

УДК 624.6.012.45

Анализ напряженного состояния узла объединения стойки и пролетного строения рамного железобетонного моста в условиях деформаций ползучести и усадки

Р. А. Авхимович, С. В. Чижов

Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, Российская Федерация, 190031, Санкт-Петербург, Московский пр., 9

Для цитирования: Авхимович Р. А., Чижов С. В. Анализ напряженного состояния узла объединения стойки и пролетного строения рамного железобетонного моста в условиях деформаций ползучести и усадки // Известия Петербургского университета путей сообщения. — СПб.: ПГУПС, 2025. — Т. 22. — Вып. 4. — С. 1013–1024. DOI: 10.20295/1815-588X-2025-4-1013-1024

Аннотация

Цель: Оценить влияние долгосрочных деформаций (вызванных ползучестью и усадкой бетона) на напряженно-деформированное состояние (НДС) узла жесткого объединения стойки с пролетным строением рамного моста и верифицировать применимость современных моделей ползучести и усадки для данного типа конструкций. **Методы:** Выполнено численное моделирование с использованием метода конечных элементов (МКЭ) в программе Midas Civil. Учтены нелинейные долгосрочные эффекты ползучести и усадки бетона, а также потери преднатяжения арматуры. **Результаты:** Установлено, что усадка бетона оказывает наибольшее влияние на продольные деформации и усилия в узле на ранней стадии эксплуатации. Ползучесть бетона частично компенсирует напряжения, возникающие от усадки. Наибольшие изменения усилий наблюдаются в течение первого года эксплуатации, затем темпы их изменения существенно снижаются. Результаты подтверждают необходимость корректного учета долгосрочных деформаций при проектировании. **Практическая значимость:** Представленные результаты позволяют повысить точность прогноза поведения узлов жесткого объединения стойки и пролетного строения рамных мостов, снизить риск образования трещин и повышенных остаточных напряжений, что способствует увеличению надежности и долговечности мостовых сооружений.

Ключевые слова: Предварительно напряженный железобетон, мост, прогнозирование долгосрочных деформаций бетона, усадка, ползучесть, рамные мосты.

Введение

Реологические свойства бетона, такие как ползучесть и усадка, оказывают существенное воздействие на долгосрочное поведение монолитных железобетонных мостов [1–6]. Существуют различные модели для прогнозирования ползучести и усадки (например, модели по ACI 209 [1], Eurocode 2 [6], B3 [7]), однако их применимость и точность для конкретных узлов конструкции требуют дополнительной верификации с учетом реальных условий возведения и эксплуатации,

особенностей армирования и предварительного напряжения. На стадии строительства и после ее завершения происходит уменьшение длины пролетных строений, вызванное влиянием эффектов усадки и ползучести бетона. Особенно это актуально для рамных мостов с узлами жесткого объединения стойки с пролетным строением, так как они воспринимают значительные продольные усилия, вызванные этими процессами (рис. 1). Некорректный учет таких воздействий может привести к появлению значительных остаточных

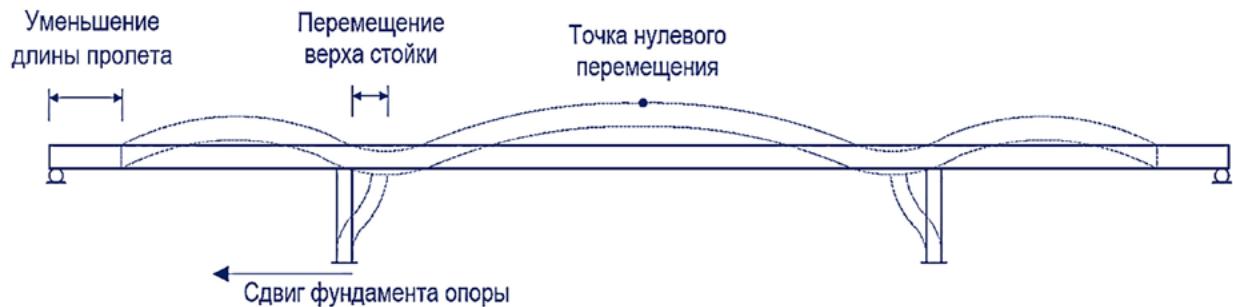


Рис. 1. Деформации неразрезного монолитного преднатяженного рамного моста под действием продольных сил ползучести и усадки

напряжений, образованию трещин и снижению эксплуатационной надежности конструкций.

Для оценки влияния таких долгосрочных деформаций было выполнено численное моделирование в программе Midas Civil.

Выбор сооружения для исследования

В качестве сооружения для создания расчетной модели выбран путепровод рамной конструкции из монолитного железобетона.

Пролетное строение, выполненное по схеме 30,0 + 38,0 + 42,2 + 38,0 + 30,0 м, — монолитное железобетонное плитно-ребристое неразрезное с предварительно напряженной арматурой.

Основные несущие элементы — 2 монолитные балки переменной ширины от 1300 до 1560 мм, высотой 2000 мм. Балки соединяются монолитной плитой проезжей части толщиной 250 мм. Поперечное расположение балок — на расстоянии 5500 мм. Материал пролетного строения — B40 F₁300 W12 ГОСТ 26633—2015.

Армирование балок принято напрягаемой арматурой, в качестве которой используются пучки из семипроволочных витых канатов Ø15,7 мм, площадью 150 мм² из стали класса 1860 ГОСТ Р 53772—2010 (К7-15.7-1860). Модуль упругости $E = 195\ 000$ МПа. Коэффициент трения 0,2, коэффициент отклонения от теоретической оси 0,0016 1/пог. м. Пучки протягиваются в металлические гофрированные каналообразователи, внутренний диаметр кото-

рых — 100 мм. Усилие натяжения во всех пучках — 380 т.

Пролетное строение сооружается на сплошных подмостях. Подмости демонтируются после натяжения и инъектирования напрягаемой арматуры.

Общий вид сооружения приведен на рис. 2.

Параметры расчетной модели

Учитывая природу зависящих от времени свойств бетона, необходим сложный расчет для точного прогнозирования долгосрочных напряжений и деформаций, особенно в статически неопределеных предварительно напряженных мостах. Поэтому в данной работе расчет выполнен с использованием программного комплекса Midas Civil. Данное программное обеспечение позволяет проводить анализ МКЭ с учетом эффектов ползучести и усадки с использованием метода временных шагов. Таким образом возможно оценить напряжения и деформации в элементах предварительно напряженных железобетонных мостов на любом временном интервале.

Общий вид расчетной модели приведен на рис. 3.

