

液化场下地下车站的地震响应分析

王喷

四川建筑职业技术学院 四川成都 610000

DOI:10.12238/ems.v7i9.15243

[摘要] 本文以某东南沿海城市的地铁车站为例,考虑液化场的影响,在地下20m范围内进行土体有效应力折减,采用反应位移法和时程分析法两种方法进行车站地震响应研究。通过两种方法对比分析研究,得出液化场下地下车站的地震响应特性,并给出了液化防治建议,为地下车站的结构设计和抗浮设计提供依据。

[关键词] 地铁车站; 液化; 地震响应

截止2023年底,全国共有55个城市设有城市轨道交通,其运营里程超过1万公里,在地下车站的设计中考虑抗震设计十分有必要。特别是杭州、上海、青岛等水系发达、地下水位较高的城市,更需要对地震对土体液化的作用进行分析研究,从而为地下车站抗浮性研究提供依据。

国内外多次大地震中都发现了砂土液化现象,有些情况下液化甚至对地下建筑物造成破坏^{[1][2]}。所谓液化,是指饱和砂土和少粘土在动力、静力或渗流作用下,由固体状态转变为液体状态的行为和过程^{[3][4]}。多项研究表明,土体在液化过程中,体积趋于压缩土中孔隙水压力逐渐增大,有效应力逐渐减小为零,从而土体失去抗剪能力^{[5][6]}。

因此,地下车站的抗震设计考虑液化影响是十分必要的^[7]。本文以某市的地铁车站为例,考虑液化场的水土耦合,建立液化场的数值模拟模型,采用常用的地震分析方法对比分析,分析研究地下车站的地震响应,给予工程建议。

1 工程概况

本文以地处我国东南沿海的某市地铁9号线,该市地下水系丰富,所选研究车站为地下中间标准站,在西北侧不远处规划有一条20m宽引水河。该站顶覆土约2.5米,车站主体、车站附属、内部结构均采用钢筋混凝土箱形框架结构,为地下二层、120米岛式车站。主体结构由两层,其中负一层结构净空6.5米、负二层结构净空6.45米。

采用装配式新型护坡材料护坡,地下一层采用多级放坡,坡顶设置三轴水泥土搅拌桩;地下二层采用地下连续墙结合内支撑体系,厚度8米。直径8米的桩基布置在车站主体及下沉广场。

1.1 土性条件

本站为地貌类型单一的钱塘江冲海积区。表层由杂填土和素填土覆盖,该层局部缺失层厚0.40~2.70米,下面依次为粉土层、粘土层、砾石层、泥质粉砂岩层。其液化土层主要有③5层砂质粉土以和③7层砂质粉土夹淤泥质土。这两层土层的特性如下:

③5层砂质粉土:含有云母的部分,局部有少量的粉砂,摇振反应很快,土面粗糙,干强度和韧性都很低,所以它的物理力学一般,具有很低的压缩性;压缩系数 α_{1-2} 的平均值

为0.15,静力触探锥尖阻力 q_c 平均值为2.84MPa,侧壁摩阻力 f_s 平均值为47.9kPa,实测标准贯入试验锤击数 N 平均值10.2击。该层全场分布,层厚1.50~6.40米,顶埋深3.90~8.00米,层顶标高-1.90~1.97米。

③7层砂质粉土夹淤泥质土:灰色,松散,湿~很湿。含云母,偶见贝壳碎屑,局部夹少量淤泥质粉质粘土,摇振反应迅速,切面粗糙,干强度及韧性低。本层具有较差的物理力学性质;压缩系数 α_{1-2} 平均值为0.31,静力触探锥尖阻力 q_c 平均值1.58MPa,侧壁摩阻力 f_s 平均值36.9kPa,有机质含量 W_o 平均值为1.68%,土层灵敏度平均值为2.16。实测标准贯入试验锤击数 N 平均值为6.8击。本层局部缺失,层厚1.30~6.00米,层顶埋深16.40~19.80米,层顶标高-13.57~-9.37米。

1.2 环境条件

考虑液化场的影响,主要考虑第四系松散岩类孔隙水,主要由表部填土和浅部全新统冲海积粉砂土组成,渗透系数一般为 7.05×10^{-4} cm/s~ 8.08×10^{-4} cm/s,为富水性一般的弱透水性土层,稳定水位埋深0.10~0.80m。潜水相对隔水层为粘土层。

