

ООО «Амкодор Мож» (г. Крупки Минской обл.) работает над выпуском теплогенератора для получения тепловой энергии не только из дров, но и опилок, топливной щепы. В настоящее время прорабатывается вопрос о создании оборудования для хранения такого топлива и подачи его в топку теплогенератора.

РУП «Белдортехника» (г. Смолевичи) выпускает комплекс машин для текущего ремонта автомобильных дорог, включающий холодную фрезу, одноковшовый погрузчик и установку для регенерации старого асфальтобетона.

Минский тракторный завод совместно с кафедрой «Строительные и дорожные машины» БГПА уже разработал и изготовил опытный образец дорожного многофункционального шасси. Применение такого шасси позволит уйти от использования в дорожной отрасли тракторов сельскохозяйственного назначения МТЗ 80/82, которые плохо приспособлены для навески технологических машин и имеют малые ресурсы грузоподъемности. Так, УП «Дорвектор» к дорожному шасси выпускает следующий набор быстросъемного рабочего оборудования: 1) отвал задний (для удаления снега с площадок, автобусных остановок, обочин дорог и т. д.); 2) снегоочиститель шнекороторный для очистки дорожного полотна от снежных заносов; 3) фрезерную установку для фрезерования асфальтобетонного покрытия; 4) манипулятор МДС с на-

весным оборудованием (ямо-буром БДМ для сверления отверстий под установку дорожных знаков; косилкой КДМ-3 для окашивания обочин дорог; пилой ПДМ-4 для обработки насаждений вдоль дорог; измельчителем ИДМ-1200 для измельчения травы и мелкого кустарника на обочинах дорог); 5) установку рубильную навесную УРД-100 для измельчения веток и др. с последующим использованием топливной щепы.

Кафедра «Строительные и дорожные машины» БГПА и Минский тракторный завод начинают работу над созданием мелиоративной машины многоцелевого назначения в рамках государственной научно-технической программы ГНТП «Белавтотракторостроение».

ЛИТЕРАТУРА

1. Вавилов А. В. Создатели машин строительного комплекса объединяются // Инженер-механик. – 2001. – № 4. – С. 10–11.
2. Вавилов А. В. Развитие механизации горнодобывающей отрасли как составной части строительного комплекса Беларуси // Бюллетень Белорусской горной академии. – 2001. – № 1. – С. 48–49.
3. Вавилов А. В., Котлобай А. Я., Маров Д. В. Выбор эффективных вариантов механизации для современных технологий строительства // Мир технологий. – 2001. – № 1. – С. 61–72.

*Рецензент докт. техн. наук,
проф. ЛЕОНОВИЧ И. И.*

УДК 624.078.6

ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ПОДАТЛИВЫХ СТЫКОВ КОЛОНН С ПОДКОЛОННИКОМ ФУНДАМЕНТА ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПОЛИМЕРНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Канд. техн. наук РАК Н. А., инж. САДОВСКИЙ Ю. И.

Белорусская государственная политехническая академия

В БГПА проведены экспериментальные исследования особо податливых стыков колонн с применением полимерных материалов. Исследования выполнялись применительно к стыкам железобетонных колонн с подколонниками фунда-

ментов глубокого заложения для рядовых колонн зданий с элементами жесткости, а также сборно-разборных и мобильных зданий.

Испытания проводились на 12-ти фрагментах длиной 5000 мм, состоящих из двух состыкован-

ных одинаковых образцов колонн с укладываемыми между их торцевыми плоскостями эластомерными прокладками разных толщин. В качестве последних использовались резиновые плиты производства ПО «Беларусьрезинотехника» твердостью 55...60 единиц по Шору. В экспериментах применялась схема продольно-поперечного изгиба, позволявшая при постоянно приложенной величине продольного усилия с помощью бокового нагружения обеспечивать свободное деформирование конструкций относительно друг друга. Общий вид фрагментов, конструкция которых соответствует техническому предложению [1], показан на рис. 1.

