

文章编号:1673-9469(2012)03-0018-05

软土地区地铁车站与隧道接头结构的地震响应分析

杨德健,王昆

(天津城市建设学院 土木工程系,天津 300384)

摘要:以天津市和平路地铁站为例,建立三维计算模型,对软土地区地铁车站与隧道接头结构进行动力时程分析,找出接头部位的应力集中关键点,分析隧道与车站之间的相互作用影响。研究表明:水平方向和竖直方向地震波都会改变车站与隧道接头结构的主应力大小;在接头截面上,水平方向变形主要由水平地震作用控制,竖直方向变形主要由竖直地震作用控制,地震导致的竖向变形大于横向变形。

关键词:铁车站;ANSYS 计算模型;数值模拟;地震响应

中图分类号:U451

文献标识码:A

Seismic response analysis of subway station and the tunnel joint structure in soft soil area in Tianjin city

YANG De-jian, WANG Kun

(Department of Civil Engineering, Tianjin Institute of Urban Construction, Tianjin 300384, China)

Abstract: The seismic response of subway station and the tunnel joint structure in soft soil area in Tianjin city were researched by using the finite element analysis software of ANSYS. Taking Heping Road subway station for example, 3 D calculation model was established and time-history analysis was carried out. The focal point of stress on the joint structure was found out and the interaction influence between the tunnel and the station were analyzed. The results show that, firstly, horizontal and vertical direction seismic waves will affect the principal stress of the station and the joint structure. Secondly, horizontal seismic mainly has influence on horizontal displacement in the joint sectional. Vertical seismic dominates the vertical displacement. The earthquake makes the vertical displacement greater than horizontal displacement.

Key words: subway station; ANSYS computation model; numerical simulation; seismic response

地震时产生的地层变形,能够导致地铁等地下结构出现严重的破坏情况。对地下结构地震响应的计算,迄今已提出多种算法^[2-3],但是专门针对地铁车站接头结构的研究相对较少。2007年,杨林德等^[4]针对上海软土地铁车站以及隧道的接头结构进行了振动台试验研究,并且利用有限差分软件进行数据模拟。但是对于接头结构的地震反应规律并不明朗,可参考的相关数据略显不足。本文根据天津软土地铁车站结构实际情况以及天津土体特点进行了数值拟合分析,建立了地铁车

站以及隧道的 ANSYS 模型,为软土地区地铁车站与隧道接头结构的抗震设计提供理论依据。

1 计算模型与参数确定

和平路地铁站总宽度为 26.1 m,总高度为 20.358 m,埋深为 0.95 m。车站结构的底板厚度为 1 m,顶板厚度为 0.6 m,两层中板厚度与墙厚度均为 0.4 m。车站结构的中柱采用边长为 0.8 m × 1 m 的四边形柱,中柱之间跨度为 8.4 m,中柱距墙两边距离为 9 m。区间隧道其管片内径为 5.5

m,外径为6.7 m,每环都有6块高精度管片由高强度螺栓拼装连接而成(图1)。

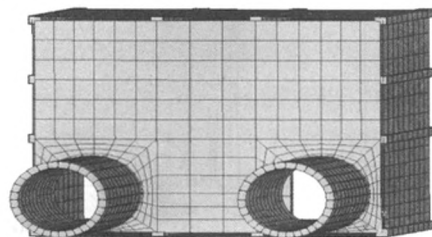


图1 车站接头的计算模型

Fig.1 Calculation model of station joint

文献[5-6]对计算区域宽度的研究结果表明,当计算区域的宽度取车站宽度的8倍左右时,可以消除人工边界对结构动力分析的影响。所以设定地铁车站端墙部分模型的总宽度为166.1 m,高度为40.358 m,纵向长度为25 m;区间隧道部分纵向长度为20 m(图2)。

本文地铁车站模型采用ANSYS有限元分析模型,车站顶板、中板、底板、横墙采用壳(shell63)

单元,上层中柱、中层中柱、下层中柱、顶板纵梁、中板纵梁、底板纵梁为梁(beam188)单元。

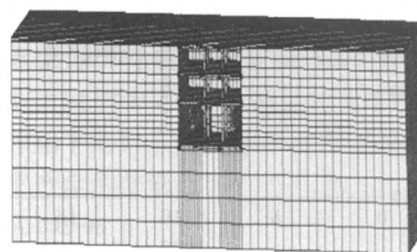


图2 土体的计算模型

Fig.2 Calculation model of soil mass

对于普通混凝土结构一般采用弹性模型,其阻尼比取 $\xi = 0.02$,按常规方法,混凝土的动力特性参数应根据静弹性模量给出。研究表明:动弹性模量比静弹性模量多出30%~50%,一般取 $E_d = E_s \times 140\%$ 。当混凝土强度等级为C50时,则 $E_d = 3.45 \times 10^{10} \times 1.4 = 4.83 \times 10^{10}$ Pa,混凝土泊松比取0.2。其他场地土的材料参数如表1所示。