1.3 地震动参数及可液化范围

本场地所属的抗震设防烈度为7度,本场地类别为III类,场地地震峰值加速度调整系数 F_a 为1.25,因此调整后的III类场地的地震动峰值加速度为0.125g,地震动峰值加速度 a_{max} 分区属0.10g,设计特征周期为0.45s。该站的抗震设防类别为重点设防类,在抗震设防烈度为7度时,综合判定场地上部20m范围内的饱和粉(砂)土有轻微的液化倾向。

2 反应位移法地震响应分析

抗震设计中地震效应的计算方法有:地震系数法、反应位移法、弹性时程方法、非线性时程方法等^{[8][9]}。结合抗震等级要求,在场地上部20米范围内,考虑到地层液化场的影响,采用反应位移法和时程分析法,对液化场下地震作用车站结构进行有效应力折减,继而进行动力响应分析。

充分考虑周围土层变形的影响,通过地基弹簧模拟地震造成的最大变形,以反应位移法进行一维土层的地震响

应分析^[10]。

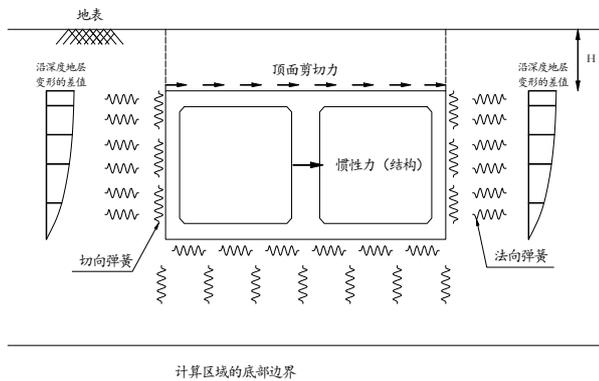


图 2.1 地下车站反应位移法计算模型图示

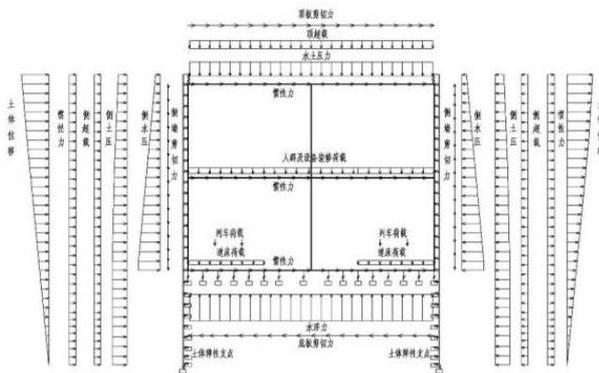


图 2.2 地震使用阶段荷载计算简图

2.1 计算模型

地下车站结构横向地震反应计算采用反应位移法时，周围土体可作为支撑结构的地基弹簧，结构可采用梁单元进行建模(如图 2.1 所示)，地基弹簧刚度以地基反力系数为基础，同时考虑车站纵向计算长度和集中弹簧间距的影响，以土体有效应力折减的方式来实现液化场的模拟。

2.2 地震作用

地下结构地震反应采用反应位移法的计算简图如图 2.2 所示。

2.3 一维土层地震反应计算结果

土层剪力是通过物理关系计算得出的，而土层应变是由土层位移来确定的。地震动峰值位移计算结果：

E2 地震工况 $u_{max}=1.2 \times 0.07=0.084m$

E3 地震工况 $u_{max}=1.4 \times 0.15=0.21m$ 。

如图 2.3 所示，车站双柱标准段计算结果。

在抗震方面，该站有两个抗震不利点：

一是在车站中心里程处及小里程端，存在下沉广场，且车站顶板未封闭，是易发生破坏的薄弱点，此部位为本站抗震最不利部位；

二是结构由双柱过度到单柱的车站单柱段，其刚度突变，结构内力增大，因此结构柱处易发生剪切破坏，此部位为本站抗震不利部位。

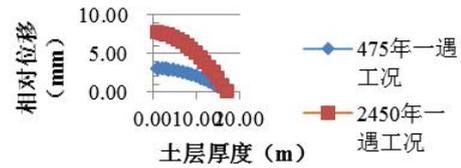


图 2.3 土层相对位移图

3 车站的地震反应时程分析

为了进行比较分析，本文同时采用了时程分析进行地震反应分析，从而对给定场地在其地震作用下液化发生的可能性进行单项指标分析，对场地液化的综合特性进行分析和研究。

采用时程分析的时程数据文件见下表 3.1。

表 3.1 时程数据文件表

等级	重现期(年)	50年超越概率	加速度值 α_{max} (g)	特征周期	地震持时 (s)
E1 地震作用	100	63%	0.11	0.45	38
E2 地震作用	475	10%	0.286	0.60	39
E3 地震作用	2450	2%	0.467	0.80	40

