

# 城市地下管廊结构地震动力响应分析

王鹏宇, 王述红, 朱承金

(东北大学 资源与土木工程学院, 辽宁 沈阳 110819)

**摘 要:** 地震安全问题是城市地下管廊设计中不得不考虑的部分. 先使用反应位移法计算地震时管廊结构的内力, 得出管廊薄弱部位. 接着使用动力时程方法分析管廊的地震响应, 建立土体与结构数值模型, 在模型底部输入水平地震作用. 采用土-结构界面接触单元, 重点考虑土与结构之间的相互作用, 得出结构与土之间的分离与滑移情况以及管廊在水平地震作用下的位移变形和应力分布. 结果发现: 地下管廊标准段结构在水平地震作用下发生明显的侧向位移, 容易发生弯剪破坏, 而水平方向未发生明显位移; 管廊结构地震破坏时的薄弱环节在顶板、底板与侧墙的连接部位以及中隔墙的墙端, 在抗震设计中需采取加固措施.

**关 键 词:** 地下管廊; 时程分析; 地震响应; 结构变形; 破坏模式

中图分类号: TU 45      文献标志码: A      文章编号: 1005-3026(2019)07-1020-08

## Seismic Dynamic Response Analysis of Urban Underground Utility Tunnel Structure

WANG Peng-yu, WANG Shu-hong, ZHU Cheng-jin

(School of Resources & Civil Engineering, Northeastern University, Shenyang 110819, China. Corresponding author: WANG Shu-hong, E-mail: shwang@mail.neu.edu.cn)

**Abstract:** Seismic safety issues must be considered in the design of urban underground utility tunnel. Firstly, the reaction displacement method was used to calculate the internal force of the utility tunnel structure during the seismic, and the weak part of the utility tunnel was obtained. Then the dynamic time history method was used to analyze the seismic response of the utility tunnel, and the numerical model of the soil, structure was established, and the horizontal seismic action was input at the bottom of the model. The soil-structure interface contact unit was used, and the interaction between soil and structure was considered, and the separation and slip between the structure and the soil, the displacement deformation and stress distribution of the utility tunnel under horizontal seismic were obtained. The results show that the standard section structure of the underground utility tunnel has obvious lateral displacement under the action of horizontal seismic action, which is prone to bending and shear failure, but no obvious displacement in the horizontal direction. The weak link in the seismic damage of the utility tunnel structure is on the roof, the bottle plate and the side wall, as well as the wall end of the partition wall, and reinforcement measures are required in the seismic design.

**Key words:** underground utility tunnel; time history analysis; seismic response; structure deformation; failure mode

近年来我国大力推广地下管廊建设, 在许多城市开展试点建设, 成果斐然<sup>[1-2]</sup>. 很多城市地震频繁发生, 管廊内含电力、燃气等市政管线, 一旦在地震中发生破坏, 不仅修复困难、代价昂贵, 而

且会对附近地面构筑物造成影响, 更为严重的是, 当其发生破坏后将会影响城市生命线工程的安全, 造成人员伤亡, 所以对地下管廊的抗震防灾显得尤为重要<sup>[3-4]</sup>. 地下管廊与多数地下结构相似,

结构埋于土中,受到周围土体约束作用,在地震作用下其自振特性表现得不如地上结构那么明显<sup>[5]</sup>.从管廊震害记录发现管廊结构在水平地震作用下的侧向变形破是常见的<sup>[6-8]</sup>.本文针对城市地下管廊浅埋特点,以包头市矩形地下管廊工程为背景,针对管廊结构标准段先使用反应位移法计算管廊结构内力,然后使用动力时程方法分析管廊结构地震响应规律.

## 1 概 述

地震动力作用将引起管廊结构内力、变形等一系列响应,其内力反应满足下列方程:

$$M\ddot{u} + F_i - F_o = 0. \tag{1}$$

式中: $M$ 为结构质量; $\ddot{u}$ 为结构整体加速度; $F_i$ 为结构中的内力; $F_o$ 为所施加的外力.

本文采用美国 1940 年的 El - Centro 波作为加载时程,见图 1.该地震波记录持续 54 s,强震部分持续时间约 26 s,记录的时间间隔为 0.02 s,加

速度峰值  $0.3417\text{ m/s}^2$ ,卓越频率约为  $1.46\text{ Hz}$ .

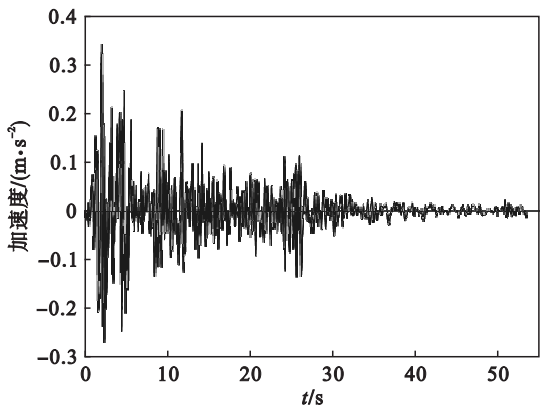


图 1 El - Centro 波加速度时程曲线  
Fig. 1 Acceleration time history curve of El-Centro wave

## 2 反应位移法计算分析

### 2.1 计算模型

反应位移法计算时采用地基弹簧等效周围土体对管廊的支撑效果,见图 2.

