

DOI:10.3969/j.issn.1003-5060.2025.12.020

加筋土柔性桥台的动力响应研究

许倩¹, 朱亚林^{1,2}, 占子建¹, 高延科¹

(1. 合肥工业大学 土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009; 2. 土木工程结构与材料安徽省重点实验室, 安徽 合肥 230009)

摘要:为进一步研究加筋土柔性桥台在地震作用下的受力与变形特征,文章以某工程实例为背景建立数值计算模型,通过将桥台的模拟结果与现场实测数据进行对比,验证所建模型的适用性。以 Kobe 波作为动力输入,分析桥台基础偏移距离 D 和桥台墙与下级面板比值 H_F/H_L 对加筋桥台动力响应的影响。结果表明: D 和 H_F/H_L 对桥台墙高度范围内的水平位移影响较大;桥台顶部水平位移的增加速度与所施加的地震波加速度幅值正相关;水平土压力和土压力系数随着 D 和 H_F/H_L 的增加而增加;增加 D 或 H_F/H_L 可有效减小筋材应力值;筋带应力沿竖向方向呈现“S”型的分布特点,筋带应力沿水平方向呈单峰值分布;拟合公式能够较好地描述水平位移与筋材位置的关系。

关键词:加筋土;柔性桥台;动力响应;数值模拟;参数分析

中图分类号:U443.21 **文献标志码:**A **文章编号:**1003-5060(2025)12-1722-07

Study on dynamic response of reinforced soil flexible abutment

XU Qian¹, ZHU Yalin^{1,2}, ZHAN Zijian¹, GAO Yanke¹

(1. School of Civil and Hydraulic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China; 2. Anhui Key Laboratory of Civil Engineering Structures and Materials, Hefei 230009, China)

Abstract: In order to further study the stress and deformation characteristics of reinforced soil flexible abutment under earthquake action, a numerical calculation model is established based on an engineering example. The applicability of the model has been verified by comparing the simulation results of the abutment with the field-measured data. Applying a Kobe wave as the power input, the effects of the abutment foundation offset distance D and the ratio of abutment wall to lower panel H_F/H_L on the dynamic response of the reinforced abutment were investigated. The results indicate that variables D and H_F/H_L have significant effects on the horizontal displacement within the height range of the abutment wall. The increasing rate of the horizontal displacement at the top of the abutment is positively connected with the amplitude of the seismic wave acceleration. The horizontal earth pressure and earth pressure coefficient grow as D and H_F/H_L increase. Increasing D or H_F/H_L can effectively diminish the stress value of the reinforcement. The stress of the reinforcing strip exhibits an S-shaped distribution along the vertical direction and a single peak distribution along the horizontal direction. The connection between horizontal displacement and reinforcement position can be well described using the fitting formula.

Key words: reinforced soil; flexible abutment; dynamic response; numerical simulation; parameter analysis

收稿日期:2023-07-21;修回日期:2023-08-09

基金项目:国家自然科学基金资助项目(42077249);合肥工业大学大学生创新创业训练计划资助项目(X202310359210)

作者简介:许倩(1998—),女,江苏徐州人,合肥工业大学硕士生;

朱亚林(1979—),女,安徽庐江人,博士,合肥工业大学副教授,硕士生导师,通信作者,E-mail:zhuyalin@hfut.edu.cn

地震灾害研究表明,桥梁结构中桥台的震害较为常见,多表现为在强震作用下地基丧失承载力,地震作用使上部结构产生较大的纵、横向位移,进而造成台身的错位或开裂^[1]。因此,为确保多震区桥梁建设的顺利与安全,研究桥台的动力响应已成为多震区桥梁建设的关键。

当前土工格栅已经越来越多地用于加强挡土墙、桥台等永久土工结构的填土^[2],相关土工工程试验及研究表明,加筋处理可以明显地提高土体的承载能力^[3]。研究证实,加筋土结构物由于能够有效地过滤震动作用而使其拥有良好的抗震性能^[4]。

