# 狭小场地内高频激振试验台隔振设计及其对周边环境影响

的数值计算分析

李 利<sup>1</sup> 李艳东<sup>2</sup> 苏 谦<sup>2</sup> 1.中铁第六勘察设计院集团有限公司 天津 300308 2.西南交通大学土木工程学院 四川 成都 610031

【摘 要】:对某实验室狭小场地内的高频振动基础进行了隔振设计,综合采用了混凝土排桩、隔振沟及基础下方土体加固 等隔振措施。对隔振设计方案进行了数值计算分析,计算结果表明上述隔振措施可以满足安全要求,可为我国类似地层中振 动基础的隔振设计提供一定的借鉴意义。

【关键词】: 狭小场地; 高频激振; 隔振设计; 数值计算

# 1 引言

近年来我国大规模建设高速铁路,2021年底建设里程已 经接近4万公里。随着高铁的运营时间的不断加长,高铁列 车车轮的非圆化或车轮多边形磨耗问题逐渐显现印。高阶车 轮非圆化会加大列车运行过程中的轮轨冲击作用,导致轮轨 激励在某些固定频段响应加大,进而引起车体结构的损坏, 对列车运行的安全性造成极大的威胁。如果严重的车轮非圆 化问题不能得到妥善解决,势必会使轮轨动力学行为恶化, 最终制约高速铁路的长期可持续发展[2]。为此,某实验室拟 建设高频激振试验平台,通过小轨道轮多边形阶数和幅值模 拟在高速运营速度下,车轮与钢轨之间的高频激振作用,用 来试验解决轨道车辆复杂结构部件的非线性共振机理问题、 极端载荷工况下的结构破坏和损伤累积问题以及结构变形 的轮轨力无损测试技术问题,如图1所示。由于拟建设的高 频激振试验台位于实验室厂房内,场地相对狭小,周边紧邻 试验厂房的柱下独立基础和既有试验轨道, 对拟建试验台的 隔振要求很高,需进行全面严格的设计,并分析其合理性。







## 2 工程概况及水文地质条件

### 2.1 工程概况

拟建设场地为某实验室内,该实验室为轻型工业单层厂 房结构,柱下为独立基础。拟建高频激振平台位于厂房中部 的型钢柱与既有轨道之间,靠近实验室中柱位置。临近的既 有轨道为实验室内其他试验项目的通行列车轨道,需保证在 高频激振平台建设期间正常使用。试验台场地布置如图 2~4 所示。既有轨道需考虑 60t 列车自重。中间型钢柱下独立基 础为底面长 5m,宽 4m,高 0.6~1m 的锥形基础。



图 2 拟建高频激振试验台场现场图





图 3 拟建高频激振试验台场平面布置图



图 4 建成场地效果图

拟建高频激振平台长约 10m,宽约 7m,采用桩基承台 基础结构形式,承台高 3.2m,承台下布置 9 根 Φ 800mm 钻 孔灌注桩,桩长 32.5m。临近高频激振平台为同期建设的车 体疲劳试验台,该试验台采用整体块形基础,基础长约 37m, 宽约 7m,深约 5m。

高频激振平台与车体疲劳试验台同期建设,基坑采用整体开挖。基坑长约 50m,宽约 7m,深约 5m。围护结构采用钻孔桩加内支撑形式,其中围护桩采用直径 0.6m 间距 1m 钻孔桩,桩长约 9m。内支撑设一道 \$\phi 609 钢管撑。



