

УДК 539.3.62.214

DOI: 10.17223/00213411/64/3/62

RUIHUA TANG¹, WEIMIN DING², YUN QIAN¹

ОЦЕНКИ ЖЕСТКОСТИ ПОПЕРЕЧНОГО СТЫКА СБОРНОГО ТОННЕЛЯ НА ОСНОВЕ ФИЗИЧЕСКИХ ПРЕДСТАВЛЕНИЙ*

Предложена основанная на физических представлениях модель для расчета жесткости поперечных соединений сборных многоцелевых тоннелей. В качестве натурального объекта взят тоннель дороги Южный Кемугун города Гуанчжоу. Положение поперечного стыка анализируется с точки зрения конструкции и внутренних сил. Для разработки и анализа трехмерной модели поперечного стыка используется программное обеспечение Midas FEA. Выбраны расчетные параметры, граничные условия и методы нагружения материалов и конструкций, что позволило получить модели расчета изгиба и осевой жесткости поперечного стыка. Полученные результаты показывают, что теоретические значения согласуются с экспериментальными данными. Созданная модель может хорошо описывать деформационное и внутреннее силовое состояние соединения в условиях нагрузки. Жесткость поперечного соединения на сдвиг составляет $3.524 \cdot 10^6$ кН/м, а жесткость поперечного соединения на изгиб – $1.001 \cdot 10^5$ кН/рад при условии горизонтальной осевой силы 500 кН/м на погонный метр.

Ключевые слова: физические представления, сборный многоцелевой тоннель, модель поперечного стыка, жесткость, конечный элемент.

Введение

Многоцелевой построенный по технологии предварительно напряженного сборного оборудования тоннель называется предварительно напряженным многоцелевым тоннелем (ПНМТ). По сравнению с монолитным аналогом сборный тоннель имеет преимущества: короткий цикл, небольшое загрязнение окружающей среды, хорошее качество и перспективы применения [1]. В соответствии с методами сборки и положениями стыков такие сооружения можно разделить на два типа: один имеет только продольное соединение, другой – продольное и поперечное. Соединение является слабым звеном, которое в значительной степени определяет деформацию и несущую способность всей конструкции. В частности, жесткость и прочность поперечного соединения влияют на напряжение общей конструкции, в том числе и на ее дизайн [2].

Не существует общего метода расчета прочности и жесткости поперечного соединения ПНМТ, а стоимость экспериментальной оценки высока, поэтому численное моделирование становится важным средством изучения механических характеристик поперечного соединения.

В данной работе, основанной на проекте сборного многоцелевого туннеля в Гуанчжоу, теоретически анализируется выбор местоположения поперечного стыка сборного многоцелевого туннеля и факторы, влияющие на жесткость стыка. Затем, основываясь на физической картине, полученной с помощью конечно-элементного программного обеспечения MIDAS FEA, строится модель поперечного стыка, исследуются характерные сдвиговые силы и моменты сил, особенно сдвиговые силы и изгибная жесткость поперечных стыков [3].

Материал и методы

Анализ положения поперечного соединения сборных труб

Расположение поперечного стыка можно рассматривать с двух позиций:

1. С точки зрения строительства сборного многоцелевого тоннеля: если горизонтальный стык установлен на 1/2 высоты конструкции, то вес верхней и нижней секций одинаков, что более удобно для подъема, т.е. целесообразно устанавливать поперечный стык на 1/2 высоты конструкции [4].

2. С точки зрения рассмотрения сил: нагрузка, испытываемая тоннелем с неглубоким бурением и открытой выемкой, в основном включает в себя давление воды и почвы сверху, снизу, сбоку

* The research is supported by Key scientific research projects of Chaohu University (xlz-201804, xlz-201808); Key teaching and research projects of Chaohu University (ch18jxyj01).

и собственный вес. Диаграмма напряжений тоннеля без поперечного соединения показана на рис. 1.

Для сборной конструкции тоннеля поперечные швы станут самым слабым местом, наиболее уязвимым для повреждений. Поперечное соединение сопротивляется изгибающему моменту растягивающими напряжениями, вызванными изгибающим моментом стального стержня, и сжимающими напряжениями, вызванными изгибающим моментом бетона. Оно сопротивляется силе сдвига трением между бетоном и сдвигающей способностью стального стержня. Кроме того, из-за небольшой площади стержня оно мало влияет на силу сдвига. Из способа передачи изгибающего момента и силы сдвига видно, что способность поперечного соединения противостоять изгибающему моменту больше, чем способность противостоять поперечной силе сдвига [5]. Кроме того, под действием изгибающего момента поперечное соединение сжимается внутрь и открывается наружу, а внутренняя резиновая прокладка также сжимается, что позволяет предотвратить утечку. Однако под действием силы сдвига две стороны поперечного сдвига смещаются и резиновая прокладка растягивается для предотвращения утечки.