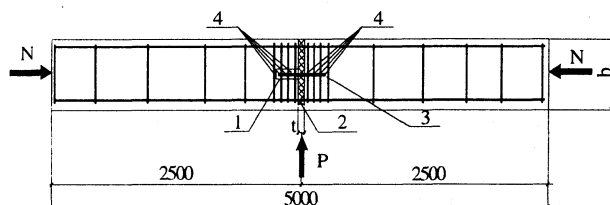


Рис. 1. Конструкция опытных фрагментов стыков: 1 – компенсиционный зазор; 2 – эластомер; 3 – центрирующий штырь; 4 – сетки косвенного армирования

Известные исследования подобных стыков проводились, как правило, при центральном приложении нагрузки для изучения прочности бетона торцевых зон, примыкающих к слою эластомера [2, 3]. Основной же целью данных испытаний стала оценка деформативности указанных узлов с различными конструктивными параметрами стыков при одновременном действии постоянных продольных и переменных поперечных нагрузок.

Основными варьируемыми факторами в программе эксперимента были: размеры поперечного сечения образцов (200, 300, 400 мм), толщина эластомерной прокладки (от 5 до 45 мм) и вели-

чина продольной силы (300 и 600 кН). Основные параметры опытных фрагментов приведены в табл. 1.

Таблица 1

№ п/п	Марка серии образцов	Размеры поперечного сечения b , мм	Толщина слоя эластомера t , мм
1–4	ФШС-1-30(5, 10, 20, 30)	300×300	5, 10, 20, 30
5–7	ФШС-2-20(5, 10, 20)	200×200	5, 10, 20
8–12	ФШС-3-40(5, 10, 20, 30, 40)	400×400	5, 10, 20, 30, 40

С учетом цели экспериментальных исследований последовательность нагружения фрагментов была принята следующей. Сначала образец загружался продольной нагрузкой N этапами по 50 кН до запланированного уровня усилия (300 и 600 кН). Затем при этой нагрузке середина образца смещалась боковым усилием P этапами по 2,5 мм до расчетного смещения 25 мм, т. е. нагружение производилось с контролем деформаций. На каждом этапе поперечного смещения измерялась величина P .

На первых этапах нагружения поперечное усилие возрастало интенсивно, затем его рост замедлялся и, наконец, прекращался при нагрузке, величина которой зависела от размеров поперечного сечения и толщины слоя эластомера. Такой характер изменения P наблюдался при испытаниях всех опытных образцов. На рис. 2 показаны графики изменения P при смещении середины фрагмента Δ для образцов первой группы.

Анализ экспериментальных данных показал, что наблюдается уменьшение поперечной силы при увеличении толщины слоя эластомера. Так, при ее увеличении в образцах первой группы (с размером поперечного сечения 300 мм)

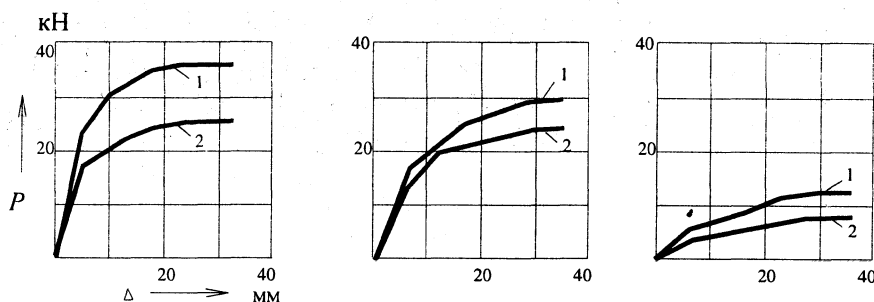


Рис. 2. Изменение величины поперечного усилия P при смещении середины фрагмента Δ в образцах ФШС-1-30(5), ФШС-1-30(10) и ФШС-1-30(20): 1 – при продольной нагрузке $N = 600$ кН; 2 – 300 кН

с 5 до 20 мм величина поперечного усилия снизилась в 3,4 раза при $N = 300$ кН и в 2,8 раза – 600 кН.

Полученные данные свидетельствуют, что с увеличением уровня продольной нагрузки необходима большая поперечная сила для того, чтобы сместить середину фрагмента на одинаковую величину. В среднем рост продольного усилия в 2 раза (с 300 до 600 кН) в образцах первой и третьей групп привел к повышению P в 1,2...1,6 раза, причем разница уменьшалась при увеличении толщины слоя эластомера. В образцах же второй группы (с размером поперечного сечения 200 мм) это различие почти не проявилось.

