

УДК 624.012.35:529.3/4

**РАСЧЕТ СТЫКОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ
С УЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ КОНТАКТНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ***канд. техн. наук, доц. Н.А. РАК**(Белорусский национальный технический университет, Минск)*

Рассмотрены особенности расчета в монтажной стадии стыка железобетонных колонн многоэтажных зданий, в котором располагаемые в угловых подрезках выпуски арматуры колонн соединяются с помощью ванной сварки. Для правильной оценки напряженно-деформированного состояния стыка необходимо учитывать возникающие в стадии сварки выпусков напряжения в арматурных стержнях и бетоне колонн под центрирующими стальными пластинами или бетонными выступами. Предложена методика расчета напряженно-деформированного состояния элементов стыка, учитывающая контактные деформации бетона под центрирующими стальными пластинами или бетонными выступами. Контактную деформацию бетона предложено определять с использованием трансформированных диаграмм деформирования бетона. Приведены зависимости для определения контактной деформации бетона стыка при наличии угловых подрезок бетона, учитывающие геометрические параметры стыка. Выполнено сопоставление результатов расчетов контактной деформации бетона по предложенной зависимости с результатами расчетов на конечно-элементных моделях.

Введение. В практике строительства многоэтажных зданий широкое распространение получили конструкции связевого каркаса по серии 1.020-1/83 «Конструкции каркаса межвидового применения для многоэтажных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий». Для уменьшения количества монтажных элементов каркаса предусмотрено применение многоэтажных колонн длиной до 14 м. При большей высоте здания необходимо стыковать многоэтажные колонны по высоте. В связи с этим в зданиях повышенной этажности приходится выполнять до 4 стыков колонн по высоте здания. Для устройства стыка при изготовлении колонн на концах колонн выполняют угловые подрезки с выпусками арматуры, а также центрирующие бетонные выступы высотой 20 мм. При монтаже верхняя колонна устанавливается своим бетонным выступом на бетонный выступ нижней колонны и временно фиксируется с помощью кондуктора. После выверки положения колонны выполняют ванную сварку выпусков арматуры стыкуемых колонн. При остывании после окончания сварки в выпусках арматуры возникают значительные по величине растягивающие напряжения, а в бетоне под центрирующей прокладкой – сжимающие напряжения.

В результате выполненных М.Е. Писицыным [1], О.В. Михайловым и Э.Г. Газиевым [2], А.П. Кирилловым [3] исследований выявлены наиболее существенные факторы, влияющие на напряженно-деформированное состояние элементов стыковых соединений, имеющих соединяемые путем ванной сварки арматурные выпуски. К таким факторам были отнесены: деформация усадки разогретого металла, частично погашаемая смещением стержней арматуры из зоны анкеровки; длина участка стыка, на которой гасится усадка; общее количество стержней; последовательность их сварки; диаметр свариваемых стержней и величина зазора между ними в стыке; податливость монтажных прокладок при действии реактивных усилий.

Дальнейшие экспериментальные исследования таких стыков были направлены на изучение влияния наиболее существенных из перечисленных выше факторов на несущую способность стыков при различных видах силового воздействия. А.П. Кирилловым изучена несущая способность стыков при растяжении и изгибе [3]; О.В. Михайловым и другими [4] – при центральной сжатии; О.В. Михайловым – при внецентренном сжатии [5]; Н.Г. Матковым – при центральной и внецентренном сжатии [6]. В этих исследованиях установлено, что остаточные сварочные напряжения создают в зоне стыка предварительное напряжение и повышают его продольную жесткость. В связи с этим был сделан вывод о необходимости учета положительного влияния предварительного напряжения при расчете стыков в присутствии эксплуатационных нагрузках, которому должна обязательно предшествовать проверка прочности стыка в монтажной стадии при наличии остаточных сварочных напряжений. При этом необходимо использовать обоснованную методику расчета величины остаточных напряжений и деформаций в стыке.

