

УКРАИНСКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

КОВАЛЁВ МАКСИМ АЛЕКСАНДРОВИЧ

УДК 624.071.34:624.042

**НАПРЯЖЕННО – ДЕФОРМИРОВАННОЕ И ПРЕДЕЛЬНЫЕ
СОСТОЯНИЯ СТАЛЕБЕТОННЫХ БАЛОК ПРИ СТАТИЧЕСКОМ
КРАТКОВРЕМЕННОМ НАГРУЖЕНИИ**

Специальность 05.23.01 – строительные конструкции,
здания и сооружения

АВТОРЕФЕРАТ
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Харьков – 2008

Диссертация является рукописью.

Работа выполнена на кафедре строительной механики Украинской государственной академии железнодорожного транспорта Министерства транспорта и связи Украины.

Научный руководитель:

доктор технических наук, профессор

Чихладзе Элгуджа Давидович,

заведующий кафедрой строительной механики Украинской государственной академии железнодорожного транспорта.

Официальные оппоненты:

- доктор технических наук, профессор

Яременко Александр Федорович,

заведующий кафедрой строительной механики Одесской государственной академии строительства и архитектуры;

- кандидат технических наук, доцент

Кириленко Виталий Федорович,

доцент кафедры металлических и деревянных конструкций Национальной академии природоохранного и курортного строительства.

Защита состоится **25 декабря 2008 г. в 13⁰⁰** часов на заседании специализированного ученого совета Д 64.820.02 при Украинской государственной академии железнодорожного транспорта по адресу: 61050, г. Харьков, пл. Фейербаха, 7.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке Украинской государственной академии железнодорожного транспорта по адресу: 61050, г. Харьков, пл. Фейербаха, 7.

Автореферат разослан 17 ноября 2008 г.

Ученый секретарь
специализированного ученого совета
канд. техн. наук, доцент

Г.Л. Ватуля

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность работы. Важнейшей задачей современного строительства является освоение и совершенствование новых эффективных видов конструкций из армированного бетона, к числу которых относятся конструкции с внешним армированием плоской листовой сталью. Применение таких конструкций позволяет значительно улучшить показатели материалоемкости, стоимости и трудоемкости строительства и в частности, упростить технологию изготовления, уменьшить количество закладных деталей, упростить сборку, ремонт и усиление, снизить высоту сечения за счет отсутствия защитного слоя и компактного расположения арматуры. Некоторые недостатки, обусловленные малой коррозионной стойкостью и огнестойкостью, могут быть преодолены применением различных защитных покрытий. Использование в практике рассматриваемых в работе балок с внешним листовым армированием позволяет при равной строительной высоте повысить жёсткость, трещиностойкость и несущую способность, по сравнению с железобетонными. Необходимо отметить, что конструкции с внешним армированием не имеют на сегодняшний день массового применения. Это объясняется недостаточной разработанностью методов их расчётов, связанной с мало изученной работой объединения стальной полосы и бетонного тела балки.

Связь работы с научными программами, планами, темами. Работа выполнена в рамках научных тем: “Розробка способів посилення аварійних та передаварійних споруд та методів оцінки їх несучої здатності після посилення з урахуванням реальних властивостей матеріалів”, регистрационный номер 0102U002542 (личный вклад - численные исследования); “Розробка теорії та методів розрахунку комбінованих конструкцій транспортних споруд”, регистрационный номер 0106U004122 (личный вклад – разработка методики расчёта НДС и проведение численных исследований сталебетонных балок при силовых воздействиях).

Цель исследования состоит в разработке методики расчета напряженно-деформированного и предельных состояний сталебетонных балок при статическом кратковременном нагружении.

Задачи исследования:

1. Провести обзор исследований работ отечественных и зарубежных ученых, посвященных сталебетонным балкам.
2. Разработать математический аппарат для расчета сталебетонных балок при статическом кратковременном нагружении.
3. Исследовать влияние различных типов анкеровки стальной полосы и бетона на несущую способность сталебетонных балок.
4. Провести экспериментальные исследования сталебетонных балок с различными типами анкерных упоров.
5. Выполнить анализ и сравнить полученные экспериментальные и расчетные данные.
6. Внедрить результаты расчетов в практику проектирования и

строительства.

Объект исследования – сталебетонные балки.

Предмет исследования – напряженно-деформированное и предельные состояния сталебетонных балок при статическом кратковременном нагружении.

Методы исследования – аналитические и экспериментальные. Определение напряженно-деформированного состояния сталебетонных балок осуществлено следующим образом: теоретически получена полная система уравнений (физические уравнения, уравнения равновесия, геометрические зависимости), определяющих напряженно-деформированное состояние малого элемента сталебетонной балки с учётом податливости контакта стального листа с бетоном; численным методом (метод конечных разностей) осуществлено решение этих уравнений. Экспериментальными методами определены деформативные характеристики объединения стального листа с бетоном, выявлены закономерности распределения и перераспределения усилий, возникающих в плоскости контакта стального листа с бетоном, найдены нагрузки и прогибы сталебетонных балок.

Научная новизна полученных результатов:

1. Разработана методика оценки напряженно-деформированного состояния сталебетонных балок при силовых воздействиях с учетом податливости контакта стального листа с бетоном, нелинейности деформирования бетона и трещинообразования в нём.

2. Определена несущая способность сталебетонных балок по прочности нормальных сечений и по прочности контакта стального листа с бетоном методом предельного равновесия.

3. Получены теоретические и экспериментальные данные о несущей способности, деформациях, напряжениях, сдвигах по контакту при статическом кратковременном приложении нагрузки.

4. Исследовано влияние различного типа анкерных упоров на напряжённо-деформированное состояние балок.

Практическое значение полученных результатов. Предложенная методика расчета позволяет определять несущую способность сталебетонных балок с учётом податливости контакта стального листа с бетоном при действии статически приложенной нагрузки. Применение сталебетонных балок в строительстве позволяет при равной строительной высоте повысить жёсткость, трещиностойкость и несущую способность по сравнению с железобетонными балками.

Внедрение. Результаты диссертационной работы внедрены на ООО “Старк”, в виде предложенной конструкции перекрытия и методики расчёта количества анкерных упоров.

Личный вклад соискателя определяется: анализом литературных источников, посвященных оценке несущей способности бетонных балок с внешним листовым армированием; проведенными экспериментальными исследованиями; разработкой методики расчёта сталебетонных балок с учётом податливости контакта стального листа с бетоном; разработкой методики определения несущей способности сталебетонных балок по

прочности нормальных сечений и по прочности контакта стального листа с бетоном методом предельного равновесия; исследованием влияния различного типа анкерных упоров на напряжённо – деформированное состояние рассматриваемых конструкций.

Апробация результатов диссертации. Результаты теоретических и экспериментальных исследований докладывались на:

1. Международной научно – технической конференции “Автоматизация проектирования в строительстве и гидротехнике” (г. Одесса, 2003 г.).
2. Четвертой научно-технической конференции «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (г. Ровно, 2003 г.).
3. Международном конгрессе «Современные технологии в промышленности строительных материалов и стройиндустрии» (г. Белгород, Россия, 2003 г.).
4. Всеукраинской научно – технической конференции “Перспективні напрямки проектування житлових та громадських будівель” (г. Киев, 2004 г.).
5. Научно – технических конференциях Украинской государственной академии железнодорожного транспорта (1999 –2008 г.г).
6. VI международной научно – практической конференции “Иновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского, промышленного и транспортного назначения” (г. Ялта, 2008 г.).

Основное содержание опубликовано в научных работах, в сборниках рекомендованных ВАК Украины для публикации результатов диссертационных исследований.

Объем работы. Диссертация состоит из введения, четырех разделов, выводов, списка использованных источников, приложения и содержит 140 страниц машинописного текста, в том числе: рисунков, таблиц, страниц приложения. Список использованных источников содержит 82 работы.

ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во **введении** обоснована актуальность, показана связь работы с государственными научными программами, сформулированы цели и задачи исследований, определены объект и предмет исследований, описаны методы исследований и научная новизна, практическое значение полученных результатов, внедрение, личный вклад, апробация результатов, публикации, а также дана общая характеристика диссертации.

В первом разделе приведен обзор, посвященный теоретическим и экспериментальным исследованиям работы сталебетонных конструкций. Проведен анализ конструкций антисдвиговых анкеров. Сформулированы задачи настоящих исследований.

Изучению свойств конструкций с внешним армированием листовой сталью и близким проблемам посвящены работы Клименко Ф.Е., Воронкова Р.В., Стрелецкого Н.Н., Людковского И.Г., Залесова А.С., Стороженко Л.И., Шагина А.Л., Ярёмченко А.Ф., Кириленко В.Ф., Бабича Е.М., Клованича С.Ф., Чихладзе Э.Д., Санжаровского Р.С., Пичугина С.Ф., Семко А.В., Скоробогатого С.М., Васильева А.П., Бердичевского Г.И., Аншина Л.З., Молодченко Г.А., Ефименко В.И., Барабаша В.М., Бочагова И.П., Арсланханова А.Д., Ватули Г.Л., Адамян И.Р., Глазунова Ю.В., Лобяк А.В., Берестянской С.Ю., Смолянчук Н.В., Чернышовой Е.В., Портера М.Л., Лавсона Р.М., Онга К.С., А. Санира и др.

Представленный обзор показывает, что характер деформирования и истощения несущей способности изгибаемых сталебетонных балок исследован недостаточно. Не выявлено влияние полосовой арматуры 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 балок.

Второй раздел посвящен теории расчета сталебетонных балок при статическом кратковременном приложении нагрузки.

Влияние податливости контакта стального листа с бетоном (податливости связей сдвига) в каждом сечении учитывается введением параметра λ , величина которого в соответствии с рис. 1 определяется зависимостью:

$$\lambda = (\varepsilon_s^* - \Delta\varepsilon_s) / \varepsilon_s^* = [k(h_0 - x) - \Delta\varepsilon_s] / [k(h_0 - x)] , \quad (1)$$

где $\Delta\varepsilon_s$ – 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.

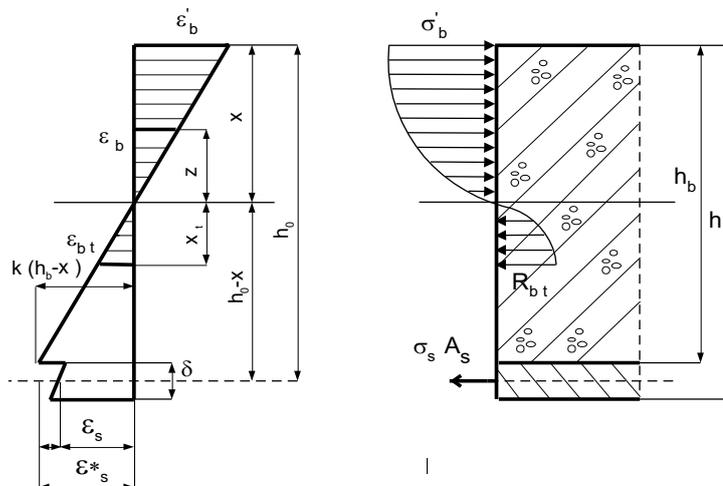


Рис. 1. Напряжения и деформации в сечении бетонной балки с внешним листовым армированием

Экспериментальные диаграммы деформирования бетона аппроксимируются аналитической зависимостью в виде полинома

$$\sigma_{\varepsilon} = \sum_{k=1}^n A_k (\varepsilon_b)^k, \quad \sigma_{bt} = \sum_{k=1}^n A_{tk} (\varepsilon_{bt})^k, \quad (2)$$

где $\sigma_b(\sigma_{bt})$, $\varepsilon_b(\varepsilon_{bt})$ - соответственно напряжения и деформации при сжатии (растяжении); A_k, A_{tk} - неизвестные коэффициенты, определяемые из условий минимума квадратичных отклонений экспериментально полученных значений напряжений и подсчитанных с помощью зависимостей (2).

В качестве исходных экспериментальных диаграмм деформирования бетона для аппроксимации зависимостей (2) использованы данные Г. Купфера. Для обработки экспериментальных данных составлена и отлажена программа на ЭВМ, позволяющая определить параметры деформирования $A_k(A_{tk})$ для заданного класса тяжёлого бетона В(25 - 60) (рис. 2). Программа определяет и запоминает предельные значения деформаций. Таким образом, каждая кривая σ - ε заменяется вектором столбцом, в первых четырёх позициях которого запоминаются коэффициенты $A_k(A_{tk})$ ($k=1,2,3,4$), а в пятой предельные значения деформаций $\varepsilon_{bu}(\varepsilon_{btu})$.

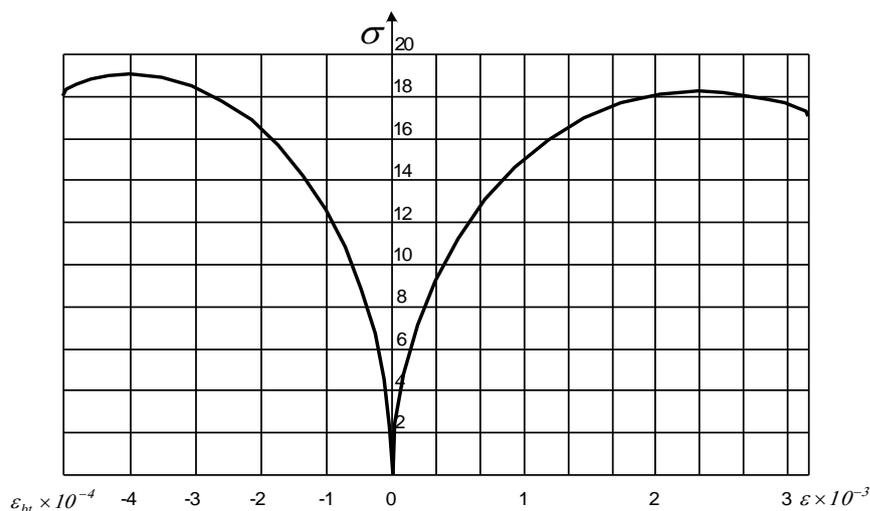


Рис. 2. Деформации бетона (В 25) при растяжении и сжатии

Согласно гипотезе плоских сечений, справедливой для бетонной части сечения, имеем:

$$\begin{aligned} \varepsilon_b &= \varepsilon'_b z / \bar{x}, \\ \varepsilon_{bt} &= \varepsilon'_{bt} z / \bar{x}_t \end{aligned} \quad (4)$$

где \bar{x} , \bar{x}_t - высоты сжатой и растянутой зон; ε'_b , ε'_{bt} - фибровые деформации в сжатой и растянутой зонах; Z - расстояние от нейтральной оси сечения до рассматриваемого волокна (см. рис. 1а,б).

При достижении деформаций в волокнах бетона предельных значений ($\varepsilon_{bu}, \varepsilon_{btu}$) они выключаются из работы, а значения \bar{x} и \bar{x}_t определяются в соответствии с рис. 1 следующим образом:

$$\begin{aligned} \bar{x} &= x f \\ \bar{x}_t &= (h_b - x) f_t \end{aligned} \quad (5)$$

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

$$f = \begin{cases} 1 & \text{если } kx \leq \varepsilon_{bu} \\ \varepsilon_{bu} / (kx) & \text{если } kx > \varepsilon_{bu} \end{cases} \quad (6)$$

$$f = \begin{cases} 1 & \text{если } k(h_b - x) \leq \varepsilon_{btu} \\ \varepsilon_{btu} / (k(h_b - x)) & \text{если } k(h_b - x) > \varepsilon_{btu} \end{cases}$$

Подставив выражения деформаций (4) в (2) получим зависимость, определяющую закон изменения нормальных напряжений по высоте сечения:

$$\sigma_s = \sum_{k=1}^n A_k (\varepsilon'_b)^k (z/\bar{x})^k ; \quad (7)$$

$$\sigma_{st} = \sum_{k=1}^n A_{tk} (\varepsilon'_{bt})^k (z/\bar{x}_t)^k$$

Наличие закона изменения напряжений в виде (7) даёт возможность вычислить величину изгибающего момента интегрированием в пределах высоты сечения:

$$M = \int_x^0 \sigma_b z dz + \int_0^{\bar{x}_t} \sigma_{bt} z dz + \sigma_s A_s (h_0 - x) , \quad (8)$$

где σ_s - напряжения в стальном листе; A_s - площадь стального листа.