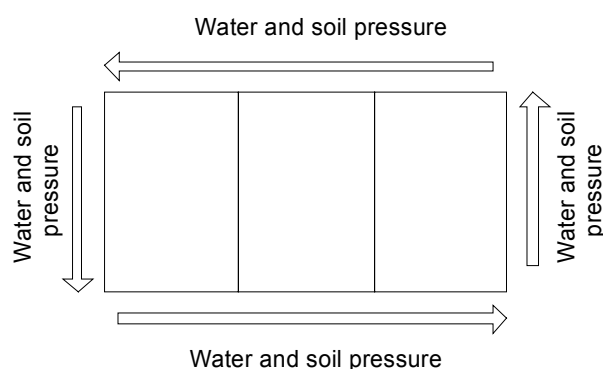


Рис. 1. Диаграмма давлений на сборную конструкцию тоннеля

Так как в положении с наибольшим изгибающим моментом сила сдвига равна нулю, то именно это положение поперечного шва является наиболее подходящим, однако его расположение часто превышает $1/2$ высоты конструкции.

Создание модели

Нелинейное программное обеспечение Midas FEA разработано для применения в гражданском строительстве. Midas FEA имеет очень мощную препроцессорную функцию, что позволяет строить точную численную модель и все чаще используется в анализе бетонных конструкций. Midas FEA использовалось и для моделирования и анализа поперечного стыка конструкции тоннеля.

Для поперечного стыка многокомпонентной конструкции тоннеля, находящегося на боковой стене, моделирование и вычисление должно проводиться для всей боковой стены [6].

Общая информация. Открытый метод принят для строительства сборного многоцелевого тоннеля с прямоугольным сечением Южной дороги Кемугун в городе Гуанчжоу. Сборный интегрированный тоннель разделен на три секции: кабельная, интегрированная и газовая кабины. Одна секция разделена на верхнюю и нижнюю части, которые соединены поперечными швами. Передняя и задняя секции соединены шарнирами. Поперечные стыки устанавливаются на $1/2$ высоты тоннеля. Поперечное соединение служебного тоннеля относится к соединению врезного и канавчатого типа, а продольное - к соединению гнездового типа, все они герметизируются резиновыми уплотнительными полосами, а элементы натягиваются и фиксируются стальными штангами [7].

Упрощения и допущения. Для упрощения моделирования сделаны допущения для трехмерной модели сборного многоцелевого тоннеля:

- Поскольку наружная стенка испытывает изгибающий момент и силу сдвига, то моделируется и анализируется только боковое соединение наружной стенки, а напряжение внутренней стенки не рассматривается.

- Влияние снижения прочности, вызванного долговременной работой материала, не учитывается, а резиновый и водонепроницаемый наполнитель, анкерная плита и гайка рассматриваются как эластичные материалы, бетон – как изотропная среда.
- Форма сечения прокладки упрощается до прямоугольника, а канавка для установки резиновой прокладки и отверстие для нее игнорируются [8].
- Моделируется только напряженная продольная арматура, но не учитывается влияние хомутов и другой арматуры.
- Зазор между стальным стержнем, резиной и водонепроницаемым наполнителем в бетонной боковой стенке игнорируется, а взаимодействие между ними рассматривается путем введения контактной поверхности.
- Корпус и защитная прокладка на стальном стержне не моделируются.
- Совместное соединение анкерной плиты, гайки, стального стержня и бетонной боковой стенки не рассматривается.

Геометрическая модель. Конечно-элементная модель поперечного стыка состоит из участка наружной стены тоннеля, включающего верхнюю и нижнюю секции. Общая длина геометрической модели составляет 4400 мм, причем верхняя и нижняя секции – 2200 мм; ширина – 2400 мм; толщина – 350 мм. Верхняя и нижняя секции соединены четырьмя штучными стальными стержнями диаметром 22 мм. Длина шипа поперечного соединения – 20 мм, ширина – 200 мм, а наклон шипа – 63°. Модель также учитывает отверстие для стального стержня, продольную арматуру, водонепроницаемый наполнитель и другие материалы, как показано на рис. 2.

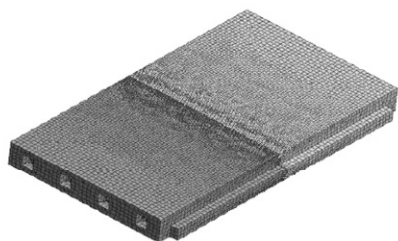


Рис. 2. Общая модель поперечного соединения

Выбор материалов. На основании кодов проектирования железобетонных (GB50010-2010) и стальных (GB50017-2003) конструкций, протокола испытаний на сжимающее напряжение композитной резиновой прокладки и справочной информации по основным физико-механическим характеристикам выбраны соответствующие материалы (табл. 1).

