

МПС—СССР—ГУУЗ
ДНЕПРОПЕТРОВСКИЙ ИНСТИТУТ
ИНЖЕНЕРОВ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

Аспирант В. В. ГОВОРУХА

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ТИПА
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ШПАЛ И ЭПЮРЫ ИХ УКЛАДКИ
НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ
ЭЛЕМЕНТОВ ПУТИ

Автореферат
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Днепропетровск
1967

НТБ
ДНУЖТ

Днепропетровский институт инженеров железнодорожного транспорта направляет Вам для ознакомления автореферат кандидатской диссертации Говорухи В. В.

Защита диссертации состоится на заседании Ученого совета

6 апреля 1967 г.

Просим Вас и сотрудников Вашего учреждения, интересующихся темой диссертации, принять участие в заседании Ученого совета или прислать свои отзывы и пожелания о работе по адресу: Днепропетровск, 10, Университетская, 2, Институт инженеров железнодорожного транспорта.

Дата отправки автореферата «*6*» *марта* 1967 г.

НТБ
ДНУЖТ

МПС—СССР—ГУУЗ
ДНЕПРОПЕТРОВСКИЙ ИНСТИТУТ
ИНЖЕНЕРОВ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

На правах рукописи

Аспирант В. В. ГОВОРУХА

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ТИПА
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ШПАЛ И ЭПЮРЫ ИХ УКЛАДКИ
НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ
ЭЛЕМЕНТОВ ПУТИ

Автореферат
диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель —
доктор технических наук, профессор
М. А. ФРИШМАН.

Днепропетровск

НАУКОВО-ТЕХНІЧНА БІБЛІОТ
Дніпропетровського національного
університету залізничного транспорту,
Ім'я академіка Е. Зар'яна

НТБ
ДНУЖТ

29650

Работа выполнена в Днепропетровском институте инженеров железнодорожного транспорта.

НТБ
ДНУЖТ

Введение

Директивами XXIII съезда и программой КПСС перед железнодорожным транспортом поставлены большие задачи. В числе этих задач предусмотрено значительное повышение веса и скоростей движения поездов, повышение грузонапряженности, дальнейшее введение тепловозной и электровозной тяги, внедрение бесстыкового пути, новых типов рельсов и железобетонных подрельсовых оснований. В этой связи появляется необходимость в расширении исследований напряженно-деформированного состояния элементов пути. В частности выдвигаются задачи в области проектирования новых конструкций железобетонных шпал, совершенствования расчетов напряженного состояния шпал и подшпального основания.

Напряженное состояние различных типов железобетонных шпал и подшпального основания при совместной их работе рассматривается в реферируемой диссертации.

При рассмотрении задач о влиянии типа железобетонных шпал на напряженное состояние самих шпал и подшпального основания неизбежно возникает вопрос об эпюре укладки шпал. Этот вопрос имеет, кроме того, самостоятельное значение. В этой связи были проведены исследования влияния эпюры укладки железобетонных шпал на напряженно-деформированное состояние элементов пути.

Экспериментальные исследования по данной работе проводились в действующем пути и на специальном опытном полигоне в ДИИТе. Теоретические расчеты выполнялись на ЭЦВМ «Урал-1» и «Урал-3».

1. Состояние вопроса

В настоящее время железобетонные шпалы получили широкое распространение на железных дорогах Советского Союза и ряда зарубежных стран. Вопросу их применения посвящено большое количество работ, среди которых следует

отметить работы Золотарского А. Ф., Вериги М. Ф., Серебренникова В. В., Берга О. Я., Шахунянца Г. М., Щепотина К. И., Липенского Н. Н., Кюнера К. Э., Оппенгейма К. А. и др.

В диссертации дается обзор конструкций отечественных железобетонных шпал, а также ряда зарубежных стран: ФРГ, ГДР, США, Канады, Италии.

Первоначально форма поперечного сечения железобетонных шпал принималась такой же, как и у деревянных — прямоугольная. В дальнейшем, по мере изучения работы железобетонных шпал под нагрузкой, вырабатывалась более рациональная форма их поперечного сечения.

Несмотря на большое многообразие имеющихся типов шпал по форме площади опирания на балласт, все их можно разделить на две основные группы: шпалы с постоянной шириной нижней постели и шпалы с переменной шириной нижней постели.

Исследованию напряженного состояния железобетонных шпал с постоянной шириной нижней постели посвящены работы Серебренникова В. В., Пак Ен Сока и др. Напряженное состояние шпал с переменной шириной нижней постели исследовалось в работах Кюнера К. Э., Щепотина К. И. и др. При этом в основу расчетов положены теории статического расчета балок и рам на сплошном упругом основании. Свойства основания в этих теориях базируется на предпосылке, что отпор упругого основания пропорционален перемещениям подшвы балки (гипотеза Винклера).

