

DOI: 10.11779/CJGE202001011

# 双仓综合管廊抗震性能模型试验研究

仇文岗<sup>1, 2, 3</sup>, 韩亮<sup>1</sup>, 陈志雄<sup>1</sup>, 冯立<sup>1</sup>, 丁选明<sup>1, 2, 3</sup>, 刘汉龙<sup>\*1, 2, 3</sup>

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045;

3. 库区环境地质灾害国家地方联合研究中心, 重庆 400045)

**摘要:** 利用振动台试验系统, 基于模型试验相似理论开展了双仓地下管廊的抗震性能试验研究。试验中, 采用 1952 年 Taft 地震波作为输入地震波, 并将其输入加速度峰值调整为 0.2g, 0.4g, 0.8g 和 1.2g, 以考虑不同 PGA (peak ground acceleration) 的影响。通过分析试验数据得知, 管廊侧壁最大动土压力响应沿深度呈倒立“W”形分布, 振动后管廊结构与周围土体之间的土压力场发生了改变; 管廊侧壁土体中最大加速度响应随输入 PGA 增大而增大, 沿深度整体呈减小趋势, 加速放大系数为 0.5~1.5; 从加速度时程曲线和傅里叶谱来看, 管廊侧壁结构与其周边土体的加速度响应基本一致, 在 15~30 Hz 的频段土体中的振幅稍大于结构; 地震过程中, 结构拐角处产生较大的弯矩响应, 且随输入 PGA 的增大而增大。同时结合 ABAQUS 数值软件开展了数值模拟研究, 以和模型试验结果开展对比比较, 结果表明试验结果具有较高的可靠性。

**关键词:** 双仓综合管廊; 振动台; 相似模拟; 地震响应; Taft 波

**中图分类号:** TU435

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2020)01-0100-09

**作者简介:** 仇文岗(1983—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事深基坑开挖与边坡稳定分析教学和科研工作。

E-mail: cheungwg@126.com。

## Model tests on seismic performance of double-box underground utility tunnel

ZHANG Wen-gang<sup>1, 2, 3</sup>, HAN Liang<sup>1</sup>, CHEN Zhi-xiong<sup>1</sup>, FENG Li<sup>1</sup>, DING Xuan-ming<sup>1, 2, 3</sup>, LIU Han-long<sup>1, 2, 3</sup>

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Key Laboratory of New Technology for Construction

of Cities in Mountain Area, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 3. National Joint Engineering Research Center of

Geohazards Prevention in the Reservoir Areas, Chongqing 400045, China)

**Abstract:** A shaking table model test on a double-box underground utility tunnel is conducted based on the theory of similarity simulation test to investigate its seismic behavior. In this test, the Taft earthquake spectra, which are adjusted to have the peak accelerations of 0.2g, 0.4g, 0.8g and 1.2g, respectively to consider the effect of various peak ground accelerations (PGAs), are chosen as the input seismic ones. It is concluded that the maximum dynamic earth pressure has a distribution of reverse "W", and the earth pressure field changes at the end of earthquake. On the whole, the maximum acceleration response, with the amplification from 0.5 to 1.5, increases with an increasing input PGA and decreases with depth. According to the time histories of acceleration and the Fourier spectra, the structures and the surrounding soils basically have consistent acceleration response at the same depth, and the amplitude of the soils is greater than that of the structures under the frequency from 15 to 30 Hz. During the earthquake, there is a larger response of bending moment at corners of the structures, which increases with the input PGAs. At the same time, numerical simulations are carried out with ABAQUS to compare with the results obtained from shaking table tests, which suggests that the results obtained from shaking table tests are highly reliable.

**Key words:** double box utility tunnel; shaking table; similarity simulation; seismic response; Taft wave

## 0 引言

近年来地下综合管廊逐渐被应用在城市地下空间布局中, 改变了以往地下管线的布置方式。过去人们总是认为地下结构具有良好的抗震性能, 但是自 1995 年日本阪神地震以后, 这一观点开始被打破。在后来的几次大地震中, 也出现过地下结构破坏的报道, 比如

1999 年台湾集集地震、2008 年汶川地震和 2011 年日本

**基金项目:** 国家自然科学基金项目 (51778092); 重庆市基础研究与前沿探索项目 (cstc2018jcyjAX0632); 重庆市研究生科研创新项目 (CYS18021); 重庆市留学回国人员创业创新支持计划项目 (cx2017123)

**收稿日期:** 2019-03-07

**\*通信作者** (E-mail: hliuhhu@163.com)

东北大地震等<sup>[1]</sup>。鉴于此, 20 多年来不断有国内外的学者开始在地下结构抗震方面开展一些研究工作<sup>[2-8]</sup>。

有学者试图从理论解析的角度来研究地下结构的抗震性能, 比如 Gil 等<sup>[3]</sup>和 Tateishi<sup>[5]</sup>, 其中 Tateishi 在研究过程中, 假设结构和近场的加速度响应与自由场情况下在相同位置是一样的, 但这有待考究。振动台试验目前在地震动研究中被广泛应用<sup>[9-11]</sup>, 有学者单从数值角度来进行研究<sup>[1, 12]</sup>, 也有学者将数值技术与试验结合起来, 探讨地下结构的地震响应特征<sup>[13]</sup>, 但也有少数学者开展离心机地震模拟试验研究<sup>[14]</sup>。有学者从振动台试验方法、试验结果以及数值模拟方面, 对地下管廊做了大量研究<sup>[15-17]</sup>。另外, 很多学者对振动台试验装备与技术, 特别是对叠层式土箱, 提出了很多宝贵意见<sup>[18-20]</sup>。总结之前的研究, 主要存在以下问题: ①大多只研究单仓结构形式的地下管廊; ②弯矩响应分析不足; ③部分研究人员只进行了数值分析, 缺乏试验和实测数据支持。

