

УДК 624.078.412

Соколов Б.С. – доктор технических наук, профессор

E-mail: zips03@mail.ru

Лизунова Н.С. – ассистент

E-mail: Lis258.86@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420023, Россия, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1

Экспериментально-теоретическая методика оценки сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн

Аннотация

Штепсельные стыки, в последнее время получившие широкое применение, относятся к бессварным. Как и все типы стыков железобетонных конструкций, они обладают определенной податливостью, что отражается на работе каркасов зданий, приводит к перераспределению усилий между его элементами. Анализ нормативной и научной литературы показал отсутствие расчетных выражений сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн, не учет которой, в свою очередь, может привести к аварийным ситуациям. Многофакторное компьютерное моделирование и экспериментальные исследования штепсельных стыков железобетонных колонн позволили получить диаграммы их деформирования. Диаграммы деформирования легли в основу разработанной экспериментально-теоретической оценки сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн, позволяющей определять податливость на всех стадиях работы стыка вплоть до разрушения.

Ключевые слова: сдвиговая податливость, штепсельный стык, экспериментальные исследования, соединение колонн, диаграммы деформирования, механизм разрушения, линейные перемещения, раствор омоноличивания.

Для соединения колонн зданий и сооружений используется «штепсельный» (вилочный) стык (рис. 1), относящийся к бессварным стыкам, который состоит из цилиндрических полостей (а) в торце вышележащих колонн и выпусков рабочей арматуры (б) из торцов нижележащих колонн. Заделка стыка происходит за счет введения и последовательного твердения раствора, заливаемого в отверстия (в) и горизонтальные швы (г) между торцами колонн. Выбор монтажного раствора для замоноличивания стыка является одним из важных факторов. Изучены материалы, применяемые для заполнения полости штепсельного стыка. В качестве монтажных составов используют цементно-песчаные растворы и полимеррастворы. Предпочтительнее использовать полимеррастворы. Натурные обследования показали, что отсутствуют технология производства работ и акты на их выполнение. Все вышеперечисленное потребовало проведения экспериментальных исследований в двух направлениях:

– исследование штепсельных стыков, в которых для замоноличивания используется цементно-песчаный раствор;

– исследование штепсельных стыков, в которых для замоноличивания используется полимерраствор на основе эпоксидной смолы.

Составы растворов приняты по рекомендациям НИИЖБ [1]:

– цементно-песчаный раствор: цемент-песок-вода = 1:3:0,45 с добавлением 0,8 % С-3 (суперпластификатор), марка цемента не ниже М400;

– полимерраствор на основе эпоксидной смолы: эпоксидная смола ЭД-20 – 100 масс. ч., отвердитель полиэтиленполиамин – 12-17 масс. ч., дибутилфталат – 30-50 масс. ч., наполнитель кварцевый песок – 60-70 масс. ч.

Характеристики опытных образцов выбраны исходя из максимального возможного геометрического и физического подобия натурным колоннам:

– поперечное сечение 300x300 мм;

– высота 1200 мм;

- диаметр продольной арматуры $\varnothing 18$ мм класса А400;
- бетон тяжелый класса В30.

После замоноличивания стыков образцы выдерживались при температуре 17-20 градусов в течение 30 дней.

Подробное описание экспериментальных исследований и их результатов опубликовано в работах [2, 3, 4].

