

文章编号:1671-6833(2009)04-0039-05

工作竖井与隧道连接处纵向地震响应数值分析

蔡海兵^{1,2}, 彭立敏¹, 黄娟¹, 李兴龙¹

(1. 中南大学 土木建筑学院, 湖南 长沙 410075; 2. 安徽理工大学 土木建筑学院, 安徽 淮南 232001)

摘要: 建立工作竖井与盾构隧道、明挖隧道相连的空间交叉结构三维模型, 采用 FLAC3D 对该复杂结构进行了纵向地震响应分析, 得到了工作竖井与隧道结构连接处关键点的位移和应力响应规律, 并对地震纵向激励过程中竖井与隧道结构连接处收敛位移和关键点主应力峰值的分析, 对该结构的纵向抗震性能做出了评价。

关键词: 纵向地震响应; 工作竖井; 盾构隧道; 明挖隧道

中图分类号: U 451.3 **文献标识码:** A

0 引言

长期以来, 人们普遍认为地下结构的抗震性能优于地面建筑, 地震时地下结构不易遭受破坏。但在 1995 年的日本阪神大地震中, 神户市地铁站及区间隧道遭到严重破坏的事实给这种传统观念带来了巨大的冲击, 于是国内外专家学者纷纷在震害类型、震害机理和地震响应特性等多个方面对地下结构的抗震展开研究工作^[1]。近年来, 随着城市地铁和客运专线建设在我国的迅猛发展, 使得隧道的抗震成为国内地下结构抗震研究的热点。

广深港客运专线狮子洋隧道位于东涌站-虎门站区间, 为全线控制性工程, 是国内第一条铁路水下隧道, 也是目前世界上行车速度目标值最高的水下高速铁路隧道。隧道全长 10 800 m, 其中盾构段长 9 277 m, 工作井 46 m, 明挖暗埋段 597 m。狮子洋隧道纵剖面设计见图 1。

狮子洋隧道在沙仔岛和虎门港分别设置一处工作竖井, 这两座工作井位于明挖隧道与盾构隧道之间, 采用地下连续墙围护施工。由于竖井的施工方法和结构性能, 在地震作用下, 其动力响应特性更加复杂, 而竖井与两边隧道的连接部位又往往是抗震的薄弱部位。

已有的隧道抗震研究表明, 对于隧道普通部位、隧道与联络通道交叉部位, 地震波横向激励对隧道结构的影响远大于地震波纵向激励, 隧道结构的纵向抗震性能一般都较好^[2-3]。而对于狮子洋隧道工作竖井与明挖隧道、盾构隧道连接处部位, 由于该空间交叉结构的复杂性, 其纵向抗震性能需进行评价。

笔者采用三维连续介质快速拉格朗日有限差分程序 FLAC3D, 针对狮子洋隧道, 着力于工作竖井与隧道结构连接处的纵向地震响应数值分析。

1 模型的建立

1.1 计算模型

狮子洋隧道进口工作井(DIK43+000~+023)采用地下连续墙围护施工, 地连墙支护结构为 C35 钢筋混凝土; 与工作井相连的明挖隧道支护结构为 C35 钢筋混凝土, 盾构隧道管片结构为 C50 钢筋混凝土。本次计算根据设计方案和地质断面图, 选取进口工作竖井为中心, 盾构隧道和明

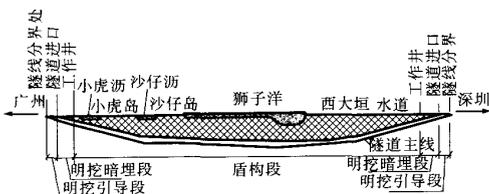


图 1 狮子洋隧道纵剖面示意图

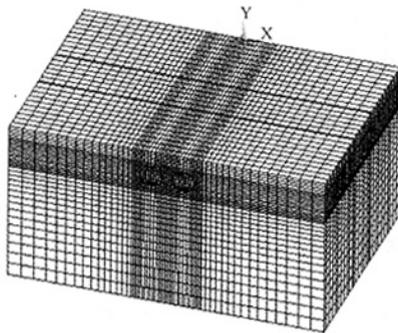
Fig. 1 Vertical section sketch of Shi Ziyang tunnel

收稿日期:2009-04-03; 修订日期:2009-07-16

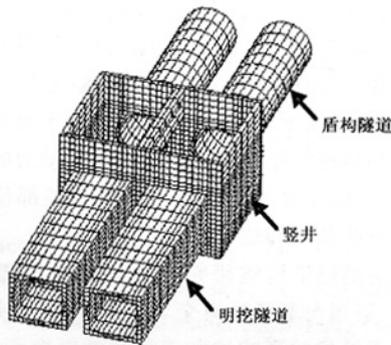
基金项目:铁道部科技研究开发计划项目(2006G007-B); 国家自然科学基金资助项目(50778178)

作者简介:蔡海兵(1980-), 男, 中南大学博士研究生, 安徽理工大学讲师, 主要从事岩土和地下结构工程的科研工作, E-mail: haibingcai@163.com.

