



Министерство высшего и среднего специального  
образования СССР

Челябинский политехнический институт  
имени Ленинского комсомола

На правах рукописи

ЗАПРУТИН Григорий Несторович

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ  
БЕСПМОНОЧНОГО КОНТАКТА В СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПЕРЕКРЫТИЙ  
ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Специальность 05.23.01 - "Строительные конструкции"

Автореферат  
диссертации на соискание ученой  
степени кандидата технических наук

Челябинск, 1975

Работа выполнена на кафедре железобетонных конструкций Челябинского политехнического института имени Ленинского комсомола.

Научный руководитель - доктор технических наук, профессор А.А.Овтул.

Научный консультант - кандидат технических наук, доцент В.Г.Колбасин.

Официальные оппоненты: доктор технических наук профессор Л.Н.Адахин;

кандидат технических наук, доцент В.Н.Полищук.

Ведущая организация - ордена Ленина трест "Челябметаллургстрой" главы Куралстроя Министерства СССР.

Автореферат разослан " " 1975г.

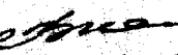
Защита диссертации состоится 17 декабря 1975 года, в 15 часов, в аудитории 428 на заседании Совета по присуждению ученых степеней инженерно-строительного факультета Челябинского политехнического института имени Ленинского комсомола (454044, г.Челябинск, проспект им. В.И.Ленина, 76, тел. 39-39-64).

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке института.

Просим Вас и сотрудников Вашего учреждения, интересующихся темой диссертации, принять участие в заседании Ученого Совета или прислать отзыв на автореферат в двух экземплярах, заверенных печатью.

УЧЕНЫЙ СЕКРЕТАРЬ СОВЕТА

кандидат технических наук, доцент

 В.В.КИПРАКОВ

Челябинский  
политехнический институт  
БИБЛИОТЕКА

## ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Постановка задачи и ее актуальность. При возведении перекрытий подземных сооружений наиболее эффективными являются сборно-монолитные железобетонные конструкции, которые обладают существенными положительными свойствами как монолитного, так и сборного железобетона и имеют высокие технико-экономические показатели.

Отличительным признаком сборно-монолитного железобетона является наличие контакта (связи) между бетонами сборной и монолитной частей балки (плиты), прочность и деформативность которого оказывает влияние на прочность конструкции в целом. Это влияние наиболее существенно на пропорных участках балки.

В практике проектирования сборно-монолитных конструкций наиболее часто, в настоящее время, применяется шпоночный контакт. На шпоночной поверхности трудно, а порой и невозможно, обеспечить выпуски поперечной арматуры. Это заставляет проектировщиков либо отказываться от использования поперечной арматуры в контакте, либо усложнить форму сечения сборного элемента с тем, чтобы разделить поверхности, из которых выступают стержни поперечной арматуры и шпоночные поверхности. Устройство самих шпонок - трудоемкая операция.

В некоторых случаях связь между бетонами обеспечивается исключительно за счет поперечной арматуры, что приводит к перерасходу металла.

Оба решения обусловлены значительной переоценкой скальвающих усилий, возникающих в контакте, и недооценкой целого ряда условий работы пропорных участков балки, и именно таких условий, которые увеличивают надежность контакта.

Беспоночный контакт, при обеспечении чистой, хорошо развитой (шероховатой) поверхности сборного бетона, обеспечивается физико-химическим сцеплением между бетонами и работой поперечной арматуры. При этом бетон в контакте работает в условиях, приближающихся к условиям работы шпоночного соединения (можно говорить о неорганизованном шпоночном контакте).

Однако прочностные и деформативные свойства беспоночного контакта, а также условия, определяющие его качество, еще недостаточно изучены.

В настоящей диссертации представлены экспериментальные и теоретические исследования, направленные на дальнейшую разработку методов конструирования и расчета прочности беспоночного контакта в

сборно-монолитных железобетонных балках прямоугольного сечения, работающих в условиях подземных сооружений.

Методы выполнения исследований. Исследование базируется на экспериментальных данных, полученных в результате испытания сборно-монолитных балок, размеры которых сопоставимы с размерами натурных конструкций, и специальных сборно-монолитных образцов, имитирующих работу на срез по контакту участков сборно-монолитных балок.

В теоретической части работы использованы современные методы расчета железобетонных конструкций.

Научная новизна. В работе доказано, что прочность сборно-монолитных балок в целом зависит от прочности контакта на участках, отсекаемых крайними наклонными трещинами в зонах изгиба.

В свете этого изучен и вскрыт механизм образования крайних наклонных трещин у опор неразрезных сборно-монолитных балок.

Выяснен характер усилий, действующих на отсекаемые крайними наклонными трещинами участки балки, установлено наличие сжимающей контакт силы на этих участках, положительно влияющей на прочность контакта.

Выяснено, что сечение по контакту воспринимает усилие среза не равномерно, и, в основном, в зонах активного сцепления; дан метод определения этих зон.

Практически доказана возможность обеспечения достаточно прочного бесшарнирного контакта между бетонами, изучен характер деформирования и разрушения такого контакта при срезе, установлено предельное состояние контакта по прочности, определены и обоснованы предельные величины деформаций и сопротивляемости контакта срезу в предельном состоянии.

Практическая ценность. В результате работы получен надежный метод расчета прочности контакта на участках балки, отсекаемых крайними наклонными трещинами в зонах изгиба.

Реализация результатов работы. Результаты настоящих исследований использованы при проектировании и строительстве целого ряда подземных сооружений, выполняемых строительными организациями Главвузуралстроя Минтяжстроя СССР.

Апробация работы. Основные положения работы докладывались:

1. На юбилейной научно-технической конференции по бетону и железобетону, посвященной 100-летию со дня рождения В.И.Ленина (г. Челябинск, апрель, 1970 г.).