Таблица 1

Физико-механические характеристики материалов

Характеристики	Материал						
	Бетон	Усиленный	Стальной стержень	Анкерная пластина	Гайка	Водонепроницаемая упаковка	Этилен пропилендиеновый каучук
Основополагающие требования	Общая деформационная трещина	Fan Mei Seth	Fan Mei Seth	Эластичность	Эластичность	Эластичность	Эластичность
Тяжелые, кН/м ³	24	77.4	77.4	77.4	77.4	9	5
Модуль упругости, МПа	31400	199998	199998	205998	209998	249	1.4
Коэффициент Пуассона	0.156	0.2	0.2	0.2	0.2	0.24	0.34
Стандартная прочность на сжатие/растяжение, МПа	25.7/2.28	–	–	–	–	–	–
Предел текучести, МПа	–	398	798	–	–	–	–

Граничные условия и режим нагружения

А. Сила сдвига поперечного соединения.

Граничным условием общей модели является шарнирная опора на одном конце, вертикальная опора – на другом, которая ограничивает только вертикальное и горизонтальное направления и может свободно перемещаться. Собственный вес бетонной боковой стенки, арматуры, стального стержня, резины и других материалов игнорируются. Линия действия горизонтальной нагрузки N проходит через центр соединения. Расстояние между линией действия вертикальной нагрузки P и центром соединения – 100 мм. Вертикальная нагрузка действует с обеих сторон соединения и прикладывается в противоположном направлении. Сила предварительной нагрузки F_p прикладывается к стальному стержню путем предварительного нагружения. Соотношение между силой сдвига F_s и вертикальной нагрузкой P соединения выглядит как $F_s = P$.

Этапы анализа: а) активируются бетонная боковая стенка, стальной стержень, резина и другие материалы, применяются контактные и граничные условия и прикладывается предварительное нагружение стального стержня; б) прикладывается горизонтальная осевая сила; в) прикладывается и постепенно увеличивается вертикальная нагрузка, чтобы реализовать сдвиг поперечного соединения.

Б. Изгиб поперечного соединения

Граничные условия, горизонтальная нагрузка в направлении оси X и предварительная нагрузка такие же, как указано выше, собственный вес игнорируется; расстояние между линией действия вертикальной нагрузки P и центром соединения составляет 1000 мм, а вертикальная нагрузка, приложенная с обеих сторон соединения, имеет одно направление. Соотношение между изгибающим моментом соединения M и вертикальной нагрузкой P имеет вид

$$M = d \times P. \quad (1)$$

Модель расчета жесткости поперечного соединения

Жесткость при изгибе. Изгибная жесткость поперечного соединения представлена на рис. 3. Жесткость поперечного соединения в стадии сброса давления ($M \leq 21.8$ кН·м) можно приближенно рассматривать как изгибную жесткость всего бетона без соединения. От сброса давления до стадии предварительной текучести (21.8 кН·м $< M < 92.4$ кН·м) изгибная жесткость в соединении изменяется с напряжением. В это время соединение делится на зоны отрыва и контакта [9]. После податливости (≥ 92.4 кН·м) жесткость соединения при изгибе может быть принята равной нулю. Основное внимание уделяется теоретическому имитационному расчету изгибной жесткости после падения давления и до предела текучести.

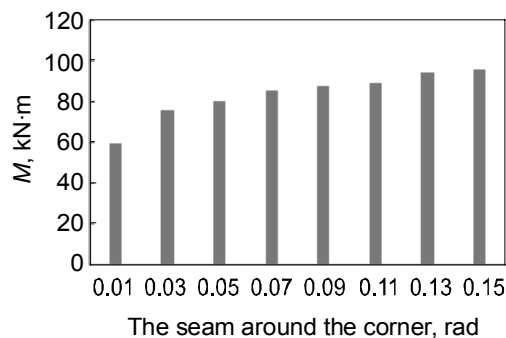


Рис. 3. Изгибная жесткость соединения

В соответствии с тем, что нейтральный слой боковой стенки не растянут и не сжат, можно записать

$$(R + b)\theta = l. \quad (2)$$

В зоне сжатия боковой стеновой панели деформация в любом удаленном от нейтрального слоя месте имеет вид

$$\varepsilon_1 = \frac{l - (R + b - y)\theta}{l}. \quad (3)$$

В то же время напряжение

$$\sigma_1 = \frac{E[l - (R + b - y)\theta]}{l}. \quad (4)$$

Тогда результирующая сила сжимающего напряжения на одной стороне зоны сжатия боковой стеновой панели:

$$N_1 = \int_0^b \sigma_1 B dy = \int_0^b \frac{EB[l - (R + b - y)\theta]}{l} dy = \frac{EB(lb - R\theta b - b^2\theta/2)}{l}. \quad (5)$$

В соответствии с предположением о плоском сечении можно получить диаграмму внутренних сил поперечного сечения соединения (рис. 4).