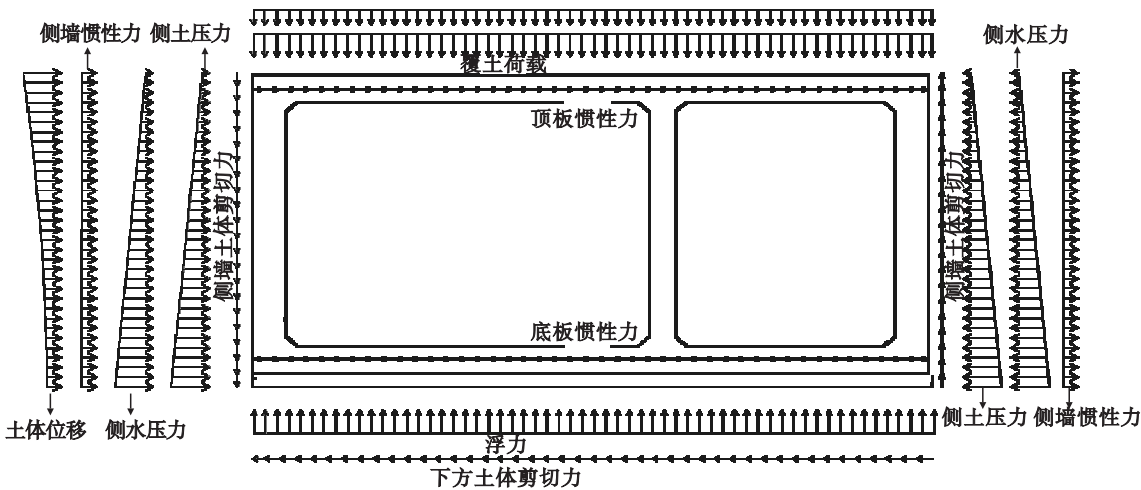


图 2 反应位移法荷载图  
Fig. 2 Load diagram in reaction displacement method

土重度取  $20\text{ kN/m}^3$ .管廊结构采用梁单元,将管廊结构顶板、底板、侧墙等效为厚  $0.4\text{ m}$ 、幅宽  $1\text{ m}$  的梁单元,中隔墙等效为厚  $0.3\text{ m}$ 、幅宽  $1\text{ m}$  的梁单元,材料为 C40 混凝土.

### 2.2 地震水平力计算

根据现场试验将管廊两侧土层水平基床系数取  $15\text{ MN/m}^3$ ,水平弹簧刚度  $K_h$  为  $7.5\text{ MN/m}$ ,水平剪切弹簧刚度  $K_{\tau\text{侧}} = 1/3K_h = 2.5\text{ MN/m}$ ,管廊底板土层相应竖向地基反力系数取  $12\text{ MN/m}^3$ ,竖向弹簧刚度  $K_v$  为  $60\text{ MN/m}$ ,底板剪切弹簧刚度  $K_{\tau\text{底}} = 1/3K_v = 2\text{ MN/m}$ .模型节点编号如图 3 所示.

管廊节点处水平力  $F$ :

$$F = kU(z). \tag{2}$$

其中, $k,U(z)$ 可由以下公式计算:

$$k = ALd, \tag{3}$$

$$U(z) = \frac{1}{2}u_{\text{max}}\cos\frac{\pi z}{2H}. \tag{4}$$

式中: $k$ 表示弹簧刚度系数; $A$ 表示地基水平向反力系数; $L$ 表示弹簧间距; $d$ 表示管廊纵向方向的计算长度; $U(z)$ 表示距离地表  $z$  处土体的水平位移; $H$ 表示地表至地震作用基准面的距离; $u_{\text{max}}$ 表示地表最大位移.计算结果见表 1.

表 1 地震作用下管廊断面各弹簧支座点施加的支座处水平力

节点编号	E2 地震作用			E3 地震作用		
	绝对位移/ $\mu\text{m}$	相对位移/ $\mu\text{m}$	地震水平力/ $\text{kN}$	绝对位移/ $\mu\text{m}$	相对位移/ $\mu\text{m}$	地震水平力/ $\text{kN}$
6~4	64 769	1 235	9. 264	13 452	2 565	19. 241
50~21	64 685	1 151	8. 62	13 434	2 390	17. 921
49~22	64 587	1 053	7. 894	13 414	2 186	16. 396
48~23	64 476	942	7. 061	13 391	1 956	14. 666
47~24	64 352	817	6. 129	13 365	1 698	12. 731
46~25	64 214	680	5. 099	13 336	1 412	10. 592
45~26	64 064	530	3. 971	13 305	1 100	8. 248
44~27	63 900	366	2. 745	13 271	760	5. 701
43~28	63 724	19	1. 421	13 234	394	2. 952
1~3	63 534	0	0	13 195	0	0