Разработке такой методики расчета были посвящены исследования М.Е. Писицына [7], А.П. Кириллова [3], В.И. Степанова [8], Т.И. Менщиковой [9], Н.Г. Маткова [10] и др.

В указанных исследованиях особое внимание уделялось следующим вопросам: распределению температур вдоль стержней при их нагреве и остывании; влиянию реологических процессов, происходящих в нагретом металле, на релаксацию напряжений в стержнях; влиянию смещения стержней из зоны анкеровки в бетоне.

Однако при оценке напряженно-деформированного состояния стыков принималось, что бетон стыкуемых элементов работает упруго. В то же время результаты измерений напряжений в бетоне по контакту стыкуемых элементов [4] показывают, что значения этих напряжений в процессе сварки и после остывания металла стержней могут достигать его прочности при осевом сжатии. При косвенном армировании бетона поперечными сетками напряжения в бетоне под центрирующими прокладками могут значительно превышать прочность при осевом сжатии [6, 10]. Естественно, что бетон при таких высоких уровнях напряжений не может работать упруго и совершает значительные по величине пластические деформации. В связи с этим методика определения напряженно-деформированного состояния стыков колонн требует дальнейшего совершенствования на основе учета реальных диаграмм деформирования бетона.

Цель и задачи исследований. В последнее время при расчете железобетонных конструкций по прочности сечений, нормальных к их продольной оси, получили распространение методы расчета, основанные на рассмотрении реального напряженно-деформированного состояния бетона. В основу такого метода положены диаграммы деформирования материалов (бетона при одноосном сжатии и арматуры при растяжении) как обобщенные характеристики их свойств и гипотеза плоских сечений [11]. Обобщенная расчетная модель кроме этого включает уравнения равновесия внутренних и внешних сил в нормальном сечении, а также условие деформирования бетона и арматуры между нормальными трещинами. Главным достоинством деформационной расчетной модели является то, что, основываясь на ней можно выполнять расчет железобетонных элементов как по прочности, так и по образованию и раскрытию трещин, а также по деформациям.

Расширение области применения деформационных методов расчета бетонных и железобетонных конструкций на расчет при многоосном напряженно-деформированном состоянии, в том числе при местном сжатии, является одним из наиболее важных направлений развития теории бетона и железобетона.

Разработке такого метода для расчета прочности и деформаций бетонных элементов при местном сжатии посвящены исследования автора [12, 13]. Указанный метод основан на использовании зависимости «усилие – контактная деформация» для некоторой области бетона. При этом под контактной деформацией следует понимать линейное перемещение плоскости приложения усилия (плоскости контакта) относительно некоторой условной плоскости, удаленной от загружаемого торца бетонного элемента настолько, что напряжения в сечении можно считать практически постоянными.

Значение контактной деформации получается путем численного интегрирования (по высоте выделенной области бетона) значений относительных деформаций бетона, полученных с использованием трансформированных диаграмм деформирования. Последние получены для каждого слоя суммирования путем трансформации диаграммы деформирования бетона при осевом сжатии с учетом значения бокового обжатия, создаваемого окружающим бетоном. Разделение общей площади бетона на площадь загруженного и окружающего бетонов осуществляется исходя из того, что независимо от места расположения штампа (центрирующей прокладки) поток напряжений действует внутри усеченной пирамиды, верхним основанием которой является площадь штампа, а боковые грани наклонены под углом к вертикали: $\varphi = \arctg(1/2)$.

Примыкающие к стыку торцевые участки колонн многоэтажных зданий имеют, как правило, косвенное армирование поперечными сварными сетками, а также угловые или боковые подрезки сечения, необходимые для расположения выпусков арматуры. Разработке методики расчета прочности таких стыков посвящены исследования [14], в которых особое внимание уделено особенностям учета сопротивления бетона колонны под центрирующей прокладкой. В основу этой методики положена разработанная ранее усовершенствованная методика расчета прочности железобетонных элементов с косвенным армированием при местном сжатии [15].

