

## МЕТОДИКА РАСЧЕТА УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ КОЛОНН С ФУНДАМЕНТАМИ ПРИ РЕГУЛИРУЕМОЙ ИЗГИБНОЙ ЖЕСТКОСТИ

### ВВЕДЕНИЕ

В последнее время все большее внимание при проектировании железобетонных конструкций зданий стало уделяться учету фактических условий их взаимодействия в узлах сопряжения, в том числе в узлах сопряжения колонн с фундаментами. Для обоснованного учета фактических условий взаимодействия конструкций в этих узлах необходимо разработать методику расчета, основанную на результатах экспериментальных исследований опытных образцов узлов сопряжения. При этом в связи со сложностью моделирования работы узлов сопряжения экспериментальные исследования должны проводиться на образцах натурной величины при схемах приложения нагрузки, максимально приближенных к действующим в реальных зданиях и сооружениях.

Начиная с 1980-х гг. на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» и Отраслевой научно-исследовательской лаборатории строительных конструкций Белорусского национального технического университета автором и под его руководством проведен комплекс экспериментальных и теоретических исследований различных типов узлов сопряжения колонн с фундаментами [1-8].

В 1985-1988 гг. были проведены экспериментальные исследования узла сопряжения колонн с фундаментами, конструкция которого разработана для применения в зданиях с элементами жесткости и позволяет регулировать его изгибную жесткость [8].

В указанном узле колонна при монтаже опирается на подколонтник фундамента через слой мелкозернистого бетона и объединяется с подколонтником путем сварки 4 арматурных выпусков подколонтника с боковыми закладными деталями колонн (рис.1а). В стадии монтажа конструкций здания узел сопряжения обеспечивает восприятие монтажных нагрузок. После завершения монтажа конструкций здания арматурные выпуски (все или часть) перерезаются (рис.1б), что обеспечивает повышенную податливость узла сопряжения в стадии эксплуатации здания, позволяет уменьшить горизонтальное усилие, воспринимаемое колонной, а соответственно уменьшить ее расчетное армирование. Поскольку при монтаже и в стадии эксплуатации узел сопряжения имеет различную схему передачи усилия, то, следовательно, будут существенно отличаться изгибные жесткости узла и диаграммы его деформирования. Таким образом, можно говорить о рассматриваемой конструкции узла как об узле сопряжения с регулируемой изгибной жесткостью.

### МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

Для изучения работы поведения этого узла сопряжения были проведены испытания 12 опытных образцов узлов сопряжения. При испытании изучались напряженно деформированного состояния элементов узла в монтажном и эксплуатационном состояниях, закономерности изменения параметров напряженно-деформированного состояния с ростом нагрузки, возможные схемы разрушения узлов, влияние диаметров арматурных выпусков на несущую способность узлов и т.д. Исследования производились на опытных образцах, собираемых из двух фрагментов железобетонных колонн (сечением 300х300 мм и

длиной 1900 мм каждый) и располагаемого между ними подколонтника (сечением 500х500 мм и длиной 1200 мм). Таким образом, испытываемый опытный образец включал два одинаковых узла сопряжения. Колонны армированы сварными пространственными каркасами (продольная арматура 4 Ø16 А-III, поперечная Ø6 А-I с шагом 300 мм).

На боковых плоскостях фрагментов колонн около их внутренних торцов, примыкающих к подколонтнику, установлены боковые закладные изделия, каждое из которых представляет собой стальную пластину размерами 100х150 мм толщиной 8 мм с приваренными к ней нормальным анкером (Ø10 А-III) и двумя наклонными анкерами (Ø12 А-III). На наружных торцах фрагментов колонн установлены закладные изделия для обеспечения надежного восприятия нагрузок от домкратов, создающих продольную силу в опытном образце.

Подколонтник армирован сварным пространственным каркасом (продольная арматура 4 Ø16 А-III и поперечная Ø6 А-I с шагом 150 мм). На каждом из торцов подколонтника имеются по четыре арматурных выпуска (Ø14 А-III или Ø20 А-III) длиной 600 мм, выступающих из бетона на 170 мм. Расстояния между осями стержней принято равным 320 мм в плоскости действия изгибающего момента и 200 мм в плоскости, перпендикулярной к ней.

При сборке опытных образцов узлов между внутренними торцами фрагментов колонн и наружными торцами подколонтника устраивался шов со средней толщиной 20 мм из мелкозернистого бетона.

Для проведения испытаний узла сопряжения в монтажном состоянии наружные концы выпусков арматуры приваривались к пластинам боковых закладных деталей двусторонним швом длиной 100 мм таким образом, чтобы свободный от сварных швов участок стержня, расположенный между торцом подколонтника и швом, имел длину не менее 50 мм.

