

# 高速铁路无砟轨道桩板结构路基动力特性研究

李保俊, 马坤全, 张欣欣

(同济大学 桥梁工程系, 上海 200092)

**摘要:**桩板结构路基是应用于高速铁路无砟轨道一种新的路基结构形式,它由上部钢筋混凝土承载板、钢筋混凝土桩基与路基本体与组成,利用板和桩-土之间的共同作用来满足无砟轨道的强度与沉降变形要求,是介于桥梁与路基之间的一种特殊结构形式,桩土相互作用非常明显。以往工程上都是利用m法处理桩土相互作用,但是对于桩板结构,实测数据表明m法已不再适用。提出了计算桩板结构动力特性一种合理模拟方法,并通过著名有限元软件ANSYS10.0进行分析。与某高速铁路桩板结构动力特性的实测数据的对比结果表明,提出的模拟方法满足一定的工程精度要求:计算值与实测值相差在10%以内。

**关键词:**桩板结构;动力特性;桩土相互作用;高速铁路

**中图分类号:**U213 2+32 **文献标识码:**A **文章编号:**2095-0373(2011)01-0063-06

## 0 工程背景

本桩板结构路基位于某高速铁路K30+951.5~DK31+115.085段,每只托梁下布置两根 $\Phi 1250$  mm钻孔灌注桩,桩长45.0 m,托梁上接两块承载板,每块承载板厚1 m,宽4.4 m,每跨长10 m,三跨一联,详见图1、图2。此工点的地质状况见表1(表中, $h_1$ 为土层顶面标高; $h_2$ 为土层底面标高)。

## 1 实测数据

采用余振法测取桩板结构路基的动力特性,实测此工点桩板结构路基的横、竖向自振频率分别为1.342 8 Hz和3.173 8 Hz,图3~图6分别表示工点1桩板结构路基实测典型横、竖向振动余振波形及其对应的功率谱。

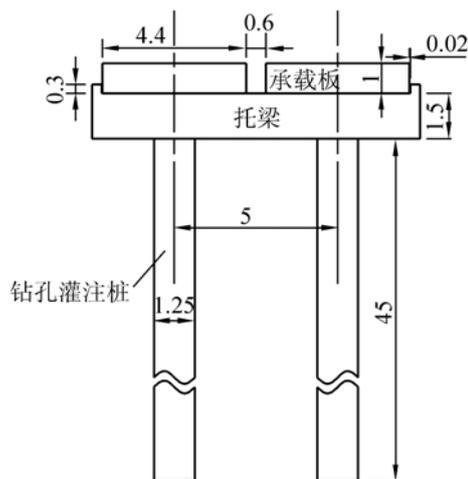


图1 桩板结构横断面图(单位:m)

表1 本桩板结构经过的地质状况

土层描述	$h_1$ /m	$h_2$ /m	m值	密度 $r/(kg \cdot m^{-3})$	泊松比
粉质粘土软可塑	1.3	-1.7	$5 \times 10^6 \sim 1 \times 10^7$	1 900	0.38
淤泥质粘土流塑	-1.7	-16.7	$3 \times 10^6 \sim 5 \times 10^6$	1 810	0.38
粉质粘土软塑	-16.7	-19.7	$5 \times 10^6 \sim 1 \times 10^7$	1 740	0.38
粉质粘土硬可塑	-19.7	-23.7	$1 \times 10^7 \sim 2 \times 10^7$	1 980	0.38
粉土中密~密实饱和	-23.7	-25.7	$5 \times 10^6 \sim 1 \times 10^7$	1 880	0.38
细沙土密实饱和	-25.7	-43.7	$5 \times 10^6 \sim 1 \times 10^7$	1 880	0.38
粉质粘土软塑	-43.7	-53.7	$5 \times 10^6 \sim 1 \times 10^7$	1 970	0.38
粉质粘土硬可塑	-53.7	-63.7	$5 \times 10^6 \sim 1 \times 10^7$	1 970	0.38

收稿日期:2010-04-23

作者简介:李保俊 男 1986年出生 硕士研究生

### 2 m 法计算结果

以往工程上应用 m 法考虑桩土相互作用的具体做法是:利用 m 法算得桩顶等效刚度,在乘以一个 1 到 3 的系数作为动静刚度比作为结构的弹性边界来计算结构的自振特性<sup>[1]</sup>。先运用此法计算桩板结构的自振特性:动静刚度比分别取 1.5、2、2.5、3,对 layers m 值分别取最小,平均和最大值计算得桩顶等效刚度,得到此桩板结构一阶横向刚体平动的频率为 4.162 ~ 8.923 Hz,一阶竖向刚体平动的频率为 14.891 ~ 27.842 Hz。