На основе анализа существующих методов расчета стыков колонн многоэтажных зданий была сформулирована цель настоящих исследований – разработка методики расчета стыков железобетонных колонн многоэтажных зданий в монтажной стадии с учетом влияния контактных деформаций. Для достижения поставленной цели необходимо последовательно решить следующие задачи:

- трансформировать диаграмму деформирования бетона при осевом сжатии для условий местного сжатия при наличии косвенного армирования поперечными сварными сетками;
- определить значения контактных деформаций с использованием трансформированных диаграмм деформирования бетона;
- изучить на конечно-элементных моделях напряженно-деформированное состояние стыка при наличии остаточных сварочных напряжений в стержнях и обжатия бетона под центрирующей прокладкой с целью установления границ области стыка, которую следует учитывать при аналитическом расчете значений сварочных напряжений и обжатия бетона;
- разработать методику расчета напряженно-деформированного состояния стыка при наличии остаточных сварочных напряжений в стержнях и обжатия бетона под центрирующей прокладкой.

Трансформированные диаграммы деформирования бетона, усиленного косвенным армированием поперечными сварными сетками, для условий местного сжатия. Для получения трансформированной диаграммы бетона необходимо иметь следующие его прочностные и деформативные параметры:

- f_{cd} – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;
- $f_{cud,eff}$ – прочность бетона, усиленного косвенным армированием поперечными сварными сетками, для условий местного сжатия;
- ε_{c2} – относительную деформацию, соответствующую пиковой точке диаграммы бетона при осевом сжатии;
- $\varepsilon_{cud,eff}$ – относительную деформацию, соответствующую пиковой точке трансформированной диаграммы.

Прочность бетона, усиленного косвенным армированием поперечными сварными сетками, для условий местного сжатия $f_{cud,eff}$ можно определить по формуле:

$$f_{cud,eff} = f_{cd,eff} + k_u \left(f_{ctd} + \frac{\rho_x + \rho_y}{2} f_{yd,xy} \right) \left(\sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{c0}}} - 1 \right),$$

в которой $f_{cd,eff}$ – прочность бетона, усиленного косвенным армированием, при осевом сжатии; k_u – коэффициент эффективности бокового обжатия, создаваемого совместно работающим на растяжение окружающим бетоном и сетками косвенного армирования, при местном сжатии; f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона колонны осевому растяжению; ρ_x и ρ_y – коэффициенты косвенного армирования соответственно в направлениях x и y ; $f_{yd,xy}$ – расчетное сопротивление арматуры сеток; A_{c0} – нагруженная площадь бетона; A_{eff} – площадь бетона внутри контура сеток косвенного армирования.

Прочность бетона, усиленного косвенным армированием, при осевом сжатии $f_{cd,eff}$ можно определить по формуле:

$$f_{cd,eff} = f_{cd} + \varphi_0 (\rho_x + \rho_y) f_{yd,xy},$$

в которой φ_0 – коэффициент эффективности косвенного армирования при осевом сжатии, определяемый по формуле $\varphi_0 = 1/(0,23 + \psi_s)$, здесь $\psi_s = (\rho_x + \rho_y) f_{yd,xy} / (\alpha f_{cd} + 10)$; $f_{yd,xy}$ и f_{cd} – в Н/мм².

Значение коэффициента эффективности бокового обжатия, создаваемого совместно работающим на растяжение окружающим бетоном и сетками косвенного армирования, следует определять по формуле: $k_u = 14/(1 + 1,5\psi) \leq 10$, в которой параметр ψ определяется как

$$\psi = \frac{f_{ctk} + 0,5(\rho_x + \rho_y) f_{yk}}{f_{ck}} \left(\sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{c0}}} - 1 \right),$$

где f_{ctk} и f_{ck} – нормативные сопротивления бетона соответственно осевому растяжению и осевому сжатию; f_{yk} – нормативное сопротивление арматуры растяжению.