2. На XXIV, XXV, XXVI, XXVII научно-технических конференциях че-

льбинского политехнического института имени Ленинского комсомола, проходивших в 1971 - 1974 гг.

З.На зональном совещании по проблеме применения монолитного, сборного и сборно-монолитного железобетона на строительстве предприятий черной металлургии Урала (г.Челябинск, февраль, 1972 г.).

Публикации. По результатам выполненного исследования опубликовано 3 работы.

Объем работы. Диссертация состоит из введения, пяти глав, выводов и списка использованной литературы (130 наименований) в объеме 129 страниц машинописного текста, 25 таблиц, 72 рисунков.

## СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

### Состояние вопроса, цель и задачи исследования

В начале работы приведен обзор исследований прочности контакта между бетонами и методов ее расчета в изгибающихся элементах.

Теоретическому и экспериментальному исследованию прочности контакта посвящены многие работы советских и зарубежных специалистов.

Важным результатом этих исследований явилась разработка конструктивных и технологических мероприятий по увеличению прочности контакта двух бетонов вплоть до прочности, не уступающей монолитному сечению. Однако обеспечивать такую прочность контакта не经济ично и не всегда целесообразно.

Наиболее простым и, в то же время, достаточно надежным является бесшпоночный контакт по чистой шероховатой поверхности. Необходимо только достаточно четко определить условия, обеспечивающие качество поверхности контакта.

Вопрос напряженного состояния бесшпоночного контакта при срезе наименее изучен. Для определения касательных напряжений в балках или плитах в зоне контакта двух бетонов чаще всего пользуются формулой Д.И.Журавского, которая не отражает действительного напряженного состояния после развития трещин, особенно наклонных.

Наиболее правильно картина напряженного состояния в зоне контакта представляется при исследовании работы участков балки между трещинами. При этом определяющим прочность конструкции в целом является напряженное состояние в зоне контакта на участках между крайними наклонными трещинами и торцами балки у крайних опор и между нижней и верхней крайними наклонными трещинами в зонах изгиба у средней опоры. Однако механизм развития крайних наклонных трещин, характер действующих на отсекаемые ими участки усилий, а также характер восприятия этих усилий контактом недостаточно изучен.

данные о предельной сопротивляемости бесшпоночного контакта срезу очень разноречивы, в литературе почти отсутствуют данные о деформативности бесшпоночного контакта в момент предельного состояния его по прочности.

С учетом изложенного были сформулированы следующие основные задачи исследования:

1. Экспериментальным путем установить механизм образования крайних наклонных трещин в пролетах и над опорами неразрезных сборно-монолитных балок, определяющих положение участков, на которые действуют наибольшие усилия среза. Определить вид и величину усилий, действующих на эти участки.

2. Изучить деформированное состояние контакта (в том числе пронизывающей его арматуры) под действием срезающего усилия. Дать оценку влияния поперечной арматуры и сцепления между бетонами на величину сопротивления контакта срезу в процессе его деформирования. Определить критерий разрушения контакта и величину его сопротивления срезу в предельном состоянии.

3. Теоретически обосновать рассмотренные выше явления.

4. Выбрать технологию изготовления сборных элементов сборно-монолитных конструкций, позволяющую получать чистую шероховатую поверхность (средний размер выступов и впадин 10 мм и более) сборного элемента, на которую будет укладываться монолитный бетон, с выпусками из этой поверхности поперечной арматуры.

5. Запроектировать ряд подземных сооружений со сборно-монолитными бесшпоночным контактом перекрытий. Провести испытания натурных конструкций этих перекрытий с целью проверки надежности бесшпоночного контакта при эксплуатации. Дать технико-экономический анализ примененных сборно-монолитных конструкций.

#### Методика проведения экспериментальных исследований

Экспериментальные исследования проводили на опытных (лабораторных) сборно-монолитных двухпролетных балках и на специальных сборно-монолитных образцах.

Конструкция опытных балок определялась условиями работы сборно-монолитных перекрытий подземных сооружений. Элементы этих перекрытий (плиты и балки) пролетом от двух до шести метров высотой 40 см и более работают, как правило, по неразрезной схеме под равномерно-распределенной полезной нормативной нагрузкой  $20 \text{ t/m}^2$  (коэффициент перегрузки 1,2) плюс собственный вес конструкций перекрытия и на-

снапного на него грунта, слой которого составляет от 20 см до 6 м. Учитывая это, опытные балки, имитирующие полосу плиты шириной 20 см, приняты двухпролетными, высотой 40 см, (высота сборного элемента - 10 см), под нормативную нагрузку, соответствующую равномерно-распределенной по перекрытию нагрузке 25 т/м<sup>2</sup>. Конструкция опытных балок приведена на рис. 1.

Опытные балки изготавливались в лабораторных условиях. Сначала изготавливалась нижняя (сборная) часть балки. Бетон сборной части (прочность 275 - 316 кг/см<sup>2</sup>) готовился на щебне повышенной крупности (20 - 30 мм), с ОЖ = 2-3 см. Перед укладкой монолитного бетона проходились специальные замеры шероховатости поверхности контакта (снимались профилограммы). Поверхность очищалась и за 1,5 часа до смонолитивания смачивалась водой. Бетон монолитной части (прочность 286 - 320 кг/см<sup>2</sup>) готовился на щебне фракции 5-20 мм, с ОЖ = 5-8 см.

Всего было изготовлено и испытано 5 сборно-монолитных балок (БСМ-1 - БСМ-5) и одна контрольная монолитная балка (БМ-1).