Для проведения испытаний узла сопряжения в эксплуатационном состоянии выпуски арматуры и пластины боковых закладных деталей не сваривались.

Кубиковая прочность бетона колонн и подколонтников в момент испытания образцов составила 30 МПа, прочность призм – 22,0 МПа, а начальный модуль упругости бетона – 26200 МПа. Кубиковая прочность мелкозернистого бетона (по кубам размерами 100х100х100 мм) — 19 МПа.

Испытания опытных образцов производились после твердения мелкозернистого бетона шва по схеме продольно - поперечного изгиба на специальном стенде. При испытании опытный образец располагался между двумя упорами. Продольная нагрузка на образец прикладывалась к наружному торцу одной из колонн с помощью гидравлического домкрата грузоподъемностью 1000 кН, а поперечная нагрузка — к середине подколонтника с помощью гидравлического домкрата грузоподъемностью 100 кН или 250 кН.

Первоначально опытные образцы нагружались поэтапно продольной нагрузкой, а затем к ним поэтапно до разрушения прикладывалась поперечная нагрузка при постоянном уровне продольной (только в образцах ФС-1 и ФС-2 на последних стадиях нагружения поперечной величина продольной нагрузки несколько возрастала).

*Рак Николай Александрович, к.т.н., доцент каф. железобетонных и каменных конструкций Белорусского национального технического университета.*

*Беларусь, БНТУ, 220027, г. Минск, пр. Ф. Скорины, 65.*

*Строительство и архитектура*

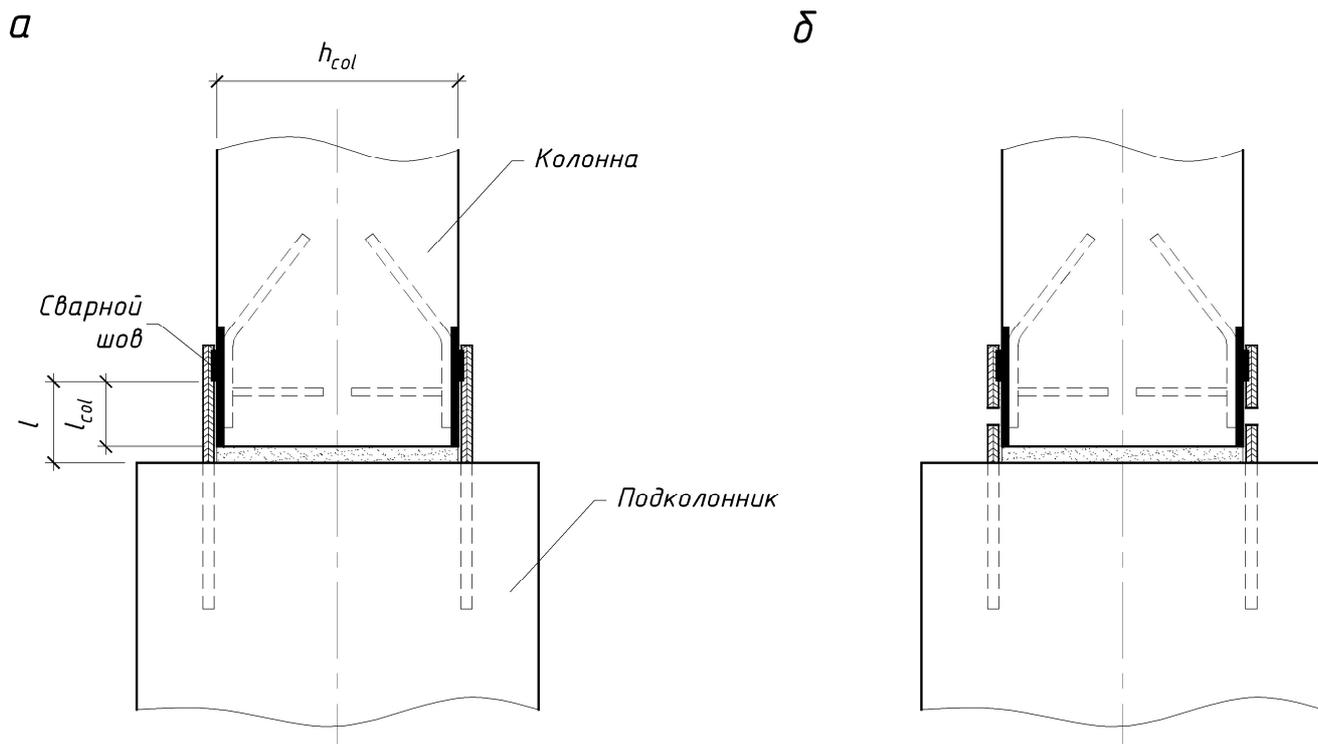


Рис.1. Узел сопряжения колонны с подколонником фундамента в монтажном (а) и эксплуатационном (б) состояниях