本研究采用重庆大学小型振动台模拟系统, 开展了双仓矩形截面地下管廊的抗震性能研究, 主要研究地震作用下管廊结构和周围土体产生的地震响应规律。根据刘晶波等<sup>[21]</sup>的研究, 选取结构的最不利时刻对管廊的弯矩特征进行了研究, 分析过程简单明了, 结果可靠。同时, 利用数值软件 ABAQUS 开展数值模拟研究, 对试验结果进行对比检验, 表明试验结果可靠。

1 试验设计及传感器布置

图 1 展示的是小型振动台试验系统, 台面尺寸为 1.2 m×1.2 m, 配备叠层式钢制剪切土箱, 以模拟地震作用下岩层的剪切效应, 并消除边界处复杂的边界效应<sup>[18, 20]</sup>, 其最大载重量为 10 kN, 可实现水平与垂直两个方向的振动, 10 kN 载重下振动加速度可达到 1.2g, 5 kN 时为 2.0g。

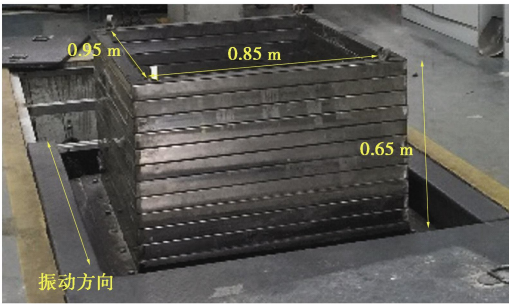


图 1 小型振动台试验系统  
Fig. 1 Shaking table test system

模拟双仓管廊的截面尺寸为 6.7 m×4.5 m, 需根据相似模拟试验研究<sup>[15]</sup>, 对试验模型的几何尺寸、物理力学性质以及时间参数的相似比进行设计, 如表 1 所示。根据 1 : 15 的几何相似比, 使用特定水灰比配置的微粒混凝土和镀锌铁丝制成的双仓管廊模型尺寸为 80 cm×44.67 cm×30 cm (长×宽×高), 实测该微粒混凝土的弹性模量为 6062 MPa。应实际工程要求, 采用福建厦门的标准砂近似模拟砂土地地(或者说 II、III类场地), 试验中通过分层夯实处理后, 模拟砂土地地的密度近似为 1740 kg/m<sup>3</sup>。但考虑到试验条件, 未能同时满足所有条件, 只能根据实际情况抓主要因素, 忽略次要因素。最终完整的试验模型如图 2 所示。

表 1 相似比设计

Table 1 Design of similarity ratios		
变量	计算公式	相似比
几何 $S_l$	选定	1 : 15
应变 $S_\epsilon$	选定	1 : 1
应力 $S_\sigma$	选定	1 : 3
弹性模量 $S_E$	$S_E = S_\sigma / S_\epsilon$	1 : 3
加速度 $S_a$	选定	5 : 1
密度 $S_\rho$	$S_\rho = S_E / (S_l \cdot S_a)$	1 : 1
时间 $S_t$	$S_t = \sqrt{S_l / S_a}$	1 : 8.67
配筋	按照配筋率一致	

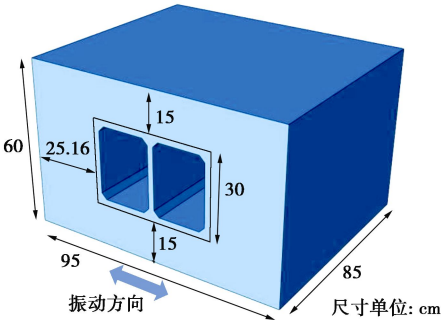


图 2 整体试验模型  
Fig. 2 Model for whole tests

根据谢礼立等<sup>[22]</sup>和翟长海等<sup>[23]</sup>的研究成果, 1952 年美国加利福尼亚地震的 Taft 地震波比较适合 II、III 类场地的抗震试验研究, 其时程曲线和傅里叶谱频谱如图 3 所示, 持时为 54.00 s, 峰值加速度为 0.016g。为充分考虑不同 PGA 的情况, 将原始地震波的加速度峰值进行调整, 生成场地峰值加速度 PGA 分别为 0.2g, 0.4g, 0.8g 和 1.2g 的地震波, 研究不同 PGA 的影响规律。试验中振动波从试验系统底部向上输入, 其振动方向垂直于管廊结构的延长方向。

考虑到结构的对称性, 以管廊截面纵轴线为对称轴, 土压力计和加速度计各布置一边, 如图 4 所示。

为研究管廊结构的弯矩响应规律,在管廊中部截面外壁均匀布置了一系列应变片,如图 5 所示。

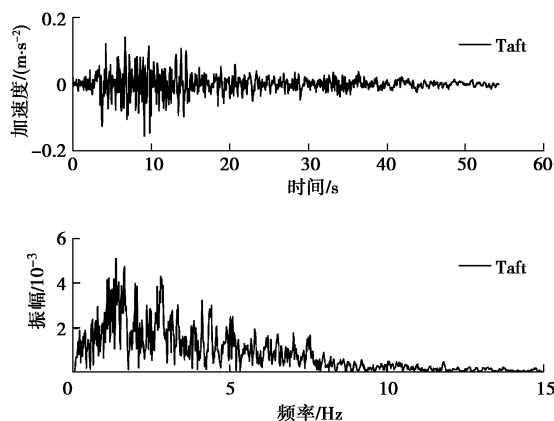


图 3 原始 Taft 地震波时程曲线及其傅里叶谱

Fig. 3 Time-histories and Fourier spectra of original acceleration of Taft earthquake spectra

