

文章编号: 1000-7598-(2007) 增刊-0423-07

城市地下轻轨隧道与上部建筑物相互作用及稳定性实例分析

宋强辉^{1, 2}, 赵尚毅^{1, 2}, 刘东升^{1, 3}, 郭剑锋¹

(1. 后勤工程学院 军事建筑工程系, 重庆 400041; 2. 重庆市地质灾害防治工程技术研究中心, 重庆 400041;
3. 重庆市地质矿产勘察开发局, 重庆 400036)

摘 要: 某轻轨隧洞相邻重庆市某高层建筑(水晶城堡)岩体地基, 采用工程地质定性分析、附近同类工程建设的经验类比、三维弹塑性有限元数值分析等多种技术手段, 对拟建建筑和地下轻轨隧道的相互影响及其稳定性进行综合分析, 全面分析了修建高层建筑对轻轨隧洞围岩位移、应力及对其安全系数产生的附加影响。分析表明, 修建上部建筑物对地下洞室的开挖位移和应力有微量扰动, 洞顶最大附加位移量为 1.15 mm, 塑性区变化不大, 由此可认为在正常施工和工程地质情况无异常的情况下, 该工程的修建不会对地下洞室的安全和围岩稳定性构成影响, 可为同类地下工程建设提供一定参考。

关 键 词: 轻轨隧道; 相互作用; 三维有限元分析; 稳定性

中图分类号: U 451

文献标识码: A

Analysis of the interaction and influence between urban underground tunnel and adjacent structure

SONG Qiang-hui^{1, 2}, ZHAO Shang-yi^{1, 2}, LIU Dong-sheng^{1, 3}, GUO Jian-feng¹

(1. Dept. of Architecture & Civil Engineering, Logistical Engineering University, Chongqing 400041, China;
2. Chongqing Engineering Research Center for Geotechnical Hazard Prevention and Treatment, Chongqing 400041, China;
3. Chongqing Institute of Geology & Mineral Resources Survey, Chongqing 400039, China)

Abstract: The construction of underground project or the underground tunnel will influence the subsiding of adjacent building on the earth surface. One urban underground tunnel is adjacent to a high-rise building called Shuijingchengbao. By using three methods that are qualitative analysis of engineering geologic, experience analogism of adjacent similar engineering constructions and 3D finite element method (FEM), the interaction and influence between the tunnel and the adjacent structure was synthetically analyzed and evaluated. The result indicates that the structure's building has neglectable disturbance to the displacement and stress of underground tunnel, the maximal vertical displacement of tunnel roof is only 1.15mm and the change of plastic zone is tiny. Hence, it can be justified that the building of the engineering is unlikely to influence the safety and stability of surrounding rock of the tunnel without abnormality construction and exceptional engineering-geology. It can offer a theoretical reference to the construction of the underground engineering.

Key words: underground tunnel; interaction; 3D-FEA; stability

1 引 言

随着经济的快速发展和城市规模的不断扩大, 为提高城市土地利用效率、缓解城市中心密度、人车立体分流、扩充基础设施容量、减少环境污染、改善城市生态, 轻轨、地铁等地下空间开发利用建设大规模展开, 导致很多拟建轻轨或地铁隧道将建在

原有上部相邻高层建筑附近, 且近距离穿越结构物的现象明显增多。当隧道开挖掘进引起的地层变形超过一定范围时, 就会危及邻近结构物的安全, 引起一系列的环境岩土问题^[1]。同时, 在隧道附近新建隧道、施工桩基及开挖基坑将改变隧道周围土体应力状态, 使隧道发生变形, 直接影响隧道的使用功能和地铁的安全运行, 这使得轻轨(地铁)隧

道与邻近建筑物的相互影响的研究成为岩土工程界迫切关注的热点和难点(如图1^[2])。但目前关于轻轨隧道开挖与施工对既有建筑物的相互影响的研究较少^[3-8],且远未达到成熟完善的地步,因此,对城市地下洞室开挖和地下隧洞建设时与地面建筑物相互影响进行探讨,不仅对拟建轻轨(地铁)区间隧道的设计与修建具有参考意义,而且对城市基础设施建设和地下工程建设都将会有很大的参考价值。

