0,25 м. Толщина сборных плоских плит покрытия составляет

0,2 м. Проектный класс бетона В15. Для стен и дна применили внутреннюю листовую арматуру толщиной 4 мм, причем для стен она была принята самонесущей, а для дна облицовочной, при этом оказалось возможным исключить всю внутреннюю стержневую арматуру расположенную у металлического листа.

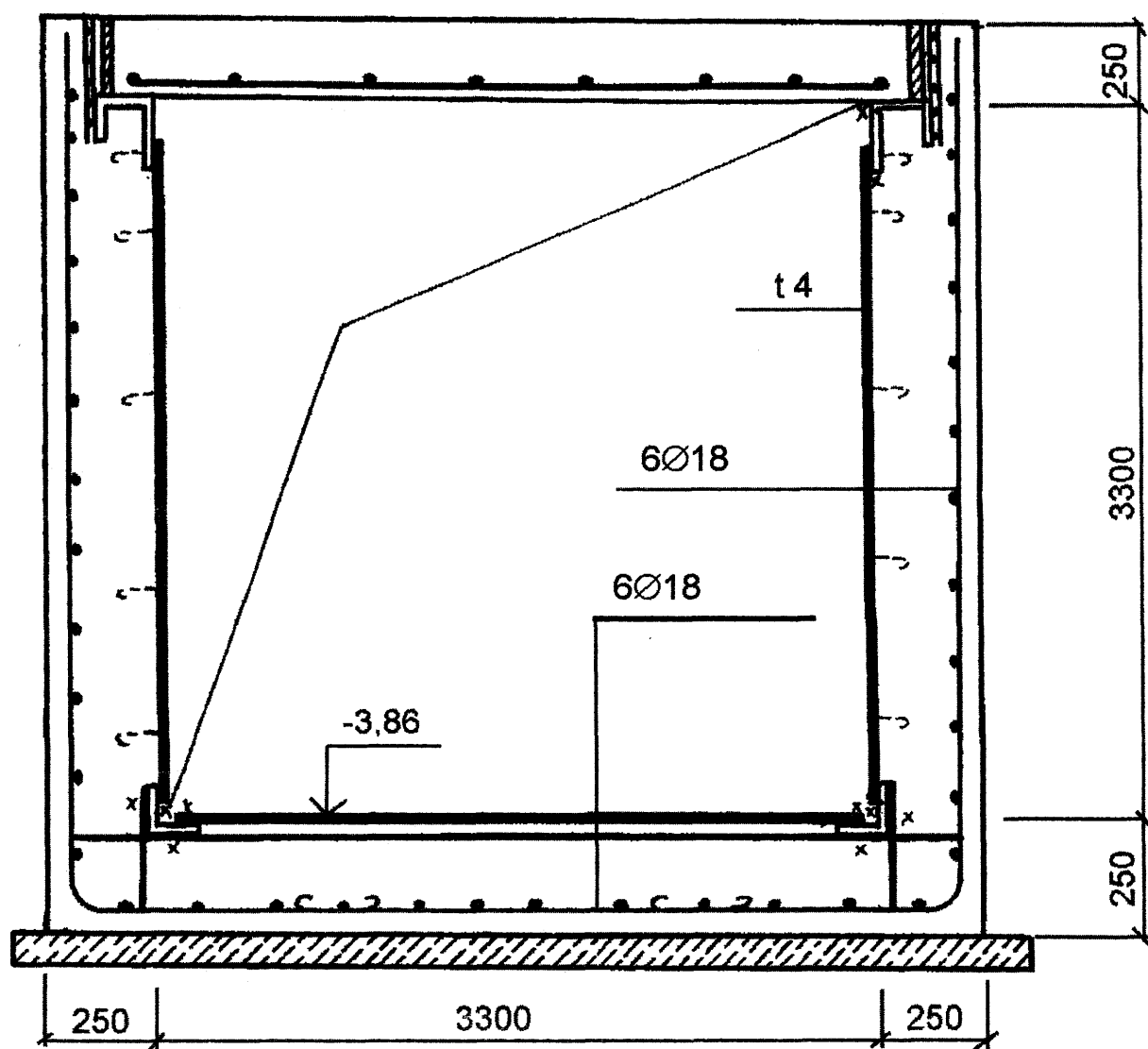


Рис. 1.5. Армирование борона от печей к дымовой трубе внутренней листовой арматурой

Оригинальная конструкция подземного пешеходного тоннеля

сооружаемого под железными дорогами методом продавливания без остановки движения, разработан институтом “Ленгипротрансмост”. Тоннель сборный железобетонный, собирается из отдельных замкнутых секций шириной 0,6 м весом 0,4 т, армированных внутренней листовой арматурой толщиной 5 мм (рис. 1.6).

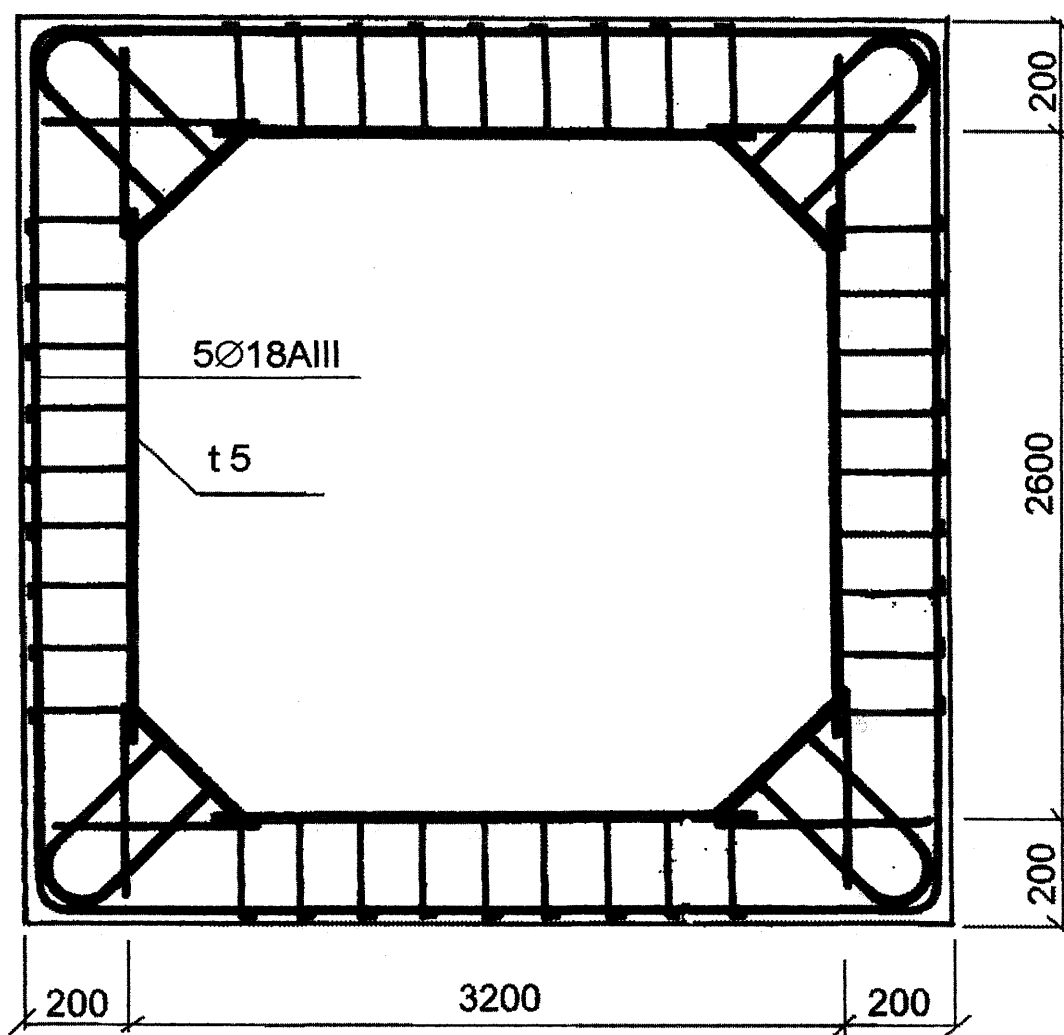


Рис. 1.6. Конструкция секции сборного подземного пешеходного тоннеля с листовой арматурой, возводимого методом продавливания под железными дорогами.

Широкое применение сталебетонные конструкции получили в гидротехническом строительстве [77], так как позволяют создавать конструкции турбинных водопроводов и спиральных камер для агрегатов большой единичной мощности. В этом случае трудно обеспечить создание надежной стальной конструкции, так как потребная по расчетам толщина оказывается больше 40 мм, а сварка таких толстых листов недостаточно освоена.

В настоящее время сооружены и работают сталежелезобетонные спиральные камеры на Нурекской ГЭС, Ингурской ГЭС, Саяно-Шушенской ГЭС, развилка турбинных водоводов на Чарвакской ГЭС, трубопроводы Саяно-Шушенской ГЭС.

Напорные трубопроводы проектируются кругового поперечного сечения (рис. 1.7). Конструкции развилки напорных трубопроводов кругового сечения решаются двух видов: она может иметь вид раздвоенных сталежелезобетонных оболочек, замкнутых на стальную диафрагму, или располагаться в обойме из железобетона с кольцевой арматурой.

Другой тип конструкций, применяемых в гидротехническом строительстве, - это конструкции, имеющие стальную облицовку, поставленную по соображениям предотвращения фильтрации или по другим условиям. В этом случае путем анкерования облицовку включают в статическую работу конструкции. Подобные конструкции применены на строительстве туннеля Токтогульской ГЭС.

Несмотря на очевидную эффективность, рассматриваемые сталебетонные конструкции имеют ряд недостатков. Наиболее существенными из них являются недостатки обусловленные непосредственным контактом стального листа с окружающей средой, что даже в обычных условиях требует дополнительных расходов на

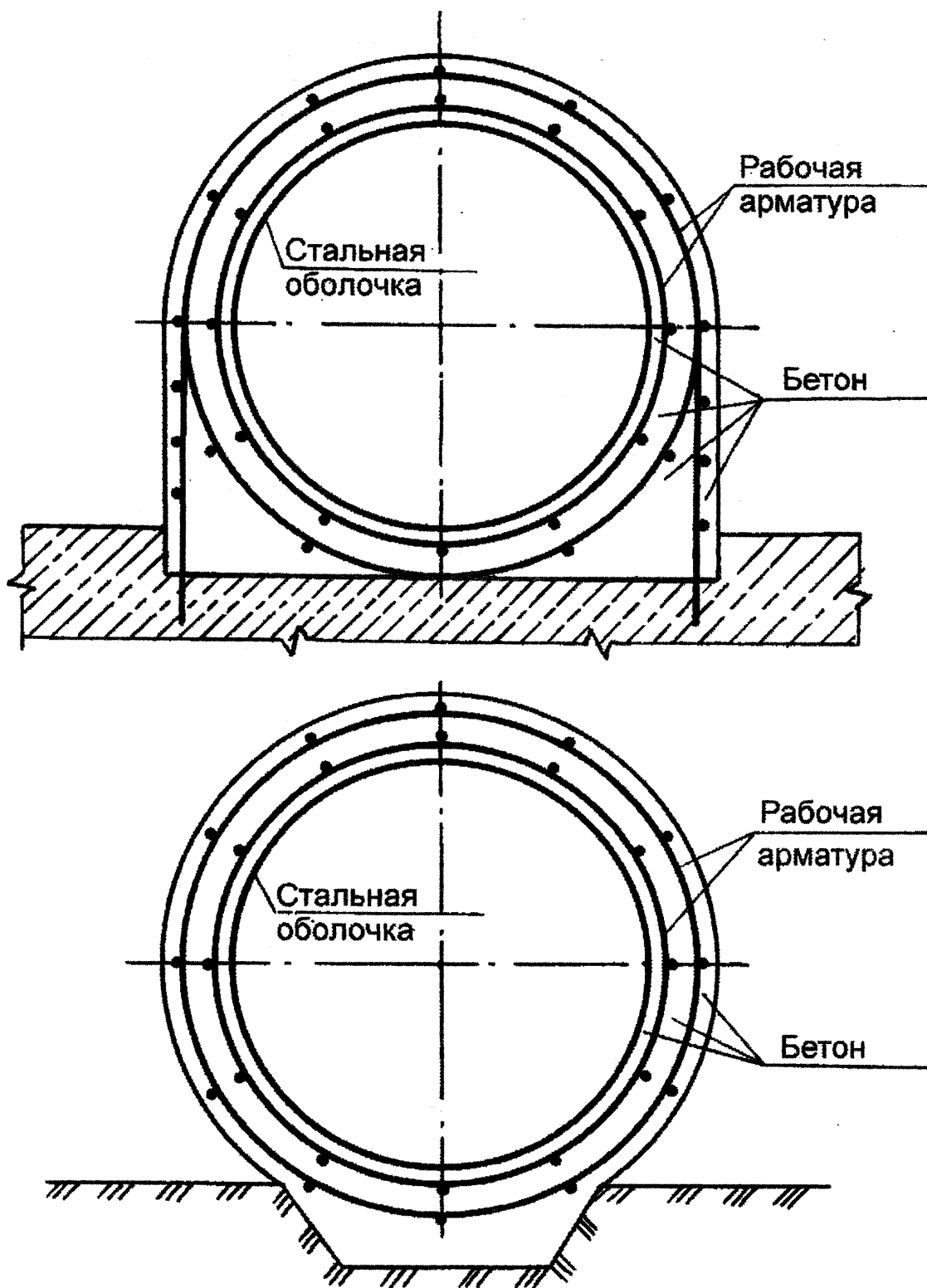


Рис. 1.7. Типовые решения напорных водоводов кругового поперечного сечения.

содержание в период эксплуатации сооружения. В условиях коррозионных сред применение внешней открыто расположенной листовой арматуры невозможно без специальных защитных мероприятий. Конструкции с открыто расположенной листовой арматурой в сравнении с железобетонными имеют меньшую огнестойкость, так как при пожаре стальной лист быстро нагревается и теряет прочностные свойства. Как показывают исследования [9], конструкции с внешним армированием занимают по огнестойкости промежуточное положение между металлическими и железобетонными.

В практике имеется достаточный опыт борьбы с отмеченными недостатками. Это использование оцинкованных листов, различных покрытий (в том числе и лакокрасочных), алюминиевых сплавов вместо стали [8]. Для обеспечения требуемой огнестойкости открытую поверхность листовой арматуры покрывают специальными, вспучивающимися от воздействия огня покрытиями. По данным французских исследователей Б. Бартелеми и Ж. Крюппа [9], применение таких покрытий позволяет повысить огнестойкость плит перекрытий, полученных с использованием профилированных стальных настилов, почти в четыре раза. Эффективным средством защиты сталебетонных конструкций от воздействий огня является экранная защита (устройство подвесного потолка).

1.2. Обзор методов расчета конструкций с внешним армированием

Конструкции сталежелезобетонных трубопроводов, применяющихся в гидротехническом строительстве, имеющие сплошное опирание в направлении образующей, рассчитываются отдельно в кольцевом и продольном направлении. В кольцевом направлении обделки напорных

туннелей, лежащие на упругом основании, рассчитываются по схеме, приведенной на рис. 1.8, с учетом отпора породы по контуру. В направлении образующей неразрезанные трубопроводы рассчитываются, как балка кольцевого сечения, лежащая на упругом основании и различным образом примыкающая к сооружениям и конструкциям.

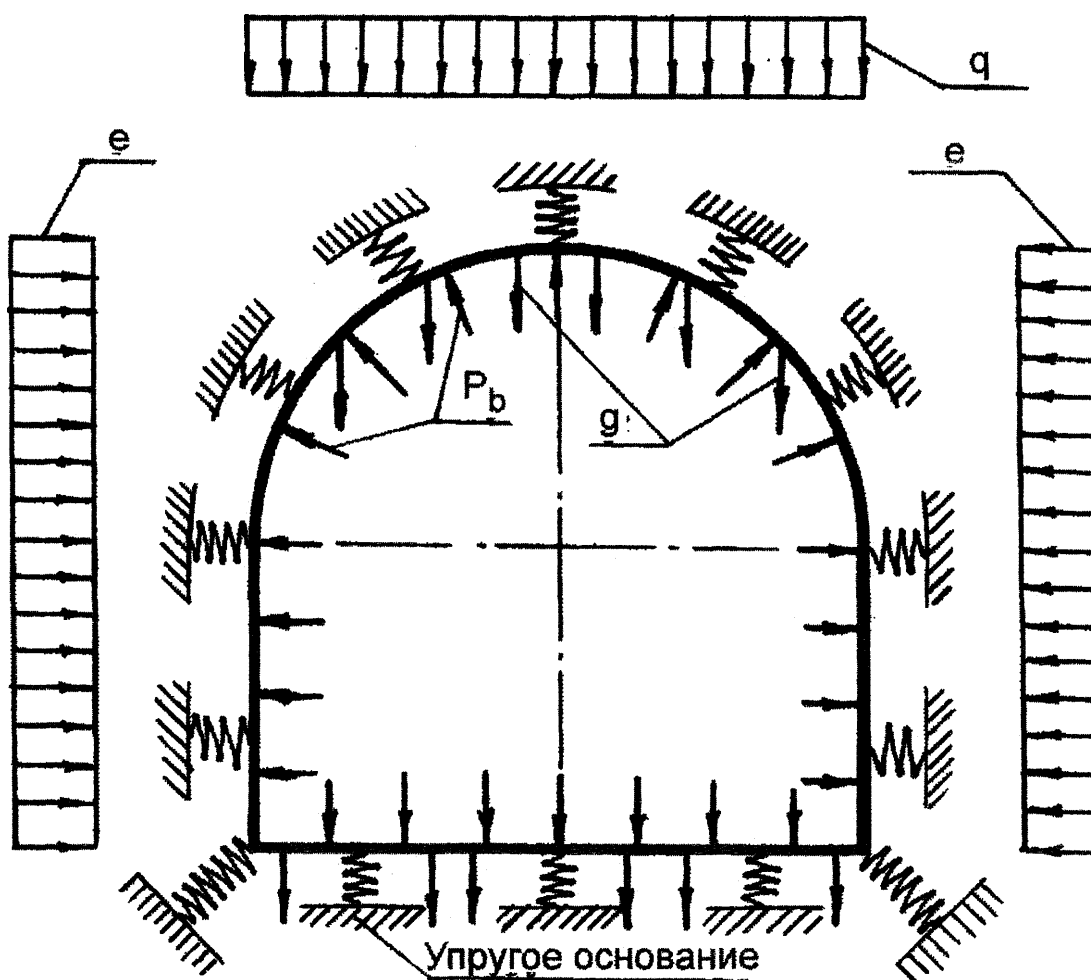


Рис. 1.8. Расчетная схема напорного туннеля.

Согласно [77] расчет сечения элементов трубопроводов производится как обычных железобетонных элементов, учитывающих работу стального листа. Так например, расчет сечения внецентренно-растянутых сталежелезобетонных элементов производится в случае

малых эксцентриситетов (когда сила приложена в пределах расстояния между арматурами (рис. 1.9) по формулам:

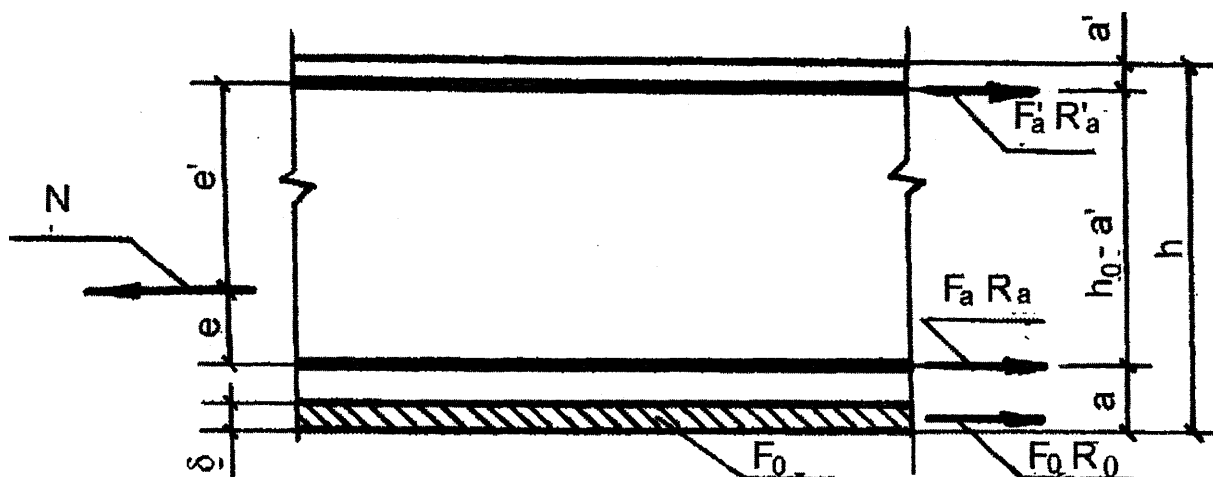


Рис. 1.9. Расчетная схема сечения сталежелезобетонных элементов в случае внецентренного растяжения с малыми эксцентриситетами.

$$k_n n_c N < m_a F_0 R + (F_a + F_a') R_a$$

$$k_n n_r N e < n r u F' R J h n - a \quad (1.1)$$

$$k_n n_c N e' \leq m_a F_a R_a (h_0 - a') + m_a R F_0 \left(h_0 - \frac{\delta'}{2} \right)$$

где k_n - коэффициент надежности;

n_c - коэффициент сочетания нагрузок;

m_a - коэффициент, зависящий от класса сооружений;

N - усилие, возникающее в элементе;

F_a, R_a - сечение и расчетное сопротивление арматуры;

F_0, R_0 - то же листовой стали;

h_0 - рабочая высота сечения;

δ - толщина листовой арматуры;

a - защитный слой бетона;

e, e' - эксцентриситеты.

В основу теоретических исследований сталебетонных плит Чихпадзе Э.Д. и Арсланхановым А.Д. [3, 94, 95, 96, 97] положены следующие предпосылки: рассматривается простое синхронное нагружение; бетон считается нелинейно деформируемым материалом; условно сплошным, составляющие компоненты плиты в горизонтальном направлении соединяются упругоподатливыми связями сдвига, а в вертикальном направлении - абсолютно жесткими поперечными связями. Высота плиты принимается малой по сравнению с другими размерами. Предполагается, что плита нагружена только поперечной нагрузкой.

Зависимость между напряжениями и деформациями в бетоне в главных направлениях при двухосном напряженном состоянии принята в виде полинома четвертой степени.

В вырезанном из плиты малом прямоугольном элементе (рис. 1.10) считается, что трещины пройдут по площадкам главных растягивающих напряжений. В этом случае при достижении момента M_1 значения момента трещинообразования, в направлении действия момента M_1 образуется трещина, а в направлении действия момента M_2 бетон будет работать без трещин.

Положение нейтральных осей определяется из условия равновесия продольных сил.

Из условия равновесия изгибающих моментов получено:

$$\begin{array}{l}
 M_x \quad \$11 \quad \$12 \quad \$13 [k_x \\
 A \quad \$21 \quad \$22 \quad \$23' \\
 M_y \quad \$31 \quad \$32 \quad \$33 2k_{xy} \\
 M_{x,y}
 \end{array} \quad (1-2)$$

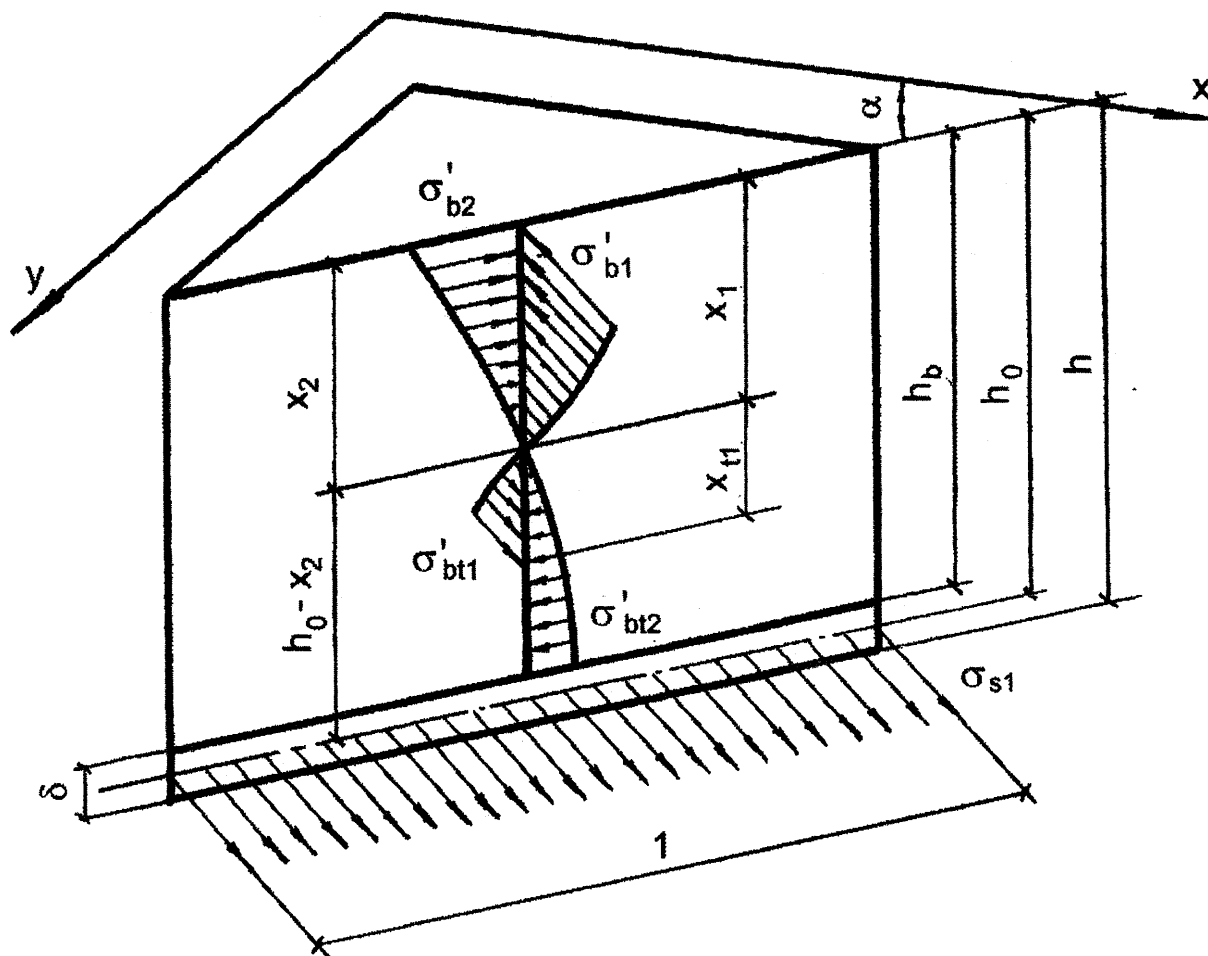


Рис. 1.10. Элемент плиты.

где M_x , M_y , M_{xy} - моменты;

K_x , K_y , K_{xy} - кривизна сечения,

D_{11} , D_{12} , D_{13} , D_{21} , D_{22} , D_{23} , D_{31} , D_{32} , D_{33} - жесткостные коэффициенты.

Жесткости сечения определяются с учетом параметров деформирования: модулей упругостей бетона при сжатии E_b и при растяжении E_m , коэффициентов поперечной деформации бетона при сжатии ν_b и при растяжении ν_{bt} . Параметры деформирования E_b , E_m , ν_b и ν_{bt} получены приведением сжатого и растянутого бетона к условно изотропному, а напряженного состояния к условно однородному. Жесткости так же определяются в соответствии со стадией работы плиты, уровнем напряженного состояния с учетом деформаций по контакту.

Влияние податливости контакта стального листа с бетоном учитывается введением параметра X_j

Предложенное решение реализуется численно методом конечных разностей при шаговом нагружении плиты.

При первом шаге нагружения в начале производится расчет плиты с абсолютно жесткими связями сдвига ($X_j = 1, i = 1; 2$). Линеаризация нелинейной стороны задачи осуществляется в процессе последовательных приближений, переменными параметрами которого являются жесткости в каждой точке. Процесс последовательных приближений продолжается до удовлетворительной сходимости по прогибам. При переходе к следующему шагу нагружения жесткости вычисляются в соответствии с деформированным состоянием, полученным на последней итерации предыдущего шага, с учетом соответствующих значений X_j .

Как отмечается в работе [59], расчет железобетонных конструкций с учетом образования трещин представляет собой физически нелинейную задачу и получить решение в замкнутом виде не удастся, поэтому вычисления носят итерационный характер. В силу неравномерного распределения усилий в оболочке степень развития трещинообразования, а следовательно, и распределения жесткостных характеристик является функциями координат. Конструкция становится неоднородной по деформативным свойствам, поэтому ее целесообразно рассматривать как кусочно-однородную.

Малинин Н.А. с соавторами рассчитывают железобетонную оболочку методом сил. Система канонических уравнений имеет вид:

$$[F^{(x)}]\{^x J + \{A_{bn}\} = 0 \quad (1.3)$$

где $[F(x)]$ - матрица податливости выбранной основной системы,

зависящая от уровня напряженного состояния;

$\{x\}$ - вектор искомых краевых усилий, отражающий меридиональный изгибающий момент и поперечную силу;

$\{A_{\text{вп}}\}$ - вектор взаимных перемещений концов элементов, обусловленный внешними нагрузками.

Характер трещинообразования в оболочке различен - на большей части поверхности сооружения образуются часто расположенные трещины. Трещины возникают по направлениям главных напряжений и совпадают с направлениями главных кривизн. Для учета часто расположенных трещин используют интегральную модель железобетона. Жесткость изменяется в процессе нагружения в зависимости от развития трещин.

Для решения данной задачи [59] используется шаговая линеаризация методов дифференцирования по параметру. В качестве такого параметра приняли нагрузку с тем, чтобы проследить изменение напряженного состояния конструкций при сложных режимах нагружения, то есть внешнюю нагрузку прикладывали ступенями. Одной линеаризации по нагрузке недостаточно для обеспечения сходимости вычислительного процесса. Поэтому на каждом шаге нагружения используется метод переменных жесткостей с целью полного удовлетворения физического уравнения равновесия. При определении жесткостных характеристик элементов приняты допущения: справедлива гипотеза плоских сечений; бетон и арматура являются линейно-деформируемыми упругими материалами; бетон в сечении с трещинами рассматривают как систему с односторонними связями

1.3. Краткие выводы и задачи настоящих исследований

Изучение новых направлений в области совершенствования строительных конструкций показало, что одним из перспективных является использование внешнего листового армирования, которое одновременно выполняет силовые, защитные, изоляционные, технологические функции. Практика применения конструкций с внешним армированием в строительстве говорит об их конкурентоспособности с традиционными железобетонными. Некоторые недостатки, обусловленные малой коррозионной стойкостью и огнестойкостью, могут быть преодолены применением различных защитных покрытий.

Характер деформирования и исчерпания несущей способности сталебетонных обделок исследован недостаточно. Не выявлено качественное влияние стального листа на процесс деформирования и разрушения, не исследован характер разрушения по прочности объединения листовой арматуры с бетоном, не оценено влияние упрочнения стали за пределом текучести на несущую способность и деформативность сталебетонных обделок.

Построение методики расчета изгибаемых в двух направлениях сталебетонных обделок должно базироваться на достаточно изученных предложениях по расчету аналогичных железобетонных обделок [1, 59] с учетом особенностей деформирования бетона и стального листа в условиях двухосного напряженного состояния.

При выводе физических уравнений для элемента с трещинами необходимо учитывать его анизотропные свойства, возможные деформации сдвига по контакту стального листа с бетоном, работу растянутого бетона над трещиной.

Расчет напряженно-деформированного состояния сталебетонных

обделок целесообразно выполнять численно с использованием метода конечных разностей, который позволяет с достаточной точностью и с наименьшими затратами машинного времени производить расчет такого класса задач.

Представленный обзор исследований конструкций с внешним армированием и железобетонных сводов позволяет сформулировать задачи настоящей работы следующим образом:

1. Разработать математический аппарат расчета свода с внешним листовым армированием с учетом особенностей деформирования стального листа и бетона в условиях плоского напряженного состояния.

2. Оценить влияние деформаций сдвига между бетоном и стальным листом на напряженно-деформированное состояние.

3. Исследовать несущую способность сталебетонных арок методом предельного равновесия.

4. Экспериментально исследовать деформации и несущую способность арок с внешним листовым армированием.

5. Внедрить результаты в строительство.

РАЗДЕЛ 2

НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ И ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ СТАЛЕБЕТОННЫХ СВОДОВ

2.1. Основные теоретические предпосылки

Настоящая работа является развитием исследований [3, 94, 95, 96, 97].