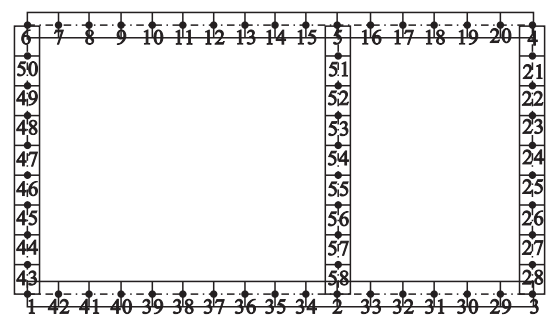


图 3 模型节点编号  
Fig. 3 Node number of model

2.3 剪切力计算

管廊顶板和底板之间的土层剪力计算式为

$$\tau = G_d \gamma . \tag{5}$$

式中: $G_d$  表示土层动剪切模量,按照表 2 取值; $\gamma$  为剪切应变.

侧墙剪力近似计算方法为

$$\tau_{\text{侧墙}} = 0.5 \times (\tau_{\text{顶板}} + \tau_{\text{底板}}) . \tag{6}$$

剪切应变计算公式为

$$\gamma = \frac{\partial U(z)}{\partial z} = -\frac{\pi}{4H} u_{\text{max}} \sin \frac{\pi z}{2H} . \tag{7}$$

表 2 波速试验结果  
Table 2 Test results of wave velocity

横波速度 $v_s$ $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	纵波速度 $v_p$ $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	动泊松比 $\mu_d$	动弹性模量 $E_d$ MPa	动剪切模量 $G_d$ MPa
261. 3	640. 8	0. 39	376. 42	141. 19

同样,根据基本设防地震作用和罕遇地震作用进行分类,具体结果见表 3.

表 3 地震作用下剪切力计算  
Table 3 Calculation of shear force under earthquake action

节点编号	E2 地震作用			E3 地震作用		
	剪切模量/ $\text{kPa}$	剪应变	剪切力/ $\text{kN}$	剪切模量/ $\text{kPa}$	剪应变	剪切力/ $\text{kN}$
6~4	1. 41E + 05	0. 000 156	22. 06	1. 41E + 05	0. 000 324	45. 81
50~21	1. 41E + 05	0. 000 183	25. 78	1. 41E + 05	0. 000 379	53. 55
49~22	1. 41E + 05	0. 000 209	29. 51	1. 41E + 05	0. 000 434	61. 28
48~23	1. 41E + 05	0. 000 235	33. 22	1. 41E + 05	0. 000 489	69. 00
47~24	1. 41E + 05	0. 000 262	36. 93	1. 41E + 05	0. 000 543	76. 70
46~25	1. 41E + 05	0. 000 288	40. 63	1. 41E + 05	0. 000 598	84. 39
45~26	1. 41E + 05	0. 000 314	44. 33	1. 41E + 05	0. 000 652	92. 06
44~27	1. 41E + 05	0. 000 34	48. 01	1. 41E + 05	0. 000 706	99. 71
43~28	1. 41E + 05	0. 000 366	51. 68	1. 41E + 05	0. 000 76	107. 34
1~3	1. 41E + 05	0. 000 392	55. 35	1. 41E + 05	0. 000 814	114. 95

2.4 惯性力计算

管廊所受水平地震力计算公式为

$$f_i = m_i u_i''.$$
 (8)

式中: $f_i$  为结构  $i$  单元上作用的惯性力; $m_i$  为结构  $i$  单元的质量; $u_i''$  为地下结构顶底板位置处自由土层发生最大相对位移时刻,自由土层对于结构  $i$  单元位置处的加速度.

由于结构高度较小,顶板、底板惯性力相差较小,故按结构整体进行地震加速度取值.其中 E2 地

震作用下,结构地震峰值加速度取  $0.2\text{ g}$ ,修正后为  $0.05\text{ g}$ ;E3 地震作用下,结构地震峰值加速度取  $0.4\text{ g}$ ,修正后为  $0.1\text{ g}$ .  $E_2, E_3$  作用下标准断面顶板、底板、侧墙 E2, E3 地震惯性力标准值:  $F_{E2} = 0.05 \times 0.45 \times 1 \times 25 = 0.56\text{ kN}$ ,  $F_{E3} = 0.1 \times 0.9 \times 1 \times 25 = 1.1\text{ kN}$ . 标准断面中隔墙 E2, E3 地震惯性力标准值:  $F'_{E2} = 0.05 \times 0.35 \times 1 \times 25 = 0.44\text{ kN}$ ,  $F'_{E3} = 0.1 \times 0.35 \times 1 \times 25 = 0.88\text{ kN}$ . 静力, E2, E3 作用下地下管廊结构弯矩计算结果见表 4<sup>[9]</sup>.