Точность и надежность разработанной методики была оценена с использованием результатов проведенных М.М. Мирмуниновым испытаний на местное сжатие торцов железобетонных колонн, армированных поперечными сетками [16]. Вычисления показали, что разработанная в [15] методика расчета обладает требуемой точностью и обеспечивает необходимую надежность расчета, что позволяет рекомендовать ее для использования в разрабатываемых технических нормативных правовых актах Республики Беларусь по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

Значение $\varepsilon_{cud,eff}$ относительной деформации (%), соответствующей пиковой точке трансформированной диаграммы, рекомендуется определять по формуле:

$$\varepsilon_{cud,eff} = \varepsilon_{c2} \left(\frac{f_{cud,eff}}{f_{cd}} \right)^2,$$

в которой f_{cd} – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию; $f_{cud,eff}$ – прочность бетона, усиленного косвенным армированием поперечными сварными сетками, для условий местного сжатия; ε_{c2} – относительная деформация (%), соответствующая пиковой точке диаграммы бетона при осевом сжатии.

Трансформированная диаграмма деформирования бетона, усиленного косвенным армированием поперечными сварными сетками, для условий местного сжатия может быть описана следующей аналитической зависимостью:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cud,eff}} = \frac{k_t \eta_t - \eta_t^2}{1 + (k_t - 2) \eta_t},$$

где $\eta_t = \varepsilon_c / \varepsilon_{cud,eff}$; ε_c – относительная деформация (%), при которой определяется напряжение, $\varepsilon_{cud,eff}$ – относительная деформация (%), соответствующая пиковой точке трансформированной диаграммы деформирования; $f_{cud,eff}$ – прочность бетона при многоосном сжатии (МПа); $k_t = 1,1 E_c \varepsilon_{cud,eff} / f_{cud,eff}$; E_c – модуль деформаций бетона (ГПа).

Методика расчета контактных деформаций. Методика расчета контактных деформаций элементов, усиленных косвенным армированием поперечными сетками, при местном сжатии основана на тех же предпосылках, что и разработанная ранее методика расчета контактных деформаций бетонных элементов при местном сжатии [13].

Распределение сжимающих напряжений вдоль вертикали, проходящей через центр жесткого штампа, мы рекомендуем определять с учетом линейаризации эпюр напряжений в пределах выделяемого потока напряжений. При этом принимаем, что независимо от места расположения штампа поток напряжений действует внутри усеченной пирамиды, верхним основанием которой является площадь штампа, а боковые грани наклонены под углом к вертикали $\varphi = \arctg(1/2)$.

Исходя из принятого закона распространения напряжений, можно найти их величину для любой плоскости, параллельной площади контакта. На рисунке 1 показаны зоны распределения напряжений в сечениях, расположенных на некотором расстоянии от торца, отличающиеся конфигурацией в плане области потока напряжений.