В основу теоретических исследований положены следующие предпосылки:

1. Рассматривается свод длина, которого в направлении оси y (рис. 2.1.) велика.

2. Свод загружен силами не меняющимися по длине и перпендикулярными этому направлению.

Для решения нашей задачи рассматривается элемент свода, заключенный между двумя поперечными сечениями, перпендикулярными к оси y и отстоящими друг от друга на расстоянии равном единице. При этом часть свода, находящаяся на значительном расстоянии от его концов подвергается плоской деформации и перемещение всех точек деформированного тела происходит в плоскостях, перпендикулярных длине свода. Для вырезанного элемента свода приняты следующие предпосылки:

1. Ось арки очерчена по дуге круга (рис. 2.2).

2. Искривление оси арки предполагается малым и оно будет происходить в плоскости действия сил, которые лежат в плоскости кривизны.

3. Поперечные размеры арки малы по сравнению с радиусом, то есть рассматриваются арки малой кривизны.

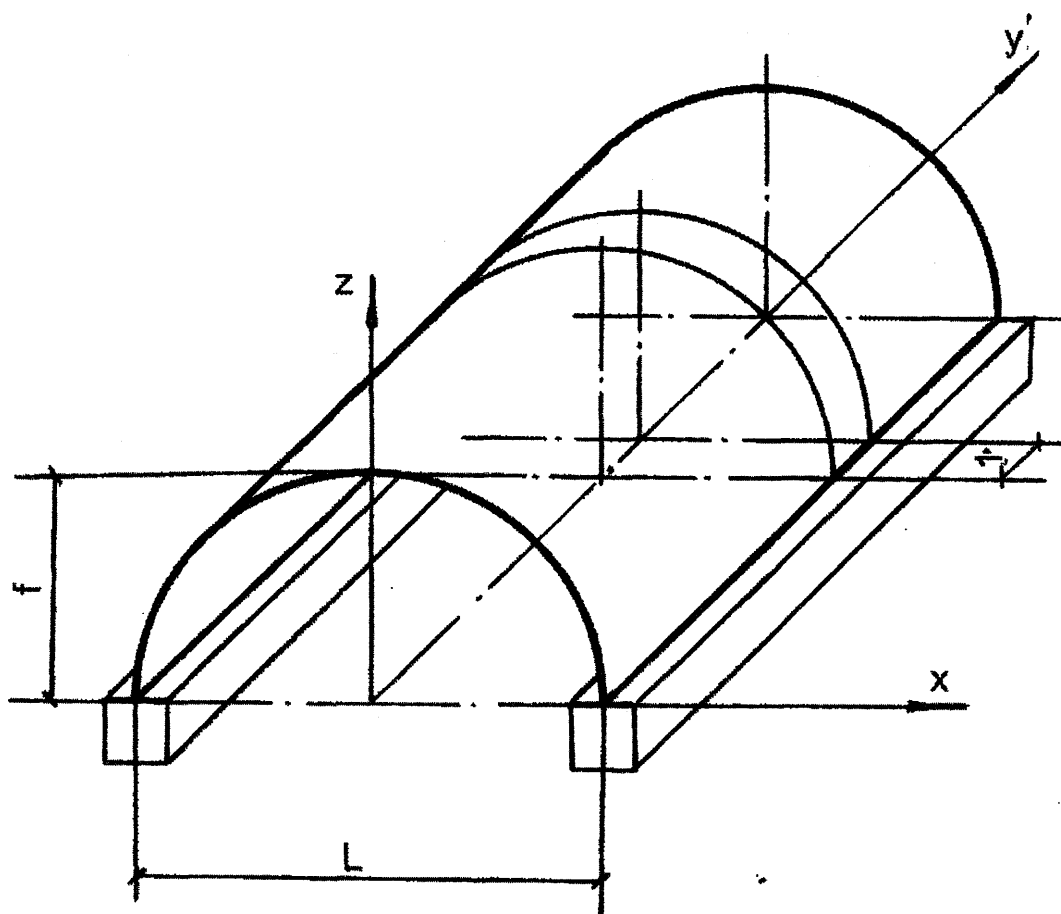


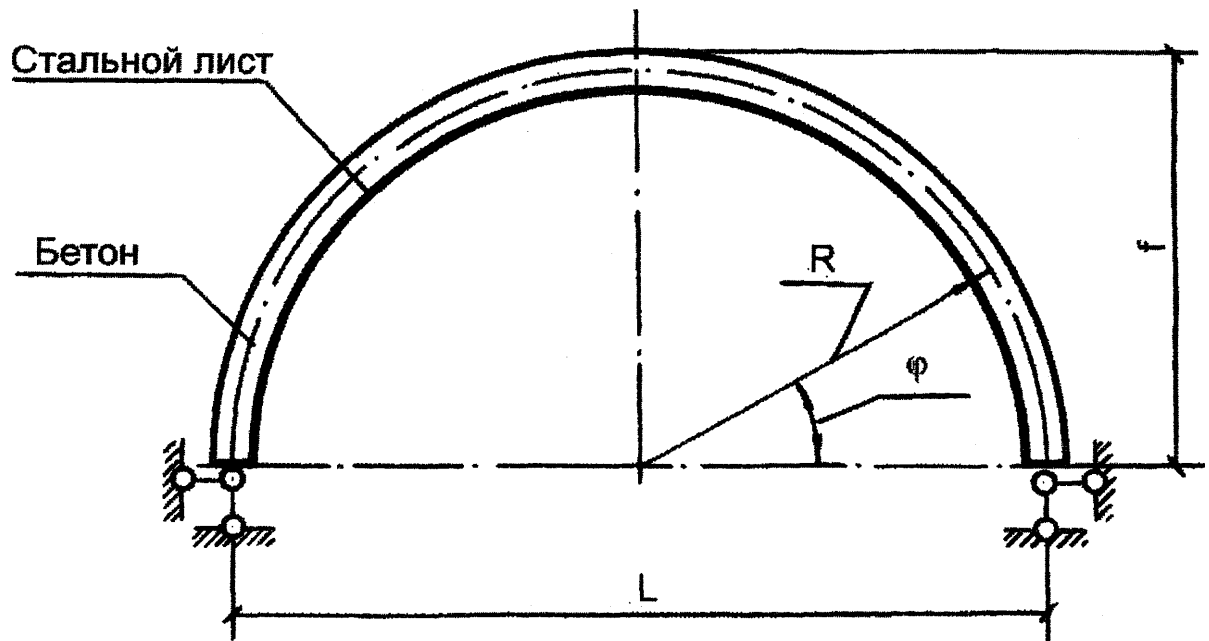
Рис. 2.1. Общий вид свода

4. Предполагаем, что продольные волокна при изгибе не оказывают друг на друга давлений, то есть равно нулю.

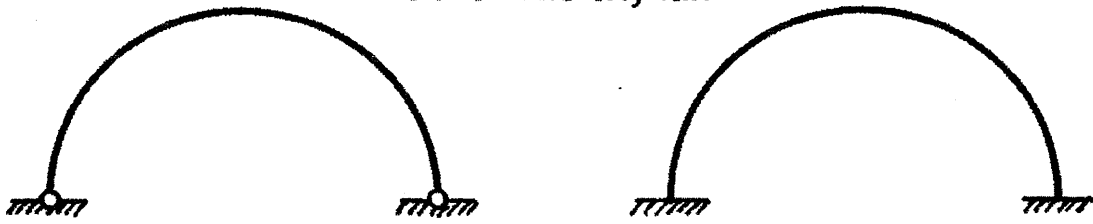
5. Считается справедливой гипотеза плоских сечений, отнесенная к бетонной части сечения (рис. 2.3, 2.4).

6. Будем считать, что в сечении арки действуют внешние силы M , Q и N , поперечной силой при определении деформации сдвига будем пренебрегать.

7. Влияние податливости контакта стального листа с бетоном (податливости связей сдвига) в каждом сечении учитывается введением параметра X , величина которого в соответствии с рис. 2.3. определяется



Основные случаи



Частные случаи

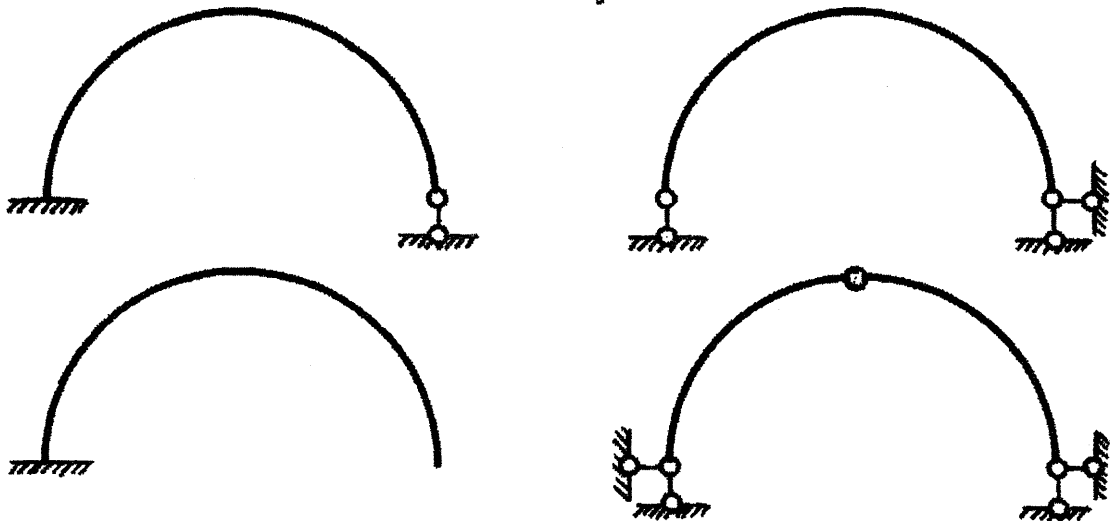


Рис. 2.2. Поперечное сечение свода с расчетными схемами

зависимостью:

$$\Delta \varepsilon_{s1} \sim \frac{\sigma_{s1}}{4i} \left(\frac{h_0}{h_0 - x} \right)^k \quad (2.1)$$

где $\Delta \varepsilon_{s1}$ - величина относительного сдвига по контакту стального листа с бетоном;

k - кривизна сечения;

x - расстояние от верхней кромки сечения до нейтральной оси;

h_0 - рабочая высота сечения.

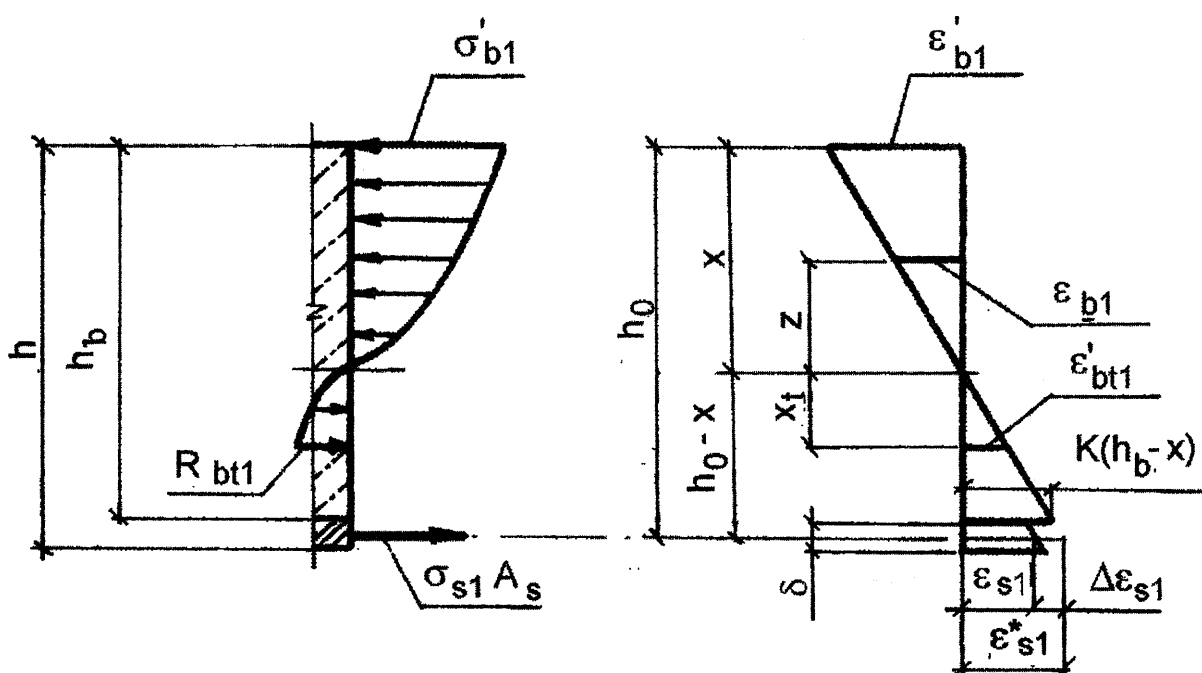


Рис. 2.3. Напряжения и деформации в сечении сталебетонного элемента

8. Соединение составляющих компонентов сталебетонной арки осуществляется гибкими анкерами, которые расположены симметрично с равным шагом и считаются абсолютно жесткими в направлении изгиба арки.

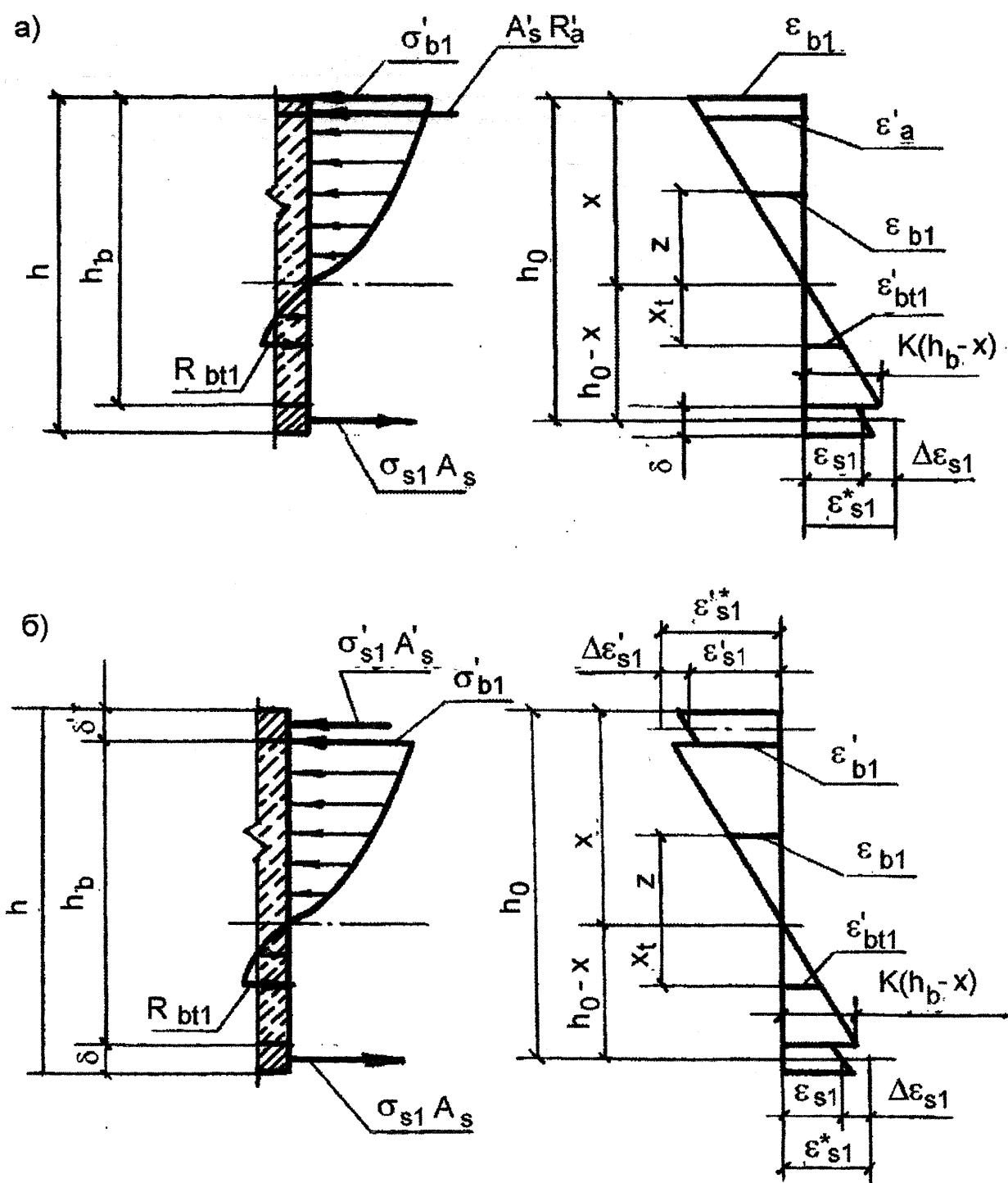


Рис. 2.4. Напряжения и деформации в сечении сталебетонного элемента,
 а) с дискретной сжатой арматурой,
 б) с листовой сжатой арматурой

9. Возможная концентрация усилий в месте сосредоточения анкера не учитывается, то есть усилие воспринимаемое анкером считается распределенным (“размазанным”) равномерно на соответствующей этому анкеру площади контакта.

2.2. Напряженно-деформированное состояние малого элемента сталебетонной арки

Настоящая работа является развитием исследований по теории деформирования сталебетонных изгибаемых в двух направлениях элементов с трещинами [3, 94, 95, 96, 97]. При этом приняты основные предположения, касающиеся образования, развития и ориентации трещин:

1. Считается, что трещины образуются по площадкам главных растягивающих напряжений.

2. Критерием образования трещин для конкретного вида напряженного состояния является достижение в волокнах бетона предельных деформаций.

3. Образование трещин не изменяет ориентации главных площадок.

Работе малого элемента сталебетонной арки характерны известные для железобетонных арок стадии напряженно-деформированного состояния: упругая, упруго-пластическая без трещин и упруго-пластическая с трещинами.

Теории деформирования бетона [10, 25, 28, 32, 34, 35, 36, 50, 76, 101, 102, 103, 104] не всегда хорошо описывают конкретные виды напряженного состояния. Поэтому при описании процесса деформирования бетона в условиях трехосного и двухосного, а также и

подходом, который заключается в использовании истинных диаграмм деформирования материалов для конкретных видов напряженного состояния. При этом нелинейно деформируемый материал с микротрещинами в структуре условно приводится к изотропному с обычными интегральными характеристиками - модулями деформации и коэффициентом поперечных деформаций. Последние являются переменными величинами и зависят от уровня напряженного состояния.

Зависимость между напряжениями и деформациями в бетоне принята в следующем виде [3, 94, 95, 96, 97]:

$$\sigma_{bi} = S \sum_{j=1}^p A_{yj} (\epsilon_{bi})^j \quad (2.2)$$

Коэффициенты A_{yj} ($j = 1, 2, \dots, p$) найдены из условий минимизации квадратов отклонений напряжений, полученных в экспериментах от напряжений, полученных по аппроксимирующим зависимостям (2.2). В качестве исходных экспериментальных диаграмм деформирования бетона в условиях объемного напряженного состояния использованы данные НИИЖБа [80] и исследования Иллинойского и Легатского университетов США [109, 112, 116], а для плоского напряженного состояния - данные западногерманского исследователя Г. Купфера [72, 110], которые хорошо согласуются с данными комплексных исследований, проводившихся в США, Великобритании, Италии.

Рассмотрим выделенный из сталебетонной арки элемент, рассеченный плоскостью трещины (рис. 2.5). Считается, что трещины

проходят через центр элемента и в пределах элемента симметричны относительно его центра.

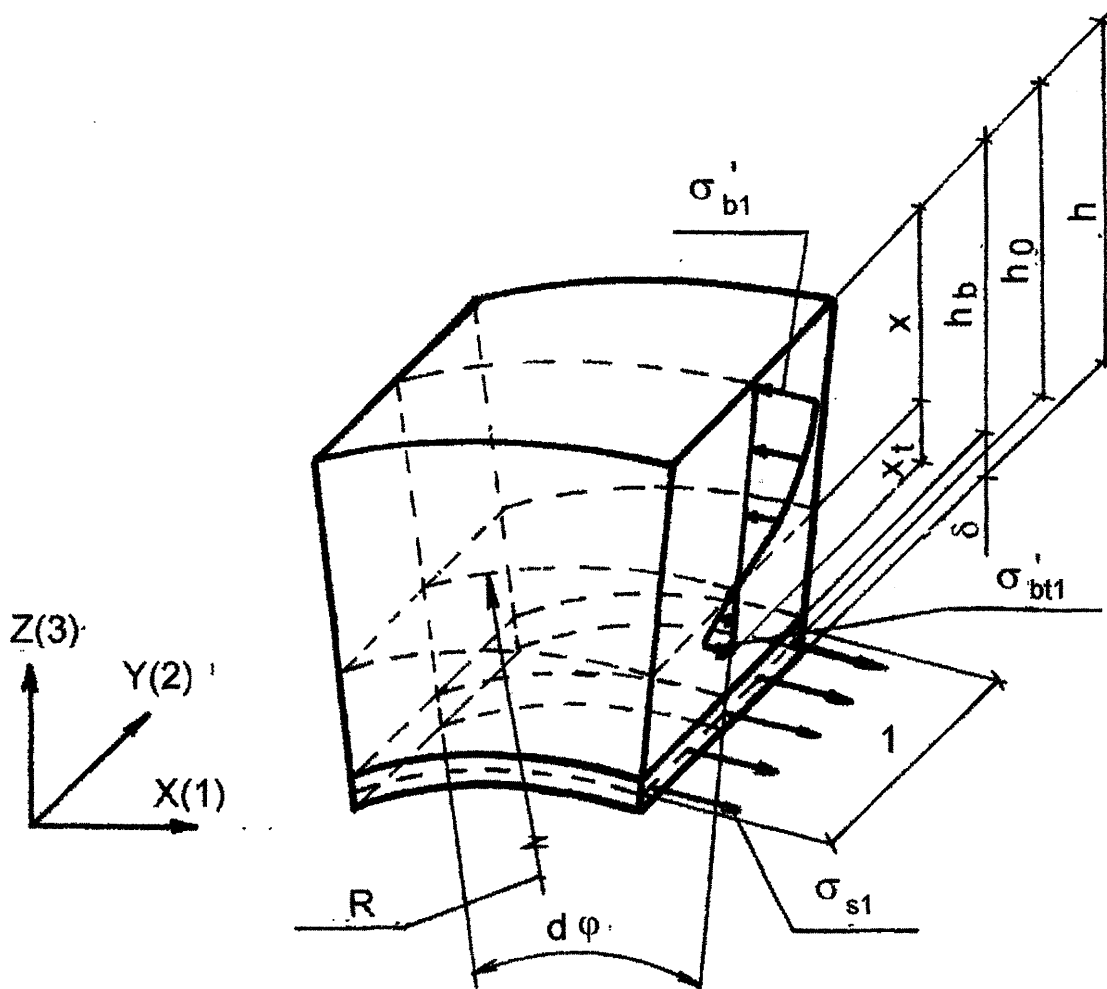


Рис. 2.5. Элемент сталебетонного свода

Согласно гипотезе прямых нормалей, справедливой для бетонной части сечения, имеем:

$$\frac{N_0}{x} \quad \varepsilon_{bt} = \frac{\varepsilon_{bt} Z}{x} \quad (2-3)$$

где x , x_t - соответственно, высоты сжатой и растянутой зон;

ϵ_{bt} " фибровые деформации в сжатой и растянутой зонах;

z - расстояние от нейтральной оси сечения до рассматриваемого волокна.

При достижении деформаций в волокнах бетона предельных значений ($\epsilon_{bu} \gg \epsilon_{btu}$) они выключаются из работы, тогда

$\epsilon_b = \epsilon_{bu} > \epsilon_{bt} = \epsilon_{btu}$ значения x и x_t определяются в соответствии с рис. 2.3 следующим образом:

$$\begin{aligned} x &= x_f ; \\ x_t &= (h_b - x)f_t \end{aligned} \quad (2.4)$$

где x - расстояние от верхней кромки сечения до нейтральной оси;

$$f = \begin{cases} 1, & \text{если } kx < \epsilon_{bu}, \\ \epsilon_{btu}, & \text{если } kx > \epsilon_{bu} \end{cases} \quad (2.5)$$

$$f_t = \frac{\epsilon_{btu}}{k(h_0 - x)}, \quad k(h_0 - x) > \epsilon_{btu}$$

Подставив выражение деформации (2.3) в (2.2) и учитывая, что малый элемент подвержен плоской деформации, получим зависимость, определяющую закон изменения нормальных напряжений по высоте сечения:

$$\sigma_{b1} = \sum_{j=1}^n A_{j1} (\varepsilon_{b1})^j \left(\frac{z}{x}\right)^j \quad (2.6)$$

$$\sigma_{bt1} = \frac{n}{M} \sum_{j=1}^n A_{tj1} (\varepsilon_{bt1})^j$$

Наличие закона изменений напряжений в виде (2.6) дает возможность вычислить величину погонного изгибающего момента интегрированием в пределах высоты сечения:

$$M_i = \int_0^x a_j y^j z dz + J \int_0^{x_t} a_{bt} z dz + r_{s1} A_s (h_0 - x) \quad (2.7)$$

где a_s - напряжение в стальном листе;

A_s - площадь стального листа на единице ширины сечения или толщина листовой арматуры.

Выражение для напряжений в стальном листе получим из закона Гука:

$$\sigma = \frac{1}{1 - \nu_s} \nu E_s \varepsilon \quad (2.8a)$$

где ν_s - коэффициент Пуассона для металла;

E_s - модуль упругости стального листа.

Учитывая, что , получим:

$$\sigma_s = \frac{M z}{I} + f E \epsilon_s (4t) \quad (2.86)$$

Подставив в (2.7) выражение для напряжения в бетоне (2.6) и стальном листе (2.86) получим:

$$M I = f s \int z dz + f E \int \epsilon_s (4t) z dz + \int \sigma_b z dz = \frac{E_s \epsilon_s^* A_s (h_0 - \bar{x})}{V_s} + \dots \quad (2.9)$$

где E_y ; E_{bt1} - обобщенные интегральные модули деформаций сжатой и растянутой зон сечения [2, 51, 52, 83], определяемые по формулам:

$$E_y = 3 E \sum_{j=1}^n \frac{A_{jt} b_{jt}}{J + 2} \quad (2.10)$$

Обобщенные интегральные модули являются характеристиками эквивалентного по жесткости линейно деформированного сечения. Фактический смысл величин определяемых выражениями (2.10) тождественен смыслу интегрального модуля деформаций, понятие которого введено В.М. Бондаренко [13 - 16]. Выражения (2.10) однозначно

определяют значения обобщенного интегрального модуля деформаций, как функцию деформированного состояния сечения ; $\Delta t_1 j^n$ степени нелинейности диаграммы деформирования (A_j ; A_{tj}) -

С другой стороны выражения (2.9) можно переписать в следующем виде:

$$M_i = \frac{-2 \cdot \sigma_{bt1} \cdot \sigma_{bt2}}{1 - \nu_s} + \frac{L \cdot E_s \cdot \sigma_{bt1} \cdot \sigma_{bt2}}{1 - \nu_s} A_s (h_0 - x) \quad (2.11)$$

где

$$\sigma_{bt1} = \sigma_{bt1} E_b \epsilon_{bt1} ;$$

$$\sigma_{bt2} = \sigma_{bt2} E_b \epsilon_{bt2} ; \quad (2.12)$$

Считая, что работу реального материала можно описать с помощью обычных характеристик - модуля упругости и коэффициента поперечных деформаций, полученных приведением бетона к условно изотропной мгновенно-упругой сплошной среде, напряжения в крайних сжатых волокнах можно представить в виде:

$$\sigma_{bt1} = \frac{E_b \epsilon_{bt1}}{1 - \nu_b^2} \quad (2.13)$$

$$\sigma_{bt2} = \nu_b \sigma_{bt1}$$

а в крайних растянутых волокнах:

$$\frac{\epsilon}{1-\nu} \quad (2-14)$$

$$\epsilon_{\text{с}} = \nu \epsilon_{\text{т}} \quad (2-14)$$

Приравняв (2.12) с (2.13) и (2.14), получим:

$$\epsilon_{\text{с}} = -\frac{\sigma}{E} \quad ; \quad \epsilon_{\text{т}} = \frac{\sigma}{E} \quad (2.15)$$

$$\epsilon_{\text{с}} = -\frac{\sigma}{E} \quad -$$

$$1 - \nu$$

Подставив (2.15) в (2.9) получим:

$$\epsilon_{\text{с}} = -\frac{\sigma}{E} \quad ; \quad \epsilon_{\text{т}} = \frac{\sigma}{E} \quad (2.15)$$

Значения деформаций $\epsilon_{\text{с}}$, находятся в соответствии с гипотезой плоских сечений:

$$\begin{aligned} \epsilon_{\text{с}} &= -k y \\ \epsilon_{\text{т}} &= k z \end{aligned} \quad (2.20)$$

где k - кривизна в сечении [88, 91], равная:

(2.21)

где R - радиус нейтральной оси;

ρ - радиальные перемещения.

Подставив выражение деформаций (2.20) в выражение (2.16) получим:

$$M_i = \frac{E_b x^3}{1 - \nu} + \frac{E_s 2A_s (h_0 - x)^2 k}{k + \dots} \quad (2.22)$$

Откуда:

$$= D - jk \quad (2.23)$$

где

$$D_1 = \frac{E_b b^3}{3(1 - \nu)} + \frac{E_b t^3}{1 - \nu} + \frac{E_s A_s (h_0 - x)^2}{1 - \nu} \quad (2.24)$$

Положение нейтральной оси находится из условия:

$$N = - \int_0^x a b_1 dz + \int_0^{x_t} r b_t dz + a_s A_s \quad (2.25)$$

С учетом приведенных ранее выражений для напряжений в бетоне (2.6) и стальном листе (2.8a) получаем:

$$N = -2 \sum_{j=1}^{J+1} \frac{1}{j} \quad J+1 \quad j=1 \quad J+1 \quad 1-V_s \quad . \quad (2.26)$$

Так как значения деформаций находятся в соответствии с гипотезой плоских сечений (2.20), и зная (2.4), найдем:

$$\epsilon^A \gg \epsilon \quad \text{и} \quad \sigma^+ \sim \sigma^- \quad N \quad (2.27)$$

Решение уравнения (2.27) осуществляется в процессе последовательных приближений. Для этого в нулевом приближении назначается упругое значение x^0 , вычисляются значения i , и f_{11} по формуле (2.5), находятся деформации (2.20), продольная сила (2.26), а затем и значения x^{n+1} . Если $x^n \neq x^{n+1}$ в продолжающийся итерационный процесс вводится новое значение:

$$x^{n+1} = \frac{x^n + x^{n+1}}{2} \quad (2.28)$$

где n - номер итерации;

x^{n+1} - новое значение, полученное по (2.27).

Итерационный процесс продолжается до достижения удовлетворительной СХОДИМОСТИ ПО x .

Работа стального листа за пределом упругости учитывается методом переменных параметров упругости [12], введением характеристики пластичности [27, 33, 38, 71]:

$$i/, = \frac{3E_s Q \xi i}{2(1 - v_{s0}) O - i} \quad (2.29)$$

$$v_s \frac{F(1 - v_{s0}) - 1 + 2v_{s0}}{2(1 + v_{s0})r + 1 - 2v_{s0}}$$

$$g \frac{3E_s p}{2(1 + v_{sQ})^2 + 1 - 2v_{sQ}} \quad (2.30)$$

где E_{s0} ; v_{s0} - начальные значения модуля упругости и коэффициента пластических деформаций;

a , ; ϵ , - интенсивности напряжений и деформаций, определяемые зависимостями:

$$\sigma_i = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\sigma_{s1} - \sigma_{s2})^2 + \sigma_{s1}^2 + \sigma_{s2}^2} \quad ;$$

$$\epsilon_i = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\epsilon_{s1} - \epsilon_{s2})^2 + (\epsilon_{s2} - \epsilon_{s3})^2 + (\epsilon_{s3} - \epsilon_{s1})^2}$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{1}{E_s} (\sigma_{s1} - v_s \sigma_{s1}) = \frac{\sigma_{s1}(1 - v_s^2)}{E_s} \quad ; \quad (2.31)$$

$$\sigma_{s2} = v_s \sigma_{s1} \quad ;$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{1}{E_s} (\sigma_{s1} - v_s \sigma_{s1}) = 0 \quad ;$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{1}{E_s} [\sigma_{s3} - v_s (\sigma_{s2} + \sigma_{s1})] = -\frac{\sigma_{s1} v_s (1 + v_s)}{E_s}$$

Связь между интенсивностью напряжений и деформаций принимается по диаграмме одноосного растяжения стали.