### 3 提出的数值模拟方法

#### 3.1 计算模型

针对工点 1 桩板结构路基,采用国际通用大型结构有限元分析软件 Ansys,以实体单元建立土-桩基-结构系统振动的三联桩板结构路基动力特性分析模型(图 7、图 8)。其中,承载板厚 1.0 m,长 10.0 m,宽 4.4 m;托梁长 10.0 m,宽

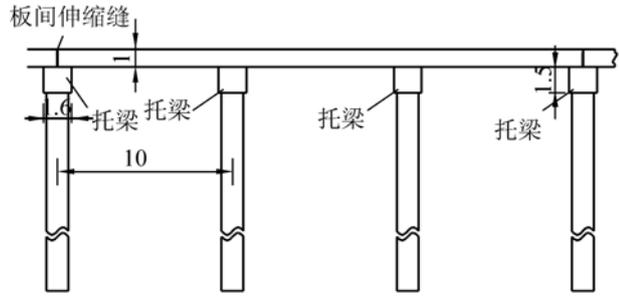


图 2 桩板结构侧面图(单位:m)

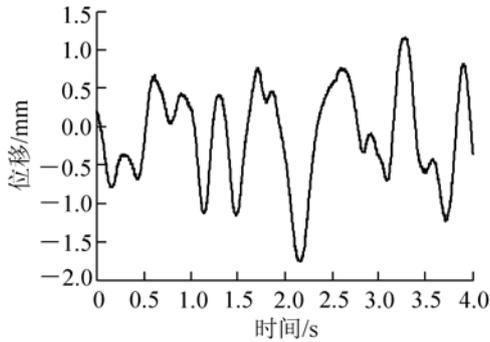


图 3 实测横向振动时程样本典型曲线

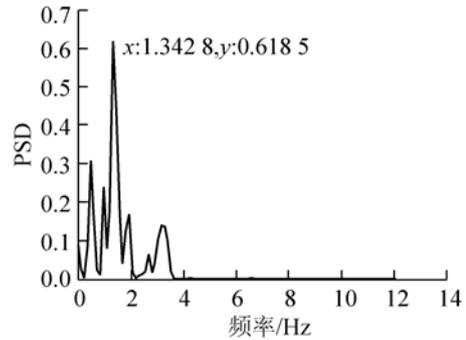


图 4 实测横向振动功率谱典型曲线

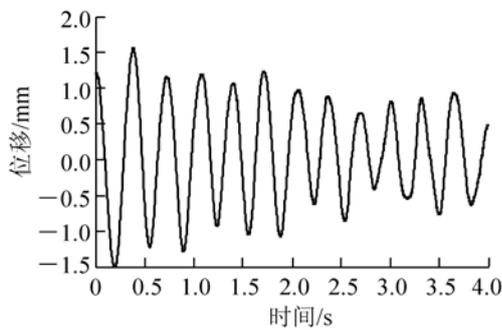


图 5 实测竖向振动时程样本典型曲线

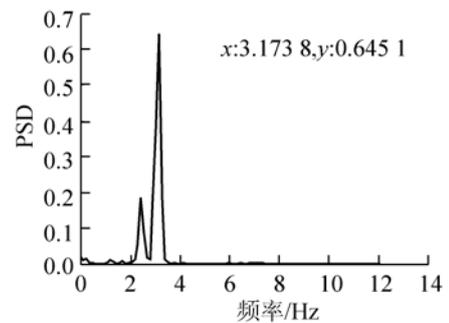


图 6 实测竖向振动功率谱典型曲线

1.6 m,高 1.5 m。在桩板结构两端支点位置,通过耦合承载板与托梁接触面上的节点在竖向和横向的平动自由度(主从节点法)模拟承载板和托梁的铰接状态,而托梁与桩基(桩基直径 1.25 m 范围内)则共用其相接触的节点模拟托梁与桩基的固结构造特性;在桩板结构中支点位置,通过共用桩基、托梁及承载板相接触的节点(桩基直径 1.25 m 范围内)来模拟承载板、托梁和桩基的固结状态。桩长 45 m,直径 1.25 m,桩基横断面划分 24 个单元(参见图 9)。计算模型所取土体范围为:竖向取至桩底以下 20 m,横向沿桩板结构左右两侧边界各外伸 65 m,纵向沿桩板结构前后两端边界各外伸 4.2 m,即整个模型为:65 m(竖向)×140 m(横向)×100 m(纵向)。假定桩土间变形协调,即通过共用节点的方式来模拟桩土间的连接。模型底面土体节点假定为固结,其它边界处假定为自由,鉴于本研究不讨论桩板结构路基的纵向振动,为节约计算时间,不失一般性,限制所有节点的纵向位移。整个分析模型共有 73 090 个节点,62 240