整个场地基坑开挖支护图如下图 5 所示。

图 5 拟建基坑支护结构效果图

## 2.2 水文地质条件

场地地层从上至下地层一次为①层,素填土; ②层,粉 质黏土,可塑偏软状态,中高压缩性,稍有光泽,干强度和 韧性中等,fak=150kPa; ③层,粉质黏土,可塑状态,中高 压缩性,稍有光泽,干强度和韧性中等,fak=170kPa; ④层, 粉质黏土,硬塑状态,中压缩性,稍有光泽,干强度和韧性 中等,fak=240kPa; ⑤层,全分化粉砂质泥岩,泥质胶结, 胶结性能差,易钻进,手可捏碎,fak=280kPa; ⑥层,强风 化粉砂质泥岩,泥质胶结,胶结性差,钻进难度增大,岩芯 较为破碎,手可折断或捏碎,局部夹钙质胶结硬质砂岩,致 密较坚硬,fak=350kPa; ⑦中风化粉砂质泥岩,泥质胶结, 钻进难度增大,岩芯呈柱状,较为完整,浸水后手可掰开, 局部夹钙质胶结硬质砂岩,致密较坚硬,fak=500kPa。拟建 工程场地内环境水主要为地下水,实测地下水稳定水位为 4.70~5.30m,场地水文地质如下图 6 所示。



图 6 场地地质纵剖面图

## 3 隔振措施设计

拟建高频激振平台最大振动加速度约为 200g,参振质量 约为 2t。试验时,轮轨速度最大为 500km/小时,最大振动 频率约为 1200Hz。在上述激振条件下,为保护实验室厂房结 构及其他设备不被振动损坏,试验台的隔振设计尤为关键。 根据文献<sup>[3-6]</sup>研究,轮轨振源激励由竖向激励、横向激励、纵 向激励组成。针对高铁车辆车轮擦伤,车轮踏面几何不平顺, 车轮偏心问题,主要为竖向激励,该竖向激励主要为冲击荷 载,即钢轨接头不良、岔口,车轮不圆顺引起的高频冲击激 励<sup>[7]</sup>。根据竖向激励产生振动的传播路径,在高铁轮轨减震 措施方面,目前主流减隔振措施主要为振源强度控制措施、 传播途径控制措施以及建筑物振动控制措施三个方面。针对 高频激振平台的减振措施综合采取了上述三种措施,以便控 制振动损害。

## 3.1 振源强度控制措施

当固体表面振动时,阻抗取决于该表面的质量和刚度 (压缩性)以及振动频率。这意味着,针对同一振源,轻质 量的物体会比重质量物体引起更高的振动水平。根据上述原 则,为控制高频试验台自身振动强度,需对其基础采取加强 措施,包括基础竖向承载力加强以及结构自重加大。考虑场 地浅覆盖层为中软土,基岩层为中风化粉砂岩这一条件,为 加大高频试验台基础竖向承载力,拟对其采取桩基承台的基 础形式,如图4所示。高频激振平台采用桩基承台形式,不 仅可以将竖向加速度产生的压力传递到基岩层中,降低振动 沉降变形,而且可以将桩间土用来提供阻抗,从而实现了提 高了振动试验台的阻抗刚度和质量,从而实现降低振源强度 的目的。

# 3.2 传播途径控制措施

在传播途径控制措施研究上,国内外进行了大量研究, 目前主要的控制措施包括隔振沟、排桩、桩板墙以及波阻块 (WIB)等等。在隔振措施中,隔振沟是最常用办法,考虑 隔振沟的深度和波长,该方法适用于中高频振动波的隔离<sup>[8]</sup>。 通过国内外的理论分析及现场试验,隔振桩个隔振板墙具有 很好的隔振效果,桩的排数越多,隔振结构厚度越大,隔振 效果越好<sup>[9]</sup>。根据国外研究,在竖向荷载作用下,波阻块(WIB) 的隔振效果不如和隔振沟。

根据上述在传播途径上的隔振措施分析,考虑隔振效果 和场地条件,结合场地基坑开挖支护措施,拟建高频激振平 台采用了隔振沟和隔振桩两种隔振措施,并在水平接触面采 用了弹性抗压橡胶垫。如下图7所示。