Уравнение равновесия бесконечно малого изгибаемого элемента арки [84], нагруженного поперечной нагрузкой имеет вид:

$$+ dIVh = _R^2 dq . \quad (2,32)$$

$$d^{\wedge 3} dtp dq >$$

где q - функция поперечной нагрузки.

Физическое уравнение (2.27), уравнение равновесия (2.32) и геометрическая зависимость (2.21) представляет собой полную систему уравнений, определяющую напряженно-деформированное состояние малого элемента поперечно нагруженной арки.

2.3. Учет податливости контакта стального листа с бетоном

Связи, соединяющие бетонную арку с армирующим стальным листом, могут быть как непрерывно распределенными, так и сосредоточенными в отдельных точках, то есть континуальными и дискретными. В большинстве случаев дискретные связи имеют одинаковую жесткость и расположены регулярно. Поэтому, при наличии достаточно большого их числа, можно считать усилие, возникающее в каждой связи, расположенным равномерно на соответствующей площади и предполагать, что стальной лист соединен с бетонной аркой непрерывно распределенным контактным взаимодействием.

По характеру выполняемых функций различают связи сдвига, воспринимающие сдвигающие усилия, и поперечные связи, которые препятствуют отрыву объединяемых слоев друг от друга. Как отмечалось

в п. 2.1, вследствие малой изгибной жесткости стального листа поперечные связи считаются абсолютно жесткими.

Критерием оценки строительных конструкций с функциональных позиций является пригодность к нормальной эксплуатации. Этот критерий положен в основу расчетов предельных состояний первой (по прочности) и второй (по деформациям) группы и предполагает наличие необходимых и достаточных свойств эксплуатируемой конструкции. Как показывают результаты экспериментальных исследований и расчета сталебетонных арок с абсолютно жесткими связями сдвига ($\kappa = 1,0$), предельное состояние по деформациям, определяемое в соответствии со СНиП 2.03.01-84 [7, 118], наступает раньше чем предельное состояние по прочности нормальных сечений. Указанное характерно для железобетонных арок и свидетельствует о том, что механические свойства арматуры используются не эффективно. Податливость связей сдвига в сталебетонных арках увеличивает прогибы и усиливает отмеченный недостаток, поэтому, с точки зрения рационального проектирования, нецелесообразно допускать объединение внешней листовой арматуры с бетоном малой жесткости, тем более допускать в этих связях пластических деформаций.

Исходя из вышеизложенных соображений, связи сдвига принимаются упруго-податливыми, а появление пластических деформаций считается одним из критериев наступления предельного состояния.

На основании предположения об упругой податливости связей сдвига, имеем:

$$A_u = \text{---} \quad (2.33)$$

где A_u - функция сосредоточенного сдвига по контакту стального листа с бетоном;

T_x - контактное усилие;

ϵ_x - коэффициент жесткости контакта, определяемый экспериментально.

В результате обработки опытных данных получены значения сил склеивания для бетонов прочностью $R_b = 15, 20, 25$ и 35 МПа. Соответствующие напряжения, характеризующие прочность контакта $0,3; 0,48; 0,6$ и $0,68$ МПа [29].

$$A_{f_s} - \int \epsilon_x dx ;$$

(2.34)

где $A_{z,s}$ компонент тензора деформаций сдвига.

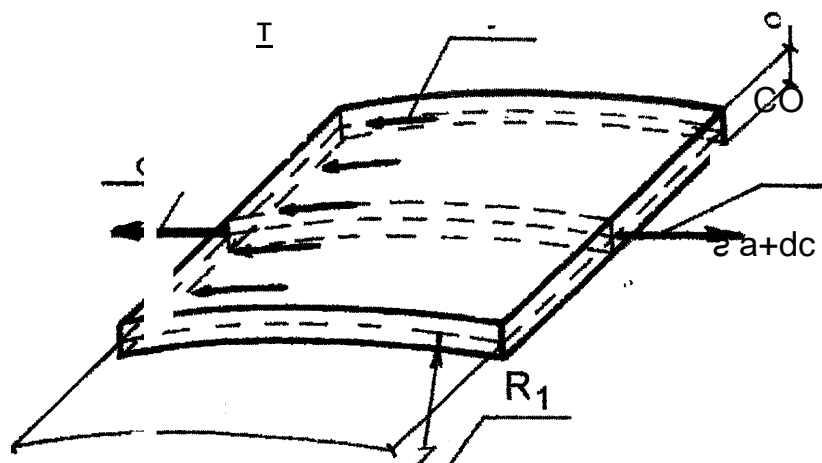


Рис. 2.6. Схема элемента, вырезанного из стального листа

Для определения контактных сил взаимодействия, рассмотрим равновесие бесконечно малого элемента размерами dx , dy , выделенного из стального листа (рис. 2.6). В результате имеем:

$$\tau_x = \sigma_y \cdot dx \quad (2.35)$$

С учетом (2.35), выражение (2.34) примет вид:

$$\sigma_{sx} = \sigma_y \cdot d \quad (2.36)$$

где σ_{sx} = - относительная деформация сдвига в направлении главных осей.

В соответствии с одной из принятых в п. 2.1 предпосылок, в качестве закона распределения контактных усилий в некотором приближении может быть использован закон распределения, полученный из расчета абсолютно жестких связей сдвига. Поэтому первоначально производится расчет при $X=1,0$, что соответствует абсолютно жестким связям сдвига. По найденному значению напряжения в листовой арматуре определяются величины контактного усилия τ_x по (2.35) и относительной деформации сдвига σ_{sx} по (2.36). Далее, в соответствии с (2.1) находятся значения k , после чего находится окончательное напряженное и деформированное состояние сталебетонной арки с учетом деформаций контакта.

2.4. Напряженно-деформированное состояние сталебетонной арки

Выражения (2.21), (2.23) и (2.24), полученные ранее, представляют собой дифференциальные уравнения изгиба, справедливые для любой точки арки. Можно говорить о существовании какого-то непрерывного решения удовлетворяющего этим уравнениям. Однако, в связи с численным методом решения этих уравнений и, следовательно, дискретным характером вычислений, непрерывную задачу приходится сводить к дискретной и оперировать со значениями искомого решения в наперед заданных точках.

В качестве численного метода решения используем метод конечных разностей (МКР) [18, 48, 93]. Для этого на срединной поверхности арки выбирается конечное число точек, распределенных в соответствии с некоторой закономерностью и представляющих собой узлы конечно-разностной сетки с дискретными координатами i (рис. 2.7). Для каждой точки, полученной таким образом сетки, записываются исходные уравнения (2.21), (2.23) и (2.32), в котором частные производные заменяются приближенными выражениями через значения искомой функции прогибов в узлах сетки. В результате непрерывное решение заменяется его дискретными значениями в узлах сетки, а дифференциальные уравнения сводятся к системе алгебраических.

Аппроксимация континуальной задачи конечномерной моделью, описываемой приближенными решениями, неоднозначна и определяется способом представления дифференциальных операторов в точке через значения аппроксимирующей функции в прилежащих к этой точке узлах расчетной сетки. Наиболее распространенным является представление смешанных и частных производных в виде обыкновенных

$$\left[\dots \right] h^i, \text{ где } h -$$

шаг конечно-разностной сетки. Применение таких разностей в случае гладких решений дает вполне приемлемую точность.

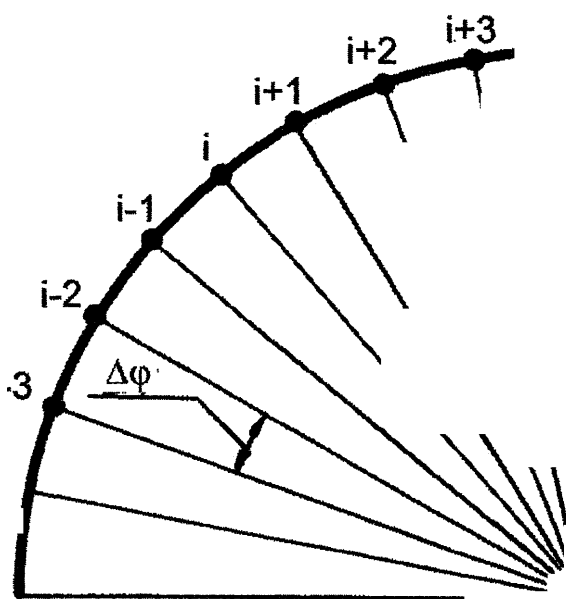


Рис. 2.7. Схема узлов конечно-разностной сетки

Для получения более точных решений приходится повторять вычислительный процесс с более мелким шагом сетки или использовать уточненные разностные аналоги, получаемые расположением функции в окрестности рассматриваемой точки в ряд Тейлора с удержанием необходимого числа членов. Однако, такие приемы не всегда приводят к желаемому результату, так как в первом случае объем вычислительной работы растет быстрее точности, а использование разностных операторов повышенной точности дает не одинаковые результаты при решении различных задач.

Сходимость полученного методом конечных разностей решения можно контролировать с использованием принципа Рунге-Кутты [31],

который при наличии двух решений задачи с различными шагами сетки, позволяет получить уточненное решение и оценку погрешности.

МКР широко применяется при решении линейных задач теории пластин и оболочек, а с появлением современных ЭВМ нашел применение для решения физически и геометрически нелинейных задач [61].

Для решения поставленной нами задачи уравнения (2.21), (2.23) и (2.32) сводились в одно разрешающее уравнение. Уравнение равновесия (2.32) представлялось в конечно-разностной форме с использованием обычных центральных разностей и для точки с координатой (i) принимало вид:

$$\begin{aligned} & -\Delta(M_{i+3} - 2\Delta_{+1} + 2M_M - M_{j-3}) + \\ & + (M_{i+1} - M_M) = -R^2(q_{i-1} - q_{i+1}). \end{aligned} \quad (2-37)$$

Выражение для кривизны (2.20) с привлечением тех же разностных операторов записывалось следующим образом:

$$k = \frac{1}{R^2} [\Delta^2 q_{i-1} + \Delta^2 q_{i+1}] \quad (2.38)$$

где Δ - шаг равномерной сетки;

q_{i-1} - значение радиальной нагрузки соответственно в узле $(i-1)$ и $(i+1)$.

Разрешающее уравнение получено подстановкой в (2.37) значений соответствующих моментов (2.23) с учетом (2.38) и представляет собой

линейное уравнение относительно 6 неизвестных значений функций прогибов в окрестности рассматриваемой точки (рис. 2.7). Так для точки с координатой (i) разрешающее уравнение окончательно принимает вид:

$$\begin{aligned}
 & \frac{D_{i+3}}{2\Delta\varphi^4} \ll i+3 & \frac{4D_{i+2}, 2D_{i+2}}{2A^{\wedge 4} 2A^{\wedge 2}} \ll i+2 \\
 & \frac{5D_{j-M} - 4P_{H1} + 51 \pm 1}{2A^{\wedge 4} 2A^{\wedge 2}} > & \frac{5D_{j-i}}{2A^{\wedge 4}} \frac{4D_{j-1} - D_{j-1}}{2A^{\wedge 2}} > & (2.39) \\
 & \frac{4P_{I-2}}{2A^{\wedge 4}} \frac{2P_{I-2}}{2A^{\wedge 2}} & 2 \frac{R^4 q \cos(iA^{\circ}) \sin A^{\circ}}{2A^{\wedge 4}}
 \end{aligned}$$

В свернутом виде конечное разрешающее уравнение для точки с координатой (i) можно представить в виде:

$$\sum_{k=-3}^{k=3} E_{i+k} \wedge_{i+k} = A,; \quad (2.40)$$

где k = -3; -2; -1; 1; 2; 3.

Для записи разрешающего уравнения (2.37) для точек на контуре и прилежащих к контуру приходится иметь дело с законтурными значениями функции, которые увязываются дополнительными (граничными) условиями. Граничные условия обуславливаются условиями на контуре. На контуре возможны следующие случаи опирания: заземленный конец, шарнирно-неподвижная опора, шарнирно-подвижная опора, свободный конец. Комбинируя различные условия на контуре, получаем возможность производить расчет с различными конструктивными особенностями на контуре.

Для точек на контуре и прилегающих к контуру разрешающие уравнения в конечно-разностной форме принимают вид:

$$D_{-1} \left(-\frac{1}{\Delta \varphi^4} \right. \\ \left. \frac{10}{-d + 1} Gf - f + D2 \quad \frac{10}{\langle A^{\wedge} A^{\wedge} \rangle^2} \quad \omega^2 + \right) \quad (2.41)$$

$$+ D_3 \left(- \frac{-2 \wedge^3}{A^{\wedge} r J} \quad \frac{D4 \omega^4 \blacksquare^*}{-a \wedge^4} = R q \sin A \# \rangle \right.$$

$$\left. \frac{P2 (Ю}{A \langle p \kappa A^{\wedge} \rangle^2} - 3 \right) \omega_2 \quad (2.42)$$

$$\frac{Од}{\sim A^{\wedge} ?^4} \quad Ш4 \quad \frac{г.4}{=} \quad R \quad \dots \quad q \quad \cos \quad A^{\wedge} \quad \sin \quad A \# \rangle$$

Совокупность разрешающих уравнений вида (2.40) полученных для каждой точки конечно-разностной сетки, с учетом граничных условий, представляет собой систему линейных алгебраических уравнений (СЛАУ) относительно неизвестных прогибов. Решение СЛАУ выполнялось методом Гаусса.

Так как эпюра моментов в сводах имеет знакопеременные значения, то они могут изготавливаться без косвенного армирования или с косвенным армированием. Если своды выполнены без косвенного армирования, то жесткостные коэффициенты, высоты сжатой зоны и продольные силы в сечениях определяются по формулам соответственно (2.24), (2.27) и (2.26). Если своды выполнены с косвенным

приближений, заключающийся в последовательном уточнении жесткостей элементов конструкций по результатам предыдущего цикла.

Для модернизации процесса деформирования сталебетонной арки под нагрузкой нагружение осуществляется шагами составляющими примерно 10-15% от разрушающей нагрузки. В нулевом приближении первого шага нагружения жесткости максимальны и определяются из предположения упругих свойств материалов конструкции.

В результате решения СЛАУ находятся функции прогибов нулевого приближения и соответствующие компоненты напряженно-деформированного состояния M_j в соответствии с (2.23).

Для каждой точки арки находятся параметры деформирования бетона (A , и A_n), а также соответствующие предельные деформации бетона ; ϵ_i). Решением уравнения (2.27) находится положение нейтральной оси и вычисляются жесткости, входящие в уравнение (2.23), при этом деформированное состояние (кривизна k_j) принимается в соответствии с результатами расчета нулевого (предыдущего) приближения.

Жесткостные коэффициенты D_j являются функциями деформированного состояния в точке и для любой стадии работы элемента арки могут определяться по зависимости (2.24). Волокна, деформации в которых больше допустимых для заданного напряженного состояния (образование трещин, разрушение сжатой зоны), автоматически исключаются из работы, а введение величин x и $\epsilon > \epsilon_q$ позволяет оценить жесткость сечения с учетом выключенных волокон сжатой и растянутой зон.

В соответствии с найденными значениями жесткостей в каждой точке разностной сетки, формируется матрица коэффициентов СЛАУ,

решением которой находится деформированное и соответствующее напряженное состояние арки первого приближения.

Процесс последовательных приближений организован таким образом, что в каждом n -ном приближении уточняются жесткостные характеристики в соответствии с деформированным состоянием $(n - 1)$ -го приближения. Итерационный процесс продолжается до достижения удовлетворительной сходимости по прогибам.

На каждом шаге нагружения первоначально выполняется линейризация нелинейной стороны задачи, при этом в качестве коэффициента используется его значение найденное на предыдущем шаге (на первом шаге используем значение $2j = 1,0$). После этого, используя напряженное состояние стального листа, находим компонент тензора деформаций сдвига по зависимости (2.36). Вычисление частных производных выполняется обработкой массива σ_{xj} , полученного вычислением напряжений в стальном листе по зависимости (2.86) с учетом (2.29) и (2.30):

$$A^* s_{xi} = \frac{R_{2A-2}}{h(i-1)} - 2^{\sigma_T} x(i) + \sigma^o x(i+1)) \blacksquare \quad (2-46)$$

По формуле (2.1) вычисляются значения параметра L для каждой точки, с учетом граничных условий. Граничные условия обуславливаются условиями на торце. Рассматриваются два случая: свободный сдвиг торца и не сдвигающийся торец. В соответствии с найденным значением L , уточняется жесткость уравнения (2.23) и отыскивается окончательное решение - напряженно-деформированное состояние сталебетонной арки на заданном шаге нагружения.

При переходе к следующему шагу, жесткости определялись по деформированному состоянию $a > \lambda$ последней итерации предыдущего шага нагружения.

Расчет реализован в программе, написанной на языке «Фортран».

2.5. Предельное состояние сталебетонных арок

Основываясь на основных предпосылках метода предельного равновесия, разработанного А.А. Гвоздевым [26, 81, 82], можно предложить следующий способ оценки несущей способности из условия прочности нормальных сечений.

Предельный момент по линии пластического шарнира (рис. 2.8) определяется по формуле:

$$M_u = A_s a_s h_0 - \left(\frac{A_s \bar{\sigma}_s}{2R_b} \right) b; \quad (2.47)$$

где b - ширина арки;

$a_s, \bar{\sigma}_s$ ~ предельные напряжения в стальном листе и бетоне;

h_0 - рабочая высота сечения;

A_s - площадь стального листа на единице длины сечения.

Вследствие изотропного характера армирования сталебетонной арки, величина предельных напряжений, совершающих работу на виртуальных перемещениях, равна напряжениям на максимальной главной площадке. Тогда имеем:

$$a_s = \dots ; R_b = \% i \quad (2.48)$$

где a_t - физический предел текучести при одноосном растяжении;

R_b - прочность бетона при одноосном сжатии.

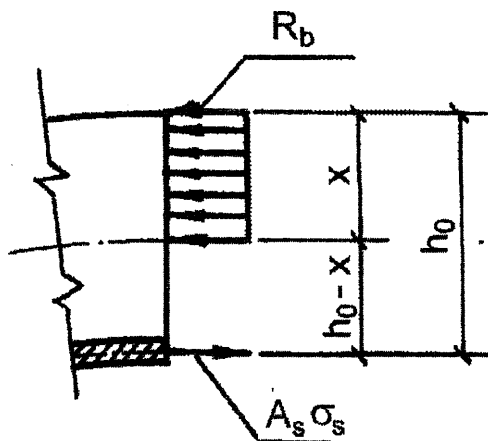


Рис. 2.8. Напряжения по линии пластического шарнира

Рассмотрим арку, очерченную по окружности, нагруженную в ключе сосредоточенной силой P (рис. 2.9). Эпюра изгибающих моментов в арке имеет вид, показанный на рис. 2.10. В предельном состоянии момент в точке C должен быть равен максимальному изгибающему моменту в точках D и $D-i$.

Момент в ключе арки равен:

$$M_c = \frac{PR}{c} - \frac{TM}{2} - HR \quad (2.49)$$

где R - радиус арки;

H - распор арки.

Момент в точке с координатами x и y равен:

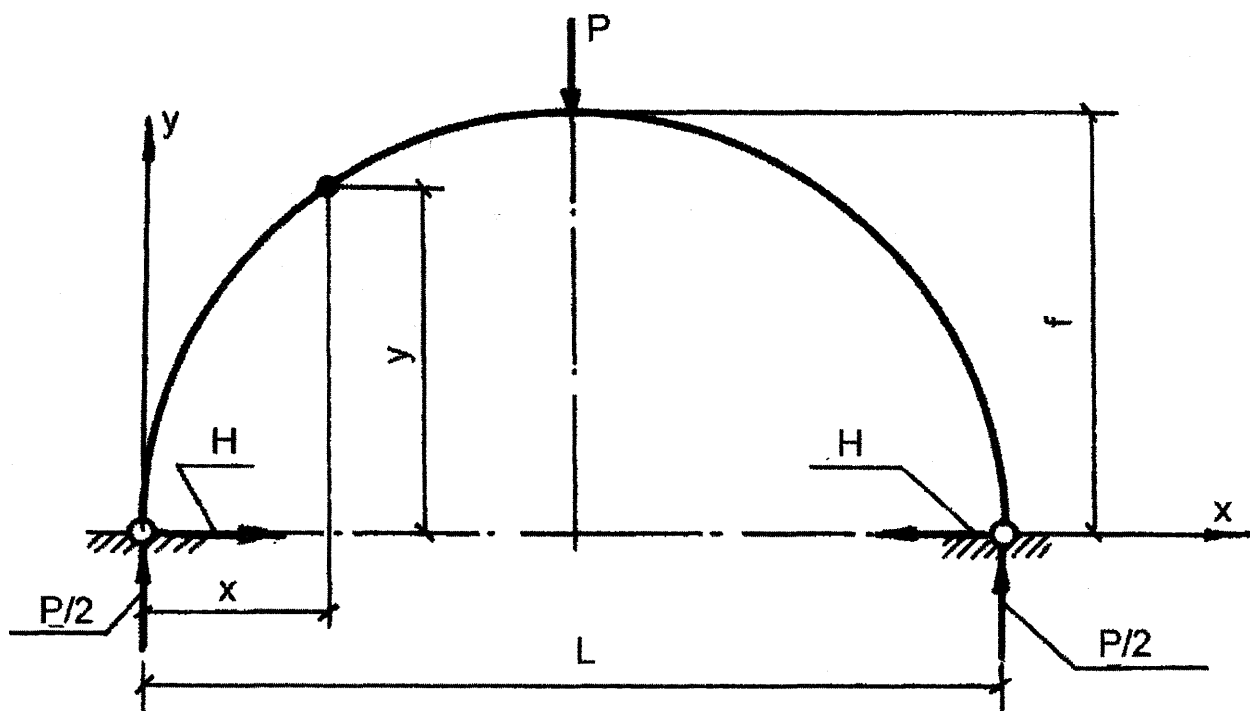


Рис. 2.9. Двухшарнирная арка, нагруженная сосредоточенной силой в ключе

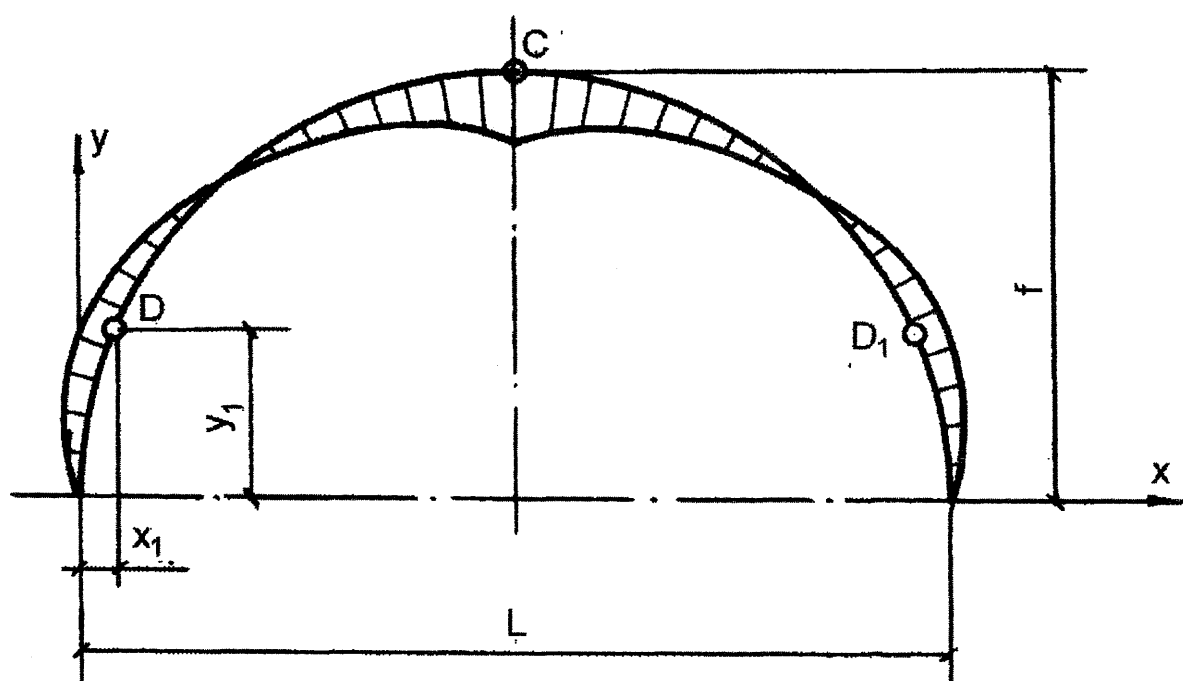


Рис. 2.10. Эпюра изгибающих моментов в двухшарнирной арке, нагруженной сосредоточенной силой в ключе

$$M = P_x - Hy. \quad (2.50)$$

ил
Момент экстремальный, когда $\frac{dM}{dx} = 0$ или:

$$\frac{dM}{dx} = P_x - Hy' = 0. \quad (2.51)$$

Отсюда:

$$y' = \frac{P_x}{H}. \quad (2.52)$$

В точке D, где выполняется равенство (2.52), положим $x = x_1$ и $y = y_1$ Тогда:

$$M_D = P_x x_1 - Hy_1. \quad (2.53)$$

В предельном состоянии $M_Q = -M_c$ или:

$$\frac{P_x x_1}{2} - Hy_1 = -M_c. \quad (2.54)$$

Отсюда:

$$|(R + x_1) = H(R + y_i). \quad (2.55)$$

Тогда:

$$\frac{R}{2H} = \frac{R + y_i}{R + x_i} \quad (2.56)$$

В точке D экстремума изгибающего момента поперечная сила равна нулю. Отсюда следует, что равнодействующая внутреннего усилия в сечении D должна быть параллельна касательной к оси арки и что:

$$(2.57)$$

Сопоставив равенства (2.56) и (2.57), получим:

$$(2.58)$$

Согласно (2.52) распор будет равен:

$$H = \frac{P}{2y_1'}$$

Наконец, приравняв выражение (2.49) для M_d предельному моменту $M_{и}$, найдем разрушающую нагрузку $P_{пр}$ по формуле:

$$P_{np} = \frac{2M_u}{R} \quad (2.60)$$

Подставив в (2.60) значение M_u из (2.47) окончательно получаем:

$$P_{np} = \frac{2M^{\circ} - \frac{q \cdot b^2}{2}}{R \cdot \gamma_1} \quad (2.61)$$

где A_s - площадь стального листа на единице длины сечения;

σ_s - предел текучести листовой арматуры при одноосном растяжении;

R - прочность бетона при одноосном сжатии;

h_0 - рабочая высота сечения;

b - ширина арки;

R - радиус арки.

Рассуждая аналогично получим выражение для той же арки, загруженной равномерно-распределенной нагрузкой интенсивностью q :

(2.62)

или окончательно:

(2.63)

Выводы по главе

1. Разработана методика расчета сталебетонных сводов, учитывающая нелинейность деформирования бетона и стального листа в условиях двухосного напряженного состояния и образование трещин в растянутой зоне бетона.
2. Разработан и реализован алгоритм расчета сталебетонных сводов с внешним листовым армированием при произвольной нагрузке, основанный на сочетании метода конечных разностей с методом последовательных приближений и позволяющий при шаговом нагружении моделировать процесс деформирования свода вплоть до разрушения.
3. Выполнен анализ предельных состояний сталебетонных арок, на основании которого получены выражения для определения разрушающей нагрузки из условия прочности по нормальным сечениям при действии равномерно распределенной и сосредоточенной в ключе нагрузок.

РАЗДЕЛ 3

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТАЛЕБЕТОННЫХ АРОК

3.1. Цель исследования

Настоящие исследования проводились в лаборатории кафедры строительной механики Харьковской государственной академии железнодорожного транспорта.

Цель исследования:

1. Определение несущей способности арок с различным характером и интенсивностью объединения листовой арматуры с бетоном.
2. Изучение характера деформирования и исчерпания несущей способности сталебетонных арок.
3. Выявление динамики развития пластических свойств в стальном листе и трещинообразования в бетоне.

3.2. Описание образцов и материалов

Опытные образцы арок были изготовлены в лаборатории кафедры строительных материалов Харьковской государственной академии железнодорожного транспорта. Для изготовления бетонной смеси составом по массе 1:1,3:2,8 при водоцементном отношении 0,5, использовался шлакопортландцемент активностью 400, речной песок модулем крупности МК-2,5. В качестве заполнителя использовался гранитный щебень марки М-1200 (по прочности) фракции 5-20 мм. Бетонирование осуществлялось в разовой деревянной опалубке, специально изготовленной для этой цели, в вертикальном положении при

уплотнении ручными трамбовками. Одновременно были изготовлены бетонные кубы размерами 0,1x0,1x0,1 м в количестве по 3 штуки на каждую партию для определения прочностных характеристик бетона. Изготовленные образцы твердели в естественных условиях, при этом для предотвращения усадочных трещин они периодически увлажнялись.

Образцы представляют собой арки, размеры которых представлены в табл.3.3.

Образцы отличаются конструкцией и шагом анкеров. Анкера были изготовлены двух видов (рис. 3.1). В арках ОП-50, ОП-100, ОП-150 установлены петлеобразные упоры с раздвижкой между ножками 150 мм и с шагом соответственно 50, 100 и 150 мм, а в арках 0-50, 0-100 и 0-150 - петлеобразные упоры с раздвижкой - 50 мм и с шагом соответственно 50, 100 и 150 мм.

В арках применялся стальной лист толщиной 3 мм марки по прочности С-325. На основании рекомендаций, разработанных в [5, 6], проводились экспериментальные исследования полоски стали размером 0,3x0,02 м. Деформативно-прочностные характеристики стали показаны в табл. 3.1, а диаграмма растяжения стали на рис. 3.2. Арки дополнительно армировались 6 0 5 ВрП.

