

при различной мощности торфа под насыпью динамическая осадка может достигать от 10 до 20% от общей величины осадки. Эти осадки будут развиваться на протяжении достаточно длительного времени с различной интенсивностью. Поэтому при проектировании необходимо учитывать появление таких дополнительных осадков и предусматривать в период строительства мероприятия, которые либо учитывают, либо исключают их.

### Библиографический список

1. **Перспективные** направления развития мониторинга и диагностики земляного полотна ОАО РЖД // Евразия Вести. – 2010. – № 9. – С. 4.
2. **Земляное** полотно автомобильных дорог на слабых грунтах / И. Е. Евгеньев, В. Д. Казарновский. – М. : Транспорт, 1976. – 271 с.

3. **К вопросу** о повышении осевых нагрузок и скоростей движения поездов на участках опирания земляного полотна на слабое основание / А. Ф. Колос // Путь и путевое хозяйство. – 2009. – № 11. – С. 9–10.

4. **Теоретические** основы геомеханики / А. К. Черников. – СПб. : Петербургский гос. ун-т путей сообщения, 1994. – 187 с.

5. **Влияние** вибродинамического воздействия на прочностные свойства иольдиевых глин / И. В. Колос, А. Ф. Колос // Сборник научных трудов, посвященный юбилею Томского государственного архитектурно-строительного университета. – Томск : ТГАСУ, 2002. – С. 48–49.

6. **Напряженное** состояние основной площадки земляного полотна, усиленной геосинтетическими материалами / И. В. Прокудин, Л. С. Блажко, А. Ф. Колос // Материалы науч.-техн. конф. «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта». – Екатеринбург : УрГУПС, 2003. – С. 113–115.

УДК 624.042.8:629.73

**В. В. Кондратов**

ООО «Мостовые сооружения и путь»

## ОСОБЕННОСТИ ДИНАМИЧЕСКОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ВЫСОКОСКОРОСТНЫХ ПОЕЗДОВ С ПРОЛЕТНЫМИ СТРОЕНИЯМИ МОСТОВ

Рассматриваются особенности динамического взаимодействия высокоскоростной поездной нагрузки и балочных пролетных строений мостов на основе численного эксперимента. Показана зависимость величины динамического воздействия поездов на мосты от скорости их движения, динамических характеристик пролетных строений и их длины. Приводятся результаты экспериментальных исследований работы стальных пролетных строений при скорости движения высокоскоростного поезда «Сапсан» 250 км/ч.

мост, динамика, численный эксперимент, система *мост–поезд*, частота колебаний, динамический коэффициент, испытания моста.

### Введение

В отечественных нормах динамическое воздействие поездов на пролетные строения мостов определяется величиной динамиче-

ского коэффициента, полученного на основе испытаний мостов при скоростях движения поездов до 200 км/ч. Такой подход к учету динамического воздействия поездов на мосты не отражает всего многообразия факто-

ров, связанных с взаимодействием мостов с подвижным составом.

Исследование работы мостов при более высоких скоростях ограничивается реальными временными и экономическими возможностями, а также типами пролетных строений, эксплуатируемых на экспериментальном полигоне. Оценить воздействие высокоскоростных поездов на пролетные строения мостов возможно на основе численных экспериментов, позволяющих варьировать скорость движения поездной нагрузки и динамические характеристики пролетных строений в широком диапазоне.

В статье на основе численного эксперимента рассмотрены особенности динамического воздействия высокоскоростного поезда, состоящего из однотипных экипажей, на пролетные строения мостов при скоростях движения до 100 м/с, приведены результаты испытаний моста при скорости движения поезда «Сапсан» до 250 км/ч.

## 1 Результаты численного эксперимента по оценке динамического взаимодействия высокоскоростного поезда и пролетных строений мостов

Численный эксперимент по оценке динамического воздействия подвижного состава на пролетные строения мостов при скоростях движения до 360 км/ч выполнен с использованием алгоритма взаимодействия элементов системы *мост–поезд*. Была решена плоская задача. Пролетные строения моделировались эквивалентными многомассными балками, уравнения колебаний

которых записывались в форме уравнений Ньютона [1]. Такой подход позволяет строить развертку процесса колебаний пролетного строения во времени, при необходимости учитывать отрывное движение колес.

С учетом малой связанности элементов системы *мост–поезд* и количества необходимых расчетов расчетная схема была упрощена и движение масс, моделирующих поезд, рассматривалось непосредственно по пролетному строению. Промежуточное звено – путь на мосту – в явном виде не учитывалось при составлении математической модели, а масса балласта и путевой структуры присоединялась к массе пролетного строения. Кроме того, с учетом динамической связанности элементов системы *мост–поезд* модель экипажей поезда была упрощена и рассматривалась в виде системы масс  $m$ , моделирующих ходовые части экипажей, пригруженных силами  $P$ , эквивалентными части веса экипажа, приходящегося на данную колесную пару. Каждая масса  $m$  имела упругую связь с балкой, жесткость которой определялась жесткостью контакта *колесо–рельс* (рис. 1).