Балки нагружались двумя сосредоточенными грузами в каждом пролете, расположеннымми на расстоянии 1/4 пролета от оси опор (рис.1). Под одной крайней опорой был установлен кольцевой динамометр для замера спорной реакции.

При испытании замерялись поперечные и сдвиговые деформации бетона в зоне контакта на приопорных участках, деформации бетона по высоте сечений, деформации продольной и поперечной арматур, а также прогибы балок и ширина раскрытия трещин.

Образцы, испытываемые на срез, по типу предложенных А.А.Гвоздевым, состояли из двух Г-образных частей (рис.2). Одна из них (старый бетон - СБ) изготавливалась раньше; другая (новый бетон - НБ) прибетонировалась к первой через определенное время. Размеры площади контакта между бетонами двух частей образца соответствовали размерам площади контакта на участках сборно-монолитных балок, стескаемых крайними наклонными трещинами.

Составы бетонов, технология изготовления опытных образцов были такими же, как и при изготовлении сборно-монолитных балок.

Всего было изготовлено и испытано три серии образцов. Серия состояла из трех сборно-монолитных образцов с поперечным армированием контакта (марки СМА), одного сборно-монолитного образца без поперечного армирования контакта (марки СМ) и одного монолитного образца без поперечной арматуры (марки М).

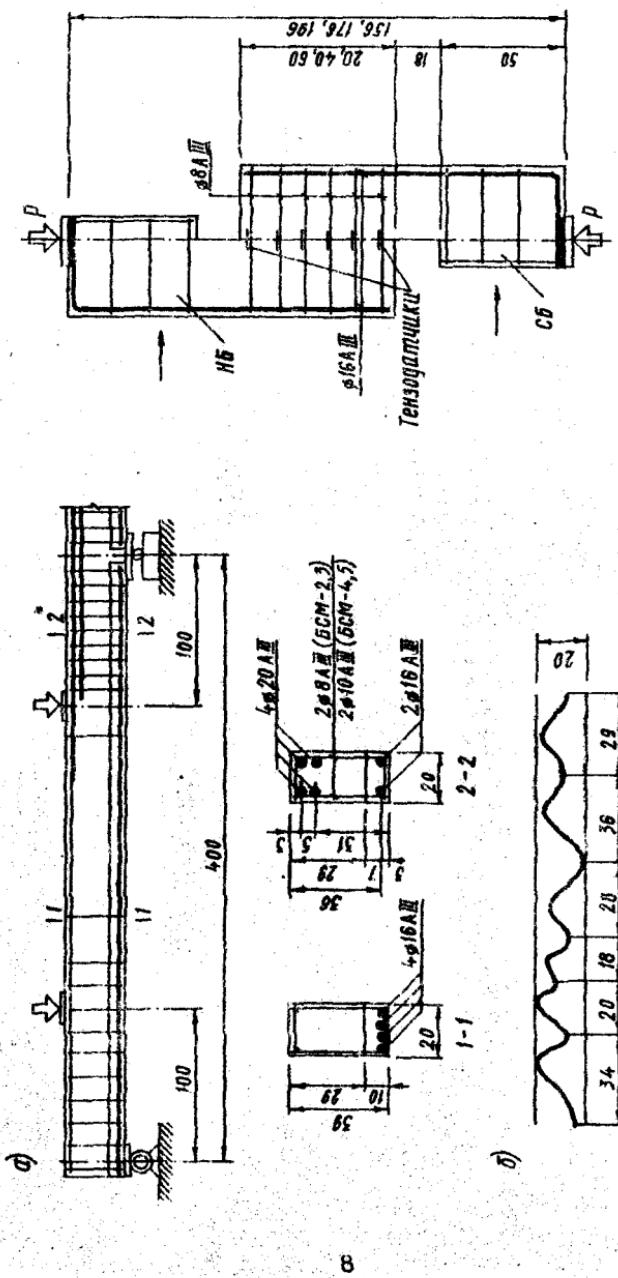


Рис.1.Конструкция сборно-монолитных балок: а - армирование;  
б - участок профилограммы поверхности сборного элемента.

Рис.2.Конструкция сборно-монолитных образцов, испытываемых на срез: СБ - старый бетон;  
НБ - новый бетон

Образцы испытывались на срез в вертикальном положении (рис.2). При испытании замерялись поперечные и сдвиговые деформации бетона и деформации поперечной арматуры в зоне контакта.

#### Оценка шероховатости поверхности контакта в опытных балках и образцах

Примятые составы бетонов сборных частей опытных балок и образцов позволили получить хорошо развитую (шероховатую) поверхность контакта. Произведенные замеры шероховатости поверхности показывают, что размер выступов (впадин) на поверхности колеблется от 8 до 20 мм. Средний размер выступов (впадин) - 16 мм, а средний размер расстояния между ними - 29 см. Таким образом шероховатую поверхность контакта можно представить как шпоночную с треугольными виноградами высотой 16 мм и углом наклона граней около  $45^{\circ}$ .

#### Определение положения и напряженно-деформированного состояния участков сборно-монолитных балок, отсекаемых крайними наклонными трещинами

Анализ и оценка напряженно-деформированного состояния крайних участков производились при нагрузках, соответствующих моментам образования пластических шарниров в пролетах балок, когда появляется система трещин. В этот момент приспорные участки балок разделены трещинами на блоки, в каждом из которых в плоскости контакта действуют касательные напряжения, обусловленные разность напряжений в продольной арматуре в местах пересечения ее трещин. Напряжения в продольной арматуре уже не соответствуют эпюре изгибающих моментов, а несколько выравниваются в сторону нулевых точек в эпюре.