众多学者对该类加筋土柔性桥台结构的性能进行相关研究^[5-7]。文献^[8]通过试验分析了土工格栅与填土相互作用机理及土工格栅加筋柔性桥台的机理;文献^[9]通过试验发现静载下桥台极限承载力随桥台基础距下部挡墙面板距离 D 的增加先增加后减小, D 为 0.4 倍下部挡墙高度时柔性桥台结构工作性能达到最佳状态。加筋土柔性桥台结构的静力特性大多通过室内模型试验来研究,而关于动力的试验研究极少,虽然可以通过振动台试验来模拟,但其人力和物力花费庞大,得到的数据也难以验证其正确性。

近年来,数值方法已被广泛用于桥台的动力特性研究中。文献^[10]对典型的单跨加筋土整体式桥的地震反应进行数值模拟,分析地震峰值加速度对桥台弯矩、位移、筋材拉力的影响,但未进行桥台结构尺寸的变化对桥台的动力研究;文献^[11]采用 FLAC 对加筋土桥台进行静力和地震作用下的数值模拟分析,验证了现场测量值与数值模型预测值之间有较好的一致性,但文中并未考虑参数变化对柔性桥台动力响应的影响;文献^[12]采用 FLAC 研究是否加筋、板桥、静载和筋材间距等对桥台位移的影响,发现加筋对限制侧向变形的效果十分显著,但研究仅限于静载情况下,缺乏动力研究。

以往的研究仅仅局限于加筋柔性桥台的静力研究和单一结构的动力研究,而关于动力方面的参数分析研究较少。鉴于此,本文通过数值模拟手段,研究地震荷载下桥台基础偏移距离 D 和桥台墙与下级面板高度比值 H_F/H_L 的变化对加筋土柔性桥台的影响,分析桥台的水平位移、水平位移时程、土压力以及加筋材料最大应力的变化规律,研究结果对加筋土柔性桥台的动力变形特性研究及其抗震设计有一定的理论指导。

1 数值模型的建立

1.1 几何参数

数值模型以美国科罗拉多州 Founders/Meadows 加筋土桥台为原型建立数值模型。相关参数参考文献^[13]进行取值,几何尺寸如图 1 所示。

图 1 中: D 为桥台基础的偏移距离; H_F 为桥台墙的高度; H_L 为下级面板的高度。

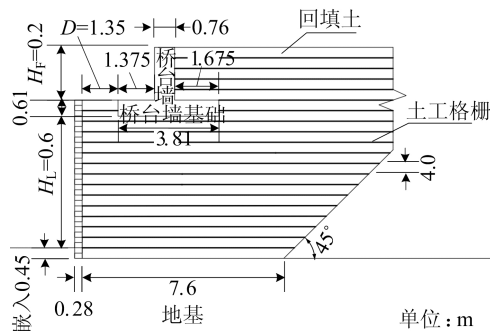


图 1 桥-土体系

为更加准确地模拟该桥台,选取下级面板前后各 20 m、宽度 5 m、深度 10 m 的土体,模型墙背均匀填土,模拟真实应力场。

1.2 模型参数

1.2.1 材料参数

土体本构选用 Mohr-Coulomb 模型,相关土体参数见表 1 所列。

表 1 土体参数

参数	弹性模量/MPa	膨胀角/(°)	泊松比	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	重度/(kN/m ³)
回填土	80	5	0.35	39.5	69.8	22.1
地基土	27	0	0.30	30.0	15.0	18.0

桥台墙和桥台基础、下级面板砌块采用线弹性本构模型,采用 C50 和 C25 钢筋混凝土相关参数进行仿真。采用 FLAC 中的 Geogrid 结构单元模拟土工格栅,相关参数见表 2 所列。

表 2 土工格栅参数

参数	密度/(kg/m ³)	厚度/mm	泊松比	刚度/MPa
数值	1 00	5	0.33	2.5

1.2.2 接触面参数

为模拟不同材料之间的相互作用,在对应的交界面处设置接触面,接触特性通过 FLAC3D 中

的 Interface 单元进行模拟。文献[14]对大量工程实例进行模拟试验研究,得出法向刚度和剪切刚度的计算公式为:

$$k_n = k_s = 10 \max \left(\frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z_{\min}} \right) \quad (1)$$

其中: K 为体积模量; Δz_{\min} 为接触面法向连接区域最小尺寸; G 为剪切模量。

1.3 边界条件

静力分析时采用静态边界条件,对模型底部做 3 个方向的全约束,前后面对 Y 方向约束,左右面对 X 方向约束。动力分析时,在模型竖直边界施加自由场边界条件,即在模型各侧面生成二维平面网格和一维柱体网格来模拟无限场地相同的效果,底部采用静态边界。