以地下空间迅速发展的重庆为例,结合相临重庆市某高层建筑岩体地基的轻轨隧洞工程,开展轻轨隧道与邻近建筑物的相互影响的研究。因是规划隧道,故在建设顺序上当是先砌筑上部建筑,后建设下覆隧道。考虑到上部建筑建成以后,下部隧道的开挖施工过程中,上部建筑和下部隧道要产生相互影响,对拟建建筑(3号楼)和下部隧道的相互影响及其稳定性进行评价,在程序上采用工程地质定性分析、附近同类工程建设的经验类比、三维弹塑性有限元数值分析的技术手段来进行综合分析与评价。

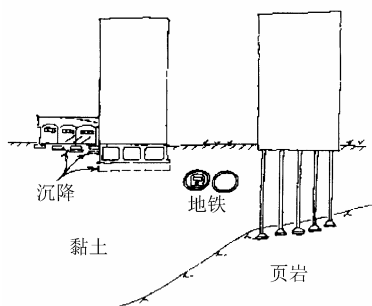


图1 轻轨(地铁)建设与上层建筑相互作用
(引自 Broms, 2005)

Fig.1 Interactions between buildings and tunnels
(After Broms, 2005)

2 相关工程背景

2.1 任务概况

“水晶城堡”工程^[9,10]是圣百庭实业有限公司拟建的商住楼建设工程,位于重庆市渝北区龙溪镇黄泥磅250号。拟建房屋地块呈不规则多边形,地块东南向面临红黄路主干道,总用地面积为2320.10 m²。该工程裙楼为1~4层,高度为15.6 m,主楼为住宅(5~28层),高度为73.6~85.2 m,地下车库设备用房为-1~-3层,-3层距地面10.8 m。

由于拟建的“水晶城堡”商住楼位于轨道交通6号线北侧,该项目整体平面位置位于规定的地下车站与隧道周边外侧各50 m的保护范围,即轨道交通6号线62 m保护线之内。该商住楼-F3车库底

标高为306.50 m,轨道交通6号线洞顶标高为273.50 m,洞底标高为266.50 m,洞跨为6.00 m,按单洞双线控制。该项目建筑结构外侧距轨道交通6号线中心线最小水平距离为32 m,区间隧道结构物外侧最小水平距离为20 m。拟建“水晶城堡”工程对轨道交通6号线地下洞室安全稳定性的影响如何需进行详细论证。

2.2 地质条件简况

场区构造位置属龙王洞背斜北西翼,据场地周边调查及钻孔揭露,岩层呈单斜产出,其产状为203°∠26°。场内主要发育两组裂隙,(1)裂隙:28°∠76°,裂面较平直,间距为6~10 m,延伸2.3~4.6 m,裂隙宽0.1~0.2 m,结构面结合差;(2)裂隙:123°∠86°,裂面不平整,间距为0.5~4.2 m,延伸1.2~3.8 m,呈闭合状,未见充填物,结合差。

场地被第四系土层覆盖,主要为全新统杂填土 Q_4^{ml} 、残坡积层 Q_4^{el+dl} 粉质黏土及侏罗系中统沙溪庙组 J_2s 泥岩、砂岩。其中,基岩面埋深为0.56~6.48 m,基岩面较平缓,岩土界面倾角3~8°之间。基岩按风化程度可划分为强风化带、中等风化带。

根据场地水文地质条件分析和现场抽水试验观测,判定场内钻孔深度内无地下水,水文地质条件简单。经钻探及周边地质环境调查,拟建范围内未发现采空区、泥石流、滑坡等不良地质作用,无地质灾害(表1)。

表1 中风化岩石物理、力学试验成果表
Table 1 Physical-mechanical experiment results of intermediary weathered rock