表1 场地土的材料参数

Tab.1 Material parameters for site soil

土层	厚度/m	重度/(kN·m ⁻³)	弹性模量/MPa	泊松比	黏聚力/kPa	内摩擦角/(°)
填土	1.0	18.8	3.54	0.28	22.5	19.8
黏土	3.4	19.2	5.85	0.23	35.0	14.9
粉质黏土	10.5	19.3	5.38	0.29	17.2	13.5
粉质黏土	7.4	20.1	5.99	0.28	21.9	13.7
粉土粉砂	6.3	20.3	8.00	0.33	16.5	25.9
黏土	12.3	20.4	6.23	0.30	33.6	16.7

2 边界条件处理

用有限的区域模拟无限区域的计算,需要考虑地震波在边界上的传播效应,如果采取的计算区域足够大,那么土体边界处的运动可以跟自由场的运动一致,不能让波在边界上产生反射从而再返回到计算域中,即在边界面上吸收全部向外传播的地震波,这就是所谓的自由场边界条件。自由场边界包括四个主网格边界和四个面网格边界,中间部分作为主网格区域,在自由场边界模型的一个侧面所受到的力可以用下式表示:

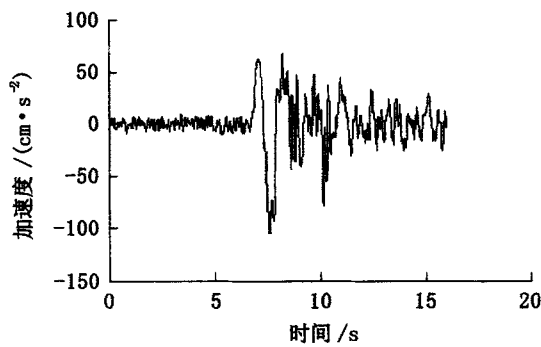
$$\begin{cases} F_x = -\rho c_p (v_x^m - v_x^f) A + F_x^f \\ F_y = -\rho c_s (v_y^m - v_y^f) A + F_y^f \\ F_z = -\rho c_s (v_z^m - v_z^f) A + F_z^f \end{cases} \quad (1)$$

天津地铁车站模型底部为软土,属于柔性地基,而且计算区域的宽度取车站宽度的8倍左右,

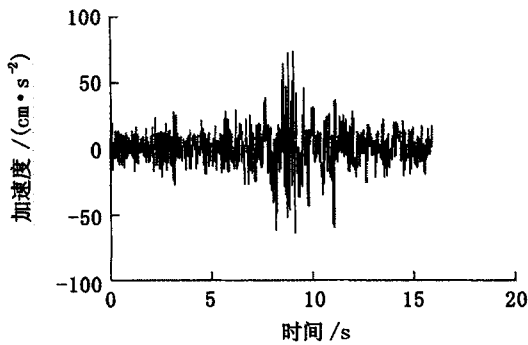
从而模型不考虑波反射的影响,模型四周采用自由场边界条件,它提供了与无限场地相同的效果。模型四周边界采用自由边界条件,底部采用水平自由、竖向约束,顶部为自由面边界。

3 地震波的输入

采用天津地震波(图3)进行天津地铁车站与区间隧道地震动力响应分析。为了更好地考察地铁车站在三维地震作用下的响应,对模型分别输入了施加水平X方向的加速度(工况1)、施加竖直Y方向加速度(工况2)2种工况,地震烈度为7度中震(0.15g地震加速度),场地类别为三类,计算时间为16 s。水平地震波的加速度峰值为104 cm/s²,竖向地震波的加速度峰值为71 cm/s²,在输入地震波的时候需乘以两个不同系数从而调整峰值均达到0.15g。