Увеличение толщины слоя эластомера во фрагментах привело к неожиданному результату – при достижении толщины слоя эластомера 30, 20 и 45 мм соответственно для стыков первой–третьей групп была получена минимальная величина поперечной силы, которую надо приложить для смещения середины фрагмента, после которого начинается свободный поворот колонн без дополнительной поперечной нагрузки. Таким образом, экспериментально установлено, что верхний предел толщины эластомерной прокладки, при превышении которого уже не происходит дальнейшее увеличение угловой деформативности стыка, составляет 1/10 размера поперечного сечения колонны.

Анализ результатов испытаний показал, что коэффициент продольной деформативности увеличивается пропорционально толщине слоя эластомера. Линейные деформации стыков практически полностью происходят за счет деформаций слоя эластомера. В среднем продольная деформация бетона колонны составляет всего 0,9 % от деформаций слоя эластомера при той же нагрузке. Продольная линейная деформация слоя эластомера изменяется крайне неравномерно с ростом сжимающего усилия. На первых этапах нагружения проявляются большие приращения деформаций, а затем их величина резко снижается (рис. 3). Исследования показали, что при данной схеме испытаний, обеспечивающей свободный и симметричный поворот колонн при отсутствии срезающих сил и принятых конструктивных мерах (наличие центрирующего штыря), величиной поперечной податливости можно пренебречь.

Основным фактором, влияющим на напряженно-деформированное состояние стыков и

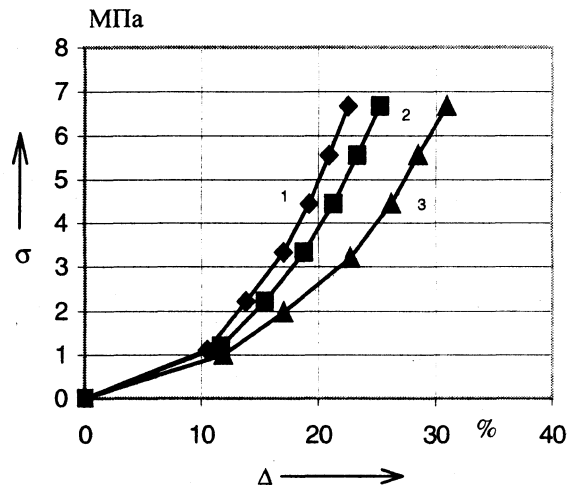


Рис. 3. Экспериментальные зависимости продольной деформации стыков первой группы от напряжения для фрагментов: 1 – ФШС-1-30(5); 2 – ФШС-1-30(10); 3 – ФШС-1-30(20)

распределение усилий в схеме каркаса зданий, является угловая деформативность, количественно характеризуемая коэффициентом C_ϕ , численно равным углу поворота конструкции при действии единичного изгибающего момента. По мере поворота колонны, т. е. при повышении величины изгибающего момента, коэффициент угловой деформативности увеличивается.

Так, для стыка ФШС-1-30(5) при продольной нагрузке 300 кН коэффициент податливости изменяется от $0,47 \times 10^{-7}$ до $1,95 \times 10^{-7}$ рад/(Н·м) на первом и последнем этапах загрузки соответственно. При росте продольного усилия до 600 кН для этого же образца коэффициент податливости меняется в диапазоне от $0,74 \times 10^{-7}$ до $3,27 \times 10^{-7}$ рад/(Н·м), что свидетельствует о том, что угловая податливость уменьшается при увеличении усилия сжатия.

При увеличении толщины слоя эластомера угловая податливость резко растет. Так, для образцов группы ФШС-1-30 при прочих равных условиях коэффициенты C_ϕ угловой деформативности составили $0,51 \times 10^{-7}$; $2,34 \times 10^{-7}$; $6,81 \times 10^{-7}$ рад/(Н·м) соответственно при толщине слоя эластомера 5, 10 и 20 мм. Увеличение же размеров поперечного сечения колонн, наоборот, привело к уменьшению коэффициента угловой деформативности. Так, при толщине слоя эластомера 5 мм и прочих равных условиях опытные значения этих коэффициентов составили

$2,32 \times 10^{-7}$ и $0,64 \times 10^{-7}$ рад/(Н·м) соответственно для стыков ФШС-1-30(5) и ФШС-3-40(5).