Сравнение величин касательных напряжений в зоне контакта в блоках, ограниченных смежными трещинами, определенных в предположении их равномерного распределения по длине контакта в блоке, показывает, что участки балок, ограниченные крайними наклонными трещинами и торцами балок, у крайних опор и двумя крайними трещинами (нижней и верхней) у средних опор наиболее нагружены, т.е. на них действует максимальное сдвигающее усилие (рис.3).

При этом установлено, что угол наклона крайних трещин находится в пределах  $30 - 52^{\circ}$ . Высота статической зоны над крайней наклонной тре-

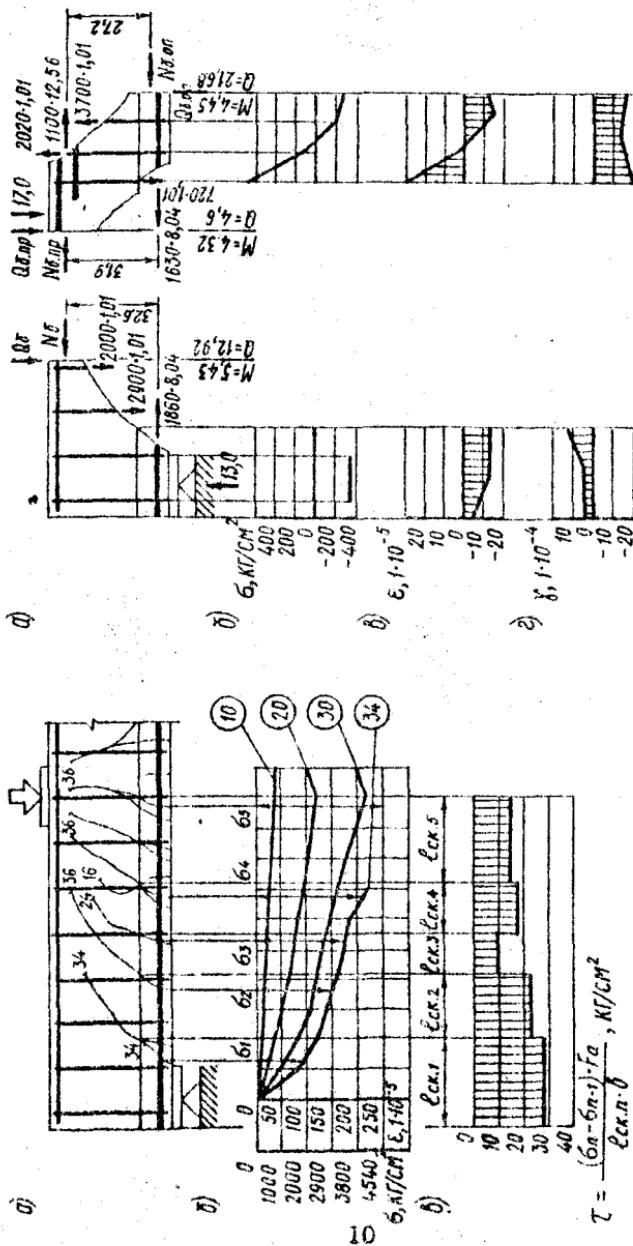


Рис.3. При опорных участках схемы ESN-3:  
а - картина трещин; б - деформации продольной арматуры; в - эпюры условных касательных напряжений;

Рис.4. Участки фланги ESN-3, отсекаемые крайними наклонными трещинами: а - схема усилий, действующих на участок; б - деформации поперечной арматуры в зоне контакта; в - то же поперечные деформации оголовка; г - то же, сдвиговые деформации оголовка

шиной составляет  $0,42 h_0$  -  $0,53 h_0$ . Эпюра деформаций бетона в сжатой зоне имеет близкий к треугольному вид.

Силы (и их величины), действующие на крайние участки, представлены на рис.4. В их состав входят:

- усилия в продольной и поперечной арматурах: напряжения в продольной арматуре в основном зависят от процента продольного армирования и прочности бетона, а нагряжения в поперечной арматуре - от величины поперечной силы;

- сжимающие усилия в сжатой зоне бетона над трещиной, принятые равными усилиям в продольной арматуре; плечо внутренней пары определялось расчетным путем из условия равенства внутреннего и внешнего моментов, действующих в сечении; расчетом установлено, что сжимающее усилие в бетоне приложено в пределах  $1/3$  высоты сжатой зоны от верхнего сжатого волокна;

- усилие среза, воспринимаемое бетоном сжатой зоны, определяемое как разница между величиной поперечной силы, действующей в сечении, и суммарной величиной усилий в поперечной арматуре, пересекающей трещину;

- внешние усилия, действующие на рассматриваемых участках.

Взаимодействие перечисленных выше усилий на участках балки, отсекаемых крайними наклонными трещинами, обуславливает, в общем случае, появление момента, сжимающей и сдвигающей сил в сечении по контакту. Таким образом, контакт между бетонами работает в условиях внецентренного сжатия со сдвигом.

Характер деформаций бетона и арматуры в зоне контакта подтверждает это. На крайних участках почти всех балок сечение по контакту имеет как сжатую, так и растянутую зоны. Величины относительных деформаций сжатия бетона в сечении по контакту находятся в пределах от  $5 \times 10^{-5}$  до  $34 \times 10^{-5}$ ; относительные деформации растяжения достигут вплоть до образования трещины в растянутой зоне сечения по контакту. Небольшая величина деформаций сжатия объясняется малой величиной сжимающей силы и наличием деформаций сдвига в зоне контакта.

Деформации сдвига бетонов распределяются по длине сечения неравномерно. В сжатой зоне эти деформации не превышают величины  $17 \times 10^{-4}$ . В растянутой зоне, там, где образуется трещина, они резко увеличиваются до значений  $35 \times 10^{-4}$  -  $40 \times 10^{-4}$ . Очевидно с образованием трещин совместность деформаций сдвига двух бетонов нарушается, происходит уже смещение двух бетонов относительно друг друга.