Для описания развития усадки бетона во времени использована модель согласно [4, 5], учитывающая зависимость от относительной влажности окружающей среды (принята 73 %), модуля открытой поверхности и водоцементного состава бетона. Для моделирования усадки и ползучести

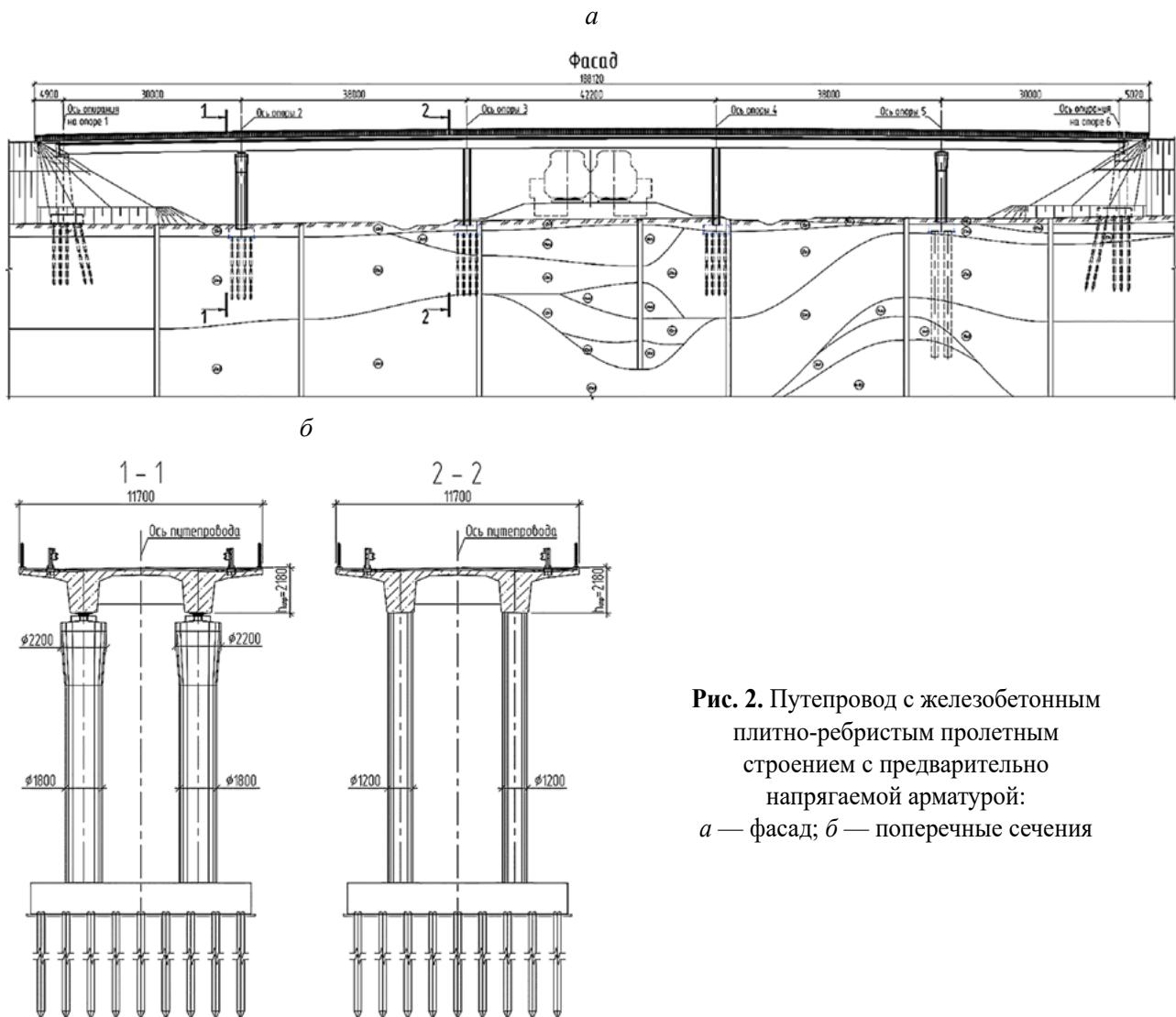


Рис. 2. Путепровод с железобетонным плитно-ребристым пролетным строением с предварительно напрягаемой арматурой:
а — фасад; б — поперечные сечения

бетона применена модель, соответствующая рекомендациям [5] и учитывающая возраст бетона в момент приложения нагрузки, длительности ее воздействия и условий твердения (рис. 4, б). Функция набора прочности бетоном задана в соответствии с [5] (рис. 4, в). Выбор данных моделей обусловлен их распространностью в инженерной практике проектирования мостов [2, 4–6] и возможностями программного комплекса Midas Civil. Учет реологических свойств арматуры (релаксация напряжений) выполнен по модели [1] (рис. 4, а).

Расчетная модель выбранного сооружения выполнена в соответствии с проектными черте-

жами. При создании модели были назначены следующие допущения:

1. Модель создана без учета кривизны продольного профиля.
2. При зависящих от времени деформациях балки пролетного строения остаются упругими и без трещин.
3. Сдерживающее влияние ненапрягаемой арматуры балок пролета на усадку не учитывается.
4. В качестве внешних нагрузок приложены только собственный вес и сила предварительного напряжения.
5. Подвижные нагрузки и температурные воздействия в модели не учитывались.

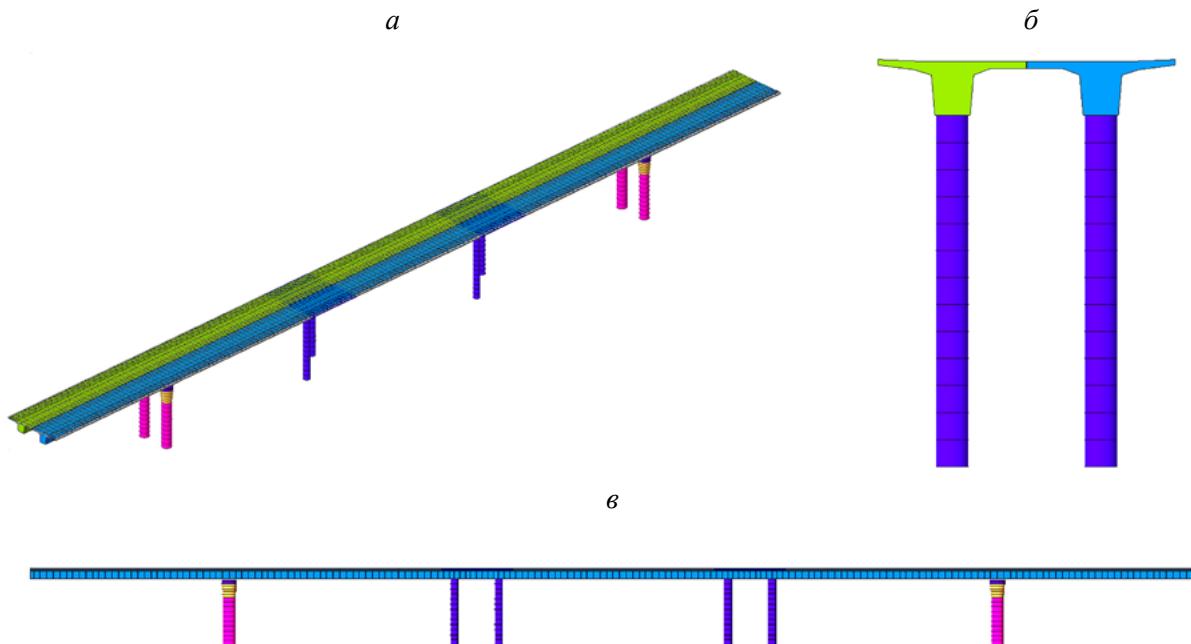


Рис. 3. Расчетная модель путепровода:
а — общий вид; б — поперечные сечения; в — фасад