挖隧道纵向各考虑 40 m 建立三维计算模型,模型总宽度取 150 m,纵向长度取 103 m,高度取 80 m,模型底部取至基岩. 计算模型如图 2.



(a) 土层与隧道模型



(b) 竖井与隧道结构连接处支护结构模型

图 2 竖井和隧道连接计算模型

Fig. 2 Computational model of shaft and tunnel structure

1.2 材料参数

模型中土体材料采用弹塑性本构关系,屈服条件满足 Mohr - Coulomb 屈服准则.

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} + 2c \sqrt{\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}}$$

式中: σ_1 为最大主应力; σ_3 为最小主应力; c 为黏聚力; φ 为内摩擦角. 当 $f_s > 0$ 时发生拉伸破坏,反之则发生剪切破坏.

各土层及支护结构的材料参数具体取值见表 1~2. 大量试验结果表明,岩土类材料(如岩石、结构性土、混凝土等)为率相关性材料,即动力作用下材料的力学性能与静态时相比有不同程度的变化. 若仍采用材料的静态力学参数进行动力响应分析,将导致计算结果与实际情况存在较大误差. 本次动力计算中,材料的动态强度和动态弹性模量较静力状态下提高 30% 左右^[4].

对于盾构隧道,盾构管片接头的影响通过折减

万方数据

结构整体抗弯刚度来考虑. 对于 C50 钢筋混凝土管片结构,考虑到接头影响以及拟采用错缝拼装方式,并根据错缝拼装试验结果提出的盾构管片刚度折减系数为 0.6~0.8 的规定^[5-7],综合盾构隧道错缝拼装衬砌环的变形刚度研究结果^[8],在本次数值模拟中将管片刚度折减系数确定为 0.75.

表 1 土层材料参数

Tab. 1 Material parameters of soil

土性	天然重 累深 (kN · m ⁻³)	变形 度/ 模量/ MPa	泊松 比	黏聚 力/ kPa	内摩 擦角 /(°)	
粉细砂	0~7 m	19.0	20	0.28	0	30
黏性土	7~29 m	19.2	5	0.35	36	20
弱风化 基岩	29~40 m	24.0	2 530	0.23	150	50
基岩	40~80 m	26.0	8 800	0.15	6 300	60

表 2 支护结构材料参数

Tab. 2 Material parameters of supporting structure

结构	弹性模量 /GPa	密度/ (kg · m ⁻³)	泊松比
C50 盾构管片结构	26.3	2 600	0.167
C35 明挖隧道结构	31.5	2 450	0.200
C35 竖井支护结构	31.5	2 450	0.200

注:表中 C50 管片弹性模量是折减后的值.

1.3 边界条件

静力边界条件:模型底面为固定边界,限制竖向和水平位移;4 个侧面为滚轴边界,仅限制水平方向位移,表面为自由边界.

动力边界条件:在 FLAC3D 中,可以在模型四周施加自由场地边界,如图 3 所示. 其原理是采用黏滞阻尼器与自由场耦合模拟静止边界,即黏性边界. 模型底面为固定自由场边界,地震激励从模型底面以并上传播.

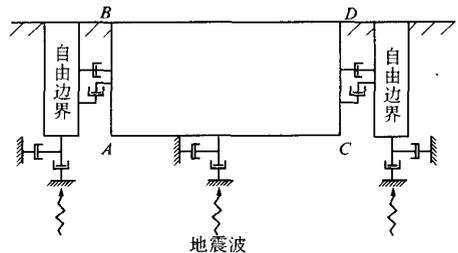


图 3 FLAC3D 自由场地边界示意图

Fig. 3 Free-field boundaries of FLAC3D

1.4 地震荷载

计算中采用 100 年 2% 超越概率水平的人工合成地震波作为输入波,其激振时间总长 30 s,加速度峰值为 1.75 m/s²,如图 4 所示.

