

武康大道隧道结构横断面抗震计算分析

殷建国, 杨司盟, 上官士青

(中交公路规划设计院有限公司, 北京 100007)

摘要: 本文以简州新城武康大道隧道结构为例, 利用反应位移法对隧道进行抗震分析; 简州当地埋深、地质条件、水等因素对隧道结构地震反应的影响进行分析, 并从中得出一些有益结论, 供有关人员对抗震设计和抗震分析做参考。

关键词: 隧道工程; 抗震; 反应位移法

中图分类号: U452.1 **文献标识码:** A **文章编号:** 1006—7973 (2023) 01—0156—03

隧道工程作为国家生命线工程, 抗震计算分析是隧道工程重要设计内容之一。本文以简州新城武康大道隧道结构为例, 利用反应位移法对隧道进行抗震分析。

1 工程概况

成都市简州新城武康大道, 位于简州新城核心区内(简阳市养马镇板板桥村), 是核心区内一条呈北西—南东走向的城市主干路。拟建隧道工程总长约 1.903km, 主要位于拟建的武康大道(三溪路—简州大道)道路下, 隧道里程为 K0+395—K2+298。其中单层隧道敞开段 263m, 单层隧道暗埋段 1550m, 双层隧道敞开段 10m, 双层隧道暗埋段 80m。

隧道敞开段采用 U 形槽结构, 暗埋段采用矩形箱涵结构。标准暗埋段隧道净宽 18.4m, 净高 5.5m, 隧道

工程大部分范围采用天然地基上的浅基础方案。根据勘察资料, 地道沿线分布的地层由人工填土、③1 淤泥质粉质粘土和坡残积粉质粘土及基岩组成。拟对基坑底的人工填土、③1 淤泥质粉质粘土和③3 膨胀性黏土进行换填处理或加固处理。软弱土层厚度 $\leq 4\text{m}$ 时, 本工程采用级配砂砾石回填, 采用分层压实, 压实系数不小于 0.96; 软弱土层厚度 $> 4\text{m}$ 时, 采用单轴搅拌桩方案进行地基处理。单轴搅拌桩采用直径 600, 搅拌桩水泥掺入量为 20% (空搅部位 8%), 水灰比 0.5。

隧道工程采用②1 层可塑性粉质黏土、③2 层可塑性粉质黏土、④2 强风化泥质砂岩或④3 中风化泥质砂岩作为基础持力层。

料, 说明在相同试验条件下加入 MAR 可以减小 SBS 改性沥青混合料的相位角, 从而提高 SBS 改性沥青混合料强度。两种沥青混合料在相同加载频率和低温下的相位角差异较小, 但随温度升高而增大。沥青混合料的相位角 δ 越小, 则损耗因子 $\tan \delta$ 越小, 表明沥青混合料在承受荷载发生形变时, 更多的是以弹性恢复的方式恢复变形, 减少了材料发生粘性流动产生永久变形现象的发生。这说明 1.5% 掺量的 MAR 能够显著降低 SBS 改性沥青高温时的粘性流动, 进而提高其混合料抵抗永久变形的能力。

3 结论

(1) MAR 加入后, 在低温高频下 SBS 改性沥青混合料的动态模量有明显提高, 高温稳定性得到改善。

(2) 相位角分析结果表明, MAR 的加入可以降低 SBS 改性沥青混合料的相位角, 且随着温度的升高, 混合料相位角降低幅度越大, 从而降低 SBS 改性沥青混合料的损耗因子 $\tan \delta$, 1.5% 掺量的 MAR 能够显著降低 SBS 改性沥青高温时的粘性流动, 进而提高其混合料抵抗永久变形的能力。

参考文献:

- [1] 郝冠奇. 低滚阻改性沥青混合料性能研究 [D]. 山东建筑大学, 2020.
- [2] 张军. SBS 改性沥青混合料动态模量粘弹性行为研究 [J]. 公路交通科技 (应用技术版), 2017, 13(08):40-44.
- [3] 程怀磊, 李斌, 刘黎萍, 孙立军. 移动轴载作用下路面沥青层动态响应模量主曲线研究 [J]. 中国公路学报, 2020, 33(10):125-134.
- [4] 韦金城, 崔世萍, 胡家波. 沥青混合料动态模量试验研究 [J]. 建筑材料学报, 2008, 11(06):657-661.
- [5] 朱莉, 高二利, 张玉林, 李晋, 于森章, 王勋. 海拉尔寒区 SBS 改性沥青混合料动态模量分析 [J]. 山东交通学院学报, 2021, 29(03):85-91.
- [6] 康佳旺. 大掺量胶粉/SBS 复合改性沥青混合料永久变形试验研究 [D]. 重庆交通大学, 2020.
- [7] 罗鸣, 陈超, 王涛. 3 种 AC-20 沥青混合料的动态模量及其主曲线拟合与分析 [J]. 长沙理工大学学报 (自然科学版), 2018, 15(01):30-35+78.