个单元,其中承载板单元 8 460 个,托梁 5 280 个,桩基 4 800个,土体 43 520 个。

### 3.2 主要计算参数

承载板及托梁均为钢筋混凝土结构,考虑到混凝土的弹性模量在多次重复荷载作用后降低约 20% ~ 25%,因此,承载板及托梁的弹性模量取为  $0.8 E = 2.72 \times 10^4$  MPa;桩板结构路基上的二期恒载作为质量施加到承载板中,承载板的等效质量密度取为  $2\ 600 \times 1.327\ 3 = 3\ 451\ \text{kg/m}^3$ ,泊松比为 0.2;桩基也为钢筋混凝土结构,其弹性模量取为  $0.8 E = 2.64 \times 10^4$  MPa;托梁及桩基的质量密度均取为  $2\ 600\ \text{kg/m}^3$ ;泊松比为 0.2。土体的物

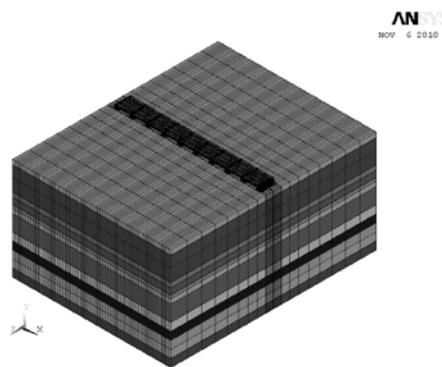


图 7 桩板结构有限元模型(整体)

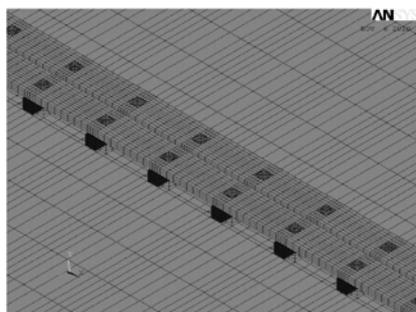


图 8 桩板结构有限元模型(局部)

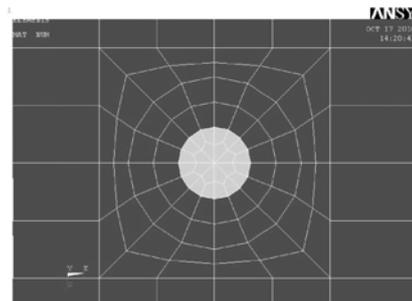


图 9 桩及其周围土体的划分

理力学参数按照土体的种类和埋深进行分类,详见表 2,其中平均剪切波速参考文献[2],密度和泊松比取自文献[3],根据  $G = \rho v^2$  得到最大剪切模量<sup>[4-5]</sup>,由  $E = 2G(1 + \mu)$  得到换算弹性模量,动弹模取为静弹模的 2.2 倍<sup>[6]</sup>。