图 7 高频激振平台隔振措施

#### 3.3 周边构筑物振动控制措施

振动波在土体内部传播,由于土体内部土颗粒结构的变 化而引起阻尼衰减。这种衰减分为与距离有关的几何阻尼衰 减及与土质有关的粘滞阻尼衰减。拟建高频激振试验台由于 场地固定,故几何阻尼衰减难以调整,而主要控制土质的粘 滞阻尼衰减,这方面设计主要采用对周边临近的既有基础采 取基地注浆加固的方式来实现,如图7所示。采用基础下的 土体加固,可以提高基础的抗变形能力,增加基础下土体的 刚度和阻尼,降低振动影响。

# 4 隔振方案的数值计算分析

#### 4.1 模型建立及边界条件

为评估高频激振平台在轮轨接触激振荷载作用下所产 生的动荷载对厂房独立基础、既有轨道和车体疲劳试验平台 的影响,依据上述设计方案建立了 ABAQUS 有限元数值计算 分析模型,如下图 8 所示,模型长 89m,宽 23m,深 42.5m。 计算土体均采用摩尔-库伦弹塑本构模型模拟,考虑了土层材 料的阻尼特性并赋予了线性阻尼参数。混凝土基础及加载钢 台均采用线弹性模型模拟。由于有限元模型尺寸较大,为了 减少计算量和降低收敛难度,同时保证模型由于有限元模型 尺寸较大,为了减少计算量和降低收敛难度,同时保证模型 计算的精确度,对若干结构的局部形状和细节进行了简化 (如厂房独立基础简化为柱状、疲劳试验台下只考虑了距离 激振试验台较近的6根桩基),将模型部件按设计图纸精确 的进行装配。右侧各延伸 1m,模型尺寸为 89m×23m×42.5m (长×宽×高)。模型边界采用 ABAQUS 中的标准边界条件, 即模型底部限制位移和转动,模型前后左右边界限制侧向位 移和转动变形。



图8数值计算模型

# 4.2 材料参数

模型中采用的土体和其他材料的计算参数分别如表 4-1 和表 4-2 所示。瑞利阻尼系数α、β根据地勘资料阻尼比 <sup>[10-12]</sup>计算得出。 新加坡图文科学出版社 Press construct PELIPS

表 4-1 土体计算参数									
土层	名称	密度(kg/m³)	变形模量(MPa)	泊松比	粘聚力(kPa)	内摩擦角(°)	瑞利阻尼系数α	瑞利阻尼系数β	
1	杂填土	1954	15	0.25	8	19	0.058624	0.005465	
2	粉质黏土	1977	13	0.3	8	19	0.06589	0.00565	
3	粉质黏土	2010	13	0.3	8	19	0.03144	0.00293	
4	粉质黏土	1850	13	0.3	8	19	0	0.0002	
5	全风化粉砂质泥岩	2000	600	0.2	0	25	0	0.0002	
6	强风化粉砂质泥岩	2000	600	0.2	0	25	0	0.0002	
$\bigcirc$	中风化粉砂质泥岩	2000	600	0.2	0	25	0	0.0002	

注: 弹性模量取 6.5 倍变形模量值<sup>[13]</sup>。

表 4-2 其他材料计算参数

材料	密度(kg/m³)	弹性模量 (Pa)	泊松比
混凝土	2500	3.6e10	0.2
钢材	7830	2.059e11	0.3

# 4.3 激振荷载计算

## 4.3.1 模型建立

高频激振试验台主要通过转向架车轮与轨道轮滚动接 触产生激振荷载,该荷载模拟的是铁路系统中的轮轨动力接 触荷载。为了模拟高频激振试验台产生的高频激振荷载,采 用车辆-轨道耦合系统系统动力分析模型,考虑钢轨波磨的激 扰,生成高频激振荷载。车体、构架和轮对采用刚体单元模 拟,一系悬挂及二系悬挂简化为弹簧和阻尼元件。考虑车体 及前后构架的沉浮和点头位移,钢轨采用弹性点支承 Euler 梁模拟。根据车辆-轨道耦合系统动力学<sup>[14-15]</sup>,建立车辆-轨 道耦合系统动力分析模型,如图 9 所示。