2 反应位移法的基本原理

反应位移法将周围土体作为支撑结构的地基弹簧，采用梁单元模拟隧道结构，考虑土层相对位移、结构惯性力和结构周围土体剪力。在地震作用下，计算得到结构周围土体的最大位移，并作用于模拟土体的压缩弹簧及剪切弹簧端部。结构自身的惯性力，根据结构物的质量与地震最大加速度进行计算，并作用于结构单元形心处。结构四周土层剪力，根据剪应力互等原理，与地震作用下结构上下表面剪力相等。

3 计算分析

3.1 简图及荷载组合

由于隧道工程结构断面形式简单并处于均质地层，覆盖地层厚度不大于 50m，复核反应位移法采用横断面地震效应计算。隧道工程计算采用二维横断面计算，取单位长度隧道结构进行建模，按实际尺寸取值，断面如图 1 所示。

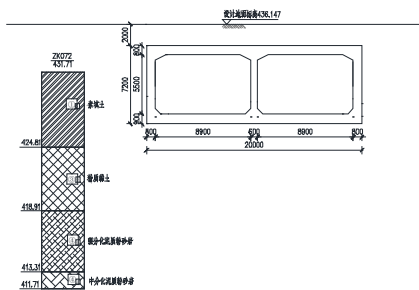


图 1 主体结构暗埋段土层示意

根据现行荷载规范及地下结构抗震规范，针对施工阶段和使用阶段可能出现的最不利情况进行多工况验算，包含基本组合工况、标准组合工况、准永久值组合工况、基本地震工况以及罕遇地震工况共 5 个荷载组合工况。分项系数根据相关规范要求进行如下取值：基本组合工况荷载组合 = $1.1 \times 1.3 \times$ 永久荷载 + $1.1 \times \gamma_L \times 0.7 \times 1.5 \times$ 可变荷载；标准组合工况荷载组合 = $1.0 \times$ 永久荷载 + $1.0 \times$ 可变荷载；准永久值组合工况荷载组合 = $1.0 \times$ 永久荷载 + $\psi_q \times 1.0 \times$ 可变荷载；基本地震工况荷载组合 = $1.0 \times$ 永久荷载 + $1.3 \times$ 地震荷载；罕遇地震工况荷载组合 = $1.0 \times$ 永久荷载 + $1.0 \times$ 地震荷载。其中， ψ_q 为准永久值系数， γ_L 为可变荷载考虑设计使用年限的调整系数。

3.2 土层参数

侧墙结构所在土层的重度 γ 、内摩擦角 Φ 、粘聚力 C 详见表 1，计算模型中土层参数均采用加权平均值。

表 1 土层参数表

序号	土层名称	重度 γ (kN/m ³)	粘聚 C(kPa)	内摩擦角 Φ (°)
1	① 素填土	17	9	18
2	② 粉质黏土	20.1	27.8	17.3
3	③ 强风化泥质砂岩	23	3	30
4	④ 中风化泥质砂岩	23.7	800	38.4

3.3 反应位移法荷载计算

3.3.1 静力荷载

地震工况与基本组合使用工况一致。

3.3.2 地震荷载 —— 土层相对位移及等效地震荷载计算

基本地震工况：重现周期为 475 年的地震动峰值加速度为 0.05g。依据《地下结构抗震设计标准》5.1.3-2 条及《城市轨道交通结构抗震设计规范》条文说明 5.2.4 条，地震动峰值位移 $u_{max}=0.033m$ 。依据规范中表 3.2.2.1、表 3.2.2.2，地震动峰值位移 $u_{max}=0.03m$ 。取两者中较大值进行计算， $u_{max}=0.033m$ 。场地覆盖层厚度为 17.5 米， $H=17.5m$ 。