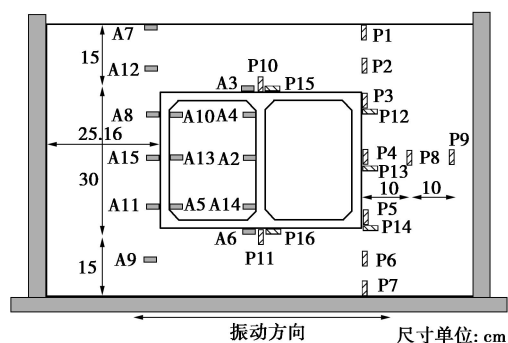


图 4 加速度计和土压力传感器布置

Fig. 4 Arrangement of accelerometers and earthquake sensors

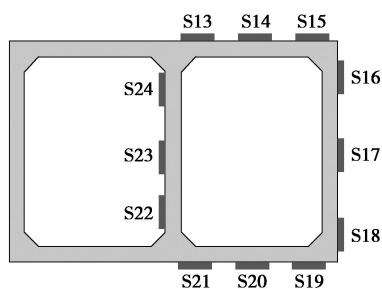


图 5 应变片布置

Fig. 5 Arrangement of strain gauges

## 2 试验结果与讨论

### 2.1 最大土压力响应

试验中土压力计测出的值是土压力增量,正值表示动土压力相对于初始土压力增大。如图 6 所示,不同输入 PGA (0.2g, 0.4g, 0.8g 和 1.2g) 时,最大土压力响应沿深度总是呈现倒立的“W”形分布,这种

分布特征可能是由于振动过程中管廊结构与土体之间相互作用,引起了水平向的土拱效应所致。随着输入 PGA 的增大,各个测点的最大土压力响应也不断增大,只是在 1.2g 时, Taft 地震波下管廊结构底部土压力响应略小于 0.8g 下的响应,说明随着输入 PGA 的增大,PGA 的影响相较于管廊结构逐渐减小。

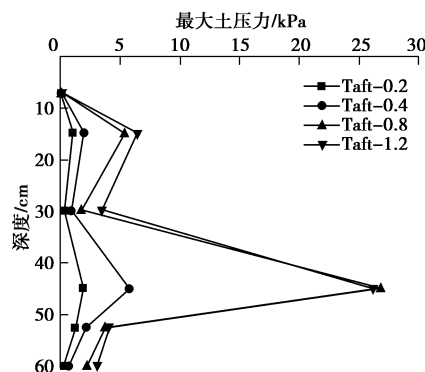


图 6 管廊侧壁邻近土体沿深度最大动土压力响应

Fig. 6 Maximum dynamic earth pressure responses along depth in soils adjacent to side wall

图 7 反映了在 Taft 地震波下,不同输入 PGA 时 (0.2g, 0.4g, 0.8g 和 1.2g),管廊侧壁沿深度从上到下 3 个土压力测点 (P3、P4 和 P5) 测出的土压力响应时程曲线。可以看出,地震过程中,管廊底部的土压力响应一般大于其他两点的响应,中部最小,特别是在最大土压力响应发生的时刻,这进一步验证了之前关于土拱效应的推断。且在地震过后,结构周围土体的应力场相比较于地震发生前已经发生了变化。

由表 2 可知,相比较于初始土压力场,地震过后是减小还是增大,没有特别明显的规律,但在管廊中下部,往往会在震后变小。这说明在地震过后,管廊结构与周围土体可能出现局部脱离、局部挤密的现象,数据显示在结构中下部易出现局部脱离,而在中上部会易出现局部挤密,然而这引起的是与静态作用下截然相反的土压力分布模式。震后土压力相比于最大动土压力的作用小得多,对于顶部 P3 测点,其  $(P_r/P_{dmax}) \times 100\%$  的值为 1.38%~9.15%;对于中部 P4 测点,其  $(P_r/P_{dmax}) \times 100\%$  的值为 3.16%~18.87%;底部 P5 测点的值为 1.21%~4.14%。

### 2.2 加速度响应

由于场地性质、地层深度、结构与岩土体的材料性质等差异,同一地震作用下不同地点的地震响应也会有较为明显的不同<sup>[24]</sup>。图 8 反映了在 Taft 地震波下,不同输入 PGA 时 (0.2g, 0.4g, 0.8g 和 1.2g),管廊侧壁邻近土体沿深度的加速度响应情况。从整体来看,不同输入 PGA 下最大加速度响应均沿深度逐渐减小,各深度处随输入 PGA 的增大而增大。结合管廊结构在

表 2 振动过程中最大动土压力与震后土压力的比较

测点	最大动土压力响应 $P_{dmax}/Pa$			震后土压力 $P_r/Pa$			$(P_r/P_{dmax})/\%$		
	P3	P4	P5	P3	P4	P5	P3	P4	P5
Taft-0.2g	1942	906	5700	54	-29	-69	2.77	3.16	1.21
Taft-0.4g	1942	906	5700	83	104	-236	4.25	11.49	4.14
Taft-0.8g	5395	1736	26735	-494	209	-322	9.15	12.07	1.21
Taft-1.2g	6411	3472	26197	89	655	826	1.38	18.87	3.15

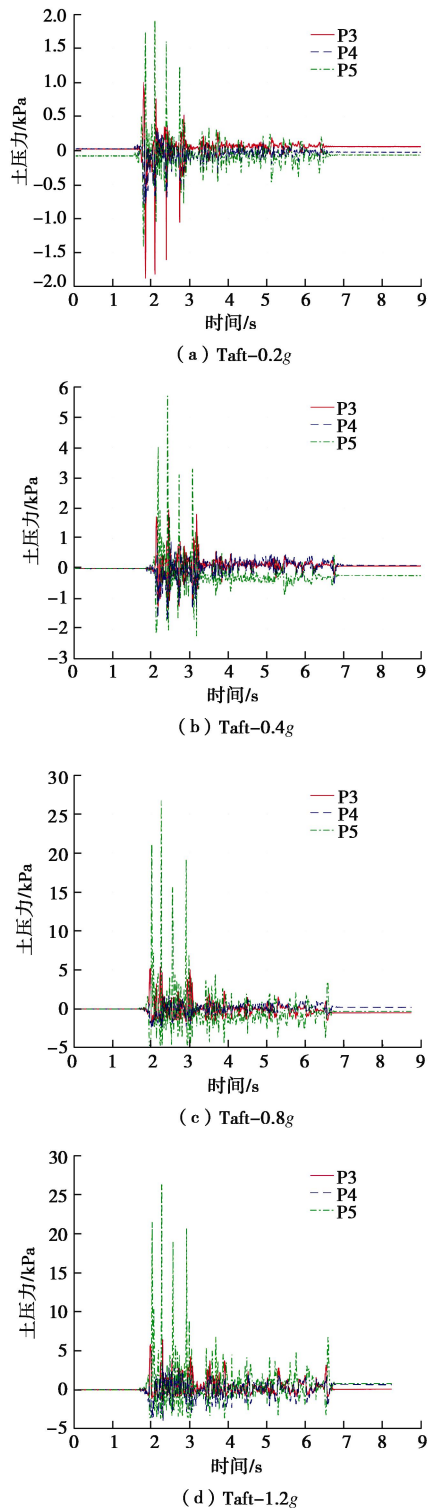


图 7 管廊侧壁周边土压力响应时程曲线

Fig. 7 Time-histories of dynamic earth pressure for surrounding soils adjacent to side wall