Напряжения в стальном листе получим, записав закон Гука для одноосного напряжённого состояния относительно напряжений:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s ,$$

или учитывая, что $\varepsilon_s = \varepsilon_s^* \lambda$ (рис.1), получим:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s^* \lambda \quad (9)$$

где E_s - модуль упругости стального листа.

Подставив в (8) выражения для напряжений в бетоне (7) и стальном листе (9), получим:

$$M = -\frac{\bar{x}^2 \varepsilon'_b E_b}{3} + \frac{\bar{x}_t^2 \varepsilon'_{bt} E_{bt}}{3} + E_s \varepsilon_s^* \lambda (h_0 - x) \quad (10)$$

где \bar{E}_b , \bar{E}_{bt} - представляют собой обобщённые интегральные модули деформаций сжатой и растянутой зон сечения и определяются выражениями:

$$E_b = 3 \sum_{k=1}^n A_k (\varepsilon'_b)^{k-1} / (k+2) \quad (11)$$

$$E_{bt} = 3 \sum_{k=1}^n A_{tk} (\varepsilon'_{bt})^{k-1} / (k+2)$$

Физический смысл величин определяемых выражениями (11) тождественен смыслу интегрального модуля деформаций, понятие которого впервые введено В.М. Бондаренко. Однако, в отличие от известного решения, предлагаемое представляет собой более строгую оценку деформативных свойств сечения в соответствии с реальной диаграммой σ — ε деформирования материала (бетона) и деформированным состоянием сечения.

Выражение (10) перепишем в следующем виде:

$$M = -\frac{\bar{x}^2 \sigma'_b}{3} + \frac{\bar{x}_t^2 \sigma'_{bt}}{3} + A_s E_s (h_0 - x) \lambda \varepsilon_s^* \quad (13)$$

где $\sigma'_b = \varepsilon'_b \bar{E}_b$, $\sigma'_{bt} = \varepsilon'_{bt} \bar{E}_{bt}$ - соответственно, фибровые напряжения в сжатой и растянутой зонах эквивалентного линейно деформируемого сечения.

В соответствии с гипотезой плоских сечений

$$k = \frac{\varepsilon_b}{\bar{x}} = \frac{\varepsilon_s^*}{(h_0 - x)}$$

получаем:

$$M = D \times k \quad (14)$$

где $D = b \left[\frac{\bar{x}^3 E_b}{3} + \frac{\bar{x}_t^3 E_{bt}}{3} + E_s A_s (h_0 - x)^2 \lambda \right]$; k - кривизна сечения.

Положение нейтральной оси находится из условия равенства нулю проекций всех сил, действующих в сечении на горизонтальную плоскость:

$$\int_{\bar{x}}^0 \sigma_b dz + \int_0^{\bar{x}_t} \sigma_{bt} dz + \sigma_s A_s = 0; \quad (15)$$

С учётом приведенных ранее выражений для напряжений в бетоне и стальном листе (7) и (9), после соответствующих преобразований из условия (15) получим:

$$-\sum_{k=1}^n A_k (\varepsilon'_b)^k \times \bar{x} / (k+1) + \sum_{k=1}^n A_{tk} (\varepsilon'_{bt})^k \times \bar{x}_t / (k+1) + A_s E_s \varepsilon_s^* \lambda = 0 \quad (16)$$

Значение деформаций $\varepsilon_s^*, \varepsilon'_b, \varepsilon'_{bt}$ находятся в соответствии с гипотезой плоских сечений:

$$\begin{aligned} \varepsilon_s^* &= (h_0 - x)k \\ \varepsilon'_b &= xk \\ \varepsilon'_{bt} &= x_t k \end{aligned} \quad ; \quad (17)$$

Уравнение (16) с учётом (5) сводится к следующему уравнению:

$$\begin{aligned} x = & \left[\sum_{k=1}^n A_{tk} (\varepsilon'_{bt})^k \times (h_0 - x) / (k+1) \times f_t + E_s A_s \varepsilon_s^* \right] / \\ & \left[\sum_{k=1}^n A_k (\varepsilon'_b)^k \times f / (k+1) \right] \end{aligned} \quad (18)$$

Решение уравнения (18) осуществляется в процессе последовательных приближений. Для этого в первом приближении назначается упругое значение x^n , вычисляют значения f и f_t , находятся деформации (17), а затем и значение x^{n+1} . Если $x^n \neq x^{n+1}$ в продолжающийся итерационный процесс вводят новое значение x^{n+1} .

$$x^{n+1} = (x^n \times n + x^{n+1}) / (n+1),$$

где n -номер итерации, x^{n+1} - новое значение, получаемое по (18). Итерационный процесс продолжается до достижения удовлетворительной сходимости по x .

Уравнения (14) представляют собой физические уравнения изгиба сталебетонного элемента балки. Жёсткость D (15), входящая в это уравнение, а также положение нейтральной оси x (18) являются непрерывными функциями деформированного состояния сечения.

Выражения для кривизны принимаются в соответствии с линейной теорией упругости в следующем виде:

$$k_x = -\frac{d^2 y}{dx^2}, \quad (19)$$

где $y(x)$ -функция прогибов (вертикальных перемещений) точек балки в системе координат x и y .

Уравнение равновесия изгибаемого элемента, нагруженного поперечной нагрузкой, как и в теории упругих балок имеет вид:

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = -q(x), \quad (20)$$

где $q(x)$ - функция поперечной нагрузки.

Физические уравнения (14), уравнения равновесия (20) и геометрическая зависимость (19) представляют собой полную систему уравнений, определяющую напряжённо-деформированное состояние элемента поперечно нагруженной сталебетонной балки.

Критерием оценки строительных конструкций с функциональных позиций является пригодность к нормальной эксплуатации. Этот критерий положен в основу расчётов предельных состояний первой (по прочности) и второй (по деформациям) групп и предполагает наличие необходимых и достаточных свойств эксплуатируемой конструкции. Как показывают результаты экспериментальных исследований и расчётов сталебетонных балок с абсолютно жёсткими связями сдвига ($\lambda=1.0$), предельное состояние по деформациям, наступает раньше, чем предельное состояние по прочности нормальных сечений. Указанное характерно также для железобетонных балок и свидетельствует о том, что механические свойства арматуры используются не эффективно. Податливость связей сдвига в сталебетонных балках увеличивает прогибы и усиливает отмеченный недостаток, поэтому, с точки зрения рационального проектирования, нецелесообразно допускать объединение внешней листовой арматуры с бетоном связями малой жёсткости, тем более допускать в этих связях пластические деформации. Исходя из вышесказанных 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:

$$\Delta u(x) = \frac{\tau_x}{\xi_x}, \quad (21)$$

где Δu , τ_x , ξ_x - соответственно, функция сосредоточенного сдвига по контакту стального листа с бетоном, контактное усилие и коэффициент жёсткости контакта вдоль оси x .

Подвергнув (21) преобразованию Коши, получим:

$$\Delta \varepsilon_{sx} = \frac{\partial \tau_x}{\partial x} \times \frac{1}{\xi_x} . \quad (22)$$

Для определения контактных сил взаимодействия, рассмотрим равновесие бесконечно малого элемента размерами dx , b , δ , выделенного из стального листа (рис. 3).