та в зоне трещины и это проявляется в опыте как резкое возрастание сдвигов. В целом деформации сдвига в зоне контакта достаточно велики по сравнению с деформациями сдвига в монолитном бетоне, замеренными на подобных участках и в соответствующих местах. Деформации сдвига монолитного бетона в подобных условиях составляют:

- у крайних опор - не более  $3 \times 10^{-4}$ ;
- у средних опор - не более  $7 \times 10^{-4}$ .

Таким образом зона контакта двух бетонов имеет повышенную по сравнению с монолитным бетоном деформативность.

Деформации поперечной арматуры, пронизывающей контакт, соответствуют поперечным деформациям бетона. Напряжения в стержнях поперечной арматуры в скатой зоне не превышают  $500 \text{ кг}/\text{см}^2$ . В растянутой зоне напряжения в арматуре колеблются от  $120$  до  $3700 \text{ кг}/\text{см}^2$ . В общем деформации поперечной арматуры также указывают на действие в сечении по контакту скжимающей силы, приложенной с большим или меньшим эксцентрикитетом.

#### Напряженно-деформированное состояние контакта при срезе

В процессе испытания специальных Г-образных образцов на срез отмечено три характерных стадии напряженно-деформированного состояния контакта (рис.5).

Стадия I. Бетон обеих частей в средней части образца деформируется под действием нагрузки как единое целое. В зоне контакта наблюдаются поперечные (перпендикулярно плоскости действия силы) деформации бетона, соответствующие им деформации поперечной арматуры и деформации сдвига бетона. Между ростом деформаций и увеличением нагрузки - линейная зависимость. Стадия I завершается непосредственно перед выходом на поверхность образца в средней части площадки среза трещиной отрыва нового бетона от старого.

Стадия II. Наступает с появлением трещины в средней части площадки среза. С ростом нагрузки трещина быстро разрывается от середины к краям площадки среза; увеличивается ширина ее раскрытия. Сдвиговые деформации бетона растут по всей длине площадки среза в среднем до величины  $9 \times 10^{-4}$ ; происходит некоторое выравнивание их по длине площадки, более заметное у образцов с меньшей длиной площадки среза. Соответственно возрастают деформации поперечной арматуры до величины  $0,5 R_a$ . Стадия II заканчивается раскрытием трещины по всей длине площадки среза (ширина трещины до  $0,2 \text{ мм}$ ) у сбор-

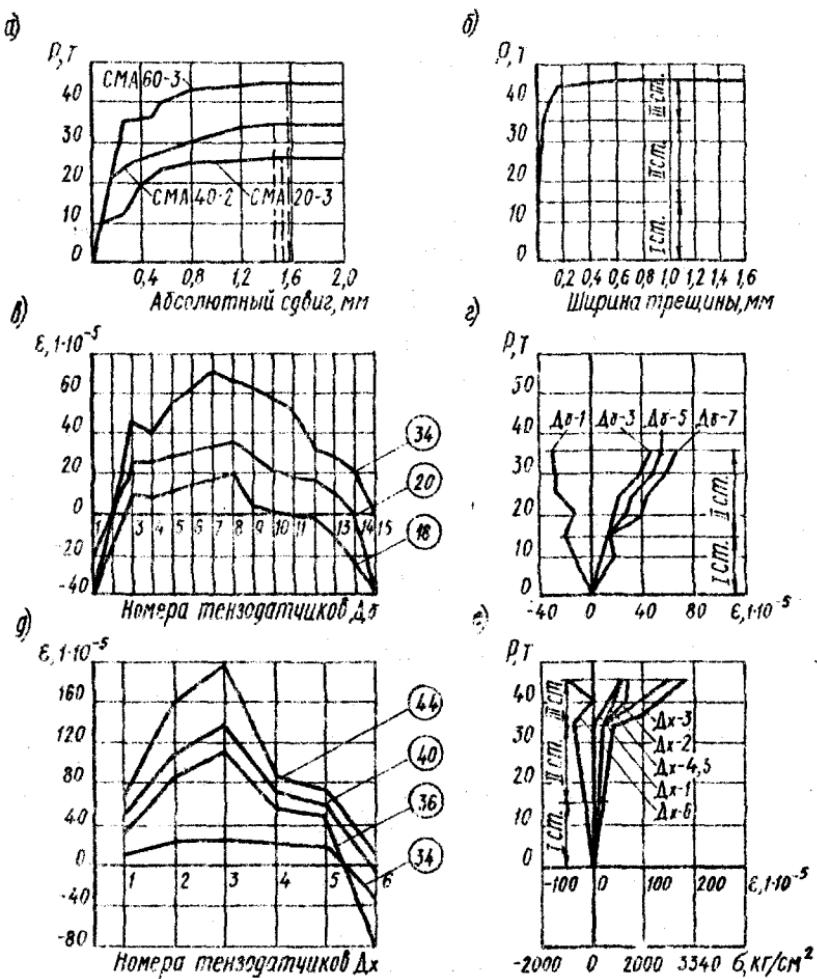


Рис.5. Характер деформаций в зоне контакта сборно-монолитного образца при испытании на срез: а - график абсолютных сдвигов; б - график раскрытия трещин; в, г - поперечные деформации бетона по длине площадки среза; д, е - деформации поперечной арматуры

но-монолитных образцов с поперечным армированием контакта или разрушением - у сборно-монолитных образцов без поперечного армирования и у монолитных.