Рядом исследователей (Б. Н. Жемочкин, А. П. Сеницын, Н. М. Герсеванов, В. И. Кузнецов и др.) были вскрыты некоторые недостатки гипотезы Винклера. Эти недостатки заключаются в том, что при использовании гипотезы Винклера не учитывается зависимость коэффициента пропорциональности от площади нагруженной части грунта, а также деформации поверхности грунта в окрестности места приложения нагрузки.

При исследовании напряженного состояния железобетонных шпал, в проведенных работах, не рассматривались вопросы распределения реактивного отпора, напряжений в балласте и на основной площадке земляного полотна вдоль шпал. А между тем эти вопросы представляют большой практический интерес.

Выполненные до настоящего времени исследования, посвященные изучению напряжений в балластном слое и на основ-

ной площадке земляного полотна не дают полной картины о характере их распределения вдоль шпал.

Учитывая изложенное ранее, в диссертации выполнены теоретические и экспериментальные исследования напряженного состояния шпал (типов С-56-У, С-62, С-64-2) и подшпального основания. Ширина нижней постели шпал при этом рассматривалась переменной по длине.

В работе также рассмотрен вопрос об эпюре укладки шпал. Действующие в настоящее время «Технические указания по устройству и укладке верхнего строения пути ВСН 94-63, М. 1963» устанавливают число деревянных и железобетонных шпал, укладываемых на прямом участке пути и в кривых с радиусом более 1200 м. В зависимости от грузонапряженности, характера эксплуатационной работы линии и типа верхнего строения пути число шпал, укладываемых на километр принято 1840, 1600, 1440.

На железных дорогах зарубежных стран (Англия, США, Канада, ЧССР, Венгрия, ФРГ и др.) принято уменьшать эпюру укладки железобетонных шпал по сравнению с деревянными, что снижает стоимость километра пути. Основанием для уменьшения числа шпал служит их большая несущая способность.

Из имеющихся экспериментальных исследований и эксплуатационных наблюдений за эпюрой укладки шпал, как в Советском Союзе (Цуканов П. П., 1957 г., Андриевский М. Г., 1960 г., Фришман М. А., 1961 г.), так и за рубежом, нельзя сделать окончательного вывода. Поэтому для определения влияния эпюры укладки железобетонных шпал на напряженно-деформированное состояние элементов пути ДИИТом был проведен ряд исследований, результаты которых изложены в диссертационной работе.

2. Теоретические и экспериментальные исследования работы железобетонных шпал с переменной шириной площади опирания и напряжений в подшпальном основании

Исследования совместной работы железобетонных шпал с переменной шириной площади опирания (С-56-У, С-62, С-64-2) и подшпального основания производилось по двум расчетным схемам. Согласно первой расчетной схеме шпала рассматривалась как балка с переменным моментом инерции (I) и переменной шириной площади опирания (b), лежащая на изотропном упругом полупространстве. Во второй расчетной схе-

ме, в отличие от первой, рассматривалось двухслойное подпальное основание, у которого верхний слой подчиняется гипотезе Винклера, а нижний — упругое полупространство. Для исследования использован метод расчета балок и плит на упругом основании, разработанный Жемочкиным Б. Н. и Симицыным А. П.

Для нахождения реактивного отпора основания переменная площадь опирания шпалы разбивается на участки длиной с равной 10 см, ширина которых принята постоянной. При этом предполагается, что связь между шпалой и основанием осуществляется в отдельных точках, находящихся в серединах прямоугольных участков. Таким образом, от расчета балки на упругом основании был осуществлен переход к балке на упругих опорах.

Основная система выбиралась так, что в середине шпалы помещалось условное защемление, а все жесткие стержни (первая расчетная схема) или стержни-пружины (вторая расчетная схема) разрезались и их действие заменялось неизвестными силами $X_0, X_1, X_2 \dots X_{13}$. Неизвестной является также осадка середины шпалы в месте условного защемления y_0 .

Для нахождения неизвестных составляется система канонических уравнений:

$$\left. \begin{aligned} X_0 \delta_{0,0} + X_1 \delta_{0,1} + X_2 \delta_{0,2} + \dots + X_{13} \delta_{0,13} + y_0 &= 0 \\ X_0 \delta_{1,0} + X_1 \delta_{1,1} + X_2 \delta_{1,2} + \dots + X_{13} \delta_{1,13} + y_0 + \Delta_{1,P} &= 0 \\ X_0 \delta_{2,0} + X_1 \delta_{2,1} + X_2 \delta_{2,2} + \dots + X_{13} \delta_{2,13} + y_0 + \Delta_{2,P} &= 0 \\ X_0 \delta_{13,0} + X_1 \delta_{13,1} + X_2 \delta_{13,2} + \dots + X_{13} \delta_{13,13} + y_0 + \Delta_{13,P} &= 0 \\ X_0 + X_1 + X_2 + \dots + X_{13} - \Sigma P &= 0 \end{aligned} \right\} (1)$$

Перемещения $\delta_{k,i}$ слагаются из перемещений от осадки основания $u_{k,i}$ и от прогиба балки (шпалы) $v_{k,i}$:

$$\delta_{k,i} = u_{k,i} + v_{k,i}, \quad (2)$$

Осадка упругого полупространства $u_{k,i}$ определяется по формуле:

$$u_{k,i} = \frac{1 - \mu_0^2}{\pi E_0 c} F_{k,i}, \quad (3)$$

где μ_0 — коэффициент Пуассона для основания;
 E_0 — модуль деформации полупространства в кг/см²;
 c — расстояние между условными стержнями в см;

$F_{k,i}$ — функция, которая определяется расстоянием между точкой, где приложена сила i и точкой k , где отыскивается перемещение, а также отношением ширины участка опирания b к его длине c .