表 2 有限元计算所用土体材料参数

土层描述	土层厚度 $h/m$	深度 $H/m$	平均剪切波速 $v/(m \cdot s^{-1})$	密度 $\rho / (kg \cdot m^{-3})$	最大剪切模量 $G/Pa$	泊松比	换算弹模 $E/Pa$
粉质粘土软可塑	3	0 ~ 3	137	1 900	35 661 100	0.38	98 424 636
淤泥质粘土流塑	7	3 ~ 10	137	1 810	33 971 890	0.38	93 762 416
淤泥质粘土流塑	8	10 ~ 18	158	1 810	45 184 840	0.38	124 710 158
粉质粘土软塑	3	18 ~ 21	222	1 740	85 754 160	0.38	236 681 482
粉质粘土硬可塑	4	21 ~ 25	222	1 980	97 582 320	0.38	269 327 203
粉土密实饱和	2	25 ~ 27	222	1 880	92 653 920	0.38	255 724 819
细沙土密实饱和	3	27 ~ 30	222	1 880	92 653 920	0.38	255 724 819
细沙土密实饱和	10	30 ~ 40	267	1 880	134 023 320	0.38	369 904 363
细沙土密实饱和	5	40 ~ 45	296	1 880	164 718 080	0.38	454 621 901
粉质粘土软塑	5	45 ~ 50	296	1 970	172 603 520	0.38	476 385 715
粉质粘土软塑	5	50 ~ 55	314	1 970	194 234 120	0.38	536 086 171
粉质粘土硬可塑	5	55 ~ 60	314	1 970	194 234 120	0.38	536 086 171
粉质粘土硬可塑	5	60 ~ 65	330	1 970	214 533 000	0.38	592 111 080

### 3.3 计算结果

采用土体-桩基-托梁-承载板结构模型计算的桩板结构路基前 15 阶自振频率如表 3 所示,图 10、图 11 分别为桩板结构路基一阶横向和竖向刚体平动振型。

综合表 3 及图 10 ~ 图 11 可知,采用土体-桩基-托梁-承载板结构模型计算桩板结构路基动力特性,其前 15 阶主模态均以土体振动为主,板(承载板)梁(托梁)结构基本上呈现由土体振动所带动的刚体运动;桩板结构路基横、竖向基频分别为 1.374 2 Hz 和 3.069 5 Hz,土体-桩基-托梁-承载板系统横向刚度低于竖向刚度。因此,桩板结构路基的竖、横向刚度主要由土体与桩基刚度控制,要提高桩板结构路基的整体刚