Всего было испытано 6 опытных образцов, включающих в себя 12 узлов сопряжения колонны с подколонником фундамента. Более подробные сведения о конструкции опытных образцов, свойствах материалов и контролируемых при испытании параметрах напряженно-деформированного состояния приведены в [8].

### ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ

При приложении к образцам, испытываемым в монтажном состоянии, продольной силы  $N$  торцевая грань колонны поступательно, т.е. практически без поворота перемещалась относительно торцевой грани подколонника. Однако характер изменения по величине деформаций арматурных выпусков свидетельствует о некоторой неравномерности распределения усилий между ними. Доля продольного усилия, воспринимаемого выпусками, составила всего 5-20 % т.е. основная часть нагрузки передавалась через растворный шов. По величине усилия в растворном шве были определены напряжения в мелкозернистом бетоне шва. Затем для каждого узла сопряжения (путем деления величины средней продольной деформации шва на величину напряжения в нем) были определены величина коэффициента  $\lambda_c$  податливости растворного шва при сжатии (в  $\text{мм}^3/\text{Н}$ ).

Полученные экспериментально величины коэффициента податливости растворного шва при сжатии (таблица 1) составляют при монтажном состоянии 0,016...0,026  $\text{мм}^3/\text{Н}$ , а при эксплуатационной состоянии — 0,029...0,053  $\text{мм}^3/\text{Н}$ , т.е. выше в 1,5..2 раза.

Экспериментальные величины даже для образцов, испытанных в монтажном состоянии, значительно (в 3..5 раз) выше величин коэффициентов, определенных согласно рекомендациям пособия [9], а также выше в 8...15 раз величин коэффициентов податливости, определенных по методике исследований [10].

Полученные при испытании величины продольных деформаций растворных швов в 16...36 раз превышают величину собственных продольных деформаций мелкозернистого

бетона (при том же уровне напряжений). Следует отметить, что в исследованиях деформативности сжатой зоны шва замоноличивания между торцами плит покрытия [11] были также получены аналогичные данные, когда относительные деформации растворного шва в 30...50 раз превышают относительные деформации примыкающих сборных элементов.

Столь высокая деформативность растворного шва объясняется наличием структурных микротрещин по границе бетона сборных элементов замоноличивания. Появление микротрещин обусловлено процессами, происходящими при твердении бетона замоноличивания, в том числе усадкой. Более низкие экспериментальные величины коэффициента податливости растворного шва в монтажном состоянии по сравнению с таковыми в эксплуатационном состоянии можно объяснить дополнительным обжатием контактных слоев бетона замоноличивания при остывании арматурных выпусков после окончания сварки.

При последующем приложении к опытным образцам поперечной нагрузки  $P$  в узлах сопряжения происходил поворот торцов колонн относительно торца подколонника. Характер зависимости величины угла поворота от величины изгибающего момента  $M$  оказался нелинейным (рис.2). При этом интенсивность роста угла поворота по мере увеличения изгибающего момента для образцов, испытываемых в монтажном состоянии (рис.2а), значительно меньше, чем у образцов, испытываемых в эксплуатационном состоянии (рис.2б).

По характеру зависимости величины угла поворота от величины изгибающего момента испытанные узлы сопряжения как в монтажном так и в эксплуатационном состоянии можно отнести к узлам с переменной жесткостью (semi-rigid connection по международной классификации).

По мере увеличения величины поперечной нагрузки опытные образцы узлов сопряжения достигали предельного состояния по прочности (таблица 2).

Образцы, испытываемые в эксплуатационном состоянии, разрушались в результате раздробления бетона торца колонны, находящегося в сжатой зоне узла. Как показали испытания, вид разрушения образцов узлов сопряжения, испытываемых

Таблица 1. Основные результаты испытаний опытных образцов при приложении продольной силы