罕遇地震工况：重现周期为 2475 年的地震动峰值加速度为 0.12g。依据《地下结构抗震设计标准》5.1.3-2 条及《城市轨道交通结构抗震设计规范》条文说明 5.2.4 条，地震动峰值位移 $u_{max}=0.08m$ 。依据规范中表 3.2.2.1、表 3.2.2.2，地震动峰值位移 $u_{max}=0.08m$ 。取两者中较大值进行计算， $u_{max}=0.08m$ 。场地覆盖层厚度为 17.5 米， $H=17.5m$ 。

计算基本地震工况各弹簧支座绝对位移、相对位移及等效地震荷载，结果见表 2，其中假定底板处相对位移为 0.00m。

表 2 土层相对位移及等效地震荷载结果表

节点号/ 位置	深度 z(m)	绝对位移 Uz(m)	相对位 移 U(m)	折算荷载 Pz (Kpa)
1/顶板	2.400	0.0161	0.0045	42.40
2	3.035	0.0159	0.0042	40.24
3	3.670	0.0156	0.0039	37.58
4	4.305	0.0153	0.0036	34.44
5	4.940	0.0149	0.0032	30.83
6	5.575	0.0145	0.0028	26.76
7	6.210	0.0140	0.0023	22.24
8	6.845	0.0135	0.0018	17.29
9	7.480	0.0129	0.0013	11.92
10	8.115	0.0123	0.0006	6.15
11/底板	8.750	0.0117	0.0000	0.00

3.3.3 地震荷载 —— 隧道结构剪力计算

采用反应位移法计算土层位移，通过土层位移微分确定土层应变，最终通过物理关系计算土层剪力。主体结构顶板与覆土作用剪力由下式确定： $\tau = G \cdot \gamma_{xz}$ ，其中 G —— 土体的动剪切模量； ρ 为土的质量密度， γ_{xz} 为土体的剪切波速。 γ_{xz} —— 土层应变；经计算可得，隧道顶板及底板处动剪切模量 $G_d=29.0MPa$ ；

基本地震工况：顶板处 $Z=2.4m$ ，土层应变： $\gamma_{xz} = \frac{\partial u(z)}{\partial z} = -\frac{\pi}{2H} \mu \sin \frac{\pi z}{2H} = 3.16 \times 10^{-4}$ ；作用于结构顶板剪切力标准值 $\tau = G \cdot \gamma_{xz} = 9.171kn/m$ 底板处 $Z=8.75m$ ，作用于结构底板剪切力标准值 $\tau = G \cdot \gamma_{xz} = 0.34kn/m$ 结构侧墙剪切力标准值 $\tau_s = (\tau_{顶} + \tau_{底}) / 2 = 19.76kn/m$ 。

罕遇地震工况：顶板处 Z=2.4m，土层应变：

$$\gamma_{X,Z} = \frac{\partial \mu(Z)}{\partial Z} = -\frac{\pi}{2H^2} \mu \sin \frac{\pi Z}{2H} \sin \frac{\pi Z}{2H} = 7.67 \times 10^{-4}$$

作用于结构顶板剪切力标准值 $\tau = G \cdot \gamma_{xz} = 22.23 \text{ kN/m}$ 。底板处 Z=8.75m，土层应变： $\gamma_{X,Z} = \frac{\partial \mu(Z)}{\partial Z} = -\frac{\pi}{2H^2} \mu \sin \frac{\pi Z}{2H} \sin \frac{\pi Z}{2H} = 2.54 \times 10^{-5}$ 。作用于结构底板剪切力标准值 $\tau = G \cdot \gamma_{xz} = 73.56 \text{ kN/m}$ 。结构侧墙剪切力标准值 $\tau_s = (\tau_{\text{顶}} + \tau_{\text{底}}) / 2 = 47.90 \text{ kN/m}$ 。

3.3.4 地震荷载——隧道结构惯性力计算

基本地震工况下地震惯性力计算：依据公式

$f_i = m_i u_i''$ 计算地震惯性力，各个深度的峰值加速度为 0.05g。F 顶板 = $0.05 \times 10 \times 0.8 \times 2.5 = 1 \text{ kN/m}$ ；F 底板 = $0.05 \times 10 \times 0.9 \times 2.5 = 1.125 \text{ kN/m}$ ；F 侧墙 = $0.05 \times 10 \times 0.8 \times 2.5 = 1 \text{ kN/m}$ 。