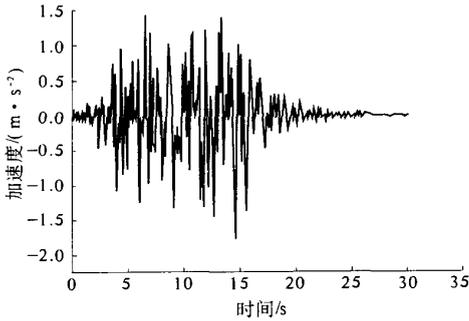


图4 人工地震波加速度时程

Fig.4 Acceleration history of artificial seismic wave

计算中地震波从基岩底面以垂直方向入射(平行于隧道轴线方向),以考察隧道工作竖井与隧道结构连接处在地震波纵向激励下的地震响应特性.

2 计算结果及分析

2.1 竖井与隧道连接处位移分析

2.1.1 竖井与明挖隧道连接处位移分析

如图5所示,对计算模型的支护结构取1-1剖面,则为竖井与明挖隧道连接处支护结构面.

地震波纵向激励过程中连接处明挖隧道顶部(监测点A)和底部(监测点B)的竖向位移时程曲线如图6所示,连接处明挖隧道腰部(监测点C和D)的水平位移时程曲线如图7所示.

(1)在纵向地震波作用过程中,1-1剖面监测点A和B竖向绝对位移随激励时间增长趋势基本一致,且竖向位移方向相同,监测点A和B的竖向绝对位移响应最大值分别为14.97 mm和14.96 mm,A-B相对位移(竖向收敛位移)最大值仅为1.04 mm;

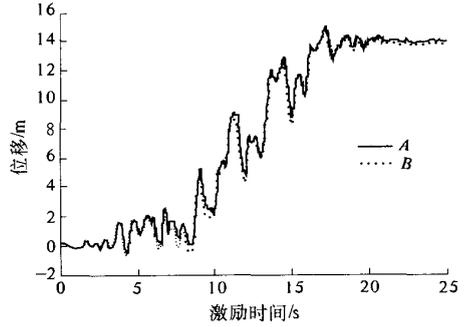


图6 监测点A和B竖向位移时程

Fig.6 Vertical displacement history of A and B

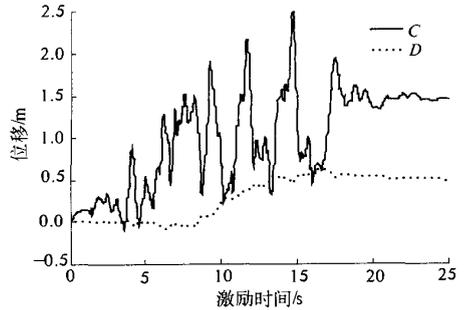


图7 监测点C和D水平位移时程

Fig.7 Horizontal displacement history of C and D

(2)在纵向地震波作用过程中,1-1剖面监测点C和D水平绝对位移随激励时间变化趋势虽有所不同,但位移值均很小,且水平位移方向相同,监测点C和D的水平绝对位移响应最大值分别为2.49 mm和0.64 mm,C-D相对位移(横向收敛位移)最大值仅为2.03 mm;

2.1.2 竖井与盾构隧道连接处位移分析

如图5所示,对计算模型的支护结构取2-2剖面,则为竖井与盾构隧道连接处支护结构面.

地震波纵向激励过程中连接处盾构隧道拱顶(监测点E)和拱底(监测点F)的竖向位移时程曲线如图8所示,连接处盾构隧道左右拱腰(图监测点G和H)的水平位移时程曲线如图9所示.

(1)在纵向地震波作用过程中,2-2剖面监测点E和F竖向绝对位移随激励时间增长趋势基本一致,且竖向位移方向相同,监测点E和F的竖向绝对位移响应最大值分别为21.89 mm和22.06 mm,E-F相对位移(竖向收敛位移)最大值仅为1.06 mm;

(2)在纵向地震波作用过程中,2-2剖面监测点G和H水平绝对位移随激励时间变化趋势虽有所不同,但位移值均很小,且水平位移方向相同,监测点G和H的水平绝对位移响应最大值分