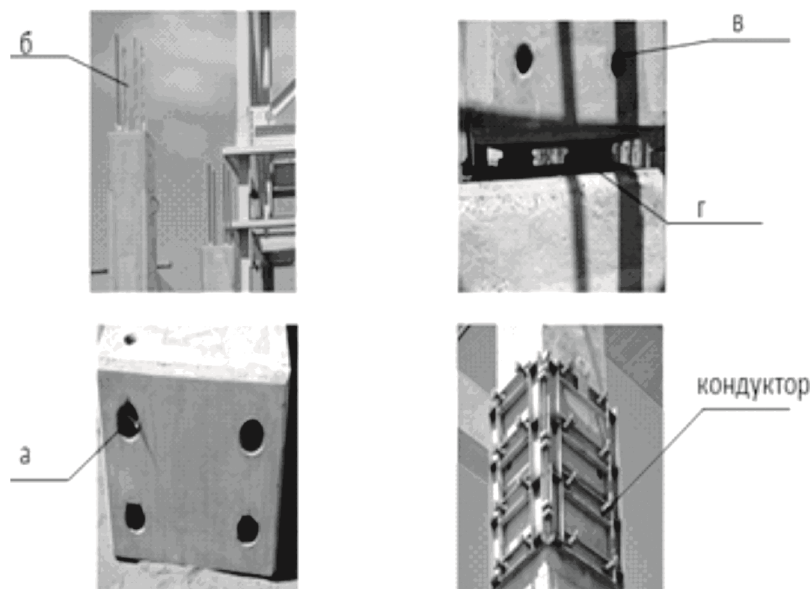


Рис. 1. Штепсельные стыки железобетонных колонн

Штепсельные стыки, как и все типы стыков железобетонных конструкций, обладают определенной податливостью, что отражается на работе каркасов зданий, приводит к перераспределению усилий между его элементами и возможному непроектному состоянию несущей системы. Анализ научной и нормативной литературы [5, 6] показал, что использовать рекомендуемые подходы к оценке сдвиговой податливости нельзя ввиду существенного отличия конструктивных решений стыка и, прежде всего, расположения арматуры в скважинах. В соответствии с [6] сдвиговая податливость ($1/C_\gamma$) обусловлена деформациями сдвига (γ) при действии поперечной силы (Q) и характеризуется зависимостью « $Q - \gamma$ ». Зависимость между $\gamma - \Delta$ описывается следующей формулой $\gamma = \Delta/l$.

Сдвиговую податливость штепсельных стыков предлагается определять с использованием опытных диаграмм деформирования (рис. 2). В соединениях, имеющих несколько характерных стадий работы (до образования трещин в стыке и после), линейные перемещения Δ следует принимать для каждой стадии дифференцированно [7]. Для расчётов используется диаграмма деформирования « $Q - \Delta$ », где Q – перерезывающая сила в стыке, Δ – соответствующее перемещение в направлении её действия. Вид опытных диаграмм деформирования показан линией 1 на рис. 2. В качестве расчетных приняты кусочно-линейные диаграммы 2, состоящие из трёх звеньев – для стыков, шов в которых заполняется цементно-песчаным раствором (рис. 2 а), и из двух звеньев – для стыков, шов которых заполняется полимерраствором (рис. 2 б). На рисунках в точках 1-3 проведены секущие, тангенс угла наклона которых равен условному модулю деформаций стыка при сдвиге для данной стадии $G_{i=1,2,3}$, а $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3$ – горизонтальное перемещение, соответственно при образовании трещин в шве, в бетоне стыка и при разрушении.

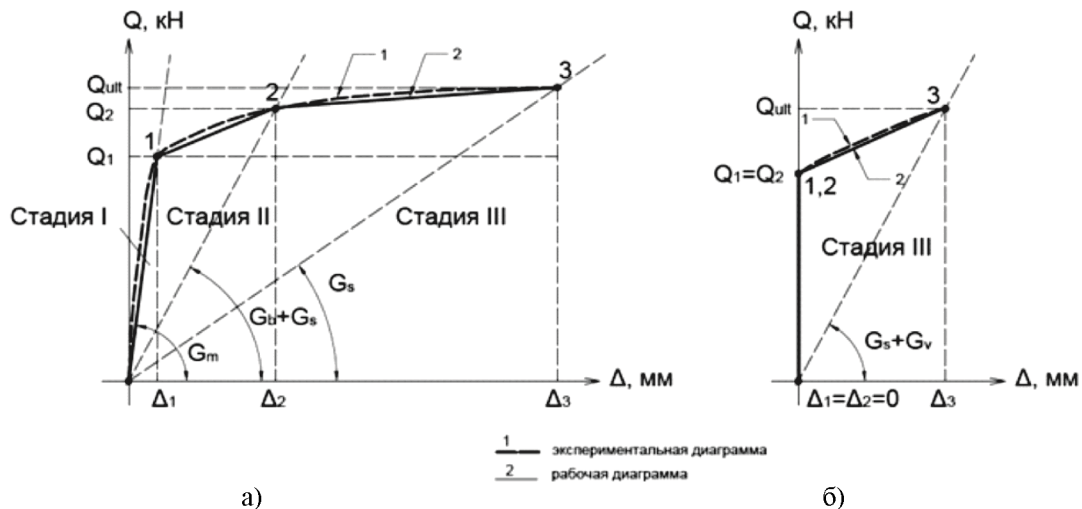


Рис. 2. Диаграмма деформирования штепсельного стыка железобетонных колонн с заполнением скважин и шва (а) – цементно-песчаным раствором; (б) – полимерраствором

Основные преимущества такого подхода – в раскрытии физической сущности механизма работы и разрушения стыка. Это позволяет определять сдвиговую податливость на каждой стадии вплоть до разрушения.

На диаграммах выделим параметрические точки, соответствующие стадиям деформирования стыков (табл. 1).