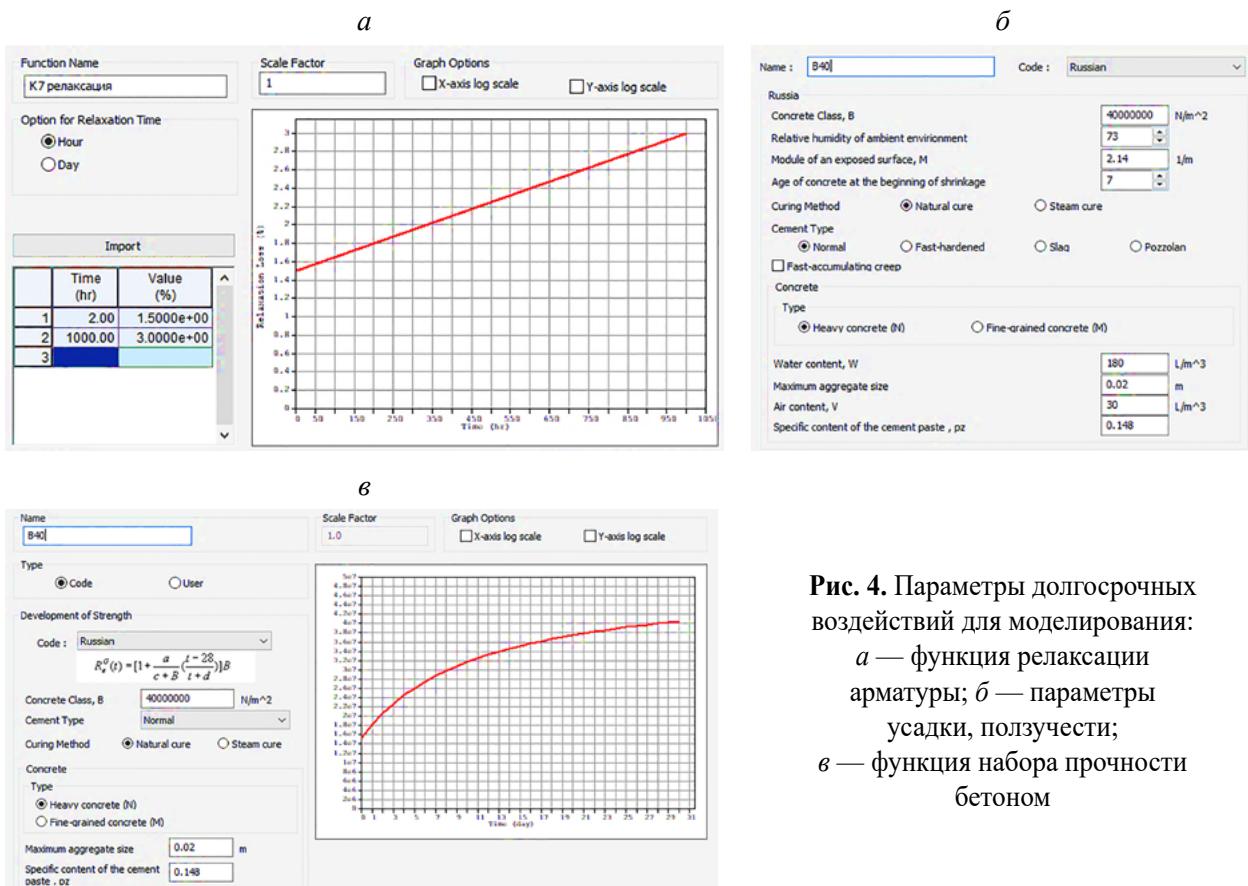


Рис. 4. Параметры долгосрочных воздействий для моделирования:
а — функция релаксации арматуры; б — параметры усадки, ползучести;
в — функция набора прочности бетоном

6. Для стоек опор предполагается линейно-упругое поведение.

7. В модели учтены зависящие от времени свойства высокопрочной арматуры (потери преднапряжения) и бетона (усадка, ползучесть).

8. Расчет выполнен на временной интервал до 30 лет.

9. Влияние температурно-влажностных градиентов по сечению элементов на развитие неравномерных усадочных деформаций и ползучести в рамках данной модели не учитывалось, что является предметом дальнейших исследований [8, 9].

Результаты расчета

По результатам расчета на рис. 5 показана деформированная форма сооружения вследствие воздействий предварительного напряжения, ползучести и усадки на временном интервале до 30 лет после завершения этапа строительства.

Для удобства восприятия результаты расчета представлены в виде графиков. Для стоек опор определены горизонтальные перемещения в уровне их верха (рис. 6) в зависимости от вре-

мени, а также перерезывающие силы (рис. 7, 9) и изгибающие моменты (рис. 8, 10). Анализ графиков показывает, что распределение усилий и перемещений по стойкам носит нелинейный характер, что согласуется с выводами других исследований о поведении статически неопределеных систем при реологических воздействиях [9, 10].

Для балок пролетного строения оценена скорость развития деформаций укорочения, соответствующая перемещениям на торцах пролета (рис. 11). Наблюдаемое на графике укорочение пролетного строения в первый год эксплуатации (до 70 % от общего) подчеркивает важность учета этих процессов уже на стадии строительства и начала эксплуатации [2, 11].

Помимо продольных деформаций, существенное значение для эксплуатационных качеств моста, в частности плавности проезда, имеют вертикальные прогибы пролетного строения. На рис. 12 представлена динамика изменения вертикального прогиба в середине центрального пролета (42,2 м) на протяжении 30 лет. Анализ показывает, что наибольшая интенсивность