При проведении расчетов варьировались параметры пролетных строений и скорости движения поезда. Рассматривались бетонные, сталежелезобетонные и металлические пролетные строения с ездой на балласте как типовые однопутные, так и двухпутные, жесткостные характеристики которых принимались на основе эскизных расчетов. Пролетные строения моделировались эквивалентными балками с постоянными погонными массой и жесткостью. Эквивалентность обеспечивалась совпадением основной собственной частоты колебаний

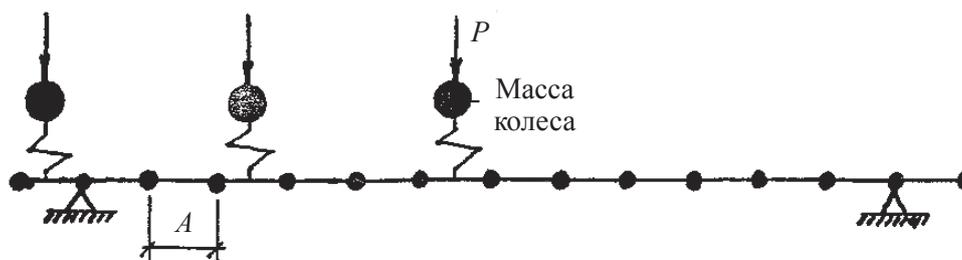


Рис. 1. Расчетная схема системы *мост–поезд*

пролетного строения и его модели. Параметры моделей пролетных строений, принятые для расчета, приведены в таблице. При моделировании подвижной нагрузки

ТАБЛИЦА. Динамические характеристики пролетных строений

№ п/п	Тип пролетного строения (ПС)	Расчетная длина ПС, м	Жесткость пролетного строения EI, кН·м <sup>2</sup>	Погонная масса <i>m</i> , т/м	Частота колебаний, Гц
1	Плитное железобетонное	2,55	$2,01 \cdot 10^5$	1,17	31,7
2	Плитное железобетонное	5,40	$1,01 \cdot 10^6$	0,89	17,2
3	Рибриное железобетонное	8,70	$4,76 \cdot 10^6$	0,93	14,85
4	Рибриное железобетонное	12,80	$1,07 \cdot 10^7$	0,97	9,76
5	Рибриное железобетонное	18,00	$1,62 \cdot 10^7$	1,07	5,97
6	Сталежелезобетонное	18,00	$2,15 \cdot 10^7$	0,82	7,8
7	Рибриное железобетонное	26,90	$4,65 \cdot 10^7$	1,20	4,22
8	Коробчатое железобетонное	26,90	$17,93 \cdot 10^8$	1,32	8,0
9	Коробчатое железобетонное	33,60	$2,049 \cdot 10^8$	0,86	6,8
10	Сталежелезобетонное	45,00	$2,67 \cdot 10^8$	0,98	3,53
11	Металлическое двухпутное	55,00	$6,63 \cdot 10^8$	1,79	3,16
12	Сталежелезобетонное двухпутное	55,00	$6,59 \cdot 10^8$	2,22	2,83
13	Коробчатое железобетонное	55,00	$3,033 \cdot 10^8$	2,74	1,73
14	Сталежелезобетонное	55,00	$8,651 \cdot 10^8$	1,06	4,7
15	Металлическое, с ездой на ж.-б. плитах	66,00	$5,698 \cdot 10^8$	0,42	4,2
16	Металлическое, с ездой на балласте	66,00	$1,745 \cdot 10^8$	0,79	1,7
17	Металлическое двухпутное	66,00	$6,67 \cdot 10^8$	1,90	2
18	Металлическое двухпутное	90,00	$6,040 \cdot 10^8$	2,27	1

использованы основные параметры электропоезда ЭР-200.

Выполненные расчеты показали значительную зависимость величины динамического коэффициента  $1 + \mu$  как от динамических характеристик пролетного строения, так и от скорости движения поезда (рис. 2 и 3). Кривые под номерами III, IV и V соответствуют железобетонным, сталежелезобетонным и металлическим пролетным строениям, параметры которых приведены в таблице. Модели балок, динамическую реакцию которых на воздействие подвижной нагрузки отражают кривые под номерами I и II, не имеют реальных аналогов. Их погонная жесткость вычислялась в зависимости от выбранной основной частоты собственных колебаний балки и погонной массы, величина которой принималась в соответствии с характеристиками реальных пролетных строений.