Таблица 3.1

Деформативно-прочностные характеристики стали

Предел текучести σ_T , МПа	Временное сопротивление σ_B , МПа	Модуль упругости E_s , МПа	Коэффициент поперечной деформации ν_s	Деформация, соответствующая пределу текучести δ_T	Пределная деформация δ_B
300	450	$2,1 \times 10^5$	0,3	140×10^{-3}	350×10^{-3}

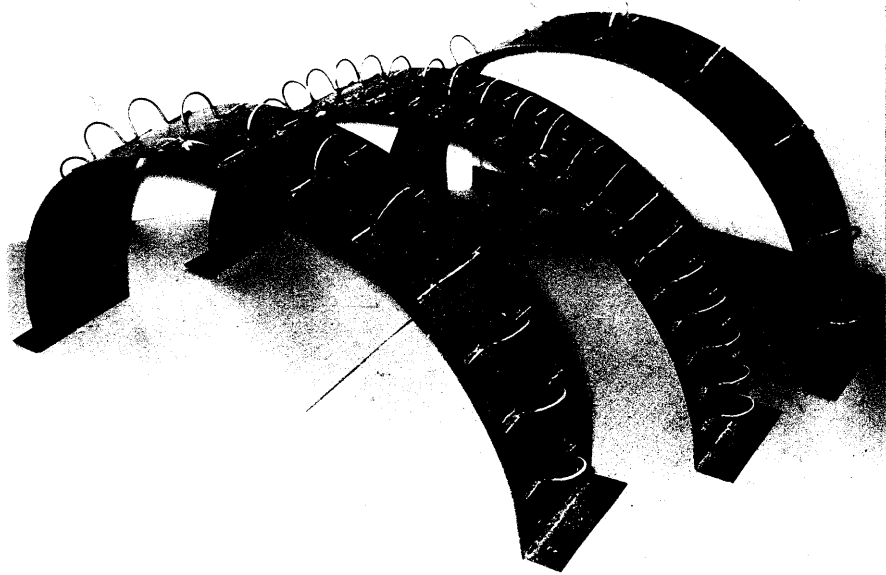
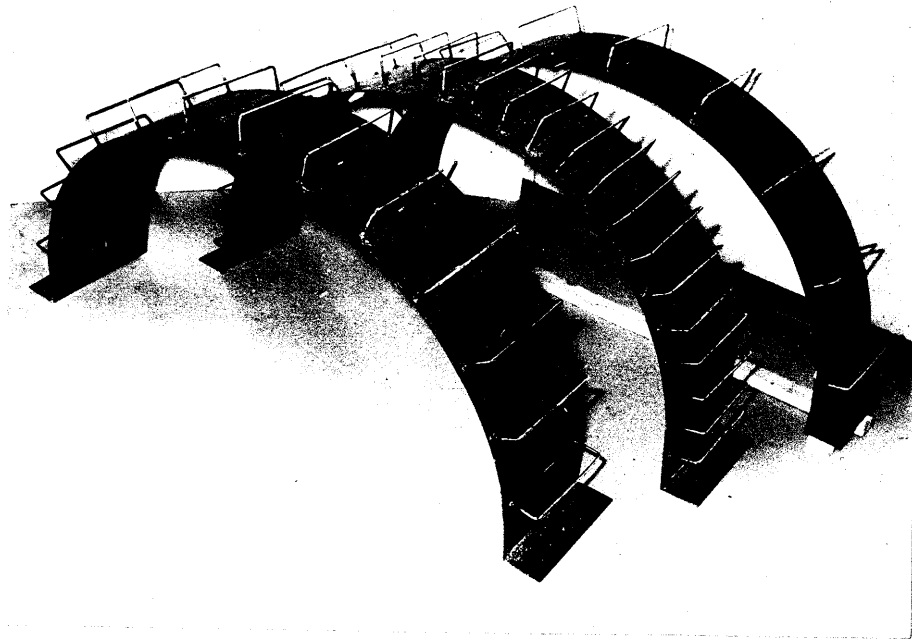


Рис. 3.1. Размещение анкеров по листу

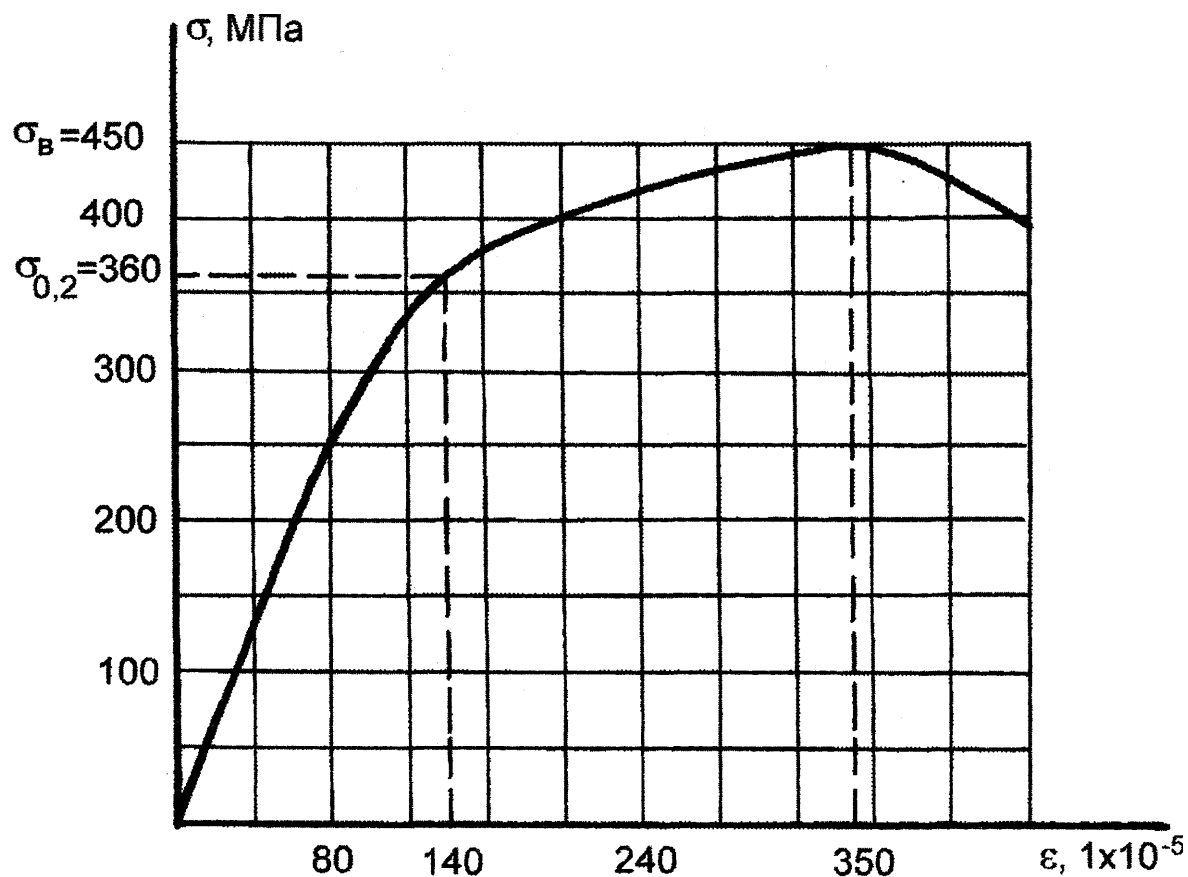


Рис. 3. 2. Диаграмма растяжения стали

Арки изготавливались из бетона класса В25. Прочностные характеристики бетона приведены в табл. 3.2.

Таблица 3.2

Деформативно-прочностные характеристики бетона.

Прочность бетона при сжатии R_b , Мпа	Модуль упругости E_b , МПа	Коэффициент поперечных деформаций ν_b	Прочность бетона при растяжении R_p , Мпа	Предельная деформация при сжатии	Предельная деформация при растяжении
25,4	30000	0,2	1,05	$0,138 \times 10^{-2}$	$0,753 \times 10^{-4}$

3.3. Методика проведения экспериментальных исследований

Изготовленные сталебетонные арки испытывались на машине ГМС-50. Подготовленная арка ставилась на траверсу машины на специальные упоры, обеспечивающие шарнирное опирание (рис. 3.3), и нагружалась сосредоточенной или распределенной нагрузкой. Для передачи распределенной нагрузки была изготовлена специальная траверса. Схема траверсы показана на рис. 3.3. Величина нагрузки определялась по показаниям динамометра машины ГСМ-50.

При нагружении арки прогибы в радиальном направлении и перемещение опорных частей в горизонтальном направлении измерялись индикаторами с ценой деления 0,01 мм.

Определение деформаций осуществлялось электрическими тензодатчиками сопротивления, наклеенными на обе поверхности арки. На внутренней и наружной поверхностях арки было наклеено по 7-8 тензодатчиков с базой 20 мм на металлическом листе и базой 50 мм на бетоне. Схема наклейки датчиков показана на рис. 3.4. Тензодатчики собирались в отдельные жгуты для бетона и металлического листа и присоединялись к панели измерительного прибора со шкалой деления Ю⁵.

Нагрузка увеличивалась ступенями. Нагружение производилось до разрушения образца.

Обработка эксперимента производилась в 2 этапа. На первом записывались показания всех тензодатчиков на каждом значении нагрузки. А на втором этапе определялись напряжения.

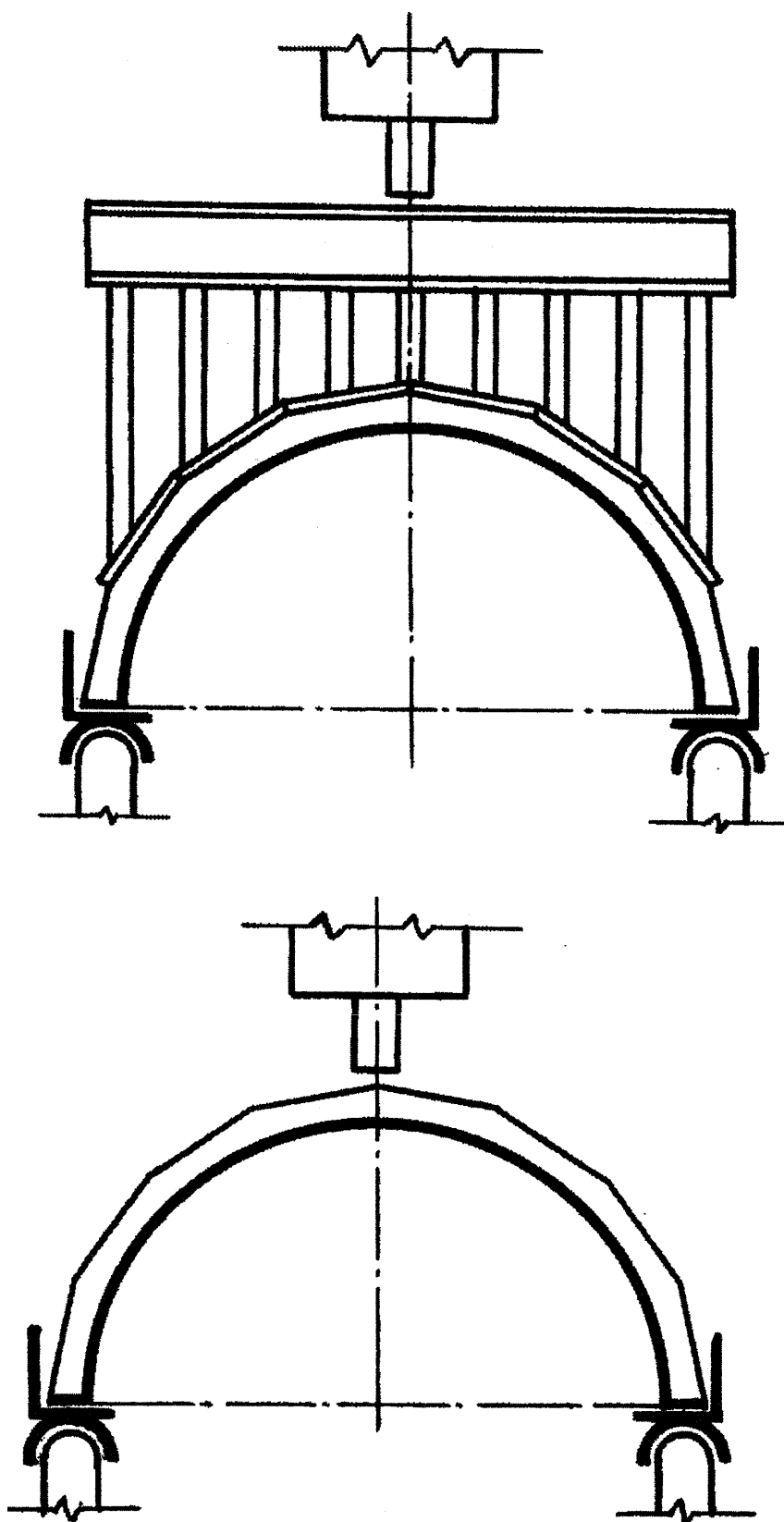


Рис. 3.3. Схема траверсы и опорного устройства

3.4. Методика обработки экспериментальных данных

Обработка экспериментов производилась применением методов математической статистики и теории вероятностей.

При проведении эксперимента результаты искажаются погрешностями, которые могут отнесены как к систематическим, так и к случайным. Систематические погрешности зависят от конструкции датчиков, вида напряженного состояния и т.д., случайные определяются точностью аппаратуры, количеством измерений одного параметра, ошибками округления и иными факторами случайного происхождения.

Решается задача построения зависимости $d = d(q)$ для отдельного датчика. Исходными данными для этого является массив $\{d_j\}$ показаний датчика и массив значений параметра нагрузки $\{q_i\}$. По показаниям каждого датчика d , вычисляется величина относительной деформации

$$\Delta = kAd, \quad (3.1)$$

где $Ad = d(q) - d_0$, $k = 1 \cdot 10^{-5}$ (постоянная прибора).

Для повышения надежности получаемого результата перед построением зависимости $d(q)$ из массива $\{d_j\}$ удаляются грубые выбросы, если они имеются. За критерий выброса при построении линейной зависимости принимается величина среднеквадратичного разброса точек относительно полученной прямой в сочетании с допустимой величиной отклонения от нее проверяемой точки.

Рассмотрим подробнее вопросы построения аппроксимирующей функции. Разобьем максимальную нагрузку q_{\max} на ряд значений с величиной этапа нагружения (принимаяем этапы нагружения равными):

$$A_q = \frac{\sum_{i=1}^N \Delta x_i}{N} \quad (3.2)$$

где N - количество этапов нагружения.

На каждом этапе нагружения при нагрузке $q_j = A q_i$ производится измерение показаний тензодатчиков ϵ_j , по которым определяются значения удлинений или перемещений в месте установки датчиков. Значение, полученное при замере, можно представить:

$$\epsilon_i = n(q_j) + \delta_j, \quad (3.3)$$

где δ_j " случайные погрешности измерений, математического ожидания которых $M \delta_j = 0$.

Задача математической обработки состоит в отыскании зависимости $n(q_j)$ по величине ϵ_j , содержащим неизвестные случайные погрешности δ_j .

Так как функции $n(q_j)$ в общем случае неизвестны, то представим зависимость (3.3) следующим образом:

$$\epsilon_j = n(q_j) + \delta_j + \delta_{\epsilon j}, \quad (3.4)$$

где $n(q_j)$ - аппроксимирующая функция,

δ_j - погрешность, вызываемая неточностью аппроксимирующей функции.

В качестве аппроксимирующей функции используются многочлены вида:

$$p(Y_i) = \sum_{k=1}^m S_{0k} T_k(q_j) \quad (3.5)$$

где - коэффициенты многочлена,

- функции Чебышева.

Задача состоит в подборе коэффициентов , таким образом, чтобы аппроксимирующая функция (3.4) являлась наиболее вероятной.

Поскольку погрешности случайны и подчиняются нормальному закону распределения, то по методу наименьших квадратов [53, 86] находятся вероятнейшие значения коэффициентов из условия минимума среднеквадратичного отклонения действительных замеров e , от аппроксимирующей функции $p(q_j)$:

$$Y = eQ = E \left(\sum_{i=1}^n a_k \sum_{i=1}^n (Y_i - e_i) \right) = \{ \sum_{i=1}^n a_k T_k(q_i) - e_i \} \quad (3.6)$$

Л.А. Колесниковым получены формулы, позволяющие производить обработку экспериментальных данных по способу наименьших квадратов с использованием ортогональных полиномов Чебышева. В случае линейной зависимости:

$$p(Y_i) = a_0 + a_1 T_1(q_i) \quad (3.7)$$

коэффициенты a_0 и a_1 определяются по формулам [46]:

$$\alpha_1 = \frac{2}{(N-1)N} \sum_{i=1}^N [(2N+1) - 3i] e_i$$

$$\alpha_2 = \frac{2}{(N^2-1)N} \sum_{i=1}^N [2i - (N+1)] e_i$$
(3.8)

Но при обработке эксперимента необходимо не только получить аппроксимирующую функцию, но и оценить точность и надежность полученных результатов.

При сравнительно небольшом числе этапов нагружения удобно проводить оценки с помощью доверительных интервалов.

Если точность измерений (дисперсия σ) неизвестна, то доверительный интервал в i -той точке аппроксимирующей прямой (3.7) выражается в виде:

$$d_i(q) = \pm \gamma_{ps} \sqrt{\frac{2(2N^2 + 2N + 1) - 6i(n+1-i)}{N(N^2 - 1)}}$$
(3.9)

С помощью доверительных интервалов оцениваются и коэффициенты α_1 и α_2 по формулам:

$$d_{\alpha_1}(q_i) = \pm \gamma_{ps} \sqrt{\frac{2(2N+1)}{N(N-1)}}$$

$$d_{\alpha_2}(q_i) = \pm \gamma_{ps} \sqrt{\frac{12}{N(N^2-1)}}$$
(3-10)

Величина t_p , входящая в выражения (3.9), (3.10), определяется по таблицам t -распределения Стьюдента в зависимости от надежности p и числа степеней свободы $k = N - 2$ [46].

Среднеквадратичное отклонение S , характеризующее разброс непосредственных замеров от аппроксимирующей функции (3.5), может быть найдено из выражения:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2}{N-2}} \quad (3.11)$$

Если точность измерений, которая характеризуется дисперсией σ^2 , известна, то можно найти длину доверительного интервала, выраженную через a :

$$a = \frac{72}{72} \quad (3.12)$$

где A_{fc} - подкоренное выражение в формулах (3.9), (3.10),

X_1 и X_2 - нижние и верхние границы доверительного интервала.

Выражение (3.12) может использоваться для оценки конкретных вычислений.

Относительные удлинения в месте установки датчиков при изменении нагрузки от q_0 до q_1 равны:

$$\Delta l = [l(q_1) - l(q_0)] \quad (3.13)$$

где и $n(q_0)$ - значения аппроксимирующей функции в точках $4N^{\text{и}} \text{ чо}$;

C_R - цена деления прибора в единицах относительного изменения сопротивления;

S_g - чувствительность тензодатчика.

Формулу (3.13) можно переписать иначе:

$$f(q_N) = a_2 4N \quad (3.14)$$

Для оценки точности полученных значений $\varepsilon(q|c|)$ можно принять полудлины доверительных интервалов, определяемых формулой (3.10), т.е.

$$d(f_q) = \pm y_p s \quad (3.15)$$

Если показания датчиков выходят из доверительного интервала, то ε_1 вычисляется как среднеарифметическое между предыдущим и последующим значениями

Результаты обработки показаний отдельных датчиков составляют массив величин относительной деформации .

На рис. 3.8 точками показаны значения деформаций “ ϵ ”, полученные в результате экспериментальных исследований для показаний датчика 1. При оценке достоверности полученных данных график, представленный в размерных координатах, был перестроен в безразмерные: по оси абсцисс откладывались значения q/q_0 , по оси ординат ϵ/ϵ_0 , где $q_0 = 10$ кН/м, а $\epsilon_0 = 1$.

Количество интервалов эксперимента (N), соответствующее количеству замеряемых данных, равняется 10.

Значения величин “ s ” получены следующие:

$$\begin{aligned} s_1 &= 14,4 \cdot 10^{-5}; & s_6 &= 71,8 \cdot 10^{-5}; \\ s_2 &= 23,4 \cdot 10^{-5}; & s_7 &= 82,7 \cdot 10^{-5}; \\ s_3 &= 32,6 \cdot 10^{-5}; & s_8 &= 101 \cdot 10^{-5}; \\ s_4 &= 46,7 \cdot 10^{-5}; & s_9 &= 123 \cdot 10^{-5}; \\ s_5 &= 61,4 \cdot 10^{-5}; & s_{10} &= 137 \cdot 10^{-5}. \end{aligned}$$

Коэффициенты a_1 и a_2 определяем по формуле (3.8):

$$a_1 = \frac{1}{(N-1) \sum_{i=1}^N s_i} \left[\sum_{i=1}^N (2N+1-3i) s_i \right] = \frac{1}{90} [-18 \cdot 14,4 \cdot 10^{-5} + 15 \cdot 23,4 \cdot 10^{-5} +$$

$$+ 12 \cdot 32,6 \cdot 10^{-5} + 9 \cdot 46,7 \cdot 10^{-5} + 6 \cdot 61,4 \cdot 10^{-5} + 3 \cdot 71,8 \cdot 10^{-5} + 0 \cdot$$

$$-3 \cdot 101 \cdot 10^{-5} - 6 \cdot 123 \cdot 10^{-5} - 9 \cdot 137 \cdot 10^{-5}] = 5,969 \cdot 10^{-5}$$

$$a_2 = \frac{1}{N \sum_{i=1}^N s_i} \left[\sum_{i=1}^N (2i - (N+1)) s_i \right] = \frac{1}{990} [-9 \cdot 14,4 \cdot 10^{-5} - 7 \cdot 23,4 \cdot 10^{-5} -$$

$$-5 \cdot 32,6 \cdot 10^{-5} - 3 \cdot 46,7 \cdot 10^{-5} - 1 \cdot 61,4 \cdot 10^{-5} + 1 \cdot 71,8 \cdot 10^{-5} + 3 \cdot 82,7 \cdot 10^{-5}$$

$$+ 5 \cdot 101 \cdot 10^{-5} + 7 \cdot 123 \cdot 10^{-5} + 9 \cdot 137 \cdot 10^{-5}] = 4,568 \cdot 10^{-5}$$

Среднеквадратичное отклонение S характеризующее разброс непосредственных замеров I_j , определяем по формуле (3.11):

$$S = \frac{S(I_j - a - I \cdot a_2)^2}{N(N^2 - 1)} = \sqrt{[14,923 \cdot 10^{-10} + 68,807 \cdot 10^{-10} + 167,107 \cdot 10^{-10} + 504,407 \cdot 10^{-10} + 1062,173 \cdot 10^{-10} + 1476,327 \cdot 10^{-10} + 2003,01 \cdot 10^{-10} + 3420,729 \cdot 10^{-10} + 5763,695 \cdot 10^{-10} + 7284,793 \cdot 10^{-10}] = 1865,56 \cdot 10^{-10}}$$

Определяем доверительный интервал в i -той точке аппроксимирующей прямой по формуле (3.9):

$$d_i(x) = \pm t_p S \sqrt{\frac{2(2N^2 + 2N + 1) - 6i(N + 1 - i)}{N(N^2 - 1)}}$$

где $t_p = 2,57$ табл. XI.12 [100].

Доверительный интервал для первой точки составляет:

$$d_j = \pm 2,57 \cdot 1865,56 \cdot 10^{-10} \sqrt{\frac{2(2 \cdot 10^2 + 2 \cdot 10 + 1) - 6(10 + 1 - 1)}{10(10^2 - 1)}} = \pm 0,031 \cdot 10^{-5}$$

Аналогично определяем доверительный интервал для остальных точек:

$$\begin{aligned} d_2 &= \pm 0,0287 \cdot 10^{-5}, & d_3 &= \pm 0,0272 \cdot 10^{-5}, & d_4 &= +0,0261 \cdot 10^{-5}, \\ d_5 &= \pm 0,0256 \cdot 10^{-5}, & d_6 &= \pm 0,0256 \cdot 10^{-5}, & d_7 &= \pm 0,0261 \cdot 10^{-5}, \\ d_8 &= \pm 0,0272 \cdot 10^{-5}, & d_9 &= +0,0287 \cdot 10^{-5}, & d_{10} &= \pm 0,031 \cdot 10^{-5}. \end{aligned}$$

Оцениваем коэффициенты и «2^{по} формулам:

$$d = \frac{s \cdot H^{2(N+1)}}{\sqrt{N(N-1)}} = +2,57 \cdot 0,0186556 \cdot 10^{-5} \cdot \sqrt{\frac{2(2 \cdot 10 + 1)}{10(10 - 1)}} =$$

$$= +0,0328 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta_{\text{«2}} = \pm \gamma_p s \sqrt{\frac{12}{N(N^2 - 1)}} = +2,57 \cdot 0,0186556 \cdot 10^{-5} \sqrt{\frac{12}{10(10^2 - 1)}}$$

$$= \pm 0,00528 \cdot 10^{-5}$$

Таким образом, проведенная оценка погрешности измерений показывает, что экспериментальные точки укладываются в доверительный интервал, поэтому полученный график построен верно.

Покажем последовательность обработки эксперимента, результаты которого приведены на рис. 3.2.

При $\sigma_T = 360$ МПа получены следующие значения ε_T :

Эксперимент	1	2	3
ε_T	$138 \cdot 10^{-5}$	$140 \cdot 10^{-5}$	$143 \cdot 10^{-5}$

Доверительный интервал для полученных значений (точка $a_T = 360$ МПа) определялся:

$$d = \frac{s}{\sqrt{n}} \quad (3.16)$$

где $t = 3,65$ коэффициент Стьюдента по табл. XI. 12 [100], который зависит от числа измерений n и заданной доверительной вероятности $p = 98\%$.

Среднеквадратичное отклонение (S) определяется:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (3.17)$$

где \bar{x} - среднее значение измеряемой величины определяемое по формуле:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (3.18)$$

где X_i - измеряемая величина.

Среднее значение деформации для точки $\sigma_T = 360$ МПа составит:

$$\bar{x} = \frac{(138-10^{-5} + 140-10^{-5} + 143-10^{-5})}{3} = 140,3-10^{-5}$$

Среднеквадратичное отклонение (S) в этом случае составит:

Определяем ширину доверительного интервала:

$$\frac{2,53 \cdot 10^{-5} \cdot 3,65}{0,0 \cdot i} = \dots$$

Определяем доверительную полосу, в которую должны укладываться полученные экспериментальные значения:

$$x-d < x < x+d$$

$$135 \cdot 10^{-5} < 145,6 \cdot 10^{-5}$$

Таким образом, полученные экспериментальные значения укладываются в данную доверительную полосу, поэтому для построения графика точка выбрана верно.

Аналогичная инженерная обработка полученных данных проведена для всех графиков.

3.5. Анализ результатов исследований сталебетонных арок

Радиальные перемещения от равномерно-распределенной нагрузки двухшарнирной арки приведены на рис. 3.5, а сосредоточенной силы на рис. 3.6. Прогибы замеренные индикатором оказались больше вычисленных теоретически. Полные прогибы испытанных арок оказались больше расчетных на 10%.

Графики зависимости деформаций в бетоне и стальном листе от интенсивности равномерно-распределенной нагрузки приведены на рис. 3.7 и 3.8, а сосредоточенной силы на рис. 3.9 и 3.10. Примерно до половины разрушающей нагрузки графики деформаций в бетоне имеют слабую нелинейность. При дальнейшем нагружении они плавно переходят в криволинейный участок. Графики деформации стального листа имеют также прямолинейный вид.

Сравнение экспериментальных и теоретических значений несущей способности сталебетонных арок приведено в таблице 3.3, а схемы разрушения на рис. 3.11 и 3.12.

Теоретические и экспериментальные зависимости отличаются друг от друга не более чем на 10%.

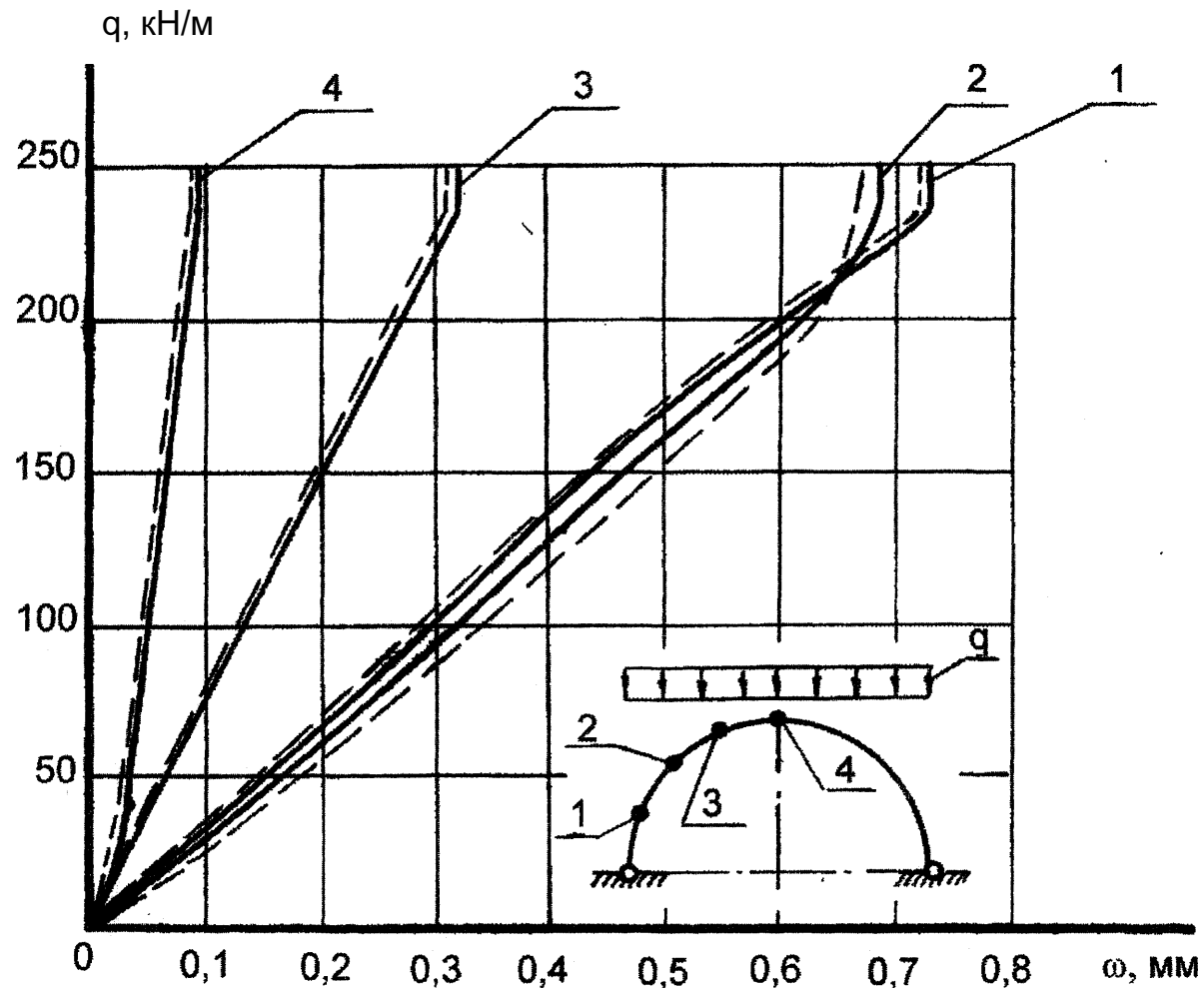


Рис. 3.5. График радиальных перемещений в арках при загрузении распределенной нагрузкой

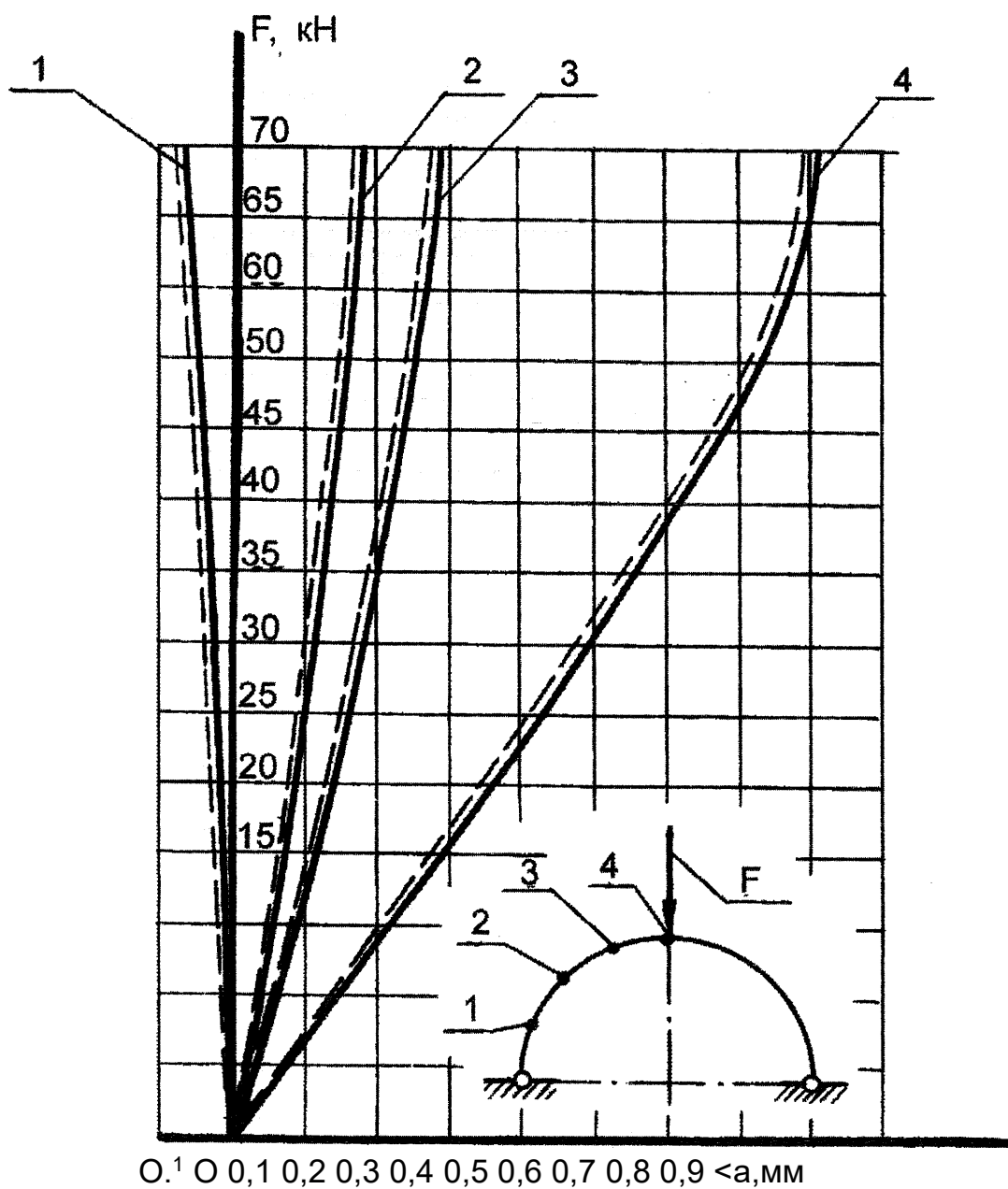


Рис. 3.6. График радиальных перемещений в арках при загрузении сосредоточенной силой