1.4 荷载输入

1.4.1 静力荷载

桥台基础使用阶段荷载取 200 kPa,路面使用阶段荷载取 25 kPa。

1.4.2 动力荷载

本文选用 1995 年日本神户(Kobe)地震波,该地震波由模型底部输入。在输入前使用 Seismosignal 对 Kobe 波进行基线修正和滤波处理^[15],处理后加速度-时程曲线如图 2 所示。

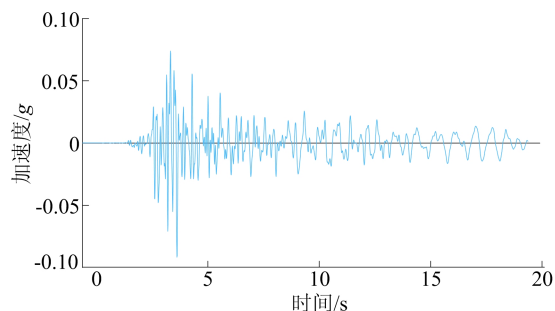


图 2 处理后 Kobe 波的加速度-时程曲线

阻尼的产生主要来源于材料内部摩擦以及可能存在的接触表面的滑动。瑞利阻尼具有计算速度快、动力计算稳定等特点,瑞利阻尼的确定需要先确定最小临界阻尼比 ξ_{\min} 和最小中心频率 f_{\min} ,本文采用文献[14]中的方法 1 确定最小中心频率。对于岩土材料,临界阻尼比的范围一般为 2%~5%,本文根据经验取阻尼比值为 5%。

2 模型验证

将水平土压力的实测值和数值解进行比较,结果见表 3 所列。表 3 中: x 、 y 分别为从下级面

板脚趾到右边和上面的距离; N 、 S 表示 2 个监测点放在同一高度的北边和南边。由表 3 可知,本文模型所得数值解与文献[11]中得出的模拟结果具有较好的一致性。

表 3 不同位置的实测和数值模拟最大水平土压力 单位:kPa

监测点	x/m	y/m	实测值	文献[11]解	数值解
1	0	3.75	2.4	11.0	11.6
2	0	4.27	4.4	12.0	11.0
3N	0	4.57	8.5	8.5	8.3
3S	0	4.57	7.8	8.5	8.3
4	0	4.97	1.5	5.0	4.3

桥台下级面板位移和桥台墙基础沉降的实测值和数值解见表 4 所列。由表 4 可知,本文模拟的面层水平位移略小于实测值,原因是本文模型将砌块简化为条形砌块组合,相较于真实情况下的块体组合整体性有所增强,造成水平位移值偏小;而本文模拟的沉降值略大于实测值,是由于本文考虑了引桥路段会存在一定的路面超载。

表 4 实测值和数值解

单位:mm

方法	桥台下级面板 最大向外位移	桥台下级 面板沉降	桥台墙 基础沉降
实测值	11.0	7.0	12.0
数值解	8.7	7.4	14.5

考虑到系统的复杂性,由于许多组件和参数会影响结果,在误差范围内实测值和本文的数值吻合性良好,表明所建模型的适用性较好。

3 结果与分析

加筋土桥台在地震作用下的动力响应受多种因素影响,桥台基础偏移距离 D 趋向于表征筋材在整个桥台内部的分布位置,而桥台墙与下级面板高度比值 H_F/H_L 趋向于表征筋材在各级台阶中的分布位置。这 2 个变量反映了筋材在桥台中的位置,研究其对桥台加筋效果的影响。

3.1 水平位移

不同工况下水平位移变化曲线如图 3 所示。由图 3a 可知:桥台的整体性良好,仅发生微小位移,总体位移趋势是远离填土方向移动,水平位移均为随着墙高的增加不断变大;墙高在 6~8 m 内,发现适当增大 D 可以有效控制桥台的水平位移,水平位移则随着 H_F/H_L 的增大逐渐变小;墙高 6 m 处桥台墙的水平位移明显小于此处下级面板的水平位移,原因是桥台墙的整体性更强,可