Значения частот принимались по кривым I и II (рис. 4), область между которыми соответствует зоне рекомендуемых нормами Международного союза железных дорог (UIC) частот собственных колебаний пролетных строений мостов для высокоскоростных линий [2]. Для сравнения на этом же графике показаны значения основных частот собственных колебаний рассмотренных пролетных строений.

Результаты расчетов показывают достаточно устойчивую тенденцию уменьшения величины динамического коэффициента с ростом величины пролета пролетного строения. Зависимость величины  $1 + \mu$  от скорости движения поезда имеет периодический характер. При этом пролетные строения, имеющие одинаковую длину, но разную жесткость, не одинаково реагируют на динамические воздействия. Такие результаты объясняются тем, что при определенных скоростях дви-

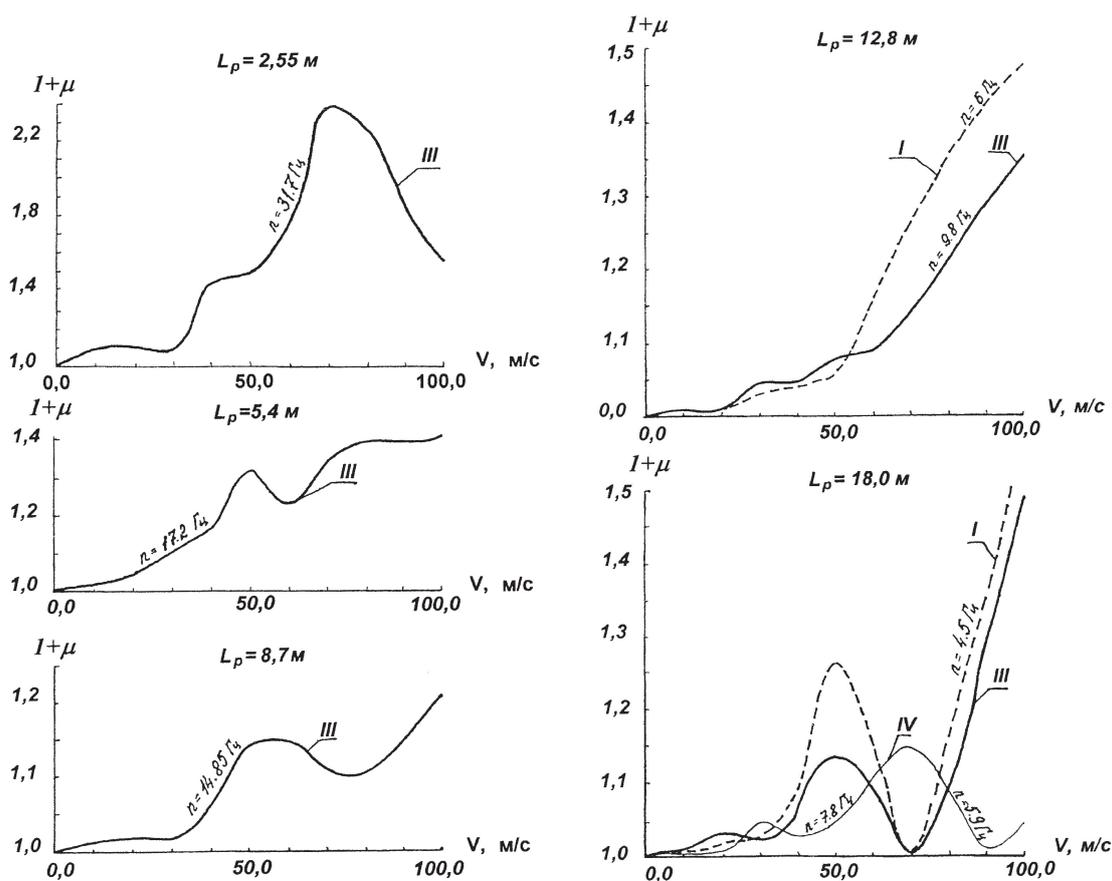


Рис. 2. Зависимость величины динамического коэффициента от динамических характеристик пролетного строения и скорости движения поезда для пролетных строений длиной до 18 м