罕遇地震工况下地震惯性力计算：依据公式

$f_i = m_i u_i''$ 计算地震惯性力，各个深度的峰值加速度为 0.12g。F 顶板 = $0.12 \times 10 \times 0.8 \times 2.5 = 2.4 \text{ kN/m}$ ；F 底板 = $0.12 \times 10 \times 0.9 \times 2.5 = 2.7 \text{ kN/m}$ ；F 侧墙 = $0.12 \times 10 \times 0.8 \times 2.5 = 2.4 \text{ kN/m}$ 。

4 计算结果

4.1 基本地震工况及罕遇地震结构变位图

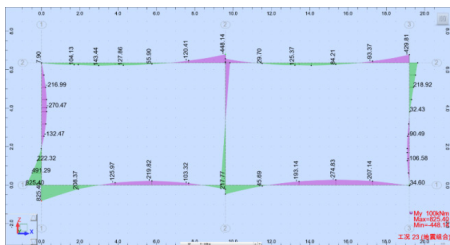


图2 反应位移法弯矩图—基本地震工况 (kN.m)

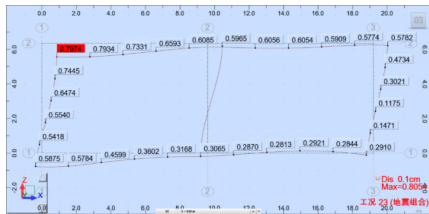


图3 罕遇地震结构变位图 (cm)

地震工况的计算结果如图 2-3 所示，并进行隧道结构构件的承载力验算。与基本组合、标准组合以及准永久值组合工况计算配筋进行对比，主要构件的计算结果及承载力验算结果见表 3，非抗震工况下的结构配筋满足抗震要求。

表 3 主要构件的计算及承载力验算结果表

构件	截面内力	基本组合工况	标准组合工况	基本地震组合工况
顶板	M (kN·m)	448.07	353.30	448.15
	V (kN)	294.26	232.82	330.66
	N (kN)	212.51	158.56	240.49
	As(mm ²)	1789	2447	1334
侧墙	M (kN·m)	531.27	407.07	825.4
	V (kN)	472.71	361.78	738.03
	N (kN)	328.86	252.27	347.95
	As(mm ²)	2131	2867	2496
底板	M (kN·m)	531.27	407.07	825.4
	V (kN)	320.20	172.92	521.49
	N (kN)	471.18	360.31	584.16
	As(mm ²)	1856	2488	2171
隔墙	M (kN·m)	-	-	217.77
	V (kN)	-	-	120.63
	N (kN)	471.18	360.31	497.79
	As(mm ²)	-	-	1960

4.2 隧道结构变形验算

根据基本地震工况计算结果，暗埋段基本地震作用最大水平弹性位移为 0.0036m，结构层高约为 6.35m；敞开段基本地震作用最大水平弹性位移为 0.003m，结构层高约为 7.2m。 $\frac{\Delta u_e}{h} < [\theta_e] = 1/550$ ，满足要求。

根据罕遇地震工况计算结果，暗埋段罕遇地震作用最大水平弹性位移为 0.0084m，结构层高约为 6.35m；敞开段计算结果中罕遇地震作用最大水平弹性位移为 0.005m，结构层高约为 7.2m。 $\frac{\Delta u_e}{h} < [\theta_p] = 1/250$ ，满足要求。

5 结论

经上述计算分析，在基本地震工况下，结构处于弹性工作阶段，构件承载力及楼层内最大的弹性层间位移满足抗震计算要求；在罕遇地震工况下，楼层最大的弹性层间位移满足抗震计算要求；相应隧道结构满足抗震要求。与非抗震工况相比，抗震工况不起控制作用，隧道结构主要由标准组合使用工况控制。

参考文献：

- [1] 川島一彦地下構造物の耐震設計 [M]. 東京：鹿島出版会，1994:8-9.
- [2] 何川一儿下下丫木几级断方向的地震时举勒比图寸名研究博士学位論文 ID】東京：早稻田大学，1999.
- [3] 日本土木学会，コンク” ート標準示方書・耐震設計編 [M]. 東京：鹿島出版会，1997:10-31.
- [4] 日本土木学会，開削トン木几の耐震設計 [M]. 東京：丸善（株），1998:17-55.
- [5] 严松宏隧道总体地震反应分析方法研究 [J]. 甘肃科学学报，2000.12(1):38-42
- [6] 王松涛，曹资现代抗震设计方法 [M] 北京：中国建筑工业出版社，1997.

基金项目：中交集团科技研发重大项目（2021-ZJKJ-11）