

УДК 624,21

Работа эстакад высокоскоростных железнодорожных магистралей на продольные сейсмические воздействия

В. Н. Смирнов, А. А. Голубев

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

Для цитирования: Смирнов В. Н., Голубев А. А. Работа эстакад высокоскоростных железнодорожных магистралей на продольные сейсмические воздействия // Известия Петербургского университета путей сообщения. СПб.: ПГУПС, 2026. Т. 23, вып. 1. С. 126–131. DOI: 10.20295/1815-588X-2026-1-126-131

Аннотация

Цель: учет работы бесстыкового пути на эстакадах высокоскоростных железнодорожных магистралей на сейсмические воздействия вдоль оси пути. **Методы:** разработка методики расчета пролетных эстакад с бесстыковым путем на продольные сейсмические воздействия с анализом поведения системы «мост — бесстыковой путь». **Результаты:** методики расчета эстакады с бесстыковым путем на продольные сейсмические силы. **Практическая значимость:** получение методики расчета эстакад с бесстыковым путем на продольные сейсмические воздействия.

Ключевые слова: эстакада, бесстыковой путь, сейсмические воздействия

Для высокоскоростных железнодорожных магистралей (ВСМ), по опыту, необходимо сооружение большого количества многопролетных эстакад [1–3].

При определенных условиях (слабые грунты, большие высокие насыпи) эстакады становятся предпочтительнее земляного полотна как по техническим, так и по экономическим показателям. Однако бесстыковой путь, объединяя элементы сооружения в единую систему «мост — бесстыковой путь» (МБП), обуславливает в случае продольных (вдоль оси моста) воздействий появление дополнительных усилий в элементах системы МБП, особенно в рельсовом пути [4, 5].

В случае действия сейсмических нагрузок вдоль оси пути рельсовый путь в расчетах сейсмостойкости сооружений не учитывается. Это объясняется ограниченной несущей способностью рельсового пути, а также извест-

ными из практики землетрясений случаями разрушения подходов к мосту (эстакад) даже при сохранении неповрежденными мостовых конструкций.

Однако это можно учесть, если в расчетной схеме мостового сооружения рассмотреть единую систему «эстакада — бесстыковой путь», а сопротивление сдвигу рельсового пути признать отсутствующим, что соответствует разрыву рельсовой плети над устоями.

В соответствии со СНиП [6] расчеты сейсмической стойкости сооружения выполняются на условные показатели сейсмической нагрузки, определяемые исходя из допущений об упругом деформировании системы.

В случае железнодорожной эстакады, рассматриваемой в виде единой упругой системы, рельсовый путь можно смоделировать брусом на основании, упругом в направлении вдоль оси пути. Сейсмическая нагрузка на опоры

будет определяться исходя из динамических свойств не отдельной опоры в виде консольных стоек (как это принято традиционно), а элементов единой системы «рельсовый путь — пролетные строения — опоры» без учета работы рельсов на подходах к эстакаде.

Ввиду наличия на мосту рельсового пути, моделируемого брусом и упруго скрепленного с пролетными строениями в их верхней части, эстакаду можно представить как статически неопределимую систему (рис. 1).

Сейсмические нагрузки S , определяемые по нормам [6], являются для этой системы внешними силами. Раскрывая статическую неопределимость системы, например, методом сил, можно определить продольные усилия в рельсах и найти горизонтальные нагрузки на опоры R эстакады по каждой форме колебаний в соответствии с формулой:

$$R_0 = S_m + X_{m+1} - X_m,$$

где S_m — нагрузка на каждую опору от действия сейсмических сил в направлении вдоль оси пути.

В качестве неизвестных принимаются продольные усилия в рельсах X_1, X_2, \dots, X_n , вследствие чего основная система будет иметь вид, приведенный на рис. 1.