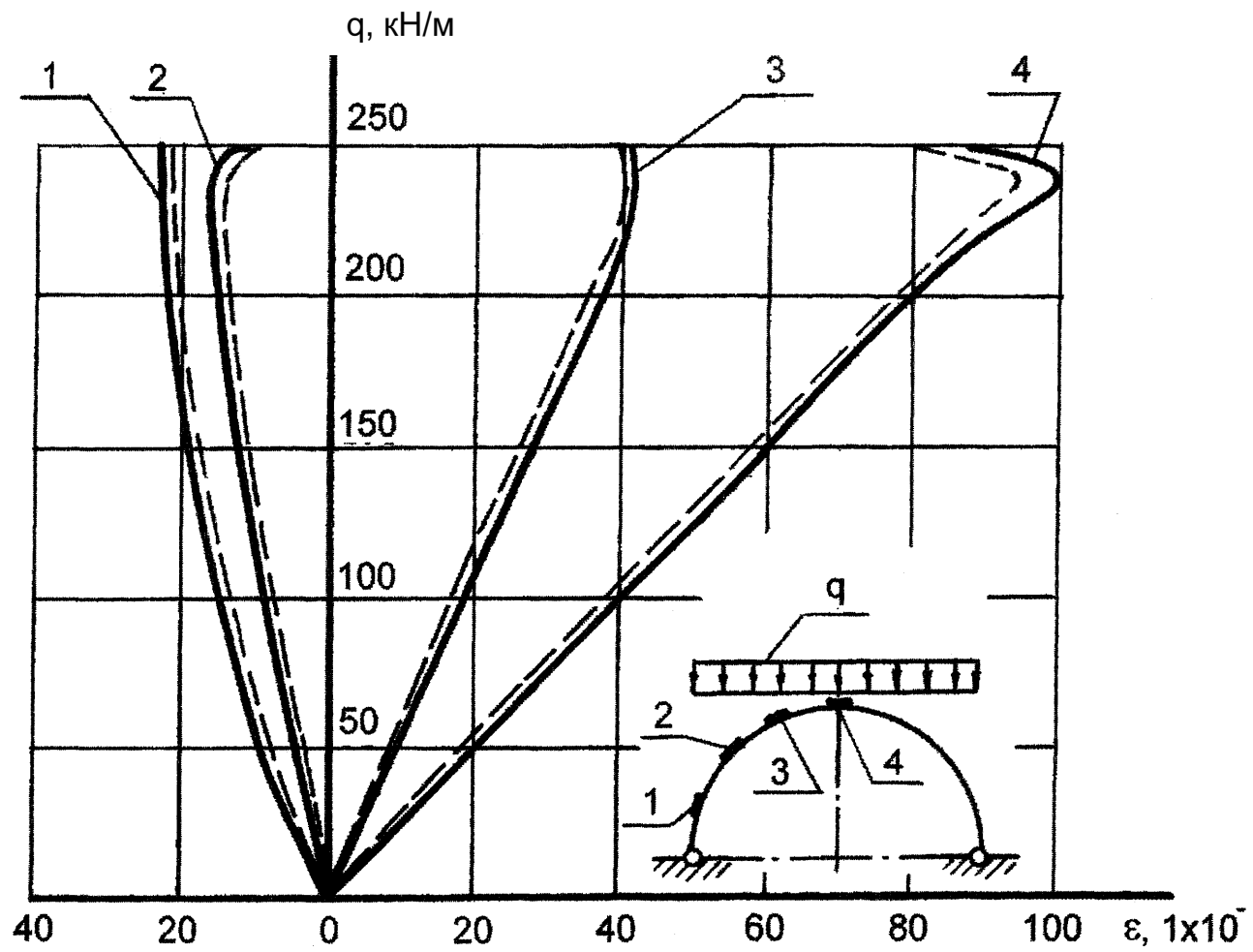


Рис. 3.7. График зависимости деформаций в бетоне при загрузении распределенной нагрузкой

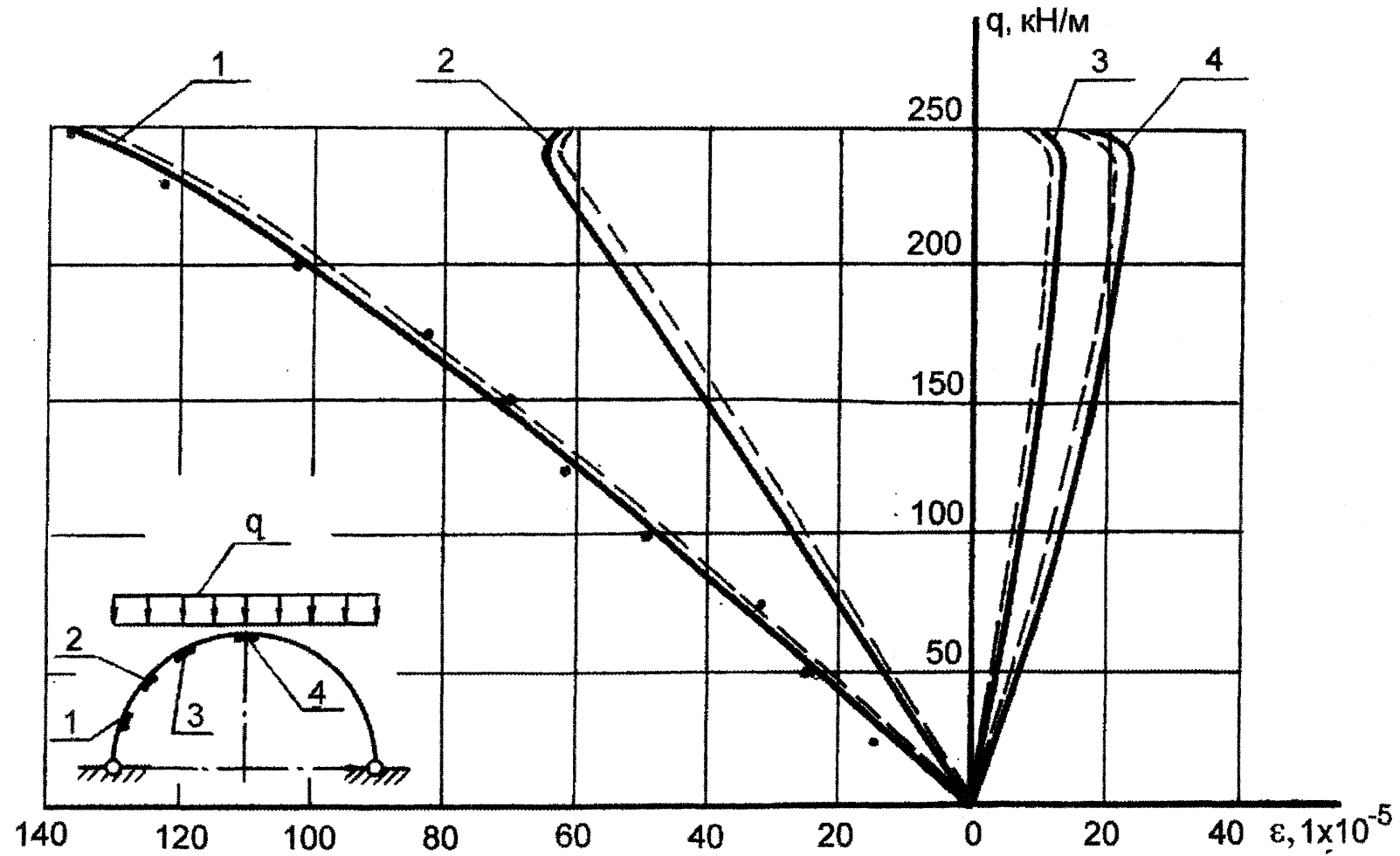


Рис. 3.8. График зависимости деформаций в стальном листе при загрузении распределенной нагрузкой

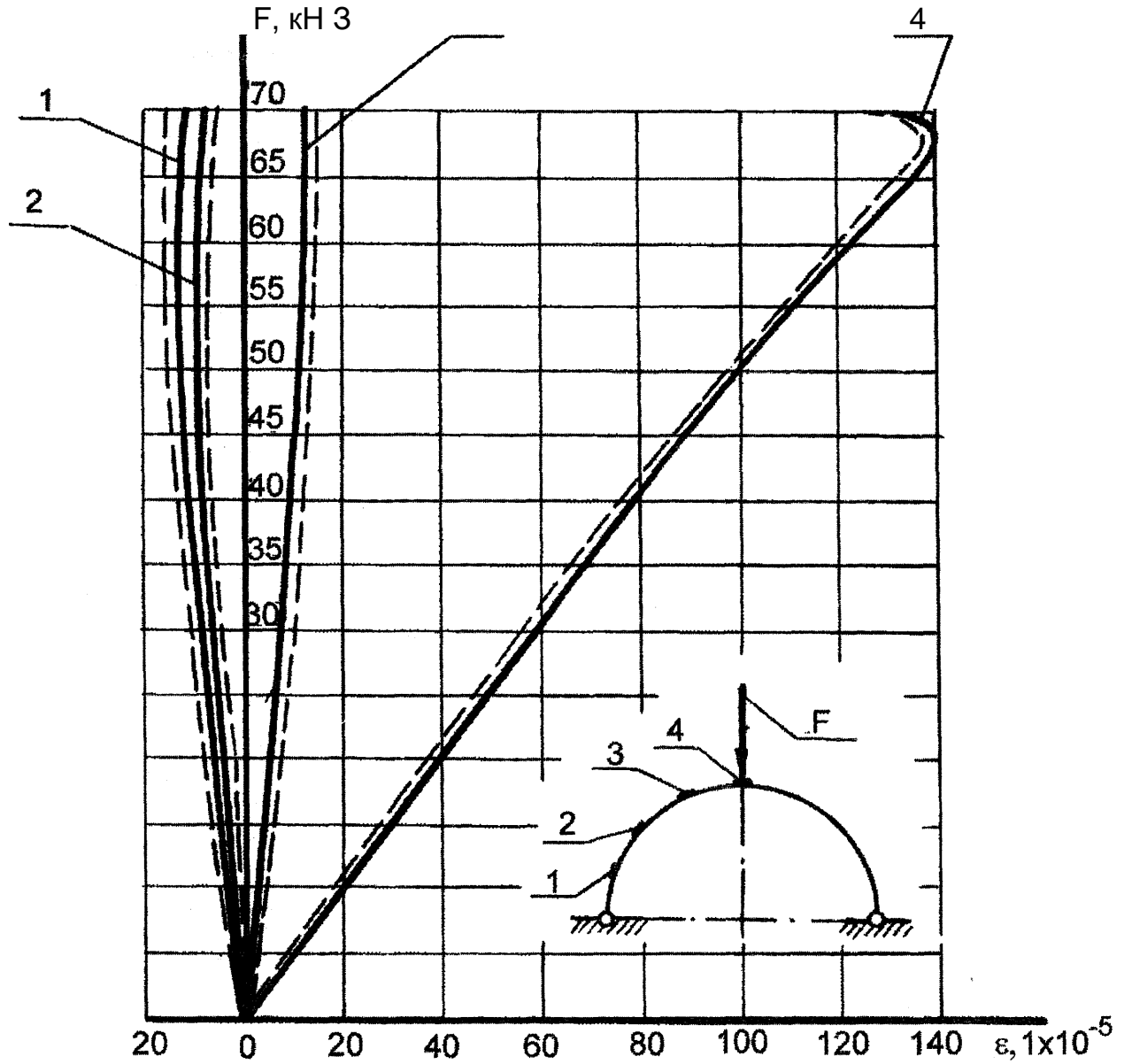


Рис. 3.9. График зависимости деформаций в бетоне при загрузении сосредоточенной силой

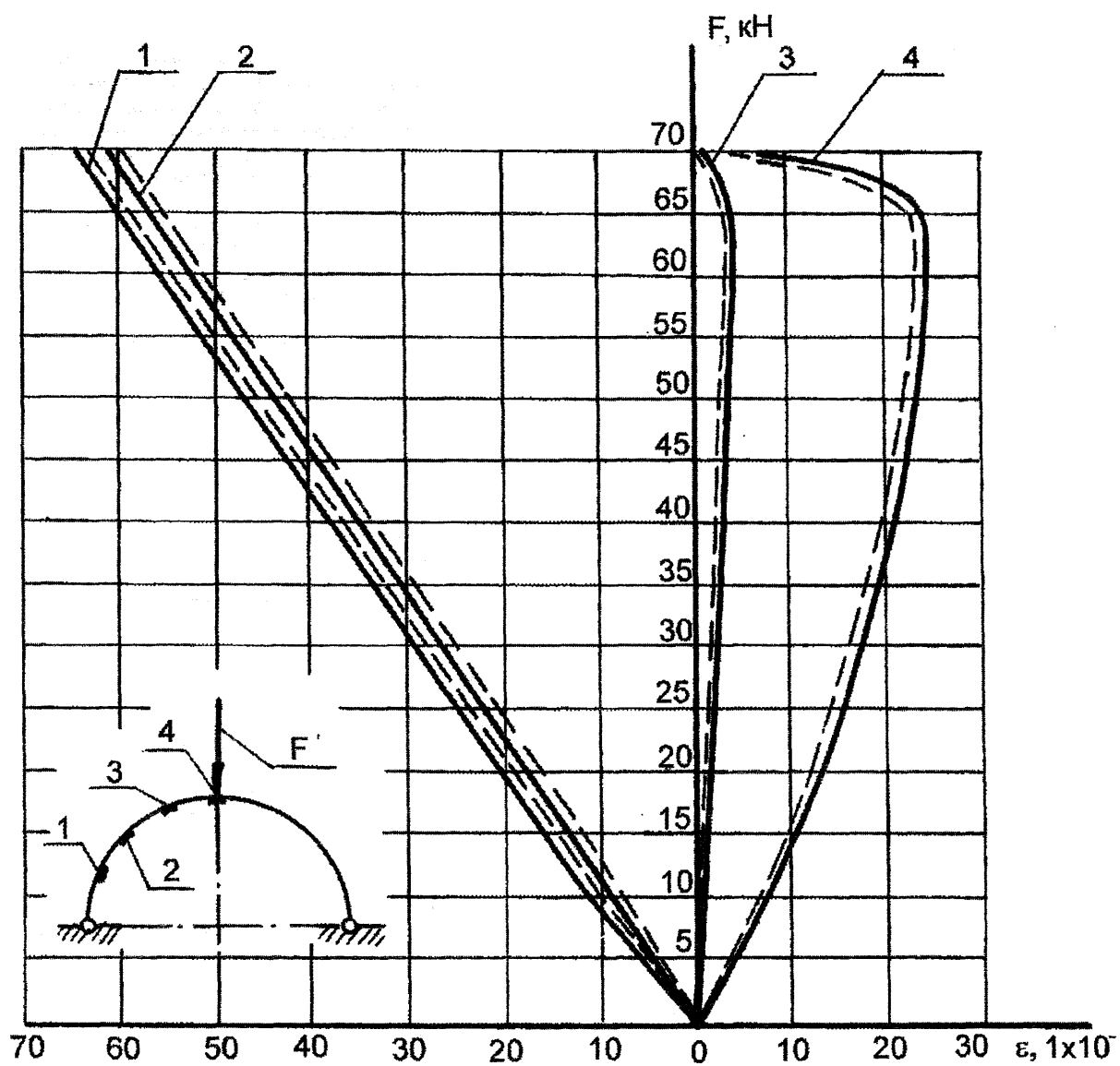


Рис. 3.10. График зависимости деформаций в стальном листе при
загружении сосредоточенной силой

Таблица 3.3 - Сравнение экспериментальных и теоретических значений несущей способности сталебетонных арок

№ образца	Внутренний радиус, мм	Наружный радиус, мм	Толщина листа, мм	Стрела подъема арки, мм	Тип анкеров	Шаг анкеров, мм	Диаметр анкера, мм	Предел текучести листов арматуры, МПа	Прочность бетона, МПа	Теоретическая разрушающая нагрузка по нормальному сечению из расчета		Экспериментальная разрушающая нагрузка
										по методу предельного равновесия	напряженно-деформированного состояния	
0-50	435	490	2,9	490	1	50	3,9	360	25,4	290 кН/м	260 кН/м	250 кН/м
0-100	434	491	3,0	492	1	100	3,9	360	25,4	290 кН/м	260 кН/м	240 кН/м
0-150	436	489	3,0	489	1	150	3,9	360	25,4	290 кН/м	260 кН/м	230 кН/м
ОП-50	434	491	2,9	491	2	50	3,85	360	25,4	72 кН	75 кН	70 кН
ОП-100	436	492	2,9	492	2	100	3,85	360	25,4	72 кН	75 кН	72 кН
ОП-150	434	490	3,0	490	2	150	3,85	360	25,4	72 кН	75 кН	67 кН
0-1	435	491	3,0	491				360	25,4	72 кН	75 кН	68 кН

а)



б)



Рис. 3.11. Разрушение арок а) О - 50, б) ОП - 50



Рис. 3.12. Разрушение арок а) ОП -100, б) О -1

При равномерно-распределенной нагрузке $q = 250$ кН/м или при сосредоточенной силе $F = 70$ кН арка разрушается.

Характер разрушения позволяет говорить об исчерпании несущей способности по прочности нормальных сечений.

При шаге анкеров 150 мм в некоторых местах при нагрузке 180 кН/м происходило отслоение бетона от листа. При меньшем шаге таких явлений не наблюдалось. Анкера показали себя достаточно жесткими на сдвиг связями. Среза анкеров не происходило.

Выводы по главе

1. Приводятся результаты экспериментов по определению напряженно-деформированного состояния сталебетонных сводов при действии равномерно распределенной нагрузки.
2. Анализ расчетных и экспериментальных результатов показал достаточно хорошее их соответствие, работоспособность и эффективность программного комплекса и возможность практического его применения.
3. Получены формулы, позволяющие производить обработку одиночных тензодатчиков.

РАЗДЕЛ 4

ВНЕДРЕНИЕ И ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ СТАЛЕБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1. Применение сталебетонных обделок тоннелей вместо железобетонных

Сталебетонные обделки тоннелей с внешней листовой арматурой имеют преимущества перед железобетонными. Это объясняется следующими факторами: в условиях двухосного растяжения свободные деформации стального листа в продольном направлении стеснены наличием деформаций в поперечном направлении; благодаря изотропным свойствам внешнего листового армирования, жесткости элемента в направлении действия главных изгибающих моментов не зависят от ориентации трещин в растянутой зоне бетона относительно листовой арматуры.

Технология изготовления сталебетонных обделок простая. Внешняя листовая арматура используется как опалубка при бетонировании обделок. Сталебетонные обделки не требуют постановки закладных деталей, так как эту роль выполняет внешняя арматура.

Опыт проведенных исследований проектирования и применения в строительстве сталебетонных конструкций показывает целесообразность их использования в различных областях строительства и перспективность дальнейшего развития.

В таблице 4.1 показана эффективность применения сталебетонных обделок вместо железобетонных. При сопоставлении характеристики бетона и стали в сталебетонных обделках приняты такими же, что и в железобетонных.

Для сравнения выбраны железобетонные обделки с металлической изоляцией.

Как видно из таблицы 4.1 применение сталебетонных обделок по сравнению с железобетонными позволяют достичь экономии стали в среднем на 24 - 30%.

Таблица 4.1

Сравнение железобетонных и сталебетонных обделок тоннелей метрополитенов

Марка обделки	Железобетонные обделки				Сталебетонные обделки				Экономия в %
	Объем бетона, м ³	Класс бетона	Расход стали, кг	Несущая способность в кН/м ²	Толщина листа в мм	Расход стали в кг	Несущая способность в кН/м ²	Экономия стали на элемент	
55 НХ	0,41	В35	152	550	5	115	550	37	24,3
55 ЛХ	0,85	В35	150,8	550	5	113	550	37,8	25,1
55 НХУ	0,41	В35	164	550	5	115	550	49	29,9
55 ЛХУ	0,85	В35	178	550	5	132,5	550	45,5	25,6

3.2. Сталебетонный элемент свода

Предложенное решение относится к строительству, а именно к строительству тоннелей метрополитена и может быть использовано в строительстве железнодорожных и автомобильных тоннелей, для прокладки различных сетей водопровода, канализации, теплопроводов, нефтепроводов, электрокабелей и т.д.

Известна железобетонная обделка для тоннелей метрополитена из блоков сплошного сечения со стальной гидроизоляцией [4, 92]. Армирование блоков сборных железобетонных обделок производится плоскими арматурными каркасами, объединенными в пространственный арматурный каркас поперечными стержнями. В этих блоках применяется двойное симметричное расположение рабочей арматуры. Стальной лист прикрепляется к арматурному каркасу точечной сваркой в нескольких местах.

Недостатком такой конструкции является нерациональное использование стального листа, он выполняет только изоляционные функции, а несущие не осуществляет.

Наиболее близким к предложенному решению является перекрытие [107]. Перекрытие состоит из заполненного бетоном армопалубочного элемента, выполненного из плоского металлического листа с отбортовками. Для восприятия поперечной силы в металлическом листе выполнены П-образные просечки, пересекающие линию перегиба отбортовок. Основание каждой просечки размещено на металлическом листе, а отогнутая кромка на отбортовках с образованием по периметру металлического листа треугольных шпонок.

Недостатками известных решений являются следующие факторы: соединение между бетоном и стальным листом не надежно, П-образные

просечки уменьшают прочность листа и являются концентраторами напряжений. Кроме того конструкция принятого прототипа содержит плоский в плане лист. Для решения поставленной задачи необходимо, чтобы лист был криволинейным. Это позволяет собрать элементы в свод с плавной упругой линией и обеспечить надежное их соединение.

Предложенное решение иллюстрируется следующими чертежами: на рис. 4.1 показан сталебетонный элемент свода с консольными выступами, на рис. 4.2 - сталебетонный элемент с полками, на рис. 4.3 - сталебетонный элемент с консольными выступами, у которого стальной лист расположен с внешней стороны, на рис. 4.4 - свод, у которого эпюра моментов однозначна, на рис. 4.5 - свод, у которого эпюра моментов двухзначна, на рис. 4.6 - разрез 1-й узел 1 к рис. 4.4 и 4.5, на рис. 4.7 - узел сталебетонного элемента с полкой, у которого стальной лист расположен с внешней стороны.

Сталебетонный элемент свода состоит из металлического листа 1 и слоя бетона 2, расположенного на нем или под ним. Металлический лист снабжен анкерными упорами 3, которые одним концом прикреплены к металлическому листу, а на другом конце выполнены головки. Металлический лист выполнен с боковыми отбортовками, образующими на торцах элементов консольные выступы 4 или полки 5. Если металлический лист расположен сверху бетона и при этом имеет полку, то стальной лист делается с отгибами 6, заходящими на внутреннюю поверхность элемента не менее чем на 2 длины полки (рис. 4.7).

Если эпюра моментов в своде однозначна (рис. 4.4), то свод собирается из элементов, у которых стальной лист расположен с внутренней стороны свода. Если эпюра моментов двухзначна (рис. 4.5), то свод собирается из элементов, у которых в положительной зоне стальной лист расположен с внутренней стороны, а в отрицательной

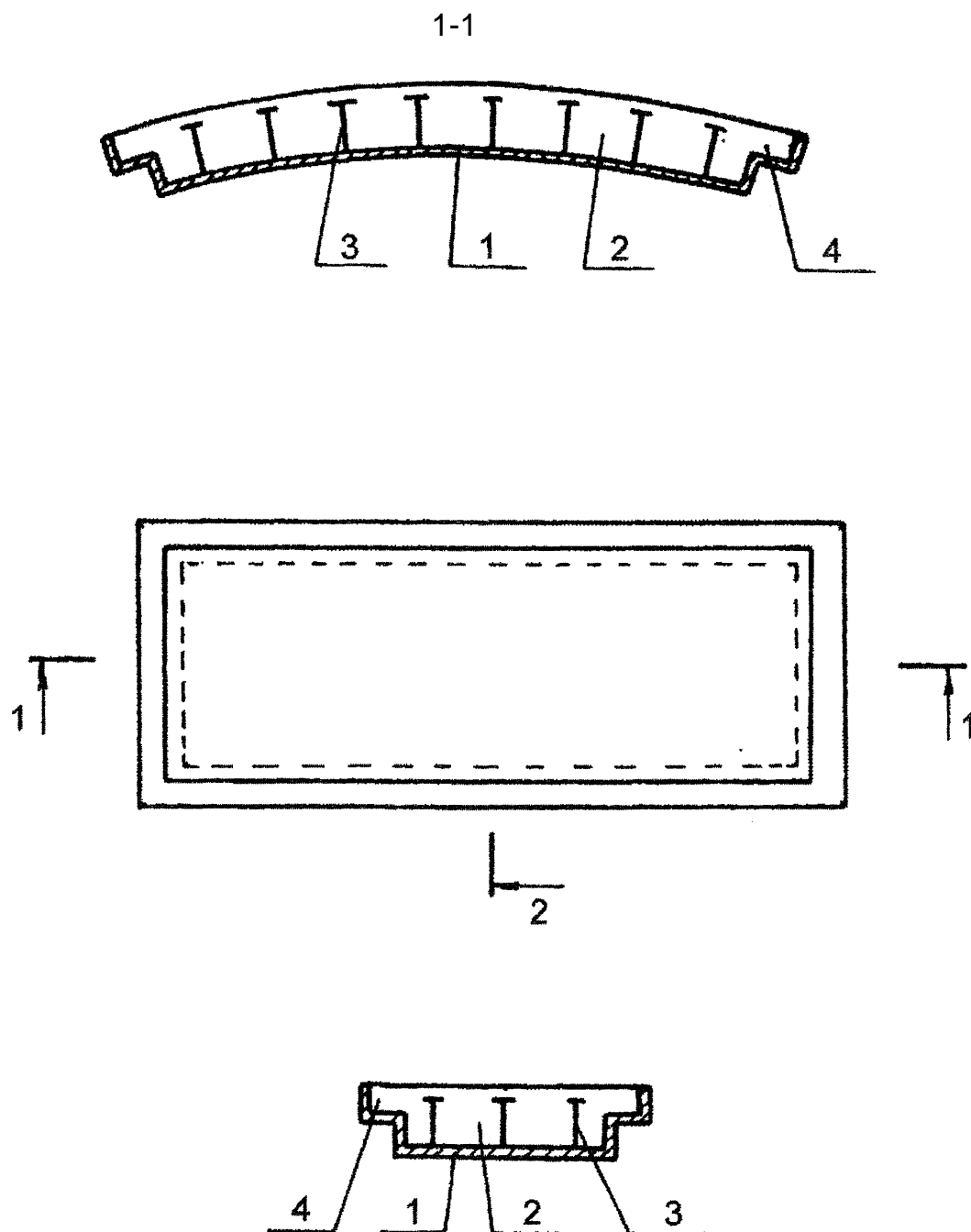


Рис. 4.1. Сталебетонный элемент свода с консольными выступами

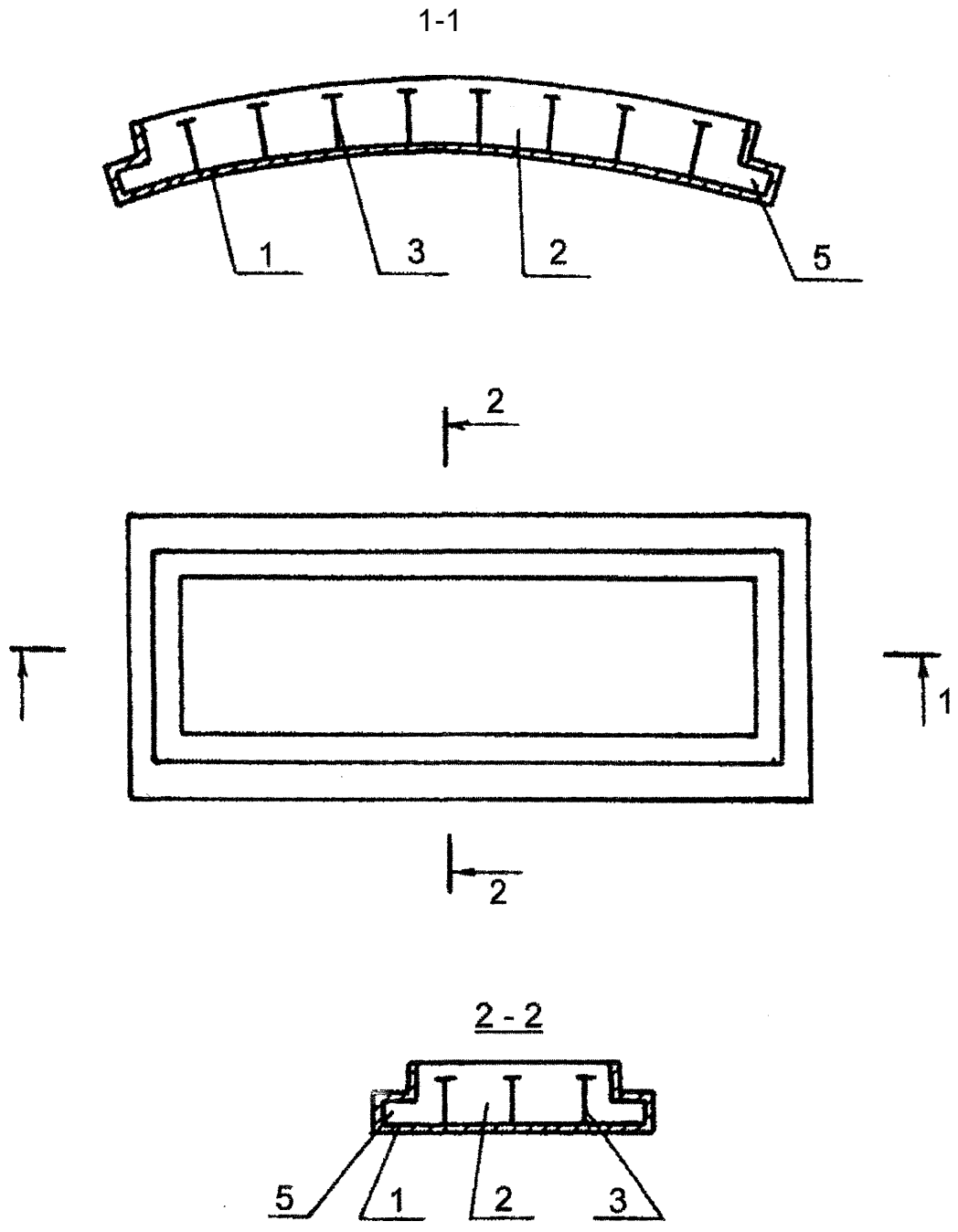


Рис. 4.2. Сталебетонный элемент свода с полками

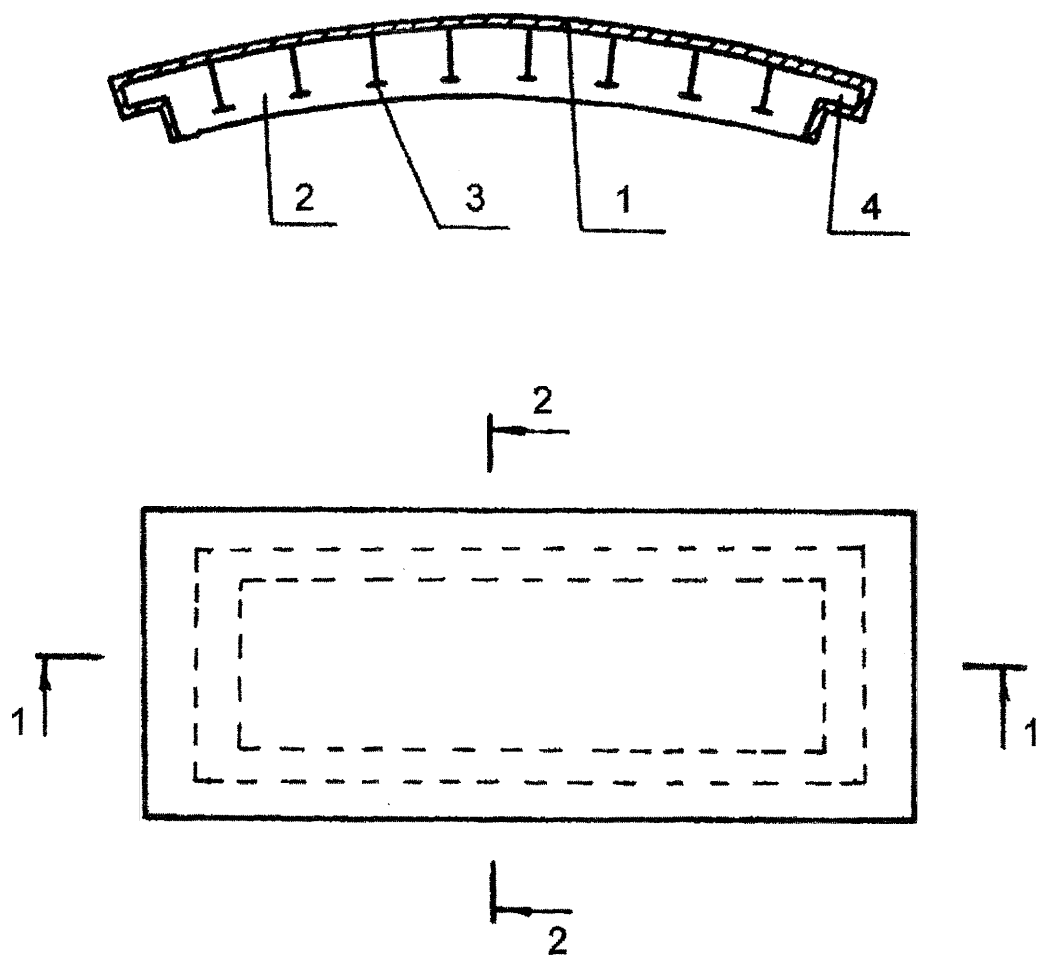


Рис. 4.3. Сталебетонный элемент свода с консольными выступами, у которого стальной лист расположен с внешней стороны