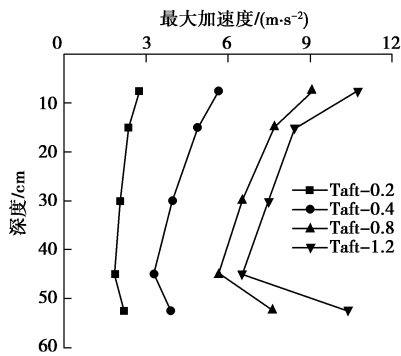


图 8 管廊侧壁邻近沿深度土体最大加速度响应

Fig. 8 Maximum acceleration responses of soils adjacent to side wall along depth

土体中的位置分析，最大加速响应随着深度先减小，然后在管廊侧壁中下部转而逐渐增大，这可能是由土与结构相互作用所引起的。

同时，根据最大加速度沿深度的发展特征可知，管廊侧壁土体的加速度响应沿深度可以分 3 个区段，一区段是管廊结构顶部以上土体，二区段是邻近管廊侧壁土体，三区段是管廊结构底部以下土体，而且随着输入 PGA 的增大，该区段的划分越发明显，也即结构对于周边土体的地震影响影响愈发突出。

如图 9 所示，当输入 PGA 在 0.2g~1.2g 变化时，加速度放大系数在 0.5~1.5 变化，沿深度的分布规律与图 10 中的最大加速度响应类似，且加速度放大系数随着输入 PGA 的增大而减小。所以，当输入峰值加速度加大，所处位置较深时，加速度放大系数多数小于 1.0。

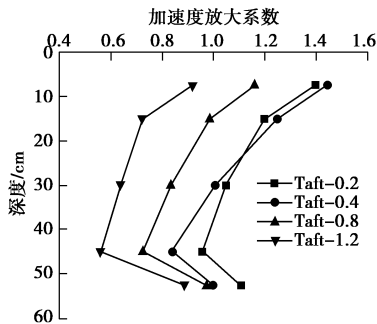


图 9 加速度放大系数在不同地震波型下沿深度的分布

Fig. 9 Distribution of acceleration amplification of the surrounding soils adjacent to side wall along depth

图 10 清楚反映了在 Taft 地震波下，加速度放大

系数在不同输入 PGA 和深度所构成的域中的分布特征——在地表处以及输入 PGA 较大时,加速度放大系数可能会有最大值。例如 PGA 为  $0.2g$  而深度为  $7.5\text{ cm}$  时,加速度放大系数为  $1.44$ ; PGA 为  $1.2g$  而深度为  $52.5\text{ cm}$  时,为  $0.56$ 。此发现与 Yan 等<sup>[9]</sup>、Chen 等<sup>[6]</sup>的研究结论一致。而地震来临时,地震波的 PGA 已经确定,唯一能够控制地下结构加速度响应的只有结构埋深。因此在城市地下综合管廊建设时,应当尽可能的深埋,以保证地下设施在地震作用下不被破坏。

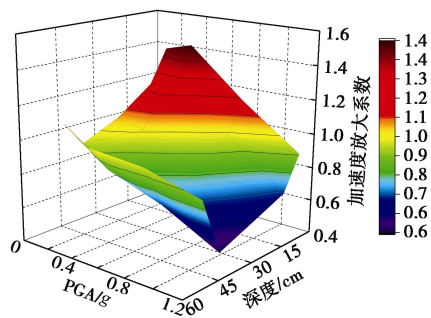
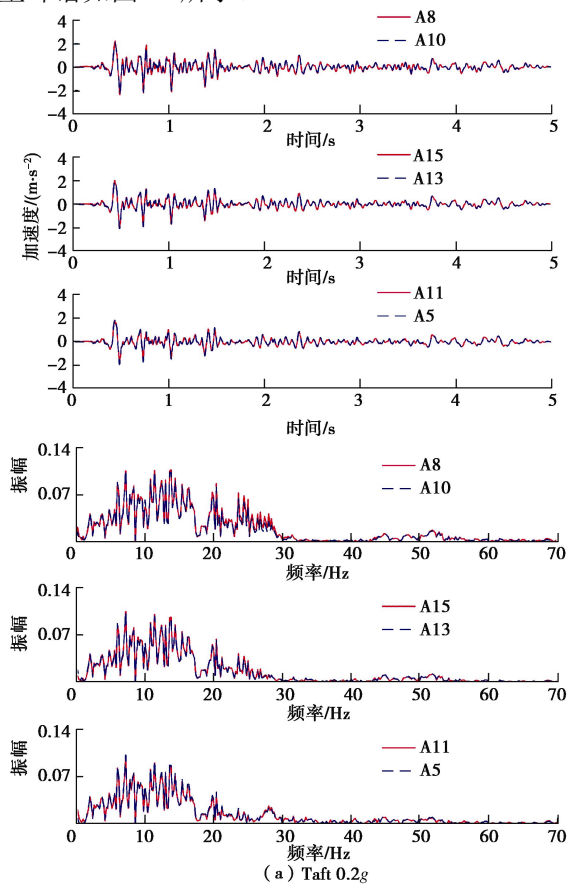