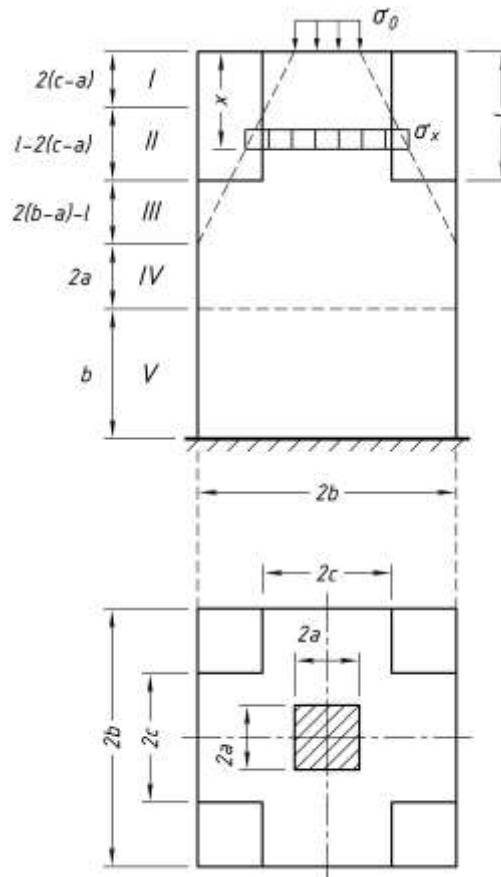


Рис. 1. Характер распределения напряжений в бетоне торцевой части

В таблице приведены зависимости для определения напряжений в бетоне для каждой из зон. Кроме того, в таблице приведены полученные прямым интегрированием (в предположении упругой работы бетона) зависимости для определения укорочений бетона в пределах каждой зоны.

Зависимости для определения напряжений в бетоне и укорочений бетона в пределах зон

Зона	Границы зоны	Зависимости для определения напряжений в бетоне	Зависимости для определения перемещения
I зона	$0 < x \leq 2(c-a)$	$\sigma_x = \frac{\sigma_0 4a^2}{(2a+x)^2}$	$\Delta_I = \frac{\sigma_0 2a}{E_c} \cdot \frac{c-a}{c}$
II зона	$2(c-a) \leq x \leq l$	$\sigma_x = \frac{\sigma_0 4a^2}{4c(2a+x-c)}$	$\Delta_{II} = \frac{\sigma_0 2a}{E_c} \cdot \frac{a}{2c} \cdot \ln \frac{2a+l-c}{c}$
III зона	$l \leq x \leq 2(b-a)$	$\sigma_x = \frac{\sigma_0 4a^2}{(2a+x)^2 - f^2}$	$\Delta_{III} = \frac{\sigma_0 2a}{E_c} \cdot \frac{a}{f} \cdot \ln \left(\frac{1 + \frac{b-a-0,5l}{c}}{1 + \frac{b-a-0,5l}{c+f}} \right)$
IV зона	$2(b-a) \leq x \leq 2b$	$\sigma_x = \frac{\sigma_0 4a^2}{4b^2 - f^2} \cdot \frac{2b-x}{2a}$	$\Delta_{IV} = \frac{\sigma_0 2a}{E_c} \cdot \ln \frac{b^2}{b^2 - a^2}$
V зона	$2b \leq x \leq 2b+l$	$\sigma_x = \frac{\sigma_0 4a^2}{4b^2}$	$\Delta_V = \frac{\sigma_0 2a}{E_c} \cdot \frac{al}{2b^2}$

Примечание. σ_0 – напряжения непосредственно под штампом; x – расстояние от торца до сечения, для которого определяется напряжение; $f = l - 2(c-a)$.

Приведенные выше формулы позволяют однозначно определить распределение напряжений в сечении и дают возможность определить осадку штампа по отношению к некоторой плоскости элемента, считающейся условно несмещаемой. В качестве такой плоскости для образцов, имеющих угловые подрезки, была принята плоскость, отстоящая на расстоянии $2b+l$ от торца, где $2b$ – наибольший размер нагруженного торца элемента; l – длина подрезки.

Для оценки корректности определения величин напряжений и величины контактной деформации по предлагаемой методике были проведены расчеты (с использованием метода конечных элементов) напряженно-деформированного состояния торцевого участка железобетонной конструкции при местном приложении нагрузки. Расчеты производились с использованием программного комплекса NASTRAN for Windows. Конечно-элементная модель торцевого участка колонны была создана из конечных элементов типа SOLID, содержащего 8 узлов. С учетом симметрии торцевого участка моделировалась его одна четвертая часть. Все узлы модели, расположенные в ее основании (плоскости XOZ), закреплены от смещения в вертикальном направлении вдоль оси Y ; расположенные на плоскости XOY узлы основания закреплены от смещения вдоль оси Z ; расположенные на плоскости YOZ – вдоль оси X . Вертикальный размер (высота) модели равен 600 мм; горизонтальные размеры (высота и ширина поперечного сечения) – 200 мм. Глубина и длина угловой подрезки соответственно 100 и 200 мм. По своим геометрическим размерам модель полностью соответствовала размерам опытных образцов, испытанных в исследованиях [16]. При расчете были приняты следующие значения характеристик бетона: модуль упругости бетона $E_c = 30000$ МПа; коэффициент Пуассона $\mu = 0,2$. Приложение нагрузки осуществлялось заданием по плоскости приложения жесткого штампа на пластину постоянного по его площади перемещения, равного 0,6 мм, что соответствует средней относительной деформации образца, равной 1 %.