Полученные экспериментальные данные, свидетельствующие о неупругом деформировании подобного типа узлов, легли в основу разработанной впервые расчетной модели для определения деформаций узла сопряжения колонны с фундаментом из полимерных материалов.

При разработке указанной модели приняты следующие предпосылки и допущения:

1. Деформации узла сопряжения определяются деформативными свойствами материала прокладок и практически не зависят от прочностных и деформативных свойств бетона сопрягаемых конструкций.

2. Между прокладкой и бетоном сопрягаемых конструкций может передаваться только усилие сжатия.

3. Обобщенной характеристикой материала прокладок является диаграмма его деформирования при сжатии. Анализ экспериментальных диаграмм деформирования материала эластомера при сжатии показал, что его действительную нелинейную диаграмму можно аппроксимировать с помощью билинейной зависимости касательного модуля деформаций эластомера от величины его относительного сжатия (рис. 4).

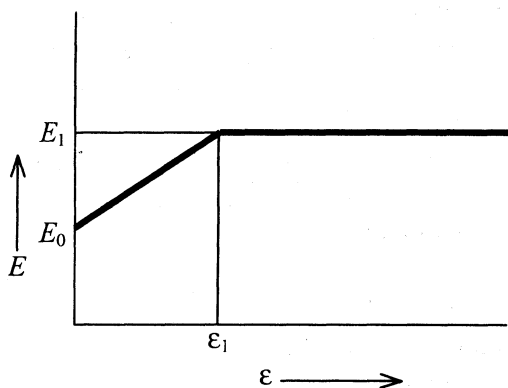


Рис. 4. Билинейная диаграмма изменения касательного модуля деформаций эластомера

4. Касающиеся прокладок плоскости сопрягаемых конструкций остаются плоскими при всех видах перемещения — осадке и повороте.

Таким образом, в основу предлагаемой расчетной модели положены диаграмма деформиро-

вания материала прокладки и гипотеза плоских сечений. Расчетная модель, кроме этого, включает уравнения равновесия внутренних и внешних сил в нормальном сечении.

Главным достоинством предлагаемой расчетной модели является то, что, основываясь на ней, можно выполнять расчет деформаций рассматриваемых узлов сопряжения на всех стадиях деформирования, в том числе при переменной площади контакта.

Применение предлагаемой модели требует при переходе от напряжений в прокладках к обобщенным усилиям (внутренним моментам и нормальной силе) 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*. В частности, вполне удовлетворительной точности аппроксимации экспериментальных диаграмм деформирования материала прокладки при сжатии можно достичь с помощью зависимости вида

$$E = \frac{E_0}{\sqrt{1 + p \frac{\epsilon}{\epsilon_1}}} \text{ при } \epsilon \leq \epsilon_1, \quad E = E_1 \text{ при } \epsilon > \epsilon_1,$$

где

$$p = \left(\frac{E_0}{E_1} \right)^2 - 1. \quad (1)$$

Здесь E_0 — начальный модуль деформаций; E_1 — касательный модуль деформаций после стабилизации; ϵ — относительная деформация сжатия; ϵ_1 — то же в конце стабилизации.

Зависимость напряжений в материале прокладки от относительных деформаций при сжатии будет иметь следующий вид:

$$\sigma = \frac{2\epsilon_1 E_0}{p} \left(\sqrt{1 + p \frac{\epsilon}{\epsilon_1}} - 1 \right) \text{ при } \epsilon > \epsilon_1;$$

$$\sigma = \frac{2\epsilon_1 E_0}{p} (\sqrt{1 + p} - 1) + E_1 (\epsilon - \epsilon_1) \text{ при } \epsilon \leq \epsilon_1. \quad (2)$$

* Точность предлагаемой расчетной модели решающим образом определяется адекватностью используемых диаграмм деформирования материалов прокладки.