Согласно условию баланса силы, растягивающее усилие высокопрочного болта

$$T = N_1. \quad (6)$$

Деформация высокопрочного болта при растяжении имеет вид

$$\Delta l = \frac{EB(lb - R\theta b - b^2\theta/2)}{EK_s}. \quad (7)$$

Изгибающий момент высокопрочного болта принимается как

$$\begin{aligned} M &= \int_0^b \sigma_1 B(t_c - b + y - t_s) dy = \int_0^b \frac{EB[l - (R + b - y)\theta]}{l} (t_c - b + y - t_s) dy = \\ &= \frac{EB[t_c b - lb^2/2 - t_s b + \lambda(b)]}{l}, \end{aligned} \quad (8)$$

где

$$\lambda(b) = \left(\frac{Rb^2}{2} - Rt_c b + Rt_s b - \frac{b^2(t_c - t_s)}{2} + \frac{b^3}{3} \right) \theta. \quad (9)$$

Из (8) можно найти, что угол системы, состоящей из плиты боковой стенки и поперечного стыка под действием бокового давления грунта, равен

$$\delta\theta = \frac{\left(\frac{Ml}{EB} - t_c b + lb^2/2 + t_s b \right)}{\lambda(b)}. \quad (10)$$

Из (10) видно, что для определения угла наклона всей системы боковых стеновых панелей и поперечного стыка необходимо определить только размер.

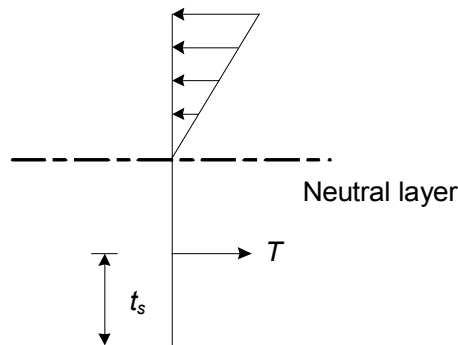


Рис. 4. Диаграмма внутренних сил сечения соединения.

Согласно предположению о плоском сечении бокового стыка боковой стеновой панели [10], деформацию зоны натяжения стыка с расстоянием от нейтрального слоя можно рассчитать как

$$\frac{\Delta l_y}{y} = \frac{\Delta l}{a - t_s} = \frac{\Delta l}{t - b - t_s}, \Delta l_y = \frac{y N_1}{(t_c - b - t_s) K_s}. \quad (11)$$

Деформация бетона в зоне растяжения на расстоянии y от нейтрального слоя равна общей деформации за вычетом ширины трещины растяжения в поперечном стыке. Поэтому деформация бетона в зоне растяжения на расстоянии y от нейтрального слоя имеет вид

$$\varepsilon_2 = \frac{(R + b + y)\theta - l - \frac{y N_1}{(t_c - b - t_s) K_s}}{(R + b + y)\theta}. \quad (12)$$

Результирующая сила растяжения бетона в зоне растяжения боковой стеновой панели

$$N_2 = \int_0^a EB \frac{(R + b + y)\theta - l - \frac{y N_1}{(a - t_s) K_s}}{(R + b + y)\theta} dy = EB \left\{ a - \frac{N_1 \left[a + (R + b) \ln \frac{R + b}{R + t} \right]}{(t_c - b - t_s) K_s \theta} + \frac{l}{\theta} \ln \frac{R + b}{R + t} \right\}, \quad (13)$$

где I – момент инерции сечения тоннеля; n – количество высокопрочных болтов. N_2 можно получить, подставив (3) в (13).

Внутренняя схема сил несъемного сечения боковой стенки плиты показана на рис. 5. Согласно соотношению баланса сил (рис. 5), величину b можно получить для определения положения нейтральной оси: $N_1 = N_2$ [11].

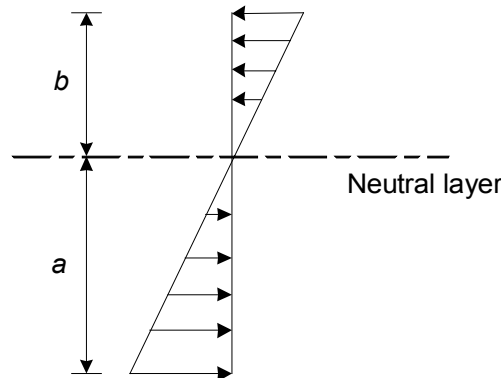


Рис. 5. Диаграмма внутренних сил несъемного сечения

На этом этапе можно использовать уравнение (8) для определения угла боковой стеновой панели и поперечного стыка. Однако для того, чтобы найти изгибающую жесткость поперечного соединения, необходимо определить зависимость угла поворота от изгибающего момента, для чего требуется угол поворота в поперечном соединении. Предполагается, что угол при поперечном стыке равен суммарному углу сайдинга и поперечного стыка за минусом угла сплошного сайдинга бетона без стыка [12, 13].