При расчете кроме картин распределения вертикальных напряжений определялись величины реакций в связях по нижнему торцу модели и величина их равнодействующей. Сопоставление результатов расчетов перемещений штампа по предлагаемой методике с результатами расчетов конечно-элементных моделей показало их хорошую сходимость (отклонение не превышало 5 %). Это позволяет сделать вывод о том, что при разработке методики расчета были приняты обоснованные предпосылки и допущения.

С целью оценки напряженно-деформированного состояния стыка при сварочных напряжениях модель была трансформирована следующим образом (рис. 2).

Всем узлам модели, расположенным в ее основании (плоскости XOZ), была дана свобода перемещения в вертикальном направлении (вдоль оси Y). Все узлы, расположенные на верхней плоскости центрирующей прокладки и на торце выпусков арматуры, были закреплены от смещения в вертикальном направлении (вдоль оси Y). К стержню модели было приложено укорочение свободного от бетона участка

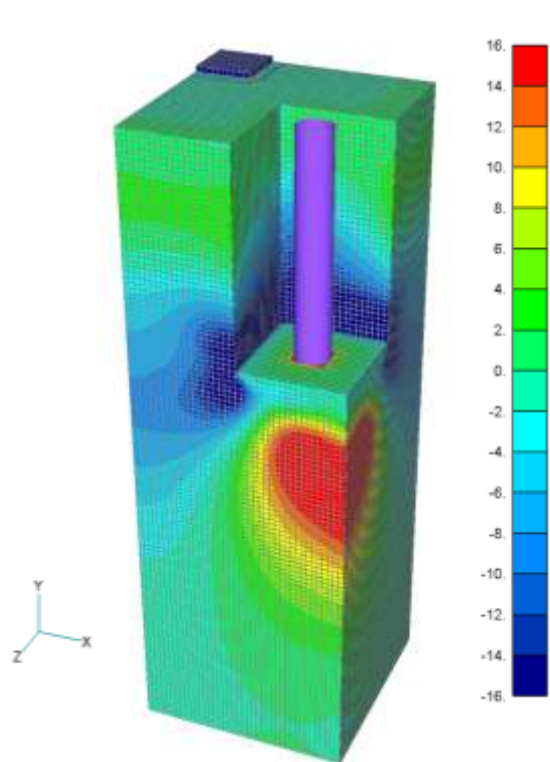


Рис. 2. Общий вид модели стыка в деформированном состоянии и характер распределения нормальных напряжений σ_y (МПа) при значении свободной усадки стержня, равном 1 мм

С учетом полученного при моделировании характера распределения напряжений границы расчетной модели стыка следует расположить на расстоянии от низа угловой подрезки, равном 3 диаметрам стержня.

Методика расчета напряженно-деформированного состояния стыка при наличии остаточных сварочных напряжений в стержнях и обжатия бетона под центрирующей прокладкой. Определение значений остаточных напряжений в стержнях и напряжений обжатия бетона под центрирующей прокладкой рекомендуется выполнять в следующей последовательности.