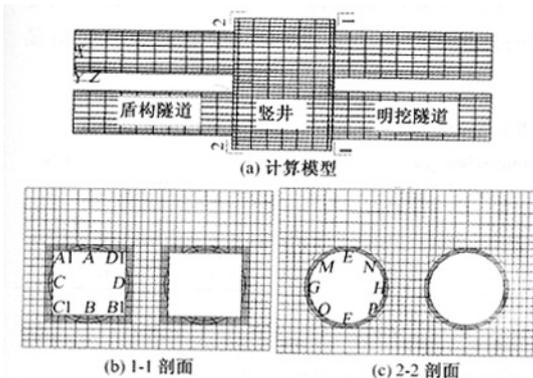


图5 竖井与明挖段隧道及盾构隧道剖面连接处支护结构

Fig.5 Supporting structure of joint between working shaft and open cut tunnel, shield tunnel

别为 2.77 mm 和 0.5 mm, G-H 相对位移(横向收敛位移)最大值仅为 2.42 mm;

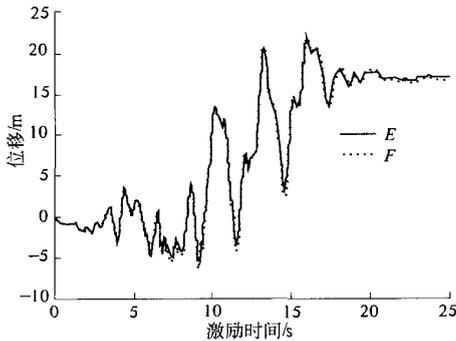


图8 监测点E和F竖向位移历程

Fig.8 Vertical displacement history of E and F

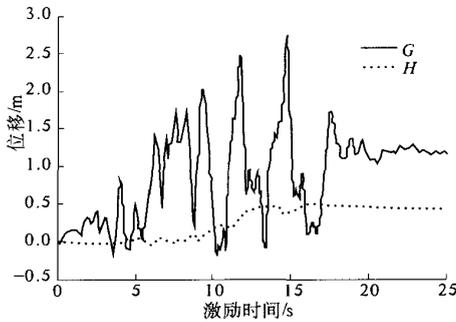


图9 监测点G和H水平位移历程

Fig.9 Horizontal displacement history of G and H

2.2 竖井与隧道连接处应力分析

2.2.1 竖井与明挖隧道连接处应力分析

在 100 年 2% 超越概率水平的人工地震波纵向激励过程中,对 1-1 剖面上的一些关键点的主应力历程进行了监测,监测点位置及编号如图 5 所示.各监测点第一、三主应力峰值计算结果如表 3 所示.

表 3 1-1 剖面各监测点主应力峰值

Tab.3 Principal stress peak value of monitoring point in section 1-1

监测点	A	B	C	D	A1	B1	C1	D1
σ_1 峰值	0.41	1.69	1.95	0.14	0.03	0.78	0.51	0.20
σ_3 峰值	-4.32	-2.58	-3.05	-2.97	-8.41	-4.17	-10.5	-6.2

表 4 2-2 剖面各监测点主应力峰值

Tab.4 Principal stress peak value of monitoring point in section 2-2

监测点	E	F	G	H	M	N	O	P
σ_1 峰值	0.65	1.60	0.86	0.57	0.88	0.57	1.67	2.24
σ_3 峰值	-8.05	-7.23	-4.45	-4.00	-5.92	-4.42	-8.91	-2.95

仅列出监测点 C 第一主应力(峰值最大值)历程如下,如图 10 所示.

(1)地震波纵向激励过程中,8 个监测点的第一、三主应力随地震加速度而发生剧烈变化,第一主应力表现为拉应力,第三主应力表现为压应力;

(2)地震波纵向激励过程中,明挖隧道左腰部位置的拉应力相对较大,其峰值为 1.946 MPa,未超过结构抗拉强度设计值;

(3)地震波纵向激励过程中,1-1 剖面上明挖隧道 4 个角部的第三主应力 σ_3 变化幅值相对其它部位较大,峰值分别为 -8.41 MPa、-4.17 MPa、-10.5 MPa 和 -6.20 MPa,均小于混凝土抗压强度设计值,结构受压性能良好,表现为安全.