岩性	天然 重度 / kN · m ⁻³	抗拉 强度 / MPa	岩石抗剪强度 指标平均值		岩体抗剪 强度指标	
			内摩擦角 φ (°)	凝聚力 c / MPa	内摩擦角 φ (°)	凝聚力 c / MPa
泥岩	25.4	0.68	40.12	2.69	37.15	0.54
砂岩	24.7	1.46	43.04	6.55	40.05	1.31

注:岩体抗剪强度指标按岩石裂隙发育程度进行折减。折减系数对黏聚力取0.20、内摩擦角取0.90。

拟建建筑独立柱基基础持力层为中等风化带泥岩,而隧道围岩为完整的厚层~巨厚层状、中等~微风化泥岩,属整体状结构,由压水试验及声波测试成果说明洞室围岩裂隙不发育,无显著的软弱夹层。

3 传统经验及理论分析

3.1 地区经验及同类工程实例

从表2可见,重庆地区的大部分高层建筑,在洞室地基的处理上是成功的,由于现今某些计算理

论并不成熟,其计算与实际出入较大,因此,其依据也多数是根据经验结合理论公式进行分析。基础形式也主要以筏板基础、十字交叉梁板基础为主。部分顶板较厚的则采用桩基础。

以上较成功工程之一的皱容广场,在顶板厚度为 6.5 m,并且在下伏隧洞还具有 T 型岔洞的情况下采用筏板基础,成功的将主楼升至 23 层,建成安

全运营 7 年,洞顶压力观测及地面变形观测结果均无变化。

从表 2 不难看出,和上述具有洞室地基且处理成功的高层建筑的地基条件相比,本工程的地基条件是较好的,顶板岩体为完整的巨厚层状中等风化砂岩,属整体状结构,顶板无不利节理切割楔形体,声波测试也说明其完整性及胶结程度较好。

表 2 重庆市区内具有洞室地基的高层建筑一览表
Table 2 High-rise buildings with cavern foundations in Chongqing

建筑物名称	位置	层数	高度/m	地下室层数	室底标高/m	基底标高/m	基底与隧洞顶板岩石厚度/m	现状
沧白路危改工程	沧白路	33	110	1	231.5	220	40	已建
重庆万吉商务大厦	新华路	37	136	5	250	240	60	已建
重庆国际大厦	新华路二十五中	54	214.8	5	247.5	225.50(地铁旁)	45.5	已建
						239.50(其余段)	59.5	
金城花园	长江索道下	16~20	/	无	241.64~249.50	/	/	已建
旧城改造二府衙 C 栋	西三街附近	27	87	无	228.2	220	40	已建
西三街片区改造综合楼	西三街	31	99.9	2	217	210	30	已建
农业银行重庆分行	新华路	28	93.5	2	250	3 层洞室, 跨度 3~8 m 不等	5~25 m 不等	建成 10 余年
皱容广场	临江门	23	76	1	筏板基础	跨度 15 m, 高 8 m	6.5	建成 7 年
重庆国际大厦	新华路	54	214.8	5	嵌岩桩	跨度 9.8 m 高 6.55 m	8.87 m	建成
大正商厦	朝天门隧道	36	/	1	嵌岩桩	跨度 14 m, 高 6.5 m	5	建成 7 年, 洞室渗水及衬砌开裂
时尚置业 4 [#] 楼	大坪大黄路	12	36	1	297.4	跨度 16 m, 高 7 m	26.4	建设中

3.2 太沙基理论的计算结果

依据太沙基理论,将岩体假设为松散体来分析地层压力,其计算方法为典型的应力传递法,概念简单清晰。因为岩体一般总是有一定裂隙或节理的,又由于隧洞围岩不可能是一个非常完好的整体,所以可利用其理论近似的对拟建工程在成洞后的稳定性进行分析^[6,11]。