Систему разрешающих уравнений при этом можно записать в виде:

$$D_x + d = 0,$$

откуда

$$x = -D^{-1}d.$$

Здесь матрицы d и D имеют вид:

$$d = \{\Delta_1 \Delta_2 \dots \Delta_n\};$$

$$D = \begin{pmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & & & & & \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} & & & & \\ & \delta_{32} & \delta_{33} & \delta_{34} & & & \\ & & \dots & \dots & \dots & & \\ & & & \delta_{mm-1} & \delta_{mm} & \delta_{mm+1} & \\ & & & & \dots & \dots & \dots \\ & & & & & \delta_{kk-1} & \delta_{kk} \end{pmatrix},$$

где m — номер опоры;

K — число опор эстакады;

Δ — грузовые перемещения.

Элементы матрицы D слагаются из единичных перемещений верха опор (δ_0), концов пролетных строений (δ_{nc}) и рельсового пути относительно пролетных строений (α, β) [9].

В простейшем случае одноступенчатой опоры на жестком основании перемещение верха опоры:

$$\delta_0 = \frac{H_0^3}{3EI_0},$$

где H_0, EI_0 — высота опоры.

Выражения для α, β имеют вид [9]:

$$\alpha_{m+1} = \frac{\gamma_{m+1}}{U} \cdot \frac{ch\gamma_{m+1}Ul_{m+1}}{sh\gamma_{m+1}l_{m+1}},$$

$$\beta_{m+1} = \frac{\gamma_{m+1}}{U} \cdot \frac{1}{sh\gamma l_{m+1}},$$

где U — продольный модуль упругости пути на мосту;

l — длина пролетного строения;

m — номер опоры.

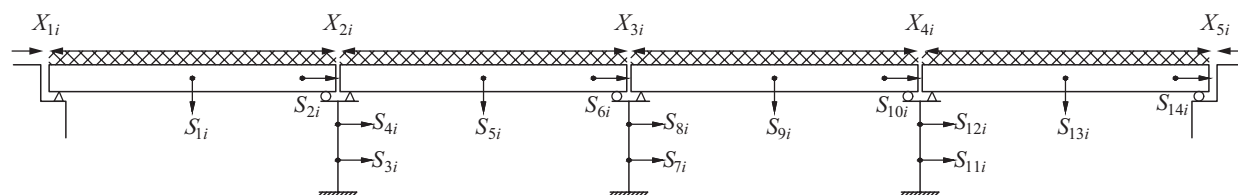


Рис. 1. Расчетная схема железнодорожного моста при расчетах на продольные сейсмические воздействия

Значение коэффициента γ определяется из выражения:

$$\gamma = \sqrt{\frac{U}{2EF_p}},$$

где EF_p — жесткость рельса.

Перемещение конца пролетного строения δ_{nc} по величине значительно меньше, чем перемещение верха опоры δ_0 и пути относительно верха пролетного строения:

$$\delta_{nc} = \frac{l}{E_6 F_6},$$

где l_6, E_6, F_6 — соответственно длина, модуль упругости материала и площадь поперечного сечения пролетного строения.

Выражение для грузового перемещения Δ получит вид:

$$\Delta = \frac{l}{E_6 F_6} + R_{m-1} \delta_{m-1} - R_m \delta_{0,m},$$

где $R_m \delta_{0,m}$ — соответственно реакция и единичное перемещение верха m -й опоры в основной системе метода сил от продольной нагрузки, загружающей пролет $m+1$.

После определения усилий в рельсах X отыскиваются значения реакций опор (горизонтальных нагрузок на опоры) в статически неопределимой системе по формуле:

$$R_0 = T_m + X_{m+1} - X_m,$$

где T_m — горизонтальная нагрузка на m -ю опору от продольных сил в статически определимой системе (включая сейсмическую);

X_m, X_{m+1} — продольное усилие в рельсах соответственно над m -й и $m+1$ -й опорами.

Горизонтальная нагрузка на опору T_m определяется сочетанием тормозных и сейсмических сил. Тормозная сила в статически определимой системе рассчитывается по формуле [10]:

$$T_{m,1} = \gamma_f \cdot v \cdot K \cdot (1 + \mu) \cdot \eta \cdot 0,1,$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке;

v — эквивалентная временная вертикальная нагрузка СК-го подвижного состава для класса нагрузки; $K = 1$;

K — класс подвижной нагрузки СК (для ВСМ $K = 8$);

$1 + \mu$ — динамический коэффициент;

η — коэффициент сочетания временных нагрузок.