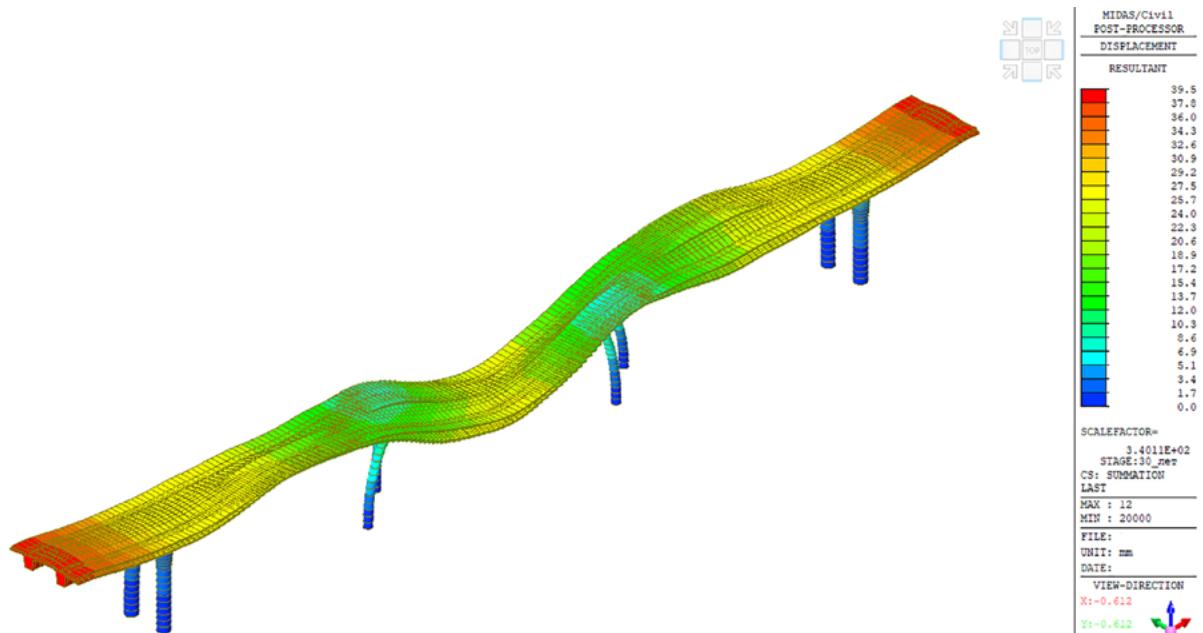


Рис. 5. Деформированная форма путепровода

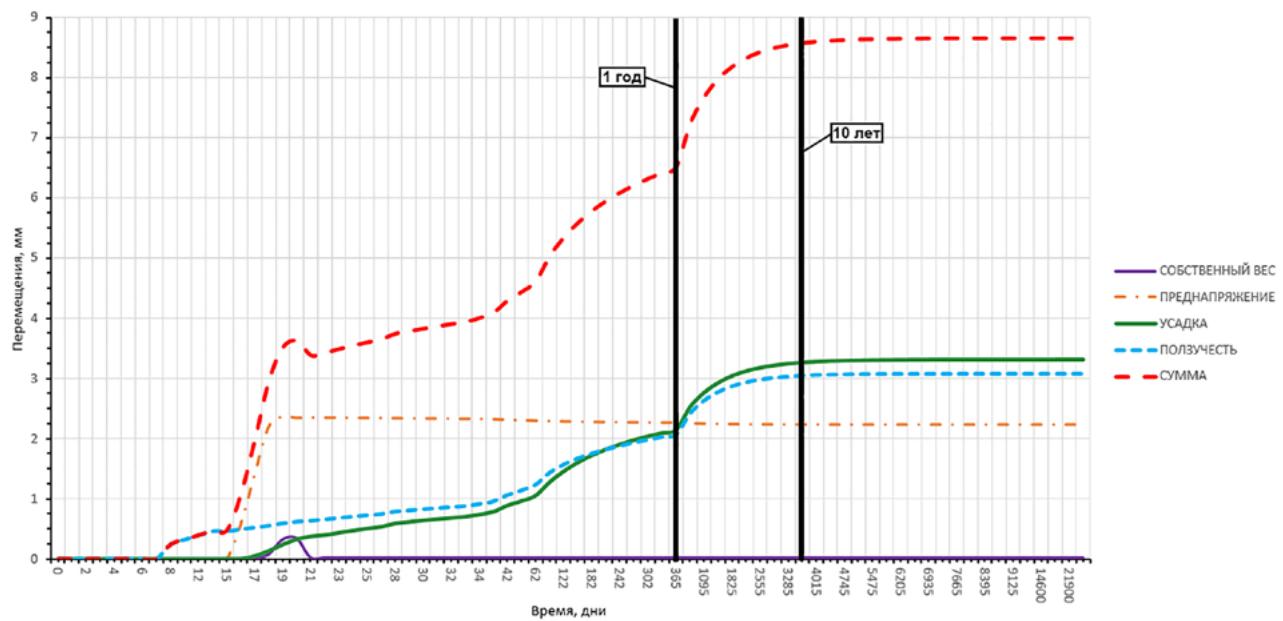


Рис. 6. Перемещения верха стойки, мм

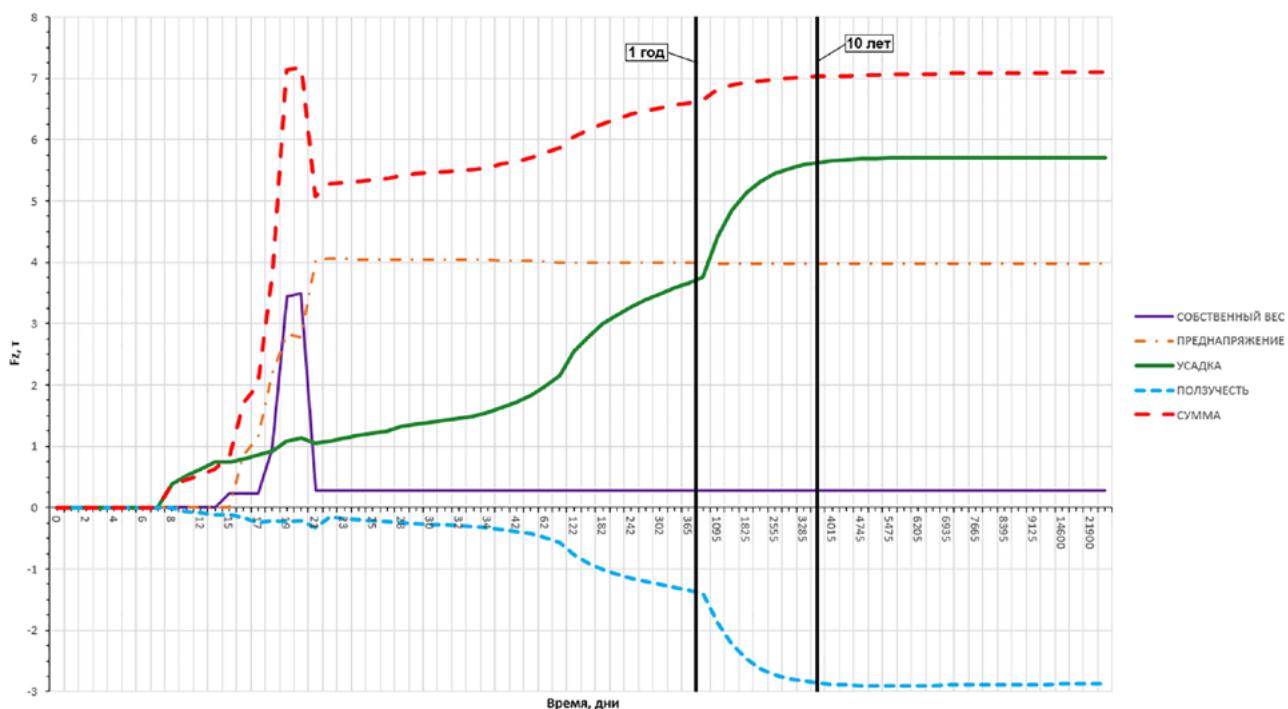


Рис. 7. Перерезывающая сила в уровне верха стойки, т

нарастания прогиба наблюдается в первый год после ввода сооружения в эксплуатацию (до 70 % от общего), после чего скорость нарастания деформаций существенно снижается и выходит на плато после 10 лет.