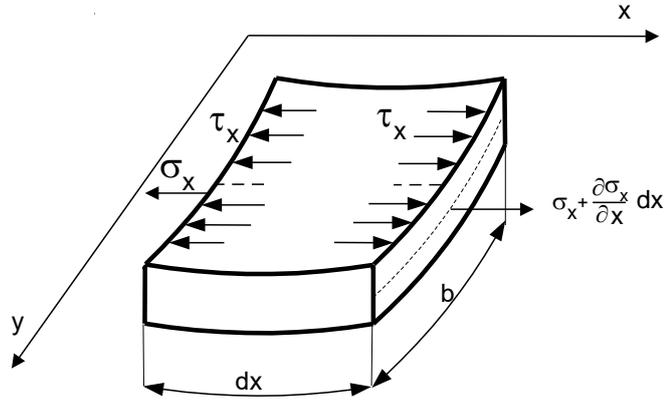


Рис.3. Равновесие малого элемента, выделенного из стального листа

В результате имеем:

$$\tau_x = \delta \left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \right) , \quad (23)$$

С учётом (23) выражение (22) представляется в виде:

$$\Delta \varepsilon_{sx} = \frac{\delta}{\xi_x} \times \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} , \quad (24)$$

В качестве закона распределения контактных усилий в некотором приближении может быть использован закон распределения, полученный из расчёта абсолютно жёстких связей сдвига. Поэтому первоначально производится расчёт при $\lambda=1$, что соответствует абсолютно жёстким связям сдвига. По найденным значениям напряжений σ_x в листовой арматуре определяется величина контактных усилий τ_x (23) и относительные деформации сдвига (24). Далее, находятся значения λ , уточняется жёсткость D (14), после чего находится окончательное напряжённое и деформированное состояния сталебетонной балки с учётом деформаций контакта.

В качестве численного метода решения используем метод конечных разностей (МКР). Для этого на нейтральной оси балки выбирается конечное число точек, распределённых в соответствии с некоторой закономерностью и

представляющих собой узлы конечно-разностной сетки с дискретными координатами i (рис. 4).

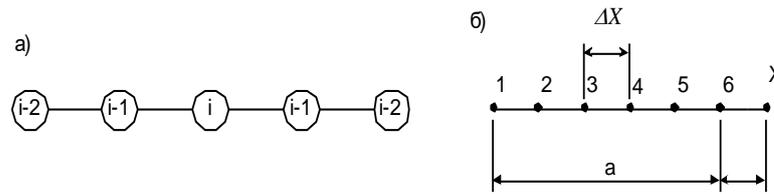


Рис.4. Схема конечно-разностной сетки

Уравнение равновесия (20) представлялось в конечно-разностной форме с использованием обычных центральных разностей и для точки с координатами (i) принимало вид:

$$\frac{1}{\Delta_x^2} [M_x(i-1) - 2M_x(i) + M_x(i+1)] = -q(i) , \quad (25)$$

а выражение для кривизны (2.19) с привлечением тех же разностных операторов записывалось следующим образом:

$$k_x = -\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{1}{\Delta_x^2} [y(i-1) - 2y(i) + y(i+1)] , \quad (26)$$

где Δ_x - шаг сетки вдоль оси x , q - значение функции поперечной нагрузки в узле i .

Разрешающее уравнение получено подстановкой в (25) значений соответствующих моментов (14) с учётом (26) и представляет собой линейное уравнение относительно шести неизвестных значений функций прогибов в окрестности рассматриваемой точки (рис 4,а).

$$\frac{1}{\Delta_x^4} \left[\begin{aligned} & y(i-2)D(i-2) + y(i-1)(2D(i) - 2D(i-1)) + \\ & + y(i)(D(i-1) - 4D(i) + D(i+1)) + \\ & + y(i+1)(2D(i) - 2D(i+1)) + y(i+2)D(i+1) \end{aligned} \right] = q(i) , \quad (27)$$

При записи разрешающего уравнения (27) для точек на контуре и прилегающих к контуру приходится иметь дело с законтурными значениями функции $y(i)$, которые увязываются дополнительными (граничными) условиями со значениями этой функции внутри контура. В случае шарнирного опирания $y(i) = 0$, разрешающее уравнение на контуре не записывается, а для точки, прилегающей к опоре (точка 6, рис 4,б) в целях исключения законтурных точек разрешающее уравнение выводится с использованием односторонних разностей.

При расчёте сталебетонных балок на действие симметричной нагрузки рассматривается её половина, при этом накладываются условия равенства прогибов в симметричных точках.

Совокупность разрешающих уравнений вида (27), полученных для каждой точки конечно-разностной сетки, с учётом граничных условий, представляет собой систему линейных алгебраических уравнений относительно неизвестных значений прогибов $y(i)$. Решение системы линейных уравнений выполняется методом Гауса, для чего используется стандартная программа.

Как уже отмечалось, жёсткости $D(i)$ входящие в уравнение (14), являются функциями кривизны сечения $k(i)$. Для линеаризации решения организуется процесс последовательных приближений, заключающийся в последовательном уточнении жёсткостей элементов конструкции по результатам предыдущего расчётного цикла. Для моделирования процесса деформирования сталебетонной балки под нагрузкой, нагружение осуществлялось шагами, составляющими примерно 10-15 % от разрушающей нагрузки. В первом приближении жёсткости максимальны и определяются из предположения упругих свойств материала конструкции.

Процесс последовательных приближений организован таким образом, что в каждом n -ном приближении уточняются жёсткостные характеристики в соответствии с деформированным состоянием $(n-1)$ -го приближения. Итерационный процесс продолжается до достижения удовлетворительной сходимости по прогибам. Итерационный процесс сходится не во всех случаях. При малых нагрузках, непосредственно после образования первых трещин, вследствие резкого падения жёсткостей в местах локального трещинообразования и больших перераспределяющих усилиях, итерационный процесс расходится. Это объясняется тем, что трещины в процессе перехода от расчётного цикла к циклу, то раскрываются, то закрываются, соответственно, жёсткости то уменьшаются, то увеличиваются. Для улучшения сходимости итерационного процесса нами предложено жёсткости, вводимые в последующую итерацию, определять как среднее арифметическое жёсткостей, полученных во всех предыдущих итерациях.

На первом шаге нагружения принимаем $\lambda_i = 1$. После этого, используя напряжённое состояние стального листа, находим контактные усилия в объединительном шве между бетоном и листовой арматурой по зависимости (23). Вычисление частных производных выполняется следующим образом:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x}(i) = \frac{1}{12\Delta x} [\sigma_x(i-2) - 8\sigma_x(i-1) + 8\sigma_x(i+1) - \sigma_x(i+2)] , \quad (28)$$

Для точек лежащих на опоре и прилежащих к ней используются односторонние аналоги того же порядка:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x}(i) = \frac{1}{\Delta_x} \left[\frac{11\sigma_x(i)}{6} - 3\sigma_x(i-1) + \frac{3\sigma_x(i-2)}{2} - \frac{\sigma_x(i-3)}{3} \right] , \quad (29)$$

Далее в соответствии с найденными контактными усилиями и значениями жёсткости ξ_x , вычисляются величины сосредоточенного сдвига $\Delta u(i)$ (21), численным интегрированием находятся компоненты вектора перемещений $u(i)$ стального листа (на уровне срединной плоскости) в каждом узле сетки. Полученные дискретные значения функции $u(\Delta u)$ аппроксимировались непрерывными функциями следующего вида:

$$\begin{aligned} u(x) &= A_u \sin\left(\frac{0,5\pi x}{a}\right), \\ \Delta u(x) &= B_u \sin\left(\frac{0,5\pi x}{a}\right), \end{aligned} \quad (30)$$

где $2a$ - длина балки, а неизвестные коэффициенты A_u, B_u определяются методом наименьших квадратов.