Стадия Ш. Наблюдается только у сборно-монолитных образцов с поперечным армированием контакта. При возрастающей нагрузке происходит взаимное смещение (скольжение) частей образца относительно друг друга. При смещении около 1,5 мм, когда напряжения в поперечной арматуре достигают предела текучести, нагрузка начинает падать, смещения резко увеличиваются - образец разрушается.

Испытания показали, что монолитные образцы обладают большей сопротивляемостью и меньшей податливостью при срезе. В среднем сопротивляемость срезу сборно-монолитных образцов составляет 57 - 72% от сопротивляемости монолитных образцов, относительные деформации сдвига в конце стадии II у сборно-монолитных образцов в 3 - 9 раз больше, чем у монолитных.

Можно считать, что для образцов марки СМА с завершением стадии II происходит разрушение контакта как единого целого - наступает предельное состояние контакта по прочности. Подавляющая часть усилий среза непосредственно перед наступлением этой стадии воспринимается бетоном. Поперечная арматура воспринимает незначительную часть усилий среза, но предотвращает гибкое (хрупкое) разрушение контакта, обеспечивая его работу на заключительной стадии разрушения - стадии III.

Усилие среза воспринимается контактом неравномерно по длине площадки среза, причем эта неравномерность больше у образцов с большей длиной площадки, что определяет уменьшение удельного сопротивления срезу с увеличением длины площадки среза. Близкое к равномерному восприятие усилий среза, судя по характеру деформаций контакта, наблюдалось только у образцов с длиной площадки среза 20 см.

На основе результатов испытаний, а также учитывая, что конструкция контакта по степени перекосованности поверхности приближается к шпоночному соединению бетонов, расчетное сопротивление бетона в контакте на срез принимается равным:

- для образцов с длиной площадки среза 20 см, с армированным контактом

$$T_{Cq} = 2 R_{p, \min}; \quad (1)$$

- для образцов с длиной площадки среза более 20 см, с армированным контактом

$$T_{Cq} = 2 R_{p, \min} \cdot \frac{\ell_{cp, 20}}{\ell_{cp}} \cdot m, \quad (2)$$

где  $R_{p,min}$  – расчетное сопротивление растяжению бетона, имеющего меньшую прочность;

$$m = 1 - 0,005(\ell_{cp} - \ell_{cp,20}); \quad (3)$$

$$\ell_{cp,20} = 20 \text{ см.}$$

Сопротивление арматуры срезу при ее совместной работе с бетоном принимается равным  $b_{as,c} = 300 \text{ кг/см}^2$ .

Предложения по теоретическому (расчетному) определению положения крайних наклонных трещин и прочности контакта на отсекаемых ими участках

На основе результатов экспериментальных исследований и современных представлений о механизме образования трещин в железобетоне приняты следующие предпосылки:

– деформация балки в области наклонной трещины происходит в результате вращения дисков вокруг условной точки в конце наклонной трещины; поверхность деформирования представляется в виде вертикальной плоскости от центра вращения до верха балки и наклонной (под углом  $45^\circ$  к вертикали) плоскости от центра вращения до низа балки; эти две плоскости в процессе деформирования не искривляются; эпюра распределения напряжений по поверхности деформирования в момент, предшествующий появлению наклонной трещины имеет прямоугольно-треугольный вид; положение нейтральной оси (высоты сжатой зоны –  $X$ ) определяется из уравнения проекций внутренних усилий на продольную ось элемента (рис.6);

– после образования наклонной трещины высота сжатой зоны  $X_1$ , определяется по эмпирической формуле

$$\frac{X_1}{X} = 1 - \frac{0,7}{100Ma + 1}; \quad (4)$$

– горизонтальная составляющая растягивающих усилий, действующих в бетоне до образования трещины, после ее образования воспринимается продольной арматурой; усилие в продольной арматуре будет равно

$$N_{at} = 2\pi R_p^H Ma \cdot h \cdot b' \cos 45^\circ + R_{pc}^H \cdot (h - X_1) \cdot b' + R_{pc}^H \cdot h_c (\delta - \delta'); \quad (5)$$

– поперечная сила, действующая в наклонном сечении с трещиной, воспринимается бетоном сжатой зоны над трещиной и поперечной арматурой; напряжения в поперечной арматуре будут равны

$$b_{xt} = R_{ax} \cdot \frac{Q_x}{A}, \quad (6)$$

но не более  $R_{ax}$ ;

- сопротивление срезу скатой зоны бетона определяется формулой

$$Q_\delta = Q - 6x_{tr} \cdot M_x \cdot \delta' (h_0 - x_t); \quad (7)$$

- после образования наклонной трещины эпюра деформаций бетона в скатой зоне над трещиной сохраняет треугольный вид; равнодействующая усилий в скатой зоне равна усилию в продольной арматуре.

Таким образом, для балок с достаточно большим пролетом среза ( $\alpha > 2h$ ), которые исследуются в настоящей работе, определяются все внутренние усилия в сечениях с крайними наклонными трещинами, зависящие в основном от свойств материалов и степенем нагружения конструкции.

Положение крайних наклонных трещин (расстояние их начала до оси опоры - A) определяется из условия равенства момента внутренних усилий в сечении с трещиной внешнему моменту.

После определения положения участков балки, отсекаемых крайними наклонными трещинами, производим расчет сечений по контакту в пределах этих участков.

