

Научная статья
УДК 624.21.012.4+624.042.7:625.7
doi:10.52170/1815-9265_2026_81_14

Сейсмостойкость неразрезных монолитных мостов с учетом натяжения арматурных канатов постнатяжения при взаимодействии опор с грунтом

Ибрахим Мирзаев^{1✉}, Улугбек Забихуллович Шермухамедов²,
Абдурахим Ровшан ўли Абдуллаев³, Анора Бахтиеровна Каримова⁴,
Овчинников Игорь Георгиевич⁵

^{1, 2, 3, 4} Ташкентский государственный транспортный университет, Ташкент, Узбекистан

⁵ Тюменский индустриальный университет, Тюмень; Уфимский государственный нефтяной технический университет, Уфа, Россия

¹ i.brakhim.mir@mail.ru✉

² ulugbekjuve@mail.ru

³ abdurahim.abdullayev.94@mail.ru

⁴ tillaboyeva_anora_karimova@mail.ru

⁵ bridgesar@mail.ru

Аннотация. Обеспечение сейсмостойкости транспортных сооружений является одной из приоритетных задач современного инженерного проектирования, особенно в сейсмоопасных регионах Центральной Азии. В настоящей работе рассмотрены особенности численного расчета сейсмостойкости неразрезного монолитного автодорожного путепровода с учетом напряжения арматурных канатов постнатяжения и взаимодействия опор с грунтовым основанием. Объектом исследования является трехпролетный неразрезной монолитный железобетонный путепровод пролетной схемой 35 + 50 + 35 м, расположенный в г. Джизаке, в районе 8-балльной сейсмической интенсивности, над высокоскоростной линией Ташкент – Самарканд (Республика Узбекистан). Промежуточные опоры – двухстоечные, высотой 12 м; в поперечном сечении плиты пролетного строения предусмотрено 19 каналообразователей с арматурными канатами постнатяжения. Расчеты выполнены в двух программных комплексах: ШАРК (метод прямого пошагового динамического интегрирования по акселерограммам реального Газлийского землетрясения 1976 г. интенсивностью более 9 баллов по шкале MSK-64) и MIDAS Civil (спектральный метод). Грунтовое основание смоделировано в соответствии с моделью Винклера посредством вязкоупругих связей, параметры которых определены по характеристикам лессовидных суглинков III категории по сейсмическим свойствам (КМК 2.01.03-19). Представлены результаты расчетов нормальных напряжений в верхней и нижней частях пролетного строения путепровода. Максимальное сжимающее напряжение в верхней части пролетного строения составило –10,10 МПа (MIDAS Civil) и –3,30 МПа (ШАРК); растягивающее напряжение в нижней части – 2,32 и 2,25 МПа соответственно. Выявленное расхождение результатов обусловлено принципиальным различием расчетных методов: спектральный метод дает консервативную (завышенную) оценку, тогда как прямое динамическое интегрирование воспроизводит реальную картину напряженно-деформированного состояния. В результате расчетов установлено, что все значения напряжений не превышают допустимых норм по ШНК 2.05.03–2022: путепровод сохраняет эксплуатационные характеристики при землетрясении интенсивностью более 9 баллов по шкале MSK-64.

Ключевые слова: неразрезная схема, монолитный, автодорожный путепровод, железобетон, пролетное строение, грунт, акселерограммы реальных землетрясений

Для цитирования: Сейсмостойкость неразрезных монолитных мостов с учетом натяжения арматурных канатов постнатяжения при взаимодействии опор с грунтом / И. Мирзаев, У. З. Шермухамедов, А. Р. Абдуллаев, А. Б. Каримова, И. Г. Овчинников // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2026. № 4 (81), спецвыпуск. С. 14–25. DOI 10.52170/1815-9265_2026_81_14.

Seismic resistance of continuous monolithic bridges, considering the tension of post-tensioning reinforcement tendons during support-soil interaction

Ibrakhim Mirzayev^{1✉}, Ulugbek Z. Shermukhamedov², Abdurakhim R. Abdullaev³, Anora B. Karimova⁴, Igor G. Ovchinnikov⁵

^{1, 2, 3, 4} Tashkent State Transport University, Tashkent, Uzbekistan

⁵ Tyumen Industrial University, Tyumen; Ufa State Petroleum Technological University, Ufa, Russia

¹ ibrahim.mir@mail.ru✉

² ulugbekjuve@mail.ru

³ abdurahim.abdullaev.94@mail.ru

⁴ tillaboyeva_anora_karimova@mail.ru

⁵ bridgesar@mail.ru

Abstract. Ensuring the seismic stability of transport structures is a high-priority task in modern engineering design, especially in the seismically active regions of Central Asia. This paper examines the features of the numerical analysis of the seismic stability of a continuous monolithic highway overpass, considering the prestressing of post-tensioning reinforcement strands and the interaction between the piers and the soil foundation. The object of study is a three-span continuous monolithic reinforced concrete overpass with a 35 + 50 + 35 m span arrangement, located in the city of Jizzakh in a seismic intensity zone of 8 points, over the Tashkent–Samarkand high-speed railway line (Republic of Uzbekistan). The intermediate piers are double-column, 12 m in height; the cross-section of the superstructure slab includes 19 ducts with post-tensioning reinforcement strands. The analyses were performed using two software packages: SHARK (the direct step-by-step dynamic integration method using accelerograms from the actual 1976 Gazli earthquake, with an intensity exceeding 9 points on the MSK-64 scale) and MIDAS Civil (the response spectrum method). The soil foundation was modeled according to the Winkler model using viscoelastic links, the parameters of which were determined from the characteristics of Category III loess-like loams based on their seismic properties (KMK 2.01.03-19). The results of the normal stress calculations in the upper and lower parts of the overpass superstructure are presented. The maximum compressive stress in the upper part of the superstructure was –10.10 MPa (MIDAS Civil) and –3.30 MPa (SHARK); the tensile stress in the lower part was 2.32 and 2.25 MPa, respectively. The identified discrepancy in the results is due to the fundamental difference between the analysis methods: the response spectrum method provides a conservative (overestimated) assessment, whereas direct dynamic integration reproduces a more realistic picture of the stress-strain state. The analyses established that all stress values do not exceed the permissible limits set by SHNK 2.05.03–2022, indicating that the overpass maintains its operational performance during an earthquake with an intensity of more than 9 points on the MSK-64 scale.