表 4 反应位移法计算弯矩  
Table 4 Calculation of bending moment by reaction displace method

关键截面	静力作用弯矩	E2 地震作用		E3 地震作用	
	kN·m	弯矩/(kN·m)	相对静力作用弯矩增大/%	弯矩/(kN·m)	相对静力作用弯矩增大/%
顶板跨中	209	243	16.3	283	35.4
顶板支座	-266	-514	93.2	-697	162.1
侧墙顶部	-206	-514	149.4	-697	238.3
侧墙跨中	103	100	-2.9	77	-25.2
侧墙底部	-274	19	106.9	155	156.6
底板跨中	243	235	-3.3	371	52.6
底板支座	-274	-434	58.4	-579	111.3

从表 4 可得,侧墙顶部在地震作用下的弯矩相比静力作用下的弯矩变化最大,在 E2 地震作用下增大了 149.4%,在 E3 地震作用下增大了 238.3%,可见侧墙顶部受地震作用影响最大.侧墙底部弯矩在 E2 地震作用下相比静力作用时增大 106.9%,在 E3 地震作用下增大了 156.6%;顶板支座处弯矩在 E2 地震作用下相比静力作用时增大了 93.2%,在 E3 地震作用下增大了 162.1%.其地震作用下弯矩增大值都很大,可以判断侧墙顶部、侧墙底部、顶板支座处为地下管廊抗震设计的薄弱环节.

3 动力时程分析

3.1 模型建立

模型包括结构和土体两部分,管廊截面尺寸如图 4 所示,管廊埋深 3 m,整个模型高 23 m,宽 42.5 m.

管廊的重度为  $24\text{ kN/m}^3$ ,泊松比为 0.2,弹性模量为  $32.5\text{ GPa}$ ,壁板厚度 0.4 m,中隔墙厚度 0.3 m.土体为砾砂土,采用 Mohr - Coulomb 本构进行简化,土体计算参数如表 5 所示.

结构与土体之间的相互作用采用界面接触方法.人工边界采用无限元方法进行处理.本文采用瑞利阻尼,阻尼比取 5%,确定阻尼的 2 个比例系

数为  $\alpha = 0.589, \beta = 0.000\ 995$ <sup>[10]</sup>.根据震害调查资料,一般情况下水平地震波对结构破坏的影响较大,因此本文主要研究水平地震作用.

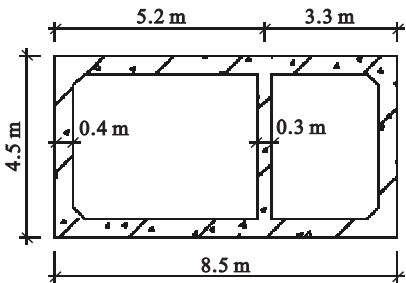


图 4 管廊结构横截面尺寸  
Fig. 4 Structure cross-sectional dimensions

表 5 土层物理力学参数  
Table 5 Physical and mechanical parameters of soil

重度 kN·m <sup>-3</sup>	泊松比	弹性模量 MPa	摩擦角 (°)	黏聚力
20	0.3	60	28	0

3.2 位移与变形反应分析

3.2.1 土体位移反应分析

地震时管廊结构与周围土层相互作用,其变形与土层位移有关,所以先对土体的位移进行分析<sup>[11]</sup>.

由图 5 可得,土体地震位移响应在 2.48 s 时达到峰值与加速度峰值基本吻合,从图 6 中看出

土层的水平位移随深度的减小而增大,越靠近地表,土体的水平位移反应越大,最大差值达到 10.4 mm.

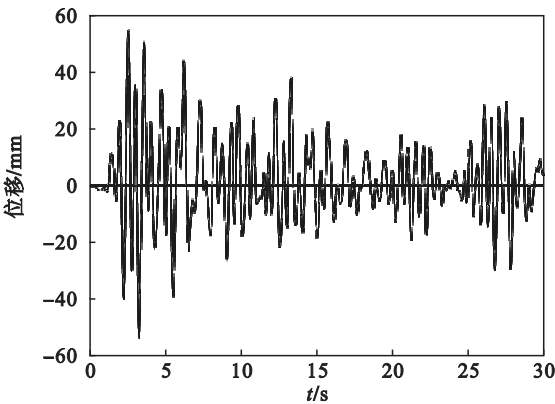


图 5 顶部土体位移时程

Fig. 5 Displacement time history of top soil

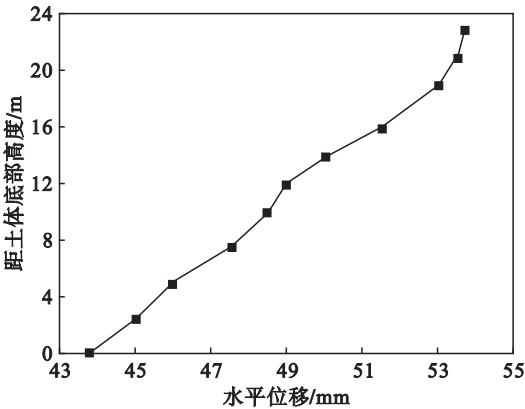


图 6 土体水平位移

Fig. 6 Horizontal displacement of soil

3. 2. 2 结构位移反应分析

由图 5 和图 7 可见,结构顶板和顶部土体的水平位移时程曲线有很强的相关性,但其幅值小于土体位移曲线幅值,说明结构位移响应受到土体位移响应的影响;水平地震作用下结构顶板的位移峰值出现在 2.52 s,此时结构顶板水平位移值为 53.1 mm.