Сейсмическая нагрузка на опору в статически определимой системе рассчитывается по формуле [6]:

$$T_{m,2} = K_1 \cdot K_2 \cdot S_{0ij} \cdot \eta,$$

где K_1 — коэффициент, учитывающий допустимый уровень повреждаемости сооружения;

K_2 — коэффициент, учитывающий особенности конструкции объекта;

η — коэффициент сочетания временных нагрузок [10];

S_{0ij} — сейсмическая нагрузка для i -го тона собственных колебаний системы, определяемая по формуле:

$$S_{0ij} = Q_j \cdot A \cdot \beta_i \cdot K_\psi \cdot \eta_{ij},$$

где Q_j — части сооружения, определенные к точке j ;

A — коэффициент, принимаемый равным 0,1, 0,2, 0,4 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов;

K_ψ — коэффициент, учитывающий диссипативные свойства конструкций и их оснований (1,0–1,5);

η_{ij} — коэффициент формы сооружения при колебаниях по i -му тону собственных колебаний;

β_i — коэффициент динамичности, соответствующий i -му тону собственных колебаний сооружения, определяемый по формуле:

$$0,8 \leq \beta_i = 1,1 / T_i \leq 2,7,$$

где T_i — период собственных колебаний сооружения по i -му тону.

По данной методике, позволяющей учитывать работу рельсового пути на эстакаде с ездой поверху на балласте при сейсмических воздействиях, выполнены расчеты сейсмостойкости ряда многопролетных эстакад.

При этом рассматривались сооружения с железобетонными пролетными строениями длиной 27,6 и 34,2 м. Опоры варьировались по высоте в пределах от 17,85 до 32,35 м. Устои принимались абсолютно жесткими. Величина продольного модуля упругости подрельсового основания принималась $U = 26$ МПа, что соответствует случаю устройства пути на мостах с применением железобетонных шпал на щебеночном балласте и скреплении раздельного типа (рельсы типа Р-65).

В результате расчетов установлено, что возникающие при сочетании сейсмического и тормозного воздействия подвижного состава продольные усилия в рельсах бесстыкового пути возрастают:

- с уменьшением продольной вдоль оси пути жесткости промежуточных опор;

- с увеличением длины эстакады;
- с увеличением жесткости связей (продольного модуля упругости U) между рельсом и подрельсовым основанием.

Допустимая (предельно возможная) величина продольного усилия в рельсах бесстыкового пути при сейсмических и тормозных воздействиях выявляется как разница допускаемых и фактических напряжений в рельсах от временной вертикальной нагрузки (для восприятия которой, собственно, и предназначается рельсовый путь).

Отсюда следует, что эффект от учета работы рельсового пути при расчетах сейсмостойкости эстакады может иметь место лишь в определенных условиях: при сооружениях ограниченной длины и при достаточно жестких в направлении вдоль оси пути опорах (рис. 2):

$$R_0 = f(0,8N_S + 0,7N_T), \text{ кН.}$$

Расчеты показывают, что при длине эстакады до 150–180 м при расчетной сейсмичности

