УДК 69.04

МЕТОД ОПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЯ РАСПОРА ПРИ СДВИГЕ МОНОЛИТНЫХ ШПОНОЧНЫХ МЕЖПАНЕЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТЫКОВ

Дербенцев И.С.[1], Карякин А.А.[1]

[1]*ГОУ ВПО «Южно-Уральский государственный университет», Челябинск, Россия (454080, г. Челябинск, ЮУрГУ, пр. Ленина, 76), e-mail: v.kirpich@list.ru*

В результате сдвига монолитных шпоночных стыков возникают усилия распора в направлении, нормальном к его оси. Данные усилия прямо влияют на напряженно-деформированное состояние стыка, а следовательно, на его несущую способность и податливость. Известны формулы для определения величины распора, полученные исходя из допущения о причине его возникновения как результата проскальзывания сборных элементов по опорным граням шпонок. Такое проскальзывание возникает при угле наклона опорных граней шпонок к продольной оси стыка меньшем, чем угол трения монолитного бетона о сборный. Современные нормы проектирования монолитных шпоночных стыков рекомендуют устанавливать угол наклона опорных граней так, чтобы проскальзывания не происходило. В этом случае значение усилия распора принимается постоянной величиной, не зависящей от геометрических параметров стыка, свойств бетона сборного элемента и бетона омоноличивания. В настоящей статье предложен метод определения усилия распора, возникающего при сдвиге вертикальных монолитных шпоночных стыков исходя из предположения, что распор – есть величина результирующей реакции бетона сборных элементов на силовое воздействие моментов пар сдвигающих сил, приложенных к шпонке.

Ключевые слова: шпонка, шпоночный стык, напряженно-деформированное состояние.

METHOD OF COMPUTATION OF THE SIDE THRUST AS RESULT OF SHEAR FORCE ACTOIN ON SOLID KEYED JOINT

Derbentcev I.S.[1], Karyakin A.A.[1]

[1]*South Ural State University, Chelyabinsk, Russia (454080, Chelyabinsk, pr. Lenina, 76), e-mail: v.kirpich@list.ru*

As a result, monolithic keyed joints shear thrust force in the transverse direction. These efforts have a direct impact on the deflected mode of the joint and, consequently, on its bearing capacity and ductility. Known formula for the determination of this thrust force based on the assumption that the cause of the thrust as a result of slipping on the bearing surface of key. Such slippage occurs when the angle between the bearing surface of key and the longitudinal joint axis is less than the friction angle of monolithic precast concrete. Design method monolithic keyed joints recommend assigning angle of the bearing surface so that slippage not occurred. In this case, the thrust force is equal constant value, independent of the geometric parameters of the joint, the properties of prefabricated concrete elements and mass concrete. In this paper, a method for estimation thrust force arising monolithic vertical shear keyed joints on the assumption that the thrust is the reaction of concrete prefabricated elements to force action moments pairs of shear forces applied to the key.

Keywords: key, keyed joint, deflected mode.

На основании экспериментальных исследований [4; 6] установлено, что при сдвиге монолитных шпоночных соединений сборных железобетонных элементов силами T возникают силы распора в направлении, перпендикулярном оси стыка. В.И. Лишаком предложен метод оценки величины распора, который основан на допущении о проскальзывании контакта между сборным и монолитным бетонами в месте передачи сдвигающего усилия – то есть по опорной площадке. Исходя из этой предпосылки получена формула для определения распора H:

$$H = T \cdot \frac{tg\alpha - tg\varphi}{1 + tg\alpha \cdot tg\varphi} = T \cdot k_\alpha, \quad (1)$$

где $tg\varphi$ – коэффициент трения сборного бетона о монолитный;

α – угол наклона опорной грани шпонки к поперечному сечению стыка;

k_α – коэффициент распора.

Приведенная формула заложена в нормы проектирования [1; 5].

В формуле (1) tgφ принимается, по разным данным [6; 8; 9], от 0,5 (φ=26,6°) до 0,8 (φ=38,5°). Очевидно, что формула (1) имеет смысл только при α>φ (то есть допускается проскальзывание по опорной площадке), однако нормы рекомендуют проектировать шпонки с $\alpha < 35°$ во избежание разрушения от проскальзывания. Налицо противоречие.