Для второго варианта расчетной схемы система канонических уравнений (1) сохраняется без изменения. Однако, при вычислении главных коэффициентов ($\delta_{0,0}, \delta_{1,1}, \delta_{2,2}, \dots, \delta_{13,13}$) к перемещениям упругого полупространства добавляется деформация упругого (винклеровского) слоя:

$$y_{k,k} = \frac{1-\mu_0^2}{\pi E_0 c} [F_{k,k} + \Delta F_{k,k}], \quad (4)$$

где $\Delta F_{k,k}$ — деформация столбика верхнего слоя, вычисляемая по формуле:

$$\Delta F_{k,k} = \frac{\pi h_k}{b} \frac{1-2\mu_0^2}{1-\mu_0^2} \frac{E_0}{E_1}, \quad (5)$$

где h_k — толщина верхнего слоя в см;

E_1 — модуль деформации верхнего слоя в кг/см².

Прогиб балки (шпалы) определяется по формуле Максвелла-Мора:

$$v_{k,i} = \int \frac{M_k M_i}{EI} dx, \quad (6)$$

где M_k и M_i — изгибающие моменты в балке при приложении нагрузки (единичных сил) в точках k и i ;

E — модуль деформации материала балки (шпалы) в кг/см²;

I — моменты инерции отдельных участков шпалы в см⁴

Свободные члены уравнений (1) $\Delta_{k,p}$, представляющие прогибы балки от внешней нагрузки, определяются как и $v_{k,i}$, поскольку внешняя сила приложена над одним из опорных стержней.

Решение систем канонических уравнений производилось методом Гаусса на ЭЦВМ «Урал-1».

По первой расчетной схеме составлено 14 систем канонических уравнений (1). При этом рассматривались три случая опирания шпал исследуемых типов: по всей длине, когда концы шпал на протяжении 10 см свободны от опирания и, когда шпалы опираются только подрельсовыми частями. Анализ результатов расчетов показывает, что у концевых участков

опирания получается концентрация реакции основания. Такая концентрация объясняется физическими свойствами основания, которое в этой расчетной схеме рассматривается как упругое изотропное тело.

По второй расчетной схеме составлено 144 системы канонических уравнений (1). При этом рассматривались четыре случая опирания (табл. 1).

Таблица 1

Случай опирания	Опирание на балласт	Модуль деформации в кГ/см^2	
		верхнего слоя E_1	упругого полупространства E_0
I	Подрельсовыми частями	Постоянный: 200	500; 1090; 1680; 30000
		500	500; 1090; 1680; 30000
		1500	500; 1090; 1680; 30000
II	Подрельсовыми частями	Переменный: 150÷200	500; 1090; 1680; 30000
		150÷500	500; 1090; 1680; 30000
		400÷1500	500; 1090; 1680; 30000
III	По всей длине	Постоянный: 200	500; 1090; 1680; 30000
		500	500; 1090; 1680; 30000
		1500	500; 1090; 1680; 30000
IV	По всей длине	Переменный: 150÷200	500; 1090; 1680; 30000
		150÷500	500; 1090; 1680; 30000
		400÷1500	500; 1090; 1680; 30000

Анализ эпюр реактивного отпора, полученных по второй расчетной схеме, показывает, что с уменьшением жесткости основания у концевых участков шпал, происходит уменьшение реактивного отпора в этих местах и увеличение его на соответствующую величину в соседних участках. В связи с этим наибольшее значение реактивного отпора получается в промежуток между подрельсовой и концевой частями шпал.

Сравнение реактивных отпоров, полученных по двум расчетным схемам, с экспериментальными напряжениями в балласте на глубине 20 см от подошвы шпалы дает хорошую сходимость только для второй расчетной схемы.

Получение реактивного отпора вдоль шпал с переменной

шириной площади опирания (С-56-У, С-62, С-64-2) дает возможность оценки напряженного состояния как шпал исследуемых типов, так и подшпального основания.

Исследование работы железобетонных шпал с переменной шириной площади опирания показали, что реактивный отпор распределяется соответственно ширине площади опирания. У шпал типа С-56-У, имеющих незначительное изменение ширины площади опирания, реактивный отпор вдоль шпал распределяется сравнительно равномерно. У шпал типа С-62 и С-64-2 в средней части (где сечение шпалы устроено в виде клина) реактивный отпор уменьшается. У шпал типа С-64-2, кроме того, получено большее смещение реактивного отпора к конечным участкам, чем у шпал типа С-62. Связано это с тем, что шпалы типа С-64-2 имеют ширину у торцов большую, чем С-62.