Keywords: continuous scheme, monolithic, highway overpass, reinforced concrete, span structure, soil, accelerograms of real earthquakes

For citation: Mirzaev I., Shermukhamedov U. Z., Abdullaev A. R., Karimova A. B., Ovchinnikov I. G. Seismic resistance of continuous monolithic bridges, considering the tension of post-tensioning reinforcement tendons during support-soil interaction. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2025;(81):14–25. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265_2026_81_14.

Введение

Землетрясения относятся к числу наиболее разрушительных природных катаклизмов: по данным за 2020 г., совокупные экономические потери от них составили около 1,9 трлн долл. США (третье место среди стихийных бедствий). В 2023 г. от землетрясений погибло более 64 100 человек – максимальный показатель с 2010 г. Наиболее трагичные события последних лет – землетрясения в Турции (6 февраля 2023 г.; M 7,8; более 50 000 жертв) и в Мьянме (28 марта 2025 г.; M 7,7; более 5 300 жертв) – наглядно демонстрируют, что сейсмическая угроза остается одним из главных вызовов для безопасности инфраструктуры.

Особую остроту данная проблема приобретает для транспортной инфраструктуры – мостов, путепроводов и эстакад, разрушение которых при сильных землетрясениях ведет не только к прямым экономическим потерям, но и к нарушению аварийного сообщения и эвакуации. Обеспечение сейсмостойкости таких сооружений является приоритетной задачей современного транспортного строительства.

На территории Узбекистана и прилегающих регионов за всю историю наблюдений и в последние годы в частности зарегистрированы землетрясения интенсивностью от 6 до 9 баллов. Одним из них является Ташкентское землетрясение, произошедшее 26 апреля 1966 г.

на глубине 3–8 км, с магнитудой $M 5,2$, сейсмический эффект на земной поверхности в эпицентре превысил 8 баллов (по 12-балльной шкале сейсмической интенсивности). Землетрясение нанесло большой материальный ущерб – 300 млн долл. (по курсу 1966 г.).

В последние годы количество стихийных бедствий на территории Республики Узбекистан значительно увеличилось: в среднем в 2001–2010 гг. было зафиксировано 115 случаев, в 2011–2022 гг. – 126 случаев (из них 46 % приходится на землетрясения). Существует риск возникновения землетрясений интенсивностью 7 баллов и выше по международной 12-балльной шкале МСК-64.

Наибольший ущерб при сильных землетрясениях наносится жилищному сектору, отраслям экономики и инфраструктуре (автомобильным и железным дорогам, мостам, путепроводам, большинство из которых расположены в городах и крупных населенных пунктах). Около 70 % населения Узбекистана проживает в сейсмически активных зонах. Проблема обеспечения сейсмостойкости транспортных сооружений является весьма значимой, и строительству транспортных сооружений, в том числе мостов, путепроводов и эстакад, уделяется особое внимание.

В настоящее время возведение новых современных и экстраординарных неразрезных монолитных мостов, путепроводов и эстакад в сейсмических районах с выбором их конструктивных параметров весьма актуально. Поэтому одной из задач данной работы является исследование конструктивных параметров неразрезных монолитных мостовых сооружений на автомобильных дорогах с учетом сейсмических воздействий.

Вопросами сейсмостойкости транспортных сооружений занимался ряд ученых, таких как М. J. N. Priestley и G. M. Calvi (сейсмическое проектирование и оценка уязвимости мостовых сооружений [1, 2]), К. Kawashima (сейсмическое поведение автодорожных мостов в Японии [3]), J. B. Mander (сейсмическое проектирование опор мостов с учетом нелинейного деформирования [4]), А. Pecker и G. Gazetas (динамическое взаимодействие сооружений с грунтовым основанием при сейсмических воздействиях [5, 6]), а также А. S. Elnashai (нелинейный динамический

анализ железобетонных конструкций при землетрясениях [7]).

Материалы и методы исследования

Научная новизна настоящей работы состоит в следующем. В отличие от большинства опубликованных исследований, в которых сейсмическое воздействие учитывается либо только спектральным методом [8, 9], либо без моделирования системы «сооружение – основание» [10, 11], в данной работе впервые для неразрезного монолитного автодорожного путепровода реализован комплексный расчетный подход, включающий одновременный учет трех факторов:

1) напряжения, создаваемого арматурными канатами постнатяжения, смоделированного через начальные деформации конечных элементов, моделирующих арматурные канаты;

2) взаимодействия опор с грунтовым основанием на основе модели Винклера – с вязкоупругими связями, параметры которых определены по физико-механическим характеристикам грунтов площадки (лессовидные суглинки, III категория по КМК 2.01.03–19 [12]);

3) прямого динамического расчета по трехкомпонентным акселерограммам реального Газлийского землетрясения (1976 г., более 9 баллов по MSK-64). Дополнительную ценность представляет сравнительный анализ результатов, полученных в авторском программном комплексе ШАРК и в широко применяемом в мостостроении пакете MIDAS Civil, что позволяет оценить инженерную консервативность спектрального метода по сравнению с прямым динамическим расчетом.