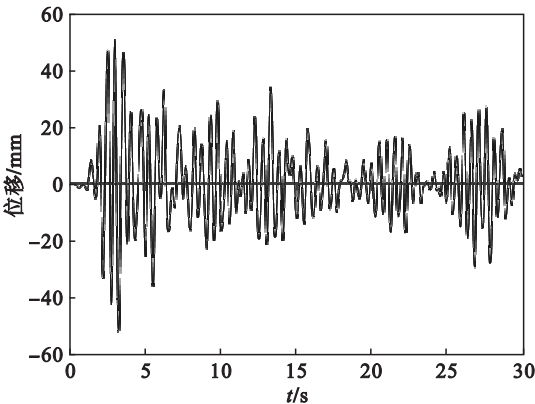


图 7 结构顶板位移时程

Fig. 7 Displacement time history of roof

顶板的水平位移达到峰值时,结构与土层整体的变形情况如图 8 所示. 结构在土层的位移作用下发生变形,其中左侧墙上部与土体接触部位、底板右跨下部与土体接触部位、左侧墙和底板连接角部与土体接触部位以及右侧墙和顶板连接角部与土体接触的部位明显,说明这些部位和土体变形不协调,因为结构和土体之间刚度不同,结构局部位置的位移小于土体位移,在界面处出现了分离和滑移现象.

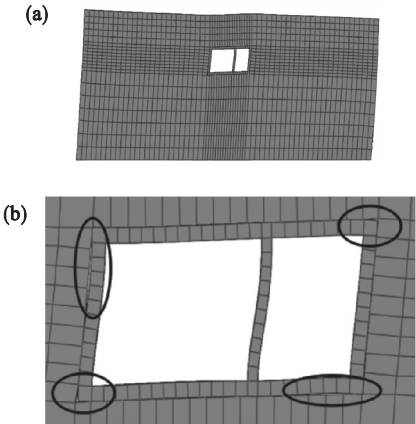


图 8 土体与结构变形情况

Fig. 8 Deformation of soil and structure

(a)—整体变形图; (b)—管廊结构变形图.

3. 2. 3 结构变形反应分析

管廊结构的部分构件发生了明显的变形,下面分别对结构的不同部位进行变形分析.

由图 9 可以看出,结构左、右侧墙发生了较大的水平位移,且顶部水平位移均大于底部水平位移. 左、右侧墙均为底部向左侧发生弯曲,顶部向右侧弯曲,在侧墙中部位置出现反弯点,可见左、右侧墙在水平地震作用下受到弯剪破坏. 中隔墙的变形规律与左、右侧墙相似,因为中隔墙厚度小于左、右侧墙的厚度,其抗弯刚度也较小,所以其弯曲变形更为明显,更易受到弯剪破坏.

由图 10 看出,顶板和底板的竖向位移很小,且均呈现左端向下弯曲,右端向上弯曲,相比板的跨度变形值几乎可以忽略不计.

综上可得:管廊标准段结构在水平地震作用下发生明显的侧向位移,竖向构件容易发生弯剪破坏,而水平构件未发生明显变形.

3. 3 加速度反应分析

模型底部输入的地震波经过土层介质,到达土与结构的接触面时,其频谱特性将明显改变,而且地震波通过土 - 结构之间的接触面后,其频谱特性也会发生一定的变化,故本节研究结构的加速度响应.



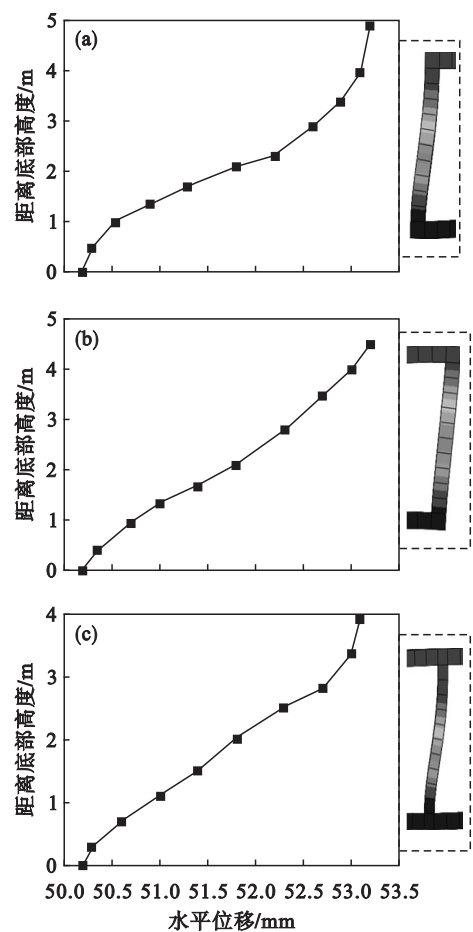


图 9 不同部位的水平位移  
Fig. 9 Horizontal displacement of different parts  
(a)—左侧墙；(b)—右侧墙；(c)—中隔墙。