В результате распределения реактивного отпора соответственно ширине площади опирания происходит изменение величины изгибающего момента в середине шпалы. В этой связи изгибающий момент в средней части шпал типов С-62 и С-64-2, при полном опирании на балласт, уменьшается соответственно на 44 и 60%, по сравнению со шпалой типа С-56-У (см. табл. 2).

На величину изгибающего момента в средней части шпалы оказывает также влияние нижний слой подшпального основания (упругое полупространство). Так, например, при модуле деформации верхнего слоя E_1 , равном 1500 кг/см^2 , с изменением модуля деформации упругого полупространства E_0 от 500 кг/см^2 до 30000 кг/см^2 величина момента уменьшается на 15—25%.

Количественная и качественная характеристики эпюр прогибов существенно зависят от формы нижней постели шпал и характера их опирания на балласт. При полном опирании все шпалы изгибаются выпуклостью вверх с максимальной осадкой в конечных сечениях. Наибольшая стрела прогиба имеет место у шпалы типа С-56-У, наименьшая — у шпалы типа С-64-2. При опирании шпал лишь подрельсовыми частями линия прогиба имеет выпуклость вниз с максимальными значениями в средней части. (Коэффициенты изгиба шпал α_n , определяемые отношением средней деформации шпалы к максимальной, приведены в табл. 2).

При исследовании напряженного состояния подшпального основания определялись: сжимающие напряжения в балласте (вблизи подошвы шпал) и на основной площадке земляно-

Таблица 2

Наименование величин	I случай опирания			II случай опирания			III случай опирания			IV случай опирания		
	полное опирание						опирание подрельсовыми частями					
	жесткость основания переменная			жесткость основания постоянная			жесткость основания переменная			жесткость основания постоянная		
	C-56-У	C-62	C-64-2	C-56-У	C-62	C-64-2	C-56-У	C-62	C-64-2	C-56-У	C-62	C-64-2
Изгибающие моменты в средней части шпал в тм	-0,81	-0,44	-0,32	-0,56	-0,25	-0,16	-0,12	-0,12	-0,01	-0,03	-0,02	+0,06
Стрелы прогиба в см	0,212	0,162	0,112	0,086	0,038	0,017	+0,015	+0,01	+0,051	-0,074	-0,072	-0,115
Коэффициенты изгиба, шпал α_n	0,76	0,82	0,87	0,91	0,96	0,96	0,98	0,99	0,97	0,94	0,95	0,89
Максимальные напряжения в балласте в кг/см ²	3,67	3,82	3,20	3,22	3,17	2,74	3,97	3,95	3,52	3,69	3,68	3,46
Коэффициенты неравномерности распределения напряжений в балласте ¹ α_6	0,76	0,82	0,85	0,84	0,97	0,98	0,87	0,88	0,85	0,90	0,90	0,83
Максимальные напряжения на основной площадке земляного полотна в кг/см ²	1,18	1,24	1,22	1,08	1,14	1,12	1,34	1,34	1,33	1,20	1,20	1,20
Коэффициенты неравномерности распределения напряжений на основной площадке земляного полотна ¹ α_{3n}	0,84	0,98	0,78	0,89	0,84	0,83	0,74	0,73	0,72	0,80	0,80	0,78

¹ Здесь под коэффициентом неравномерности понимается отношение средней величины напряжений к максимальной.

НТБ
ДНУЖТ

го полотна, а также устойчивость частиц балласта против сдвига вдоль шпал.

Напряжения в балласте (вблизи подошвы шпалы) распределяются соответственно эпюрам реакции основания с учетом площади опирания шпал. Наибольшие напряжения в балласте при полном опирании шпал имеют место в сечении, расположенном между концевой и подрельсовой частями. (Максимальные величины напряжений и коэффициенты неравномерности распределения напряжений в балласте α_6 для исследуемых типов шпал приведены в табл. 2). Сравнение напряжений для опирания подрельсовыми частями и полным опирании шпал показывает, что наилучшие условия работы балласта имеют место при опирании шпал подрельсовыми частями. Переход к полному опиранию приводит к уменьшению напряжений в подшпальном основании.

Для исследования характера распределения напряжений на основной площадке земляного полотна под железобетонными шпалами с переменной шириной нижней постели (С-56-У, С-62, С-64-2) использован метод угловых точек.