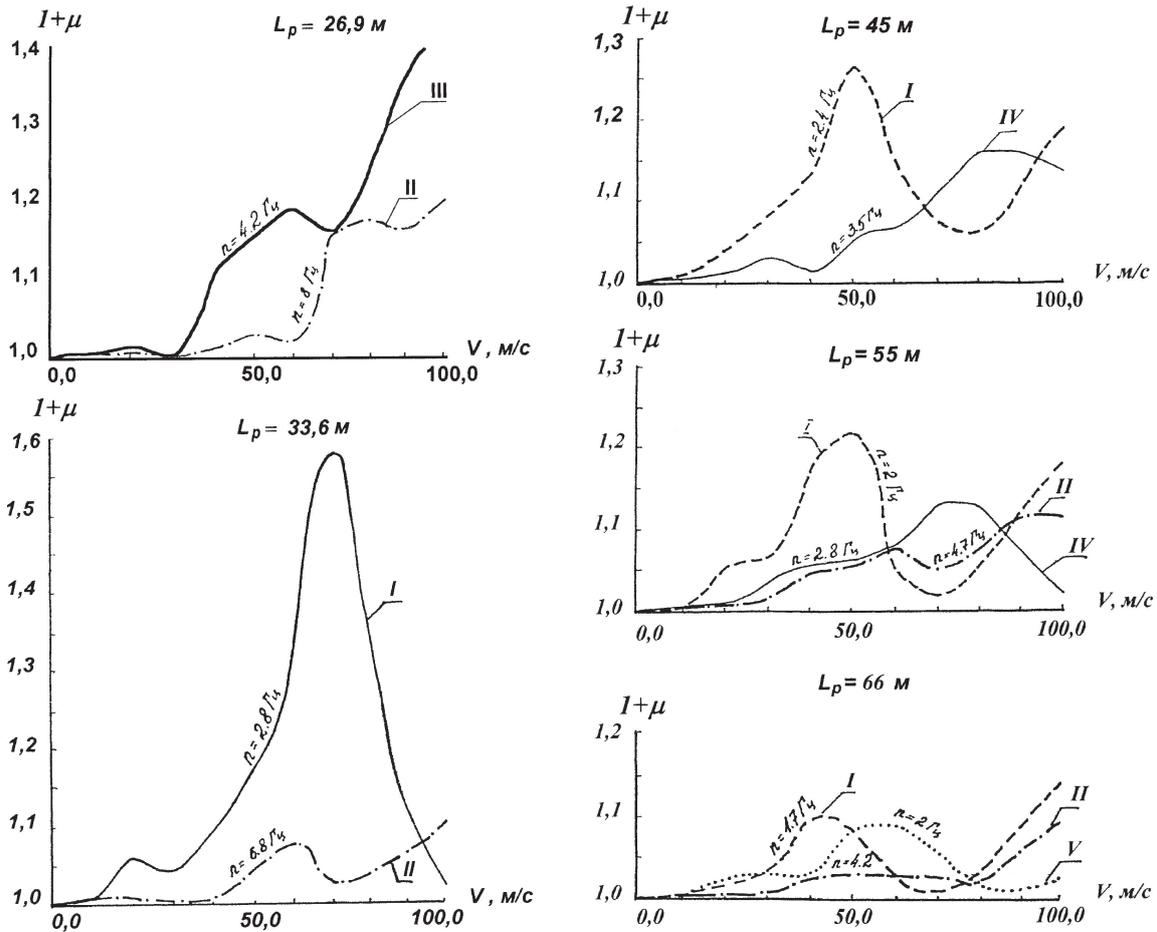


Рис. 3. Зависимость величины динамического коэффициента от динамических характеристик пролетного строения и скорости движения поезда для пролетных строений длиной от 26,9 м до 66 м

жения высокоскоростного поезда частоты динамических воздействий, обусловленные периодическим характером загрузки моста поездной нагрузкой, оказываются близки или совпадают с основной частотой собственных колебаний некоторых пролетных строений. Динамические реакции пролетного строения зависят от частоты и величины переменного воздействия, которое определяется скоростью движения поезда и соотношением длины пролета мостовой конструкции и базы тележки или длины экипажа по осям автосцепки. Вследствие этого максимальные динамические воздействия испытывают конструкции, длина пролета которых не превышает 3 м, т. е. длины базы тележки.

Динамику балочных пролетных строений длиной до 12 м и элементов проезжей части

решетчатых ферм определяет в основном проход отдельных осей экипажей. Для конструкций, длина пролета которых превышает 12 м и основная частота собственных колебаний составляет более 4 Гц, возмущения, обусловленные периодичностью прохода отдельных осей экипажей, оказываются незначительными по величине, а воздействия, период которых обусловлен частотой прохода экипажей поезда, имеют частоты менее 4 Гц при скоростях движения до 100 м/с, что в итоге не вызывает достаточно больших колебаний пролетных строений. Зависимость динамического коэффициента от указанных факторов в первом приближении можно описать с помощью параметра