洞室顶垂直地层压力按照下式计算:

$$P_v = \frac{(a_1 \gamma - C)}{\tan \varphi} \left[1 - \exp\left(-\frac{H}{a} \tan \varphi\right) \right] + P_0 \exp\left(-\frac{H}{a} \tan \varphi\right) \quad (1)$$

计算得 $P_v = -652.76 \text{ kPa} < 0$,可判定洞室稳定。

3.3 按卸荷拱理论的计算结果

该理论假设顶板岩体为块状或碎裂状,隧洞开挖后,隧洞围岩被扰动而形成一个松动圈,余下岩体形成卸荷拱,见图 2 卸荷拱模式示意图。

卸荷拱的承载力按文献[12]的式 F.0.2-1 计算:

$$P_x = \frac{\frac{1}{k} f'_{rk} \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})(H - h_1) - 2w_x}{L_x} \quad (2)$$

计算得 $P_x = 2490.93 \text{ kPa} > P_0 = 1220 \text{ kPa}$,洞室稳定安全。

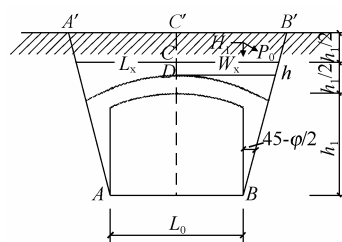


图 2 卸荷拱模式示意图
Fig.2 Sketch map of unloading arch mode

3.4 按冲切模式理论分析计算

本模式为规范推荐模式理论公式,顶板的冲切承载力 F_1 为

$$U_m = 2(b + L + 2\lambda h) \quad (3)$$

$$F_1 = \frac{0.3}{\lambda + 0.5} f_{lk} U_m h \quad (4)$$

式中: f_{lk} 为岩体极限抗拉强度标准值,取 680 kPa; λ 为冲跨比,取 0.4; U_m 为冲切破坏锥体 $h/2$ 处的周长,计算得 45 m。

计算得 $F_1 = 3.42 \times 10^5 \text{ kN}$, 显而易见 F_1 值远大于上部结构传至基础的垂直荷载、基础自重、岩体自重应力之和。由此可认为, 建筑地基和规划洞室相互间无不利影响。

4 三维弹塑性有限元数值分析

4.1 计算中岩土力学参数的选取

由于地表覆盖层较薄, 该工程基础持力层拟定

为基岩中等风化带, 持力层为泥岩, 拟建轻轨 6 号线也基本处于基岩中等风化带内, 基岩中等风化带内砂岩的强度高于泥岩, 而重度却比泥岩低, 因此, 可假设计算区域内的岩性为中风化泥岩, 其基本参数见表 3。这样计算的结果将偏于安全^[13]。

4.2 有限元数值模型的建立

采用具有良好国际声誉的著名大型商用有限元 ANSYS 进行计算分析。

表 3 计算采用的物理力学参数^[9]
Table 3 Physico-mechanical parameters of materials^[9]

岩性	天然重度 / $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	抗拉强度 / MPa	岩石强度、变形指标				岩体强度、变形指标			
			内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	凝聚力 c / MPa	弹性模量 / MPa	泊松比	内摩擦角 $\varphi(^{\circ})$	凝聚力 c / MPa	弹性模量 / MPa	泊松比
中风化泥岩	25.4	0.68	$40^{\circ}12'$	2.69	2 509.1	0.28	$37^{\circ}15'$	0.54	2 007.3	0.224

注: 岩体抗剪强度指标按岩石裂隙发育程度进行折减。折减系数对凝聚力取 0.20、内摩擦角取 0.90; 岩体弹性模量和泊松比折减系数取 0.80。

模型计算域如图 3, 计算区域在水平面投影为 $152 \text{ m} \times 172 \text{ m}$ 的矩形区域, 其上下边界平行于轻轨 6 号线的中心线, 下边界距轻轨 6 号线中心线 60 m, 上边界和左右边界分别距离拟建物基坑边沿 60 m, 底部边界高程为 200 m, 距轻轨顶部 66.5 m。