度首先要提高其桩基础的刚度,尤其是其横向刚度;板(承载板)梁(托梁)结构与桩基应有合理的刚度匹配,方可有效发挥其刚度效应。

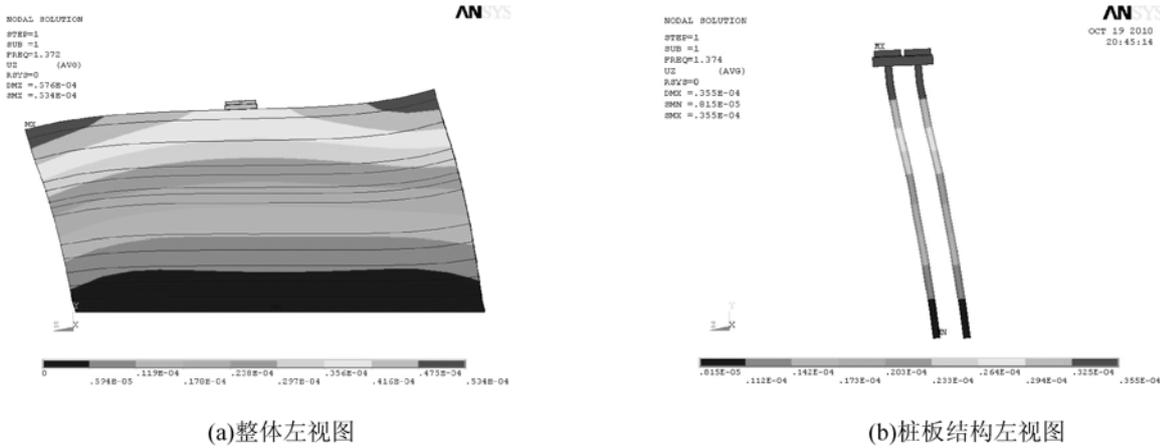


图 10 土体的 1 阶横向对称振动带动桩板结构横向平动

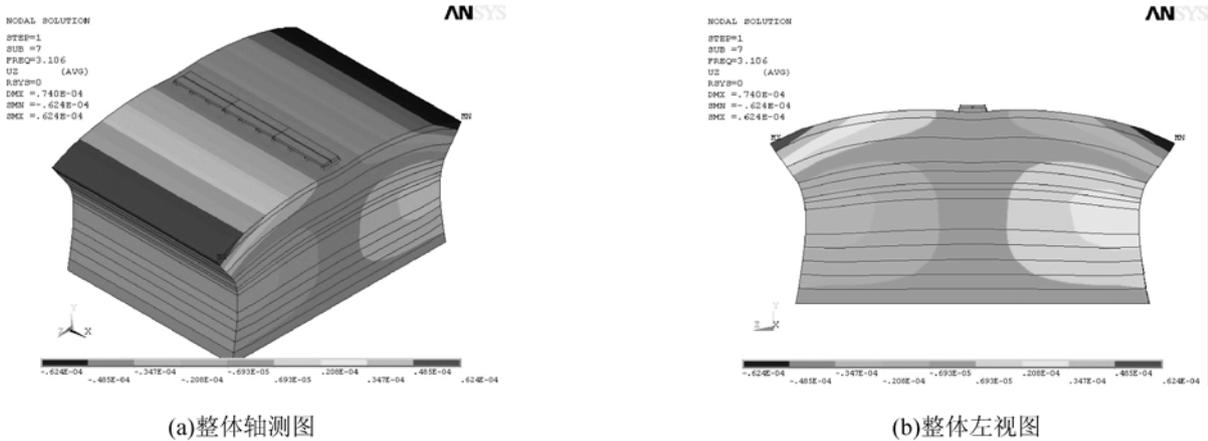


图 11 土体的上下振动带动桩板结构上下振动

表 3 桩板结构自振频率及振型描述

阶数	频率/Hz	振型描述
1	1.372 4	土体横向对称振动带动板(承载板)梁(托梁)结构横向平动
2	1.958 2	土体振动带动承载板扭转振动
3	2.045 2	横向两侧土体对称向中间涌动
4	2.380 2	横向两侧土体反对称向中间涌动
5	2.870 9	土体反向竖向振动带动板梁结构横向平动
6	2.912 9	土体的横向对称振动带动板梁结构横向平动
7	3.105 6	土体的上下振动带动桩板结构竖向刚体平动
8	3.120 5	横向两侧土体对称向中间涌动
9	3.194 1	土块竖向振动带动板梁结构扭转振动
10	3.322 3	土体横向振动带动桩板结构横向振动
11	3.475 6	土体竖向振动
12	3.478 9	土体竖向振动带动桩板结构竖向振动
13	3.634 8	土体竖向振动
14	3.658 1	板梁结构绕纵轴刚体转动
15	3.738 2	土体竖向振动带动板梁结构竖向振动

### 4 实测数据与“m”法计算结果、数值计算结果的对比和分析

桩板结构路基自振频率理论与实测值的比较如表 4 所示。从表 4 可看出,采用传统的“m”法计算桩基在桩顶的等效刚度,然后再计算考虑基础弹性的桩板结构的自振频率,其计算值与实测值相差较大;而

直接建立土体-桩基-托梁-承载板系统有限元模型,考虑土体刚度及质量参与计算所得的桩板结构路基自振频率与实测值比较接近。由此表明,对于桩板结构路基,不宜简单沿用计算桥梁结构自振特性的传统方法,即采用“m”法考虑基础弹性的结构动力特性的影响,而应将土体、桩基、托梁及承载板作为完整的振动系统计算其动力特性。

表4 桩板结构路基自振频率理论与实测值

方向	计算值/Hz		实测值/ Hz	(计算-实测)/实测	
	m法	数值计算		m法/%	数值计算/%
横向	4.16~8.92	1.372 4	1.342 8	209~564	2.20
竖向	14.89~27.84	3.105 6	3.173 8	369~777	-2.15

传统的桥梁结构,一般采用群桩基础,桩基刚度一般情况下比结构自身刚度大,其振动主要由结构刚度控制,基础弹性只是对结构系统刚度起折减作用;但就桩板结构路基而言,每个托梁下只有少数几根桩基,且桩长较短,其桩基刚度远小于传统桥梁结构的群桩基础,且板(承载板)梁(托梁)结构跨度小,刚度大,因此,对于桩板结构路基,其振动主要由基础振动控制,桩基周围土体振动对桩板结构路基系统的振动起着举足轻重的作用,因此,建立土体-桩基-托梁-承载板系统有限元模型,考虑桩基周围土体刚度和质量的振动参与,方能正确计算桩板结构路基的自振特性。

## 5 数值计算时关于取土范围的探讨

当横向延伸距离从35 m到105 m变化时,计算结果见表5。从中可以看到横向一阶频率在1.05到1.45 Hz之间,而竖向一阶频率由2.9到3.2之间变化,但是与实测值的差值都在10%之内,满足工程要求。