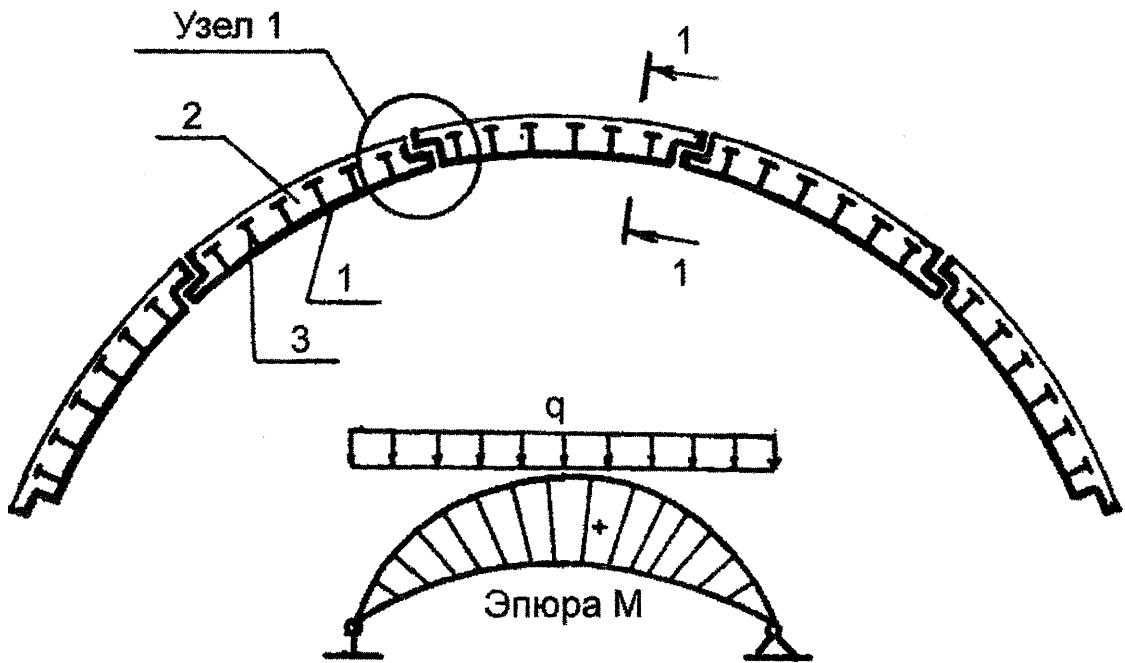


Рис. 4.4. Свод, у которого эпюра моментов однозначна

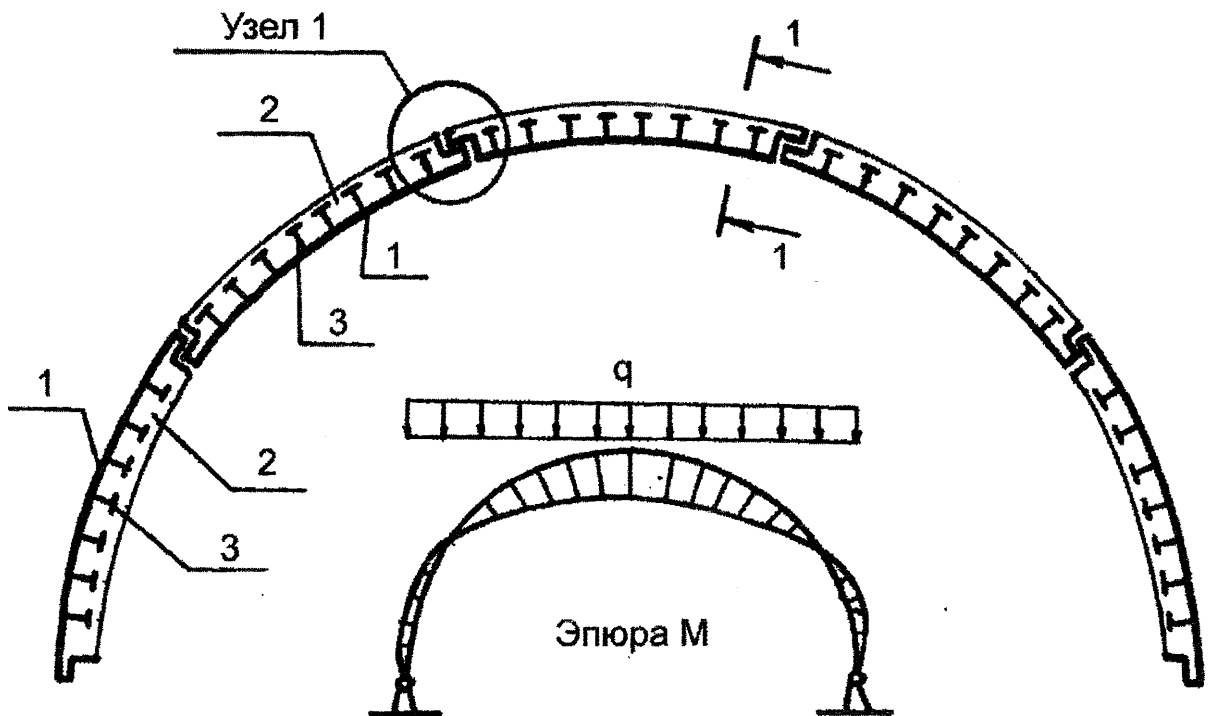
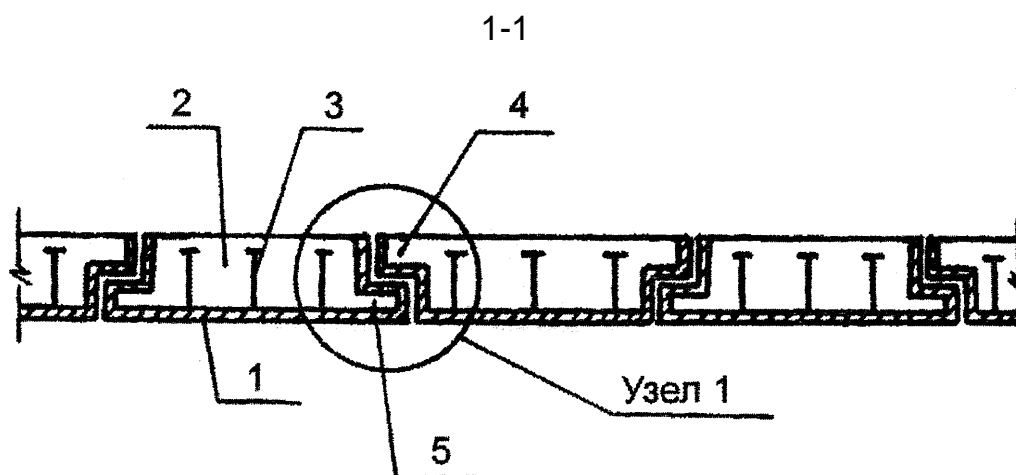


Рис. 4.5. Свод, у которого эпюра моментов двухзначна



Узел 1



Рис. 4.6. Разрез 1-й узел 1 к рис. 4.4 и рис. 4.5.

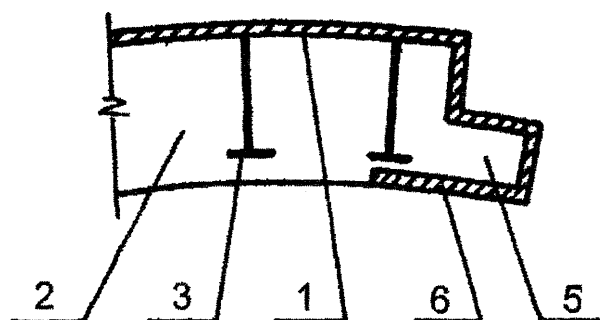


Рис. 4.7. Узел сталебетонного элемента свода с полкой, у которого стальной лист расположен с внешней стороны

стальной лист расположен с внешней стороны. При монтаже элементов в своде на полку 5 одного блока укладывается консольный выступ 4 соседнего блока (рис. 4.6). Затем узел обваривается. Таким образом создается жесткое соединение элементов в своде.

Наличие в сталебетонном элементе анкеров позволяет обеспечить совместную работу бетона и листовой арматуры, а за счет создания полочек и выступов создается жесткое соединение элементов в своде и за счет этого повышается прочность и надежность сталебетонного свода.

Выводы по главе

1. Применение сталебетонных обделок по сравнению с железобетонными позволяет достичь экономии стали в среднем на 24-30%.
2. Методика расчета и конструкции сталебетонных сводов приняты к внедрению в проектных решениях строительства объектов ПО «Завод имени Малышева», проектного института «Харьковтрансмашпроект», проектного института «Метропроект» г. Харькова.

ВЫВОДЫ

1. Изучены новые направления в области совершенствования строительных конструкций и показано, что одним из перспективных является использование внешнего листового армирования, которое одновременно выполняет силовые, защитные, изоляционные и технологические функции.
2. Разработана и экспериментально обоснована методика расчета сталебетонных сводов, учитывающая нелинейность деформирования бетона и стального листа в условиях двухосного напряженного состояния и образование трещин в растянутой зоне бетона.
3. Разработан и реализован алгоритм расчета сталебетонных сводов с внешним листовым армированием при произвольной нагрузке, основанный на сочетании метода конечных разностей с методом последовательных приближений и позволяющий при шаговом нагружении моделировать процесс деформирования свода вплоть до разрушения.
4. Выполнен анализ предельных состояний сталебетонных арок, на основании которого получены выражения для определения разрушающей нагрузки из условия прочности по нормальным сечениям при действии равномерно распределенной и сосредоточенной в ключе нагрузок.
5. Приводятся результаты экспериментов по определению напряженно-деформированного состояния сталебетонных сводов при действии равномерно распределенной нагрузки.
6. Анализ расчетных и экспериментальных исследований показал достаточно хорошую их сходимость, работоспособность и

эффективность программного комплекса *и* возможность практического его применения.

7. Методика расчета и конструкции сталебетонных сводов приняты к внедрению в проектных решениях строительства объектов ПО «Завод имени Малышева», проектного института «Харьковтрансмашпроект», проектного института «Метропроект» г. Харькова.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Александров А.В., Лащеников Б.Я., Шапошников Н.Н. Строительная механика. Тонкостенные пространственные системы.- М.: Стройиздат, 1983,- 488 с.
2. Амбарцумян С.А. Теория анизотропных пластин,- М.: Наука, 1987.- 360 с.
3. Арсланханов А.Д. Исследование напряженно-деформированного и предельных состояний сталебетонных плит при статическом кратковременном нагружении // Дис. ... канд. техн. наук.- Харьков.- 1989.-192 с.
4. Архангельский М.М., Джинчарадзе Д.И., Курисько А.С. Расчет тоннельных обделок.- М.: Трансжелдориздат, 1960.- 344 с.
5. Астанин В.В. Влияние скорости деформации на предел текучести металлов // Межвуз. сб. науч. тр. / ХарГАЖТ, 1996. - Вып. 27. - С. 77-87.
6. Астанин В.В. Высокоскоростное деформирование металлов // Заводская лаборатория. -1989. - № 9. - С. 88-92.
7. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции.- М.: Стройиздат, 1985.- 728 с.
8. Барабаш В.М., Павловская М.А. Железобетонные балки с внешним полосовым армированием из алюминиевых сплавов // Вестник Львовского политехнического института.- 1986.- № 203.- С. 10-13.
9. Бартелеми Б., Крюппа Ж. Огнестойкость строительных конструкций: Пер. с франц.- М.: Стройиздат, 1985.- 216 с.
10. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона.- М.: Госстройиздат, 1962.-92 с.
11. Бердичевский Г.И., Подольский И.Я. Исследование предварительно-напряженных сталежелезобетонных изгибаемых элементов для

- перекрытий общественных зданий // Сб. НИИЖБ: Предварительно-напряженные конструкции зданий и инженерных сооружений,- М.: Стройиздат, 1977.
12. Биргер И.А., Мавлютов Р.Р. Сопротивление материалов.- М.: Наука, 1986.-560 с.
 13. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона.- М.: Стройиздат, 1982.- 287 с.
 14. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона.-Харьков: Изд.ХГУ, 1968.-324 с.
 15. Бондаренко В.М., Тимко А.И., Шагин А.Л. Расчет железобетонных плит и оболочек методом интегрального модуля деформаций.- Харьков: Изд.ХГУ, 1967.- 86 с.
 16. Бондаренко В.М., Шагин А.Л. Расчет эффективных многокомпонентных конструкций,- М.: Стройиздат, 1987,- 175 с.
 17. Бондарь Я.П., Ривкин А.М., Лапочкина А.Ф. Сталежелезобетонные фермы покрытий сельскохозяйственных зданий // Промышленное строительство.-1979,- № 5,- С. 12-13.
 18. Ван Цзи-де. Прикладная теория упругости: Пер. с англ.- М.: Физматгиз, 1959,- 400 с.
 19. Васильев А.П., Голосов В.Н. Состояние и перспективы развития конструкций с внешним армированием // Бетон и железобетон.- 1983.- № 3.- С. 23-24
 20. Васильев А.П., и др. Состояние и перспективы развития конструкций с внешним армированием и сталебетонных конструкций // Материалы совета по координации научно-исследовательских работ в области бетона и железобетона.- М.: НИИЖБ, 1980.- С. 14-26.
 21. Воронков Р.В. Водогазонепроницаемые железобетонные конструкции с листовой арматурой // Бетон и железобетон.- 1970.- № 8.- С. 30-32.

22. Воронков Р.В. Железобетонные конструкции с листовым армированием.- М., Л.: Стройиздат.-1975.- 145 с.
23. Воронков Р.В. Новые конструктивные решения железобетонных сооружений с листовой арматурой.- Л.: ЛДНТП, 1985.- 32 с.
24. Воронков Р.В. О внешнем листовом армировании // Промышленное строительство.- 1979.- № 10.
25. Гвоздев А.А., Бич П.М. Прочность бетона при двухосном сжатии // Бетон и железобетон.- 1974.- № 7.- С. 10-11.
26. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия.- М.: Стройиздат, 1949,- 280 с.
27. Гениев Г.А., Кисюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона.- М.: Стройиздат, 1974.- 316 с.
28. Гломб Ю. Прочность бетона при двухосном сжатии // Предварительно напряженный железобетон за рубежом: Материалы III Международного конгресса в Берлине.- М.: 1961.- С. 15-17.
29. Грушко И.М., Ильин А.Г., Чихладзе Э.Д. Повышение прочности и выносливости бетона.- Харьков: Изд. ХГУ. 1986.- 152 с.
30. Додонов М.И. Бактынулов К.Б., Кунижев В.Х. Прочность и деформативность сборно-монолитных перекрытий с использованием стальных профилированных настилов // Бетон и железобетон.- 1989.- № 12. С. 7-9.
31. Дыховичный А.А. О сходимости метода последовательных приближений при расчете статически неопределимых железобетонных конструкций // Вычислительная и организационная техника в строительстве и проектировании. Серия П: Автоматизация строительного проектирования.- Вып. 1.- М.: Гипротис, 1967.- С. 32-35.
32. Зайцев Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения.- М.: Стройиздат, 1982.-196 с.

33. Ильющин А.А. Пластичность.- М.: Гостехиздат, 1948.- 376 с.
34. Казачевский А.Н., Зядин А.М. Аппроксимация экспериментальных данных многоосного напряженно-деформированного состояния дилатационной моделью деформационной теории пластичности бетона // Сопротивление материалов и теория сооружений.- Киев, 1982.- Вып. 41.-С. 124-128.
35. Карпенко Н.И. К построению условия прочности бетонов при неодносных напряженных состояниях // Бетон и железобетон.- 1985.- № 10.- С. 35-37.
36. Карпенко Н.И. Об одной характерной функции прочности бетона при трехосном сжатии // Строительная механика и расчет сооружений.- 1982.- № 2.-С. 33-36.
37. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами.- М.: Стройиздат, 1976.- 208 с.
38. Качанов Л.М. Основы теории пластичности.- М.: Наука, 1969.- 420 с.
39. Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Трулль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном.- М.: Госстройиздат, 1974.- 144 с.
40. Кисилиер М.И. Изгибаемые железобетонные элементы с приклеенной внешней стальной растянутой арматурой // Энергетическое строительство.- 1972.- № 2.- С. 47-51.
41. Кисилиер М.И. Клеевые соединения внешней листовой арматуры с бетоном при сдвиге // Бетон и железобетон.- 1977.- № 6.- С. 22-23.
42. Клименко Ф.Е., Барабаш В.М. Листовая арматура периодического профиля для железобетонных конструкций с внешним армированием // Бетон и железобетон.-1977.- № 6.- С. 19-22.
43. Клименко Ф.Е., Барабаш В.М., Орловский Ю.И., Семченков А.С. Сталебетонные неразрезные ригели с внешним полосовым армированием // Бетон и железобетон.-1985.- № 4.- С. 15-17.

44. Клименко Ф.Е. Сталобетонные конструкции с внешним полосовым армированием.- Киев: Будівельник, 1984.- 88 с.
45. Колбасин В.Г. Плиты с арматурой из профилированного стального настила // Бетон и железобетон.- 1980.- № 1.- С. 11-13.
46. Колесников Л.А. Применение математической статистики для обработки результатов испытаний // Известия вузов. Авиационная техника.- Казань, 1962.- № 3.
47. Коршинин М.С. Нелинейные задачи теории пластин и пологих оболочек и методы их решения.- М.: Наука, 1964.-192 с.
48. Кучерюк В.И., Дорогин А.Д., Бочагов В.П. Расчет многослойных пластин экспериментально-теоретическим методом // Строительная механика и расчет сооружений.-1983.- № 2.- С. 69-71.
49. Кітов Ю.П., Молдавська Т.А. Навантажне обладнання для дослідження арок // Тез. доп. 57-ї наук.-техн. конф, кафедр ін-ту та спеціалістів залізн. тр-ту з міжнародною участю.- Харків, 1995.- С. 43.
50. Лейтес Е.С. Оценка длительной прочности бетона при сложном напряженном состоянии // Строительная механика и расчет сооружений.-1983.- № 4.- С. 21-23.
51. Лехницкий С.Г. Анизотропные пластинки.- 2-е изд.- М.: Гостехиздат, 1957.-464 с.
52. Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропного тела.- 2-е изд., перераб. и доп.- М.- Наука, 1977.- 416 с.
53. Линник Ю.В. Методы наименьших квадратов и основы теории обработки наблюдений.- М.: Физматгиз, 1962.
54. Лукша Л.К. Прочность трубобетона. - Минск: Высшая школа, 1977. -96 с.

55. Любченко И.С., Бабич Е.М., Бабич В.И., Першаков В.Н.
Сталежелезобетонные фермы для сельского строительства // Бетон и железобетон,-1976." №7,- С. 5-7.
56. Лютковский И.Г. Висячие сталебетонные мембранные покрытия прямоугольного очертания в плане // Бетон и железобетон,- 1986.- № 9,- С. 9-12.
57. Лютковский И.Г., Фонов В.М., Кузьменко С.М., Самарин С.И.
Сталебетонные фермы из гнутосварных профилей // Бетон и железобетон.-1982.- № 2.- С. 30-31.
58. Макаренко Л.П., Бабич Е.М. и др. Сталежелезобетонные шпренгельные балки и фермы покрытий для сельского строительства // Бетон и железобетон,-1986.- №7.- С. 37-38.
59. Малинин Н.А., Сыздыков С.И., Нурмаганбетов Е.К. Численное определение усилий в оболочках с учетом трещинообразования бетона // Бетон и железобетон,-1989,- № 11.- С.23-24.
60. Мацелинский Р.Н. Висячая железобетонная оболочка на прямоугольном плане // Бетон и железобетон.-1985.- №11.- С. 7-9.
61. Методы расчета стержневых систем, пластин и оболочек с использованием ЭВМ / А.В. Александров, Б.Я. Лашеников, Н.Н. Шапошников; под ред. А.Ф. Смирнова. Часть 1 и 2,- М.: Стройиздат, 1976.
62. Молдавская Т.А. Несущая способность свода с внешним армированием: Информационный листок ИЛ № 186-95.- Харьков, 1995,- С. 1-3
63. Молдавская Т.А. Определение перемещений в сталебетонной арке // Методические вопросы преподавания графических дисциплин по программе ВУЗ - техникум. Прикладная геометрия: Сб. Тр. Междун. Уч.-метод. Конф.28-31 мая 1996 г.~ Харьков - Алушта, 1996.- С. 28.

64. Молдавская Т.А. Экспериментальные исследования сталебетонных арок. // Ресурсо- и энергосберегающие технологии строительных материалов, изделий и конструкций: Тез. докл. Научных чтений, посвященных 25-летию БелГТАСМ 26-29 сентября 1995 г. Ч. 2. Снижение материалоемкости и эффективные конструктивно-технологические решения, проектирование и расчет зданий и сооружений.- Белгород, 1995,- С. 51-52.
65. Молдавська Т.А. Напружно-деформований стан сталебетонних кривих стержнів // Тез. доп. 55-ї наук.-техн. конф, кафедр ін-ту та спеціалістів залізн. тр-ту з міжнародною участю.- Харків, 1993.- С. 38.
66. Молдавська Т.А. Несуча здатність сталебетонних арок // Тез. доп. 57-ї наук.-техн. конф, кафедр ін-ту та спеціалістів залізн. тр-ту з міжнародною участю.- Харків, 1995.- С. 48.
67. Молдавська Т.А. Розрахунок елемента сталебетонного своду // Тез. доп. 58-ї наук.-техн. конф. кафедр ін-ту та спеціалістів залізн. тр-ту з міжнародною участю.- Харків, 1997.- С. 48.
68. Молдавская Т.А. Теоретическое исследование конструкций сталебетонных арок // Прикладна геометрія та інженерна графіка: Межвідомча науково-технічна збірка.- Київ: КДТУБА, 1996.- Вип. 60.- С. 190-191.
69. Молодченко Г.А., Попельных В.Н. К вопросу надежности железобетонных стен силосов // Тезисы докл. междун. конф. Ч. 6. Эффективные конструкции, методы расчета и возведения зданий и сооружений. - Белгород, 1993. - С. 57.
70. Молодченко Г.А., Попельных В.Н. Особенности эксплуатации и реконструкции силосов // Сб. научн. тр. "Эксплуатация и ремонт систем городского хозяйства". - К., УМК ВО, 1992. - С. 38-44

71. Никифоров С.Н. Теория упругости и пластичности.- М.: Госстройиздат, 1955 - 284 с.
72. Ноткус А.И., Кудзис А.П. О применении теории малых упругопластических деформаций и теоретическом обосновании условия прочности бетона // Железобетонные конструкции / Вильнюс, 1977.- №8.- С. 21-30.
73. Передерий Г.П. Трубчатая арматура.- М.: Трансжелдориздат, 1945.- 90 с.
74. Переяславцев Н.А. Брусковые конструкции с внешним армированием уголками // Промышленное строительство.- 1979.- № 10.- С. 13-14.
75. Петров И.А., Рабинович Р.И., Ханукова Г.Е. Конструктивные решения ' комбинированных перекрытий с внешним армированием стальным профилированным листом // Промышленное строительство.- 1984.- № 2.-С. 11-14.
76. Писаренко Г.С., Лебедев А.А. Соппротивление материалов деформированию и разрушению при сложном напряженном состоянии.- Киев: Наукова думка, 1969.- 211 с.
77. Пособие по проектированию сталежелезобетонных конструкций гидротехнических сооружений.- М.: Гидропроект, 1984.-91 с.
78. Рабинович Р.И., Богданов А.А., Карновский М.Г. Комбинированные перекрытия с применением стальных профилированных листов для тяжелых нагрузок // Бетон и железобетон.-1984.- №11.- С. 10-12.
79. Рабинович Р.И., Ривкин А.М., Петухов И.В. Металлобетонные фермы для покрытий промзданий // Бетон и железобетон.- 1982.- № 7.- С. 28-29.
80. Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик бетона при неодноосных напряженных состояниях.- М.: НИИЖБ, 1985.- 72 с.

81. Ржаницын А.Р. Предельное равновесие пластинок и оболочек.- М.: Наука, 1983,- 288 с.
82. Ржаницын А.Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов.- 2-е изд., перераб. и доп.- М.: Госстройиздат, 1954.- 288 с.
83. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки.- М.: Стройиздат, 1986.- 316 с.
84. Ржаницын А.Р. Строительная механика.- 2-е изд., перераб.- М.: Высшая школа, 1991.- 439 с.
85. Ривкин А.М., Лапочкина А.Ф., Руф Л.В., Минин И.И. Сталежелезобетонные стропильные фермы // Бетон и железобетон.- 1981.- № 10.-С.7-8.
86. Румшинский Л.З. Математическая обработка результатов эксперимента: Справочное руководство.- М.: Наука, 1971.-192 с.
87. Скоробогатов С.М., Бочагов В.П. О применении метода предельного равновесия к расчету несущей способности опертых по контуру плит с внешним листовым армированием // Изв. Вузов. Сер. Строительство и архитектура.-1985.- № 4.- С. 1-5.
88. Снитко Н.К. Строительная механика,- М.: Высшая школа, 1980.- 431 с.
89. Стороженко Л.И. Трубобетонные конструкции. - Киев: Будівельник, 1978. - 80 с.
90. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов,- 2-е изд., перераб. и доп.- М.: Транспорт, 1981. - 360 с.
91. Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки.- М.: Физматгиз, 1963.- 636 с.
92. Тоннели и метрополитены / Храпов В.Г., Демешко Е.А., Наумов С.Н. и др., Под ред. Храпова В.Г.- М.: Транспорт, 1989.- 383 с.

93. Численные методы в теории упругости и теории оболочек / Н.П. Абовский, Н.П. Андреев, А.П. Деруга, В.И. Савченков.- Красноярск: Изд. Красноярского ун-та, 1986.- 384 с.
94. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Напряженно-деформированное состояние сталебетонных плит // Строительная механика и расчет сооружений.-1990.- № 2 - С. 22-26.
95. Чихладзе Э.Д. Несущая способность сталебетонных конструкций в условиях статического и динамического нагружения // Дис. ... д-ра техн. наук.- Харьков.-1989.- 420 с.
96. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Несущая способность сталебетонных плит // Бетон и железобетон.-1990.- № 10.- С. 30-31.
97. Чихладзе Э.Д., Арсланханов А.Д. Приближенная теория изгиба бетонных плит, усиленных стальным листом // Изв. Вузов. Сер. Строительство.-1990.- С. 6-10.
98. Шагин А.Л. К расчету бетонных и железобетонных конструкций работающих в условиях сложного напряженного состояния // Прогрессивные конструктивные решения в промышленном и гражданском строительстве Харьковской области: Тез. докл. научн. конф.-Харьков, 1970.-С. 142-143.
99. Шагин А.Л. Об оценке работы бетона в условиях сложного напряженного состояния // Реализация региональной комплексной научно-технической целевой программы «Бетон»: Тез. Докл. Обл. Конф.- Харьков, 1983.- С. 28-30.
100. Экспериментальные методы исследования деформаций и напряжений: Справочное пособие / Касаткин Б.С., Кудрин А.Б., Лобанов Л.М. и др.- Киев: Наукова Думка, 1981,- 584 с.
101. Яшин А.В. Влияние неодноосных (сложных) напряженных состояний на прочность и деформации бетона, включая область, близкую к

- разрушению // Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций: Сб. Научн. Тр. НИИЖБ / Под ред. А.А. Гвоздева,-1979,- С. 187-202.
102. Яшин А.В. Критерий прочности и деформирования бетона при простом нагружении для различных видов напряженного состояния // Тр. ин-та / НИИЖБ.- Расчет и конструирование железобетонных конструкций.-1977.- Вып. 39.- С. 48-57.
103. Яшин А.В. Неодноосное напряженно-деформированное состояние бетона // Прочность, структурные изменения и деформации бетона / Под ред. А.А. Гвоздева.- Стройиздат, 1978.- С. 196-222.
104. Яшин А.В. Теория деформирования бетона при простом и сложном нагружении // Бетон и железобетон.-1986.- № 8.- С. 39-42.
105. А.с. 1044749 СССР, МКИ⁴ Е 04 С 5/03. Арматура для бетона / С.М. Скоробогатов, Г.Н. Дерябин, В.Л. Жулидов (СССР).- Оpubл. 30.09.83.- Бюл. Ns 36,- 2 с.
106. А.с. 334347 СССР, МКИ⁴ Е 04 В 1/62. Способ изготовления обетонных водогазонепроницаемых конструкций с металлической листовой гидроизоляцией на подкладке из цементного раствора / Р.В. Воронков (СССР).- Оpubл. 30.03.72. Бюл. № 12.- 3 с.
107. А.с. 1647101 СССР, МКИ⁴ Е 04 В 5/40. Перекрытие / Э.Д. Чихладзе, А.Д. Арсланханов, С.А. Жуков и др.- Оpubл. 07.05.91.- Бюл. № 17
108. Bouda M. Konstrukcni system VIR // Pozemni stavly.- 1976,- No. S.- P. P. 204-209.
109. Hannat D.J. Nomograms for the failure of plain concrete subjected to short-term, multiaxial stresses // The structural Engineer Tune.- 1974.- P.P. 181-189.
110. Kupfer H. Das nicht-lineare verhalten des Betons bei Zweiachigen Beanspruchung // Beton und Stalebeton bau.-1973.- №11.- S. 269-274.

111. Lawson R.M. Recent Trends in Composite Construction // Concrete.- 1986.- No. 2.- Vol. 20.- P.P. 5-7.
112. Neogi P., Sen H., Champen T. Concrete filled tubular steel Columns under Centric loading // The structural Eng.-1969.- Vol. 47.- No. 5.- P.P. 239-250.
113. Ong K.C.G., Mansur M.A. Punching Shear of Steel-concrete Open Sandwich Slabs // Magazine of Concrete Research.- 1985.- Vol. 37,- No. 133.-P.P. 216-226.
114. Ong K.C.G., Mays G.C., Cusens A.R. Flexural Tests of Steel-Concrete Open Sandwiches // Magazine of Concrete Research.- 1982.- Vol. 34.- No. 120.- P.P. 130-138.
115. Porter M.L. Analysis of Two-way Acting Composite // Journal of Structural Engineering.-1985,-Vol. 111.- P.P. 1-18.
116. Ribes A., Albert E., Saif I. Concrete d'études de vulloures a Aulpayc / Architecture Francaise.-1965.- No. 9.- P.P. 271-272.
117. Sewell J.S. Columns for Buildings // Engineering News.-1902.-v. 48.- Oct. 23.
118. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.- М.: Высшая школа, 1991.