$$\alpha = V/(2 \cdot f \cdot L), \quad (1)$$

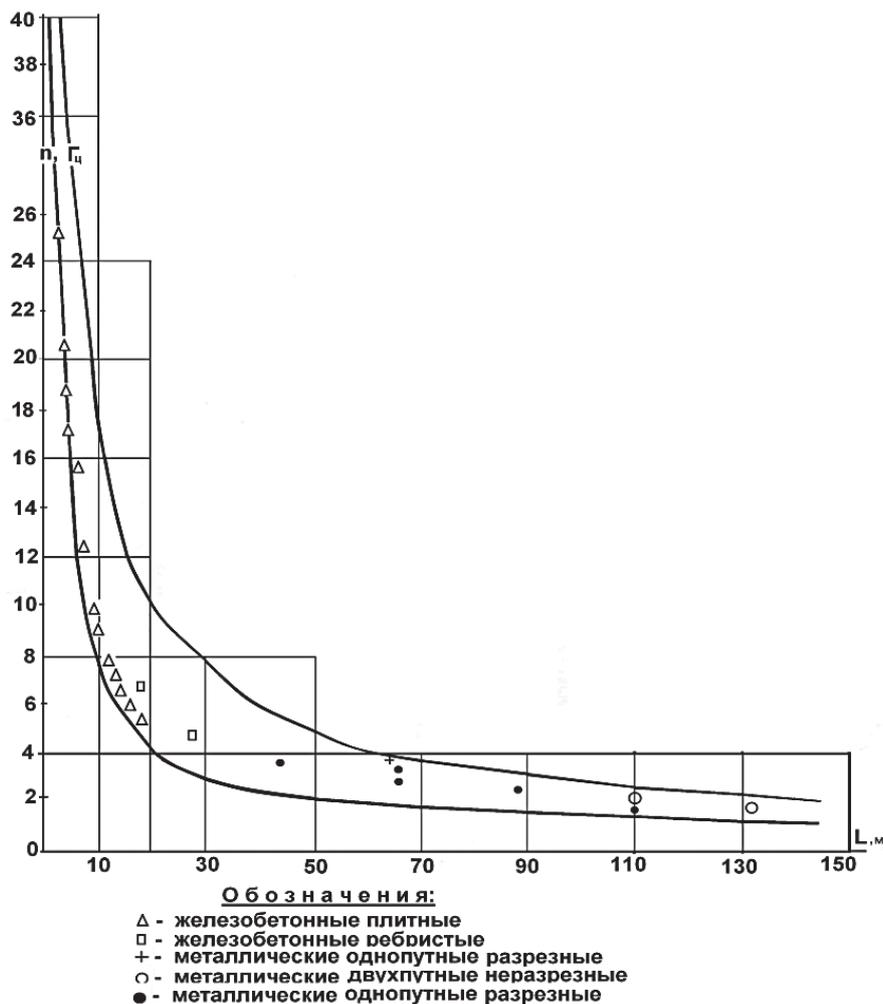


Рис. 4. Частоты собственных колебаний пролетных строений

где  $V$  – скорость движения поезда, м/с;  $f$  – основная частота собственных колебаний пролетного строения, Гц;  $L$  – длина пролета пролетного строения, м.

Результаты натурных испытаний стальных пролетных строений при скоростях движения поездов до 250 км/ч подтверждают приведенные теоретические исследования. При отсутствии таких факторов, как волнообразные неровности на поверхности катания рельсов и ободьев колес, дисбаланс колес экипажей поезда и рельсовые стыки, существенные динамические воздействия на пролетные строения не передаются. Частота силового воздействия, обусловленная периодическим нагружением мостовых конструкций однопутными экипажами поезда, более чем в два раза ниже основной частоты собственных ко-

лебаний пролетного строения, составляющей 7 Гц (см. рис. 5). Этот фактор в данном случае также не вызывает значимых колебаний главных балок.

Изучение взаимодействия подвижного состава с пролетными строениями при наличии коротких неровностей в пути на мосту показывает, что динамическое воздействие подвижного состава на мостовое полотно значительно возрастает с повышением скоростей движения до 100 м/с.

Влияние характера неровностей в пути на мосту на динамику мостовых конструкций рассматривалось при различных параметрах изолированной синусоидальной неровности, находящейся примерно посередине пролетного строения. При величине пролета до 12 м длина неровности принималась 1 м,