Для штепсельного стыка колонн, в котором для заполнения каналов и шва используется цементно-песчаный раствор:

– $0 < Q \leq Q_1$, $Q_1 = 0,5Q_{ult}$ – упругая стадия работы стыка (к концу стадии появляются трещины отрыва в защитном слое бетона, и разрушается растворный шов);

– $Q_1 < Q \leq Q_2$, $Q_2 = 0,85Q_{ult}$ – стадия неупругой работы стыка (развитие трещин в защитном слое бетона и нарушение сцепления продольной арматуры с бетоном, смятие бетона под стержнями продольной арматуры, возникновение нагельного эффекта, откол защитного слоя бетона в конце стадии);

– $Q_2 < Q \leq Q_3$, $Q_3 = Q_{ult}$ – стадия разрушения.

Предельное значение поперечной силы определяем из выражения, представленного в [1].

Для штепсельного стыка колонн, в котором в качестве заполнения шва используется полимерраствор, можно выделить только две характерные стадии работы стыка (рис. 2), поэтому:

– $0 < Q \leq Q_1$, $Q_1 = 0,6Q_{ult}$ – работа стыка как жёсткого тела;

– $Q_2 < Q \leq Q_3$, $Q_2 = Q_1$, $Q_3 = Q_{ult}$ – стадия разрушения.

Для штепсельного стыка с заполнением шва полимерраствором необходимо принять $\Delta_1 = \Delta_2 = 0$, что будет соответствовать работе жестко-пластичного тела. Δ_3 – определяется расчетным выражением.

Предельное значение поперечной силы (Q_{ult}) определяется по выражению, приведенному в работе [8]:

$$Q_{ult} = Q_{bt} + Q_{sw} + Q_s. \quad (1)$$

Без учета составляющей – $N\mu$.

Нелинейная работа стыков учитывается путем введения безразмерных коэффициентов k_i , определяемых по результатам экспериментальных исследований на каждой стадии работы стыка. Коэффициент $k_1 = 0,002$, $k_2 = 0,11$, $k_3 = 0,06$ – для каждого вида штепсельного стыка колонн получаем на основании выполненных экспериментальных исследований. k_m – опытный коэффициент, учитывающий вид раствора заполнения шва ($k_m = 1,0$ – для цементно-песчаного раствора, $k_m = 7,6$ – для полимерраствора).

Таблица 1

Стадии напряженно-деформированного состояния стыка

Стадия НДС	Схема деформирования	Определение перемещений	Сдвиговая податливость
1. Упругая работа $Q_1 = 0,5Q_{ult}$ $0 < Q \leq Q_1$		$\Delta_1 = \frac{Q_1 \cdot t}{k_1 G_m A_b}$	$\frac{1}{C_{\gamma 1}} = \frac{\Delta_1}{Q_1}$
2. Образование первых трещин в теле бетона защитного слоя $Q_2 = 0,85Q_{ult}$ $Q_1 < Q \leq Q_2$		$\Delta_2 = \frac{Q_2 \cdot (2L + t)}{k_2 (G_b + G_s) A_b}$	$\frac{1}{C_{\gamma 2}} = \frac{\Delta_2}{Q_2}$
3. Разрушение конструкции $Q_3 = Q_{ult}$ $Q_2 < Q \leq Q_3$		$\Delta_3 = \frac{Q_{ult} (2L + t)}{k_3 G_s A_s} \cdot k_m$	$\frac{1}{C_{\gamma 3}} = \frac{\Delta_3}{Q_3}$

где G_m, G_b, G_s – модули сдвига раствора, бетона, стальной арматуры. В формулах модуль сдвига материала (раствора, бетона или стали) определяется по общей зависимости теории упругости:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)},$$

l – расчётная длина стыка, определяемая по [8].

В таблице приведено сравнение результатов расчета по предложенной методике с результатами экспериментальных исследований, расхождение составляет 2-8 %.

Таблица 2

Сравнение опытных и теоретических данных

Стадия	Нагрузка Q , кН	Перемещение Δ , мм				Сдвиговая податливость $1/C_{\gamma}$, мм/Н
		k	$\Delta_{он}$	$\Delta_{тр}$	Расхождение %	
Стадия I $Q_1 = 0,5Q_{ult}$	73,5	0,002	0,45	0,42	7,14	$5,72 \cdot 10^{-6}$
Стадия II $Q_2 = 0,85Q_{ult}$	125	0,11	3	2,95	1,2	$2,36 \cdot 10^{-5}$
Стадия III $Q_3 = Q_{ult}$	147	0,06	9	8,7	3,4	$5,92 \cdot 10^{-5}$
	250	0,06; 7,6	2	1,93	3,6	$7,72 \cdot 10^{-6}$

В ходе проведения экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния стыков получены следующие результаты:

1. Впервые получены диаграммы деформирования штепсельных стыков, позволившие разработать экспериментально-теоретическую методику оценки их сдвиговой податливости, значения которых представлены в табл. 2;

2. Сравнение опытных данных с предложенной методикой показало удовлетворительную сходимость результатов расчета. Расхождение сдвиговых перемещений, полученных опытным и теоретическим путем, не превышает 8 %.