Подвергнув (30) преобразованию Коши, находим относительные деформации стального листа и значения относительных деформаций сдвига по контакту:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sx}^* &= \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\pi A_u}{2a} \cos\left(\frac{0,5\pi x}{a}\right), \\ \Delta \varepsilon_{sx} &= \frac{\partial \Delta u}{\partial x} = \frac{\pi B_u}{2a} \cos\left(\frac{0,5\pi x}{a}\right). \end{aligned} \quad (31)$$

Далее по формуле (1) вычислялись значения параметра λ_i . В соответствии с найденными значениями λ_i уточнялись жёсткости физического уравнения (14) и отыскивалось окончательное решение уравнения НДС сталебетонной балки на заданном шаге нагружения.

При переходе к следующему шагу, жёсткости определялись по деформированному состоянию $u(i)$ последней итерации предыдущего шага нагружения.

Наряду с напряжённо-деформированным состоянием сталебетонных балок в работе получены решения, описывающие предельные состояния. Считая справедливыми основные предпосылки метода предельного равновесия, можно предложить следующий способ определения несущей способности из условия прочности нормальных сечений.

Предельный момент в пластическом шарнире (рис. 5)

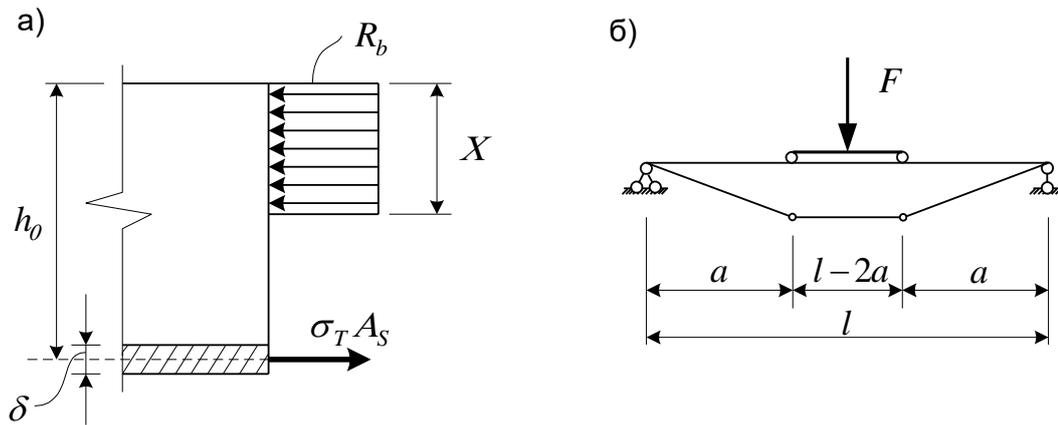


Рис. 5. Предельное равновесие сталебетонной балки при разрушении по прочности нормальных сечений: а) пластический шарнир; б) схема излома

$$M_u = \sigma_T A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right), \quad (32)$$

$$\text{где } x = \frac{\sigma_T A_s}{R_b b}, \quad A_s = b \delta, \quad (33)$$

σ_T , R_b - предельные напряжения в стальном листе и бетоне.

Подставив (33) в (32) найдём величину предельного момента.

$$M_u = \sigma_T A_s \left(h_0 - \frac{0,5 \sigma_T A_s}{R_b b} \right). \quad (34)$$

В соответствии со схемой излома (рис. 5,б), справедливой для указанного на рисунке нагружения, составляем уравнения характеризующие работу внешних и внутренних сил на единичном перемещении:

$$V = F \times l, \quad (35)$$

$$A = \frac{1}{a} M_u = \frac{1}{a} \sigma_T A_s \left(h_0 - \frac{0,5 \sigma_T A_s}{R_b b} \right), \quad (35)$$

где V , A - соответственно, работа внешних и внутренних сил. Приравняв работы, получим выражение для разрушающей нагрузки из условия прочности по нормальному сечению:

$$F_H = \frac{2 \sigma_T A_s}{a} \left(h_0 - \frac{0,5 \sigma_T A_s}{R_b b} \right). \quad (36)$$

Аналогичное выражение получим для распределённой нагрузки, схема излома при этом принимается с минимальной ординатой равной единице посередине длины балки.

$$q_H = \frac{8\sigma_T A_s}{l^2} \left(h_0 - \frac{0,5\sigma_T A_s}{R_b b} \right). \quad (37)$$

При определении несущей способности балок по прочности контакта листа с бетоном предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое анкером, зависит от его конструкции и определяется из условия смятия бетона, стального листа или среза анкера по известным зависимостям.

$$\left. \begin{aligned} Q_a &= 316d^2 R_b^{0,5}, \\ Q_a &= 6,3d^2 R_{sw} \end{aligned} \right\}, \quad (38)$$

где R_{sw} - расчётное сопротивление растяжению анкера; d - диаметр анкера.

При равномерном расположении по площади контакта, наиболее нагруженными являются связи, расположенные около опор. Очевидно, наступление предельного состояния в этих связях будет происходить раньше, чем в других. На этом основании можно предложить схему предельного состояния, показанную на рис. 6. Средняя часть балки остаётся горизонтальной. Зоны пластического деформирования связей сдвига располагаются слева и справа от средней части.

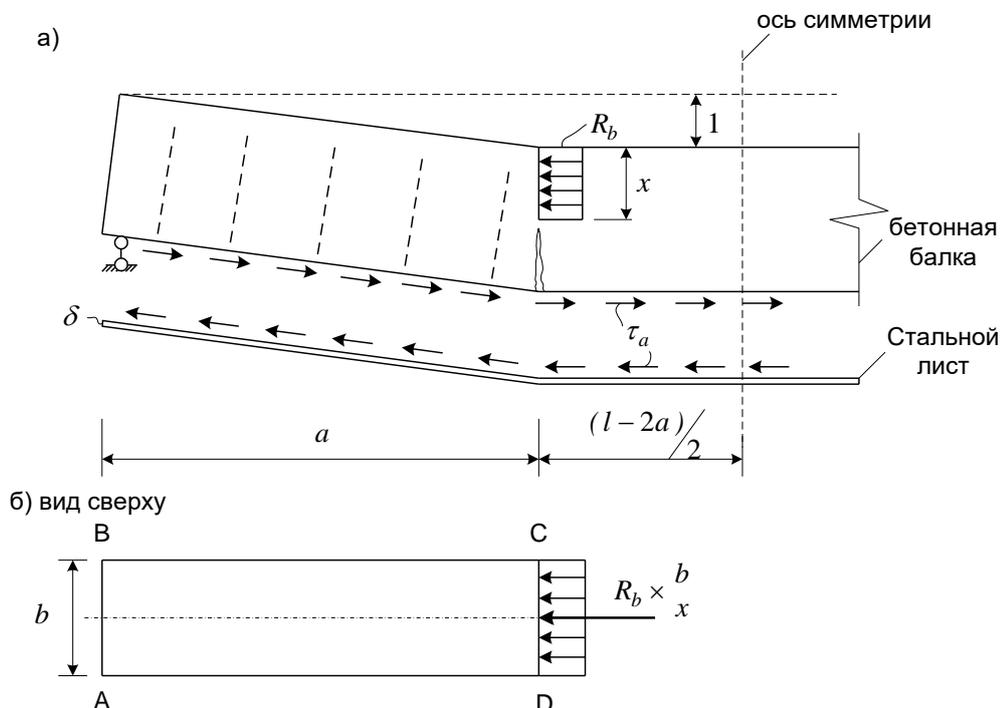


Рис. 6. Предельное равновесие сталебетонной балки при разрушении по прочности контакта стального листа с бетоном

Принимая во внимание одну из предпосылок, согласно которой прогибы малы, найдём угол поворота смежных дисков при единичном вертикальном перемещении.

$$\alpha = \frac{1}{a} . \quad (39)$$

Работа внутренних сил складывается из работы связей сдвига A_a , которая определяется зависимостью:

$$A_a = 2\tau_a S \Gamma , \quad (40)$$

где τ_a - предельное усилие на единице площади контакта; Γ -сдвиг по контакту в пределах диска ABCD (рис. 6,б); S - площадь диска ABCD.

Условие равенства нулю всех сил, приложенных к диску ABCD, запишется следующим образом

$$R_b X b = \tau_a S , \quad (41)$$

где X - высота взаимодействия дисков.