Найденные деформация и результирующая сила сжимающего напряжения в любом месте y между зоной сжатия и нейтральным слоем позволяют получить изгибающий момент результирующей силы сжимающего напряжения в положении нейтрального слоя боковой стенки:

$$M = \int_0^b \sigma_1 B y dy = \int_0^b \frac{EB [l - (R + b - y)\theta]}{l} y dy = \frac{EB \left(\frac{lb^2}{2} - \frac{Rb^2}{2} \theta - \frac{b^3 \theta}{6} \right)}{l}. \quad (14)$$

Согласно (14), угол наклона интегральной монолитной боковой панели бетона без стыка равен

$$\delta \bar{\theta} = \frac{Ml}{EB} \frac{lb^2}{2}, \quad (15)$$

где

$$\lambda(\bar{b}) = -\left(\frac{Rb^2}{2} + \frac{b^3}{6}\right). \quad (16)$$

Используя (8) и (15), найдем угол между боковой стеновой панелью и поперечным стыком:

$$\Delta\theta = \delta\theta - \delta\bar{\theta}. \quad (17)$$

Согласно определению жесткости соединения (изгибающий момент, необходимый для получения единичного угла поворота), может быть получена изгибная жесткость поперечного соединения:

$$k = \frac{M}{\Delta\theta} = \frac{M}{\delta\theta - \delta\bar{\theta}}. \quad (18)$$

Осевая жесткость. Форма соединения боковой стеновой панели задается расположением нескольких высокопрочных болтов близко к внутренней стороне панели вдоль ее толщины. В это время жесткость на растяжение всех болтов в соединении

$$K_s = NE_L A_L / l_L. \quad (19)$$

Высокопрочные болты не выдерживают давления, поэтому предполагается, что оно приложено к сборному железобетону. Так как поперечное соединение не длинное, то жесткость на сжатие равна $K_c = \infty$.

Под действием растягивающей силы усилие боковой панели полностью переносится на высокопрочные болты [14]. В это время происходит распределение жесткости на стыке $K_T = K_s$.

Результаты

Анализ точности расчета. С целью проверки точности модели и метода расчета поперечного стыка проведено сравнение экспериментальных данных с результатами теоретического расчета (табл. 2). Результаты сравнения показывают, что теоретическое расчетное значение согласуется с экспериментальными данными в целом, поэтому модель и метод могут точно описывать деформационное и внутреннее силовое состояние соединения в процессе нагружения.

Однако существует большая разница между экспериментальными и теоретическими значениями при сбросе давления в стыках. Есть две причины. Во-первых, из-за больших размеров деталей в эксперименте проявляются трудности контроля и неизбежные ошибки в процессе сборки и измерений. Во-вторых, существуют погрешности в соединениях и размере пазов для уплотнения [15].

Разность между теоретическим и экспериментальным значениями уменьшается с увеличением ширины трещины растяжения в процессе сброса давления соединения до текучести. Основная причина заключается в том, что при увеличении нагрузки напряжение на стыке становится более равномерным и теоретическое предположение лучше согласуется с фактическим на стыке тонеля.

Таблица 2

Сравнение рассчитанных и экспериментально полученных значений

Два этапа		Теоретическое значение	Экспериментальное значение	Значение ошибки	Теоретическое значение/экспериментальное значение
Устранить давление	M , кН·м	16.24	21.7	-5.34	0.64
	Высокопрочная деформация болта $\times 10^3$	2.018	2.042	-0.013	0.88
	Максимальная ширина трещины, мм	0.17	0.15	-0.07	0.58

Окончание табл. 2

Два этапа		Теоретическое значение	Экспериментальное значение	Значение ошибки	Теоретическое значение/экспериментальное значение	
После снижения давления до предела текучести	$\theta = 0.0003$	M , кН·м	35.7	28.6	6.9	1.14
		Высокопрочная деформация болта $\times 10^3$	2.621	2.085	0.525	1.15
		Максимальная ширина трещины, мм	0.41	0.43	-0.01	0.85
	$\theta = 0.0004$	M , кН·м	57.4	47.9	9.3	1.10
		Высокопрочная деформация болта $\times 10^3$	3.355	2.937	0.407	1.04
		Максимальная ширина трещины, мм	3.23	3.05	0.17	1.05
	$\theta = 0.011$	M , кН·м	74.1	62.7	11.3	1.07
		Высокопрочная деформация болта $\times 10^3$	4.258	3.614	0.633	1.16
		Максимальная ширина трещины, мм	7.06	6.31	0.54	1.09
	$\theta = 0.01$	M , кН·м	77.4	70.2	7.1	1.09
		Высокопрочная деформация болта $\times 10^3$	4.801	4.252	0.538	1.12
		Максимальная ширина трещины, мм	12.30	10.14	2.05	1.19
	$\theta = 0.02$	M , кН·м	79.8	75.5	4.4	1.05
		Высокопрочная деформация болта $\times 10^3$	6.263	5.621	0.632	1.01
		Максимальная ширина трещины, мм	15.17	16.25	-1.07	0.82
	$\theta = 0.03$	M , кН·м	85.6	83.1	2.4	1.02
		Высокопрочная деформация болта $\times 10^3$	7.254	6.937	0.306	1.04
		Максимальная ширина трещины, мм	25.85	23.51	2.23	1.09
Предельная несущая способность	M , кН·м	87.1	91.5	-4.3	0.94	

Жесткость сдвига. Не существует характеристики, которую можно было бы использовать для определения величины жесткости поперечного соединения сборных труб. По жесткости сдвига можно получить кривую сдвигового смещения и силы сдвига опытным путем, натурным экспериментом и численным моделированием [16]. Жесткость сдвига может быть рассчитана как

$$k_{\delta} = \frac{F_s}{\delta}, \quad (20)$$

где k_{δ} – жесткость соединения на сдвиг; F_s – сила сдвига соединения; δ – сдвиговое смещение.