1. Прикладывая к центрирующей прокладке продольную силу N_c , вызывающую напряжения в ней σ_{c0} , определяют укорочение Δ_c на длине расчетной модели, равной длине боковой подрезки, увеличенной на 3 диаметра стержня. Определение укорочения выполняют путем численного интегрирования по длине расчетной модели значений относительных деформаций бетона. Для этого длину расчетной модели условно разбивают на отдельные участки, в пределах которых напряжения определяют по формулам (см. таблицу) для соответствующей зоны (I – III). Для повышения точности вычислений рекомендуется разбивку на слои выполнять исходя из заданного шага изменения напряжений. Удовлетворительная точность достигается при шаге изменения напряжений, составляющем 1 % от значения напряжений на торце элемента. Исходя из габаритов сжатой области бетона, для каждого слоя получают трансформированные диаграммы деформирования бетона, учитывающие влияние косвенного армирования поперечными сетками. По значениям напряжений, вычисленным для верхнего сечения каждого слоя, с использованием трансформированной для этого слоя диаграммы деформирования бетона определяют значения относительных деформаций. Затем выполняют численное интегрирование.

2. Прикладывая к торцу стержня продольное усилие $N_s = N_c$, вызывающее в стержне напряжения σ_s , определяют его удлинение Δ_s на длине расчетной модели, равной длине боковой подрезки, увеличенной на 3 диаметра стержня. При этом значения относительных деформаций в стержнях принимаются постоянными по всей расчетной длине модели.

3. Определяют суммарное перемещение $\Delta = \Delta_c + \Delta_s$.

4. Поэтапно увеличивая значения продольной силы N_c , выполняют расчеты по пунктам 1 – 3 и получают в результате зависимости « $N_c - \Delta$ », « $\sigma_c - \Delta$ », « $\sigma_s - \Delta$ », связывающие значения продольных сил, значений напряжений в бетоне под центрирующей прокладкой и напряжений в стержнях с суммарным перемещением.

выпуска, равное 1 мм, что соответствует его свободной усадке при равномерном по длине температурном перепаде 500 °С.

Напряженно-деформированное состояние модели (см. рис. 2) свидетельствует о том, что по мере удаления от стыка значения напряжений в бетоне и арматуре резко убывают. Поток сжимающих напряжений, создаваемых в центральной части торца давлением центрирующей прокладки на бетон, встречается с потоком растягивающих напряжений, создаваемых растянутой арматурой. Эти потоки пересекаются в сечении, расположенном ниже низа боковой подрезки на расстоянии от него, примерно равном глубине выреза. Далее характер напряжений в бетоне начинает выравниваться, и их значения стремятся к нулю. Напряжения в арматурном стержне также резко убывают и уже на расстоянии, равном 6 диаметрам арматуры от низа угловой подрезки, не превышают 5 % от напряжений, наблюдающихся в стержне в пределах ее свободной длины.

На основании интегрирования величин относительных деформаций по длине стержня было установлено, что суммарное укорочение стержня по длине ее заделки в бетон соответствует ее равномерному удлинению стержня на длине, составляющей примерно 3 диаметра стержня. Это значение коррелируется с полученным ранее экспериментальным путем в исследованиях [1], где расчетная длина, на которой гасится усадочная деформация сваренного стержня, принимается увеличенной на 4 диаметра стержня.

5. По своей природе перемещение Δ является результатом проявления свободной (нестесненной) усадки при остывании наплавленного металла).

6. Исходя из значений свободной (нестесненной) усадки при остывании наплавленного металла, определяемых из условий выполнения сварки, по зависимостям « $\sigma_s - \Delta$ », « $\sigma_c - \Delta$ » находят значения остаточных сварочных напряжений в стержнях и обжатия бетона под центрирующей прокладкой.

Заключение. Предложена методика расчета напряженно-деформированного состояния элементов стыка, учитывающая контактные деформации бетона под центрирующими стальными пластинами или бетонными выступами.

Контактная деформация бетона определяется с использованием трансформированных диаграмм деформирования бетона, учитывающих косвенное армирование бетона поперечными сетками и габариты сжатой зоны бетона.