Из простых геометрических соображений следует:

$$\begin{aligned} \Gamma &= \alpha(h_b - X) , \\ S &= a \times b \end{aligned} \quad (42)$$

Подставив (42) в (40), получим выражение для работы связей сдвига

$$A_a = 2\tau_a (h_b - X) b , \quad (43)$$

Величину X найдём из условия (41).

$$X = \frac{\tau_a S}{R_b b} = \frac{\tau_a \times a}{R_b} , \quad (44)$$

Подставим (44) в (43), в результате получим:

$$A_a = 2\tau_a b \left[h_b - \frac{\tau_a \times a}{R_b} \right] . \quad (45)$$

Приравняв работу внешних сил ($V = F_k \times 1$) работе внутренних сил, получим выражение для сосредоточенной нагрузки (см. рис.5,б) из условия прочности по контакту.

$$F_k = 2\tau_a b \left[h_b - \frac{\tau_a \times a}{R_b} \right] . \quad (46)$$

Схема излома, изображённая на рис. 5 будет справедлива также в случае, когда балка нагружена равномерно распределённой нагрузкой

интенсивностью q . В этом случае разрушающее значение нагрузки будет определяться по формуле:

$$q_k = \frac{2\tau_a}{(l-a)} \left[h_b - \frac{\tau_a \times a}{R_b} \right] \quad (47)$$

В третьем разделе описаны результаты экспериментальных исследований. Для экспериментальных исследований были изготовлены 7 серий балочных образцов с листовым армированием размерами $0,08 \times 0,15 \times 1,3$ (d×h×l), по две балки в каждой серии. В качестве листовой арматуры использовалась стальная полоса размерами $0,08 \times 0,0015 \times 1,3$ м. Сцепление листовой арматуры с бетонным телом балки, для совместной работы, обеспечивалось анкерами различных типов. Анкера приваривались к стальному листу электродуговой сваркой. Анкерные устройства имели вид: вертикальные, наклонные (под углом 45^0), жёсткие и гибкие упоры, и комбинированные. Во всех опытных образцах в качестве стержневой арматуры использовалась арматура периодического профиля диаметром 8 мм класса А-III.

В предварительных испытаниях контрольных образцов бетона и стали, были определены физические характеристики материалов: средняя прочность бетона при одноосном сжатии $R_b=16$ МПа; модуль упругости листовой арматуры $E_{so}=2 \times 10^5$ МПа; предел текучести при одноосном растяжении $\sigma_{\tau}=267$ МПа. Испытания бетонных кубиков проводились по нормативной методике на гидравлическом прессе ПММ-125.

Конструктивное решение балочных образцов разработано в следующих вариантах (рис. 7).

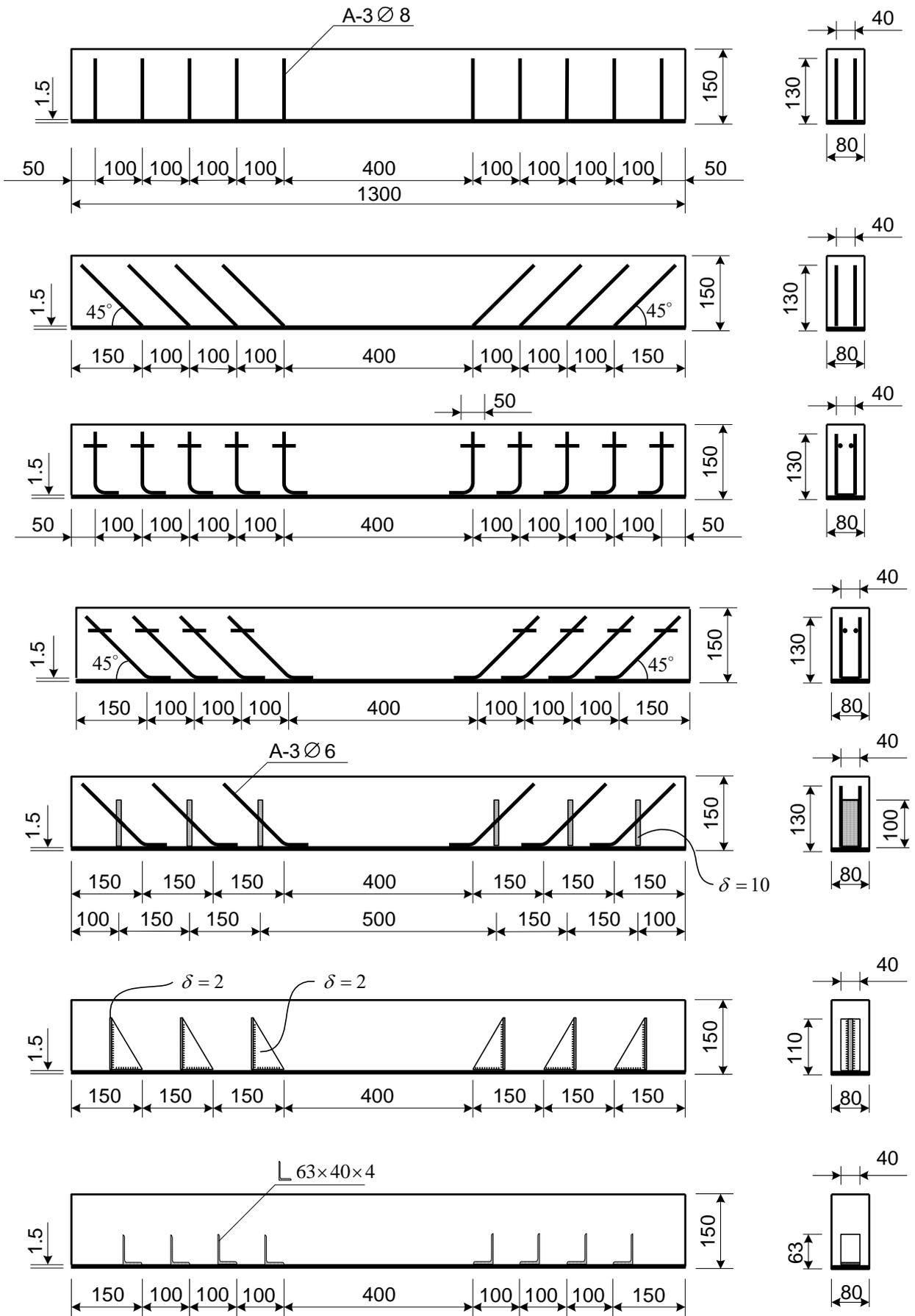


Рис. 7. Конструкции сталебетонных балок

В результате проведенных экспериментальных исследований были получены сведения: о характере напряжённо-деформированного состояния сталебетонных балок; о величине их несущей способности; деформациях растянутой полосовой арматуры; сжатого бетона и сдвигов по контакту бетона с внешней полосовой арматурой. Деформации растянутой полосовой арматуры и сжатого бетона определялись при помощи тензодатчиков. Деформации сдвигов измерялись индикаторами часового типа.

В табл. 1 приведены значения нагрузок, при которых зафиксировано появление первых трещин и исчерпание несущей способности.