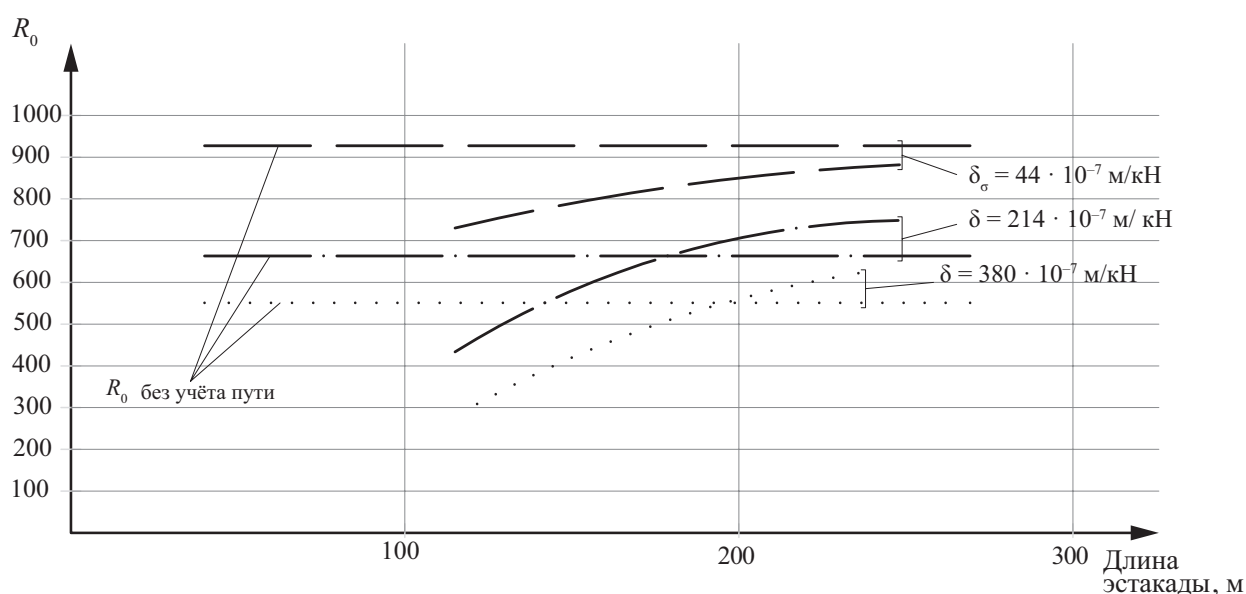


Рис. 2. Максимальные горизонтальные нагрузки на промежуточные опоры железнодорожной эстакады в зависимости от податливости опор вдоль оси пути при балках длиной 34,2 м

до 6–7 баллов вместо традиционной расчетной схемы эстакады, принимаемой в виде ряда консольных стоек, целесообразно использовать многопролетную, статически неопределимую систему, что позволяет проектировать опоры эстакады более экономичными. При эстакадной длине больше 150 м усилия в рельсах становятся чрезмерно большими. В этом случае следует предусматривать специальные конструктивные мероприятия, обеспечивающие сейсмостойкость сооружения (например, сейсмоизоляцию).

Заключение

При проектировании в сейсмически опасных районах многопролетных эстакад на высокоскоростных железнодорожных магистралях с бесстыковым путем целесообразно рассматривать сооружение как единую систему «мост — бесстыковой путь» при длинах эстакады до 150–180 м. В этом случае при землетрясениях амплитудой до 8 баллов рельсовый путь на мосту, объединяя эстакады в единую систему, позволяет проектировать опоры эстакады более экономичными. Статическую неопределимость системы «мост — бесстыковой путь» можно раскрывать, применяя, например, метод сил, при этом определяются продольные усилия в рельсах и горизонтальные нагрузки на опоры. При превышении допустимых значений величины продольных усилий в рельсах учитывать бесстыковой путь в расчетах сейсмостойкости эстакад нельзя.

Список источников

1. Мосты на высокоскоростных линиях железнодорожных магистралей / В. Н. Смирнов [и др.]. СПб.: ПГУПС, 2015. 297 с.
2. Специальные технические условия. Сооружение искусственных участков Москва — Казань высокоскоростной железнодорожной магистрали Мо-

сква — Казань — Екатеринбург: технические нормы и требования к проектированию и строительству. СПб.: ПГУПС, 2014. 76 с.

3. Особенности проектирования строительства мостов высокоскоростных железнодорожных магистралей Москва — Казань / А. В. Бенин [и др.] // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2015. Вып. 4 (45). С. 15–20.

4. Смирнов В. Н. Взаимодействие бесстыкового пути с мостовыми сооружениями на высокоскоростных магистралях. М.: Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте, 2015. 96 с.

5. Смирнов В. Н. Исследование работы мостов с бесстыковым путем // Путь и путевое хозяйство. 2018. С. 15–17.

6. СНиП П-7-81*. Строительство в сейсмических районах. М., 1982. 49 с.

7. Уздин А. М., Елизаров С. В., Белаш Т. А. Сейсмостойкие конструкции транспортных зданий и сооружений: учебное пособие. М.: Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте, 2012. 501 с.

8. Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий: учеб. пособие для вузов. М.: Высш. школа, 1983. 304 с.