Предложенная методика позволяет исходя из значений свободной (нестесненной) усадки при остывании наплавленного металла, назначаемых из условий выполнения сварки, определять значения остаточных сварочных напряжений в стержнях и обжатия бетона под центрирующей прокладкой.

Полученные по указанной методике значения напряжений могут быть в дальнейшем учтены при оценке напряженно-деформированного состояния стыка в эксплуатационной стадии.

ЛИТЕРАТУРА

1. Писицын, М.Е. Реактивные напряжения в арматуре от сварки ее в монолитных узлах ванным способом / М.Е. Писицын // Транспортное строительство. – 1962. – № 2. – С. 43 – 46.
2. Михайлов, О.В. Остаточные сварочные напряжения в стыках колонн и пути их снижения / О.В. Михайлов, Э.Г. Газиев // Энергетическое строительство. – 1965. – № 5. – С. 14 – 19.
3. Кириллов, А.П. Сварочные напряжения в стыках сборных железобетонных конструкций / А.П. Кириллов. – М.: Информэнерго, 1970. – 72 с.
4. Михайлов, О.В. Влияние остаточных сварочных напряжений от монтажной сварки на обжатие в стыке сборных колонн / О.В. Михайлов, М.П. Жеребцов, А.Г. Зеленский // Промышленное строительство. – 1965. – № 5. – С. 25 – 30.
5. Михайлов, О.В. Особенности работы бетона в стыках колонн на внецентренное сжатие (случай 2) при наличии остаточных сварочных напряжений / О.В. Михайлов // Бетон и железобетон. – 1968. – № 5. – С. 25 – 28.
6. Матков, Н.Г. Исследование напряженно-деформированного состояния стыков колонн в монтажной стадии / Н.Г. Матков // Тр. Науч.-исслед. ин-та бетона и железобетона. – М., 1978. – Вып. 27. Совершенствование железобетонных конструкций. – С. 144 – 164.
7. Писицын, М.Е. Расчет реактивных напряжений в арматуре от сварки ванным способом / М.Е. Писицын // Транспортное строительство. – 1963. – № 2. – С. 45 – 48.
8. Степанов, В.И. Остаточные напряжения в монтажных узлах сборных железобетонных конструкций / В.И. Степанов // Энергетическое строительство. – 1974. – № 9. – С. 66 – 70.
9. Менщикова, Т.И. Напряжения и деформации в стыках сборных железобетонных колонн после сварки арматурных выпусков: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 01.02.03 / Т.И. Менщикова; ППИ. – Пермь, 1974. – 18 с.
10. Матков, Н.Г. Обжатие бетона и арматурных сердечников в стыках колонн за счет возникновения реактивных напряжений при сварке выпусков арматуры / Н.Г. Матков. – М., 1982. – 32 с.
11. Тур, В.В. Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций / В.В. Тур, Н.А. Рак. – Брест, 2003. – 252 с.
12. Рак, Н.А. О расчете контактных деформаций бетонных элементов при местном сжатии / Н.А. Рак // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. В. Прикладные науки. – 2006. – № 3. – С. 19 – 26.
13. Рак, Н.А. Методика расчета контактных деформаций бетонных элементов при местном сжатии на основе трансформированных диаграмм деформирования бетона / Н.А. Рак // Строительная наука и техника. – 2006. – № 3(6). – С. 53 – 57.
14. Рак, Н.А. Расчет прочности стыков железобетонных колонн многоэтажных зданий при местном сжатии / Н.А. Рак // Строительная наука и техника. – 2007. – № 3(12). – С. 54 – 59.
15. Рак, Н.А. О расчете прочности железобетонных элементов с косвенным армированием при местном сжатии / Н.А. Рак // Вестн. БГТУ. Строительство и архитектура. – 2007. – № 1(43). – С. 33 – 39.
16. Мирмуминов, М.М. Соппротивление местному сжатию торцов железобетонных колонн, армированных сетками: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / М.М. Мирмуминов; НИИЖБ. – М., 1977. – 20 с.

Поступила 29.05.2007