Обсуждение результатов

На основании проведенного анализа можно сделать следующие выводы:

1. Усадка бетона пролетного строения вносит наибольший вклад в деформации узла стойки

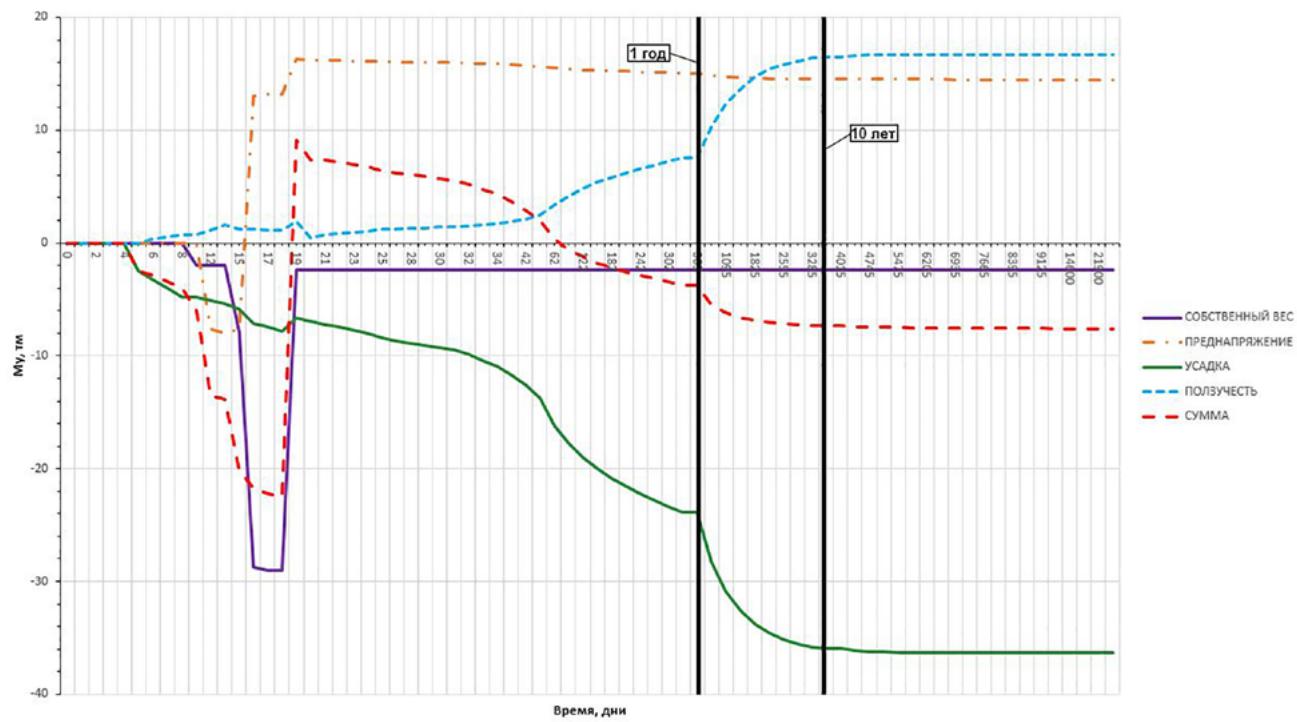


Рис. 8. Изгибающий момент в уровне верха стойки, тм

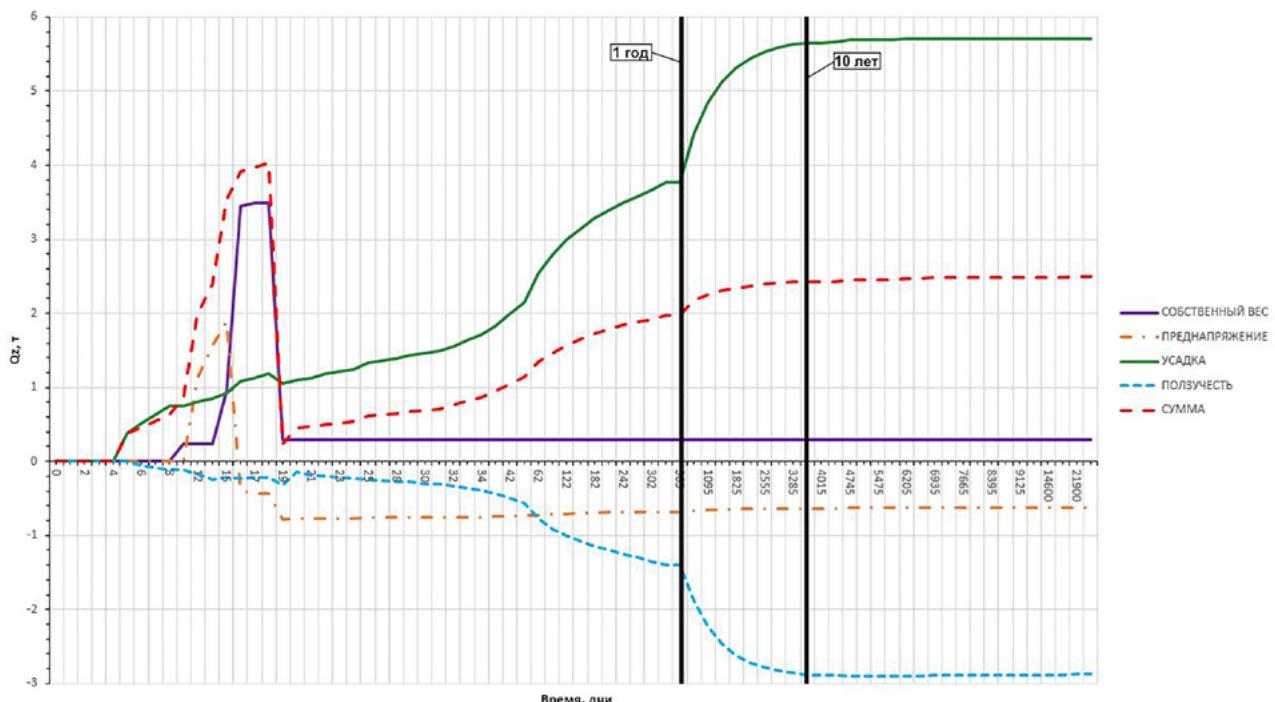


Рис. 9. Перерезывающая сила в уровне низа стойки, т

и величину перерезывающей силы в сравнении с другими компонентами, особенно в первый год после бетонирования, когда интенсивность усадки максимальна [1, 6, 7]. Это подтверждает

важность контроля условий твердения на ранних стадиях.