Сдвиговое смещение относится к вертикальному взаимному смещению δ точек А и В на внутреннем торце соединения после деформации.

Результаты расчета методом конечных элементов сдвигового смещения с усилием сдвига горизонтальной осевой силы 500 кН/м на погонный метр приведены на рис. 6. Далее под термином «кривая» будет пониматься огибающая, изображенная на рисунках. Из рис. 6 видно, что смещение увеличивается с ростом силы сдвига. Кривая состоит из двух участков, каждый из которых близок к прямой. Первый соответствует ситуации до соприкосновения и улучшения контакта сторон паза, а второй – после контакта и в ходе его улучшения [17]. Пересечение прямых определяется как критическая точка. Из значения обратного наклона прямой фитинга может быть получена жесткость сдвига. В качестве жесткости сдвига принимается обратная величина наклона второй прямой. Так как абсцисса на рисунке представляет собой величину сдвига на погонный метр, ширина соединения равна 2.4 м, а жесткость сдвига рассчитывается умножением на 2.4, то можно сделать вывод, что при этих условиях жесткость сдвига составляет $3.524 \cdot 10^6$ кН/м.

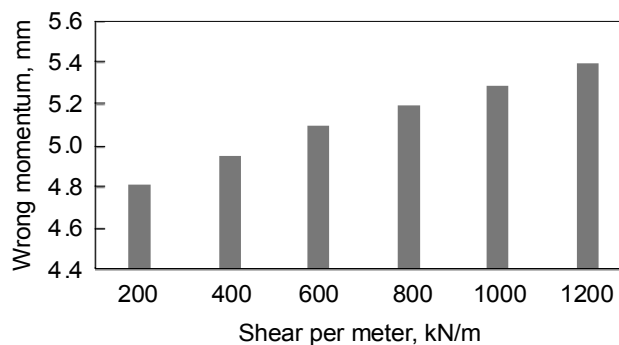


Рис. 6. Изменение неправильного импульса от силы сдвига

Жесткость при изгибе. Изгибная жесткость поперечного соединения k_θ сборных труб аналогична жесткости сдвига k_s . Значения угла поворота и изгибающего момента могут быть получены опытным путем, натурным экспериментом и численным моделированием k_θ . Таким образом, k_θ можно вычислить как

$$k_\theta = \frac{M}{\theta l}, \quad (21)$$

где k_θ – жесткость соединения при изгибе; M – изгибающий момент соединения; θl – угол.

Угол соединения относится к углу пересечения прямых, первоначально параллельных друг другу и расположенных на обоих концах соединения, но после деформации, т.е.:

$$\theta = 2 \arctan \frac{d_1 - d_2}{2h}, \quad (22)$$

где d_1 – расстояние между наружными швами после деформации; d_2 – расстояние между внутренними швами после деформации; h – толщина бетона.

По результатам расчета методом конечных элементов изменение угла в зависимости от изгибающего момента при горизонтальной осевой силе 500 кН/м на погонный метр показано на рис. 7. Из рис. 7 видно, что угол поворота увеличивается с ростом изгибающего момента, причем зависимость близка к линейной. График зависимости угла поворота от изгибающего момента близок к прямой линии, а жесткость при изгибе может быть получена из обратного наклона прямой линии фитинга [18]. Так как на рисунке по оси абсцисс откладываются значения изгибающего момента на погонный метр, ширина соединения составляет 2.4 м, а жесткость при изгибе необходимо умножить на 2.4, то после расчета значение жесткости при изгибе составляет $1.001 \cdot 10^5$ кН м/рад.

В случае неизменности осевой силы с увеличением изгибающего момента скорость роста угла имеет тенденцию замедляться, а жесткость при изгибе незначительно возрастает. Из-за влияния поперечного шипа соединения получается, что чем больше изгибающий момент, тем ближе контакт между шипом и канавкой на стороне сжатия соединения.