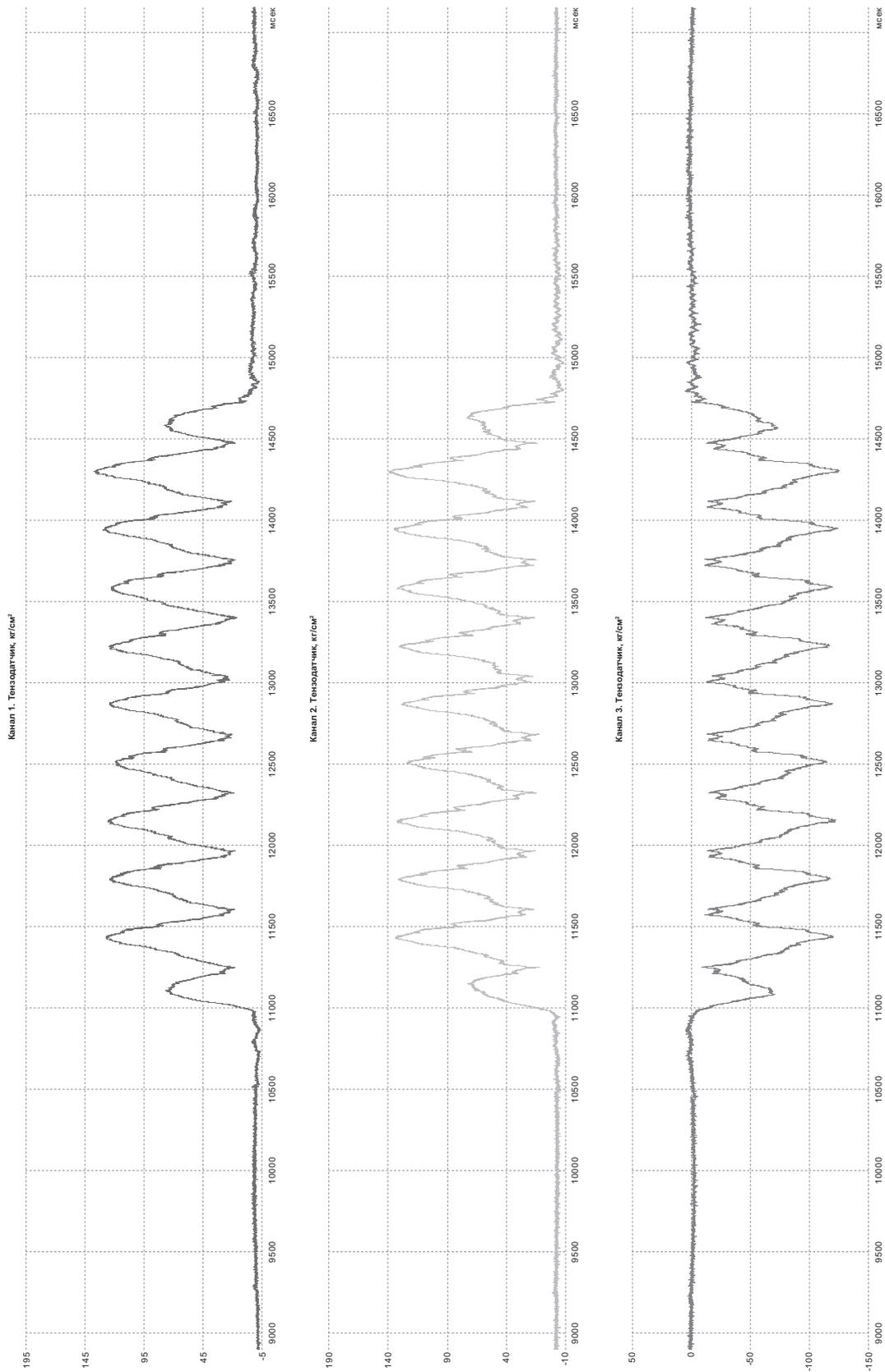


Рис. 5. Диаграммы изменения нормальных напряжений в нижних поясах главных балок и в горизонтальном листе ортотропной плиты пролетного строения моста через р. Перетна при проходе высокоскоростного поезда «Сапсан» со скоростью 250 км/ч

глубина – от 0,1 до 0,5 мм. Изучение динамики пролетных строений большей длины проводилось с неровностями двух типов: указанного выше и длиной 3 м при глубине неровности 1 мм.

Исследования показали, что увеличение коэффициента динамики при определенных характеристиках неровностей может составлять от 5 до 25% от его значения в случае движения поезда по идеальному пути со скоростью до 100 м/с при длине пролетных строений до 60 м. Если глубина неровности превышает 0,3 мм на длине порядка 50–100 см, при скоростях более 70 м/с возникает отрывное движение колес по поверхности катания рельса и, как следствие, ударное воздействие на мостовые конструкции неподрессоренных масс экипажей. На рисунке 6 показан характер изменения силы  $F$  в контакте *колесо–рельс* при отсутствии ( $A=0$ ) и наличии неровности длиной 1 м и глубиной 0,5 мм за время прохода со скоростью 80 м/с первым колесом экипажа по плитному пролетному строению длиной 2,55 м, а также его прогиба в середине пролета в сравнении с прогибом от статической поездной нагрузки. Отрывному движению колеса соответствует временной интервал, в течение которого сила  $F$  равна нулю.

С учетом указанного явления при оценке зависимости величины динамического коэффициента от характера неровностей в пути на мосту глубина неровностей ограничивалась. Например, не более 0,3 мм при длине неровности 1 м. Увеличение значений динамического прогиба не превышало в этом случае 10–15% от его величины при статическом воздействии нагрузки. Проведенные расчеты показали, что наличие коротких неровностей в пути на мостах при высоких скоростях движения специализированного поезда вызывает заметный рост амплитуд колебаний пролетных строений малой длины.