更加有效地限制周边土体的侧向变形。

由图 3b 可知:各工况下桥台顶部水平位移随时间的变化规律基本一致,水平位移的增加速度与所施加的地震波加速度幅值正相关;适当增大 D 和 H_F/H_L 可以有效减小桥台顶部的水平位移。

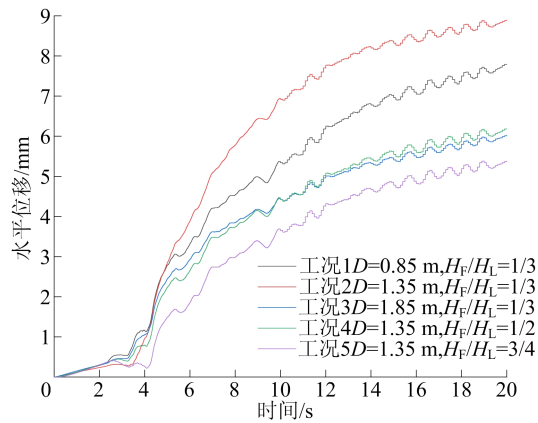
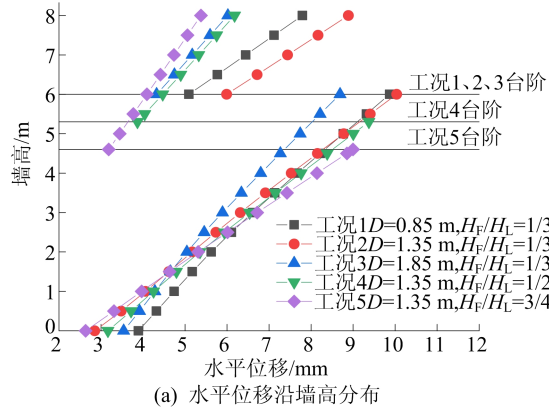


图 3 不同工况下水平位移变化曲线

3.2 土压力

不同工况下土压力和土压力系数沿墙高分布曲线如图 4 所示。

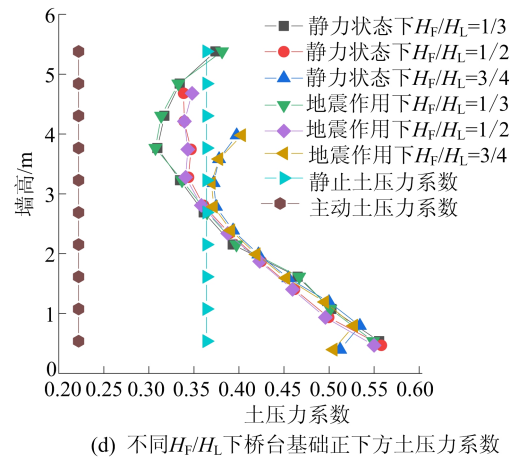
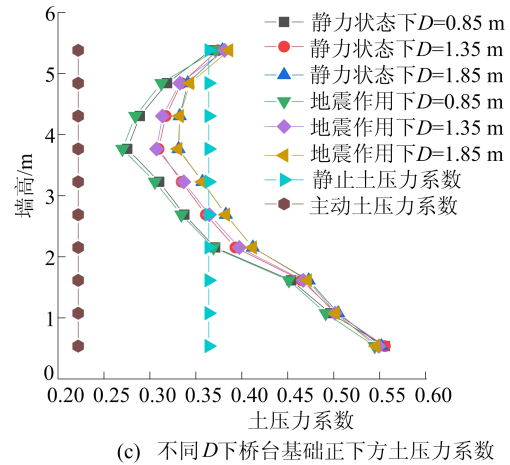
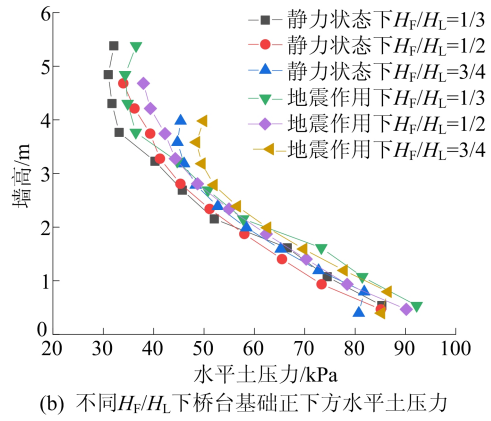
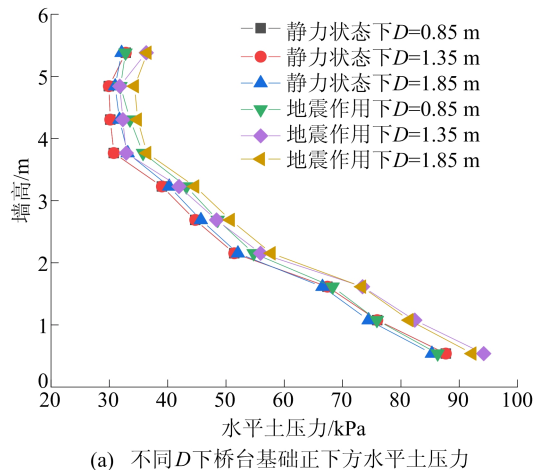