2. Эффект вторичной ползучести воздействует в направлении, противоположном

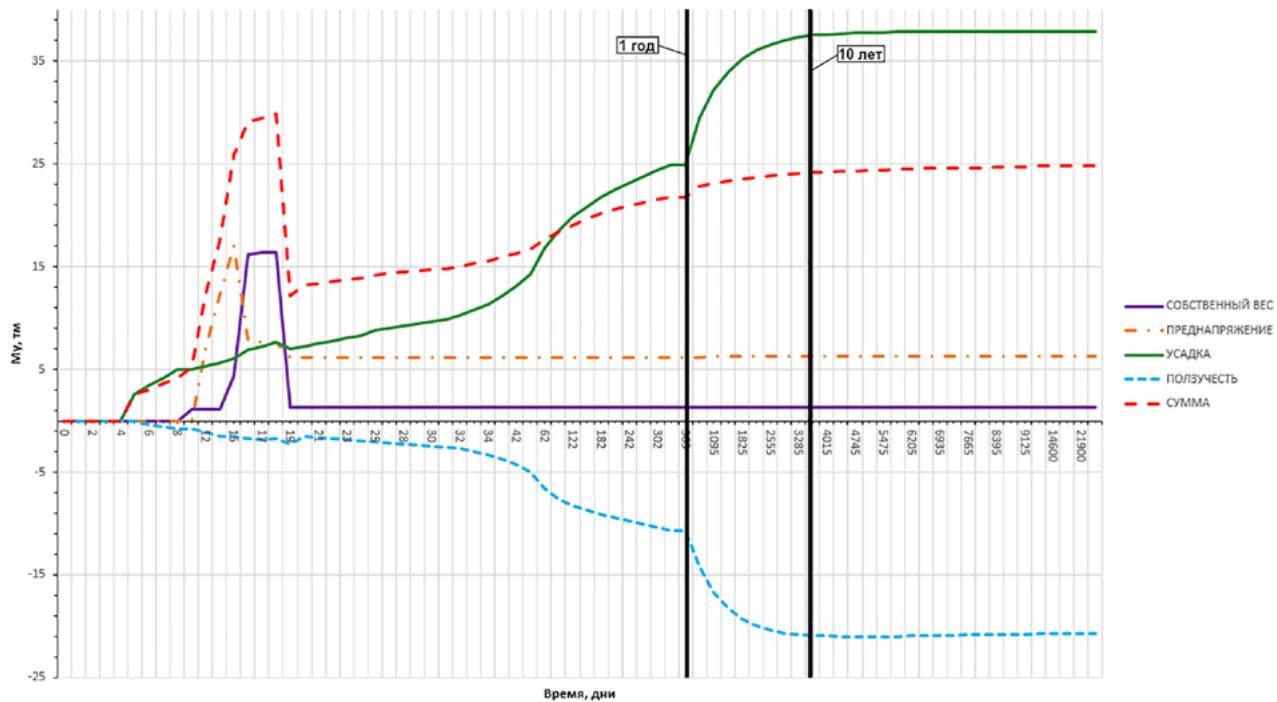


Рис. 10. Изгибающий момент в уровне низа стойки, тм

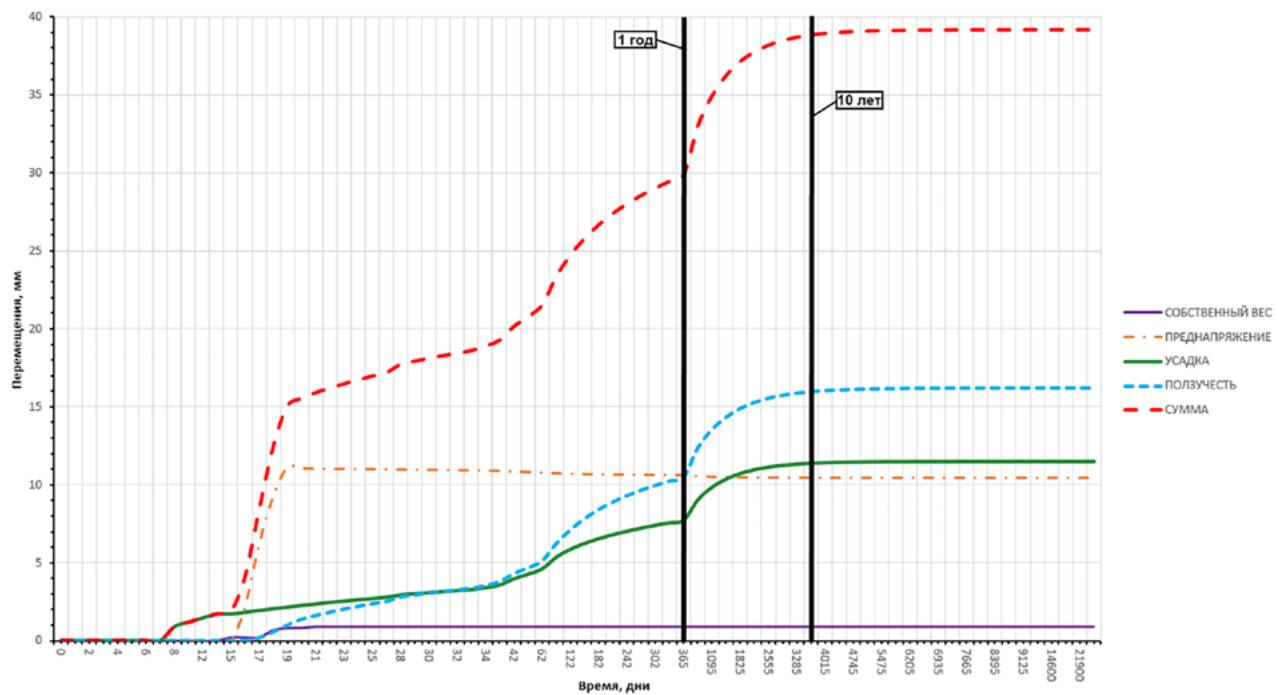


Рис. 11. Уменьшение длины пролета, мм

эффекту вторичной усадки, выполняя роль своеобразной релаксации системы. Более того, ползучесть значительно уменьшает усилия в стойке, вызванные ее деформацией от усадки и преднатяжения. Этот компенсирующий

эффект ползучести, составляющий примерно 25–40% от пиковых напряжений, вызванных усадкой, хорошо известен [9, 12], однако его количественная оценка для узла данного типа была проведена впервые.