При проведении расчетов на статические и сейсмические воздействия конструкции мостовых сооружений обычно они моделируются в виде балочно-разрезных, балочно-неразрезных и балочно-консольных схем. Неразрезные монолитные железобетонные мосты и путепроводы состоят из многих конструктивных элементов, самыми важными из них являются пролетное строение, опоры, опорные части и арматурные канаты постнатяжения. Наиболее удобен для проведения расчетов метод конечных элементов. В работе использованы стержневые конечные элементы, которые моделировали осевое растяжение-сжатие, изгиб относительно

осей, перпендикулярных к продольной оси моста, и кручение относительно продольной оси. Интегрирование уравнений движения по времени осуществлялось методом Ньюмарка [13].

В данной статье рассматривается трехпролетный железобетонный монолитный путепровод, расположенный в г. Джизаке, длиной 120 м и шириной 21 м. Пролетное строение плитное, из монолитного железобетона, индивидуального проектирования, переменной высоты (1,35 м в пролете и 2,0 м над промежуточными опорами), выполнено по неразрезной расчетной схеме 35 + 50 + 35 м. Промежуточные опоры двухстоечные, имеют следующие размеры: высота 12 м, ширина по фасаду 2 м, а по боковому направлению – переменный размер по высоте от 3 до 5 м. Схема монолитного путепровода приведена на рис. 1, общий вид промежуточной опоры – на рис. 2.

Поперечные сечения пролетного строения показаны на рис. 3. Материал и основные ха-

рактеристики всей конструкции приведены в табл. 1.

Усилия натяжения высокопрочной арматуры осуществляются приложением силы натяжения пучка до 4 000 кН. Количество пучков 19 штук. Высокопрочная арматура выполнена из семипроволочных витых стальных арматурных канатов $d = 7,8$ мм. Пучки состоят из 31 каната, располагаются полигонально (рис. 4 и 5).

Сейсмичность территории г. Джизака, согласно карте сейсмического микрорайонирования, выполненного Институтом сейсмологии в 2017 г., оценивается в 7 и 8 баллов. Участок проектируемого строительства расположен в 8-балльной зоне.

В соответствии с таблицей 1.1 КМК 2.01.03–19 [12] категория грунтов по сейсмическим свойствам – III (третья), т. е. лессовидные суглинки с прослоями супеси с коэффициентом пористости $e > 0,8$. С учетом этого сейсмичность площадки проектируемого



Рис. 1. Схема монолитного путепровода

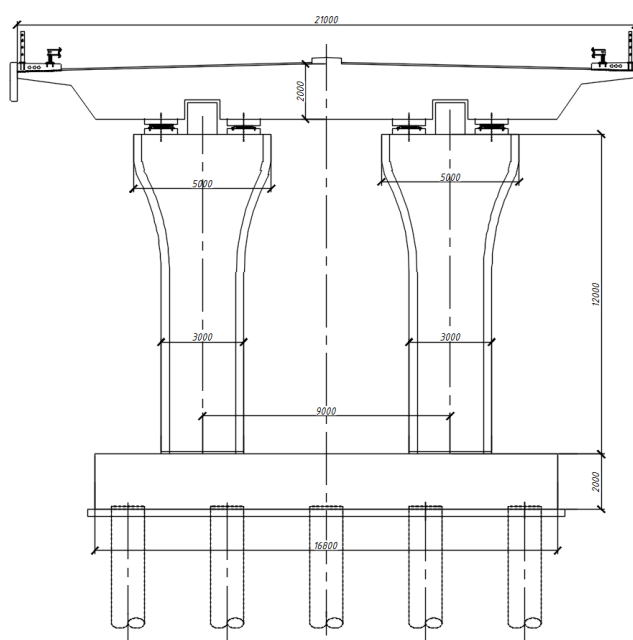


Рис. 2. Общий вид промежуточной опоры

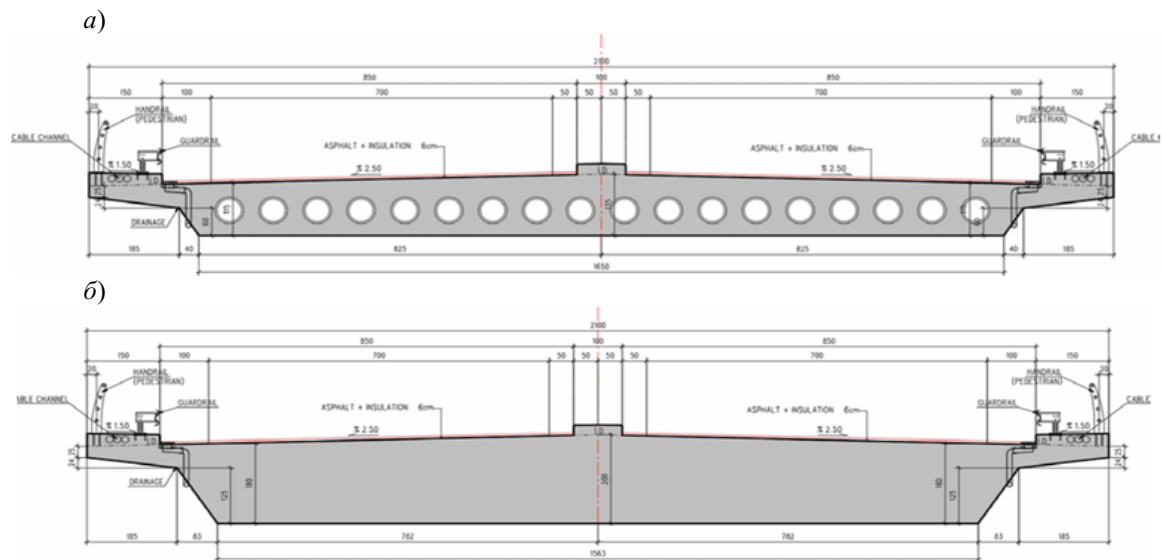


Рис. 3. Поперечное сечение пролетного строения:
а – в середине пролета; б – над промежуточной опорой