单元形式及有限元模型: 分析模型采用 20 节点六面体单元和 10 节点空间四面体单元, 这些单元能很好地模拟形状复杂的物体和地形、地貌, 并具有较高计算精度。图 4 为计算区域的有限元离散模型。

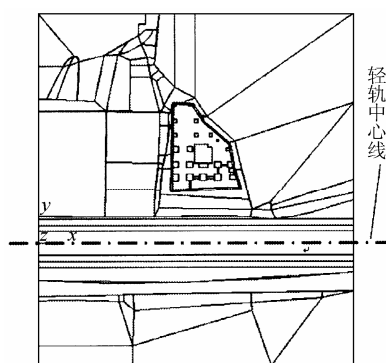


图 3 计算区域的平面图

Fig.3 Sketch of computation model

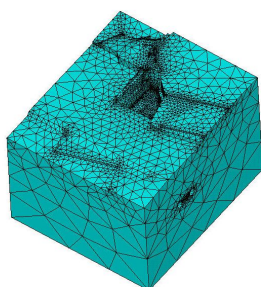


图 4 计算有限元离散模型

Fig.4 FEM division of the grid

共用了 73 977 个单元, 110 070 个节点。

边界条件: 除地表外, 其余边界法向加以约束。材料模式: 采用 D-P 材料, 材料参数见表 3。

4.3 岩土材料本构模型和屈服准则的选择

采用理想弹塑性模型, 屈服准则为广义米赛斯准则 (Drucker-Prager 准则):

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} = k \quad (5)$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (6)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2] \quad (7)$$

式中: α , k 分别为应力张量的第 1 不变量和应力偏张量的第 2 不变量, I_1 , J_2 分别为与岩土材料内摩擦角和凝聚力有关的常数, 这是一个通用表达式, 不同的 α 在 π 平面上代表不同的圆 (图 5)。

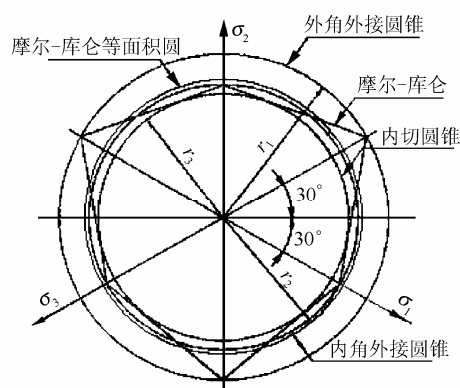


图 5 广义米赛斯屈服条件

Fig.5 Extended von Mises yield criterion

采用不同的屈服准则计算的极限荷载和塑性

区大小各不相同,有时甚至相差4~5倍之多,莫尔-库仑准则是工程界广泛使用的屈服准则,但是由于莫尔-库仑准则的屈服面为不规则的六角形截面的角锥体表面,存在尖顶和菱角,给数值计算带来困难^[14]。因此这里采用了郑颖人(1990年)提出的莫尔-库仑等面积圆屈服准则(DP4)代替传统莫尔-库仑准则(表4)。

表4 各准则参数换算表

Table 4 Conversion of various criterion parameters

编号	准则种类	α	k
DP1	外角点外接 D-P 圆	$\frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$	$\frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$
DP2	内角点外接 D-P 圆	$\frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)}$	$\frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)}$
DP3	内切 D-P 圆	$\frac{\sin \phi}{\sqrt{3}\sqrt{3 + \sin^2 \phi}}$	$\frac{3c \cos \phi}{\sqrt{3}\sqrt{3 + \sin^2 \phi}}$
DP4	摩尔-库仑等面积 D-P 圆	$\frac{2\sqrt{3} \sin \phi}{\sqrt{2\sqrt{3}\pi(9 - \sin^2 \phi)}}$	$\frac{6\sqrt{3}c \cos \phi}{\sqrt{2\sqrt{3}\pi(9 - \sin^2 \phi)}}$