从图 11 中可知,管廊顶板和顶部土体的加速度响应相位基本同步,这是因为地震波传播过程中,土体和结构之间存在阻尼,发生了能量损失,也间接证明了时程分析结果的正确性。

3.4 应力反应分析

结构的应力时程曲线见图 12. 从图 12 可得,应力峰值与地震加速度峰值时刻相吻合之后应力值开始衰减,选取应力峰值时刻研究结构应力分布情况。

由图 13a 可知,应力集中出现在管廊顶板和中隔墙连接处,其中上部受拉,下部倒角位置受压;侧墙底部外侧拉应力集中,内侧压应力集中;顶板跨中上部受压,下部受拉;底板跨中上部受拉,下部受压<sup>[12]</sup>。

应力时程达到峰值时管廊应力分布见图 13b. 应力值集中在顶板支座、左侧墙底部、中隔墙顶部和底部. 从表 6 可得,相比静力作用下的应力值,地震作用下顶板支座位置处压应力增大了 159.7% ,

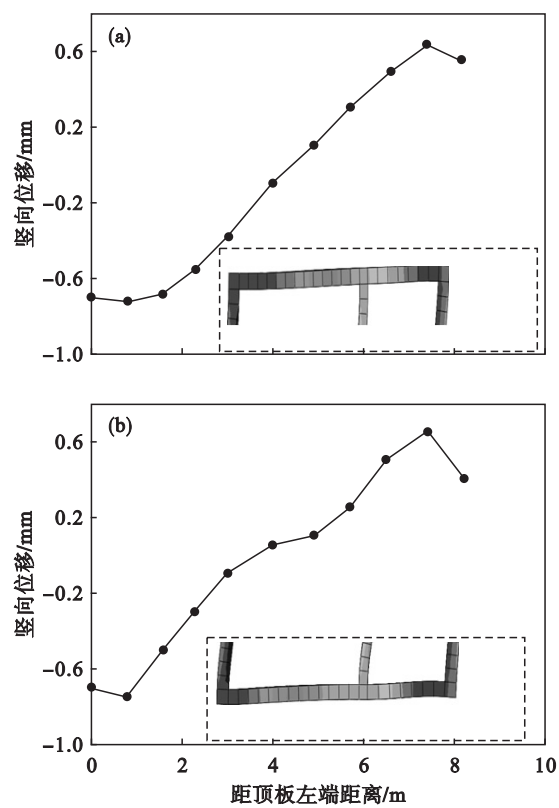


图 10 不同部位的竖向位移  
Fig. 10 Vertical displacement of different parts  
(a)—顶板；(b)—底板。

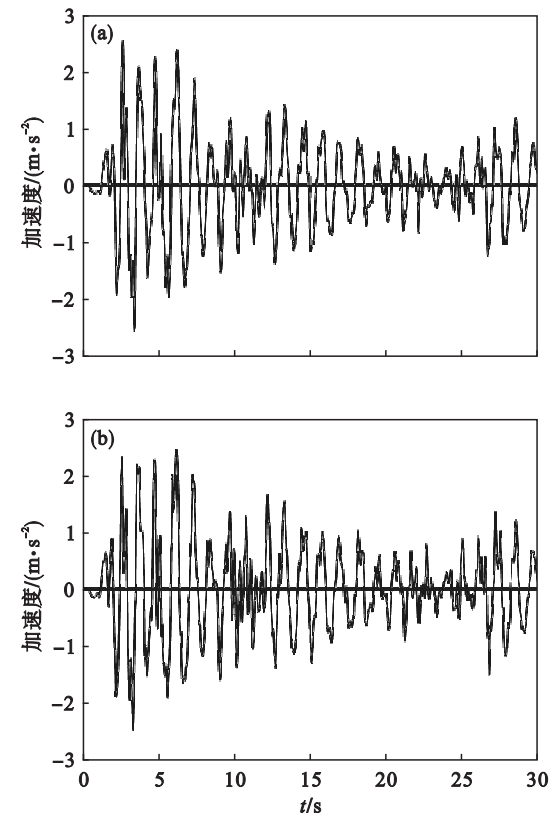


图 11 加速度时程  
Fig. 11 Acceleration time history  
(a)—顶部土体；(b)—管廊顶板。

侧墙底部压应力和拉应力均增大了,中隔墙端部压应力增大了 178%,底板支座处压应力增大了 112.5%。因此在地震作用下管廊顶板、底板的板端与侧墙连接的部位以及中隔墙的墙端为薄弱部位,在抗震设计中需对这些部位进行加强。