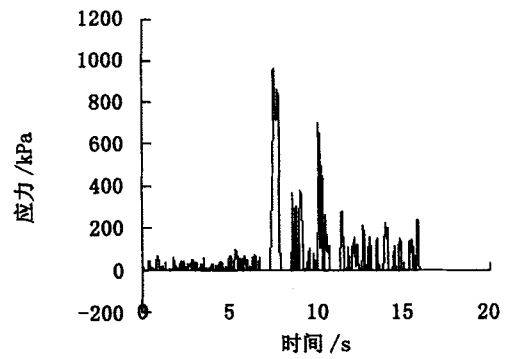
(a) 天津水平地震波



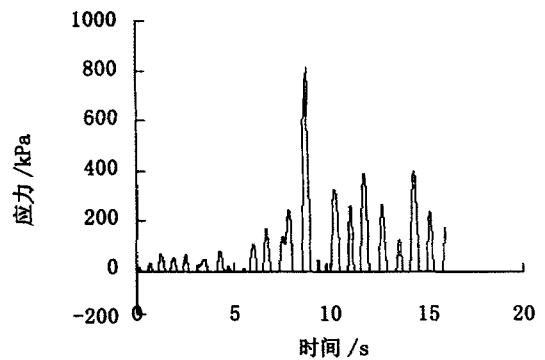
(b) 天津竖直地震波

图3 天津地震波

Fig.3 The waves in Tianjin area



(a) 工况一1718单元最大正应力时程曲线



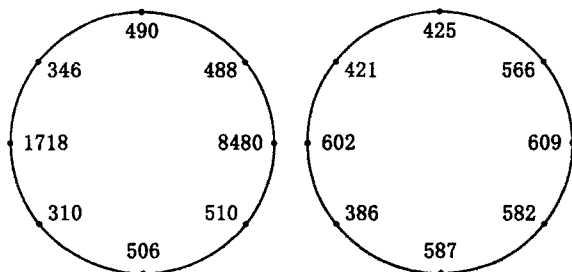
(b) 工况二490单元最大主应力时程曲线

图5 地震作用下接头节点主应力时程曲线

Fig.5 The principal stress of joint structure under the action of earthquake

4 计算结果和数值分析

车站与区间隧道接头结构的单元和节点分布见图4,通过对洞口连接处的单元和节点进行应力、位移变形时程分析,可以得出各个单元和节点在地震作用时发生的最大应力和位移,进而得出最危险部位以及发生时刻。



(a) 连接洞口处单元标号

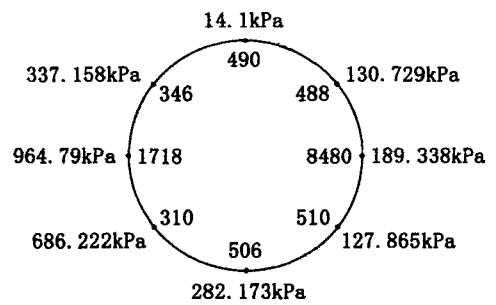
(b) 连接洞口处节点标号

图4 连接洞口处单元和节点标号

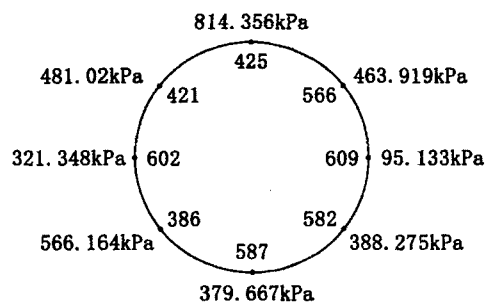
Fig.4 Unit label and node label of the cave place

4.1 区间隧道横断面应力分析

区间隧道横断面应力分析如图5、图6所示,水平地震波作用下区间隧道单元主应力最大值为964.79 kPa,产生最大主应力的单元为1718,应力



(a) 工况一接头单元最大主应力



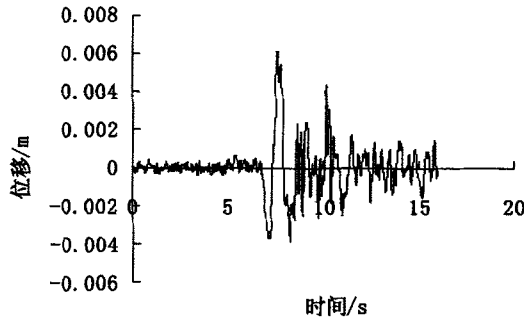
(b) 工况二接头单元最大主应力

图6 接头单元最大主应力

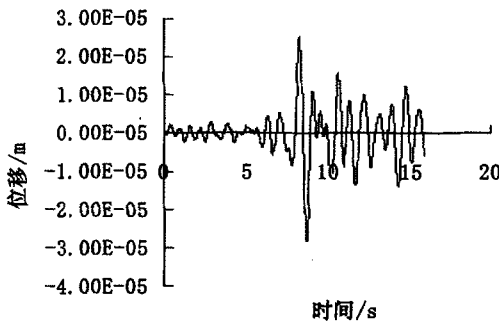
Fig.6 The maximum principal stress in joint unit