4.4 计算工况与计算步骤

为了分析工程的新建对未来轻轨6号线的影响,分别模拟了2种工况:工况1:不修建“水晶城堡”的情况下,开挖隧道。工况2:先修建“水晶城堡”,后开挖隧道。为适度简化,2种工况均不考虑隧道支护。

由于弹塑性材料最终应力和变形与加载历史有关,为了尽可能地模拟真实状态,每种工况又分多个步骤进行计算。

工况1分两个步骤计算:(1)计算原始状态下的地应力;(2)模拟隧道开挖。

工况2分4个步骤进行计算:(1)计算原始状态下的地应力;(2)模拟基坑开挖;(3)根据拟建物上部结构的荷载,在基坑底部施加荷载,模拟建房过程对地基的影响;(4)开挖隧道。

通过对2种工况计算结果的比较,即可分析“水晶城堡”工程对轻轨6号线洞室开挖的影响。

4.5 有限元计算结果分析及稳定性评价

4.5.1 失稳判定标准

目前,洞室地基结构的失稳判定标准国内外还没有一个统一的认识^[15]。边坡的稳定分析主要是力和强度问题,但对于洞室地基结构来说,除了强度问题外,还应重视变形和位移,比如基础沉降过大或者倾斜过大均会危及建筑安全。因此,本次洞室地基稳定性评价主要从2个方面进行分析,一是基础沉降量以及相对倾斜度;二是看应力是否超过其

剪切屈服强度,其中主要看塑性屈服区的大小,即岩体受到的应力超过其抗剪切强度的地带。

出现塑性并不一定表明岩体已破坏^[1],当塑性区逐渐发展形成贯通的滑动面时,岩体才发生整体破坏,但岩体在未发生破坏之前,已发生了较大的塑性变形和位移,为高层建筑所不允许,须同时采用沉降量和倾斜来控制。因此,岩体的力和强度问题与变形和位移问题同等重要。对于洞室而言,目前的经验认为,塑性区小于洞跨半径,属于稳定状态。地面建筑基础由基础沉降量(不超过200 mm)和基础倾斜控制:

$$\frac{\Delta}{l} \leq 0.002 \quad (8)$$

式中: Δ , l 分别为两柱基间最大沉降差和距离。

根据工程的实际情况,分析、比较了2种工况下3个截面处的位移、应力和塑性区。截面位置如图6所示。其中截面I通过基坑西侧柱基础的中心,该截面通过柱基数量最多;截面II通过主楼荷载最大柱基;截面III为通过整个建筑物结构重心的截面。

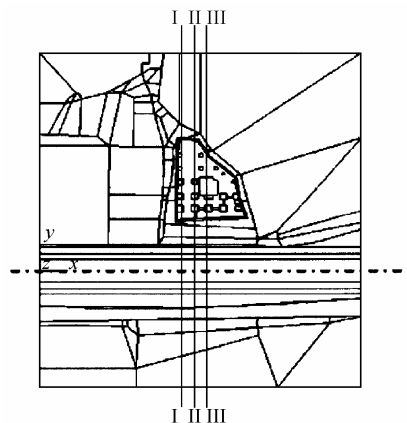


图6 危险截面位置示意图

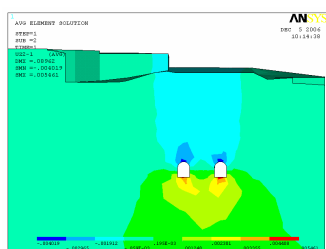
Fig.6 Sketch map of dangerous section

4.5.2 位移计算结果分析

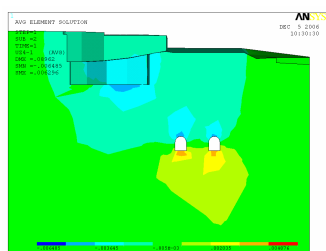
图7为截面I, II, III在2种工况下的隧道开挖完成后的竖向位移分布图。从图中可以看到,工况1最大竖向位移出现在隧道洞室顶部,工况2最大竖向位移出现在基坑底部建筑物重心附近,该工况下在通过建筑物重心截面(即截面III)隧道洞室顶部的竖向位移也出现较大值,为截面III附近左洞(靠近建筑物一侧)洞顶附近区域。表5为两种工况下III截面轻轨隧洞洞顶竖向位移值比较,两者相差1.15 mm,说明建筑物的修建对隧道工程有影响,但影响较小。