Так, на участках у крайних опор при действии на них внутренних ( $N_{at}, N_\delta, Q_\delta, \Sigma b_{xt} \cdot F_x$ ) и внешних ( $Q, q$ ) сил (рис.7а), в сечении по контакту в общем случае появляются (рис.7б):

- скальвающее усилие

$$Q_{ck} = N_\delta = N_{at}; \quad (8)$$

- сжимающее контакт усилие

$$N = Q - 6x_{tr} \cdot M_x \cdot \delta' \cdot h_{co}; \quad (9)$$

- момент

$$\begin{aligned} M_{ck} = N_\delta \cdot (h_0 - h_{co} - \frac{x_t}{3}) - Q_\delta \cdot (\frac{\ell_{ck}}{2} + h_0 - h_{co} - x_t) - \\ - 6x_{tr} \cdot M_x \cdot \delta' (h_0 - h_{co} - x_t) \cdot \frac{\ell_{ck} + h_0 - h_{co} - x_t}{2} - \\ - q (\ell_a + A + h_0 - x_t) \cdot \frac{\ell_a + A + h_0 - x_t - \ell_{ck}}{2} \end{aligned} \quad (10)$$

Таким образом, в сечении контакта действуют скальвающая сила и сила сжатия, приложенная с эксцентричностью.

Рассчитывая сечение на внецентренное сжатие, определяем высоту скатой зоны  $x_{ck}$  и напряжения в растянутой (слабо скатой) арматуре.

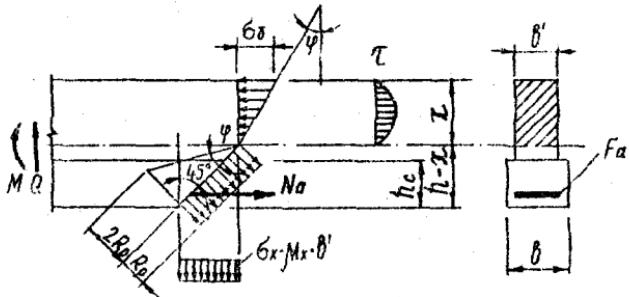


Рис.6. Схема деформирования и распределения усилий в наклонном сечении перед образованием трещин

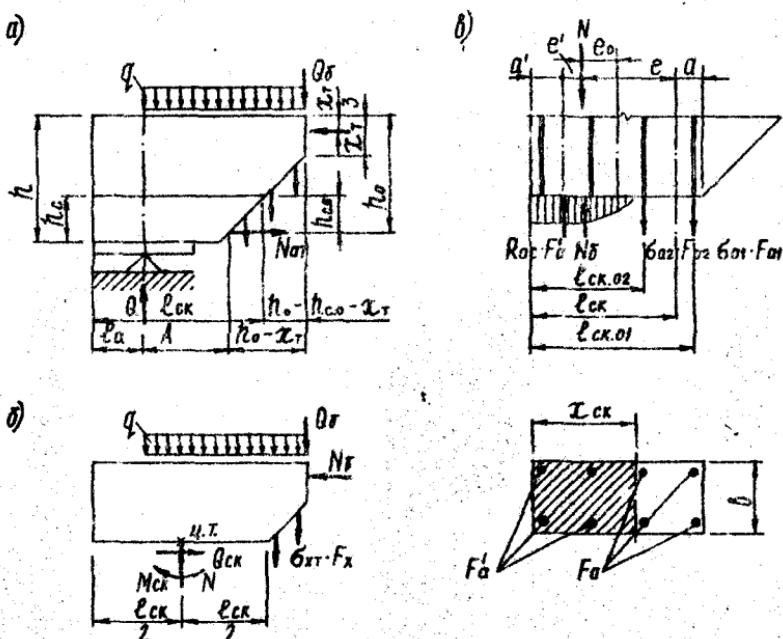


Рис.7. К расчету прочности контакта на крайнем участке балки:  
а - усилия, действующие на участок; б - схема для определения внутренних усилий в сечении по контакту; в - схема для определения зоны активного сцепления

Скальвающее усилие воспринимается силами сцепления между бетонами и арматурой на участке активного сцепления (длина участка –  $\ell_{акт}$ , ширина –  $b$ ) и только арматурой – на участке нарушенного сцепления (длина участка –  $\ell_{ск} - \ell_{акт}$ ).

В участок активного сцепления включается вся сжатая зона, а также часть растянутой зоны, где напряжения в арматуре не достигли величины  $0,5 R_a$ . Таким образом, длина участка активного сцепления равна (рис.7в):

$$\ell_{акт} = \ell_{ск}, \text{ при } b \leq 0,5 R_a;$$

$\ell_{акт} = \ell_{ск}$ , когда во всех стержнях арматуры  $f_a$  напряжения больше, чем  $0,5 R_a$ .

Условие прочности контакта записывается в виде

$$Q_{ск} \leq T_{ск} \cdot b \cdot \ell_{акт} + N \cdot f_{тр} + M_x \cdot b' \cdot \ell_{акт} \cdot b_{сц} + \\ + M_y \cdot b' \cdot (\ell_{ск} - \ell_{акт}) \cdot R_{ср} \quad (II)$$

где  $T_{ск}$  принимается по формуле (1) или (2);

$f_{тр}$  – коэффициент трения бетона по бетону, равный 0,6;

$b_{сц} = 300 \text{ кг/см}^2$ ;

$R_{ср}$  – расчетное сопротивление арматуры срезу.

аналогичным образом рассчитываются участки, отсекаемые крайними наклонными трещинами у средних опор.

Выполненные по настоящей методике определение положения участков, отсекаемых крайними наклонными трещинами, и расчет сечений по контекту на них дали результаты, хорошо сопоставимые с опытными.

#### Внедрение результатов исследований в проектирование и строительство подземных сооружений

Результаты исследований были использованы при проектировании сборно-монолитных с беспилочечным контактом балочных плит толщиной от 70 до 150 см (высота сборного элемента 25 – 40 см), под расчетную нагрузку 30 т/м<sup>2</sup>. Пролеты плит от 200 до 600 см.