При увеличении длины пролета мостовых конструкций влияние силовых воздействий, обусловленных проходом колес экипажей по коротким изолированным неровностям, на динамику пролетных строений быстро уменьшается. Возможность отрывного движения неподрессоренных масс экипажей поезда по рельсовому пути, вызывающего значительные динамические усилия в контакте *колесо–рельс*, указывает на необходимость специальных исследований по нормированию величины неровностей в пути на мостах высокоскоростных магистралей.

На основе выполненных исследований динамический коэффициент к высокоско-

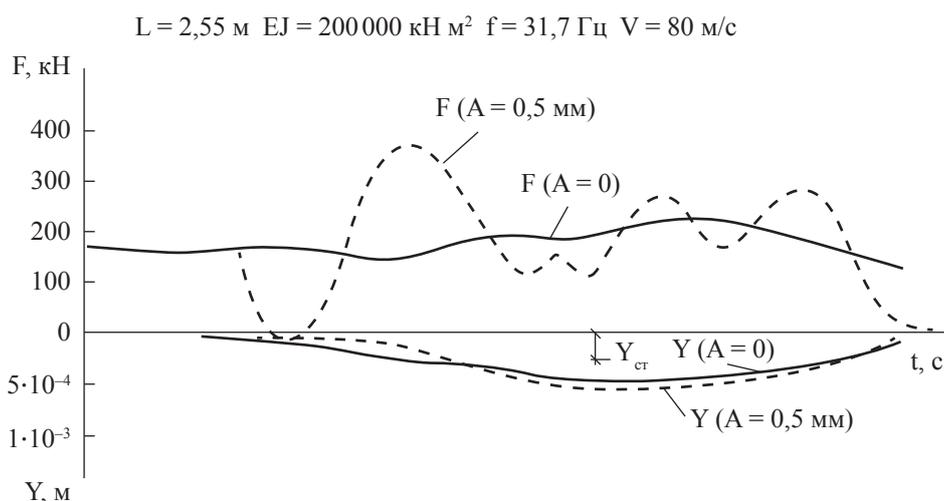


Рис. 6. Характер изменения максимального прогиба пролетного строения и силы в контакте *колесо–рельс*:

$A$  – максимальная глубина изолированной синусоидальной неровности длиной 1 м

ростной поездной нагрузке предлагается вычислять по формуле:

$$1 + \mu_1 + \mu_2 = 1 + K \cdot \alpha + 3 / (20 + \lambda). \quad (2)$$

Здесь  $K \cdot \alpha$  – параметр, учитывающий зависимость величины динамического коэффициента от скорости движения поезда и характеристик пролетного строения,  $K = 0,8$ ;  $3/(20+\lambda)$  – параметр, показывающий зависимость величины динамического коэффициента от силовых воздействий, обусловленных наличием коротких неровностей пути на мостах.

На рисунках 7 и 8 показаны зоны возможных значений динамического коэффициента, рассчитанные соответственно для скоростей движения высокоскоростного поезда 200 км/ч и 360 км/ч. Приведенные зоны соответствуют диапазону рекомендуемых УИС частот собственных колебаний пролетных строений (см. рис. 4). Кривые 1 соответствуют значениям динамического коэффициента, рассчитанным по формуле (2) для минимальных допустимых частот собственных колебаний пролетных строений, кривые 2 – для максимальных частот. Для сравнения на рисунке 7 показана кривая 3, соответствующая

нормативным величинам динамического коэффициента  $1 + \mu = 1 + 18 (30 + L)$ .

## Заключение

Приведенные материалы показывают, что динамика пролетных строений железнодорожных мостов определяется как динамическими характеристиками самих пролетных строений, конструкцией и состоянием верхнего строения пути на мостах, так и скоростью движения и параметрами подвижного состава. Величина коэффициента динамики пролетных строений, имеющих одинаковую длину, может существенно отличаться в зависимости от их жесткостных и инерционных характеристик.

Вследствие этого на стадии проектирования мостов высокоскоростных магистралей целесообразно анализировать динамические процессы в системе *мост–поезд* отдельно для каждого искусственного сооружения с учетом параметров пролетных строений и подвижного состава. При этом динамические характеристики пролетных строений следует назначать так, чтобы исключить возможные резонансные колебания пролетных строений при высоких скоростях движения поездов.