Секущий модуль деформаций материала прокладки тогда определяется по зависимостям:

$$E' = \frac{2\varepsilon_1 E_0}{p\varepsilon} \left(\sqrt{1 + p \frac{\varepsilon}{\varepsilon_1}} - 1 \right) \text{ при } \varepsilon > \varepsilon_1;$$

$$E' = \frac{2\varepsilon_1 E_0}{p\varepsilon} \left(\sqrt{1 + p} - 1 \right) + E_1 \left(1 - \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon} \right) \text{ при } \varepsilon \leq \varepsilon_1.$$

При расчете принято, что напряжения σ_n в материале прокладки равномерно распределены по элементарной площадке площадью A_n .

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 единообразной форме на любом уровне загрузки записываются в виде:

$$N_z = \sum_n \sigma_n A_n; \quad M_x = - \sum_n \sigma_n A_n x_n;$$

$$M_y = - \sum_n \sigma_n A_n y_n.$$

Учитывая, что

$$\sigma_n = E_n \varepsilon_n \text{ и } \varepsilon_n = \varepsilon_z - k_x x_n - k_y y_n, \quad (3)$$

в матричной форме условия равновесия могут быть записаны как

$$\begin{Bmatrix} N_z \\ M_x \\ M_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} R_{11} & R_{12} & R_{13} \\ R_{21} & R_{22} & R_{23} \\ R_{31} & R_{32} & R_{33} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ k_x \\ k_y \end{Bmatrix}, \quad (4)$$

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

Элементы матрицы жесткости рекомендуется рассматривать как некоторые переменные жесткостные характеристики сечения:

$$R_{11} = \sum_n E'_n A_n; \quad R_{12} = R_{21} = - \sum_n E'_n A_n x_n;$$

$$R_{13} = R_{31} = - \sum_n E'_n A_n y_n; \quad R_{22} = \sum_n E'_n A_n x_n^2;$$

$$R_{23} = R_{32} = \sum_n E'_n A_n x_n y_n; \quad R_{33} = \sum_n E'_n A_n y_n^2.$$

Систему (4) при заданных внешних силах и принятых размерах сечения относительно вектора деформаций решают итерационным способом по следующему алгоритму:

- по (5) вычисляют элементы матрицы жесткости, принимая $E'_n = E_{\text{mid}}$, где E_{mid} – секущий модуль деформаций при величине напряжений, соответствующей равномерному распределению нормальной силы по контактной площади узла сопряжения;

- решают систему (4) с постоянными коэффициентами относительно ε_z, k_x, k_y ;

- определяют продольные деформации материала прокладки для центров элементарных участков A_n , пользуясь (3);

- по аналитическим зависимостям, описывающим диаграммы деформирования на основании зависимости, устанавливают значения секущих модулей упругости E'_n (в случае, когда $\varepsilon \leq \varepsilon_1$, принимают E'_n равным 0);

- по (5) уточняют элементы матрицы жесткости;

- повторяют решение до получения заданной сходимости.

По окончании итерационного процесса, умножая элементы найденного вектора деформаций на первоначальную (до приложения нагрузок) толщину прокладки, получаем величины вертикальной осадки узла в выбранном центре координат и угловые деформации узла в направлении соответствующих осей.

Основанная на предложенных зависимостях методика расчета реализована в виде программы ELASTOMER, написанной на языке FORTRAN, по которой рассчитаны деформации испытанных стыков и произведено их сравнение с опытными величинами.

Графики изменения углов поворота колонн (расчетные и опытные) представлены на рис. 5. Расчетные величины нанесены штриховыми, а опытные – сплошными линиями. В связи с тем, что допустимая область работы стыков ограничена требованиями максимального горизонтального смещения верха колонн в диапазоне от 1/150 до 1/200 ее высоты, на графиках нанесены расчетные и опытные значения углов поворота, соответствующие этому диапазону, хотя в опытах их значения значительно превышали его. Как показывает анализ, в целом между опытными и расчетными величинами существует достаточно хорошая корреляция.