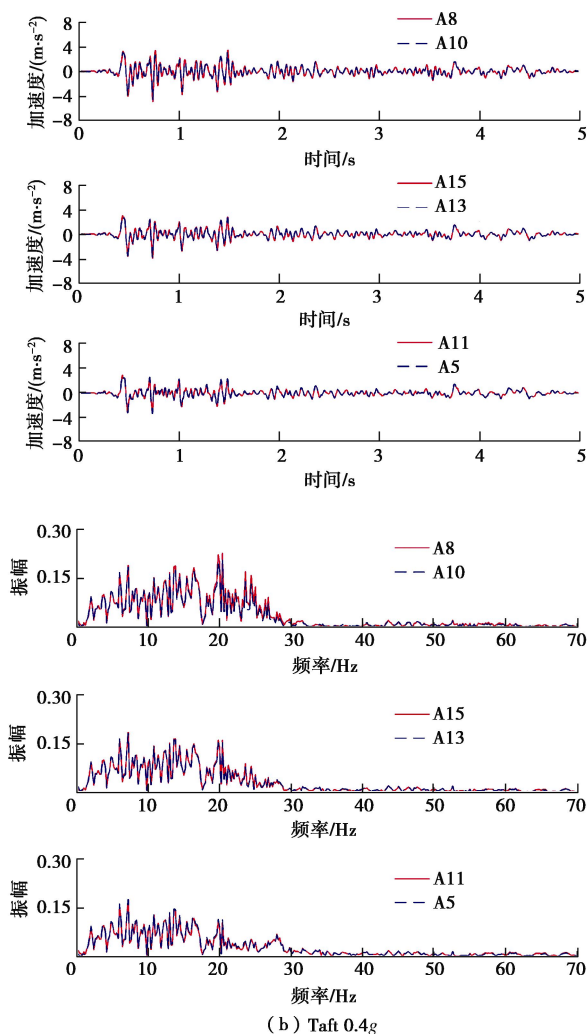
图 10 加速度放大系数分布特征

Fig. 10 Feature of distribution of acceleration amplification

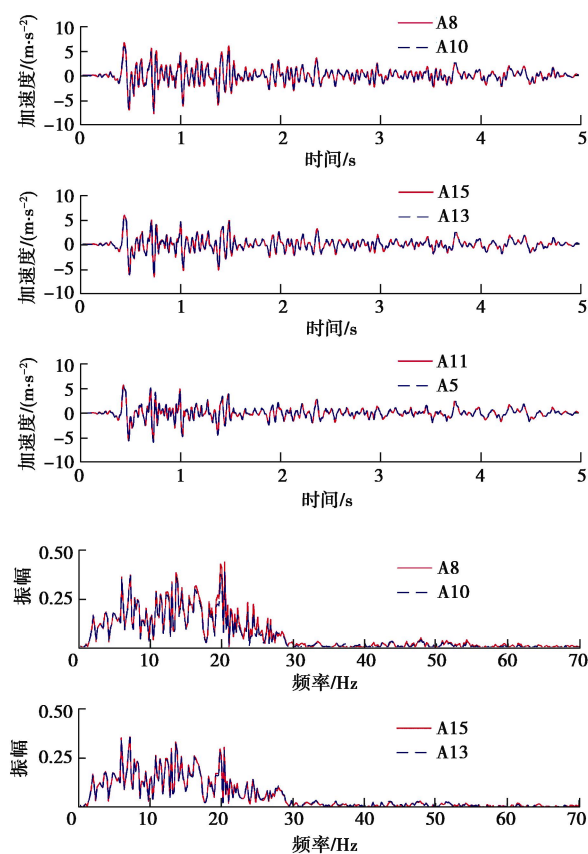
为了研究在地震过程中管廊结构与周围土体的加速度响应差异,在管廊侧壁内壁对应于外壁土体中的加速度测点 (A8、A15 和 A11), 相应布置了 3 个加速度测点 (A10、A13 和 A5)。不同输入 PGA 下 ( $0.2g$ ,  $0.4g$ ,  $0.8g$ ), 上述 6 个测点的加速度响应时程曲线和傅里叶谱如图 11 所示。



(a) Taft 0.2g



(b) Taft 0.4g





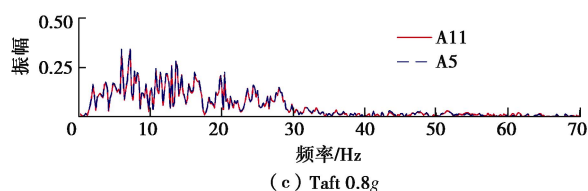


图 11 土体和管廊结构加速度响应时程曲线与傅里叶谱对比  
Fig. 9 Comparison of time histories of acceleration and Fourier spectra between structures and surrounding soils

从时程曲线来看, 在各个输入 PGA 的 Taft 地震波下, 管廊侧壁与周围土体的加速度时程曲线总是基本保持一致, 史晓军等<sup>[25]</sup>通过振动台试验也得出了类似的结论。另外, 由图 11 可以看出, 随着输入峰值加速度 PGA 的增加而加速度响应不断增大。从上述现象说明, 在地震过程中, 管廊结构与周围土体还是保持基本一致的运动模式, 二者之间没有发生明显的脱离现象。

由傅里叶谱可知, 在同一 PGA 地震波下, 管廊结构及其周围土体的振幅在相同频段处也基本保持一致——同一地震波下最大振幅随着深度稍减小, 同一位置随输入 PGA 的增大而增大。只是在 15~30 Hz 时, 土体中的振幅稍大于结构的振幅, 尤其是在管廊结构顶部, 此现象更为明显。这是由于土体和管廊结构的自然频率不同, 同时也说明了地震波的频率成分也会对结构和土体的地震响应造成差异。

2.3 弯矩响应

根据应变片测点数据, 在同一模拟地震作用下, 提取应变片测点测出的最大应变响应, 以此响应对应时刻为本次地震的最不利时刻, 计算出本次模拟地震下管廊结构的弯矩响应, 最终得出了双仓管廊结构在地震作用下的弯矩响应情况, 如图 12 所示。由结构周围的弯矩包络图可知, 在地震波作用下, 管廊结构中拐角处弯矩较大, 而各侧边中点的弯矩就小得多, 几乎为 0。另外, 随着输入 PGA 的增大, 弯矩包络图的范围也随之增大, 转角处测点在不同 PGA 下的弯矩数据如表 3 所示。