9. Крюков Е. П. Брус в упругой среде, сопротивляющийся продольным смещениям. М., 1958. Вып. 7. 66 с.

10. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы (актуализированная редакция). М., 2011.

Дата поступления: 27.11.2025

Решение о публикации: 07.02.2026

Контактная информация:

ГОЛУБЕВ Алексей Александрович — аспирант;
alexegolubev111@gmail.com
СМИРНОВ Владимир Николаевич —
д-р техн. наук, профессор;
svn193921@rambler.ru

Response of high-speed railway viaducts to longitudinal seismic loading

V. N. Smirnov, A. A. Golubev

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

For citation: *Smirnov V. N., Golubev A. A.* Response of high-speed railway viaducts to longitudinal seismic loading // Proceedings of Petersburg State Transport University, 2026. Vol. 23, iss. 1. Pp. 126–131. DOI: 10.20295/1815-588X-2026-1-126-131. (In Russian)

Abstract

Objective: to account for the behavior of continuous welded rail (CWR) on high-speed railway viaducts under seismic actions along the track axis. **Methods:** development of a calculation methodology that includes a behavior analysis of the “bridge — CWR” system for span-type viaducts with continuous welded rails under longitudinal seismic actions. **Results:** calculation procedures for viaducts with continuous welded rails under longitudinal seismic forces. **Practical significance:** provision of a framework for the design and analysis of viaducts with continuous welded rails under longitudinal seismic actions.

Keywords: viaduct, continuous welded rail track, seismic actions

References

1. Mosty na vysokoskorostnykh liniyakh zheleznodorozhnykh magistralej / V. N. Smirnov [i dr.]. SPb.: PGUPS, 2015. 297 s. (In Russian)
2. Spetsial'nye tekhnicheskie usloviya. Sooruzhenie iskusstvennykh uchastkov Moskva — Kazan' vysokoskorostnoj zheleznodorozhnoj magistrali Moskva — Kazan' — Ekaterinburg: tekhnicheskie normy i trebovaniya k proektirovaniyu i stroitel'stvu. SPb.: PGUPS, 2014. 76 s. (In Russian)
3. Osobennosti proektirovaniya stroitel'stva mostov vysokoskorostnykh zheleznodorozhnykh magistralej Moskva — Kazan' / A.V. Benin [i dr.] // Izvestiya Peterburgskogo universiteta putej soobshcheniya. 2015. Vyp. 4 (45). S. 15–20. (In Russian)
4. Smirnov V.N. Vzaimodejstvie besstykovogo puti s mostovymi sooruzheniyami na vysokoskorostnykh magistralyakh. M.: Uchebno-metodicheskij tsentr po obrazovaniyu na zheleznodorozhnom transporte, 2015. 96 s. (In Russian)
5. Smirnov V.N. Issledovanie raboty mostov s besstykovym putem // Put' i putevoe khozyajstvo. 2018. S. 15–17. (In Russian)
6. SNiP II-7-81*. Stroitel'stvo v sejsmicheskikh rajonakh. M., 1982. 49 s. (In Russian)
7. Uzdin A.M., Elizarov S.V., Belash T.A. Sejsmostojkoe konstruksii transportnykh zdaniy i sooruzhenij: uchebnoe posobie. M.: Uchebno-metodicheskij tsentr po obrazovaniyu na zheleznodorozhnom transporte, 2012. 501 s. (In Russian)
8. Polyakov S.V. Sejsmostojkie konstruksii zdaniy: ucheb. posobie dlya vuzov. M.: Vyssh. shkola, 1983. 304 s. (In Russian)
9. Kryukov E.P. Brus v uprugoj srede, soprotivlyayushchijsya prodol'nym smeshcheniyam. M., 1958. Vyp. 7. 66 s. (In Russian)
10. SP 35.13330.2011. Mosty i truby (aktualizirovannaya redaktsiya). M., 2011. (In Russian)

Received: 27.11.2025

Accepted: 07.02.2026

Author's information:

Alexei A. GOLUBEV — Postgraduate Student;
alexeigolubev111@gmail.com

Vladimir N. SMIRNOV — Dr. Sci. in Engineering,
Professor; svn193921@rambler.ru