Сравнение результатов опытных и расчетных величин изгибающих моментов производилось

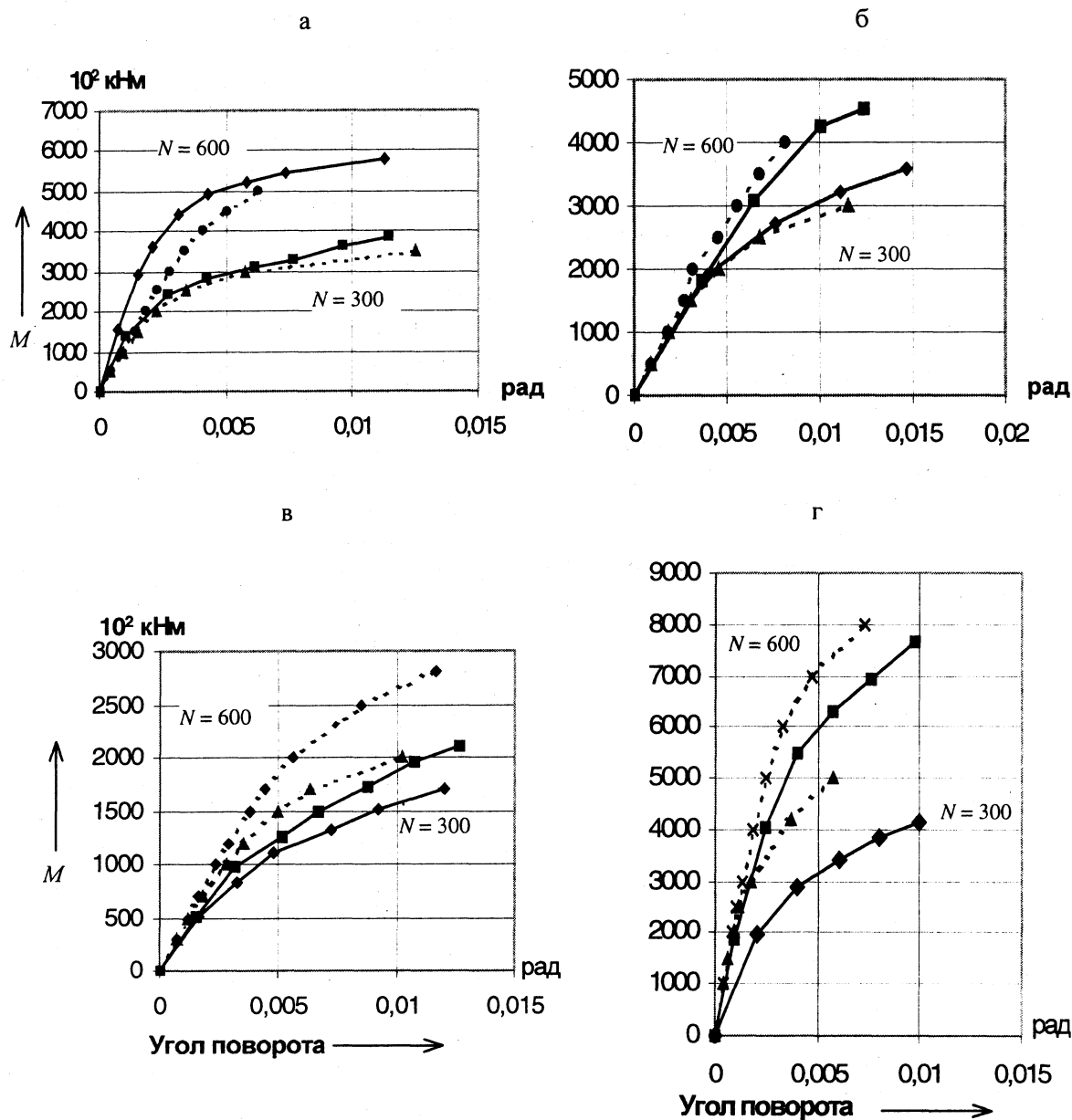


Рис. 5. Сопоставление опытных и расчетных углов поворота испытанных стыков разных групп при двух уровнях продольной нагрузки 300 и 600 кН: а – ФШС-1-30(5); б – ФШС-1-3(10); в – ФШС-2-20(5); г – ФШС-3-40(10)

по величине моментов, действующих в стыке при характерных углах поворота, равных 0,005 и 0,00667 рад, что соответствует диапазону горизонтальных перемещений верха колонн от 1/150 до 1/200 ее высоты. Лучшая сходимость получена в образцах первой группы – 0,974, несколько хуже – в образцах второй (0,675) и третьей (0,800) групп.