#### 4.3.2 轨道不平顺

钢轨波磨不平顺数据<sup>[16]</sup>为实测某高速线路钢轨所得。测 试段钢轨发生明显波磨现象,其波长范围位于 125~165mm 之间,波深为 0.064mm。钢轨波磨采用连续的谐波不平顺模 拟(如图 10 所示),即:

$$Z_0 = \frac{1}{2}a(1 - \cos \omega t) \quad (0 \le t \le \frac{L}{\nu})$$

式中,  $Z_0$  为t 时刻轨面不平顺值; a 为不平顺波深; 频率 $\omega = \frac{2\pi v}{t}$ , L 为不平顺波长, v 为运营速度。



图 10 单一谐波不平顺激扰

由于高频激振平台中的轨道轮直径为 660 mm,轮轨接 触的周期长度为:

# $l = \pi D = \pi \cdot 0.66 = 2.073$ m

因此,在轮轨接触模型中,轨道结构的每 2.073 m 相当 于一个轨道轮的转动周期。

高频激振试验台的测试频率最高为 1200 Hz,最高试验运行速度为 500 km/h,因此,当产生 1200 Hz 的激振力时,需要的钢轨波磨波长为:

$$L = \frac{v}{f} = \frac{500/3.6}{1200} = 115.7 \text{ mm}$$

因此,钢轨波磨的波长选为115.7 mm,波深取为0.15 mm<sup>[17-19]</sup>。在钢轨模型中,取4个轨道轮转动周期的钢轨波 磨不平顺,用于计算轮轨接触力。在车辆-轨道耦合系统动力 分析模型中采用的钢轨波磨不平顺如图11所示,图中不平 顺幅值的负值表示钢轨轨面下凹。



图 11 钢轨波磨不平顺

## 4.3.3 激振荷载

根据车辆-轨道耦合系统动力分析模型,考虑上述轨道不 平顺,在 500 km/h 的行车速度下生成轮轨接触力,如图 12 所示。由该图可知,当无波磨激扰时,轮轨接触力较为稳定。 出现波磨激扰时,轮轨接触力迅速增大,最大值为 160 kN。 最小值为 0,说明多次出现跳车现象,主要的原因是行车速 度过高,导致减载较为严重。



图 12 轮轨接触力时程







因此,采用上述图中四段周长范围内受轨道不平顺激扰 产生的轮轨接触力时程作为高频激振试验台的激振荷载。当 四段轮轨接触力不足以对周围建筑和轨道结构产生振动影 响时,对接触力进行复制从而实现持续加载。激振荷载加载 如下图 14 所示。



图 14 激振荷载施加示意图

由于激振荷载作用时间短,本模型部件之间的相互作用 采用绑定约束,激振荷载采用上述计算单个车轮激振荷载计 算结果,模型中将4个激振集中荷载等效转换成加载底座范 围的四个均布面力,同时作用于激振钢台,以模拟列车的一 个转向架作用。分析步大小设为固定值0.001s,总加载时间为 5s。

#### 4.4 计算结果及分析

针对高频试验台的周边的厂房独立基础及既有轨道的 控制标准,根据 GB5007-2011《建筑地基基础设计规范》表 5.3.4 中的要求,独立基础地基变形要求≤10mm。此外根据 轨道交通行业中对既有轨道变形的控制要求,对厂房内既有 轨道沉降控制要求≤3mm。





## 图 15 竖向动位移云图

如图 15 所示为高频激振荷载作用下模型的横向动位移 U2 云图。由图可知,轮轨高频激振荷载作用下,产生的横向 动位移整体影响范围较小,位移范围为-1.27mm~0.54mm, 主要集中在激振试验台基础邻近区域及激振试验台基础下