При методе угловых точек выражение для величины сжимающих напряжений от действия равномерно распределенной нагрузки получено А. Лявом. В. Г. Короткин, используя функции напряжений академика Б. Г. Галеркина, получил формулы для всех составляющих напряжений. Сжимающее напряжение (σ_z) в любой точке, лежащей под центром тяжести загруженного прямоугольника (на которые разбивалась площадь опирания шпалы), стороны которого равны $2l_1$ и $2b_1$ будет равно:

$$\sigma_z = \frac{2\rho}{\pi} \left[\frac{l_1 b_1 z}{D} \frac{l_1^2 + b_1^2 + 2z^2}{D^2 z^2 + l_1^2 b_1^2} + \arcsin \left(\frac{l_1 b_1}{\sqrt{l_1^2 + z^2} \sqrt{l_1^2 + z^2}} \right) \right], \quad (7)$$

где ρ — интенсивность внешней равномерно распределенной нагрузки каждого участка, на которые условно была разбита площадь опирания шпалы;

z — глубина до рассматриваемой точки;

$$D^2 = l_1^2 + b_1^2 + z^2.$$

Сжимающие напряжения σ_{zc} в любой точке, лежащей на вертикали под углом прямоугольника со сторонами l и b , которые называются угловыми, будут равны:

$$\sigma_{xc} = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{lbz}{D} \frac{l^2 + b^2 + 2z^2}{D^2z^2 + l^2b^2} + \right. \\ \left. + \arcsin \left(\frac{lb}{\sqrt{l^2 + z^2} \sqrt{b^2 + z^2}} \right) \right]. \quad (8)$$

Теоретическими расчетами получено, что во всех рассматриваемых случаях опирания и для всех исследуемых типов шпал напряжения на основной площадке земляного полотна вдоль шпал изменяются неравномерно. При этом наибольшее значение напряжений соответствует подрельсовому сечению. К концам шпал и к середине напряжения уменьшаются. (Максимальные величины напряжений, а также коэффициенты неравномерности распределения напряжений $\alpha_{3п}$ даны в табл. 2).

Сравнение напряжений на основной площадке земляного полотна в случаях опирания подрельсовыми частями и полном опирании шпал показывает, что наибольшее напряжение имеет место при опирании подрельсовыми частями (см. табл. 2). Переход от опирания шпал на балласт подрельсовыми частями к полному опиранию приводит к уменьшению напряжений для шпал типа С-62, С-64 и С-56-У соответственно на 8, 10, 12%.

Используя реактивный отпор как внешнюю нагрузку для подшпального основания, определялись также касательные напряжения (в горизонтальной плоскости) и силы трения между частицами балласта на единицу площади вдоль шпал.

Определение касательных напряжений на глубине 20, 45 и 60 см от подошвы шпалы производилось по известной формуле Буссинеска-Фламана, которая в данном случае выглядит так:

$$\tau = \sum \frac{3}{2} \frac{X_i}{\pi} \frac{yz^2}{R}, \quad (9)$$

где X_i — вертикальные сосредоточенные силы;

y, z — расстояние по горизонтали и глубина от места приложения силы до точки, в которой определяется напряжение;

R — расстояние от места приложения силы до точки, в которой определяется напряжение.

Силы трения между частицами балласта на единицу площади в подшпальном основании на глубине 20, 45 и 60 см

определяются путем умножения вертикальных сжимающих напряжений на соответственной глубине (определяемых по формулам 7 и 8) на коэффициент трения.

Расчетами получено, что при опирании шпал исследуемых типов только подрельсовыми частями, в средней части, по всей глубине вплоть до 60 см от подошвы шпалы, сдвигающие силы превосходят силы трения между частицами балласта. Следовательно, в этих местах должно наблюдаться перемещение частиц балласта. Под концевыми участками должно иметь место аналогичное явление. В результате перемещения частиц балласта, канавка, устроенная под средней частью шпалы, со временем исчезает, а жесткость балласта под концами шпал уменьшается. При опирании шпал на балласт по всей длине, характер распределения напряжений в подшпальном основании несколько отличен, чем при опирании только подрельсовыми частями. Сдвигающие силы под средней частью шпал исследуемых типов меньше сил трения, следовательно, перемещение частиц балласта в этом месте должно отсутствовать. Под концевыми участками шпал (как и в случае опирания шпал подрельсовыми частями) сдвигающие силы имеют большую величину, чем силы трения. Следовательно, в этих местах должно наблюдаться перемещение частиц балласта.

Таким образом, стабилизация частиц балласта под средней частью шпалы наступает только после перехода к опиранию шпалы по всей длине. Выдавливание частиц балласта под концами шпал будет иметь место и при полном опирании, поэтому в расчетах шпал необходимо учитывать переменную жесткость балласта в концевых участках на протяжении до 25 см.

Наблюдения за работой железобетонных шпал в пути подтверждают результаты расчетов.

Наряду с теоретическими исследованиями были проведены полигонные испытания шпал типов С-56-2, С-62 и С-64-2. При этом измерялись: силы, действующие на шпалы; прогибы шпал; напряжения в балластном слое на глубине 20 см от подошвы шпал; напряжения на основной площадке земляного полотна.

Измерение вертикальных сил, действующих на шпалы производилось силомерными подкладками конструкции ЦНИИ МПС. Измерение прогибов шпал осуществлялось с помощью индикаторов часового типа, установка которых производилась в 11 сечениях каждой шпалы. Напряжения в бал-

ласте и на основной площадке земляного полотна измерялись с помощью месдоз. Все измерения производились для случаев полного опирания шпал на балласт и опирания только подрельсовыми частями.