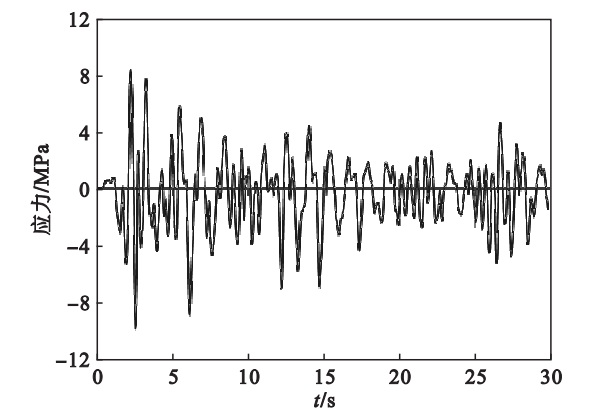


图 12 结构应力时程

Fig. 12 Structural stress time history

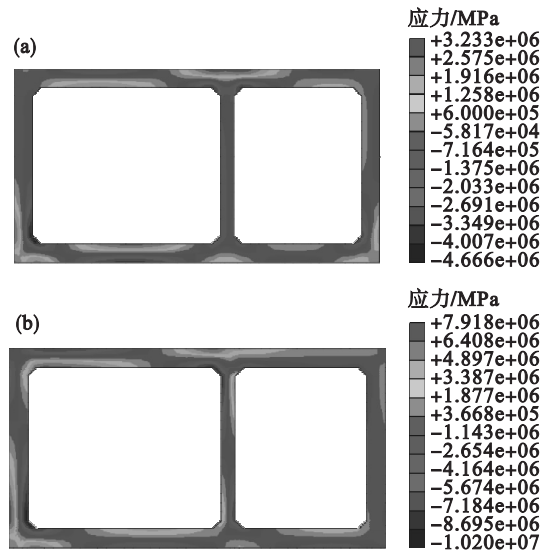


图 13 应力分布

Fig. 13 Stress distribution

(a)—静力作用;(b)—地震作用。

表 6 结构关键截面应力值  
Table 6 Stress of key section of structure

关键截面	拉应力/MPa		拉应力相对 增大/%	压应力/MPa		压应力相对 增大/%
	静力作用	地震作用		静力作用	地震作用	
顶板跨中	1.92	3.8	98	-2.4	-4.2	92.9
顶板支座	3.23	6.41	98.5	-4.35	-9.7	159.7
侧墙底部	2.6	7.9	172.4	-5.67	-10.2	118.4
中隔墙端部	1.9	3.4	79	-2.9	-9.5	178
底板跨中	3.1	4.6	48.4	-4.5	-4.6	2.9
底板支座	2.9	5.4	86.2	-5	-9.7	112.5

4 结 论

- 1) 管廊结构地震破坏薄弱环节在顶板、底板与侧墙的连接部位以及中隔墙的墙端,在抗震设计中需采取加强措施。
- 2) 在水平地震作用下结构和土体越靠近地表地震反应越剧烈。土体和结构的位移响应均在 2.5 s 附近达到峰值,与地震波加速度峰值时刻基本吻合。结构和土体之间刚度不同,结构局部位置在地震作用下与土体发生分离和滑移现象,说明这些部位存在结构和土体变形的不协调。
- 3) 地下管廊标准段结构在水平地震作用发生明显的侧向位移,由于土层的水平位移随深度减小而增大,竖向构件在周围动土压力下发生弯曲变形,同时受到周围土体的剪切作用,容易发生弯剪破坏,而水平构件几乎未发生明显变形。
- 4) 地震作用下结构底部位置处土层的加速

度峰值为 2.6 m/s<sup>2</sup>,结构底板的加速度峰值为 2.4 m/s<sup>2</sup>,结构加速度幅值要小于相应位置土体的加速度幅值,因为地震波在传播过程中,土体和结构之间存在阻尼,造成能量损失。

参考文献:

[1] Hunt D V L, Nash D, Rogers C D F. Sustainable utility placement via multi-utility tunnels [J]. *Tunneling and Underground Space Technology*, 2014, 39(1): 15–26.

[2] Chen J, Jiang L Z, Li J. Numerical simulation of shaking table test on utility tunnel under non-uniform earthquake excitation [J]. *Tunneling and Underground Space Technology*, 2012, 30(2): 205–216.

[3] Ingersel L C F. Considerations and strategies behind the design and construction requirements of the Istanbul strait immersed tunnel [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2005, 20(6): 604–608.

[4] Anastasopoulos I, Gerolymos N, Drosos V, et al. Behaviour of deep immersed tunnel under combined normal fault rupture deformation and subsequent seismic shaking [J]. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2008, 6(2): 213–239.

[5] Lee J, Salgado R. Estimation of footing settlement in sand [J]. *The International Journal of Geomechanics*, 2002, 32(23): 1–28.

[ 6 ] Hatzigeorgiou G D, Beskos D E. Soil-structure interaction effects on seismic inelastic analysis of 3-D tunnels[ J ]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2010, 30 ( 9 ) : 851 – 861.