Обращает на себя внимание худшая сходимость при увеличении толщины слоя эластомера. Это можно объяснить следующими причинами.

Первая – появление горизонтальной составляющей продольной силы при повороте (эффект Киршкерна). Особенности структуры эластомерной прокладки (наличие длинных цепей макромолекул, высокая подвижность их звеньев, слабые межмолекулярные силы Ван-дер-Ваальса, гибкость самих молекул благодаря свободе вращения атомных групп и т. д.) способствуют тому, что появление даже такого небольшого по величине дополнительного усилия приводит к ее заметному искривлению, вносящему дополни-

тельный вклад в поворот колонн. Значение этой деформации становится особенно заметным при увеличении толщины слоя эластомера.

Вторая причина заключается в том, что физико-механические характеристики эластомера в конкретном изделии зависят от условий вулканизации, и при большей толщине изделия разброс их также увеличивается [4, 5].

Сказывается также и условность применения диаграмм деформирования эластомера, полученных при центральном сжатии, к оценке угловых деформаций в условиях внецентренного сжатия.

С учетом изложенного выше предлагаемая методика может быть применена к расчету стыков с толщиной слоя эластомера не более 20 мм. При указанном ограничении толщины слоя эластомера среднее отношение опытного момента к расчетному по всем образцам составляет 0,834,

что позволяет рекомендовать разработанную методику для деформационного расчета стыков указанного типа.

ЛИТЕРАТУРА

1. А. с. 903497 (СССР). Способ устройства шарнирного стыка железобетонных конструкций / В. А. Клевцов, И. А. Петров, Т. М. Пецольд и др. // Бюл. изобр. – 1982. – № 5.
2. Stützenstöße im Stahlbeton-fertigteilbau mit unbewehrten Elastomerlagern / H. R. Sasse, F. Müller, U. Thormalen // Beton- und Stahlbetonbau. – 1982. – № 11–12. – P. 45–52.
3. Design of plain elastomeric bearing pads in precast concrete structures / L. Vinje // Journal of the Nordic concrete federation. – 1986. – № 1. – P. 24–27.
4. Догадкин Б. А. Химия эластомеров. – М.: Химия, 1981. – 357 с.
5. Бухина М. Ф. Техническая физика эластомеров. – М.: Химия, 1984. – 224 с.

*Рецензент докт. техн. наук,
проф. ПЕЦОЛЬД Т. М*

УДК 624.04:517.962.1

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ДВУХСЛОЙНОГО ОСНОВАНИЯ ПОД ПОЛОСОВОЙ НАГРУЗКОЙ

Канд. техн. наук, доц. ШЕВЧУК Л. И.

Белорусская государственная политехническая академия

Инженерно-геологические условия на строительных площадках Республики Беларусь разнообразны, и проявляются они слоистостью оснований или наличием слабых подстилающих слоев, которые особенно часто встречаются в поймах рек или на заболоченных территориях. В таких случаях в инженерной практике приходится перед возведением зданий и сооружений производить предварительную подготовку их оснований. Один из простейших способов подготовки слабых оснований – это отсыпка верхнего песчаного слоя с последующим его уплотнением или уплотнение верхнего слоя естественного грунта, при котором актуален вопрос о необходимых его толщине и степени уплотнения.

Целью проведенных теоретических исследований являлось определение влияния степени уплотнения верхнего слоя основания на напря-

женно-деформированное состояние слоистого основания под полосовой нагрузкой неограниченной длины. В качестве основания принималась двухслойная линейно-упругая изотропная среда ограниченных размеров по горизонтальным и вертикальным направлениям. Учитывая вид нагрузки, рассматривается случай плоской деформации. Ставится условие отсутствия перемещений по боковым и нижней границам выделенной деформируемой области. Вертикальная полосовая нагрузка следует за вертикальными перемещениями поверхности основания. Горизонтальные перемещения точек поверхности основания под нагрузкой принимаются равными нулю при полном сцеплении между верхним и нижним слоями двухслойного основания. Для решения поставленной задачи использован метод ассоциированных групп совместных конечных элементов (КЭ) (рис. 1, 2).