Список библиографических ссылок

1. Рекомендации по проектированию и выполнению контактных стыков с обрывом арматуры железобетонных колонн многоэтажных зданий. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1985. – 49 с.
2. Лизунова Н.С. Растворы омоноличивания как фактор, влияющий на деформативность штепсельных стыков железобетонных колонн // Сб. материалов, V Международной научно-практической конференции «Наука и практика: проблемы, идеи, инновации». – Чистополь, 2011. – С. 71-73.
3. Соколов Б.С., Лизунова Н.С. Экспериментальные исследования новых решений штепсельных стыков колонн // Сб. научных трудов «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений». – Челябинск, 2012. – С. 160-164.
4. Соколов Б.С., Лизунова Н.С. Анализ результатов экспериментальных исследований сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета, выпуск 31. – Волгоград, 2013. – С. 52-57.
5. Пособие по проектированию жилых зданий, Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). // ЦНИИЭП жилища. – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.
6. Рекомендации по расчету каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости узловых сопряжений сборных железобетонных конструкций. – М.: ЦНИИПромзданий, 2002. – 39 с.
7. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Никитин И.К. Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом: Монография. – М.: Изд-во АСВ, 2009. – 352 с.
8. Соколов Б.С., Латыпов Р.Р. Прочность и податливость штепсельных стыков железобетонных колонн при действии статических и сейсмических нагрузок: Монография. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 128 с.

Sokolov B.S. – doctor of technical sciences, professor

E-mail: zips03@mail.ru

Lizunova N.S. – assistant

E-mail: Lis258.86@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420023, Russia, Kazan, Zelenaya str., 1

Experimental-theoretical method of estimating the shear compliance of plug joints of reinforced concrete columns

Resume

The article presents research results of the shear compliance of plug joints of reinforced concrete columns. Performed numerical and experimental investigation of the stress-strain state of the joints. Based on the investigations established schemes destruction plug joints – from the loss of shear resistance of concrete cover, from loss of adhesion between the solution in the well and the concrete columns, from the destruction of mortar and concrete by end fittings at their crush. All of the above characteristics included in the calculated expression of the shear compliance of plug joints columns. Shear compliance of plug joints of reinforced concrete columns is proposed to determine using deformation diagrams. For such compounds having several characteristic stages of work (up to the formation of cracks in the compound and after), the coefficients of compliance should be differentiated for each stage. The peculiarity of the method consists in that the joint deformation diagram is simplified to three fixed speed and

displacement in the three characteristic points. Nonlinear joint work is accounted for by introducing the dimensionless coefficients k_i , depending on results of experimental studies at each stage of the joint. Methodology converges satisfactorily with the experimental data.

Keywords: shear compliance, plug joint, experimental studies, the compound columns, strain diagrams, fracture mechanism, linear displacement, solution embedment.

Reference list

1. Recommendations for the design and implementation of contact joints with edged bars reinforcement concrete columns of multistory buildings. – M.: NIIZhB USSR State, 1985. – 49 p.
2. Lizunova N.S. Grouting solutions as a factor influencing the deformation socket joints of reinforced concrete columns // Proc. Materials of V International scientific and practical conference «Science and Practice: issues, ideas and innovations». – Chistopol, 2011. – P. 71-73.
3. Sokolov B.S., Lizunova N.S. Experimental research of new solutions socket joints columns // Proc. scientific papers «Actual problems of computer modeling of structures and facilities». – Chelyabinsk, 2012. – P. 160-164.
4. Sokolov B.S., Lizunova N.S. Analysis of the results of experimental studies of shear compliance plug-joints of reinforced concrete columns // Bulletin of the Volgograd State Architectural University, issue 31. – Volgograd, 2013. – P. 52-57.
5. Manual for the design of residential buildings. Issue 3. Construction of residential buildings (SNIP 2.08.01-85 to) // TSNIIEP. – M.: Stroyizdat, 1989. – 304 p.
6. Recommendations for calculation of multistory buildings frames considering compliance nodal pairings precast. – M.: TsNIIPromzdany, 2002. – 39 p.
7. Kodysh E.N., Trekin N.N., Nikitin I.K. Design of multistory buildings with a concrete frame, Monography. – M.: publishing house of the ASV, 2009. – 352 p.
8. Sokolov B.S., Latypov R.R. Strength and ductility of reinforced concrete columns socket joints under static and seismic loading: Monography. – M.: publishing house of the ASV, 2010. – 128 p.