图 4 不同工况下土压力和土压力系数沿墙高分布曲线

从图 4a、图 4b 可以看出:水平土压力随 D 的增加而增加,这是由于 D 的增加使得上覆荷载的附加应力沿填土深度向下自然扩散的范围变大,导致水平土压力的增加;水平土压力随 H_F/H_L 的增加而增加,这是由于增加了 H_F/H_L ,即增加桥台墙的高度,使得上覆荷载的附加应力变大,导致桥台基础正下方土体水平土压力的增加;桥台下级面板的水平土压力更加接近梯形分布,这与文献[16]中研究结论一致,因

此在设计下级面板时,有必要考虑桥台整体与局部的应力作用,即桥台必须满足局部和整体各个方面的稳定性要求。

从图 4c、图 4d 可以看出,桥台基础下方的侧向土压力系数沿墙高先增后减。上端的土压力系数十分接近静止土压力系数,由于这部分土体位于桥台基础正下方,贴合桥台基础,仅产生微小水平位移,可近似认为达到静止状态;而中上部的土压力系数均大于主动土压力系数,且小于静止土压力系数,由于中上部区域填土有向靠近外侧面板方向的偏移,此时该区域填土趋于主动状态,但由于发生了不可忽略的水平位移,尚未达到静止状态;中下部的土压力系数均大于静止土压力系数,原因是中下部区域填土有向远离外侧面板方向的偏移,此时该区域填土趋于被动状态,其水平土压力系数大于静止土压力系数。随着 D 的增加,两端的土压力系数变化不大,而中部土压力系数逐渐增加;随 H_F/H_L 的增加,中上部土压力系数明显增加。

静力状态和地震作用下,加筋土桥台水平土压力和土压力系数的分布规律一致,这是由于各工况下的土工格栅长度和分布一致,格栅对土体的侧向约束能力相同。地震作用下桥台基础正下方位置水平土压力略大于静力状态下相同位置的土压力,这表明相较于静力状态,在地震作用下土工格栅可以更好地约束土体,发挥其侧向约束能力。静力状态下和地震作用下的土压力系数十分接近。

3.3 最大筋材内力

静力状态和地震作用时土工格栅最大应力分布曲线如图 5 所示。

由图 5 可知:静力状态和地震作用下筋材最大应力分布曲线类似,均为“S”型,区别在于地震作用时筋材应力的起始值和增加速度显著大于静力状态下的值,这是由于地震时各层筋材均开始发挥作用,加筋材料与土体的机械咬合作用阻碍了土体的塑性变形,使得加筋材料的应力较静力状态时有所增加,但其最大应力依然在容许范围内,不会产生破坏,可以保持桥台在地震中的内部稳定性;地震作用前和作用时筋材最大应力峰值点均在桥台高度的 $1/2$ 处附近,不随 D 的改变而变化,但会随着 H_F/H_L 的减小,应力峰值所在的高度逐渐增加;增加 D 可以有效控制筋材应力,有利于桥台的内部稳定。