Приложение А

Программа “Расчет сталебетонного свода на внецентренное сжатие и изгиб”

```

Q * * ★ ★ ★ * *
с CH-SVOD
£ * * * * * * *
    REALM(30),NP(30),K(30),X(30),XN(30),
    *F(30),FT(30),ESZ(30),EBSH(30),EBTSH(30),
    *AT(30),A(30),D(30),SIG(30),W(30),
    *VSI(30),ESI(30),ST(5),EPT(5),
    *AW(30,31),LAM(30),WP(30),WN(30),esx(30),h0(30),
    *s5(30),s6(30),s7(30),s8(30),xt(30),
    *KSIX,L,EBSH1 (30),EBTSH1 (30)
    DIMENSION ITF(10),ITS(10)
    READ (1,103) N,NS,ito
103 FORMAT(3I5)
    write(2,1003) N,NS,ito
1003 format(' n,ns,ito',3i5)
    READ (1,100) R,ALF,L,HB,ES,
    *EB,EBT,AS,VB,VS,
    * EB4,EBT4.EPS,DEL,KSIX,W0,T,sigst,Q,HQ,QK,sigu
100 FORMAT(6E11.3)
    write(2,1100) R,ALF,L,HB,ES,
    *EB,EBT,AS,VB,VS,
    * EB4,EBT4.EPS,DEL,KSIX,W0,T,sigst,Q,HQ,QK,sigu
1100 format(' R,ALF,L,HB,ES,EB ',6E9.2/
    * ' EBT,AS,VB,VS,EB4,EBT4 ',6E9.2/
    * ' EPS,DEL,KSIX,W0,T,sigst',6E9.2/
    * ' Q,HQ,QK,SIGU '.4E9.2)
    write (2,9006)
    READ (1,100) (A(l),l=1,Ns)
    write(2,1200) (A(l),l=1 ,Ns)
1200FORMATC A',6e11.3)
    write (2,9006)
9006 format(1 h )
    READ (1,100) (AT(J),J=1,NS)
    write(2,1300) (AT(J),J=1,NS)
1300 formate AT',6e11.3)
    write (2,9006)

```

```

      READ (1,100) (ST(I),I=1,5)
      WRITE (2,9010) (ST(I),I=1,5)
9010 FORMATf ST ',6E11.3)
      WRITE (2,9006)
      READ (1,100) (EPT(I),I=1,5)
      WRITE (2,9011) (EPT(I),I=1,5)
9011 FORMATf EPT',6E11.3)
      WRITE (2,9006)
      DO 9007 I=2,N+2
      VSI(I)=VS
9007
      ESI(I)=ES
      pi=3.141592
      al=pi*alf/180
      CA=COS(AL)
      SA=SIN(AL)
      DF=2*AL/N
      DO 13I=2,N+2
13LAM(I)=1.0
      ON=ES/EB
      XO=(HB*HB+2*ON*HB*T+ON*ON*T*T)/(2*HB+2*ON*T)
      DO3 I=2,N+2
      X(I)=X0
      3 h0(i)=hb+t/2
      DO 315 I=2,N+2
315 WP(I)=W0
      ic=0
3100 q=q+HQ
      if (q.eq.qk) then
      ic=1
      goto 17
      endif
      DO 1 I=2,N+2
      J=I-2
      1 M(I)=-Q*R*R*(((4./3.)*SA*SA*SA+
      *2.*AL*CA*CA*CA-SA*CA*CA-AL*CA)*(COS(AL-J*DF)-
      *CA)/(AL-3.*SA*CA+2.*AL*CA*CA)-
      *(SA*SA-SIN(AL-J*DF)*SIN(AL-J*DF)))/2.
      X1=Q*R/2*(4-/3*SA*SA*SA+2*AL*CA*CA*CA-
      *AL*CA-SA*CA*CA)/(AL-3.*SA*CA+2*AL*CA*CA)
      DO
      2
      J=I-2
      2 NP(I)=-cos(pi/2-j*dF)*x1 -R*q*sin(pi/2J*dF)*sin(pi/2i*DF)
      I=2,N+2

```

```

120 NIT=0
10 nit=nit+1
  if (nit.eq.1) then
    DO 4 I=2,N+2
      XI=X(I)
      XT(I)=HB-XI
      D(I)=EB*XI*XI*XI/3/(1 -VB*VB)+
      *EBT*XT(I)*XT(I)*XT(I)/3/(1 -VB*VB)+
      *ES*LAM(I)*AS*(H0(i)-XI)*(H0(i)-XI)/(1~VS*vs)
    4 K(I)=(M(I)/D(I))
  endif
  iff=0
  DO 5 I=2,N+2
    IF (abs(K(I)*X(I)).LE.abs(EB4)) F(I)=1.0
    if (abs(k(i)*x(i)).gt.abs(eb4)) F(I)=abs(EB4/(K(I)*X(I)))
    IF (abs(K(I)*(HB-X(I))).LE.abs(EBT4)) FT(I)=1.0
    if (abs(k(i)*(hb-x(i))).gt.abs(ebt4))
      *FT(I)=abs(EBT4/(K(I)*(HB-X(I))))
    if (abs(f(i)).eq.1.0) goto 1821
    iff=iff+1
    itf(iff)=i
    if (iff.eq.ito) goto 821
1821 ESZ(I)=abs((HO(i)-X(I))*K(I))
    EBSH(I)=abs(X(I)*K(I))
    5 EBTSH(I)=abs((HB-X(I))*K(I))
    if (nit.gt.1) then
      SIG(I)=1/(1-VSI(I)*VSI(I))*ESI(I)*(H0(i)-XN(I))*K(I)
      IF (SIG(I).GT.SIGU) THEN
        DO 6070 JJ=2,5
          IF (SIG(I).GE.ST(JJ-1).AND.SIG(I).LE.ST(JJ))
            *EP1 =(EPT(JJ)-EPT(JJ-1 ))/(ST( J J-1 )-ST(J J))*SIG(I)+
            *(ST(JJ)*EPT(JJ-1 )-EPT(J J)*ST(J J-1 ))/(ST(JJ)-ST(JJ-1))
6070 CONTINUE
          PSI=3.0*ES*EP1/2.0/(1 +VS)/SIG(I)
          VSI(I)=(PSI*(1-VS)-1.0+2*VS)7
          *(2*(1 +VS)*PSH1,0-2*VS)
          ESI(I)=3*ES/(2*(1 +VS)*PSI+1.0-2*VS)
        ENDIF
        if (abs(sig(i)).le.sigst) goto 1012
        is=is+1
        its(is)=i
        if (is.eq.ito) goto 1500

```

```

1012 continue
  do 1891 i=3,n+1
    S=0
    S1=0
    DO 1896 J=1,NS
      S=S+AT(J)*EBTSH(I)**(J-1)*(HB-X(I))**3/(J+2)
1896      S1 =S1 +A(J)*EBSH(I)**(J-1) )*x(i)**3/(J+2)
      d(i)=s1+s+1/(1-vsl(I)*vsl(I))*ESI(I)*
        *LAM(I)*AS*(H0(I)-X(I))**2
1891 k(i)=(m(i)/d(i))
    endif
    D(1)=D(3)
    D(N+3)=D(N+1)
    d(2)=D(3)
    d(n+2)=D(N+1)
9068 nit=nit+1
  DO 7 l=3,N+1
    S=0
    S1=0
    DO 6 J=1,NS
      S=S+AT(J)*EBTSH(I)**J*(HB-X(I))/(J+1)*FT(I)
6 S1 =S1 +A(J)*EBSH(I)**J*F(I)/(J+1)
7 XN(I)=(S+AS*ESI(I)*LAM(I)*ESZ(I)/(1 -VSI( I)*VSI(I))-N P(I ))/S1
    xn(2)=x0
    xn(n+2)=x0
    S=0
    DO 107 l=3,N+1
      S=S+ABS((X(I)-XN(I))/XN(I))
107 continue
    IF (S.LE.EPS) GOTO 8
    DO9l=2,N+2
9 X(I)=(X(I)*NIT+XN(I))/(NIT+1)
    DO 8007 l=2,N+2
      S=0
      S1=0
      DO 8006 J=1,NS
        S=S+AT(J)*EBTSH(I)**J*(HB-X(I))/(J+1)*FT(I)
8006 S1 =S1 +A(J)*EBSH(I)**J*F(I)/(J+1) )*X(I)
8007 NP(I)=-S1 +S+AS*ESI(I)*LAM(I)*ESZ(I)/(1 -VS I ( I )*VSI( I))
      GOTO 10
C goto 9068
8 if (nit.gt.1) then

```

```

iff=0
DO 1005 I=2,N+2
IF (abs(K(I)*X(I)).LE.abs(EB4)) F(I)=1.0
if (abs(k(i)*x(i)) gtabs(eb4)) F(I)=abs(EB4/(K(I)*X(I)))
IF (abs(K(I)*(HB-X(I))).LE.abs(EBT4)) FT(I)=1.0
if (abs(k(i)*(hb-x(i))).gt.abs(ebt4))
*FT(I)=abs(EBT4/(K(I)*(HB-X(I))))
if (abs(f(i)).eq.1.0) goto 2821
iff=iff+1
itf(iff)=i
if (iff.eq.ito) goto 821
2821 ESZ(I)=abs((H0(i)-X(I))*K(I))
EBSH(I)=abs(X(I)*K(I))
1005 EBTSH(I)=abs((HB-X(I))*K(I))
SIG(I)=1/(1-VSI(I)*VSI(I))*ESI(I)*(H0(i)-XN(I))*K(I)
IF (SIG(I).GT.SIGU) THEN
DO 7070 JJ=2,5
IF (SIG(I).GE.ST(JJ-1).AND.SIG(I).LE.ST(JJ))
* EP1 =(EPT(J J)-EPT(JJ-1 ))/(ST(JJ-1 )-ST( J J))*SIG(I)+
* (ST(J J)*EPT(J J-1 )-EPT(JJ)*ST(JJ-1 ))/(ST(JJ)-ST(J J-1))
7070 CONTINUE
PSI=3.0*ES*EP1/2.07(1+VS)/SIG(I)
VSI(I)=(PSI*(1-VS)-1,0+2*VS)7
* (2*(1 +VS)*PSI+1.0-2*VS)
ESI(I)=3*ES/(2*(
1 +VS)*PSI+1.0-2*VS)
ENDIF
if (abs(sig(i)).le.sigst) goto 2012
is=is+1
its(is)=i
if (is.eq.ito) goto 1500
2012 continue
DO 2891 I=3,N+1
S=0
S1=0
DO 2896 J=1,NS
S=S+AT(J)*EBTSH(I)**(J-1)*(HB-X(I))**3/(J+2)
2896 S1 =S1 +A(J)*EBSH(I)**(J-1 )*x(i)*W+2)
2891 d(i)=s1+s+1/(1-vsl(I)*vsl(I))*ESI(I)*
*LAM(I)*AS*(H0(I)-X(I))**2
endif
D(I)=D(3)
D(2)=D(3)

```

```

D(N+3)=D(N+1)
D(N+2)=D(N+1)
NU=N-1
DO 20 I=1,NU
DO 20 J=1,NU
20 AW(I, J)=0
DF2=DF*DF
DF4=DF2*DF2
R4=R*R*R*R
DO30 J=4,N-4
AW(J,J-3)=-D(J-1)/2/DF4
AW(J, J-2)=D(J)/DF2*(2/DF2-1)
AW(J,J-1)=D(J+1)/2*(-5/DF4+4/DF2-1)
AW(J, J+1)=D(J+3)/2*(5/DF4-4/DF2+1)
AW(J, J+2)=D(J+4)/DF2*(-2/DF2+1)
AW(J,J+3)=D(J+5)/2/DF4
30 AW(J,N)=R4*Q*COS(J*DF)*SIN(DF)
AW(1,1)=D(3)*3/DF2*(-3/DF2+1)
AW(1,2)=D(4)/DF2*(10/DF2-3)
AW(1,3)=D(5)*(-5/DF2+1)/DF2
AW(1,4)=D(6)/DF4
AW(1,N)=R4*Q*COS(DF)*SIN(DF)
AW(2,1)=D(3)/2*(-4/DF4+4/DF2-1)
AW(2,3)=D(5)/2*(5/DF4-4/DF2+1)
AW(2,4)=D(6)/DF2*(-2/DF2+1)
AW(2,5)=D(7)/DF4/2
AW(2,N)=R4*Q*COS(2*DF)*SIN(DF)
AW(3,1)=D(3)/DF2*(2/DF2-1)
AW(3,2)=D(4)/2*(-5/DF4+4/DF2-1)
AW(3,4)=D(6)/2*(5/DF4-4/DF2+1)
AW(3,5)=D(7)/DF2*(-2/DF2+1)
AW(3,6)=D(8)/2/DF4
AW(3,N)=R4*Q*COS(3*DF)*SIN(DF)
AW(N-1, N-1)=D(N+1)*(9/DF4-6/DF2+1)
AW(N-1, N-2)=D(N)*(-10/DF4+6/DF2-1)
AW(N-1, N-3)=D(N-1)*(5/DF2-2)/DF2
AW(N-1, N-4)=-D(N-2)/2/DF4
AW(N-1, N)=R4*Q*COS((N-1)*DF)*SIN(DF)
AW(N-2,N-1)=D(N+1)*(4/DF4-4/DF2+1)/2
AW(N-2,N-3)=D(N-1)*(-5/DF4+4/DF2-1)/2
AW(N-2,N-4)=D(N-2)/DF2*(2/DF2-1)
AW(N-2,N-5)=-D(N-3)/2/DF4

```

```

AW(N-2,N)=R4*Q*COS((N-2)*DF)*SIN(DF)
AW(N-3,N-1 )=D(N+1 )/DF2*(-2/DF2+1)
AW(N-3,N-2)=D(N)/2*(5/DF4-4/DF2+1)
AW(N-3,N-4)=D(N-2)/2*(-5/DF4+4/DF2-1)
AW(N-3,N-5)=D(N-3)/DF2*(2/DF2-1)
AW(N-3,N-6)=-D(N-4)/DF4/2
AW(N-3,N)=R4*Q*COS((N-3)*DF)*SIN(DF)
CALL GAUSS(NU,AW,WN)
DO 40 I=1, N-1
40 W(I+2)=WN(I)
W(1)=-W(3)
W(2)=0
W(N+2)=0
W(N+3)=-W(N+1)
S=0
DO 16 I=3,N+1
16 S=S+ABS((W(I)-WP(I))/W(I))
IF (S.LE.EPS) THEN
DO 8018 I=2,N+2
8018 WP(I)=W(I)
GOTO 17
ENDIF
C GOTO 17
DO 18I=2,N+2
18WP(I)=W(I)
is=0
DO 12 I=2,N+2
K(I)=(-1/(R*R))*((W(I+1)-2*W(I)+W(I-1)))/(DF*DF)+W(I))
SIG(I)=1/(1-VSI(I)*VSI(I))*ESI(I)*abs((H0(i)-XN(I))*K(I))
IF (SIG(I).GT.SIGU) THEN
DO 6020 JJ=2,5
IF (SIG(I).GE.ST(JJ-1).AND.SIG(I).LE.ST(JJ))
*EP1 =(EPT(JJ)-EPT(JJ-1 ))/(ST(J J-1 )-ST(J J))*SIG(I)+
*(ST( J J)*EPT(J J-1 )-EPT(J J)*ST(J J-1 ))/(ST(J J)-ST(J J-1))
6020 CONTINUE
PSI=3.0*ES*EP1/2.0/(1+VS)/SIG(I)
VSI(I)=(PSI*(1-VS)-1.0+2*VS)/
*(2*(1 +VS)*PSI+1.0-2*VS)
ESI(I)=3*ES/(2*(1 +VS)*PSI+1.0-2*VS)
ENDIF
if (abs(sig(i)).le.sigst) goto 12
is=is+1

```

```

    its(is)=i
    if (is.eq.ito) goto 1500
12 continue
    D(1)=D(3)
    D(N+3)=D(N+1)
    D(2)=D(3)
    D(N+2)=D(N+1)
    sig(1)=sig(3)
    sig(n+3)=sig(n+1)
    DO 214 I=2,N+2
214 ESX(I)=T/(KSIX*R*R*DF2)*(SIG(I-1)-2*SIG(I)+SIG(I+1))
c DO215I=2,N+2
c LAM(I)=(ESZ(I)-ESX(I))/ESZ(I)
c 215 CONTINUE
    GOTO 120
17 continue
    DO 4210 I=2,N+2
    ESZ(I)=abs((H0(i)-X(I))*K(I))
    EBSH(I)=abs(X(I)*K(I))
    EBTSH(I)=abs((HB-X(I))*K(I))
    EBSH1(I)=abs(X(I)*K(I))
    IF (abs(K(I)*(HB-X(I))).LE.abs(EBT4))
    *EBTSH1(I)=abs((HB-X(I))*K(I))
4210 if (abs(k(i)*(hb-x(i))).gt.abs(ebt4))
    *EBTSH1(I)=abs(ebt4)
    DO 3210I=3,N+1
    S5(i)=0
    S6(i)=0
    S7(i)=0
    S8(i)=0
    DO 3210 J=1,NS
    S5(I)=S5(i)+A(J)*(EBSH1(I))**J
    S6(I)=S6(i)+A(J)*((EBSH1(I))/2.0)**J
    S7(I)=S7(i)+AT(J)*(EBTSH1(I))**J
3210S8(I)=S8(i)+AT(J)*((EBTSH1(I))/2)**J
    write (2,5600) q*20
5600 formatf qs,e11-3)
    write(2,500) (w(i),i=2,n+2)
500 formatf W \5e11.3)
    write (2,9000) (d(i)*k(i),i=2,n+2)
9000 formate m',6e11.3)
    write (2,9001) (np(i),i=2,n+2)

```

```

9001 format(' n ',6e11.3)
      write                (2,9003)                (ebsh(i),i=2,n+2)
9003 format(' ebsh ',6e11.3)
      write                (2,9004)                (ebtsh(l),i=2,n+2)
9004 format(' ebtsh',6e11.3)
      write (2,9005) (esz(i),i=2,n+2)
9005 formate esz ',6e11.3)
      write (2,9066) (xn(i),i=2,n+2)
9066 format('x ',6e11.3)
      write (2,9107) (hb-xn(i),i=2,n+2)
9107 format('xt ',6e11.3)
      write (2,9008) (f(i),i=2,n+2)
9008 formate f ',6e11.3)
      write (2,9009) (ft(i),i=2,n+2)
9009 formate ft *,6e11.3)
      write (2,9028) (k(i),i=2,n+2)
9028 formate κ ',6e11.3)
      write (2,9020) (s5(i),i=2,n+2)
9020 formate s5(i) ',6e11.3)
      write (2,9021) (s6(i),i=2,n+2)
9021 formate s6(i) ',6e11.3)
      write                (2,9012)                (s7(i),i=2,n+2)
9012 formate s7(i) ',6e11.3)
      write (2,9013) (s8(i),i=2,n+2)
9013 formate s8(i) ',6e11.3)
      write (2,9014)
9014 format(1h )
      if (ic.eq.1) goto 1800
      goto 3100
1500 write(2,2000)
2000 format(' s'9 > sigst')
      write (2,3801) (its(i),i=1 ,ito)
3801                                formate                its',5i4)
      write                (2,5600)                q*20
      write(2,500)                                (w(i),i=2,n+2)
      write                (2,9000)                (d(i)*k(i),i=2,n+2)
      write                (2,9001)                (np(i),i=2,n+2)
      write                (2,9003)                (ebsh(i),i=2,n+2)
      write                (2,9004)                (ebtsh(i),i=2,n+2)
      write                (2,9005)                (esz(i),i=2,n+2)
      write (2,9066) (x(i),i=2,n+2)
      write (2,9107) (xt(i),i=2,n+2)

```

```

write (2,9008) (f(i),i=2,n+2)
write (2,9009) (ft(i),i=2,n+2)
write (2,9028) (k(i),i=2,n+2)
write (2,9020) (s5(i),i=2,n+2)
write (2,9021) (s6(i),i=2,n+2)
write                (2,9012)                (s7(i),i=2,n+2)
write                (2,9013)                (s8(i),i=2,n+2)
write (2,9014)
goto 1800
821 write (2,3000)
3000 formatf f <> Γ
write (2,1801) (itf(i),i=1,ito)
1801                format('                itf,5i4)
write                (2,5600)                q*20
write(2,500)                (w(i),i=2,n+2)
write                (2,9000)                (d(i)*k(i),i=2,n+2)
write                (2,9001)                (np(i),i=2,n+2)
write                (2,9003)                (ebsh(i),i=2,n+2)
write                (2,9004)                (ebtsh(i),i=2,n+2)
write                (2,9005)                (esz(i),i=2,n+2)
write                (2,9066)                (x(i),i=2,n+2)
write                (2,9107)                (xt(i),i=2,n+2)
write                (2,9008)                (f(i),i=2,n+2)
write                (2,9009)                (ft(i),i=2,n+2)
write (2,9028) (k(i),i=2,n+2)
write                (2,9020)                (s5(i),i=2,n+2)
write                (2,9021)                (s6(i),i=2,n+2)
write                (2,9012)                (s7(i),i=2,n+2)
write                (2,9013)                (s8(i),i=2,n+2)
write (2,9014)
1800 stop
end
SUBROUTINE GAUSS(N,A,B)
DIMENSION A(30,31),B(30)
EPS=0.0000001
N1=N+1
DO 1 L=1,N
L1=L+1
IF (ABS(A(L,L)).GT.EPS) GOTO 2
IF (LEQ.N) GOTO 20
DO18M=L1,N
IF (ABS(A(M,L)).LE.EPS) GOTO 19

```

```

DO 3 I=1, N1
  T=A(L,I)
  A(L,I)=A(M,I)
3A(M,I)=T
  GOTO 2
19 IF (M.EQ.N) GOTO 20
18 CONTINUE
2DO4J=L1,N1
4A(L,J)=A(L,J)/A(L,L)
  IF (L.EQ.N) GOTO 1
  DO6I=L1,N
  DO 6 J=L1,N1
6 A(I,J)=A(I,J)-A(I,L)*A(L,J)
1 CONTINUE
5DO7M=1,N
  L=N-M+1
  B(L)=A(L,N1)
  IF (L.EQ.N) GOTO 8
  L1=L+1
  DO 9 I=L1,N
9 B(L)=B(L)-A(L,I)*B(I)
8 CONTINUE
7 CONTINUE
  goto 22
20 WRITE(0,21)
21 FORMAT('SYSTEM IS UNSOLUBLE')
22 RETURN
END
£   *   *   *   ★   ★   ★   *   ★
c           KR-SVOD
Q   *   *   *   *   *   *   *   *
REAL M(30),NP(30),K(30),X(30),XN(30),
  *F(30), FT(30), ESZ(30), EBSH(30), EBTSH(30),
  *AT(30),A(30),D(30),SIG(30),W(30),
  *VSI(30),ESI(30),ST(5),EPT(5),
  *AW(30,31),LAM(30),WP(30),WN(30),esx(30),h0(30),
  *s5(30),s6(30),s7(30),s8(30),xt(30),
  *KSIX,L
dimension ITF(10),ITS(10)
READ (1,103) N,NS,ito
103 FORMAT(3I5)
write(2,1003) N,NS,ito

```

```

1003 formatf n,ns,ito',3i5)
  READ (1,100) R,AL,L,HB,ES,
  *EB,EBT,AS,VB,VS,
  *EB4,EBT4,EPS,DEL,KSIX,W0,T,sigst,Q,HQ,QK,sigu
    100 FORMAT(6E11.3)
  write(2,1100) R,AL,L,HB,ES,
    *EB,EBT,AS,VB,VS,
  *EB4,EBT4,EPS,DEL,KSIX,W0,T,sigst,Q,HQ,QK,sigu
1100 formatf R,AL,L,HB,ES,EB ',6E9.2/
  ' EBT,AS,VB,VS,EB4,EBT4 '.6E9.2/
  * ' EPS,DEL,KSIX,W0,T,sigst',6E9.2/
  * ' Q,HQ,QK,SIGU \4E9.2)
  write (2,9006)
  READ (1,100) (A(I),I=1,Ns)
  write(2,1200) (A(I),I=1,Ns)
1200FORMAT(' A',6e11.3)
  write (2,9006)
9006 format(1 h )
  READ (1,100) (AT(J),J=1,NS)
  write(2,1300) (AT(J),J=1,NS)
1300 formatf AT',6e11.3)
  write (2,9006)
  READ (1,100) (ST(I),I=1,5)
  WRITE (2,9010) (ST(I),I=1,5)
9010 FORMATC ST ',6E11.3)
  WRITE (2,9006)
  READ (1,100) (EPT(I),I=1,5)
  WRITE (2,9011) (EPT(I),I=1,5)
9011 FORMATC EPГ.6E11.3)
  WRITE (2,9006)
  DO 9007 I=2,N+2
  VSI(I)=VS
9007 ESI(I)=ES
  pi=3.141592
  CA=COS(AL)
  SA=SIN(AL)
  DF=2*AL/N
  DO 13 I=2,N+2
13 LAM(I)=1.0
  ON=ES/EB
  XO^(HB*HB+2*ON*HB*T+ON*ON*T*T)/(2*HB+2*ON*T)
  DO 3 I=2,N+2

```

```

X(I)=XO
3 h0(i)=hb+t/2
DO 315I=2,N+2
315WP(I)=W0
ic=0
3100 q=q+HQ
if (q.eq.qk) then
ic=1
goto 17
endif
DO 1 I=2,N+2
J=I-2
1 M(I)=Q*R*(SA*SIN(AL-J*DF))*(L-R*(SA-SIN(AL-J*DF)))/2.0
DO 2 I=2, N+2
j=I-2
2NP(I)=Q*L*SIN(AL-J*DF)/2.0-Q*R*(SA-SIN(AL-J*DF))*SIN(AL-J*DF)
120 NIT=0
10 nit=nit+1
if (niteq. 1) then
DO 4 I=2,N+2
XI=X(I)
XT(I)=HB-XI
D(I)=EB*XI*XI*XI/3/(1 -VB*VB)+
*EBT*XT(I)*XT(I)*XT(I)/3/(1 -VB*VB)+
*ES*LAM(I)*AS*(H0(i)-XI)*(H0(i)*XI)/(1-VS*vs)
4 K(I)=(M(I)/D(I))
endif
iff=0
DO5I=2,N+2
IF (abs(K(I)*X(I)).LE.abs(EB4)) F(I)=1.0
if (abs(k(i)*x(i)).gt.abs(eb4)) F(I)=EB4/(K(I)*X(I))
IF (abs(K(I)*(HB-X(I))).LE.abs(EBT4)) FT(I)=1.0
if (abs(k(i)*(hb-x(i))).gt.abs(ebt4))
*FT(I)=EBT4/(K(I)*(HB-X(I)))
if (abs(f(i)).eq.1.0) goto 1821
iff=iff+1
itf(iff)=i
if (iff.eq.ito) goto 821
1821 ESZ(I)=(H0(i)-X(I))*K(I)
EBSH(I)=X(I)*K(I)
5 EBTSH(I)=(HB-X(I))*K(I)
if (nitgt. 1) then

```

```

SIG(I)=1/(1-VSI(I)*VSI(I))*ESI(I)*(H0(i)-XN(I))*K(I)
IF (SIG(I).GT.SIGU) THEN
DO 6070 JJ=2,5
IF (SIG(I).GE.ST(JJ-1).AND.SIG(I).LE.ST(JJ))
*EP1 =(EPT(J J)-EPT(JJ-1 ))/(ST( J J-1 )-ST(J J))*SIG(I)+
*(ST(JJ)*EPT(JJ-1 )-EPT(JJ)*ST(JJ-1 ))/(ST(JJ)-ST(JJ-1))
6070 CONTINUE
PS I=3.0*ES*EP 1/2.07(1 +VS)/SIG(I)
VSI(I)=(PSI*(1-VS)-1.0+2*VS)7
*(2*(1 +VS)*PSI+1.0-2*VS)
ESI(I)=3*ES/(2*(1 +VS)*PSI+1.0-2*VS)
ENDIF
if (abs(sig(i)).le.sigst) goto 1012
is=is+1
its(is)=i
if (is.eq.ito) goto 1500
1012 continue
do 1891 i=3,n+1
S=0
S1=0
DO 1896 J=1,NS
S=S+AT(J)*EBTSH(I)**(J-1)*(HB-X(I))**3/(J+2)
1896 S1 =S1 +A(J)*EBSH(I)**(J-1 )*x(i)**3/(J+2)
d(i)=s1 +s+17(1 -vsl(I)*vsl( I))*ES I ( I )*
^LAM(irASw(H0(I)-X(I))**2
1891 k(i)=(m(i)/d(i))
endif
D(1)=D(3)
D(N+3)=D(N*1)
d(2)=d(3)
d(n+2)=d(n+1)
9068 nit=nit+1
DO7I=3,N+1
S=0
S1=0
DO 6 J=1,NS
S=S+AT(J)*EBTSH(I)**J*(HB-X(I))/(J+1)*FT(I)
6 S1=S1+A(J)*EBSH(I)**J*F(I)/(J+1)
7 XN(I)=(S+AS*ESI(I)*LAM(I)*ESZ(I)/(1 -VSI(I)*VSI(I))-NP(I))/S 1
xn(2)=x0
xn(n+2)=x0
S=0

```

```

DO 107 I=3,N+1
S=S+ABS((X(I)-XN(I))/XN(I))
107 continue
IF (S.LE.EPS) GOTO 8
DO 9 I=2,N+2
9 X(I)=(X(I)*NIT+XN(I))/(NIT+1)
DO 8007 I=2,N+2
S=0
S1=0
DO 8006 J=1,NS
S=S+AT(J)*EBTSH(I)**J*(HB-X(I))/(J+1)*FT(I)
8006 S1 =S1 +A(J)*EBSH(I)**J*F(I)/(J+1)*X(I)
8007 NP(I)=-S1 +S+AS*ESI(I)*LAM(I)*ESZ(I)/(1 -VSI(I)*VSI(I))
GOTO 10
C goto 9068
8 if (nit.gt.1) then
iff=0
DO 1005 I=2,N+2
IF (abs(K(I)*X(I)).LE.abs(EB4)) F(I)=1.0
if (abs(k(i)*x(i)).gt.abs(eb4)) F(I)=EB4/(K(I)*X(I))
IF (abs(K(I)*(HB-X(I))).LE.abs(EBT4)) FT(I)=1.0
if (abs(k(i)*(hb-x(i))).gt.abs(ebt4))
*FT(I)=EBT4/(K(I)*(HB-X(I)))
if (abs(f(i)).eq.1.0) goto 2821
iff=iff+1
itf(iff)=i
if (iff.eq.ito) goto 821
2821 ESZ(I)=(H0(i)-X(I))*K(I)
EBSH(I)=X(I)*K(I)
1005 EBTSH(I)=(HB-X(I))*K(I)
SIG(I)=1/(1-VSI(I)*VSI(I))*ESI(I)*(H0(i)-XN(I))*K(I)
IF (SIG(I).GT.SIGU) THEN
DO 7070 JJ=2,5
IF (SIG(I).GE.ST(JJ-I).AND.SIG(I).LE.ST(JJ))
* EP1 =(EPT(J J)-EPT(J J-1 ))/(ST(J J-1 )-ST(J J))*SIG(I)+
* (ST(J J)*EPT(J J-1 )-EPT(J J)*ST(J J-1 ))/(ST( J J)-ST(JJ-1))
7070 CONTINUE
PSI=3.0*ES*EP1/2.0/(1+VS)/SIG(I)
VSI(I)=(PSI*(1-VS)-1.0+2*VS)/
* (2*(1 +VS)*PSI+1.0-2*VS)
ESI(I)=3*ES/(2*(1 +VS)*PSI+1.0-2*VS)
ENDIF

```

```

if (abs(sig(i)).le.sigst) goto 2012
is=is+1
its(is)=i
if (is.eq.ito) goto 1500
2012 continue
DO 2891 I=3,N+1
S=0
S1=0
DO 2896 J=1,NS
S=S+AT(J)*EBTSH(I)**(J-1)*(HB-X(I))**3/(J+2)
2896 S1 =S1 +A(J)*EBSH(I)**(J-1)*x(i)**3/(J+2)
2891 d(i)=s1+s+1/(1-vsl(i)*vsl(i))*ESI(I)*
*LAM(I)*AS*(H0(I)-X(I))**2
endif
D(I)=D(3)
D(2)=D(3)
D(N+3)=D(N+1)
D(N+2)=D(N+1)
D(N+4)=D(N+1)
NU=N
DO 20 I=1,NU
DO 20 J=1,NU
20 AW(I,J)=0
DF2=DF*DF
DF4=DF2*DF2
R4=R*R*R*R
DO30j=5,N-1
AW(J-1 ,J-4)=-D(J-2)/DF4
AW(J-1 ,J-3)=D(J-1 )*(4.0/DF4-2.0/DF2)
AW(J-1 , J-2)=D(J)*(-6.0/DF4+4.0/DF2-1)
AW(J-1 , J-1 )=D(J+1 )*(4.0/DF4-2.0/DF2)
AW(J-1 , J)=-D(J+2)/DF4
30 AW(J-1 ,N+1 )=-Q*R4*SIN((J-1 )*DF)
AW(1,1 )=D(3)*(1.0/DF2-7.0/DF4)
AW(1,2)=D(4)*(4.0/DF4-1.0/DF2)
AW(1,3)=-D(5)/DF4
AW(1,N+1)=-Q*R4*SIN(DF)
AW(2,1 )=D(3)*(-5.0/DF4+4.0/DF2-1)
AW(2,2)=D(4)*(4.0/DF4-2.0/DF2)
AW(2,3)=-D(5)/DF4
AW(2,N+1 )=-Q*R4*SIN(2*DF)
AW(3,1 )=D(3)*(4.0/DF4-2.0/DF2)