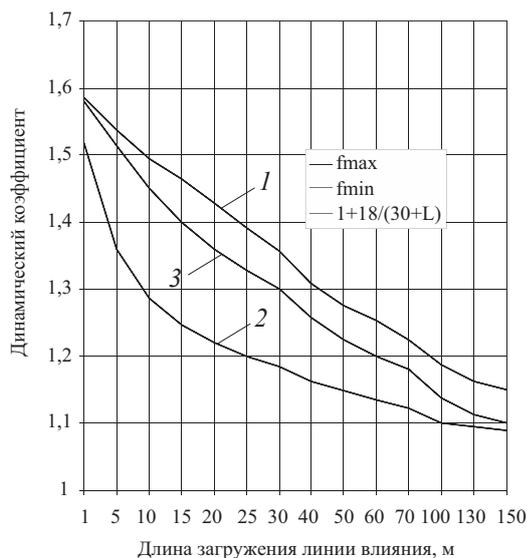


Рис. 7. Расчетные значения коэффициента динамики при скорости 200 км/ч

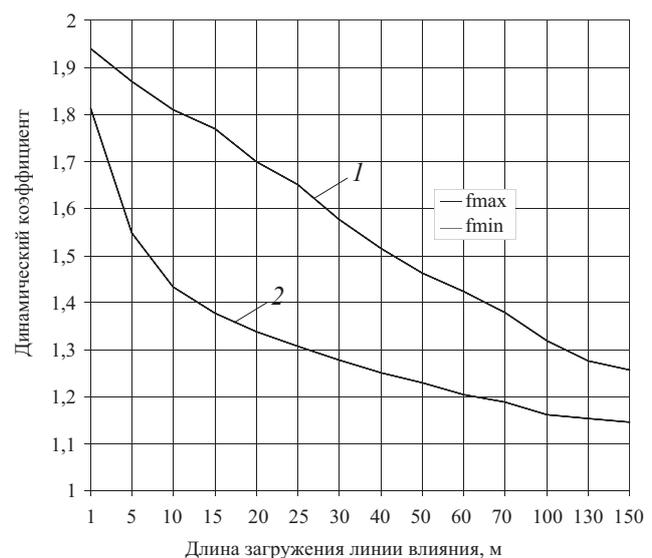


Рис. 8. Расчетные значения коэффициента динамики при скорости 360 км/ч

**Библиографический список**

1. **Численное** моделирование методом частиц в задачах механики деформируемых сред / Б. Н. Васильев // Проблемы прочности матери-

алов и конструкций на транспорте : сб. трудов ЛИИЖТа. – М. : Транспорт, 1990. – С. 178–187.

2. **Стандарт** ISO 2631–1.1997. Вибрация и удар механические.

УДК 656.2

**В. А. Кудрявцев, А. А. Светашев**

Петербургский государственный университет путей сообщения

**ВЛИЯНИЕ ОСТАТКА ВАГОНОВ ПОСЛЕ НАКОПЛЕНИЯ СОСТАВОВ НА ВЕЛИЧИНУ ЗАТРАТ ВАГОНО-ЧАСОВ**

Приведен детальный анализ процесса накопления вагонов на состав поезда в сортировочном парке станции на основе усредненного графика накопления. Показано влияние остатка вагонов после накопления состава на затрату вагоно-часов на накопление. Предложены новые формулы для определения среднесуточных затрат на накопление и параметра накопления в зависимости от среднего остатка вагонов. Перечислены оперативные меры, способствующие сокращению затрат вагоно-часов на накопление вагонов.

вагоно-часы накопления, план формирования поездов, средняя величина остатка, группа вагонов, замыкающая группа, параметр накопления, среднее число вагонов.

**Введение**

Зависимость среднесуточных затрат вагоно-часов на накопление составов от средней величины остатка вагонов от накопления одного состава была впервые показана в статье [1]. Однако упрощённое распространение схемы накопления составов на сортировочной станции позволило получить весьма приближённое определение этой зависимости. Между тем величина среднесуточных затрат вагоно-часов на накопление составов является важным параметром при расчете плана формирования поездов на технических станциях, поэтому требует максимально точного определения. При этом надо четко определить факторы, влияющие на величину этих затрат, и найти соответствующие функциональные зависимости.

Вследствие неравномерности поступления вагонов в переработку и по ряду других причин время прибытия поездов, число и величина групп вагонов, поступающих для

накопления каждого поезда, колеблются относительно их средних значений. Исследование этих параметров в их взаимосвязи позволяет более точно охарактеризовать процесс составообразования на сортировочных станциях.

**1 Определение суточных затрат вагоно-часов на накопление составов отдельного назначения**

Рассмотрим детально усредненный график накопления составов одного назначения на пути сортировочного парка (рис. 1).

В процессе расформирования прибывших на станцию поездов на путь накопления поступают группы вагонов соответствующего назначения:

$i$  – средний интервал поступления групп  
( $i = \frac{24}{N_n}$ , где  $N_n$  – среднесуточное число