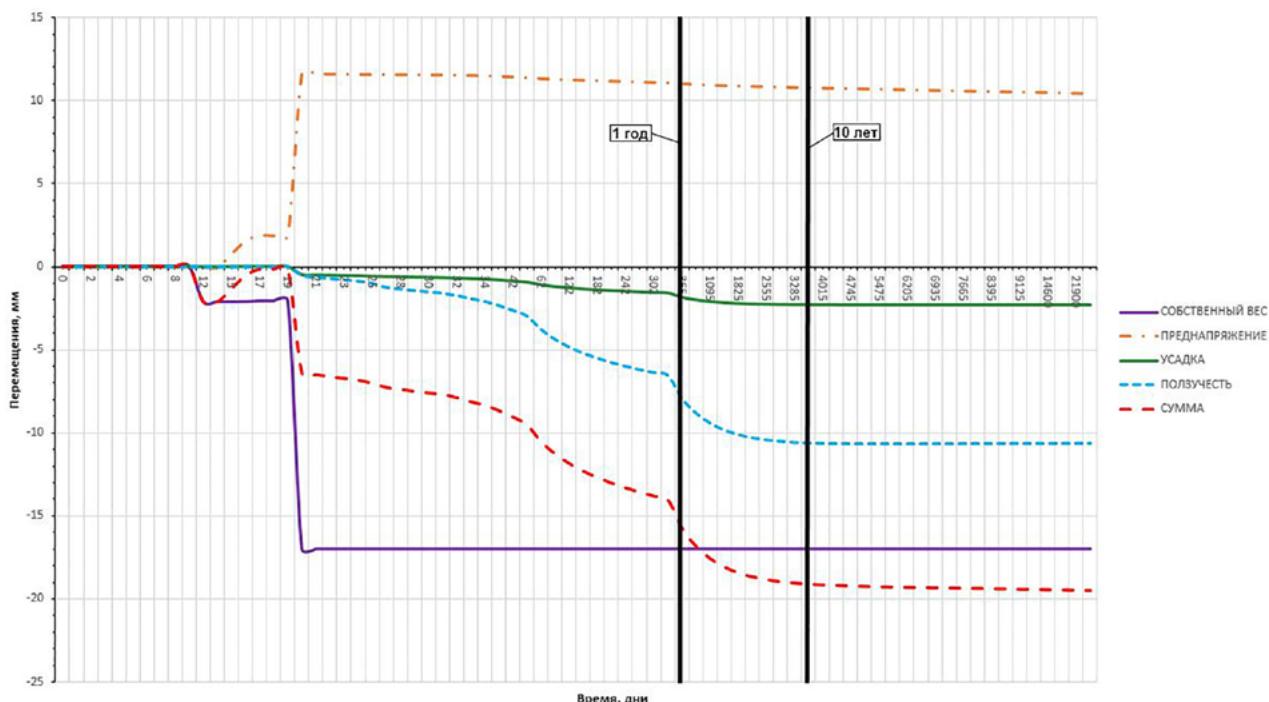


Рис. 12. Вертикальный прогиб в середине центрального пролета, мм

3. Наибольшее укорочение пролета вызвано эффектом ползучести бетона.

4. Как правило, чем дальше находится стойка опоры от точки нулевых перемещений (середина пролета), тем большее воздействие на нее оказывается за счет уменьшения длины пролета.

5. Наибольшие деформации и изменения усилий происходят на протяжении первого года (до 60–80 % от конечных за 30 лет), с выходом на стадию стабилизации в последующие 10 лет. Такая динамика соответствует общим законам развития реологических деформаций бетона [1, 6, 7], но подчеркивает, что период активных изменений напряженно-деформированного состояния конструкции значительно короче расчетного срока службы, что важно для планирования мониторинга.

6. Полученные значения дополнительных усилий в стойках и деформаций пролетного строения превышают оценки, даваемые упрощенными методами некоторых нормативных документов [2, 6] для схожих пролетов. Это указывает

на необходимость использования пространственного нелинейного анализа с детальным учетом реологии, как рекомендовано в [1, 11], не только для узла объединения, но и для оценки воздействия на тело опоры и фундамент.

7. Развитие вертикальных прогибов в середине пролета (рис. 12) является следствием комплексного воздействия: релаксации усилий в предварительно напряженной арматуре, снижающей эффект выгиба; ползучести бетона под действием постоянных нагрузок, приводящей к дополнительному прогибу; и усадки, которая, будучи стесненной арматурой и неоднородной по сечению, также вносит вклад в вертикальные деформации. Наибольший вклад в увеличение прогиба со временем вносит ползучесть бетона под действием изгибающих моментов от постоянных нагрузок. Учитывая, что до 70 % долгосрочного прогиба реализуется уже в первый год эксплуатации (рис. 12), меры по его компенсации должны закладываться на стадии проектирования и строительства. Для минимизации долгосроч-

ных прогибов и обеспечения плавности проезда в течение всего срока службы рекомендуется:

- Увеличивать начальный строительный подъем (монтажный выгиб) пролетного строения на величину, превосходящую прогнозируемый суммарный долгосрочный прогиб (включая влияние ползучести, усадки, релаксации и частично временных нагрузок). Величина строительного подъема должна определяться на основе детального нелинейного анализа с учетом реальных сроков приложения нагрузок и реологических свойств бетона.

- Применять схемы преднапряжения, обеспечивающие не только прочность, но и требуемую жесткость на длительном временном периоде, возможно, с использованием дополнительного преднапряжения или регулирования натяжения на стадии эксплуатации для активного управления прогибом.

8. При проектировании тел опор и фундаментов рамных мостов следует учитывать дополнительные изгибающие моменты и перерезывающие силы, возникающие от стесненных деформаций ползучести и усадки пролетного строения в течение всего срока службы, особенно в первые годы эксплуатации (рис. 7–10). Помимо учета этих усилий в расчетах на прочность и устойчивость, следует:

- Повышать жесткость сечений стоек в плоскости рамы и/или использовать более мощные фундаменты (уширенные подошвы, свайные ростверки с большей жесткостью на горизонтальную нагрузку) для восприятия возникающих моментов и уменьшения кренов.

- Тщательно моделировать взаимодействие конструкции с основанием (особенно при свайных фундаментах) с учетом возможного изменения жесткости системы «опора — фундамент — основание» во времени под влиянием длительных нагрузок.

- Рассматривать конструктивные меры для снижения влияния долгосрочных деформаций на опоры.

Заключение

Данная работа позволила оценить влияние ползучести и усадки бетона на напряженно-деформированное состояние узла жесткого объединения стойки и пролетного строения рамных мостов. На основе численного моделирования установлено, что усадка бетона является основным фактором на ранних стадиях эксплуатации, вызывая значительные продольные деформации и усилия в узле. Ползучесть бетона частично компенсирует эти напряжения, снижая риск образования трещин. Наибольшие изменения усилий в стойке и вертикальных прогибах в середине пролета (до 70 % от 30-летних значений) наблюдаются в течение первого года эксплуатации, после чего процесс стабилизируется. Дополнительные изгибающие моменты и перерезывающие силы, передаваемые на тело опоры и фундамент от стесненных длительных деформаций пролетного строения, следует учитывать при проектировании этих элементов.