Марка стыка	Состояние узла	Диаметр выпусков	N, кН	$\lambda_c$ , мм <sup>3</sup> /Н
ФС-1-1	Монтажное	4 Ø20 А-III	600	0,020
ФС-1-2				0,016
ФС-2-1	Эксплуатационное	Нет	300	0,036
ФС-2-2				0,029
ФС-2-1	Эксплуатационное	Нет	600	0,038
ФС-2-2				0,034
ФС-3-1	Монтажное	4 Ø14 А-III	300	0,026
ФС-3-2				0,030
ФС-4-1	Монтажная	4 Ø14 А-III	300	0,019
ФС-4-2				0,021
ФС-5-1	Монтажная	4 Ø14 А-III	300	0,017
ФС-5-2				0,026
ФС-6-1	Эксплуатационное	Нет	300	0,053
ФС-6-2				Не измерялись

Таблица 2. Результаты испытаний опытных образцов узлов при приложении поперечной силы

Марка стыка	Параметры нагрузки в стадии разрушения			Вид разрушения
	N, кН	P, кН	M, кНм	
ФС-1-1	50	99,4	94,0	По основному сечению колонны
ФС-1-2				
ФС-2-1	500	64,5	61,3	По сжатию бетону торца колонны
ФС-2-2				
ФС-3-1	300	82,0	77,9	Разрыв растянутых арматурных выпусков
ФС-3-2				
ФС-4-1	300	76,2	72,4	Разрыв растянутых арматурных выпусков
ФС-4-2				
ФС-5-1	300	75,0	71,2	Разрыв растянутых арматурных выпусков
ФС-5-2				
ФС-6-1	300	37,5	35,6	По сжатию бетону торца колонны

мых в монтажном состоянии, зависит от соотношения несущей способности узла по его контактному сечению и несущей способности основного сечения колонны. При сечении арматурных выпусков 4 Ø20 А-III разрушение произошло по основному сечению колонны, а при сечении арматурных выпусков 4 Ø14 А-III разрушение происходило вследствие разрыва арматурных выпусков, расположенных в растянутой зоне узла сопряжения. Таким образом, подбирая соответствующим образом армирование колонны и сечение арматурных выпусков подколоники, можно регулировать жесткость узла сопряжения и характер его разрушения.

#### МЕТОДИКА РАСЧЕТА УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ

Анализ полученных экспериментальных данных позволил разработать методику расчета прочности и деформаций исследованного узла сопряжения колонны с фундаментом в различных его состояниях.

При разработке методики расчета узла приняты следующие предпосылки и допущения:

1. При расчете учитывается зона узла сопряжения длиной  $l$ , ограниченная снизу плоскостью торца подколоники, а сверху — условной плоскостью, проходящей через начала сварных швов, соединяющих арматурные выпуски подколоники с закладной деталью колонны (рис.1).
2. Продольная деформация узла сопряжения в пределах площади колонны рассматривается как сумма продольных деформаций бетона колонны и растворного шва между колонной и подколоники. При этом учитывается деформация бетона на участке колонны длиной  $l_2$  от ее торца до верхней условной плоскости узла (рис.1).

3. Связь между раствором шва и бетонами сопрягаемых в узле элементов (колонны и подколоники) является односторонней, т.е. может работать только на сжатие. Это условно учитывается тем, что прочность приведенного бетона на растяжение принимается равной нулю.
4. Выпуски подколоники рассматриваются как внешнее армирование колонны, не имеющее сцепления с бетоном колонны по всей длине учитываемой зоны узла сопряжения.
5. Продольная деформация узла сопряжения за пределами площади колонны рассматривается как сумма продольных деформаций арматурных выпусков по длине  $l$  и деформаций сдвига закладного изделия колонны.
6. Нижняя и верхняя плоскости узла сопряжения остаются плоскими при всех видах перемещения (осадке и повороте), т.е. принимается гипотеза плоских сечений.
7. Обобщенной характеристикой свойств приведенного бетона узла сопряжения является диаграмма его деформирования при сжатии, связывающая напряжения в бетоне  $\sigma_c$  с трансформированными относительными деформациями  $\epsilon_c$ .
8. Обобщенной характеристикой свойств приведенной арматуры является диаграмма ее деформирования при сжатии и растяжении, связывающая напряжения в арматуре  $\sigma_s$  с трансформированными относительными деформациями  $\epsilon_s$ .
9. Принимается, что в пределах учитываемой в расчете зоны узла сопряжения изгибающий момент остается постоянным. Расчетная модель включает уравнения равновесия внутренних и внешних сил в нормальном сечении.

По предлагаемой расчетной модели можно выполнять расчет деформаций рассматриваемых узлов сопряжения на всех стадиях их деформирования как при полной так и при переменной площади контакта.