```

```

AW(3,2)=D(4)*("6.0/DF4+4.0/DF2~1)
AW(3,3)=D(5)*(4.0/DF4-2/DF2)
AW(3,4)=-D(6)/DF4
AW(3,N+1 )=-Q*R4*SIN(3*DF)
AW(N-1 ,N-3)=D(N-1 )*(-1.0/DF4)
AW(N-1,N-2)=D(N)*(4.0/DF4-2.0/DF2)
AW(N-1 ,N-1 )=D(N+1 )*(-7.0/DF4+4.0/DF2-1.0)
AW(N-1,N)=D(N+2)*(4.0/DF4-3.0/DF2)
AW(N-1, N+1 )=-Q*R4*SIN((N-1 )*DF)
AW(N,N-2)=D(N)*(-2.0/DF4)
AW(N,N-1 )=D(N+1 )*(8.0/DF4-2.0/DF2)
AW(N,N)=D(N+2)*(-6.0/DF4+4.0/DF2-1)
AW(N,N+1 )=-Q*R4*SIN(N*DF)
CALL GAUSS(NU,AW,WN)
DO 40 1=1, N+1
40 W(I+2)=WN(I)
W(1)=-W(3)
W(2)=0
W(N+3)=W(N+1)
W(N+4)=W(N)
S=0
DO 16 1=3,N+1
16 S=S+ABS((W(I)-WP(I))/W(I))
IF (S.LE.EPS) THEN
DO 8018 I=2,N+2
8018 WP(I)=W(I)
GOTO 17
ENDIF
C GOTO 17
DO18I=2,N+2
18 WP(I)=W(I)
!S=0
DO 12 I=2,N+2
K(I)=(-1/(R*R))*((W(I+1)-2*W(I)+W(M))/(DF*DF)+W(I))
SIG(I)=1/(1-VSI(I)*VSI(I))*ESI(I)*(H0(i)-XN(I))*K(I)
IF (SIG(I).GT.SIGU) THEN
DO 6020 JJ=2,5
IF (SIG(I).GE.ST(JJ-I).AND.SIG(!).LE.ST(JJ))
*EP1 =(EPT(JJ)-EPT(J J-1 ))/(ST(JJ-1 )-ST(J J))*SIG(I)+
*(ST(JJ)*EPT(JJ-1 )-EPT(JJ)*ST(JJ-1 ))/(ST(JJ)-ST(JJ-1))
6020 CONTINUE
PSI=3.0*ES*EP1/2.0/(1+VS)/SIG(I)

```

```

VSI(I)=(PSI*(1 -VS)-1,0+2*VS)/
*(2*(1 +VS)*PSI+1,0-2*VS)
ESI(I)=3*ES/(2*(1 +VS)*PSI+1,0-2*VS)
ENDIF
if (abs(sig(i)).le.sigst) goto 12
is=is+1
its(is)=i
if (is.eq.ito) goto 1500
12 continue
D(1)=D(3)
D(N+3)=D(N+1)
D(2)=D(3)
D(N+2)=D(N+1)
sig(1)=sig(3)
sig(n+3)=sig(n+1)
DO 214 I=2,N+2
214 ESX(I)=T/(KSIX*R*R*DF2)*(SIG(M )-2*SIG(I)+SIG(I+1))
c DO215I=2,N+2
c LAM(I)=(ESZ(I)-ESX(I))/ESZ(I)
c 215 CONTINUE
GOTO 120
17 continue
DO 3210 I=3,N+1
S5(i)=0
S6(i)=0
S7(i)=0
S8(i)=0
DO 3210 J=1,NS
S5(I)=S5(i)+A(J)*(EBSH(I)*F(I))**J
S6(I)=S6(i)+A(J)*(EBSH(I)*F(I)/2.0)**J
S7(I)=S7(i)+AT(J)*(EBTSH(I)*FT(I))**J
3210 S8(I)=S8(i)+AT(J)*(EBTSH(I)*FT(I)/2)**J
write (2,5600) q*20
5600 formatf q ',e11.3)
write(2,500) (w(i),i=2,n+2)
500 formatf W \5e11.3)
write (2,9000) (d(i)*k(i),i=2,n+2)
9000 formate m ',6e11.3)
write (2,9001) (np(i),i=2,n+2)
9001 formate n \6e11.3)
write (2,9003) (-ebsh(i),i=2,n+2)
9003 formate ebsh ',6e11.3)

```



```

write (2,9013) (s8(i),i=2,n+2)
write (2,9014)
goto 1800
821 write (2,3000)
3000 format(' f <> T)
write (2,1801) (itf(i),i=1,ito)
1801
write (2,5600)
write(2,500)
write (2,9000)
write (2,9001)
write (2,9003)
write (2,9004)
write (2,9005)
write (2,9066)
write (2,9107)
write (2,9008)
write (2,9009)
write (2,9020)
write (2,9021)
write (2,9012)
write (2,9013)
write (2,9014)
1800 stop
end
SUBROUTINE GAUSS(N,A,B)
DIMENSION A(30,31),B(30)
EPS=0.0000001
N1=N+1
DO 1 L=1,N
L1=L+1
IF (ABS(A(L,L)).GT.EPS) GOTO 2
IF(L.EQ.N) GOTO 20
DO18M=L1,N
IF (ABS(A(M,L)).LE.EPS) GOTO 19
DO3I=1,N1
T=A(L,I)
A(L,I)=A(M,I)
3A(M,I)=T
GOTO 2
19 IF (M.EQ.N) GOTO 20
18 CONTINUE

```

```

2 DO 4 J=L1,N1
4 A(L,J)=A(L,J)/A(L,L)
  IF (LEQ.N) GOTO 1
  DO6I=L1,N
  DO 6 J=L1,N1
6 A(I,J)=A(I,J)-A(I,L)*A(L,J)
1 CONTINUE
5DO7M=1,N
  L=N~M+1
  B(L)=A(L,N1)
  IF (LEQ.N) GOTO 8
  L1=L+1
  DO 9 I=L1,N
9 B(L)=B(L)-A(LJ)*B(I)
8 CONTINUE
7 CONTINUE
  goto 22
20 WRITE(0,21)
21 FORMAT('SYSTEM IS UNSOLUBLE')
22 RETURN
END

```

Q ★ ★ ★ ★ * * *it it*

c ZACH-SVOD

```

C it it it it it it it it
REAL M(30),NP(30),K(30),X(30),XN(30),
*F(30), FT(30), ESZ(30), EBSH(30), EBTSH(30),
*AT(30),A(30),D(30),SIG(30),W(30),
*VSI(30),ESI(30),ST(5),EPT(5),
*AW(30,31),LAM(30),WP(30),WN(30),esx(30),h0(30),
*s5(30),s6(30),s7(30),s8(30),xt(30),
*KSIX,L
dimension ITF(10),ITS(10)
READ (1,103) N,NS,ito
103 FORMAT(3I5)
write(2,1003) N,NS,ito
1003 formate n,ns,ito',3i5)
READ (1,100) R,AL,L,HB,ES,
*EB,EBT,AS,VB,VS,
*EB4,EBT4,EPS,DEL,KSIX,W0,T,sigst,Q,HQ,QK,sigu
100 FORMAT(6E11.3)
write(2,1100) R,AL,L,HB,ES,
*EB,EBT,AS,VB,VS,

```

```

*EB4,EBT4,EPS,DEL,KSIX,W0,T,sigst,Q,HQ,QK,sigu
1100 formate R,AL,L,HB,ES,EB \6E9.2/
*      ' EBT,AS,VB,VS,EB4,EBT4 ',6E9.2/
*      ' EPS,DEL,KSIX,W0,T,sigst',6E9.2/
*      ' Q,HQ,QK,SIGU \4E9.2)
write (2,9006)
READ (1,100) (A(I),I=1,Ns)
write(2,1200) (A(I),I=1,Ns)
1200 FORMATC A',6e11.3)
write (2,9006)
9006 format(1h )
READ (1,100) (AT(J),J=1 ,NS)
write(2,1300) (AT(J),J=1,NS)
1300 formatf AT',6e11.3)
write (2,9006)
READ (1,100) (ST(I),I=1,5)
WRITE (2,9010) (ST(I),I=1,5)
9010 FORMATC ST \6E11.3)
WRITE (2,9006)
READ (1,100) (EPT(I),I=1,5)
WRITE (2,9011) (EPT(I),I=1,5)
9011 FORMATC EPT',6E11.3)
WRITE (2,9006)
DO 9007 I=2,N4-2
VSI(I)=VS
9007 ESI(I)=ES
pi=3.141592
CA=COS(AL)
SA=SIN(AL)
DF=2*AL/N
DO 13 I=2,N+2
13LAM(I)=1.0
ON=ES/EB
XO=(HB*HB+2*ON*HB*T+ON*ON*T*T)/(2*HB+2*ON*T)
DO 3 I=2,N+2
X(I)=X0
3 h0(i)=hb+t/2
DO 315 I=2,N+2
315WP(I)=W0
ic-0
3100 q=q+HQ
if (q.eq.qk) then

```

```

ic=1
goto 17
endif
DO 1 I=2,N+2
  J=I-2
  1 M(I)=-Q*R*R/2*((4./3 *SA*SA*SA+
  *2*AL*CA*CA*CA-SA*CA*CA-AL*CA)/
  *(AL-3*SA*CA+2*AL*CA*CA)*(COS(AL-J*DF)-CA)“
  *(SA*SA-SIN(AL-J*DF)*SIN(AL-J*DF)))
  X1=Q*R/2*(4./3.*SA*SA*SA+2*AL*CA*CA*CA-
  *AL*CA-SA*CA*CA)/(AL-3*SA*CA+2*AL*CA*CA)
  DO 2 I=2,N+2
    J=I-2
    2 NP(I)=-cos(pi/2-j*dF)*x1 -R*q*sin(pi/2~j*dF)*sin(pi/2-j*DF)
120 NIT=0
  10 nit^nit+1
    if (nit.eq.1) then
      DO 4 I=2,N+2
        XI=X(I)
        XT(I)=HB-XI
        D(I)=EB*XI*XI*XI/3/(1 -VB*VB)+
        *EBT*XT(I)*XT(I)*XT(I)/3/(1-VB*VB)+
        *ES*LAM(I)*AS*(HO(i)-XI)*(HO(i)-XI)/(WS*vs)
      4 K(I)=(M(I)/D(I))
    endif
    iff=0
    DO 5 I=2,N+2
      IF (abs(K(I)*X(I)).LE.abs(EB4)) F(I)=1.0
      if (abs(k(i)*x(i)) gt abs(eb4)) F(I)=EB4/(K(I)*X(I))
      IF (abs(K(I)*(HB-X(I))).LE.abs(EBT4)) FT(I)=1.0
      if (abs(k(i)*(hb-x(i))).gt.abs(ebt4))
        *FT(I)=EBT4/(K(I)*(HB-X(I)))
      if (abs(f(i)).eq,1.0) goto 1821
      iff=iff+1
      itf(iff)=i
      if (iff.eq.ito) goto 821
1821 ESZ(I)=(H0(i)-X(I))*K(I)
      EBSH(I)=X(I)*K(I)
    5 EBTSH(I)=(HB-X(I))*K(I)
    if (nit.gt.1) then
      SIG(I)=1/(1-VSI(I)*VSI(I))*ESI(I)*(H0(i)-XN(I))*K(I)
      IF (SIG(I).GT.SIGU) THEN

```

```

DO 6070 JJ=2,5
  IF (SIG(I).GE.ST(JJ-I).AND.SIG(I).LE.ST(JJ))
    *EP1 =(EPT(JJ)-EPT(J J-1 ))/(8T( J J-1 )-ST(J J))*SIG(I)+
    *(ST(JJ)*EPT(JJ-1 )-EPT(JJ)*ST(J J-1 ))/(ST(J J)-ST(JJ-1))
6070 CONTINUE
  PSI=3.0*ES*EP1/2.0/(1+VS)/SIG(I)
  VSI(I)=(PSI*(1-VS)-1.0+2*VS)/
  *(2*(1 +VS)*PSI+1,0-2*VS)
  ESI(I)=3*ES/(2*(1 +VS)*PSI+1.0-2*VS)
  ENDIF
  if (abs(sig(i)).le.sigst) goto 1012
  is=is+1
  its(is)=i
  if (is.eq.ito) goto 1500
1012 continue
  do 1891 i=3,n+1
    S=0
    S1=0
    DO 1896 J=1,NS
      S=S+AT(J)*EBTSH(I)**(J-1)*(HB-X(I))**3/(J+2)
1896 S1 =S1 +A(J)*EBSH(I)**(J-1 )*x(i)**3/(J +2)
      d(i)=s1 +s+1 /(1 -vsl (I)*vsl( I ))*ES I (I)*
      *LAM(I)*AS*(H0(I)-X(I))**2
1891 k(i)=(m(i)/d(i))
    endif
    D(1)=D(3)
    D(N+3)=D(N+1)
    d(2)=0
    d(n+2)=0
9068 nit=nit+1
    DO 7 l=3,5N+1
      S=0
      S1=0
      DO 6 J=1,NS
        S=S+AT(J)*EBTSH(I)** J*(HB-X(I))/(J+1)*FT(I)
6 S1 =S1 +A(J)*EBSH(I)** J*F(I)/(J^1)
7XN(I)=(S+AS*ESI(I)*LAM(I)*ESZ(I)/(1-VSI(irVSI(I))-NP(I))/S1
      xn(2)=x0
      xn(n+2)=x0
      S=0
      DO 107 l=3,N+1

```

```

107 continue
  IF (S.LE.EPS) GOTO 8
  DO 9 I=2,N+2
  9 X(I)=(X(I)*NIT+XN(I))/(NIT+1)
  DO 8007 I=2,N+2
  S=0
  S1=0
  DO 8006 J=1,NS
  S=S+AT(J)*EBTSH(I)**J*(HB-X(I))/(J+1)*FT(I)
8006 S1 =S1 +A(J)*EBSH(I)**J*F(I)/(J+1)*X(I)
8007 NP(I)=-S1+S+AS*ESI(I)*LAM(I)*ESZ(I)/(1-VSI(I)*VSI(I))
  GOTO 10
C goto 9068
  8 if (nit.gt.1) then
  iff=0
  DO 1005 I=2,N+2
  IF (abs(K(I)*X(I)).LE.abs(EB4)) F(I)=1.0
  if (abs(k(i)*x(i)).gt.abs(eb4)) F(I)=EB4/(K(I)*X(I))
  IF (abs(K(I)*(HB-X(I))).LE.abs(EBT4)) FT(I)=1.0
  if (abs(k(i)*(hb-x(i))).gt.abs(ebt4))
  *FT(I)=EBT4/(K(I)*(HB-X(I)))
  if (abs(f(i)).eq.1.0) goto 2821
  iff=iff+1
  itf(iff)=i
  if (iff.eq.ito) goto 821
2821 ESZ(I)=(H0(i)-X(I))*K(I)
  EBSH(I)=X(I)*K(i)
1005 EBTSH(I)=(HB-X(I))*K(I)
  SIG(I)=1/(1-VSI(I)*VSI(I))*ESI(I)*(H0(i)-XN(I))*K(I)
  IF (SIG(I).GT.SIGU) THEN
  DO 7070 JJ=2,5
  IF (SIG(I).GE.ST(JJ-1).AND.SIG(I).LE.ST(JJ))
  * EP1 =(EPT(J J)-EPT(J J-1 ))/(ST(JJ-1)-ST(JJ))*SIG(I)+
  * (ST(J J)*EPT(JJ-1)-EPT(JJ)*ST(JJ-1 ))/(ST(JJ)-ST(J J-1))
7070 CONTINUE
  PSI=3.0*ES*EP1/2.0/(1+VS)/SIG(I)
  VSI(I)=(PSI*(1-VS)-1,0+2*VS)/
  * (2*(1+VS)*PSI+1.0-2*VS)
  ESI(I)=3*ES/(2*(1+VS)*PSI+1,0-2*VS)
  ENDIF
  if (abs(sig(i)).le.sigst) goto 2012
  is=is+1

```

```

    its(is)=i
    if (is.eq.ito) goto 1500
2012 continue
    DO 2891 I=3,N+1
    S=0

    S1=0
    DO 2896 J=1,NS
    S=S+AT(J)*EBTSH(I)**(J-1)*(HB-X(I))**3/(J+2)
2896 S1 =S1 +A(J)*EBSH(I)**(J-1)*x(i)**3/(J+2)
2891 d(i)=s1 +s+1 /(1 -vsl(I)*vsl(I))*ESI(I)*
    *LAM(I)*AS*(H0(I)-X(I))**2
    endif
    D(I)=D(3)
    D(2)=0
    D(N+3)=D(N+1)
    D(N+2)=0
    NU=N-1
    DO 20 I=1,NU
    DO 20 J=1,NU
20 AW(I,J)=0
    DF2=DF*DF
    DF4=DF2*DF2
    R4=R*R*R*R
    DO30j=4,N-4
    AW(J,J-3)=-D(J-1)/2/DF4
    AW(J, J-2)=D(J)/DF2*(2/DF2-1)
    AW(J,J-1)=D(J+1)/2*(-5/DF4+4/DF2-1)
    AW(J,J+1)=D(J+3)/2*(5/DF4-4/DF2+1)
    AW(J,J+2)=D(J+4)/DF2*(-2/DF2+1)
    AW(J,J+3)=D(J+5)/2/DF4
30 AW(J,N)=R4*Q*COS(J*DF)*SIN(DF)
    AW(1,1)=D(3)*(-11.0/DF4+3/DF2)
    AW(1,2)=D(4)/DF2*(10/DF2-3)
    AW(1,3)=D(5)*(-5/DF2+1)/DF2
    AW(1,4)=D(6)/DF4
    AW(1,N)=R4*Q*COS(DF)*SIN(DF)
    AW(2,1)=D(3)/2*(-6/DF4+4/DF2-1)
    AW(2,3)=D(5)/2*(5/DF4-4/DF2+1)
    AW(2,4)=D(6)/DF2*(-2/DF2+1)
    AW(2,5)=D(7)/DF4/2
    AW(2,N)=R4*Q*COS(2*DF)*SIN(DF)
    AW(3,1)=D(3)/DF2*(2/DF2-1)

```

```

AW(3,2)=D(4)/2*(-5/DF4+4/DF2-1)
AW(3,4)=D(6)/2*(5/DF4-4/DF2+1)
AW(3,5)=D(7)/DF2*(-2/DF2+1)
AW(3,6)=D(8)/2/DF4
AW(3,N)=R4*Q*COS(3*DF)*SIN(DF)
AW(N-1, N-1 )=D(N+1 )*(11 /DF4-6/DF2+1)
AW(N-1 ,N-2)=D(N)*(-10/DF4+6/DF2-1)
AW(N-1 ,N-3)=D(N-1 )*(5/DF2-2)/DF2
AW(N-1 ,N-4)=-D(N-2)/2/DF4
AW(N-1 ,N)=R4*Q*COS((N-1)*DF)*SIN(DF)
AW(N-2,N-1 )=D(N+1 )*(6/DF4-4/DF2+1 )/2
AW(N-2,N-3)=D(N-1 )*(-5/DF4+4/DF2-1 )/2
AW(N-2,N-4)=D(N-2)/DF2*(2/DF2-1)
AW(N-2,N-5)^D(N-3)/2/DF4
AW(N-2,N)=R4*Q*COS((N-2)*DF)*SIN(DF)
AW(N-3,N-1 )=D(N+1 )/DF2*(-2/DF2+1)
AW(N-3, N-2)=D(N)/2*(5/DF4-4/DF2-1)
AW(N-3,N-4)=D(N-2)/2*(-5/DF4+4/DF2-1)
AW(N-3, N-5)=D(N-3)/DF2*(2/DF2-1)
AW(N-3,N-6)="D(N-4)/DF4/2
AW(N-3,N)=R4*Q*COS((N-3)*DF)*SIN(DF)
CALL GAUSS(NU,AW,WN)
DO 40 I=1,N-1
40 W(I+2)=WN(I)
W(1)=W(3)
W(2)=0
W(N+2)=0
W(N+3)=W(N+1)
S=0
DO 16 I=3,N+1
16 S=S+ABS((W(I)-WP(I))/W(I))
IF (S.LE.EPS) THEN
DO 8018 I=2,N+2
8018 WP(I)=W(I)
GOTO 17
ENDIF
C GOT017
DO 18 I=2,N+2
18 WP(I)=W(I)
is=0
DO 12 I=2,N+2
K(I)=(-1/(R*R))*((W(H1 )-2*W(I)^W(I-1 )))/(DF*DF)WV(I))

```

```

SIG(I)=1/(1-VSI(I)*VSI(I))*ESI(I)*(H0(i)-XN(I))*K(I)
IF (SIG(I).GT.SIGU) THEN
DO 6020 JJ=2,5
IF (SIG(i).GE.ST(JJ-1).AND.SIG(I).LE.ST(JJ))
* EP1 =(EPT(JJ)-EPT(JJ-1 ))/(ST(JJ-1 )-ST(JJ))*SIG(I)+
* (ST(JJ)*EPT(JJ-1 )-EPT(JJ)*ST(JJ-1 ))/(ST(JJ)-ST(JJ-1))
6020 CONTINUE
PSI=3.0*ES*EP1/2.07(1+VS)/SIG(I)
VSI(I)=(PSI*(1-VS)-1.0+2*VS)/
* (2*(1 +VS)*PSI+1,0-2*VS)
ESI(I)=3*ES/(2*(1 +VS)*PSI+1,0-2*VS)
ENDIF
if (abs(sig(i)).le.sigst) goto 12
is=is+1
its(is)=i
if (is.eq.ito) goto 1500
12 continue
D(1)=D(3)
D(N+3)=D(N+1)
D(2)=0
D(N+2)=0
sig(1)=sig(3)
sig(n+3)=sig(n+1)
DO 214 I=2,N+2
214 ESX(I)=T/(KSIX*R*R*DF2)*(SIG(I-1 )-2*SIG(I)+SIG(I+1))
c DO215I=2,N+2
c LAM(I)=(ESZ(I)-ESX(I))/ESZ(I)
c 215 CONTINUE
GOTO 120
17 continue
DO 3210I=3, N+1
S5(i)=0
S6(i)=0
S7(i)=0
S8(i)=0
DO 3210 J=1,NS
S5(I)=S5(i)+A(J)*(EBSH(I)*F(I))**J
S6(I)=S6(i)+A(J)*(EBSH(I)*F(I)/2.0)**J
S7(I)=S7(i)+AT(J)*(EBTSH(I)*FT(I))^J
3210 S8(I)=S8(i)+AT(J)*(EBTSH(I)*FT(I)/2)**J
write (2,5600) q*20
5600 formatf q ',e11.3)

```

```

    write(2,500) (w(i),i=2,n+2)
500 formatf W \5e11.3)
    write (2,9000) (d(i)*k(i),i=2,n+2)
9000 formatf m ',6e11.3)
    write (2,9001) (np(i),i=2,n+2)
9001 formatf n ',6e11.3)
    write (2,9003) (-ebsh(i),i=2,n+2)
9003 formatf ebsh ',6e11.3)
    write (2,9004) (ebtsh(i),i=2,n+2)
9004 formatf ebtsh',6e11.3)
    write (2,9005) (esz(i),i=2,n+2)
9005 formatf esz ',6e11.3)
    write (2,9066) (xn(i)*F(l),i=2,n+2)
9066 formatf x ',6e11.3)
    write (2,9107) ((hb-xn(i))*FT(l),i=2,n+2)
9107 formatf xt ',6e11.3)
    write (2,9008) (f(i),i=2,n+2)
9008 formatf f ',6e11.3)
    write (2,9009) (ft(i),i=2,n+2)
9009 formatf ft ',6e11.3)
    write (2,9020) (s5(i),i=2,n+2)
9020 formatf s5(i) ',6e11.3)
    write (2,9021) (s6(i),i=2,n+2)
9021 formatf s6(i) ',6e11.3)
    write (2,9012) (s7(i),i=2,n+2)
9012 formatf s7(i) ',6e11.3)
    write (2,9013) (s8(i),i=2,n+2)
9013 formatf s8(i) ',6e11.3)
    write (2,9014)
9014format(1h )
    if (ic.eq.1) goto 1800
    goto 3100
1500 write(2,2000)
2000 formatf sig > sigst')
    write (2,3801) (its(i),i=1 ,ito)
3801 formatf its5,5i4)
    write (2,5600) q*20
    write(2,500) (w(i),i=2,n+2)
    write (2,9000) (d(i)*k(i),i=2,n+2)
    write (2,9001) (np(i),i=2,n+2)
    write (2,9003) (-ebsh(i),i=2,n*2)
    write (2,9004) (ebtsh(i),i=2,n+2)

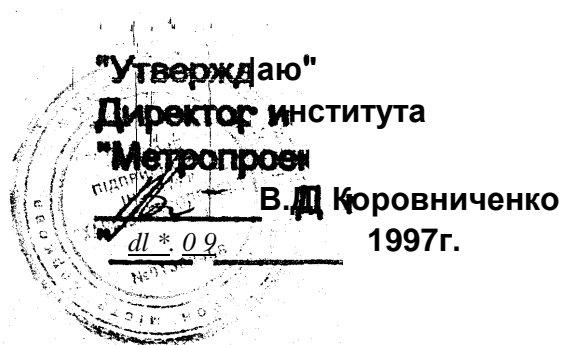
```

```

write (2,9005) (esz(i),i=2,n+2)
write (2,9066) (x(i)*F(l),i=2,n+2)
write (2,9107) ((HB-X(l))*FT(l),i=2,n+2)
write (2,9008) (f(i),i=2,n+2)
write (2,9009) (ft(i),i=2,n+2)
write (2,9010) (s5(i),i=2,n+2)
write (2,9011) (s6(i),i=2,n+2)
write (2,9012) (s7(i),i=2,n+2)
write (2,9013) (s8(i),i=2,n+2)
write (2,9014)
goto 1800
821 write (2,3000)
3000 formatf f <> 1'
write (2,1801) (itf(i),i=1,ito)
1801 format(' itf5i4)
write (2,5600) q*20
write(2,500) (w(i),i=2,n+2)
write (2,9000) (d(i)*k(i),i=2,n+2)
write (2,9001) (np(i),i=2,n+2)
write (2,9003) (-ebsh(i),i=2,n+2)
write (2,9004) (ebtsh(i),i=2,n+2)
write (2,9005) (esz(i),i=2,n+2)
write (2,9066) (x(i)*F(l),i=2,n+2)
write (2,9107) ((HB-X(l))*FT(l),i=2,n+2)
write (2,9008) (f(i),i=2,n+2)
write (2,9009) (ft(i),i=2,n+2)
write (2,9010) (s5(i),i=2,n+2)
write (2,9011) (s6(i),i=2,n+2)
write (2,9012) (s7(i),i=2,n+2)
write (2,9013) (s8(i),i=2,n+2)
write (2,9014)
1800 stop
end
SUBROUTINE GAUSS(N,A,B)
DIMENSION A(30,31),B(30)
EPS=0.0000001
N1=N+1
DO 1 L=1,N
L1=L+1
IF (ABS(A(L,L)).GT.EPS) GOTO 2
IF (L.EQ.N) GOTO 20
DO 18M=L1,N

```

```
IF (ABS(A(M,L)).LE.EPS) GOTO 19
DO3I=1,N1
T=A(L,I)
A(L,I)=A(M,I)
3A(M,I)=T
GOTO 2
19 IF (M.EQ.N) GOTO 20
18 CONTINUE
2 DO 4 J=L1,N1
4 A(L,J)=A(L,J)/A(L,L)
IF (L.EQ.N) GOTO 1
DO6I=L1,N
DO 6 J=L1,N1
6 A(I,J)=A(I,J)-A(I,L)*A(L,J)
1 CONTINUE
5DO7M=1,N
L=N~M-H
B(L)=A(L,N1)
IF (L.EQ.N) GOTO 8
L1=L+1
DO9I=L1,N
9 B(L)=B(L)-A(L,I)*B(I)
8 CONTINUE
9 CONTINUE
goto 22
20 WRITE(0,21)
21 FORMAT('SYSTEM IS UNSOLUBLE')
22 RETURN
END
```



АКТ

о внедрении диссертационной работы
 инженера Молдавской Т.А. на тему
 "Напряженно-деформированное и предельное
 состояние сталебетонных сводов"

Настоящий акт составлен в том, что предложенная методика расчета сталебетонных сводов с учетом нелинейности деформирования и трещинообразования бетона принята к использованию при расчете и проектировании обделок тоннелей метрополитена.

Использование предложенных программ расчета позволяет сократить сроки проектирования и улучшить показатели металлоемкости, стоимости и трудоемкости строительства.

Инженер

Т.А. Молдавская

Вчений секретар спецва^іздаа
 вченої ради, к.т.н.,
 ДУС

Начальник отдела

"Строительных конструкций"

Дениска Р.И.



"Утверждаю"

Директор института

"Харьковтрансмашпроект"

Бондарев Е.П.

1997 г.



АКТ

о внедрении диссертационной работы
инженера Молдавской Т. А на тему
"Напряженно-деформированное и предельное
состояние сталебетонных сводов"

Настоящим актом подтверждается, что предложенная методика расчета сталебетонных сводов, разработанная инженером Молдавской Т.А., принята к использованию при расчете и проектировании покрытий зданий.

1. Вид внедрения результатов: методика расчета сталебетонных сводов.
2. Форма внедрения: методы расчета сталебетонных конструкций на изгиб и внецентренное сжатие.
3. Новизна результатов: имеется заявка на изобретение. "Сталебетонный элемент свода" приоритетная справка № 97052167 от 12.05.97. Методика расчета позволяет произвести расчет с учетом нелинейности деформирования и трещинообразования бетона.
4. Научно-технический эффект: экономия металла вследствие рационального использования материалов, повышения надежности, долговечности и огнестойкости покрытия.

Начальник строительного отдела

АИ. Лосев

Вчений секретар
вченої ради, к.т.н.,

спеціаліст



Єрмак 6-М.

гверждаю"

/Генеральный конструктор ХКБД
 /рГЮ і вод' им. Малышева"
 fe.Т.) ., профессор

09

_____ 1997г.

АКТ

о внедрении результатов диссертационной работы Т.А.Молдавской на тему "Напряженно-деформированное и предельное состояние сталебетонных сводов."

Настоящий акт составлен в том, что результаты диссертационной работы сотрудницы Харьковской государственной академии железнодорожного транспорта Молдавской Т.А. - метод расчета сводов с учетом нелинейности деформирования, разработан алгоритм расчета, основанный на методах конечных разностей и численных приближений принят для применения в практику работы Харьковского конструкторского бюро по двигателестроению.

В частности, методика расчета сводов была применена для анализа прочности несущих строительных конструкций свода производственного корпуса.

Зам.генерального конструктора ХКБД

к.т.н., доцент

Начальник сектора отдела

динамики и прочностных

Вчений секретар спеці
 вченої ради, к.т.н.,



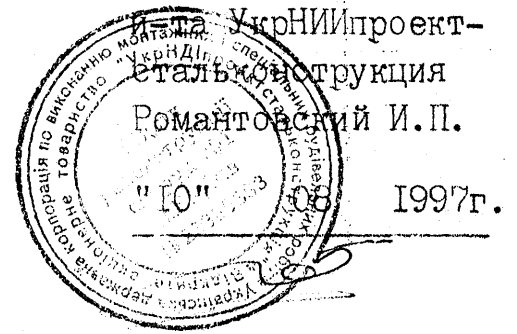
Бородин Ю.С.

Пилипенко С.В.

Брмак Б.М.

" Утверждаю "

Начальник отдела



о внедрении результатов диссертацион-
ной работы Т.А.Молдавской на тему
"Напряжённо-деформированное и предель-
ное состояние сталебетонных сводов."

Настоящим подтверждаю, что при проектировании : одземного ствола для подачи руды с глубоких горизонтов карьера Южного горно-обогатительного комбината в г. Кривой Рог была использована конструкция сталебетонного свода, включающая металлический лист, снабженный анкерными упорами и слой бетона над ним. Данная конструкция рассчитана по методике расчета сталебетонных сводов, учитывающей нелинейность деформирования бетона и стального листа в условиях плоского деформированного состояния, предложенной в диссертационной работе сотрудницы Харьковской государственной академии железнодорожного транспорта Молдавской. В результате получен экономический эффект, по сравнению с существующими аналогами около 15%.

Гл. инж. проекта .

Леховицкий Л.И.

Вчений секретар спеці
вченої ради, к.т.н.,

ГГТ7 1001
i

брмак б.М.