Экспериментальные данные [6] показывают, что при сдвиге шпоночных стыков с $\alpha < 35°$ возникает усилие распора, при этом $k_\alpha = 0{,}15 \dots 0{,}2$ в зависимости от геометрических размеров шпонки. На основании этого в нормах [1; 5] установлена минимальная величина $k_\alpha = 0{,}2$. В практике проектирования с учетом приведенного выше противоречия во всех случаях используют значение коэффициента $k_\alpha = 0{,}2$.

Настоящая статья посвящена методике определения величины распора (коэффициента k_α) без учета проскальзывания бетонной шпонки по опорной площадке (α<φ).

Авторами статьи были проведены натурные испытания монолитных шпоночных стыков крупнопанельных зданий [3]. В процессе которых, помимо несущей способности и податливости стыков, определяли усилия распора, возникающие при сдвиге. Для анализа напряженно-деформированного состояния стыков были проведены их численные расчеты. Моделирование шпоночных стыков выполняли объемными конечными элементами и конечными элементами, имитирующими податливые связи на контакте между сборным и монолитным бетонами. Моделирование выполнялось в программной среде ПК «Лира». Жесткости объемных КЭ назначались исходя из класса бетона, податливых связей – по методике, предложенной [7], с учетом образования и развития трещин по контакту.

Усилие распора в численных моделях определялось как отношения растягивающих усилий, возникающих в затяжках, нормальных стыку, и сил сдвига, приложенных ко шву. Результаты определения распорных усилий экспериментальным путем подтвердили результаты численного анализа. Таким образом, установлено, что для определения усилия распора в принципе можно использовать численные модели шпоночных стыков, смоделированные объемными и контактными конечными элементами.

Учитывая, что вертикальный шпоночный стык работает в стесненных условиях и испытывает воздействие сдвиговых продольных сил, приложенных к шпонкам, принято допущение, что его работа аналогична работе стержня на упругом (винклеровском) основании. Рассматриваемый стержень имеет ступенчатое поперечное сечение и работает на восприятие распределённых по длине шпонки моментов и продольных сил, приложенных в

местах перемены сечения. Упругое основание представляет собой деформируемый контактный слой на границе монолитного шва и сборного бетона. С учетом принятого допущения усилиями распора в стыке будут суммарные реакции упругого основания. Зная параметры стержня (геометрические характеристики шва, свойства материалов), а также параметры упругого основания (коэффициент постели), можно вычислить величину реакции упругого основания, а следовательно, и величину распора. При этом, конечно, моделирование стыка, как стержня на упругом основании, не позволит адекватно оценить его напряженно-деформированное состояние. Это связано с тем, что указанная модель не учитывает концентрации напряжений на участках, смежных с опорными площадками, и, помимо этого, неравномерной передачи сдвигающих сил со стеновой панели на стык. В связи с вышесказанным предлагаемая балочная аналогия - лишь для вычисления усилий распора.

Для моделирования упругого основания принята модель несвязного упругого основания двустороннего действия Фусса-Винклера [2].

Параметр затухания определяется по формуле:

$$\beta = \sqrt[4]{k/(4EI)}, \qquad (2)$$

где k – коэффициент жесткости упругого основания;

EI – изгибная жесткость шва в соответствующем сечении.

Естественно, параметр затухания будет зависеть от положения сечения. Расчетная схема двухшпоночного стыка представлена на рисунке 1.

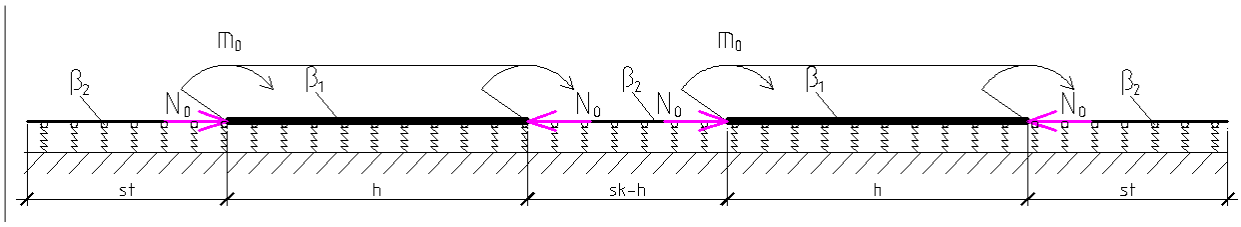

Рис. 1. Расчетная схема стыка как стержня на упругом основании

Начиная с некоторого шага шпонок s_k двухшпоночный стык можно рассматривать как полубесконечный стержень.