注：时程数据采样间隔为 0.01 秒。

3.1 计算模型

本文时程分析法分析地震动力响应采用的 MIDAS/GTS 软件。在模型中，土体本构模型采用 Mohr-Coulomb 模型，土体与结构之间设置受压和剪切接触单元，结构采用弹塑性模型。

考虑到水平和竖向地震波的影响，计算模型的侧面人工边界距地下结构为 3 倍地下结构水平有效宽度。为解决有限截取模型边界上波的反射问题，该模型采用了能模拟远场地球介质弹性恢复性能的 MIDAS GTS 自由场边界。

结合反应位移法计算结果，考虑地下车站结构的空间动力效应，重点关注双柱标准段，单柱段，下沉广场段等关键

部位及抗震薄弱部位，在地震作用基准面取地面下 70 米范围内，分别采用二维和三维时程分析模型进行计算，该地下车站三维结构模型见图 3.1~3.4。

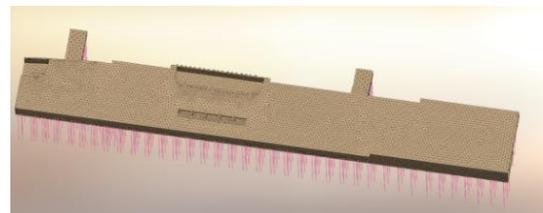


图 3.1 某地下车站三维结构模型

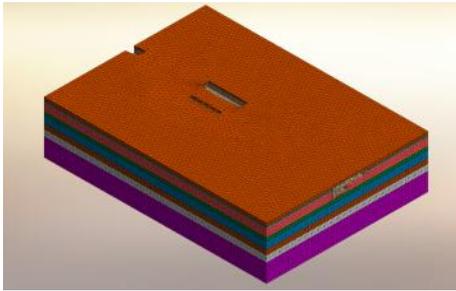


图 3.2 某地下车站地层计算模型

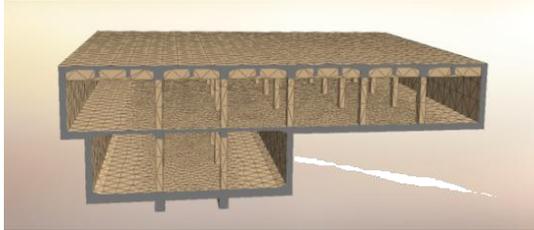


图 3.3 双柱段结构模型

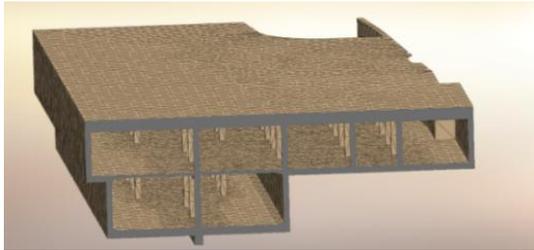


图 3.4 单柱段结构模型

3.2 整体计算结果分析

经计算分析，E2 地震工况时车站主体最大压应力为 5.8MPa，薄弱处的最大压应力分别为：附属与主体接口处 6.5MPa，下沉广场处 9.6MPa；车站 E2 地震工况时压应力均小于 16.7MPa，结构构件受压符合规定。E3 地震工况时，该站结构最大位移 51.8 毫米，横向最大位移 51.8 毫米，纵向最大位移 11 毫米。