Экспериментами получено, что при полном опирании на балласт шпалы изгибаются выпуклостью вверх. Наибольшая стрела прогиба у шпалы типа С-56-2, наименьшая — у шпалы типа С-64-2. При опирании шпал только подрельсовыми частями, форма их изгиба значительно отличается от случая полного опирания. У всех шпал значительно уменьшились стрелы прогибов, а у шпал типа С-64-2 изменилось даже положение выпуклости. Шпала стала изгибаться выпуклостью вниз.

Напряжения в балласте на глубине 20 см от подошвы шпалы имеют наибольшие значения на участке, расположенном между концевой и подрельсовой частями. Напряжения под концами шпал и под серединой имеют значительно меньшую величину. Эти данные хорошо согласуются с эпюрой реактивного отпора вдоль шпал, полученной согласно второй расчетной схемы.

Напряжения на основной площадке земляного полотна, получаются наибольшими в подрельсовом сечении, а к концам шпалы их величина значительно меньше (в 1,5—2 раза).

3. Экспериментальные и теоретические исследования влияния эпюры укладки железобетонных шпал на напряженно-деформированное состояние элементов пути

Для оценки влияния эпюры укладки железобетонных шпал на работу элементов пути путепытательной лабораторией ДИИТа (при участии автора) совместно со Львовской дорогой были поставлены специальные исследования.

Экспериментальная часть исследований выполнялась в прямом участке пути. Опытный участок состоял из четырех звеньев пути длиной 12,5 м с новыми рельсами типа Р50. На трех звеньях были уложены железобетонные шпалы типа С-56-2 в количестве 19 (1520 шт/км) 21 (1680 шт/км) и 23 (1840 шт/км) штук и на одном деревянные шпалы типа II-A в количестве 23 (1840 шт/км) штук. Рельсы к шпалам на всем участке прикреплялись с помощью отдельного скрепления по типу К-2. Все опытные звенья были уложены на щебеночном балласте.

При исследованиях измерялись: модуль упругости подрельсового основания в вертикальной плоскости; кромочные напряжения в подошве рельсов; вертикальные силы, действующие на шпалы; напряжения на основной площадке земляного полотна. Кроме того, велись систематические наблюдения за состоянием пути и накоплением остаточных деформаций в плане и профиле. Изменение положения рельсовых нитей осуществлялось путевым шаблоном системы ЦУП-2 и нивелировкой.

Заезды опытного состава, в который были включены шестисосный и четырехсосный полувагоны и локомотивы ТЭ2 и ТЭ3, осуществлялись со скоростями 3, 10, 25, 40 и 85 км/ч (по 25 заездов с каждой скоростью).

Из экспериментов получено, что модуль упругости подрельсового основания U_v с уменьшением эпюры укладки шпал снижается. При эпюре шпал 1840 шт/км он составил 1500 кг/см², при 1680 шт/км—1340 кг/см², а при 1520 шт/км—1200 кг/см². Кроме этого получено, что величины модуля упругости, измеренные вдоль звена изменяются в больших пределах. Так, на звене с 23 железобетонными шпалами значение U_v изменяется в пределах 440—3400 кг/см². Причиной этому является неравномерность упругих свойств подшпального основания под отдельными шпалами и различная величина зазоров между рельсами и шпалами.

Модули упругости U_v измеренные над рельсовыми опорами (шпалами) и в пролете между ними неодинаковы. Их значения, полученные над шпалами, на 22—44% больше, чем в пролете (для железобетонных шпал). (На пути с деревянными шпалами разница в значениях U_v измеренных на шпале и в пролете, находится в пределах 2—12%). Уменьшение количества шпал на звене вызывает увеличение разницы в значениях U_v , измеренных над шпалами и в пролетах. Для звеньев с 23, 21 и 19 железобетонными шпалами эта разница соответственно равна 26—31%, 22—33% и 33—44%.

Кромочные напряжения в рельсах весьма незначительно увеличиваются при уменьшении числа шпал. При всех скоростях движения разница в величинах напряжений в рельсах, с уменьшением числа шпал на звене с 23 до 19 шт., не превышает 100 кг/см². Эти данные подтверждаются теоретическими расчетами.

Вертикальные силы, передаваемые от рельсов на шпалы измерялись силомерными подкладками конструкции ЦНИИ МПС. Подкладки устанавливались на трех смежных шпалах

каждого опытного звена. Из опытов получено, что влияние количества шпал (23—19 шт на звено) на величину сил, действующих на шпалы менее существенно, чем влияние неравноупругости основания под отдельными шпалами.

Напряжения на основной площадке земляного полотна измерялись мессдозами конструкции ЦНИИ МПС, которые устанавливались под рельсами и концами шпал в 2—3 поперечных сечениях каждого опытного звена. Измерения показали, что изменение числа шпал на звене с 23 до 19 шт. не оказывает существенного влияния на величины напряжений на основной площадке земляного полотна.