Таблица 1

Основные характеристики конструктивных элементов путепровода

Элемент конструкции	Материал и класс	Удельный вес γ , Н/м ³	Модуль упругости E , МПа	Коэфф. Пуассона ν	Модуль сдвига G , МПа
Фундамент	Бетон В40	25 000	36 000	0,2	15 000,00
Устой	Бетон В40	25 000	36 000	0,2	15 000,00
Промежуточная опора	Бетон В50	25 000	38 000	0,2	15 833,33
Пролетное строение	Бетон В50	25 000	38 000	0,2	15 833,33
Арматурные канаты постнатяжения	Сталь К-7	78 000	195 000	0,3	75 000,00

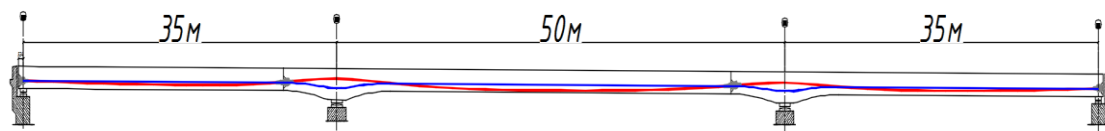


Рис. 4. Расположение канатов постнатяжения вдоль пролетного строения: синяя линия – нейтральная ось пролетного строения; красная линия – арматурный канат постнатяжения в пролетном строении

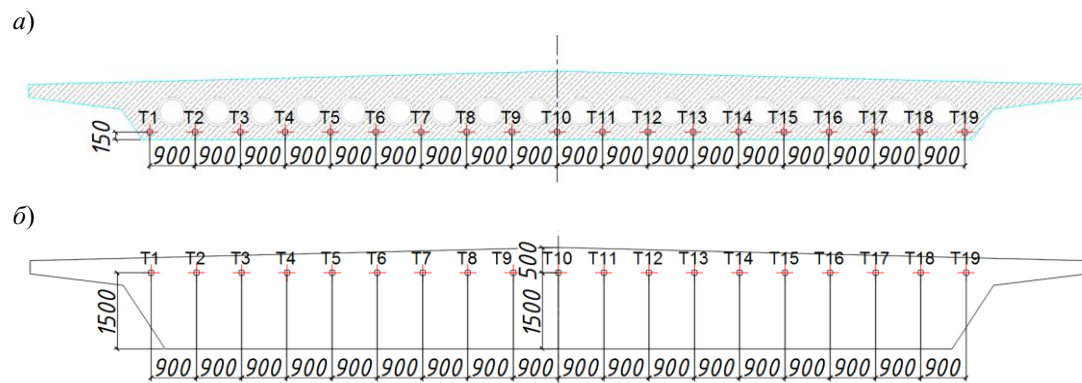


Рис. 5. Расположение арматурных канатов постнатяжения
в поперечном сечении пролетного строения:
а – в середине пролета; б – над промежуточной опорой

строительства рекомендуется принять 9 баллов.

Результаты исследования

Расчет путепровода на статические и динамические нагрузки выполнялся с помощью двух программных комплексов: MIDAS Civil и ШАРК (Шаговые Алгоритмы Расчета Конструкции), разработанного профессором И. Мирзаевым на основе акселерограмм реальных землетрясений. Последовательность создания конечно-элементной модели путепровода в данных программных комплексах показана на рис. 6.

На первом этапе рассматриваем *моделирование с помощью программного обеспечения MIDAS Civil*. Метод моделирования – каркасный анализ стержневыми конечными элементами. При таком моделировании созданы два типа сечений – пустотные и заполненные (см. рис. 3). На длине 3,5 м от осей опирания принимается заполненное сечение, на остальной длине пролетов – пустотное. Граничные условия заданы с помощью жесткости эластомерных опорных частей. Локальная ось узла совпадает с глобальной осью: X – вдоль продольной оси, Y – вдоль поперечной оси, Z – вдоль вертикали. Геометрические оси конечных элементов заданы со смещением к верху сечений. Моделирование пролетного строения путепровода показано на рис. 7.

Для создания обжатия бетона пролетного строения используется метод постнатяжения.

В поперечном сечении плиты пролетного строения имеется 19 каналообразователей, в которых размещены арматурные канаты (31 прядь) с площадью сечения 150 мм^2 . Они расположены вдоль путепровода по эпюре моментов в неразрезных системах. Суммарная площадь сечений арматурных канатов составляет $4\,650 \text{ мм}^2$. Моделирование расположения арматурных канатов постнатяжения в программном обеспечении показано на рис. 8.

Напряженные арматурные канаты постнатяжения нагружены с напряжением $1\,400 \text{ МПа}$ с одного конца. На рис. 9 приведены графики изменения нормальных напряжений в верхней (a) и нижней (b) фибрах сечений пролетного строения. На рисунке видно, что максимальное сжимающее напряжение в верхней фибре пролетного строения в середине путепровода составило $-10,10 \text{ МПа}$, а максимальное растягивающее напряжение в нижней фибре пролетного строения равно $2,32 \text{ МПа}$, что менее допустимых напряжений по ШНК 2.05.03–2022 (50,4 и $3,22 \text{ МПа}$ соответственно).