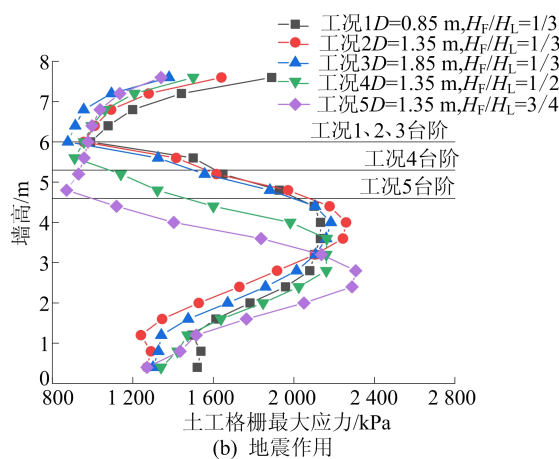
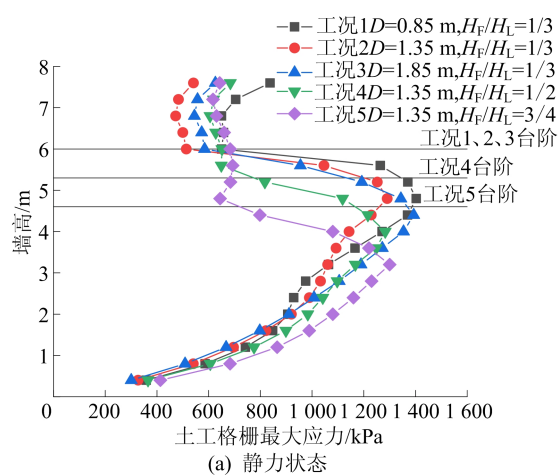


图 5 静力状态和地震作用时土工格栅最大应力分布曲线

3.4 不同墙高处筋材最大应力分布

地震作用时不同墙高处筋材最大应力分布曲线如图 6 所示。

从图 6 可以看出,各工况下筋材应力沿拉筋水平方向呈单峰值分布,靠近墙面处具有一定应力值,而拉筋末端应力较小。究其原因,土颗粒与筋材间的摩擦和嵌挤力是相互的,筋材限制土体水平位移的同时,土体也能够使筋材所产生的应力均匀,一旦某点因压实度不足、形成土拱或发生滑移则该处筋材会出现应力集中,甚至出现峰值。另外,越靠近拉筋末端筋材作用越小,使加筋区和非加筋区形成了较好的过渡,不会产生较大的不均匀沉降。筋材应力峰值点随着墙高的增加而逐渐向远离面板方向发展,增大 D 和 H_F/H_L 可有效减小筋材的应力值。墙高 6.0 m 筋材应力明显小于其余 2 层,这是由于此处筋材受到桥台基础的限制,整体位移较小;墙高 7.6 m 筋材应力值显著大于其余 2 层筋材,这是由于桥台顶部位移较大,筋材需要产生较大的拉应力以阻止桥台墙向外推动,此处的桥台位移变形情况与上述分析一致。