Наблюдения за опытными звеньями показали, что изменение эпюры укладки железобетонных шпал от 23 до 19 шт. на звене длиной 12,5 м оказывает влияние на величины осадок головок рельсовых нитей в первый период стабилизации (примерно 45 суток), в дальнейшем, практической разницы в осадках пути не наблюдалось. Величины средних осадок увеличиваются для 21 и 19 шпал на звено соответственно на 10 и 25% по сравнению с 23 шпалами. Влияния числа шпал на звене на изменение ширины рельсовой колеи и на положение рельсовых нитей по уровню не обнаружено.

Для теоретических исследований влияния эпюры укладки шпал и неравножесткости подшпального основания на силы, передаваемые от рельсов на шпалы составлена расчетная схема, в которой рельс рассматривается как балка, лежащая на отдельных опорах (шпалах), опирающихся на двухслойное основание. Такая расчетная схема составлена по аналогии со вторым вариантом расчетной схемы железобетонной шпалы.

Для определения сил, передаваемых от рельсов на шпалы были составлены системы канонических уравнений обычного вида (1). Определение коэффициентов канонических уравнений производилось с использованием формул 2, 3, 4, 5, 6. Решение систем уравнений производилось методом Гаусса на ЭЦВМ «Урал-3».

Для исследования влияния эпюры укладки шпал на силы, передаваемые от рельсов на шпалы, рассматривались следующие случаи: а) эпюра укладки равна 3640 шт/км (шпалы укладывались сплошь); б) эпюра укладки равна 1840 шт/км (укладка шпал производилась с промежутком в одну шпалу); в) эпюра укладки равна 1240 шт/км (укладка шпал производилась с промежутком в две шпалы).

Для расчета принимались рельсы типа Р50 и Р65 без из-

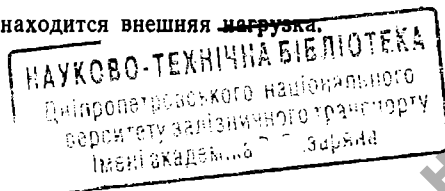
носа. Нагрузка на рельсовую нить принималась равной 20 т. Модули деформации верхнего слоя (E_1), а также упругого полупространства (E_0) принимались при расчете постоянными вдоль пути и равными 2000 кГ/см^2 . Из установленной зависимости получено, что уменьшение эпюры укладки шпал от 1840 шт/км до 1680 шт/км и до 1520 шт/км приводит к увеличению нагрузки на основную шпалу¹ соответственно на 0,6 т (6,4%) и на 1,35 т (14,4%). Увеличение эпюры укладки шпал от 1840 шт/км до 2000 шт/км приводит к уменьшению нагрузки на основную шпалу на 0,7 т (7%).

Для исследования влияния неравномерности подрельсового основания под отдельными шпалами на силы, передаваемые от рельсов на шпалы, модуль деформации верхнего слоя (E_1) принимался равным экспериментально измеренному вдоль звена с 23 железобетонными шпалами по правой и левой рельсовой нитям. Модуль деформации упругого полупространства (E_0) принимался равным 2000, 3000 и 30000 кГ/см^2 . В качестве внешней нагрузки на рельсовую нить принималась сила, равная 20 т, которая последовательно устанавливалась над каждой шпалой.

Из расчетов получено, что из-за неодинаковой величины модуля деформации верхнего слоя под отдельными шпалами, вертикальные силы, действующие на шпалы не постоянны вдоль звена. При этом неравномерность передачи нагрузки на шпалы с увеличением модуля деформации упругого полупространства (E_0) увеличивается. При модуле деформации упругого полупространства (E_0) равном 2000, 3000 и 30000 кГ/см^2 силы изменяются, соответственно, в пределах 6,2—10,7 т, 6,25—11,5 т, 6,3—13,55 т.

Таким образом, теоретические исследования показали, что неравноупругость подрельсового основания вдоль пути вызывает значительно большие изменения сил, передаваемых от рельсов на шпалы (4,5 т), чем уменьшение эпюры укладки шпал от 1840 шт/км до 1520 шт/км (1,35 т). Эти данные подтверждаются результатами экспериментальных исследований.

¹ Шпала над которой находится внешняя нагрузка.



НТБ
ДНУЖТ

2965a

4. Общие выводы и практические предложения

В результате анализа экспериментальных данных и теоретических исследований можно сделать следующие основные выводы:

1. Для исследования напряженного состояния шпал типов С-56-У, С-62, С-64-2 и подшпального основания при совместной их работе рекомендуется расчетная схема, по которой эти шпалы рассматриваются как балка с переменным моментом инерции и переменной шириной нижней постели, лежащая на двухслойном основании. Верхний слой рассматривается как винклеровское основание, нижний — упругое полупространство.

2. Исследован характер распределения реакции основания вдоль шпал типов С-56-У, С-62 и С-64-2 при условиях опирания, близких к реальным. Реакции основания вдоль шпал распределяются соответственно ширине площади опирания. В этой связи изгибающий момент в средней части шпал типов С-62 и С-64-2, при полном опирании на балласт, уменьшается соответственно на 44 и 60% по сравнению со шпалой типа С-56-У. С уменьшением жесткости основания у концевых участков (см. пункт 7), происходит уменьшение реакции основания в этих местах и увеличение ее на соответствующую величину в соседних участках. Поэтому наибольшее значение реакции основания получается в промежутке между концом шпалы и сечением, проходящим по оси рельса.