Моделирование путепровода с помощью программного обеспечения ШАРК на основе акселерограмм реальных землетрясений. Воздействие задается в виде ряда записей трехкомпонентной акселерограммы с корректировкой амплитуды на различную балльность. Конструктивные элементы путепровода (опоры, пролетные строения и арматурные канаты постнатяжения) моделируются в виде стержневых



Рис. 6. Алгоритм расчета путепровода на статические и динамические нагрузки

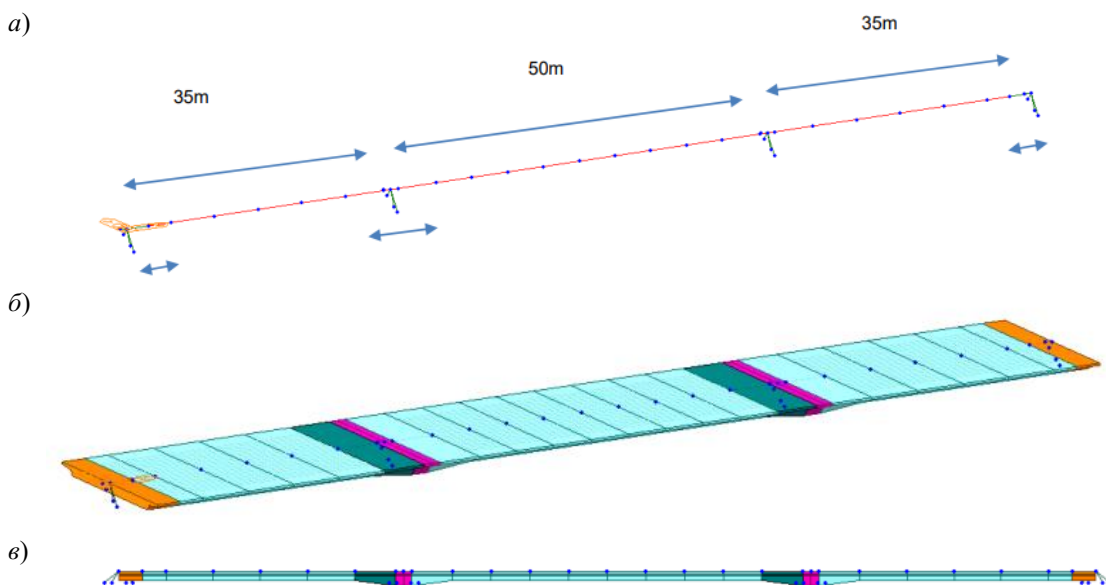


Рис. 7. Моделирование пролетного строения:
а – вид модели рамы; б, в – вид 3D-модели



Рис. 8. Моделирование арматурных канатов постнатяжения

конечных элементов, работающих на растяжение-сжатие, изгиб с учетом деформации сдвига по двум направлениям (балка Тимошенко) и кручение. Опорные части и грунт моделируются безынерционной вязкоупругой связью на основе модели Винклера, в которой основание представлено системой независимых упругих пружин и вязких демпферов, распределенных по подошве фундаментов опор. Жесткостные и демпфирующие характеристики вязкоупругих связей определялись на основе физико-механических характеристик грунтов площадки строительства – лессовидных суглинков III категории по сейсмическим свойствам в соответствии с КМК 2.01.03-19 [12]. Матрицы конечного элемента балки Тимошенко приведены в [14].

В конечно-элементной модели автодорожного путепровода постнатяжение, в соответствии с используемой технологией, учитывается следующим способом: узлы конечных элементов пролетного строения располагаются на нейтральной оси, а стальной арматурный канат разбивается на соответствующие конечные элементы со своими характеристиками, и его соответствующие узлы жестко соединяются с узлами пролетного строения с учетом эксцентриситета. Далее по усилию

натяжения арматурного каната вычисляется его деформация и принимается как начальная деформация конечных элементов арматурного каната. Решая статическую задачу с начальными деформациями конечных элементов арматурного каната, определяем перемещения, силы и моменты сил. Это состояние соответствует постнатяжению конструкции моста.

Сейсмическое воздействие передается конструкции в четырех точках через опоры в виде равенства перемещений фундаментов опор и поверхности основания. Пролетное строение соединено с опорами с использованием резино-металлических опорных частей серии LRB-SN. Конечно-элементная модель путепровода в программном комплексе ШАРК приведена на рис. 10.

Представлены результаты расчетов монолитного путепровода от динамической нагрузки по записям реальных сейсмограмм Газлийского землетрясения, произошедшего 17.05.1976 (более 9 баллов по шкале MSK-64, максимальные ускорение, скорость и перемещение сейсмической волны в направлении продольной оси моста: $7,22 \text{ м/с}^2$; $0,62 \text{ м/с}$; $0,18 \text{ м}$; вертикальное ускорение – 14 м/с^2). Записи землетрясений