发生方向在 -90° 左右,发生最大应力时刻为 7.61 s; 竖直地震波作用下接头节点主应力最大值为 814.356 kPa,产生最大主应力的单元为 490,应力发生方向在 0° 左右,发生最大应力时刻为 8.74 s; 通过对比可以得到,水平地震作用下洞口单元的主应力略大于竖直地震作用下的主应力。

4.2 区间隧道横断面变形分析



(a) 工况一 421 节点水平位移时程曲线



(b) 工况二 602 节点水平位移时程曲线

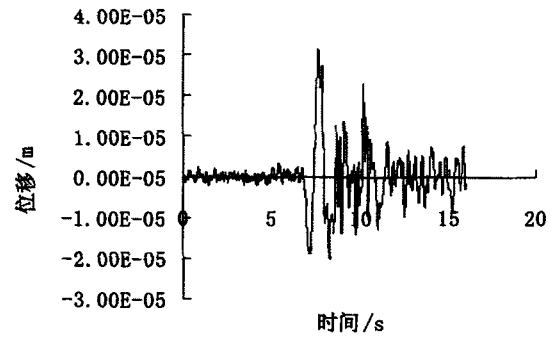
图7 地震作用下接头节点的水平位移时程曲线
Fig.7 Horizontal displacement of joint structure under the action of earthquake

表 2 水平方向位移最大值 单位:m
Tab.2 The maximum horizontal displacement unit:m

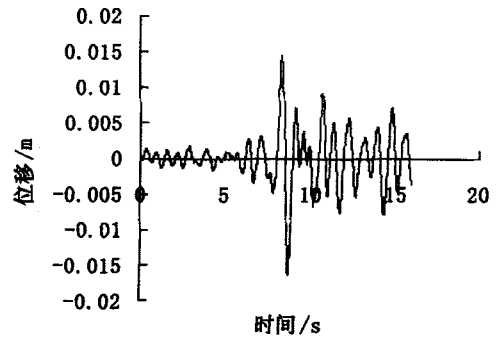
节点	工况一	工况二
425	0.006 06	3.387 5e-6
566	0.006 04	1.739 16e-6
609	0.005 44	4.235 05e-6
582	0.004 90	6.248 58e-6
587	0.004 70	4.736 86e-7
386	0.004 74	8.911 82e-6
602	0.005 44	2.524 7e-5
421	0.006 10	8.633 13e-6

由图 7 和表 2 可知,水平地震波作用下区间隧道节点水平位移最大值为 0.006 m,产生最大变

形的节点为 421,应力发生方向在 -45° 左右,发生最大应力时刻为 7.61 s; 竖直地震波作用下接头节点水平位移最大值为 $2.524e-5$ m,产生最大变形的节点也为 602,应力发生方向在 -90° 左右,发生最大应力时刻为 8.31 s; 通过对比可以得到,水平地震作用下洞口节点的水平变形远大于竖直地震作用下产生的变形。



(a) 工况一 582 节点竖直位移时程曲线



(b) 工况二 582 节点竖直位移时程曲线

图8 地震作用下接头节点的竖直位移时程曲线
Fig.8 Vertical displacement of joint structure under the action of earthquake

表 3 竖直方向位移最大值 单位:m
Tab.3 The maximum vertical displacement unit:m

节点	工况一	工况二
425	1.185 7e-5	-0.016 42
566	1.874 1e-5	-0.016 42
609	2.321 1e-5	-0.016 41
582	3.131 9e-5	-0.016 41
587	2.804 3e-5	-0.016 44
386	8.598 1e-6	-0.016 44
602	1.663 1e-5	-0.016 44
421	1.023 1e-5	-0.016 41

由图 8 和表 3 可知,水平地震波作用下区间隧道节点竖直位移最大值 $3.131e-5$ m,产生最大

变形的节点为 582, 应力发生方向在 135° 左右, 发生最大应力时刻为 7.61 s, 和发生水平最大位移时间相同; 竖直地震波作用下接头各节点的竖直位移基本相同, 数值均为为 0.0145 m 左右, 发生最大应力时刻为 8.71 s; 通过对比可以得到, 竖直地震作用下洞口节点的竖直位移远远大于水平地震产生的位移, 水平作用可以忽略不计。