Предварительные расчеты показали, что беспилочечный контакт между сборными и монолитными частями плит, обеспечиваемый за счет физико-химического сцепления между бетонами и поперечной арматурой, способен воспринимать усилие среза, возникающее в нем при эксплуатационных нагрузках.

Качество поверхности сцепления между бетонами определялось в проекте следующими указаниями:

— крупность заполнителя бетона сборного элемента — 20-40 см; осадка конуса бетонной смеси ~ 3-5 см;

— крупность заполнителя монолитного бетона ~ 10-20 мм; осадка конуса ~ 8-10 см;

— очистка поверхности сборного элемента — воздушной струей, смачивание ее за 1,5 часа до укладки монолитного бетона.

Контроль шероховатости (снятие профилограмм) поверхности 150 сборных элементов, выпущенных комбината "Челябметаллургстрой", показал, что средний размер выступов (впадин) составлял 19 мм.

Поперечная арматура, пронизывающая контакт, устанавливалась по расчету на поперечную силу.

С целью проверки надежности бесшпоночного контакта между бетонами в сборно-монолитных плитах были проведены испытания четырех натурных образцов.

Как показали испытания, при эксплуатационных нагрузках контакт, судя по показаниям приборов, оставался ненарушенным. Средняя величина относительных деформаций сдвига бетонов в зоне контакта на участках, отсекаемых крайними наклонными трещицами, не превышала предельной величины, установленной в экспериментальных исследованиях ( $\mu = 0,0009$ ). На крайних участках действовали сжимающие силы, улучшающие работу контакта на срез.

Технико-экономический анализ приведенных конструкций показал, что стоимость одного квадратного метра сборно-монолитного перекрытия на 9% меньше монолитного.

#### ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ ПО РЕЗУЛЬТАТАМ ИССЛЕДОВАНИЙ

1. Настоящие исследования, а также накопленный нами опыт проектирования и внедрения сборно-монолитных плитных конструкций с бесшпоночным контактом подтверждают конструктивную, технологическую и экономическую целесообразность их применения.

2. Важнейшим условием, обеспечивающим необходимую прочность бесшпоночного контакта и, следовательно, совместность работы сборной и монолитной частей конструкции, является наличие чистой, хорошо развитой (шероховатой) поверхности контакта с размерами выступов (впадин) 10 мм и более. В работе практически доказано, что получение такой поверхности возможно при соблюдении простейших технологических требований к составам бетонов и очистке поверхности.

При наличии чистой, хорошо развитой (шероховатой) поверхности

бетон в контакте работает на срез в условиях, приближающихся к условиям работы при шпоночном соединении.

3.Наибольшие касательные напряжения в контакте в сборно-монолитных балках действуют на участках, отсекаемых крайними наклонными трещинами в зонах изгиба. Положение этих участков таково, что от прочности контакта на них зависит прочность конструкции в целом. Предложенный в настоящей работе метод расчета позволяет с достаточной для практических целей точностью определять положение и размеры участков, отсекаемых крайними наклонными трещинами, а также действующие на эти участки силы.

4.В сечении по контакту на крайних участках действуют скальзывающие и поперечные сжимающие силы. При этом доказано, что сжимающие силы действуют не только на участках у крайних опор, но и на участках у средних опор. Скальзывающее усилие вызывает деформации сдвига в зоне контакта и поперечные деформации, приводящие к отрыву бетонов друг от друга. Величины этих деформаций, вследствие рыхлости контактного слоя, значительно выше, чем в монолитном бетоне. Настоящими исследованиями установлена предельная величина деформаций сдвига и отрыва бетонов друг от друга, при достижении которой сопротивляемость контакта срезу практически исчерпывается. Сжимающая сила, препятствуя отрыву бетонов друг от друга, повышает прочность контакта как за счет улучшения условий работы сил сцепления между бетонами, так и за счет вызываемых ею сил трения.

5.Зона активного сцепления в сечении по контакту, появление которой в процессе работы на сдвиг контакта на крайних участках доказано в работе экспериментально и осмысленно теоретически, определяется с достаточной точностью по существующей методике расчета сечений на янецентрическое скатие.

6.Скальзывающее усилие в зоне активного сцепления вплоть до предельного состояния воспринимается силами физико-химического сцепления бетонов по поверхности контакта и поперечной арматурой; определяющее значение при этом имеют силы сцепления между бетонами. Настоящие исследования позволили установить, что при чистой, хорошо развитой поверхности контакта (см. п.2) предельная величина сопротивляемости срезу бетона может быть принята как при расчете шпоночных соединений  $T_{\text{сц}} = 2R_p$ . Поперечная арматура воспринимает незначительную величину скальзывающего усилия, но, препятствуя отрыву бетонов друг от друга, обеспечивает лучшие условия работы

сил сцепления между бетонами. При наличии поперечной арматуры исключается возможность внезапного хрупкого разрушения контакта.

Так как скимающая сила может действовать на контакт с большим эксцентричеством, то поперечное армирование контакта обязательно.

По материалам диссертации опубликованы следующие работы:

1.Экспериментальные исследования работы двухпролетных сборно-монолитных балок с бесшпоночным контактом. Сборник научных трудов "Исследования по бетону и железобетону", №149, Челябинск, ЧПИ, 1974.

2.Исследование прочности и деформативности контакта при срезе в сборно-монолитных конструкциях. Сборник научных трудов "Исследования по бетону и железобетону", №149, Челябинск, ЧПИ, 1974.

3.Испытания сборно-монолитных железобетонных плит с бесшпоночным контактом. Сборник научных трудов "Исследования по бетону и железобетону", №96, Челябинск, ЧПИ, 1971. (Соавтор - Чиркаев В.П.).