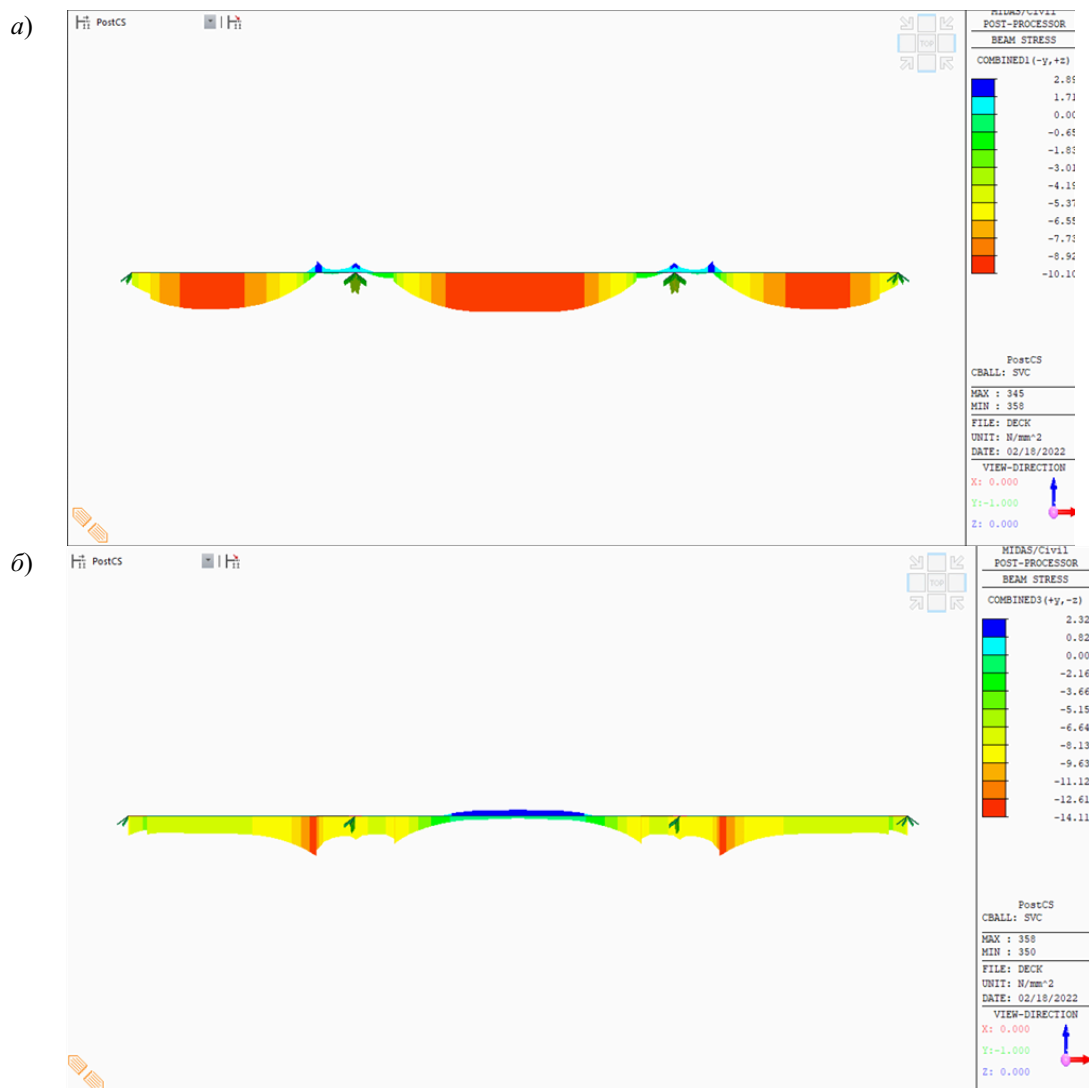


Рис. 9. Изменение нормального напряжения в верхней (а) и нижней (б) частях пролетного строения путепровода

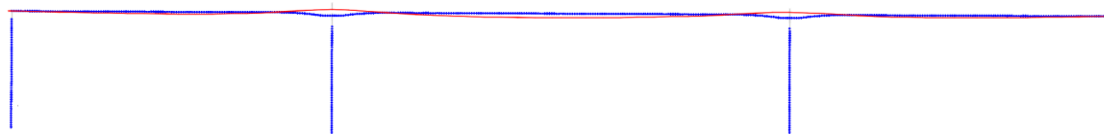


Рис. 10. Конечно-элементная модель путепровода в программном комплексе ШАРК

взяты из Европейской базы данных сильных движений грунта [15]. Для дискретизации путепровод был разбит на 278 конечных элементов с учетом работы каждого типа конечного элемента. Вычисления выполнены по неявной схеме, с шагом по времени 0,001 с. Потеря энергии учтена в форме Рэлея.

На рис. 11 приведены графики изменения по времени нормальных напряжений в верхней (1) и нижней (2) фибрах сечения пролет-

ного строения в середине путепровода (Газ-лийское землетрясение).

Перед сопоставлением результатов, полученных в двух программных комплексах, необходимо пояснить принципиальное различие применяемых расчетных подходов. В MIDAS Civil реализован спектральный метод (метод суперпозиции форм колебаний), при котором сейсмическое воздействие задается через спектр реакции, а максимальный отклик конструкции

определяется путем статистического суммирования максимальных значений от каждой формы колебаний. Этот метод является нормативным и широко применяется в проектировании, однако по природе своей консервативен: он не учитывает, что максимумы от разных форм колебаний не могут наступить одновременно, и не отражает временную историю нагружения, что приводит к завышенной оценке максимальных усилий. В программном комплексе ШАРК применяется метод прямого пошагового динамического интегрирования уравнений движения (метод Ньюмарка) по реальным трехкомпонентным акселерограммам Газлийского землетрясения, с шагом по времени 0,001 с. Данный метод точнее воспроизводит физический процесс колебаний конструкции: учитывается нелинейный характер сейсмического воздействия во времени, взаимодействие форм колебаний, а также демпфирование в форме Рэлея.

Инженерный смысл выявленных расхождений состоит в следующем. Максимальное сжимающее напряжение в верхней части пролетного строения по MIDAS Civil ($-10,10$ МПа) в 3,1 раза превышает значение по ШАРК ($-3,30$ МПа). Это объясняется тем, что спектральный метод суммирует максимальные амплитуды откликов по всем формам колебаний без учета их разновременности, что дает заведомо завышенный (огигающий) результат. Прямой динамический расчет по акселерограмме, напротив, фиксирует реальный мак-

симум напряжений в конкретный момент времени, когда различные формы колебаний могут частично компенсировать друг друга. Растягивающие напряжения в нижней части пролетного строения по обоим методам близки (2,32 и 2,25 МПа), что свидетельствует о доминировании одной формы колебаний в этом направлении и об устойчивости результата к выбору метода расчета. Несмотря на различие подходов, оба метода дают результаты, не превышающие допустимых значений по ШНК 2.05.03–2022 [16]: максимальное растягивающее напряжение (2,32 МПа) значительно ниже допустимого (3,22 МПа), а сжимающие напряжения не достигают и 25 % от предельного значения (50,4 МПа). Таким образом, оба программного комплекса, несмотря на различие расчетных методов, подтверждают сейсмостойкость исследуемого путепровода; при этом результаты ШАРК следует рассматривать как более достоверную оценку действительного напряженно-деформированного состояния, а результаты MIDAS Civil – как консервативную нормативную проверку.