3. Получен характер распределения напряжений на основной площадке земляного полотна под железобетонными шпалами типов С-56-У, С-62 и С-64-2. Во всех случаях опирания и для всех исследуемых типов шпал напряжения вдоль шпал распределяются неравномерно. Наибольшие значения напряжений соответствуют подрельсовому сечению. К концам и к середине шпалы напряжения уменьшаются.

4. Напряженное состояние подшпального основания зависит от типа шпал и условий опирания. Внедрение шпал типа С-64-2 приведет к улучшению условий работы шпал и подшпального основания. В этой связи целесообразно, перейти к изготовлению шпал указанного типа.

5. Характер эпюр прогибов зависит от формы площади опирания шпал и условий их опирания на балласт. При полном опирании шпалы изгибаются выпуклостью вверх с максимальной деформацией в концевых сечениях. Наибольшая стрела прогиба имеет место у шпалы типа С-56-2, наимень-

шая — у шпалы типа С-64-2. При опирании шпал лишь под-
рельсовыми частями линия изгиба имеет выпуклость вниз с
максимальными прогибами в средней части.

6. Получены коэффициенты неравномерности распределе-
ния напряжений в балласте, на основной площадке земляно-
го полотна и коэффициенты изгиба шпал (см. табл. 2).

7. Проведены исследования устойчивости частиц балла-
ста против перемещений вдоль шпал. Стабилизация частиц
балласта под средней частью шпалы наступает после запол-
нения канавки, (которая устраивается под средней частью
шпалы) и перехода к опиранию шпалы по всей длине. Вы-
давливание частиц балласта под концами шпал имеет место
при всех реальных случаях опирания и для всех существую-
щих типов шпал. Поэтому при расчетах шпал необходимо
учитывать переменную жесткость балласта в концевых участ-
ках на протяжении до 25 см.

8. Влияние количества шпал (23—19 шт. на звено) на ве-
личину сил, действующих на шпалы менее существенно, чем
влияние неравноупругости основания под отдельными шпала-
ми. Уменьшение эпюры укладки шпал снижает жесткость под-
рельсового основания без существенного увеличения напряже-
ний в элементах верхнего строения пути и на основной пло-
щадке земляного полотна. Изменение эпюры укладки шпал
не сказалось на изменение ширины колеи и рельсовых нитей
по уровню.

На основании выполненных исследований можно сделать
следующие практические предложения.

1. Целесообразно перейти к изготовлению шпал, имеющих
клиновидное сечение в средней зоне и увеличение площади
опирания к концевым участкам (С-62, С-64-2).

2. Необходимо организовать широкую эксплуатационную
проверку различных эпюр укладки железобетонных шпал
(2000, 1840, 1680, 1520 шт/км) на линиях с различной грузо-
напряженностью. Это предложение поддержано решением
путейской комиссии НТС МПС.

Диссертационная работа, изложенная в двух томах, содержит 143
страницы, 83 рисунка и 11 приложений.

Перечень литературы состоит из 107 названий.

НТБ
ДНУЖТ

Основное содержание диссертации опубликовано в следующих статьях:

1. Фришман М. А., Леванков И. С., Говоруха В. В. Влияние эпюры укладки железобетонных шпал на работу элементов пути. Сборник трудов ДИИТа, № 57, Изд. Транспорт, М., 1935.

2. Фришман М. А., Леванков И. С., Говоруха В. В. Выбор оптимальной эпюры укладки железобетонных шпал. Сборник рефератов научно-исследовательских работ в области путевого хозяйства, выполненных высшими учебными заведениями ж. д. транспорта. Изд. ЦИНТИ МПС. Серия «Путь и путевое хозяйство», вып. 17, М., 1965.

3. Фришман М. А., Говоруха В. В. Пути улучшения железобетонных шпал. Журнал «Путь и путевое хозяйство», № 11, 1966.

4. Говоруха В. В. Теоретические и экспериментальные исследования работы железобетонных шпал типов С-56-У, С-62 и С-64-2 и напряжений в подшпальном основании. Труды ДИИТа, вып. 69, изд. Транспорт, М., 1967.

Материалы диссертации доложены на:

1. Научно-техническом совете Министерства путей сообщения (НТС МПС), г. Москва, 1965.

2. Второй Всесоюзной научно-технической конференции по карьерному транспорту, г. Свердловск, 1963.

3. Заседании семинара кафедры «Путь и путевое хозяйство» Днепропетровского института инженеров транспорта, 1967.

БТ 09397. Областная книжная типография
Днепропетровского областного управления по печати,
г. Днепропетровск, ул. Серова, 7.
Заказ № 472-м. Тираж 200. Объем 1,25 п. л. Подписано к печати 28.II-67 г.