Для полубесконечного стержня распределение поперечной силы при действии распределенного момента на расстоянии s_t от ее края представлено на рисунке 2.

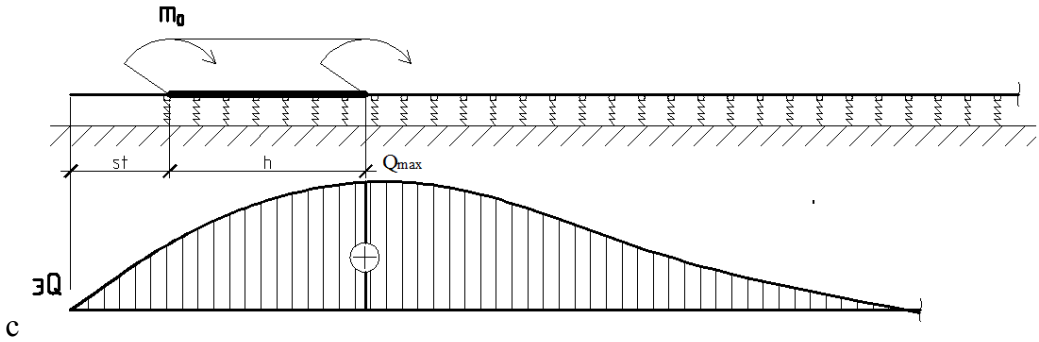

Рис. 2. Распределение поперечной силы Q в полубесконечном стержне на упругом основании от распределенного момента m_0

Максимальное значение поперечной силы будет равно:

$$Q_{max} \cong Q(h) = m_0/2 \cdot (\eta_2(h) - 1 - \left(\eta_2(s_t + h) - \eta_2(s_t)\right) \cdot \eta_1(s_t + h) + \left(\eta_1(s_t + h) - \eta_1(s_t)\right) \cdot \eta_3(s_t + h)), \quad (3)$$

Параметры функций η протабулированы и приведены в справочной литературе, при этом скорость затухания эпюры Q определяется множителем $e^{-\beta x}$[2].

Величина результирующей реакции упругого основания (фактически усилие распора) есть интеграл реакции по длине от свободного края шпонки до максимального значения поперечной силы. Итак:

$$N = \int_0^h p(x)dx = \int_0^h dQ_{int} = Q(h), \quad (4)$$

Величина распределенного момента равна

$$m_0 = T \cdot \frac{t_{шв}}{h}, \quad (5)$$

где h – высота шпонки; $t_{шв}$ - ширина шва.

С учетом изложенного получено выражение (6) для определения коэффициента k_α:

$$k_\alpha = \frac{N}{T} = \frac{t_{шв}}{2h} \cdot (\eta_2(h) - 1 - \left(\eta_2(s_t + h) - \eta_2(s_t)\right) \cdot \eta_1(s_t + h) + \left(\eta_1(s_t + h) - \eta_1(s_t)\right) \cdot \eta_3(s_t + h), \quad (6)$$

В работе [2] показано, что при длине свободных концов стержня больше $2\pi/\beta$ его можно считать бесконечным. В связи с этим принято условие, что формулы, применяемые для расчета рассматриваемых полубесконечных стержней, будут справедливы при:

$$2s_t + s_k + h \geq 4\pi/\beta, \quad (7)$$

В свою очередь, коэффициент k_α с высокой степенью точности можно определить, например, методом конечных элементов, исходя из решения объемной задачи расчета шпоночного соединения, а затем по критерию (7) установить тип стержня (длинный или короткий). Определяя k_α для длинного стержня по формуле (6) и решением объемной задачи, можно достоверно определить β и коэффициент жесткости основания k из формулы (2).

По предлагаемой методике определены величины k_α для двухшпоночных стыков в зависимости от шага шпонок. График такой зависимости показан на рисунке 3.