В табл. 2 представлен сравнительный анализ результатов расчетов изменения нормального напряжения в верхней и нижней частях пролетного строения неразрезного монолитного путепровода, выполненных в программных комплексах ШАРК и MIDAS Civil. Определено, что во время землетрясения максимальное сжимающее напряжение в верхней части пролетного строения составило $-3,30$ МПа (ШАРК)

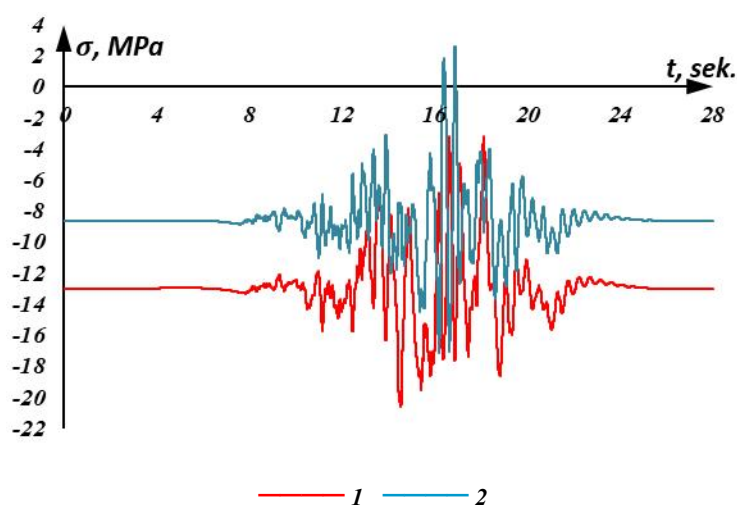


Рис. 11. Изменение по времени нормального напряжения в верхней (1) и нижней (2) частях пролетного строения в середине путепровода (Газлийское землетрясение)

Таблица 2

**Максимальные значения напряжений в верхней и нижней частях пролетного строения
в середине путепровода, МПа**

Программный комплекс	Максимальное напряжение		Максимально допустимое сжимающее/растягивающее напряжение по ШНК 2.05.03–2022
	в верхней части пролетного строения (сжимающее)	в нижней части пролетного строения (растягивающее)	
ШАРК	–3,30	2,25	50,40 / 3,22
MIDAS Civil	–10,10	2,32	50,40 / 3,22

и –10,10 МПа (MIDAS Civil), а максимальное растягивающее напряжение в нижней части пролетного строения – 2,25 и 2,32 МПа соответственно.

Полученные результаты были сопоставлены с допустимыми значениями напряжений для классов бетона, указанными в ШНК 2.05.03–22 [16]. Для пролетного строения, изготовленного из бетона марки В50, допустимые напряжения при растяжении 3,22 МПа.

Вывод

Проанализированы результаты расчетов нормального напряжения в верхней и нижней частях пролетного строения по длине монолитного путепровода. Численные расчеты пока-

зали, что согласно результатам спектрального метода расчетов (MIDAS Civil) и динамического расчета на основе акселерограмм реальных землетрясений (ШАРК) путепровод сохраняет эксплуатационные характеристики и обеспечивает требуемую сейсмостойкость. Как показано в разделе результатов, расхождение значений напряжений между двумя комплексами обусловлено принципиальным различием расчетных методов – консервативного спектрального (MIDAS Civil) и прямого динамического по акселерограммам (ШАРК); оба результата не превышают допустимых значений по ШНК 2.05.03–2022 [16], что подтверждает сейсмостойкость исследуемого путепровода.

Список источников

1. Priestley M. J. N., Seible F., Calvi G. M. Seismic Design and Retrofit of Bridges. New York : John Wiley & Sons, 1996. 686 p.
2. Calvi G. M., Pinto P. E. Experimental and numerical investigations on the seismic response of bridges and recommendations for code provisions // Proceedings of the 2nd International Workshop on Seismic Design and Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges. Queenstown, 1994. P. 1–32.
3. Kawashima K. Seismic design and retrofit of bridges // Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. 2000. Vol. 33, No. 3. P. 265–285.
4. Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete // Journal of Structural Engineering. 1988. Vol. 114, no. 8. P. 1804–1826.
5. Pecker A. Advanced Earthquake Engineering Analysis. Vienna : Springer, 2007. 222 p.
6. Gazetas G. Analysis of machine foundation vibrations: state of the art // International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 1983. Vol. 2, no. 1. P. 2–42.
7. Elnashai A. S., Di Sarno L. Fundamentals of Earthquake Engineering. Chichester : Wiley, 2008. 337 p.
8. Meng J. Y., Lui E. M. Seismic analysis and assessment of a skew highway bridge // Engineering Structures. 2000. Vol. 22. P. 1433–1452. DOI 10.1016/S0141-0296(99)00097-8.
9. Maleki S. Deck modeling for seismic analysis of skewed slab-girder bridges // Engineering Structures. 2002. Vol. 24, no. 10. P. 1315–1326. DOI 10.1016/S0141-0296(02)00066-4.
10. Choi E., DesRoches R., Nielson B. Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones // Engineering Structures. 2004. Vol. 26, no. 2. P. 187–199. DOI 10.1016/j.engstruct.2003.09.006.
11. Nielson B. G., DesRoches R. Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern United States // Earthquake Spectra. 2007. Vol. 23, no. 3. P. 615–633. DOI 10.1193/1.2756815.
12. КМК 2.01.03–19. Строительство в сейсмических районах. Ташкент : Государственный комитет Республики Узбекистан по архитектуре и строительству, 2019. 140 с.