的承载桩部位,对临近2处独立基础及轨道邻近激振台区域 影响较大,对疲劳试验平台影响较小,在远离激振试验加载 台的土层范围基本不产生影响。

4.4.2 激振荷载对厂房独立基础的影响



#### 图 16 最近独立基础动位移时程曲线

如图 16 所示为激振荷载作用下,距离激振台最近的独 立基础上中心节点的横向动位移(y方向,朝激振试验平台 方向为正)与竖向动位移(z方向,竖直向上为正,下同) 时程曲线。由图可知,在激振荷载作用下最近的独立基础动 位移呈周期性波动。其中,横向动位移为正值,周期约为 0.307s,加载时间为 0.192s 时,最大动位移为 0.24mm。。竖 向动位移为负值,周期性较好,周期约为 1.0s,加载时间 为 0.535s 时,最大动位移为-0.50mm,远小于控制标准 10mm, 满足安全要求。

## 4.4.3 激振荷载对既有轨道的影响



#### 图 17 既有轨道动位移时程曲线

如图 17 所示为在激振荷载作用下,既有轨道上距离激 振试验台基础最近的节点动位移时程曲线。由图可知,在激 振荷载作用下,既有轨道节点横向动位移呈周期性波动,周 期约 0.368s,在 0.206s 时刻出现最大值-0.45mm,小于控制 标准 3mm,满足安全要求。

## 5 结论

针对某实验室高频振动基础进行了隔振设计,综合采用 了隔振桩、隔振沟以及基础下土体加固等隔振措施,经过对 隔振设计方案的数值计算分析,计算结果表明上述隔振设计 可满足周边环境要求,为类似地层中振动基础的隔振设计提 供一定的借鉴意义。

# 参考文献:

- [1] 金学松,吴越等.高速列车车轮多边形磨耗、机理、影响和对策分析[J].机械工程学报,2020,56(16):118.
- [2] 刘佳.高速列车车轮多边形磨耗、机理、影响和对策分析[D].硕士学位论文,西南交通大学,2016.
- [3] X.Sheng. Ground vibration generated from trains [D].University of Southampton, 2001.
- [4] C.Esveld. Modern railway track [M]. Zaltbommel:MRT Productions,2001.
- [5] L.Fryba, Dynamisc of railway bridges [M].London:Thimas Telford, 1996.
- [6] 翟婉明.车辆-轨道耦合动力学(第二版)[M].北京:中国铁道出版社,1997.
- [7] 袁俊.城市轨道交通隔振减振机理及措施研究[D].博士论文,西安建筑科技大学,2010.
- [8] 栗润德.地铁列车引起的地面振动及隔振措施研究[D].博士论文,北京交通大学,2008.
- [9] 李志毅,等.多排桩屏障远场被动隔振分析[J].岩石力学与工程学报,2005,24(21):3990-3995.

[10] 薛富春,张建民.移动荷载作用下高速铁路轨道 - 路基 - 地基耦合系统振动加速度的空间分布特征[J].岩土工程学报,2014,36(12):2179-2187.

[11] Connolly D. Ground borne vibrations from high speed trains [J]. 2013.

[12] Olivier B, Connolly D P, Alves Costa P, et al. The effect of embankment on high speed rail ground vibrations [J]. International Journal of Rail Transportation, 2016, 4(4): 229-246.

[13] 薛富春,张建民.移动荷载作用下高速铁路路基动应力的空间分布[J].铁道学报,2016,38(01):86-91.

[14] Li T, Su Q, Kaewunruen S. Influences of dynamic material properties of slab track components on the train-track vibration



interactions [J]. Engineering Failure Analysis, 2020: 104633.

[15] Li T, Su Q, Kaewunruen S. Influences of piles on the ground vibration considering the train-track-soil dynamic interactions[J]. Computers and Geotechnics, 2020, 120: 103455.

[16] 张志远.波磨对 CRTS II 型板式无砟轨道振动特性影响分析[J].铁道建筑,2013(10):92-94.

[17] 温泽峰.钢轨波浪形磨损研究[J].中国铁道科学,2007,28(1):136-138.

[18] 谷永磊,赵国堂,金学松,等.高速铁路钢轨波磨对车辆-轨道动态响应的影响[J].中国铁道科学,2015,36(4):27-31.

[19] 谷永磊.高速铁路无砟轨道钢轨波浪形磨损机理研究[D].博士学位论文.北京:北京交通大学,2017.