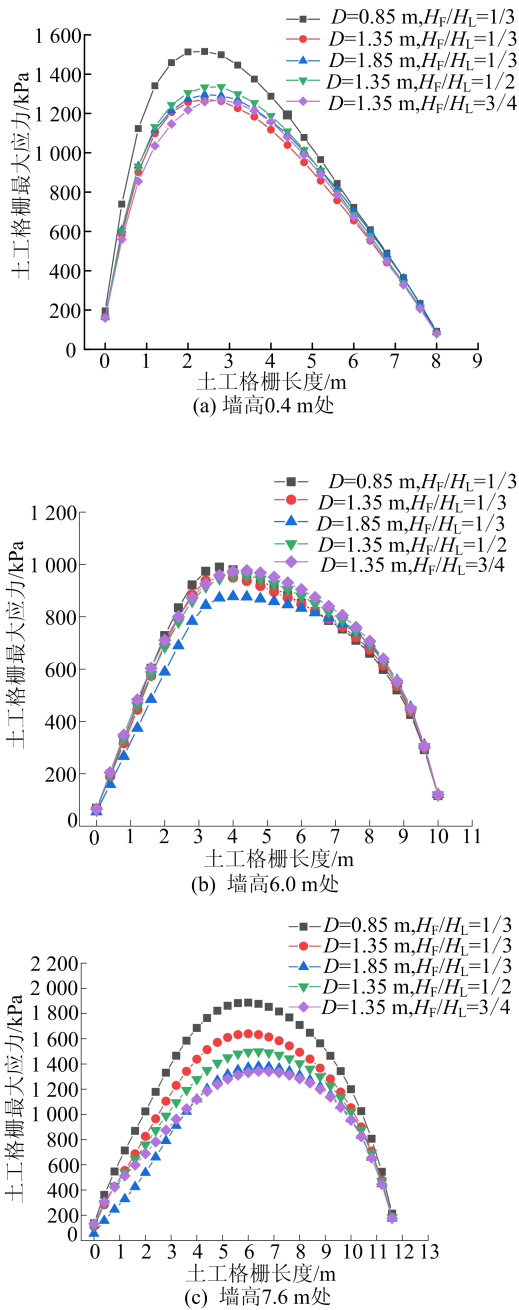


图 6 地震作用时不同墙高处筋材最大应力分布曲线

3.5 $D, H_F/H_L$ 对桥台最大水平位移的影响

在不同 D 和 H_F/H_L 的条件下提取桥台墙最大水平位移见表 5 所列。

表 5 桥台墙最大水平位移

D	H_F/H_L	桥台墙最大水平位移/mm
0.85	1/3	7.8
0.85	1/3	8.9
1.35	1/2	6.2
1.35	3/4	5.4
1.85	1/3	6.0

通过 MATLAB 编写程序,将 D 和 H_F/H_L 与台阶的最大水平位移之间的关系进行拟合,得到的拟合公式为:

$$X_{max} = 2730 + 1.894\sin\left(1.616\pi D \frac{H_F}{H_L}\right) - 2724\exp\left[-\left(0.02236 \frac{H_F}{H_L}\right)^2\right] \quad (2)$$

式(2)的相关系数 $R^2=0.815$,可以较好地描述桥台墙最大水平位移 X_{max} 与 D 和 H_F/H_L 的关系。通过拟合曲线,可以在一定范围内预测类似工况下桥台墙的最大水平位移,对实际工程具有一定的指导意义。

4 结 论

本文以某现有加筋土柔性桥台为模型,通过现场监测数据验证该模型的适用性,采用 FLAC3D 模拟了地震作用下加筋土柔性桥台的动力状态,主要考虑桥台基础偏移距离 D 和桥台墙与下级面板高度的比值 H_F/H_L 改变对桥台的影响,可得到如下结论:

- 1) 桥台的水平位移与墙高正相关, D 和 H_F/H_L 对桥台墙高度范围内的水平位移影响较大;桥台顶部水平位移的增加速度与所施加的地震波加速度幅值呈正相关性。
- 2) 静力状态下桥台基础正下方水平土压力值略小于地震作用下相同位置处的土压力,水平土压力和土压力系数均随 D 或 H_F/H_L 的增加逐渐增加,且静力状态下和地震作用下的土压力系数数值十分接近。
- 3) 静力状态下和地震作用下桥台筋材最大应力沿墙高的变化曲线均为“S”型,增加 D 或 H_F/H_L 可以有效限制筋材应力值,且随着 H_F/H_L 的减小,应力峰值所在的高度逐渐变大。

4) 筋带应力沿水平方向分布均为单峰值分布,且筋材应力峰值点随着墙高的增加而逐渐向远离面板方向发展。

[参 考 文 献]

[1] 张海君. 桥梁震害分析及抗震措施研究[J]. 交通节能与环保, 2014, 10(4): 64-67, 73.
 [2] 宋建学, 周乃军. 日本永久土工合成材料加筋土结构的近期发展[J]. 世界桥梁, 2005, 33(1): 70-74.
 [3] 章为民, 蔡正银, 赖忠中. 加筋挡土墙的极限分析方法及离心模型试验验证[J]. 水利水运科学研究, 1995, 17(1): 55-63.