[ 7 ] Julian C P, Jorge C E, Vicete C. Criticality and threat analysis on utility tunnels for planning security policies of utilities in urban underground space [ J ]. *Expert Systems with Applications*, 2013, 40 : 4707 – 4714.

[ 8 ] Marshall M, Haji T. An analytical study of tunnel-pile interaction [ J ]. *Tunneling and Underground Space Technology*, 2015, 45 ( 1 ) : 43 – 51.

[ 9 ] 王洪宇, 王皓, 郜品一. 浅谈地下管廊在地震荷载作用下研究现状[ J ]. 中国新技术新产品, 2016 ( 24 ) : 92 – 97.  
( Wang Hong-yu, Wang Hao, Yan Pin-yi. Discussion on the research status of underground pipe gallery under earthquake loading [ J ]. *China New Technology and New Products*, 2016 ( 24 ) : 92 – 97. )

[ 10 ] 赵密. 粘弹性人工边界及其与透射人工边界的比较研究[ D ]. 北京: 北京工业大学, 2004.  
( Zhao Mi. Viscoelastic artificial boundary and its comparison with transmission artificial boundary [ D ]. Beijing: Beijing University of Technology, 2004. )

[ 11 ] 王鹏宇, 王述红, 阿力普江·杰如拉, 等. 现浇管廊接头力学行为数值模拟与分析研究[ J ]. 东北大学学报( 自然科学版 ), 2018, 39 ( 12 ) : 1788 – 1793.  
( Wang Peng-yu, Wang Shu-hong, Jierula Alipujang, et al. Numerical simulation and analytical study on mechanical behavior of utility tunnel joint [ J ]. *Journal of Northeastern University ( Natural Science )*, 2018, 39 ( 12 ) : 1788 – 1793. )

[ 12 ] 王鹏宇, 王述红, 阿力普江·杰如拉, 等. 预制管廊横向接头刚度理论计算模型及方法[ J ]. 东北大学学报( 自然科学版 ), 2019, 40 ( 2 ) : 284 – 289.  
( Wang Peng-yu, Wang Shu-hong, Jierula Alipujang, et al. Theoretical calculation model and method of transverse joint of precast municipal tunnel [ J ]. *Journal of Northeastern University ( Natural Science )*, 2019, 40 ( 2 ) : 284 – 289. )



( 上接第 1001 页 )

[ 5 ] Chen Y P, Meng F M, Gong X S. Study on performance of bended spiral strand with interwire frictional contact [ J ]. *International Journal of Mechanical Sciences*, 2017, 128 : 499 – 511.

[ 6 ] Chen Y P, Meng F M, Gong X S. Full contact analysis of wire rope strand subjected to varying loads based on semi-analytical method [ J ]. *International Journal of Solids and Structures*, 2017, 117 : 51 – 66.

[ 7 ] Meng F M, He J, Gong X S. Influence of wire's surface topography on interwire contact performance of simple spiral strand [ J ]. *Industrial Lubrication and Tribology*, 2018, 70 ( 6 ) : 961 – 976.

[ 8 ] Hu Z H, Hu Y, Hu J Q. Arrangement characteristics and wear distribution of wire rope in parallel grooved multi-layer winding [ J ]. *Applied Mechanics and Materials*, 2013, 423 : 842 – 845.

[ 9 ] Wu R Y, Zhu Z C, Cao G H. Influence of ventilation on flow induced vibration of rope guided conveyance [ J ]. *Journal of Vibration Engineering*, 2015, 17 ( 2 ) : 978 – 987.

[ 10 ] Chang X D, Peng Y X, Zhu Z C, et al. Effects of strand lay direction and crossing angle on tribological behavior of winding hoist rope [ J ]. *Materials*, 2017, 10 ( 6 ) : 1 – 20.

[ 11 ] Chang X D, Peng Y X, Zhu Z C, et al. Experimental investigation of mechanical response and fracture failure behavior of wire rope with different given surface wear [ J ]. *Tribology International*, 2018, 119 : 208 – 221.

[ 12 ] Kaczmarczyk S, Ostachowicz W. Transient vibration phenomena in deep mine hoisting cables. part 2: numerical simulation of the dynamic response [ J ]. *Journal of Sound and Vibration*, 2003, 262 ( 2 ) : 245 – 289.

[ 13 ] Peng X, Gong X S, Liu J J. Vibration control on multilayer cable moving through the crossover zones on mine hoist [ J ]. *Shock and Vibration*, 2016 ( 4 ) : 1 – 7.

[ 14 ] Zu L, Koussios S, Beukers A. Design of filament wound circular toroidal hydrogen storage fiber trajectories [ J ]. *International Journal of Hydrogen Energy*, 2010, 35 ( 5 ) : 660 – 670.

[ 15 ] 梅向明, 黄敬之. 微分几何 [ M ]. 3 版. 北京: 高等教育出版社, 2003.  
( Mei Xiang-ming, Huang Jing-zhi. Differential geometry [ M ]. 3rd ed. Beijing: Higher Education Press, 2003. )