4.5.3 应力计算结果分析

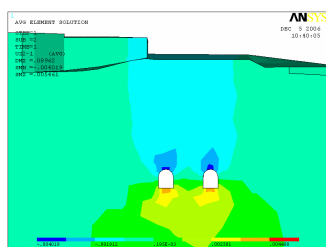
图8是截面I, II, III在两种工况下的隧道开挖



(a) 工况 1, 截面 I



(b) 工况 2, 截面 II



(c) 工况 1, 截面 III

图 7 各工况下隧道开挖完成后截面的竖向位移分布图
Fig.7 Distribution plot of vertical displacements of each section after tunnel excavation under two operating conditions

表 5 III 截面轻轨隧洞洞顶竖向位移值比较
Table 5 Comparison of vertical displacements of tunnel roof of III section

参数	工况 1 (未建)	工况 2 (修建)	两种工况 位移差
III 截面轻轨隧洞左洞洞顶竖向位移值/mm	3.47	4.62	1.15

注: 表中位移向下为正。

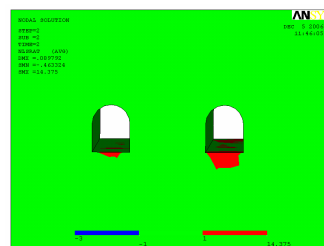
完成后的塑性区分布图, 图中深色区域为进入塑性的区域。

从图中可以看到两种工况下, 洞室附近塑性区虽有变化, 但塑性区均较小, 且出现在洞室底部, 不会影响洞室围岩的稳定性。分析原因主要是隧道处于中等风化泥岩中, 其围岩凝聚力和内摩擦角都很大的缘故。

5 结 论

(1) 调查统计同类工程可知, 重庆地区的大部分高层建筑, 在洞室地基的处理上是成功的, 与

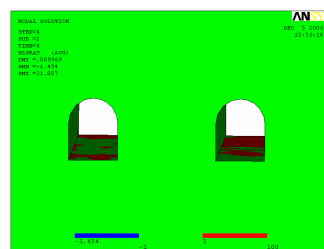
具有洞室地基且成功处理的高层建筑的地基条件相比, 本工程地基条件较好。



(a) 工况 1, 截面 I



(b) 工况 2, 截面 II



(c) 工况 2, 截面 III

图 8 各工况下隧道开挖完成后截面 I 的塑性区分布图
Fig.8 Distribution plot of plastic zone of each section after tunnel excavation under two operating conditions

(2) 采用泰沙基理论、卸荷拱理论、冲切模式理论进行计算, 结果表明, 建筑地基和规划隧道是稳定的。

(3) 三维弹塑性有限元数值分析结果表明, 水晶城堡工程的建设对轻轨 6 号线地下洞室的开挖位移和应力有微量扰动, 最大附加位移量(洞顶)为 1.15 mm, 塑性区变化不大, 由此可以认为, 在正常施工和工程地质情况无异常的情况下, 水晶城堡工程的修建不会对轻轨 6 号线地下洞室的安全和围岩稳定性构成影响。

(4) 综合以上同类工程调查对比、工程地质定性分析、三维弹塑性有限元数值分析的结果, 表明建筑地基和规划洞室相互间无不利影响, 适宜建设。

(5) 本文实例分析表明, 在隧道或上部邻近建筑物施工前, 需要预测和掌握隧道-土体-结构物

的相互作用机制与效应, 从而使城市隧道设计、施工、科研人员能进一步理解和掌握隧道开挖对沿线结构物造成的不利影响效应, 继而完善隧道的选址与设计, 正确判断隧道或邻近结构物施工可行性, 并采取相应措施保护、加固邻近结构物及原有隧道。