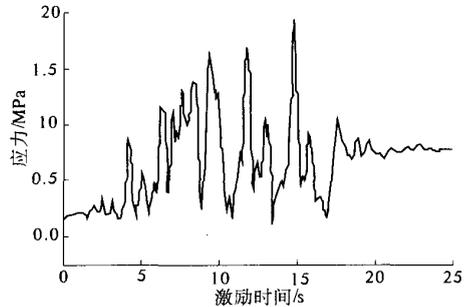


图 10 监测点 C 第一主应力历程

Fig.10 The first principal stress history of C

2.2.2 竖井与盾构隧道连接处应力分析

2-2 剖面上的一些关键监测点(图 5)的第一、三主应力峰值计算结果如表 4 所示.

仅列出监测点 P 第一主应力(峰值最大值)历程如下,如图 11 所示.

(1)地震波纵向激励过程中,连接处盾构隧道的最大拉应力峰值为 2.24 MPa(P 点),其值接

近于混凝土抗拉强度设计值,有一定的震害风险,但总体来说,结构受拉性能良好。

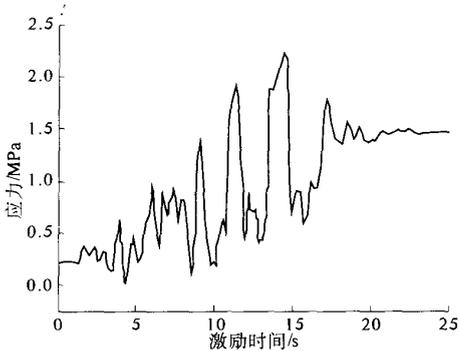


图 11 监测点 P 第一主应力时程

Fig. 11 The first principal stress history of P

(2)地震波纵向激励过程中,2-2剖面上盾构隧道8个关键部位的压应力峰值最大为8.91 MPa(O点),远小于结构混凝土的抗压强度设计值,结构受压性能良好。

3 结论

(1)在100年2%超越概率水平的人工地震波纵向激励下,在竖井与明挖隧道、盾构隧道连接处支护结构面上均发生了一定的水平位移和竖向位移。地震激励过程中,竖井与明挖隧道连接处竖向、横向收敛位移最大值为1.04 mm、2.03 mm;竖井与盾构隧道连接处竖向、横向收敛位移最大值为1.06 mm、2.42 mm。由于连接处竖向收敛位

移和横向收敛位移值均较小,表明支护结构的位移和变形是满足使用要求的。

(2)在100年2%超越概率水平的人工地震波纵向激励下,对一些关键点的主应力时程进行了监测,计算表明结构各部位所受最大拉、压应力均未超过结构抗拉、抗压强度设计值,结构基本安全。

参考文献:

- [1] 周健,苏燕,董鹏.软土地层地铁及地下构筑物抗震动力分析研究现状[J].地下空间,2003,23(2):173-178.
- [2] 国胜兵,赵毅,赵跃堂,等.地下结构在竖向和水平地震荷载作用下的动力分析[J].地下空间,2002,22(4):314-318.
- [3] 袁大军,黄清飞,王梦恕,等.水底液化地层大型盾构隧道地震响应分析[J].岩石力学与工程学报,2007,26(增2):3609-3615.
- [4] 祝彦知,冯紫良,方志.地震动下考虑各向异性土体-盾构隧道数值模拟[J].岩土力学,2005,26(5):710-716.
- [5] 尹旅超,朱振宏.日本隧道盾构新技术[M].武汉:华中理工大学出版社,1999.
- [6] 黄正荣.基于壳-弹簧模型的盾构衬砌管片受力特性研究[D].南京:河海大学土木建筑学院,2006.
- [7] 黄建明.盾构管片计算模型的选择[J].铁道建筑,2004,(6):29-31.
- [8] 张海波.地铁隧道盾构法施工对周围环境影响的数值模拟[D].南京:河海大学土木建筑学院,2005.

Longitudinal Seismic Response Analysis of Joint between Working Shaft and Tunnel Structure

CAI Hai-bing^{1,2}, PENG Li-min¹, HUANG Juan¹, LI Xing-long¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Central South University, Changsha 410075, China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, Anhui University of Science and Technology, Huainan 232001, China)

Abstract: Three dimensional model of space crossing structure by which working shaft is connected with tunnel shield and open cut tunnel is established. Longitudinal seismic response analysis of the complicated structure is made by FLAC3D. Displacement and stress response rule of key point in the joint between working shaft and tunnel is gained. Convergence displacement of joint between working shaft and tunnel, principal stress of key point is analyzed in the process of longitudinal seismic excitation, then longitudinal antiseismic characteristic of the structure is evaluated.

Key words: longitudinal seismic response; working shaft; shield tunnel; open cut tunnel