Таблица 1

Значения характерных нагрузок при испытании сталебетонных балок

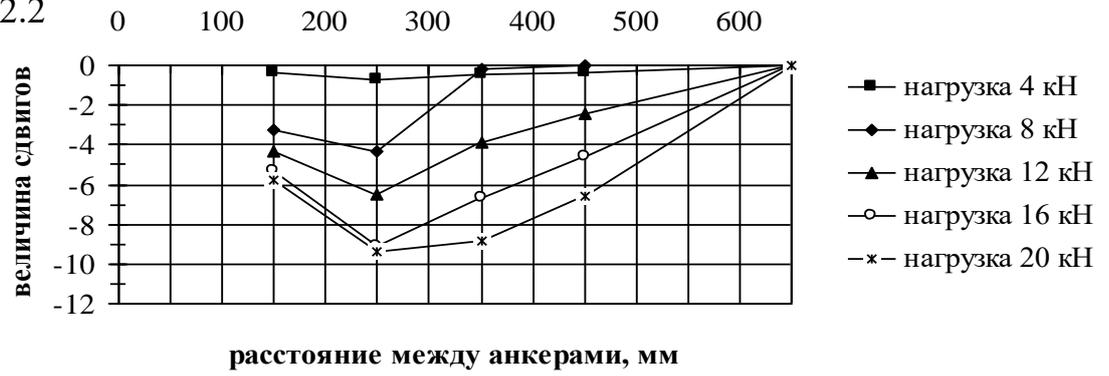
Исследуемый параметр	Наименование образцов						
	Б-1.1	Б-2.1	Б-3.1	Б-4.1	Б-5.1	Б-6.1	Б-7.1
	Б-1.2	Б-2.2	Б-3.2	Б-4.2	Б-5.2	Б-6.2	Б-7.2
Появление первых трещин, кН	8.5	8	11.5	13	10	12.5	8
	8	9	12	12	9	12	8
Несущая способность, кН	19	20	19	21	20	21	20
	18	20	19	19	20	21	21

Вертикальные и наклонные анкера показали себя достаточно жёсткими на сдвиг связями. На рис. 8 показано распределение сдвигающих усилий вдоль продольной оси балки в процессе нагружения. При этом сдвигающая сила в анкере находилась как приращение усилия, возникающего в поперечном сечении стальной арматуры, на участке между двумя соседними анкерами.

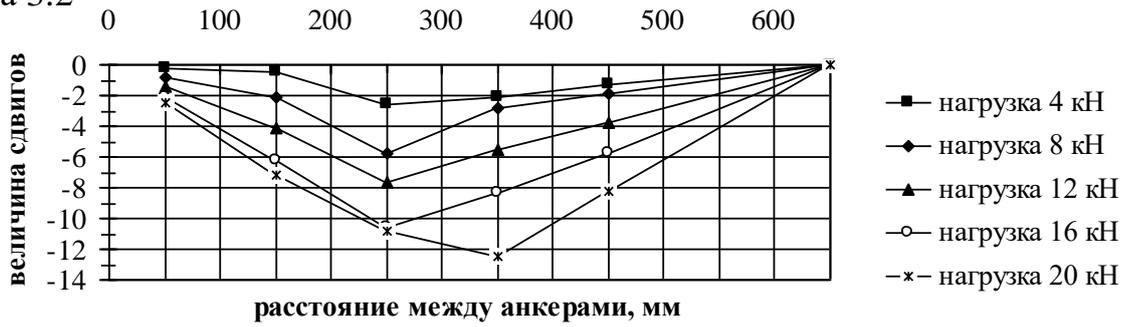
Анализ закономерности распределения и перераспределения усилий (рис. 8) по контакту внешней арматуры с бетоном свидетельствует о том, что после образования трещин в бетоне стальной лист начинает работать как затяжка, стягивающая берега трещин. По этой причине распределение усилий в объединительном шве отличается от известных в теории составных стержней и характеризуется тем, что сначала в работу активно включаются связи сдвига расположенные непосредственно вблизи трещин и по мере их деформирования включаются остальные. Разрушение испытанных балок произошло по прочности нормальных сечений.

Характер разрушения балок с внешним листовым армированием, при достаточной интенсивности объединения армирующего листа с бетоном, не отличается от характера разрушения обычных железобетонных балок.

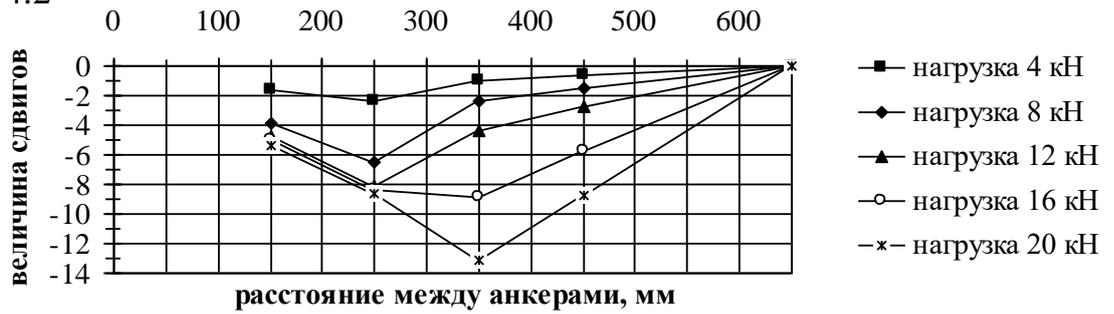
Балка 2.2



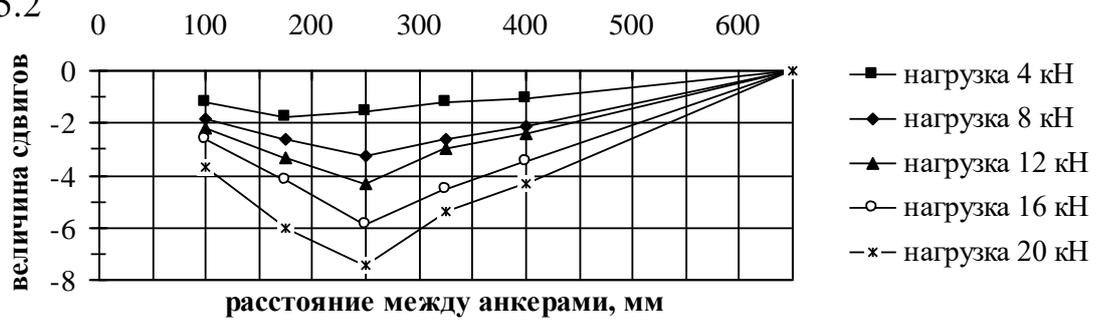
Балка 3.2



Балка 4.2



Балка 5.2



Балка 6.2

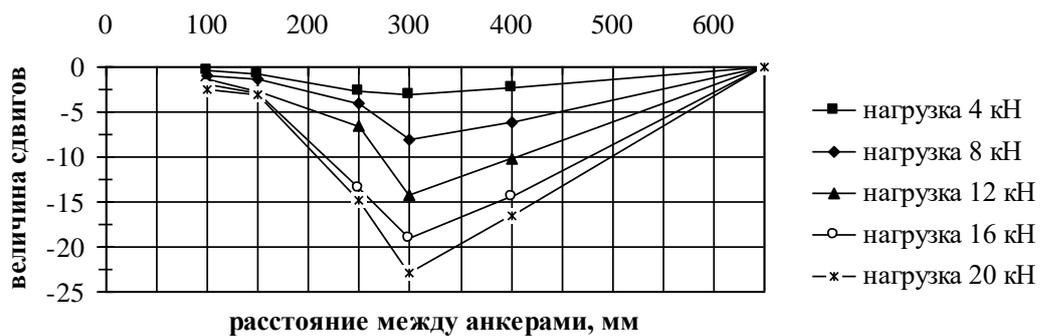
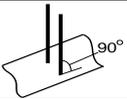
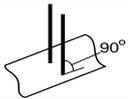
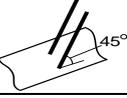
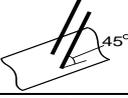
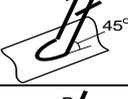
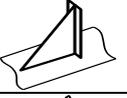
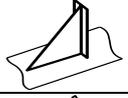
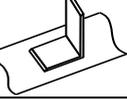
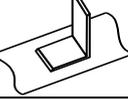


Рис. 8. Распределение сдвигающих усилий

Средние значения экспериментально полученных жёсткостей приведены в табл. 2.