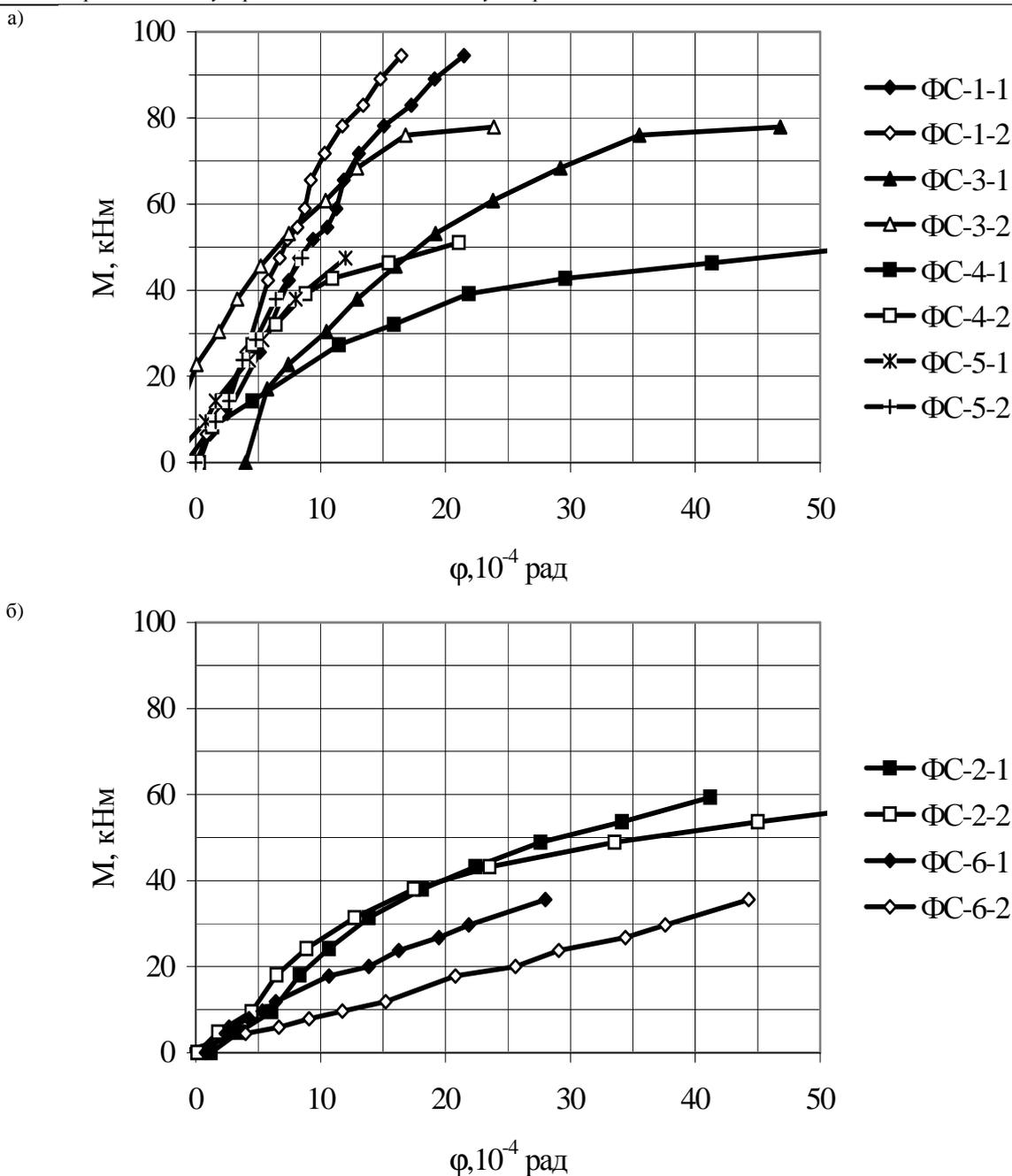


Рис. 2. Зависимость угла поворота узла сопряжения от изгибающего момента в монтажном (а) и эксплуатационном (б) состояниях.

Применение предлагаемой модели предполагает, что при переходе от напряжений в растворном шве к обобщенным усилиям (внутренним моментам и нормальной силе) необходимо выполнять процедуру численного интегрирования по высоте и ширине контактного сечения. Для этого оно условно делится на отдельные малые участки (как правило, прямоугольной формы), в пределах которых напряжения в материале прокладки принимаются постоянными по величине и равными напряжениям на уровне центра тяжести участка. При расчете принято, что напряжения в приведенном бетоне узла  $\sigma_{ci}$  равномерно распределены по элементарной площадке площадью  $A_{ci}$ .

Независимо от схемы приложения внешних сил записывают три условия равновесия, причем в качестве моментных осей принимают произвольно выбранные координатные оси.