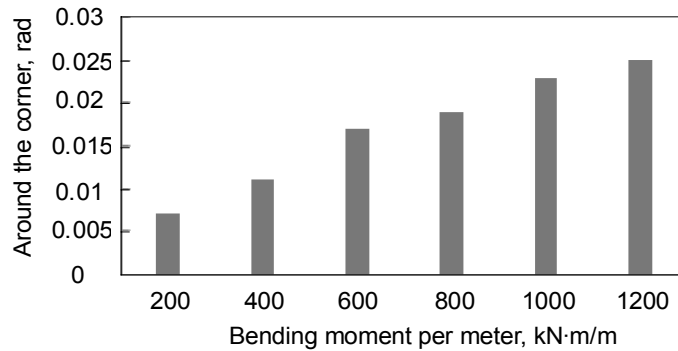


Рис. 7. Изменение угла в зависимости от изгибающего момента

Расчетное значение жесткости соединения по отношению к внутреннему усилию. Мощность перекрывающих отложений верхней части тоннеля на Южной дороге Кемугун в Гуанчжоу составляет 8 м. Максимальное внутреннее усилие рассчитывается по приведенной выше методике расчета и показано на рис. 8. Из рисунка видно, что максимальный изгибающий момент конструкции увеличивается с ростом жесткости соединения, поэтому изгибная способность может быть улучшена за счет увеличения жесткости соединения. При этом изменение изгибной жесткости мало влияет на осевую силу тоннеля, которой можно пренебречь [19]. Таким образом, жесткость соединения является важным фактором, влияющим на распределение внутренних сил.

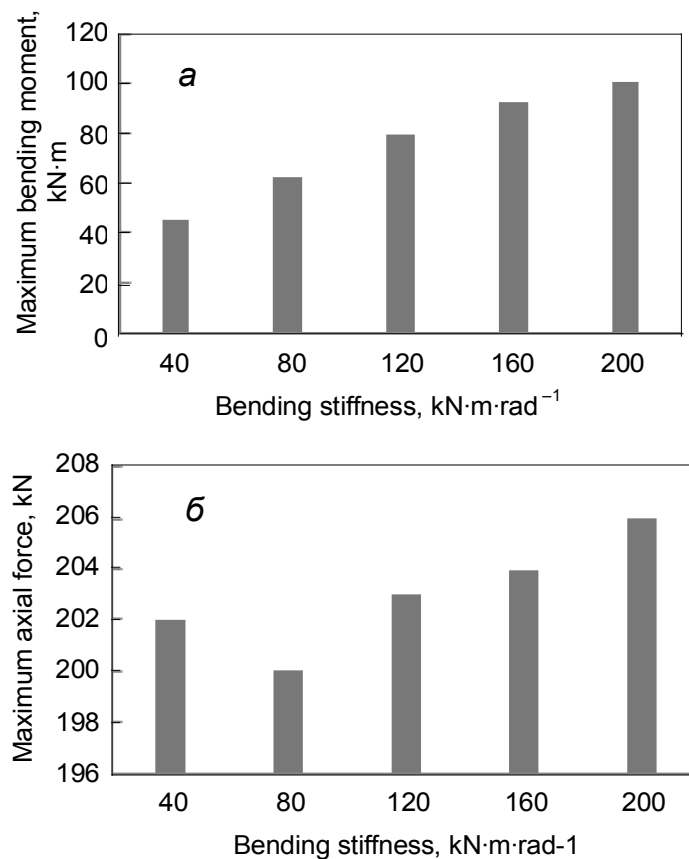


Рис. 8. Изменения экстремальной внутренней силы от изгибной жесткости: *a* – максимальный изгибающий момент; *б* – максимальное осевое усилие

Обсуждение

На основе проекта сборной конструкции тоннеля в Гуанчжоу с использованием метода конечных элементов построена модель расчета жесткости поперечного стыка, позволившая получить интересные результаты.

Теоретически проанализирован выбор положения поперечного стыка. С учетом конструкции тоннеля наиболее целесообразно установить стык на 1/2 высоты конструкции. Однако принимая во внимание внутреннюю силу, более рационально установить поперечный стык в положение с наибольшим изгибающим моментом, который часто находится выше 1/2 высоты конструкции.

Построена модель поперечного стыка, проанализированы зависимости сдвигового смещения стыка от сдвиговой силы и угла стыка от изгибающего момента. Жесткость поперечного соединения на сдвиг составляет $3.524 \cdot 10^6$ кН/м, а жесткость на изгиб – $1.001 \cdot 10^5$ кН/рад. Проанализированы также факторы, влияющие на сдвиговую жесткость поперечного соединения. Сделан вывод об условиях, при которых горизонтальная осевая сила и сдвиговая жесткость увеличиваются, а расстояние между стальными стержнями уменьшается. Жесткость поперечного соединения на сдвиг можно улучшить, добавив толщину бетона и угол наклона канавки. Сдвиговая жесткость поперечного соединения также может быть увеличена за счет большего размера ширины канавки. Когда длины паза и канавки находятся в определенном диапазоне, их удлинение может улучшить сдвиговую жесткость соединения. За пределами этого диапазона жесткость сдвига уменьшается с увеличением длины канавки и паза. Кроме того, увеличение горизонтальной осевой силы и угла наклона канавки может, очевидно, уменьшить смещение сдвига.