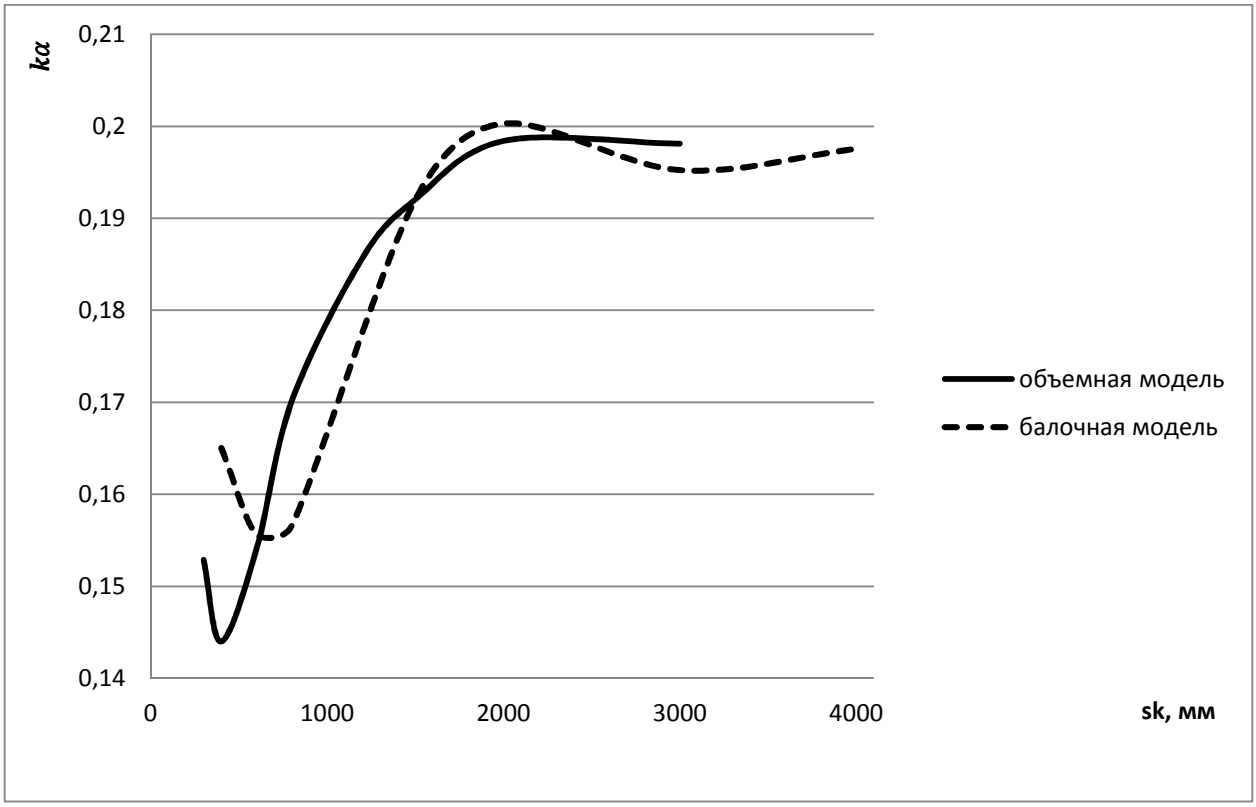

Рис. 3. График зависимости коэффициента k_α для двухшпоночных стыков от шага шпонок s_k.

По результатам расчетов МКЭ объемных моделей двухшпоночных стыков заданной конструкции установлено, что длинными стыками можно считать стыки с шагом шпонок $s_k \geq 3{,}68$ м. При данном шаге получено значение $k_\alpha = 0{,}198$, откуда по (6) с учетом (2) определен коэффициент жесткости основания $k = 91720\,\frac{кН}{м^2}$ (в расчетах класс бетона сборного элемента принят равным В22,5).

Расчет стержней с различным шагом шпонок, отвечающим условию $s_k < \frac{4\pi}{\beta} - 2s_t - h$, с использованием полученного выше значения коэффициента жесткости основания k не подтверждает данные, полученные из расчетов объемных моделей.

Распределение реакций упругого основания по границе контакта монолитного и сборного бетонов есть решение контактной задачи. Жесткость контактного слоя в контактных задачах зависит от размеров пятна контакта (в нашем случае от шага шпонок). Таким образом, жесткость податливого основания зависит от шага шпонок.