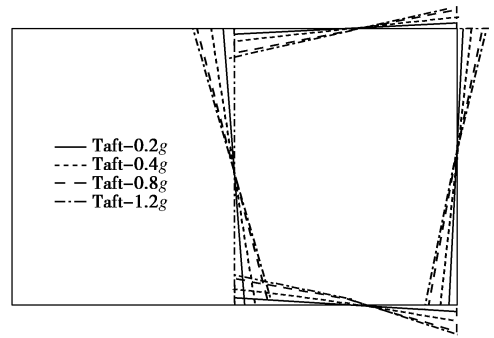


图 12 地震作用下管廊结构弯矩响应  
Fig. 12 Responses of bending moment of utility tunnel structures under earthquake

表 3 不同 PGA 的 Taft 地震波下管廊角点处弯矩值

Table 3 Values of bending moment at corners under Taft

测点编号	earthquake with various PGAs			
	0.2g	0.4g	0.8g	1.2g
S13	-4.74	-10.80	-19.72	-23.02
S15	4.48	9.46	15.36	17.58
S16	5.02	11.38	20.11	22.89
S18	-5.52	-12.15	-20.72	-23.59
S19	-5.71	-13.14	-21.19	-23.83
S21	5.90	12.65	21.47	24.50
S22	7.72	15.98	25.71	28.92
S24	-8.26	-17.35	-27.71	-30.95

注: 负号表示结构的内侧以及内隔墙的右侧受拉。

对弯矩数据进一步分析, 表 4 给出了管廊结构在 Taft 地震波下, 随着 PGA 的增大弯矩响应增量, 由表 4 可知, 4 个拐角处的增量随输入 PGA 的增大而逐渐减小。4 个拐角在输入峰值加速度分别从 0.2g 增大到 0.4g, 0.4g 增大到 0.8g 以及 0.8g 增大到 1.2g 时, 其 4 个拐角处的弯矩增幅依次为 118.46%, 67.99%以及 13.69%。

由此说明当震级越来越大, PGA 越来越高时, 结构中的弯矩响应不会无限增大。这是因为当地震引起的地面运动越剧烈时, 结构随着周围土体整体运动的趋势越发明显, 此时管廊结构的破坏更主要的可能是在延长方向上, 由于地层差异引起管廊结构在延长方向上的纵向弯矩过大, 从而导致地下管廊在某一位置发生断裂。

3 数值模拟验证

3.1 数值模型的建立

考虑到管廊属于无限长结构, 可以应用平面应变模型进行分析, 结合本次试验目的, 本次数值模型为 2D 模型。数值模拟中, 模拟剪切波引起地层产生剪切变形是至关重要的一步。根据 Chen 等<sup>[26]</sup>的研究, 控制模型左右边界在任意深度处的位移自由度相一致, 即可实现上述要求。同时, 考虑到模拟的方便性, 直接模拟原型管廊, 综合管廊截面尺寸为 6.7 m×4.5 m, 其埋深为 2.5 m, 壁厚为 0.3 m, 模拟土体范围为 48 m×28 m。地震波选取 Taft 原始波, 但将其 PGA 调整为 0.2g, 0.4g, 0.8g 和 1.2g, 地震波从模型底部垂直向上输入。整体数值模拟网格划分模型及地震输入方式如图 13 所示。

数值模拟中应用的材料参数如表 5 所示, 包括密度  $\rho$ 、弹性模量  $E$ 、泊松比  $\nu$ 、黏聚力  $c$ 、内摩擦角  $\varphi$  和阻尼比  $D$ 。其中土体弹性模量  $E$  由于和剪切模量  $G$

表 4 Taft 地震波下管廊 4 个角点弯矩随 PGA 增大的增量

Table 4 Incremental values of bending moment at corners with increasing PGAs under Taft earthquake (%)									
PGA	S13	S15	S16	S18	S19	S21	S22	S24	均值
0.2g~0.4g	127.77	111.17	126.90	120.18	129.96	114.55	107.12	110.04	118.46
0.4g~0.8g	82.65	62.32	76.70	70.60	61.33	69.73	60.87	59.69	67.99
0.8g~1.2g	16.75	14.43	13.79	13.83	12.45	14.08	12.48	11.69	13.69

存在理论关系，而动剪切模量  $G$  与动剪应变  $\gamma$  有关，所以 30 MPa 是土体在振动前的初始弹性模量，振动模拟过程中随动剪切模量的变化而变。本次模拟中应用的动剪切模量  $G$  和阻尼比  $D$  与动剪应变  $\gamma$  的关系如图 14 所示。对于土体，应用莫尔-库仑理想弹塑性的本构模型，对于管廊结构应用混凝土塑性损伤模型。

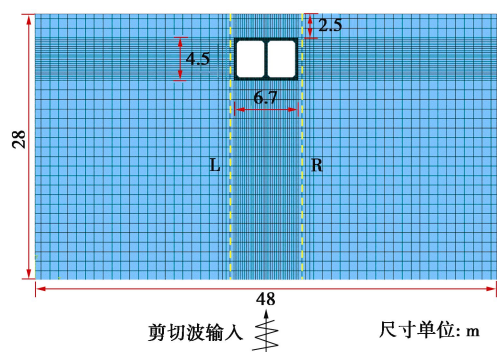


图 13 双仓地下综合管廊数值模拟网格划分模型

Fig. 13 Meshing model for numerical simulation of double-box utility tunnel

表 5 数值模拟材料参数

Table 5 Parameters of material in numerical simulation						
材料	$\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	$E/\text{MPa}$	$\nu$	$c/\text{kPa}$	$\phi/(^{\circ})$	$D$
土体	1740	30(初始)	0.3	2000	35	—
管廊	2400	31500	0.2	—	—	0.05