Основываясь на характеристиках нейтрального слоя боковой стеновой панели, уравнении баланса внутренних сил и условиях координации деформаций стыка, принимая во внимание характер стыка, удлинение высокопрочного болта и деформацию сборного бетона, построена модель расчета стыка тоннеля, теоретически выведены выражения изгибной жесткости и осевой жесткости поперечного стыка. На основе эксперимента по механическим характеристикам поперечного стыка сборного тоннеля верифицируются модель расчета поперечного стыка. По результатам расчета внутренней силы тоннеля установлено, что жесткость стыка оказывает очевидное влияние на максимальный изгибающий момент, но почти не влияет на осевую силу. Жесткость соединения является важным фактором для определения разумного распределения внутренней силы. Полученные результаты демонстрируют хорошее согласие теоретического расчета с экспериментальными данными, которые показывают, что характеристики надежности и жесткость поперечного сечения изготовленной секции тоннеля наиболее значимы в расчетной модели и методе этой работы.

Выводы

С применением метода конечных элементов построена модель расчета жесткости поперечного стыка сборного тоннеля, рассчитаны сдвиговая жесткость и изгибная жесткость стыка. В то же время анализируется влияние изгибной, сдвиговой и шарнирной жесткости модели расчета на внутренние силы тоннеля. Сделан вывод, что увеличение горизонтальной осевой силы, уменьшение расстояния между стальными стержнями, увеличение толщины бетона и наклона врезной канавки могут улучшить поперечное соединение. Эти же факторы могут повысить изгибную жесткость поперечного соединения. Увеличение жесткости может усилить сопротивление изгибу и улучшить распределение внутренних сил тоннеля. Экспериментальные результаты подтверждают обоснованность физической модели.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Chen Y. X. and Chen Y. X. // *Comput. Simul.* – 2016. – V. 33. – P. 208–211.
2. Zan Y. F., Han D. F., and Yuan L. H. // *J. Hydrodyn.* – 201. – V. 28. – P. 10–22.
3. Liu X. C., He X. N., and Wang H. X. // *J. Constr. Steel Res.* – 2018. – V. 145. – P. 28–48.
4. Zheng Y. F., Guo Z. X., and Zang X. // *KSCE J. Civil. Eng.* – 2018. – V. 22. – P. 2951–2960.
5. Rafiee R. and Habibagahi M. R. // *KSCE J. Civil. Eng.* – 2018. – V. 22. – P. 4564–4572.
6. Gardner J. E., Wadsworth F. B., Llewellyn E. W., et al. // *Bull. Volcanol.* – 2018. – V. 80. – No. 23.
7. Jun H. and Hong Y. // *Math. Probl. Eng.* – 2016. – V. 105. – P. 1–13.
8. Gerlach T. and Achmus M. // *Energy Procedia.* – 2017. – V. 116. – P. 351–364.
9. Wei D. and Peng W. // *Procedia Eng.* – 2017. – V. 210. – P. 79–86.
10. Ramadan H. M., Hassan M. M., and Mooty M. A. // *J. Constr. Steel Res.* – 2016. – V. 120. – P. 33–44.
11. Cheraghi A. and Zahrai S. M. // *J. Constr. Steel Res.* – 2016. – V. 127. – P. 120–135.

12. Mohammed S., Shafae J., and Wells T. // Int. J. Adv. Manufactur. Technol. – 2019. – V. 2. – No. 10. – P. 1–2.
13. Kolodnyi A.V. and Lagutkin M.G. // Chem. Pet. Eng. Engl. Tr. – 2018. – V. 54. – P. 7–8.
14. He J. and Zhang Q.G. // J. Korean Phys. Soc. – 2018. – V. 73. – P. 1310–1314.
15. Zhen C.B., Wang T.L., and Yu P.Y. // Chin. J. Ship. Res. – 2017. – V. 17. – P. 58–59.
16. Akin L. and Dusunceli F. // Appl. Math. Nonlinear Sci. – 2019. – V. 4. – No. 2. – P. 417–432.
17. Arslan D. // Appl. Math. Nonlinear Sci. – 2020. – V. 5. – No. 1. – P. 293–302.
18. Sow T.M.M. // Appl. Math. Nonlinear Sci. – 2019. – V. 4. – No. 2. – P. 559–574.
19. Zhao Y. // Appl. Math. Nonlinear Sci. – 2020. – V. 5. – No. 1. – P. 61–70.

Поступила в редакцию 19.10.2020.

¹ College of Electronic Engineering, Chaohu University, Chaohu, China

² College of Information Engineering, Chaohu University, Chaohu, China

Ruihua Tang, Master's Degree, Lecturer, Currently Teaches in Chaohu University, e-mail: chxytrh@163.com;

Weimin Ding, Master's Degree, Lecturer, Currently Teaches in Chaohu University, e-mail: ahchxydwm@163.com;

Yun Qian, Master's Degree, Professor, is now the Dean of Department of Electronic Engineering at Chaohu University, e-mail: qianyun@chu.edu.cn.