Коэффициент жесткости основания должен зависеть также и от деформативности материала сборного элемента. На основании сопоставлений значений k_α, полученных в

результате расчета численной модели стыка и его балочной модели, выполненных автором, установлено, что указанная зависимость линейна.

При шаге шпонок $s_k \geq \frac{4\pi}{\beta} - 2s_t - h$ (стержень длинный), величина $k = k_{lim}$– постоянна, ее можно определять, решая уравнение (6) относительно k при найденном численным моделированием k_α.

Автором предложена формула для определения k в зависимости от шага шпонок по длине стыка и характеристик основания:

$$k(s_k) = \left[\frac{\vartheta}{(2s_t+s_k+h)^4} + \rho\right] \cdot E_2, \qquad (8)$$

здесь $\rho = \frac{k_{lim}}{E_2}$; ϑ – эмпирический коэффициент; E_2 – начальный модуль упругости бетона «основания» (сборного элемента).

Используя найденные по формуле (8) коэффициенты жесткости основания, были рассчитаны стержни с различным шагом шпонок. График зависимости коэффициента k_α от шага шпонок, полученный в результате этого расчета, приведен на рисунке 3.

Полученные зависимости k_α от шага шпонок легко аппроксимируются полиномом второй степени при 0,4 м $< s_k <$ 3,68 м. Полученная формула имеет вид:

$$k_\alpha = -8 \cdot 10^{-9} \cdot s_k^2 + 5 \cdot 10^{-5} \cdot s_k - 2{,}8 \cdot 10^{-8} \cdot E(\text{т/м}^2) + 0{,}2013. \qquad (9)$$

Выводы

1. Величина распора, возникающего при сдвиге шпоночного стыка, определяется в основном реакцией сборных элементов на воздействие момента пары сдвигающих сил.
2. Коэффициент линейной корреляции Пирсона при сопоставлении данных, полученных из расчетов объемной и балочной численных моделей, составил 0,8846, что свидетельствует о возможности моделирования стыков как стержней на упругом основании, при этом следует учитывать зависимость (8).
3. Наиболее простым способом определения коэффициента k_α, при шаге шпонок $s_k < \frac{4\pi}{\beta} - 2s_t - h$, является метод конечных элементов, поскольку иные методы для расчета стержней на упругом основании весьма трудоемки.

Список литературы

1. ВСН 32-77. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. - М. : Стройиздат, 1978. - 178 с.
2. Икрин В.А. Сопротивление материалов с элементами теории упругости и пластичности. - М. : АСВ, 2004. - 424 с.

3. Испытания образцов вертикальных шпоночных стыков железобетонных стеновых панелей с петлевыми гибкими связями / И.С. Дербенцев [и др.] // Вестник ЮУрГУ. Сер.: Строительство и архитектура. - 2012. - № 35. - С. 16-21.

4. Мартынова Л.Д., Мартынова Н.Г., Абдулаева Н.П. Испытание вертикальных сопряжений монолитных стен на воздействие сил сдвига // Работа конструкций жилых зданий из крупноразмерных элементов : сб. науч. трудов ЦНИИЭП жилища. - 1985. - С. 34-41.

5. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). - М. : Стройиздат, 1989. - 304 с.

6. Прочность и жесткость стыковых соединений крупнопанельных конструкций. Опыт СССР и ЧССР / В.И. Лишак [и др.]; под ред. В.И. Лишака. - М. : Стройиздат, 1980. - 192 с.

7. Сонин С.А. Сборно-монолитные железобетонные тавровые балки перекрытий подземных сооружений с бесшпоночным контактом и передачей нагрузки на сборную часть : дис. … канд. техн. наук. - Челябинск, 1985. - 256 с.

8. A general shear design method / Michael P. Collins [et al.] // ACI structural journal. USA. Jan.-Feb. - 1996. - P. 36-60.

9. Multiple Shear Key Connections for Precast Shear Wall Panels / Sarni H. Rizkalla [et al.] // PCI JOURNAL. USA. - 1989. - P. 104-119.

Рецензенты:

Ивашенко Ю.А., д.т.н., профессор, профессор кафедры «Строительные конструкции и инженерные сооружения», ФБГОУ ВПО «Южно-Уральский государственный университет», г. Челябинск.

Потапов А.Н., д.т.н., профессор, заведующий кафедрой «Строительная механика», ФБГОУ ВПО «Южно-Уральский государственный университет», г. Челябинск.