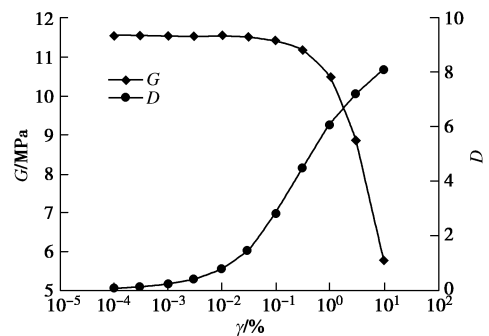


图 14 动剪切模量和阻尼比与动剪应变的关系曲线

Fig. 14 Relationship among dynamic shearing modulus, damping ratio and dynamic shearing strain

3.2 数值模拟结果分析

提取不同工况下管廊侧壁邻近土体(如图 13 中左侧虚线所示)的加速度响应数据，发现加速度响应沿深度与试验结果有非常类似的规律，如图 15 所示。首

先从整体上来看，水平加速度峰值沿深度逐渐减小，各深度的水平加速度峰值随输入 PGA 的增大而增大。结合管廊结构在土体中的位置来看(如图 15 中虚线框所示)，也出现了从管廊顶部先减小、在管廊中部又转而增大的现象。

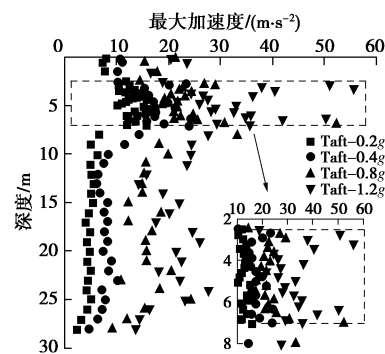


图 15 管廊侧壁邻近土体水平加速度响应

Fig. 15 Maximum acceleration responses of soils adjacent to side wall of utility tunnel

图 16 反映了结构侧壁邻近土体(如图 13 中右侧黄色虚线所示)的最大水平向土压力响应。从图 15 中可以看出，最大土压力响应在管廊结构附近呈现了非常明显的倒立的“W”形分布，这充分说明了在地震动下，管廊结构侧壁与邻近土体相互作用形成了土拱效应，这也非常符合之前由试验结果做出的猜想，同时也进一步说明前述“三区段”分析的正确性。随着输入 PGA 的增大，最大土压力响应也随之增大，但增加幅度在管廊结构周围逐渐减小。此外，由于本次数值研究的土体深度较试验相对更深，所以反映出了

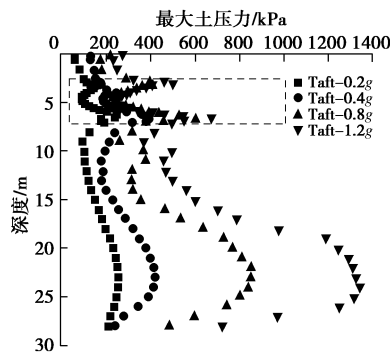


图 16 管廊侧壁邻近土体水平土压力响应

Fig. 16 Responses of maximum horizontal earth pressure of soils adjacent to side wall of utility tunnel

另一重要特征, 即在远离结构的深部土体, 其最大土压力并不是逐渐减小或逐渐增大的, 而是在从管廊结构先开始增大, 而后在距管廊底部约三倍管廊高度的深度位置逐渐减小。

由图 15, 16 给出的加速度响应和土压力响应特征来看, 数值模拟的结果与试验的结果在规律上的有很高的吻合度, 由此证明了试验结果的可信性。

## 4 结 论

基于相似理论, 利用振动台试验系统模拟研究了在不同地震波下, 管廊结构及其周围土体的物理力学以及运动响应特征, 同时结合数值模拟对试验结果进行了对比, 由此主要得到如下 4 点结论。

(1) 管廊侧壁沿深度最大土压力响应呈现倒立的“W”形分布, 这可能是振动引起土拱效应所致, 且经过地震作用后, 结构周围土体的土压力场也发生了改变。

(2) 管廊侧壁最大加速度响应沿深度先随深度减小, 在管廊中下部转而增大。加速度放大系数随着输入 PGA 增大而减小, PGA 为  $0.2g \sim 1.2g$  时, 其值在  $0.5 \sim 1.5$  变化。在地震过程中, 结构及其周围土体基本保持一致的运动模式。