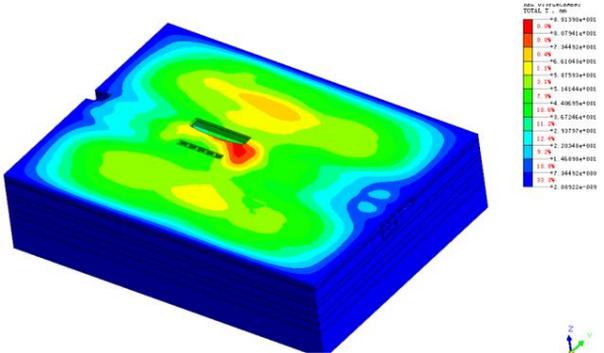


图 3.5 地震作用下地层位移云图

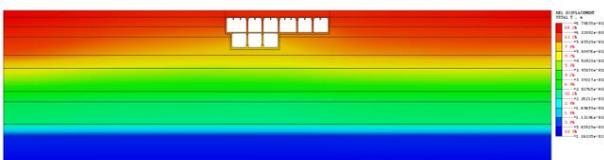


图 3.6 E2 地震作用下整体位移云图

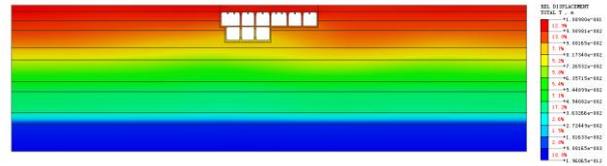


图 3.7 E3 地震作用下整体位移云图

3.3 双柱段水平受力分析

1) 结构应力云图

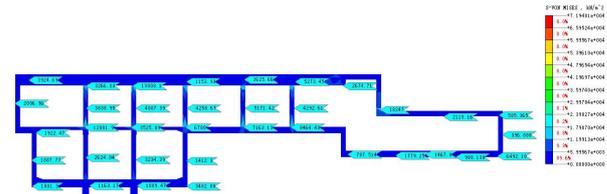


图 3.8 E2 地震作用时结构最大应力云图

2) 横断面绝对位移

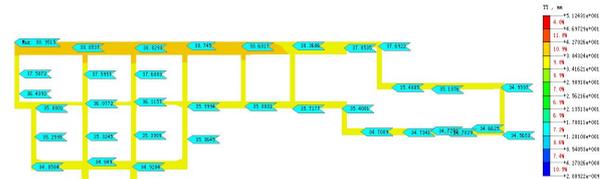


图 3.9 E3 地震作用时结构横断面横向绝对位移图

3) 地震波沿横向（即 Y 轴）时结构变形差值分析

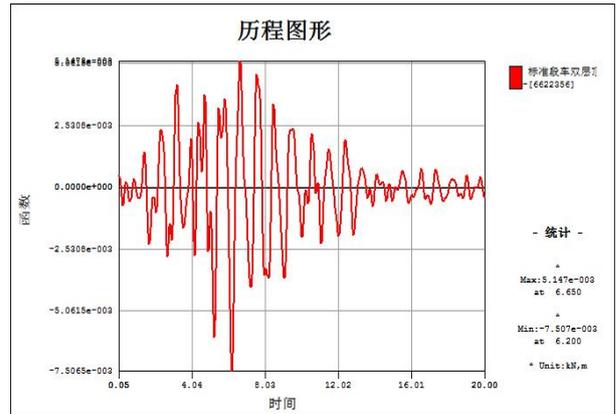


图 3.10 双柱段双层范围顶中板差异变形时程曲线

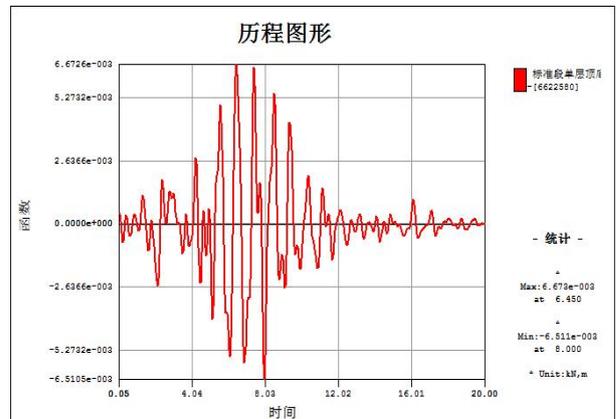


图 3.11 双柱段单层范围顶底板差异变形时程曲线

经分析计算, E2地震时结构压应力最大为13MPa 小于16.7MPa; E3地震时, 双柱段双层范围顶中板的最大差异变形在时程4.34s处产生, 为6.07毫米; 单层范围顶底板最大差异变形在时程4.34s处产生, 为6.06毫米; 过河通道开孔位置顶底板最大差异变形在时程4.34s处产生, 为4.24毫米。