Условия равновесия внешних и внутренних сил в однообразной форме на любом уровне загрузки записываются в виде:

$$N_z = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot A_{mi} + \sum_{j=1}^k \sigma_{sj} \cdot A_{sj};$$

$$M_x = -\sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot A_{mi} \cdot x_i - \sum_{j=1}^k \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot x_j$$

$$M_y = -\sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot A_{mi} \cdot y_i - \sum_{j=1}^k \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot y_j$$

Учитывая, что

$$\sigma_{ci} = E'_{ci} \cdot \epsilon_{ci}, \quad \sigma_{sj} = E'_{sj} \cdot \epsilon_{sj} \quad (1)$$

$$\epsilon_{ci} = \epsilon_0 - k_x \cdot x_i - k_y \cdot y_i, \quad \epsilon_{sj} = \epsilon_0 - k_x \cdot x_j - k_y \cdot y_j, \quad (2)$$

в матричной форме условия равновесия могут быть записаны:

$$\begin{Bmatrix} N_z \\ M_x \\ M_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{11} & R_{12} & R_{13} \\ R_{21} & R_{22} & R_{23} \\ R_{31} & R_{32} & R_{33} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ k_x \\ k_y \end{Bmatrix}, \quad (3)$$

где слева вектор-столбец внешних сил, а справа — матрица жесткости и вектор-столбец деформаций, а  $k_x, k_y$  — кривизны оси узла сопряжения в плоскостях, совпадающих с осями  $X$  и  $Y$ .

В формулах (1)  $E'_{ci}$  — секущий модуль продольных деформаций приведенного бетона узла сопряжения, определяемый по формуле

$$E'_{ci} = \frac{\sigma_{ci}(\varepsilon_{ci})}{\varepsilon_{ci}} = \frac{l}{\lambda_c + \frac{l_{col}}{E'_{col,i}}}, \quad (4)$$

и  $E'_{sj}$  — секущий модуль продольных деформаций приведенной арматуры узла сопряжения, определяемый по формуле

$$E'_{sj} = \frac{\sigma_{sj}(\varepsilon_{sj})}{\varepsilon_{sj}} = \frac{l}{\frac{\lambda_{sl} \cdot A_{anj}}{l} + \frac{1}{E'_{anj}}}. \quad (5)$$

В формулах (4) и (5)  $\lambda_c$  — коэффициент продольной податливости растворного шва в мм<sup>3</sup>/Н;  $l_{col}$  — длина учитываемого в расчете участка колонны;  $E'_{col}$  — секущий модуль деформаций бетона колонны,  $\lambda_{sl}$  — коэффициент сдвиговой податливости закладного изделия в мм<sup>3</sup>/Н;  $A_{anj}$  — площадь сечения выпуска арматуры подколонника;  $l$  — длина учитываемой в расчете зоны узла сопряжения;  $E'_{anj}$  — секущий модуль деформаций арматуры выпусков подколонника.

Величина коэффициента сдвиговой податливости закладного изделия колонны изучалась в работе [12] и может быть рассчитана согласно методике инструкции [13].

Элементы матрицы жесткости рекомендуется рассматривать как некоторые переменные жесткостные характеристики условного расчетного сечения узла сопряжения:

$$\begin{aligned} R_{11} &= \sum_{i=1}^n E'_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^k E'_{sj} A_{sj}; \\ R_{13} = R_{31} &= -\sum_{i=1}^n E'_{ci} A_{ci} y_i - \sum_{j=1}^k E'_{sj} A_{sj} y_j; \\ R_{23} = R_{32} &= \sum_{i=1}^n E'_{ci} A_{ci} x_i y_i + \sum_{j=1}^k E'_{sj} A_{sj} x_j y_j; \\ R_{12} = R_{21} &= -\sum_{i=1}^n E'_{ci} A_{ci} x_i - \sum_{j=1}^k E'_{sj} A_{sj} x_j; \\ R_{22} &= \sum_{i=1}^n E'_{ci} A_{ci} x_i^2 + \sum_{j=1}^k E'_{sj} A_{sj} x_j^2; \\ R_{33} &= \sum_{i=1}^n E'_{ci} A_{ci} y_i^2 + \sum_{j=1}^k E'_{sj} A_{sj} y_j^2. \end{aligned} \quad (6)$$

Если узел сопряжения находится в работоспособном состоянии, то заданным внешним силам и принятым размерам соответствует некоторый вполне определенный вектор деформаций  $\varepsilon_z, k_x, k_y$ . В противном случае, заданные внешние силы вызывают неограниченный рост деформаций  $\varepsilon_z, k_x, k_y$ .