(3) 在地震荷载作用下, 在结构拐角处会产生较大的弯矩响应, 随着输入 PGA 的增大而增大。

(4) 随着输入 PGA 的增大, 管廊结构对于周围土体的土压力以及加速度响应的影响越发明显, 但管廊结构自身弯矩则不会无限增大。

## 参考文献:

- [1] MILIND P D C, RANJITH P G, ZHAO J. Behavior of shallow tunnel in soft soil under seismic conditions[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, **82**: 30 - 38.
- [2] STAMOS A A, BESKOS D E. 3-D seismic response analysis of long lined tunnels in half-space[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1996, **15**(2): 111 - 118.
- [3] GIL L M, HERNANDEZ E, DE LA FUENTE P. Simplified transverse seismic analysis of buried structures[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2001, **21**(8): 735 - 740.
- [4] HASHASH Y M A, HOOK J J, SCHMIDT B, et al. Seismic design and analysis of underground structures[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, **16**(4): 247 - 293.
- [5] TATEISHI A. A study on seismic analysis methods in the cross section of underground structures using static finite element method[J]. Structural Engineering, 2005, **22**(1): 41 - 54.
- [6] CHEN J, SHI X J, LI J. Shaking table test of utility tunnel under non-uniform earthquake wave excitation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010, **30**(11): 1400 - 1416.
- [7] 杜修力, 王 刚, 路德春. 日本阪神地震中大开地铁车站地震破坏机理分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2016, **36**(2): 165 - 171. (DU Xiu-li, WANG Gang, LU De-chun. Earthquake damage mechanism analysis of Dakai metro station by Kobe Earthquake[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2016, **36**(2): 165 - 171. (in Chinese))
- [8] WANG G, YUAN M, YU M, et al. Experimental study on seismic response of underground tunnel-soil-surface structure interaction system[J]. Tunnelling Underground Space Technology, 2018, **76**: 145 - 59.
- [9] YAN K, ZHANG J, WANG Z, et al. Seismic responses of deep buried pipeline under non-uniform excitations from large scale shaking table test[J]. Soil Dyn Earthq Eng, 2018, **113**: 180 - 92.
- [10] SINGH D K, MANDAL A, KARUMANCHI S R, et al. Seismic behaviour of damaged tunnel during aftershock[J]. Engineering Failure Analysis, 2018, **93**: 44 - 54.
- [11] 胡 翔, 薛伟辰. 预制预应力综合管廊受力性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2010, **43**(5): 29 - 37. (HU Xiang, XUE Wei-chen. Experimental study of mechanical properties of PPMT[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, **43**(5): 29 - 37. (in Chinese))
- [12] 施有志, 柴建峰, 林树枝, 等. 地下综合管廊边界条件对地震动力响应影响数值分析[J]. 吉林大学学报(地球科学版), 2018, **48**(1): 213 - 225. (SHI You-zhi, CHAI Jian-feng, LIN Shu-zhi, et al. Numerical analysis on influence of boundary conditions on seismic dynamic response of underground utility tunnels[J]. Journal of Jilin University(Earth Science Edition), 2018, **48**(1): 213 - 225. (in Chinese))
- [13] JIANG L, CHEN J, JIE L. Seismic response of underground utility tunnels: shaking table testing and FEM analysis[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, **9**(4): 555 - 67.
- [14] MASON H B, TROMBETTA N W, CHEN Z, et al. Seismic soil-foundation-structure interaction observed in geotechnical centrifuge experiments[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, **48**(6): 162 - 74.



- [15] 史晓军, 陈 隽, 李 杰. 非一致地震激励地下综合管廊振动台模型试验研究(I)——试验方法[J]. 地震工程与工程振动, 2010, **30**(1): 147 - 154. (SHI Xiao-jun, CHEN Jun, LI Jie. Shaking table test on utility tunnel under non-uniform seismic excitations(I): experimental setup[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2010, **30**(1): 147 - 154. (in Chinese))
- [16] 陈 隽, 史晓军, 李 杰. 非一致地震激励地下综合管廊振动台模型试验研究(II)——试验结果[J]. 地震工程与工程振动, 2010, **30**(2): 123 - 130. (CHEN Jun, SHI Xiao-jun, LI Jie. Shaking table test of utility tunnel under non-uniform seismic excitations(II): experimental results[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2010, **30**(2): 123 - 130. (in Chinese))
- [17] 蒋录珍, 陈 隽, 李 杰. 非一致地震激励地下综合管廊振动台模型试验研究(III)——数值模拟[J]. 地震工程与工程振动, 2010, **30**(3): 45 - 52. (JIANG Lu-zhen, CHEN Jun, LI Jie. Shaking table test of utility tunnel under non-uniform seismic excitations(III): numerical simulation[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2010, **30**(3): 45 - 52. (in Chinese))
- [18] 曹文冉, 田 伟, 李 春. 双向叠层剪切箱的研制及模型土体振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(增刊 2): 249 - 253. (CAO Wen-ran, TIAN Wei, LI Chun. Development of 2-D laminar shear box and shaking table tests on model soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(S2): 249 - 253. (in Chinese))
- [19] 国 巍, 李绿宇, 邵 平. 大型结构地震模拟振动台及台阵的试验精度分析[J]. 地震工程与工程振动, 2016, **36**(2): 16 - 21. (GUO Wei, LI Lu-yu, SHAO Ping. Precision analysis of large structure seismic experiment utilizing shaking table for earthquake simulation[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2016, **36**(2): 16 - 21. (in Chinese))
- [20] 陈国兴, 王志华, 左 熹, 等. 振动台试验叠层剪切型土箱的研制[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(1): 89 - 97. (CHEN Guo-xing, WANG Zhi-hua, ZUO Xi, et al. Development of laminar shear soil container for shaking table tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(1): 89 - 97. (in Chinese))
- [21] 刘晶波, 王东洋, 谭 辉, 等. 隧道纵向地震反应分析的整体式反应位移法[J]. 工程力学, 2018, **35**(10): 17 - 26. (LIU Jing-bo, WANG Dong-yang, TAN Hui, et al. Integral response displacement method for longitudinal seismic response analysis of tunnel structure[J]. Engineering Mechanics, 2018, **35**(10): 17 - 26. (in Chinese))
- [22] 谢礼立, 翟长海. 最不利设计地震动研究[J]. 地震学报, 2003, **25**(3): 250 - 261. (XIE Li-li, ZHAI Chang-hai. Study on the severest real ground motion for seismic design and analysis[J]. Acta Seismologica Sinica, 2003, **25**(3): 250 - 261. (in Chinese))
- [23] 翟长海, 谢礼立. 抗震结构最不利设计地震动研究[J]. 土木工程学报, 2005, **38**(12): 51 - 58. (ZHAI Chang-hai, XIE Li-li. The severest design ground motions for seismic design and analysis of structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2005, **38**(12): 51 - 58. (in Chinese))
- [24] 王国波, 袁明智, 苗 雨. 结构-土-结构相互作用体系地震响应研究综述[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(5): 837 - 847. (WANG Guo-bo, YUAN Ming-zhi, MIAO Yu. Review of seismic response of structure-soil-structure interaction system[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(5): 837 - 847. (in Chinese))
- [25] 史晓军, 陈 隽, 李 杰. 地下综合管廊大型振动台模型试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2008, **28**(6): 116 - 123. (SHI Xiao-jun, CHEN Jun, LI Jie. Shaking table test on underground utility tunnel[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2008, **28**(6): 116 - 123. (in Chinese))
- [26] CHEN G X, CHEN S, ZUO X, et al. Shaking-table tests and numerical simulations on a subway structure in soft soil[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, **76**: 13 - 28.