参考文献

- [1] 朱逢斌, 杨平. 城市隧道及邻近地下结构施工相互作用及其影响的研究[J]. 铁道建筑, 2007, (2): 48—51.
ZHU Feng-bin, YANG Ping. Study of interaction and influence of one on another during construction of urban tunnel and adjacent underground structure[J]. **Railway Engineering**, 2007, (2): 48—51.
- [2] Bengt B Broms. 英汉对照图示基础工程学[M]. 史佩栋编译. 北京: 人民交通出版社, 2005.
- [3] 卿伟宸, 廖红建, 钱春宇. 地下隧道施工对相邻建筑物及地表沉降的影响[J]. 地下空间与工程学报, 2005, 1(6): 960—963.
QING Wei-chen, LIAO Hong-jian, QIAN Chun-yu. The effect construction on the settlements of adjacent building and earth surfaces of underground tunnel[J]. **Chinese Journal of Underground Space and Engineering**, 2005, 1(6): 960—963.
- [4] 黄茂松, 张宏博, 陆荣欣. 浅埋隧道施工对建筑物桩基的影响分析[J]. 岩土力学, 2006, 27(8): 1 379—1 383.
HUANG Mao-song, ZHANG Hong-bo, LU Rong-xin. Analysis of pile responses caused by tunneling[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2006, 27(8): 1 379—1 383.
- [5] TIAN Li, LI Zhong-xian, HAO Hong. Dynamic responses analysis of a building structure subjected to ground shock from a tunnel explosion[J]. **Transactions of Tianjin University**, 2006, 12 (Supp.1): 100—106.
- [6] Mmoueh H, shalrour I. Three-dimensional finite element analysis of the interaction between tunneling and pile foundation[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2002, 3(26): 217—230.
- [7] 薛尚铃, 胡长庆, 王林. 重庆国际大厦洞室地基和基础数值分析[J]. 西部探矿工程. 2001, 13(2): 13—15.
XUE Shang-ling, HU Chang-qing, WANG Lin. Numerical analysis of chamber foundation of Chongqing Guoji Mansion[J]. **West-China Exploration Engineering**, 2001, 13(2): 13—15.
- [8] 芮勇勤, 岳中琦, 唐春安. 隧道开挖方式对建筑物桩基影响的数值模拟分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(5): 735—741.
RUI Yong-qin, YUE Zhong-qi, TANG Chun-an, et al. Numerical simulation analysis on influence of tunnel excavation types on pile foundation of building[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2003, 22(5): 735—741.
- [9] 王凯. 水晶城堡岩土工程勘察报告(直接勘察)[R]. 重庆: 重庆市高新岩土工程勘察设计院, 2006.
- [10] 仲建华. 轨道交通六号线与建筑物平面、剖面关系图[R]. 重庆: 重庆轨道交通总公司, 2006.
- [11] 唐秋元, 钱伟, 赵尚毅. 重庆时尚园工程洞室地基稳定性分析[J]. 地下空间, 2004, 24(4): 492—495.
TANG Qiu-yuan, QIAN Wei, ZHAO Shang-yi. Analysis of stability of tunnel foundation in Shishangyuan Project in Chongqing[J]. **Underground Space**, 2004, 24(4): 492—495.
- [12] DB50/5005—1998. 工程地质勘察规范[S].
- [13] DB50/5001-1997, 重庆市建筑地基基础设计规范[S].
- [14] 于学馥. 现代工程岩体力学基础[M]. 北京: 科学出版社, 1995.
- [15] 赵尚毅, 唐秋元, 钱伟. 时尚园小区3号楼与规划隧道洞室地基稳定性论证[R]. 重庆: 中煤国际工程集团重庆设计研究院, 2004.