- [4] 孙全德. 沙发式桥台的加筋土基础[J]. 国外桥梁, 1994, 22(4):316-318.
- [5] 田小草, 应荣华, 张起森. 应用土工格栅处理软土地基上的桥头跳车问题[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(6):744-746.
- [6] 彭芳乐, 李福, 林平, 等. 格栅加筋挡土墙加载速率相关的变形强度特性分析及有限元模拟[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(2):174-180.
- [7] TATSUOKA F, HIRAKAWA D, NOJIRI M, et al. A new type of integral bridge comprising geosynthetic-reinforced soil walls[J]. Geosynthetics International, 2009, 16(4):301-326.
- [8] 周志刚, 郑健龙, 宋蔚涛. 土工格栅加筋柔性桥台的机理分析[J]. 中国公路学报, 2000, 13(1):18-21.
- [9] 肖成志, 刘贺, 王荣霞, 等. 土工格栅加筋土柔性桥台结构性能的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(4):767-772.
- [10] 申大为, 徐明, 刘鹏飞. 加筋土整体式桥地震反应研究[J]. 工程力学, 2018, 35(10):135-143.
- [11] FAKHARIAN K, ATTAR I H. Static and seismic numerical modeling of geosynthetic-reinforced soil segmental bridge abutments[J]. Geosynthetics International, 2007, 14(4):228-243.
- [12] 郭鹏飞. 静荷载作用下加筋土柔性桥台位移影响数值分析[D]. 太原: 中北大学, 2021.
- [13] VABU-HEJLEH N, OUTCALT S, WANG T, et al. Performance of geosynthetic-reinforced walls supporting the Founders/Meadows Bridge and approaching roadway structures, Report 1: design, materials, construction, instrumentation, and preliminary results [R]. Colorado: Colorado Department of Transportation, 2000:1-97.
- [14] 陈育民, 徐鼎平. FLAC/FLAC3D 基础与工程实例[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2013:143-235.
- [15] 石丽峰. 地震作用下整体式桥台的动力响应数值模拟与试验研究[D]. 北京: 清华大学, 2013.
- [16] 毛海君. 二级悬臂式挡墙振动台模型试验与动力分析[J]. 地下空间与工程学报, 2015, 11(增刊 1):108-112.

(责任编辑 吴亮)

(上接第 1721 页)

- [5] NASSAR S A, ALKELANI A A. Effect of tightening speed on clamp load distribution in gasketed joints [J]. SAE Transactions, 2006, 20:811-825.
- [6] 杨晓燕, 伊建军, 荆国强, 等. 悬索桥索夹螺杆分组张拉工艺研究[J]. 世界桥梁, 2021, 49(3):46-50.
- [7] 杜俊锋. 复合材料漏斗车结构性能及螺栓拧紧工艺研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2022.
- [8] 陈耀, 冯健, 盛平, 等. 新广州站内凹式索拱结构索夹节点抗滑性能分析[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(5):27-32.
- [9] 陈成军, 杨国庆, 常东方, 等. 基于有限元法的螺栓组连接弹性相互作用研究[J]. 武汉理工大学学报, 2011, 33(10):131-135.
- [10] 王永青, 吴嘉锟, 刘海波. 基于弹性相互作用的大型数控机床地脚螺栓预紧顺序规划[J]. 制造技术与机床, 2015, 65(8):82-85.
- [11] 王先根, 张建润. 龙门加工中心地脚螺栓组分步预紧工艺研究[J]. 机械科学与技术, 2018, 37(6):839-847.
- [12] 何恺. 铁路悬索桥长索夹下主缆应力及索夹抗滑承载力研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2017.
- [13] MIAO R, SHEN R, TANG F, et al. Nonlinear interaction effect on main cable clamp bolts tightening in suspension bridge[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2021, 182:106663.
- [14] 蒋树勤, 周勇军, 曹资源, 等. 基于拉拔法的索夹螺杆紧固力检测试验[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2024, 44(6):72-80.
- [15] 沈锐利, 何恺, 黄振. 悬索桥索夹部位主缆钢丝之间非线性关系的分析模型[J]. 建筑科学与工程学报, 2018, 35(1):111-118.
- [16] 谢林君, 任欣, 周深彪, 等. 高压容器封头螺柱预紧过程中的弹性相关性[J]. 动力工程学报, 2010, 30(9):720-725.
- [17] 杨国俊, 郝宪武, 宋涛, 等. 基于非对称悬索桥的振动基频估算公式[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 2016, 39(11):1536-1542.
- [18] 周勇军, 贾利强, 杨帆, 等. 考虑主缆镀锌层蠕变的索夹螺杆紧固力损失预测[J]. 中国公路学报, 2024, 37(7):157-167.

(责任编辑 吴亮)