13. Influence of the vertical earthquake component on the shear vibration of buildings on sliding foundations / I. Mirzaev, Anvar Yuvmitov, Malikjon Turdiev, Jakhongir Shomurodov // *E3S Web of Conferences*. EDP Sciences, 2021. Vol. 264. P. 02022.
14. Kosimov E., Mirzaev I., Bekmirzaev D. Comparison of the impacts of harmonic and seismic waves on an underground pipeline during the Gazli earthquake // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. IOP Publishing, 2021. Vol. 1030, no. 1. P. 012082.
15. Internet site for European strong-motion data / N. N. Ambraseys, P. Smit, J. Douglas [et al.] // *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*. 2004. Vol. 45, no. 3. P. 113–129.
16. ШНК 2.05.03–2022. Мосты и трубы. Ташкент : Министерство транспорта Республики Узбекистан, 2022. 396 с.

References

1. Priestley M. J. N., Seible F., Calvi G. M. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York: John Wiley & Sons; 1996. 686 p.
2. Calvi G. M., Pinto P. E. Experimental and numerical investigations on the seismic response of bridges and recommendations for code provisions. *Proceedings of the 2nd International Workshop on Seismic Design and Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges*. Queenstown; 1994. P. 1–32.
3. Kawashima K. Seismic design and retrofit of bridges. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*. 2000;33(3):265–285.
4. Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*. 1988;114(8):1804–1826.
5. Pecker A. *Advanced Earthquake Engineering Analysis*. Vienna: Springer; 2007. 222 p.
6. Gazetas G. Analysis of machine foundation vibrations: state of the art. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 1983;2(1):2–42.
7. Elnashai A. S., Di Sarno L. *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Chichester: Wiley; 2008. 337 p.
8. Meng J. Y., Lui E. M. Seismic analysis and assessment of a skew highway bridge. *Engineering Structures*. 2000;22:1433–1452. DOI 10.1016/S0141-0296(99)00097-8.
9. Maleki S. Deck modeling for seismic analysis of skewed slab-girder bridges. *Engineering Structures*. 2002;24(10):1315–1326. DOI 10.1016/S0141-0296(02)00066-4.
10. Choi E., DesRoches R., Nielson B. Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones. *Engineering Structures*. 2004;26(2):187–199. DOI 10.1016/j.engstruct.2003.09.006.
11. Nielson B. G., DesRoches R. Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern United States. *Earthquake Spectra*. 2007;23(3):615–633. DOI 10.1193/1.2756815.
12. КМК 2.01.03–19. Construction in seismic regions. Tashkent: State Committee of the Republic of Uzbekistan for Architecture and Construction; 2019. 140 p. (In Russ).
13. Mirzaev I., Anvar Yuvmitov, Malikjon Turdiev and Jakhongir Shomurodov. Influence of the vertical earthquake component on the shear vibration of buildings on sliding foundations. *E3S Web of Conferences*. EDP Sciences, 2021. Vol. 264. P. 02022.
14. Kosimov E., Mirzaev I., Bekmirzaev D. Comparison of the impacts of harmonic and seismic waves on an underground pipeline during the Gazli earthquake. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. IOP Publishing, 2021. Vol. 1030, No. 1. P. 012082.
15. Ambraseys N. N., Smit P., Douglas J. [et al.]. Internet site for European strong-motion data. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*. 2004;45(3):113–129.
16. ШНК 2.05.03–2022. Bridges and pipes. Tashkent: Ministry of Transport of the Republic of Uzbekistan; 2022. 396 p. (In Russ).

Информация об авторах

- И. Мирзаев** – доктор физико-математических наук, профессор, профессор кафедры «Прикладная механика» Ташкентского государственного транспортного университета.
- У. З. Шермухамедов** – доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой «Мосты и тоннели» Ташкентского государственного транспортного университета.
- А. Р. Абдуллаев** – PhD, старший преподаватель кафедры «Мосты и тоннели» Ташкентского государственного транспортного университета.
- А. Б. Каримова** – PhD, доцент кафедры «Мосты и тоннели» Ташкентского государственного транспортного университета.

И. Г. Овчинников – доктор технических наук, профессор, академик РАТ, академик РИА, профессор базовой кафедры АО «Мостострой-11» Тюменского индустриального университета, профессор кафедры «Автомобильные дороги, мосты и транспортные сооружения» Уфимского государственного нефтяного технического университета.

Information about the authors

I. Mirzaev – Doctor of Physical and Mathematical Sciences, Professor, Professor of the Applied Mechanics Department, Tashkent State Transport University.

U. Z. Shermukhamedov – Doctor of Engineering, Professor, Head of the Bridges and Tunnels Department, Tashkent State Transport University.

A. R. Abdullaev – PhD, Senior Lecturer of the Bridges and Tunnels Department, Tashkent State Transport University.

A. B. Karimova – PhD, Associate Professor of the Bridges and Tunnels Department, Tashkent State Transport University.

I. G. Ovchinnikov – Doctor of Engineering, Professor, Academician of the Russian Academy of Transport, Russian Academy of Architecture, Professor of the Basic Department of Mostostroy-11, Tyumen Industrial University, Professor of the Highways, Bridges, and Transport Structures Department, Ufa State Petroleum Technological University.

Статья поступила в редакцию 02.04.2026; одобрена после рецензирования 04.05.2026; принята к публикации 26.06.2026.

The article was submitted 02.04.2026; approved after reviewing 04.05.2026; accepted for publication 26.06.2026.