Таблица 2

Жесткость анкеров (т/м)

Б -1		Б -2	
Тип анкера	Среднее значение	Тип анкера	Среднее значение
	$0,204 \times 10^5$		$0,198 \times 10^5$
	$0,233 \times 10^5$		$0,238 \times 10^5$
	$0,586 \times 10^5$		$0,658 \times 10^5$
	$0,360 \times 10^5$		$0,373 \times 10^5$
	$0,566 \times 10^5$		$0,520 \times 10^5$
	$0,273 \times 10^5$		$0,290 \times 10^5$
	$0,213 \times 10^5$		$0,218 \times 10^5$

ВЫВОДЫ

1. Проведенный обзор исследований работ отечественных и зарубежных ученых, посвященный сталебетонным конструкциям, позволяет утверждать, что характер деформирования и исчерпания несущей способности изгибаемых сталебетонных балок исследован недостаточно. Не выявлено качественное влияние полосовой арматуры 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 сталебетонной балки.
2. Разработан математический аппарат для расчета сталебетонных балок при статическом кратковременном нагружении:
 - описан процесс деформирования сталебетонных балок при кратковременном нагружении;
 - получена полная система уравнений (физические уравнения, уравнения равновесия, геометрические зависимости),

- определяющая напряженно-деформированное состояние малого элемента поперечно нагруженной сталебетонной балки;
- разработана методика расчёта сталебетонных балок с учётом податливости контакта стального листа с бетоном;
 - определена несущая способность сталебетонных балок по прочности нормальных сечений и по прочности контакта стального листа с бетоном методом предельного равновесия.
3. Проведены экспериментальные исследования сталебетонных балок с различными типами анкерных упоров. Получены жёсткости различных типов анкерных устройств.
 4. Проведен сравнительный анализ опытных и теоретических данных, показано их соответствие с вероятностью 0,95, доверительный интервал составляет 0 - 4,8%.
 5. Результаты расчетов внедрены в практику проектирования и строительства на ООО “Старк”, в виде предложенной конструкции перекрытия и методики расчёта количества анкерных упоров.

СПИСОК ОПУБЛИКОВАННЫХ РАБОТ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ

1. Ковальов М.О. “Напружено-деформований стан сталебетонних балок при силових впливах” / Ковальов М.О. // Зб.наук.пр. - Харків: ХарДАЗТ, 2001. – Вип. 48 - С.65-70.
2. Ковалев М.А. “Экспериментальные исследования бетонных балок с внешним листовым армированием” / Ковалев М.А. // Научно-технический журнал Вестник БелГТАСМ. – Вып. 5. – Часть 2. – Белгород, 2003. - С. 360-363.
3. Ковальов М.О. “Робота бетонних балок із зовнішнім листовим армуванням” / Ковальов М.О. // Зб.наук.пр. - Харків: ХарДАЗТ, 2003. – Вип. 56 - С.119-126.
4. Ковальов М.О. “Експериментальні дослідження бетонних балок із зовнішнім листовим армуванням” / Ковальов М.О. // Перспективні напрямки проектування житлових та громадських будівель // Зб. наук. пр. – Спеціальний випуск – Київ: КиївЗДНІЕП, 2004. – С. 232-236.
5. Ковалев М.А. “Экспериментальные исследования сталебетонных балок” / Ковалев М.А. // “Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди” // Вісник Рівненського державного технічного університету: Зб. наук. пр. - Вип. 7. – Рівне, 2003. – С. 238-242.
6. Ковалев М.А. “Несущая способность сталебетонных балок” / Ковалев М.А., Игнатенко А.В. // Строительство, материаловедение, машиностроение // Сб.науч.тр. ПридГАСА. – Днепропетровск, 2008. - Вип. 47. — С. 328-333.

Личный вклад – оценка несущей способности сталебетонных балок.

АНОТАЦІЯ

Ковальов М.А. Напружено-деформований і граничні стани сталобетонних балок при статичному короткочасному навантаженні. - Рукопис.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 - будівельні конструкції, будівлі та споруди. - Українська державна академія залізничного транспорту, Харків, 2008.

Розглянута в роботі конструкція являє собою бетонну балку, армовану знизу сталевими смуговими арматурами. Об'єднання бетонного тіла балки і сталевий смуговий арматури здійснюється за допомогою різного типу анкерних устроїв.

У теоретичній частині розроблено методику розрахунку НДС сталобетонних балок з урахуванням піддатливості контакту сталевий листа з бетоном. Визначено несучу здатність сталобетонних балок по міцності нормальних перерізів і по міцності контакту сталевий листа з бетоном методом граничної рівноваги.

В результаті проведених експериментальних досліджень було визначено деформативні характеристики об'єднання сталевий листа з бетоном, виявлено закономірності розподілу і перерозподілу зусиль, що виникають у площині контакту сталевий листа з бетоном, оцінено вплив різних типів анкерування сталевий смуги і бетону на несучу здатність сталобетонних балок. Отримано жорсткості різних типів анкерних устроїв.

У дисертації здійснено зіставлення дослідних і теоретичних даних.

Ключові слова: сталобетонна балка, анкер, напружено-деформований стан (НДС), граничні стани.

АННОТАЦИЯ

Ковалёв М.А. Напряженно-деформированное и предельные состояния сталобетонных балок при статическом кратковременном нагружении. – Рукопись.

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения. – Украинская государственная академия железнодорожного транспорта, Харьков, 2008.

Диссертация посвящена исследованию работы сталобетонных балок при статическом кратковременном приложении нагрузки. Рассматриваемая в работе конструкция представляет собой бетонную балку, армированную снизу стальной полосовой арматурой. Объединение бетонного тела балки и стальной полосовой арматуры осуществляется с помощью различного типа анкерных устройств.

В теоретической части в качестве исходных экспериментальных диаграмм деформирования бетона использованы данные Г. Купфера. Описан

процесс деформирования сталебетонных балок при кратковременном нагружении. Получена полная система уравнений (физические уравнения, уравнения равновесия, геометрические зависимости), определяющая напряженно-деформированное состояние малого элемента поперечно нагруженной сталебетонной балки. Разработана методика расчёта НДС сталебетонных балок с учётом податливости контакта стального листа с бетоном. Определена несущая способность сталебетонных балок по прочности нормальных сечений и по прочности контакта стального листа с бетоном методом предельного равновесия.

Также в диссертации были проведены экспериментальные исследования сталебетонных балок. Были изготовлены 7 серий балочных образцов с листовым армированием размерами $0,08 \times 0,15 \times 1,3$ ($d \times h \times l$), по две балки в каждой серии. В качестве листовой арматуры использовалась стальная полоса размерами $0,08 \times 0,0015 \times 1,3$ м. Сцепление листовой арматуры с бетонным телом балки, для совместной работы, обеспечивалось анкерами различных типов. В результате проведенных экспериментальных исследований были определены деформативные характеристики объединения стального листа с бетоном, выявлены закономерности распределения и перераспределения усилий, возникающих в плоскости контакта стального листа с бетоном, найдены нагрузки и прогибы сталебетонных балок, оценено влияние различных типов анкерования стальной полосы и бетона на несущую способность сталебетонных балок. Получены жёсткости различных типов анкерных устройств.

В диссертации осуществлено сопоставление опытных и теоретических данных.

Ключевые слова: сталебетонная балка, анкер, напряженно-деформированное состояние (НДС), предельные состояния.

ABSTRACT

Kovalev M.A. Stress-strained and limited state of steel-concrete beams under the static short-term loading. –Manuscript.

Thesis for Candidate of Technical Sciences Degree by speciality 05.23.01 – building structures, buildings and constructions. Ukrainian State Academy of Railway Transport, Kharkiv, 2008.

The dissertation is devoted to carrying capacity evaluation of concrete beam with external steel reinforcement. Combined action of concrete core and reinforcement is carried out by different anchors.

The stress-strained state evaluation methodology of steel-concrete beams taking into account contact flexibility between concrete core and steel sheet is estimated during the investigation.

During the experimental researches the author receives the deformation behavior of combined structure, mechanism of forces distribution and redistribution in contact plane between concrete core and steel sheet, carrying capacity variation depending from the anchor type, anchors rigidity.

Key words: steel-concrete beam, stress-strained state, limited state, external reinforcement, contact flexibility, anchor rigidity.