根据上述分析结果可知, E2地震时混凝土应力符合要求, E3地震时沿Y方向的地震波, 双柱段最大层间差异位移为6.07毫米, 最大层间位移角为1/1079, 结构处于弹性工作阶段。

4. 液化防治措施与优化建议

通过反应位移法的抗震计算结果和时程分析法的抗震计算结果的比较, 在车站结构标准段, 反应位移法计算所得值均大于时程分析法计算所得结构内力值。因此, 在车站结构标准段的结构配筋不受时程分析法计算所得内力值控制。

在车站主体与附属接口处, 主体双柱变单柱部位等薄弱部位, 经整体时程分析均出现了比较大的应力集中和相对位移, 结构配筋由时程分析法计算所得内力值控制。因此应在这些薄弱部位, 应考虑液化场的影响, 采用相应的抗震构造措施, 以保证车站结构的抗震设防目标。

针对该地铁车站的液化风险, 综合前面提到的地震反应分析结果, 提出如下工程对策。

4.1 土体改良措施

(1) 水泥搅拌桩加固

通过提高土体密度和抗剪强度来抑制液化, 可选择三轴水泥土搅拌桩(桩径800mm, 间距1.2m)在③5和③7层两层液化敏感区域采用。计算显示, 满足《建筑抗震设计规范》的液化抵抗要求, 加固后标准贯入试验锤击数N可提升至15击以上。

(2) 碎石桩排水减压

采取措施使得土层在加速地震过程中超孔隙水压力的消散, 可在车站底板下方设置碎石桩排水系统。数值模拟显示, 液化区孔隙水压力比可在排水桩间距3米时减小至0.5以下。

4.2 结构优化设计

(1) 抗浮锚杆加强

车站底板增设预应力抗浮锚杆(直径32mm, 间距2m), 锚固端深入下部砾石层。E3地震时锚杆可有效抑制结构上浮, 最大位移降低42%。

(2) 接头柔性化处理

车站与过河通道预留接口处采用橡胶止水带+钢绞线柔性连接, 可实现±50mm的差异变形。时程分析表明, 这一设

计可将接头处应力集中系数从2.1降至1.3。

5 结论

对某地下车站结构的地震响应, 采用反应位移法和时程分析法进行研究。在研究中, 考虑液化场的影响, 土体有效应力动态折减考虑到地下20m范围内, 更能符合地层液化趋势的动态应力折减, 同时, 根据分析结果, 给出了液化场的土体改良和结构优化设计方案, 为项目研究提供了指导性意见。

[参考文献]

- [1]陈育民, 徐志豪. 砂土液化大变形条件下地铁车站地震响应离心机试验. 振动与冲击, 2022, 41(15): 1-10.
 - [2]王建华等. 基于机器学习的液化场地地下结构震害预测. 土木工程学报, 2023, 56(6): 112-123.
 - [3]汪文诏. 土的动强度和液化特性[M]. 中国电力出版社, 1997
 - [4]The Committee on soil dynamics of geotechnical engineering division. ASCE, Definition of Terms Related to Liquefaction. Proc. ASCE. J. GED. 1979, 104(GT9): 1197-1200
 - [5]王余庆, 辛鸿博, 高艳平. 岩土工程抗震[M]. 中国水利水电出版社, 2013
 - [6]Tsinidis, G., et al. Liquefaction-Induced Uplift of Shallow Underground Structures: A Critical Review. Earthquake Engineering Reviews, 2024, 6: 100034.
 - [7]陈国兴, 王志华, 庄海洋. 地铁地下结构地震反应分析中的土体液化模型研究. 岩土工程学报, 2010, 32(2): 181-188.
 - [8]黄俊. 地铁车站深基坑开挖对临近既有车站的影响及其地震响应研究[D]. 长安大学, 2017.
 - [9]Liu, J., et al. Shaking Table Test of a Multi-story Subway Station in Liquefiable Sand. Tunneling and Underground Space Technology, 2021, 108: 103736.
 - [10]中华人民共和国住房和城乡建设部. 城市轨道交通结构抗震设计规范(修订版)GB50909-2023[S]. 北京: 中国计划出版社, 2023
- 作者简介: 王喷(1984—), 女, 副教授, 从事岩土工程专业研究。
- * 基金项目: 德阳市科学技术局科技计划项目(2019SZ081); 四川建筑职业技术学院科研课题(2019KJ20)