Полученные результаты подтверждают необходимость учета долгосрочных деформаций при проектировании рамных мостов с использованием современных вычислительных комплексов, реализующих нелинейные модели ползучести и усадки [1, 5, 7, 11]. Особое внимание должно уделяться прогнозированию вертикальных прогибов пролетного строения для обеспечения плавности проезда и корректной оценке воздействий на опоры и их фундаменты. Дальнейшие исследования в этой области должны быть направлены на учет влияния трещинообразования, нелинейного поведения бетона при длительном нагружении, а также точное моделирование этапов возведения и натяжения арматуры [8, 9, 12]. Это позволит повысить точность прогнозирования поведения конструкций, минимизировать остаточные напряжения, предотвратить чрезмерные прогибы и кроны опор и увеличить срок их службы.

Список источников

1. ACI Committee 209. Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete (ACI 209.2R-08) / ACI Committee 209. — Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, 2008. — Pp. 249–260.
2. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications: 5th edition / American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). — Washington, DC: AASHTO, 2010.
3. Колмогоров А. Г. Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам / А. Г. Колмогоров. — Томск: Печатная мануфактура, 2009. — 496 с.
4. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03—84. — М.: Стандартинформ, 2019.
5. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1988.
6. EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures / European Committee for Standardization. — Brussels, 2004.
7. Bazant Z. P. Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures — model B3 / Z. P. Bazant, S. Baweja // Materials and Structures. — 1995. — Vol. 28. — Pp. 357–365. — DOI: 10.1007/BF02473152.
8. Gilbert R. I. Time effects in concrete structures / R. I. Gilbert. — Amsterdam: Elsevier. Developments in civil engineering. 1988. — Vol. 23. — 321 p.
9. Ghali A. Concrete structures: Stresses and deformations / A. Ghali, R. Favre, M. Elbadry. — 4th ed. — CRC Press, 2012. — DOI: 10.1201/9781003061274.
10. Neville A. M. Creep of plain and structural concrete / A. M. Neville, W. H. Dilger, J. J. Brooks. — Construction Press, 1983.
11. Dilger W. H. Creep analysis of prestressed concrete structures using creep-transformed section properties / W. H. Dilger // PCI Journal. — 1982. — Vol. 27. — Iss. 1. — Pp. 98–118. — DOI: 10.15554/pcij.01011982.98.119.
12. Wendner R. Optimization method, choice of form and uncertainty quantification of Model B4 using laboratory and multi-decade bridge databases / R. Wendner, M. H. Hubler, Z. P. Bažant // Materials and Structures. — 2015. — Vol. 48. — Iss. 4. — Pp. 771–796. — DOI: 10.1617/s11527-014-0515-0.

Дата поступления: 19.08.2025

Решение о публикации: 10.09.2025

Контактная информация:

АВХИМОВИЧ Роман Александрович — аспирант кафедры «Мосты»; avkhimovich777@ya.ru

ЧИЖОВ Сергей Владимирович — канд. техн. наук, доц., зав. кафедрой «Мосты»; sergchizh@yandex.ru

Stress Assessment of the Column-Superstructure Joint in a Reinforced Concrete Frame Bridge Under Creep and Shrinkage Deformations

R. A. Avkhimovich, S. V. Chizhov

Emperor Alexander I Petersburg State Transport University, 9, Moskovsky pr., Saint Petersburg, 190031, Russian Federation

For citation: Avkhimovich R. A., Chizhov S. V. Stress Assessment of the Column-Superstructure Joint in a Reinforced Concrete Frame Bridge Under Creep and Shrinkage Deformations // Proceedings of Petersburg State Transport University, 2025, vol. 22, iss. 4, pp. 1013–1024. (In Russian) DOI: 10.20295/1815-588X-2025-4-1013-1024

Summary

Purpose: To evaluate the impact of long-term deformations caused by concrete creep and shrinkage on the stress-strain state of the rigid column-superstructure joint in a frame bridge. To verify the applicability of modern creep and shrinkage models for this type of structure. **Methods:** The numerical modelling was performed using the Finite Element Method (FEM) in the Midas Civil software. Nonlinear long-term effects of concrete creep and shrinkage, as well as prestress losses in the reinforcement, were considered. **Results:** It was established that concrete shrinkage exerts the most significant influence on longitudinal deformations and on forces in the joints during the early service stage. Concrete creep partially compensates for the stresses induced by shrinkage. The most significant changes in forces occur within the first year of service; thereafter, the rate of change decreases substantially. The research results have confirmed the necessity of accurately accounting for long-term deformations in design. **Practical significance:** The presented results will enable a more accurate prediction of the rigid column-superstructure joint behavior in frame bridges, thereby reducing the risk of crack formation and elevated residual stresses. This will contribute to enhanced reliability and durability of bridge structures.

Keywords: Prestressed concrete, bridge, prediction of long-term concrete deformations, shrinkage, creep, frame bridges.

References

1. ACI Committee 209. Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete (ACI 209.2R-08). American Concrete Institute, 2008, pp. 249–260.
2. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications: 5th edition. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2010.
3. Kolmogorov A.G. *Raschet zhelezobetonnykh konstruktsiy po rossijskim i zarubezhnym normam* [Calculation of reinforced concrete structures according to Russian and foreign standards]. Tomsk: Pechatnaya manufaktura Publ., 2009, 496 p. (In Russian)
4. SP 35.13330.2011. *Mosty i truby. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 2.05.03—84* [Bridges and pipes. Updated edition of SNiP 2.05.03—84]. Moscow: Standartinform Publ., 2019. (In Russian)
5. *Rekomendatsii po uchetu polzuchesti i usadki betona pri raschete betonnykh i zhelezobetonnykh konstruktsiy* [Recommendations for accounting for creep and shrinkage of concrete when calculating concrete and reinforced concrete structures]. Moscow: Stroyizdat Publ., 1988. (In Russian)
6. EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures. European Committee for Standardization, 2004.
7. Bazant Z. P., Baweja S. Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures — model B3. Materials and Structures, 1995, vol. 28, pp. 357–365. DOI: 10.1007/BF02473152.
8. Gilbert R. I. Time effects in concrete structures. *Developments in civil engineering*, vol. 23. Elsevier, 1988, 321 p.
9. Ghali A., Favre R., Elbadry M. *Concrete structures: Stresses and deformations*. CRC Press, 2012. DOI: 10.1201/9781003061274.
10. Neville A. M., Dilger W. H., Brooks J. J. *Creep of plain and structural concrete*. Construction Press, 1983.
11. Dilger W. H. Creep analysis of prestressed concrete structures using creep-transformed section properties. *PCI Journal*, 1982, vol. 27, iss. 1, pp. 98–118. DOI: 10.15554/pcij.01011982.98.119.
12. Wendner R., Hubler M. H., Bažant Z. P. Optimization method, choice of form and uncertainty quantification of Model B4 using laboratory and multi-decade bridge databases. *Materials and Structures*, 2015, vol. 48, iss. 4, pp. 771–796. DOI: 10.1617/s11527-014-0515-0.

Received: August 19, 2025

Accepted: September 10, 2025

Author's information:

Roman A. AVKHOVICH — Postgraduate Student,
“Bridges” Department; avkhimovich777@ya.ru
Sergey V. CHIZHOV — PhD in Engineering, Associate Professor, Head of the “Bridges” Department;
sergchizh@yandex.ru