Систему (3) при заданных внешних силах и принятых размерах сечения относительно вектора деформаций решают итерационным способом по следующему алгоритму:

- по формулам (6) вычисляют элементы матрицы жесткости для принимая  $E'_{ci} = E'_{c,med}$ , где  $E'_{c,med}$  — секущий модуль деформаций при величине напряжений, соответствующей равномерному распределению нормальной силы по контактной площади узла сопряжения;
- решают систему уравнений (3) с постоянными коэффициентами, относительно  $\varepsilon_z, k_x, k_y$ ;
- определяют продольные деформации приведенного бетона для центров элементарных участков  $A_{ci}$ , пользуясь зависимостями (2);
- по аналитическим зависимостям (4) и (5), описывающим диаграммы деформирования, устанавливают значения секущих модулей деформации приведенного бетона  $E'_{ci}$  и приведенной арматуры  $E'_{sj}$ ;
- по формулам (6) уточняют элементы матрицы жесткости;
- повторяют решение со второго пункта.

Итерационный процесс считают законченным, если относительное средне квадратичное приращение элементов вектора деформаций на двух смежных итерациях удовлетворяет условию:

$$\sqrt{\frac{1}{3} \left[ \left( \frac{\varepsilon_{z,i} - \varepsilon_{z,i+1}}{\varepsilon_{z,i} + \varepsilon_{z,i+1}} \right)^2 + \left( \frac{k_{x,i} - k_{x,i+1}}{k_{x,i} + k_{x,i+1}} \right)^2 + \left( \frac{k_{y,i} - k_{y,i+1}}{k_{y,i} + k_{y,i+1}} \right)^2 \right]} \leq \Delta,$$

где  $\Delta$  — критерий сходимости, который допускается принимать  $\Delta = 0.001$ .

По окончании итерационного процесса, умножая элементы найденного вектора деформаций на длину зоны сопряжения, получаем величины вертикальной осадки узла в выбранном центре координат и угловые деформации узла в направлении соответствующих осей.

При расчете узлов сопряжения в эксплуатационной стадии.

При расчете величина коэффициента  $\lambda_c$  продольной податливости растворного шва была принята равной 0,022 мм<sup>3</sup>/Н и 0,039 мм<sup>3</sup>/Н соответственно для монтажной и эксплуатационной стадии, а величина коэффициент  $\lambda_{sl}$  сдвиговой податливости закладного изделия была принята равной  $2,2 \cdot 10^{-6}$  мм/Н.

Сопоставление рассчитанных по приведенной выше методике деформаций узлов сопряжения с опытными величинами показало, что среднее по 11 образцам отношение расчетных величин к опытному составило 1,058 при коэффициенте вариации 0,168. Это позволяет рекомендовать применение приведенной методики в практике проектирования колонн с податливыми узлами для связевых каркасов зданий.

#### СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Рак Н.А., Садовский Ю.И., Нановский И.Н. Методика испытаний податливых узлов сопряжения колонн с фундаментами глубокого заложения // Экспериментальные исследования инженерных сооружений: Тезисы докладов VI Всесоюзной конференции. — Новополоцк, 1986.— С.276–277.
2. Аль-Шари Хешам Ахмед Напряженно-деформированное состояние узла сопряжения центрифугированных колонн кольцевого сечения с фундаментом стаканного типа: Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. — Минск, 1993. — 143 с.
3. Рак Н.А. Деформативность узла сопряжения железобетонных колонн со стаканными фундаментами // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь.— Гомель: БелГУТ, 1998.— С.139–143.

4. Рак Н.А. Влияние деформативности узла сопряжения колонны с фундаментом стаканного типа на напряженно-деформированное состояние рам каркасных зданий // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2001. – № 1(7) – С.99-105.
5. Рак Н.А. Деформационная модель расчета стыка железобетонной колонны с фундаментом стаканного типа // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2002. – № 1(13) – С.58-64.
6. Рак Н.А., Садовский Ю.И. Исследования деформативности податливых стыков колонн с подколонником фундамента глубокого заложения с использованием полимерных материалов // Вестник БГПА. – 2002. – № 2 – С.9-15.
7. Рак Н.А., Садовский Ю.И. Диаграммы деформирования стальных стыков железобетонных колонн с фундаментами при различных материалах заполнения // Вестник БНТУ. – 2003. – № 1 – С.3-6
8. Рак Н.А. Узлы сопряжения колонн с фундаментами при регулируемой изгибной жесткости // Будаўніцтва. Строительство. Construction. — 2003. — № 1-2 — С.300-307.
9. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып.3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85) / ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.
10. Халил Мустафа Халил Альматальга. Контактные деформации в стыках сборно-монолитных конструкций: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / КИСИ. – Киев, 1991. – 15 с.
11. Жукьян А.П. Экспериментальные исследования прочности и деформативности бетона сжатой зоны шва // Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2003. – № 1(19) – С.45-48.
12. Провести научно-исследовательские работы по изучению влияния деформативности диска покрытия и узлов сопряжения на работу каркасов одноэтажных производственных зданий и разработать методику учета деформативности при расчете: Отчет о НИР (заключит.) / НИИЖБ и Белорус. политехн. ин-т; Рук. Т.М. Пецольд; № ГР 81086516; Инв. № 02820063501; Тема 24-Н-1-1-82. – М.–Минск, 1982. – 283 с.
13. ВСН 32-77 Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий / Госгражданстрой при Госстрое СССР. – М.: Стройиздат, 1978. – 176 с.