表5 不同取土范围的计算结果

编号	一阶横向	一阶竖向	一阶横向	一阶竖向	横向延伸 距离/m	动静 弹模比
	平动误差/%	平动误差/%	平动频率/Hz	平动频率/Hz		
1	10.10	-5.95	1.204 6	3.358 7	35	2.2
2	3.55	-0.29	1.292 4	3.179 3	45	2.2
3	-0.54	1.17	1.347 3	3.133 0	55	2.2
4	-3.30	1.64	1.384 2	3.117 9	65	2.2
5	-5.29	2.01	1.410 9	3.106 4	75	2.2
6	-6.04	2.91	1.420 9	3.077 6	85	2.2
7	-7.20	-1.75	1.436 5	3.225 4	95	2.2
8	-8.16	-1.16	1.449 3	3.206 9	105	2.2

## 6 结论与建议

通过对桩板结构路基自振特性的计算分析,并与实测值进行对比分析,可得到以下几点结论:

(1)对于工点1桩板结构路基,其横、竖向基频均为土体振动所带动的板(承载板)梁(托梁)结构刚度平动,采用土体-桩基-托梁-承载板系统模型计算的横、竖向基频分别为1.372 4 Hz和3.105 6 Hz;横、竖向实测基频分别为1.342 8 Hz和3.173 8 Hz,两者比较接近。

(2)就桩板结构路基而言,其竖、横向刚度主要由其基础(桩基及其周围土体)刚度控制,要提高桩板结构路基的整体刚度首先要提高其基础的刚度,尤其是其横向刚度;板(承载板)梁(托梁)结构与基础应有合理的刚度匹配,方可有效发挥承载板的刚度效应。

(3)为提高桩板结构路基的系统刚度,宜适当加强其基础刚度,而适当减小承载板的厚度或增大承载板的跨度,以达到降低工程造价,优化结构设计的目标<sup>[6]</sup>。

(4)鉴于桩板结构路基特有的构造特点,不宜简单沿用计算桥梁结构自振特性的传统方法,即采用“m”法考虑基础弹性对结构动力特性的影响,而应将土体、桩基、托梁及承载板作为完整的振动系统计算其动力特性。

(5)采用数值计算时,动静弹模比取为2.2,两侧的取土范围为桩板结构横向边界向外延伸35~105

m 时,可以得到满足工程精度的结果。

## 参 考 文 献

- [1] 凌治平,易经武. 基础工程[M]. 北京:人民交通大学出版社,1996:102-103.
- [2] 高飞,孙小刚. 上海地区场地剪切波速的特征分析[J]. 上海地质,2005(2):27-29.
- [3] 顾宝何,张大钊,朱小林,等. GB50021—2001 岩土工程勘察规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2009.
- [4] 房莹光. 岩土介质与结构动力相互作用理论及其应用[M]. 北京:科学出版社,2005.
- [5] 冯志仁. 最大剪切模量对土动力参数及地震反应的影响[J]. 自然灾害学报,2007(6):90-95.
- [6] 唐第甲,苏谦. 桩板结构路基自振频率研究[J]. 四川建筑,2010(2):69-70.
- [7] 詹永祥,蒋关鲁,胡安华,等. 遂渝线无砟轨道桩板结构路基动力响应现场试验研究[J]. 岩土力学,2009(3):833-835.

## Study on Dynamic Property of Pile-plank Embankment Used in High-speed Railway with Slab-track

Li Baojun, Ma Kunquan, Zhang Xinxin

(Department of Bridge Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Pile-plank embankment is a kind of new structure used in high-speed railway with slab-track, which is composed of the reinforced concrete slab at its upside, reinforced concrete piles and groundsill at its downside. It depends on pile-soil and plank-soil interaction to satisfy the intensity and the settlement request. It is a special kind of structure between the bridge and road-base, and the pile-soil interaction is very significant. Formerly, the “m” method was utilized to handle the pile-soil interaction in practice, but it is not applicative anymore in the pile-plank embankment according to the measured data. In this paper, a sort of reasonable numerical simulation method is put forward to get the dynamic property of pile-plate embankment, of which an analysis is made with the famous general finite element software ANSYS10.0. According to the comparative result between measured data from certain high-speed railways and the calculated data, this method is proved to be applicable in practice; the disparity between measured and calculated data is within 10%.

**Key words:** pile-plank embankment; dynamic property; pile-soil interaction; high-speed railway