5 结论

1) 水平方向和竖直方向地震波的输入对地铁车站接头结构产生的最大主应力不同, 水平地震作用下洞口单元的最大主应力略大于竖直地震作用下的主应力, 两个方向的地震波都会控制接头截面的主应力大小, 但是产生的最大数值和节点位置相差不多。

2) 水平地震作用下洞口节点的水平变形是竖直地震作用下变形的 10 倍, 所以水平地震波对接头处产生水平变形的影响起着主导作用, 洞口 - 45° 节点的水平位移变形最严重; 竖直地震作用下洞口节点的竖直位移远远大于水平地震产生的位移, 所以竖直地震波主要决定接头处竖直变形, 水平地震作用影响甚微, 洞口处各个节点都需要考虑竖直方向变形的影响。

3) 区间隧道的接头结构在地震作用下, 竖直

方向的位移变形大于水平方向的变形, 所以在地震过程中接头截面将会变形成为以水平方向为长轴, 竖直方向为短轴的椭圆形横断面。

参考文献:

- [1] 蒋英礼, 刘洋. 软土地铁车站接头结构在强地震作用下的响应研究[J]. 铁道建筑, 2010(8): 84-88.
- [2] 杨林德, 李文艺, 祝龙根, 等. 上海市地铁区间隧道和车站的地震灾害防治对策研究[R]. 上海: 同济大学上海防灾救灾研究所, 1999.
- [3] 孟文清, 秦志伟, 张亚鹏, 等. 基于 ANSYS 的地铁车站深基坑支护设计[J]. 河北工程大学学报: 自然科学版, 2010, 27(4): 5-8.
- [4] 刘洪海, 黄永红. 城市地铁施工沉降的数值模拟研究[J]. 四川理工学院学报: 自然科学版, 2012, 25(1): 80-82.
- [5] 杨林德, 王国波, 郑永来, 等. 地铁车站接头结构振动台试验及地震响应的三维数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(12): 1892-1898.
- [6] 吕爱钟, 蒋斌松, 尤春安. 位移反分析有限元网格划分范围的研究[J]. 土木工程学报, 1999, 32(1): 26-30.
- [7] 楼梦麟, 王文剑, 朱彤, 等. 土-结构体系振动台模型试验中土层边界影响问题[J]. 地震工程与工程振动, 2000, 20(4): 30-36.

(责任编辑 马立)

(上接第 17 页)

5 结论

1) 该隔板贯通节点试验得到的滞回曲线较为饱满, 表明该构件有较强的耗能能力和抗震性能。此隔板贯通式节点与相同形式的钢筋混凝土结构相比具有更好的延性和耗能能力, 此节点在地震作用下表现出了更为良好的动力特性和抗震性能。

2) 经 ANSYS 有限元软件模拟分析可知, 隔板厚度及核心混凝土强度对此隔板贯通节点的承载力和抗震性能影响较小。

参考文献:

- [1] MORINO S, KAWAGUCHI J, YASUZAKI C, et al. Behavior of concrete filled steel tubular three-dimensional subassemblies[C]//Proceedings of Composite Construction in Steel and Concrete. Potosi, Mo, 1993: 726-741.
- [2] NAKASHIMA M, SUITA K, MORISAKO K. Test of wel-

ded beam-column subassemblies[J]. Journal of Structural Engineering, 1998, 124(11): 1236-1252.

- [3] NISHIYAMA I, FUJIMOTO T, FUKUMOTO T, et al. Inelastic force-deformation response of joint shear panels in beam column moment connections to concrete-filled tubes[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(2): 244-252.
- [4] 李黎明, 陈志华, 李宁. 隔板贯通式梁柱节点抗震性能试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2007, 27(1): 46-53.
- [5] 金刚, 丁洁民, 陈建斌. 矩形钢管混凝土柱-钢梁节点抗震性能试验研究与分析[J]. 建筑结构, 2007, 37(2): 88-93.
- [6] 宗周红, 林于东, 陈慧文, 等. 方钢管混凝土柱与钢梁连接节点的拟静力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(1): 77-84.
- [7] 陈以一, 李刚, 庄磊, 等. H 型钢梁与钢管柱隔板贯通式连接节点抗震性能试验[J]. 建筑钢结构进展, 2006, 8(1): 23-30.
- [8] 王恒华, 俞晓. H 型钢梁与钢管柱刚性连接节点抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2010, (增 1): 72-78.

(责任编辑 刘存英)