УДК 624.012.35

**Рак Н.А.**

## СТРУКТУРНО-МЕХАНИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ БЕТОНА. 1. ПРОГНОЗИРОВАНИЕ МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИЙ БЕТОНА

### ВВЕДЕНИЕ

Наиболее перспективным направлением совершенствования теории прочности и деформативности бетона является структурный подход [1,2,3 и др.]. Разработанные математические модели, учитывающие структурно-механические показатели бетона и его компонентов, удовлетворительно моделируют деформативные свойства бетона для многих частных случаев. Вместе с тем, ни одна из предложенных моделей не обеспечивает надежного описания функции « $\sigma_c - \epsilon_c$ » для бетона в реальном диапазоне его прочностных и деформативных свойств.

С целью дальнейшего совершенствования структурных моделей прочности и деформативности бетона в [4] предложено дополнительно учитывать концентрацию напряжений в структурных элементах, свойства контактной зоны и сложное напряженное состояние отдельных элементов бетона. Соответствующая структурно-механическая модель представлена в виде двух параллельно сочлененных блоков. В первый блок входят заполнитель и часть цементного камня, расположенного в зоне контакта зерен заполнителя. Элементы блока находятся в трехосном напряженном состоянии. Второй блок представляет собой свободно деформируемый цементный камень, находящийся в межзерновом пространстве крупного и мелкого заполнителей.

Исходя из предложенной модели, получена математическая модель модуля деформаций бетона при любом уровне напряжений в пределах  $\sigma_c / f_c \leq 1$  в следующем виде

$$E_c = \frac{1}{\frac{m_{agr}}{E_{agr}'} + \frac{m_{cp}}{E_{cp}' \cdot m_I}} m_I + E_{cp}' \cdot m_{II}, \quad (1)$$

в которой  $m_I, m_{II}$  — объемные содержания первого и второго блоков;  $m_{agr}, m_{cp}$  — объемные концентрации заполни-

теля в бетоне и цементного камня в первом блоке;  $E_{agr}', E_{cp}'$  — модули деформаций заполнителя и цементного камня в первом блоке, соответствующие уровню напряжений и учитывающие их сложное напряженное состояние.

Несмотря на внешнюю привлекательность предложенной модели (1) и удовлетворительную сходимости расчетных значений модуля упругости бетона с некоторыми экспериментальными данными, она не в полной мере описывает поведение бетона в области  $\sigma_c / f_c \leq 1$ . Это обусловлено, прежде всего, недостаточно обоснованными значениями ряда коэффициентов, принятых при определении объемных концентраций элементов в блоках I и II, а также при определении функций распределения контактных напряжений в элементах блока I.

Решение задачи разработки аналитического метода, позволяющего находить параметры нелинейной диаграммы деформирования бетона как структурно неоднородного материала, наиболее рационально выполнять поэтапно [5, 6]. На первом этапе на основе расчета упругих конечно-элементных моделей структуры бетона изучить напряженно-деформированное состояние бетона при изменении в широком диапазоне параметров структуры. На втором этапе на основе анализа результатов расчетов конечно-элементных моделей разработать структурно-механическую модель бетона, которая позволяла бы с требуемой точностью описать его напряженно-деформированное состояние в стадии упругой работы составляющих бетона. На третьем этапе с использованием разработанной структурно-механической модели бетона рассчитать диаграмму его деформирования путем учета диаграмм деформирования элементов его структуры.

### АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ БЕТОНА

Конечно-элементная модель была принята в виде «правильной шестигранной призмы», в которой ряды равновеликих шаров заполнителя расположены с постоянным шагом в направлении действия усилий сжатия (рис. 1, а).