

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20210827002

# 基于数值统计的浅埋地下结构地震动强度指标 与抗震性能水平划分研究\*

王伟, 杨靖, 张广宇, 庄海洋

(南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009)

**摘要:** 现阶段地下结构易损性分析还处于初步研究阶段,以单层双跨的日本大开车站为原型,建立了土与单层地下结构动力相互作用的有限元模型。首先根据地震动的频率,选取地震动;再采用增量动力时程分析方法(IDA),给出了地下结构地震损伤状态的判定与定量划分方法,最后挑选出合适的地震强度指标(IM)。分析结果表明,基于PGA(地表峰值加速度)/PGV(地表峰值速度)分类的地震动记录在IDA曲线上表现出显著的差异,地震动选取的合理性以及随机性是地下结构地震易损性曲线客观性的重要保证;峰值地面加速度(PGA)与场地土层顶底峰值相对位移(PSSRD)均可作为该类浅埋矩形地下结构地震易损性分析的有效且合适的地震动强度指标。基于场地的非线性地震反应特征,对于深埋地下结构的地震动强度指标还有待进一步研究。

**关键词:** 地铁地下车站结构;土-结构相互作用;数值模拟;抗震性能水平;地震动强度指标

**中图分类号:** TU352.4;TU93 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2023)04-0732-10

## Seismic Performance Levels and Intensity Index of Shallow-buried Underground Structure by Numerical Statistical Method

WANG Wei, YANG Jing, ZHANG Guangyu, ZHUANG Haiyang

(Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China)

**Abstract:** The studies on the vulnerability analysis of underground structures are still in the preliminary stages. This paper uses the single-story double-span Daikai station in Japan as a prototype to establish a finite element model to investigate the dynamic interaction between soil and single-story underground structures. First, select the ground motion according to its frequency; then use the incremental dynamic analysis method (IDA) to give the determination and quantitative division method of the seismic damage state of the underground structure, finally select the suitable seismic intensity measure (IM). The results show that the ground motion records based on PGA (peak ground acceleration)/PGV (peak ground velocity) classification show significant differences on the IDA curve, thus, the rationality and randomness of ground motion selection are important guarantees for the objectivity of seismic vulnerability curve of underground structure. The peak ground acceleration (PGA) and the

\* 收稿日期:2021-08-27;修回日期:2021-10-25

基金项目:国家自然科学基金(51778290,51978333)资助

作者简介:王伟(1997—),硕士研究生。主要从事地铁地下结构抗震研究。E-mail:ww970107@163.com

通讯作者:庄海洋(1978—),教授,博导。主要从事土动力学和地下结构抗震与减隔震研究。

E-mail:zhuang7802@163.com

peak site surface relative displacement (*PSSRD*) can be used as an effective and suitable ground dynamometer for seismic vulnerable analysis of such shallow rectangular underground structures. For the deeply buried underground structure, the intensity index for its seismic performance should be studied further.

**Keywords:** underground structures; soil-structure interaction; numerical simulation; seismic performance level; seismic intensity measure

## 0 引言

如何加强地下结构的抗震能力,一直是岩土工程的重要课题。1995年,在日本关西地区发生阪神大地震,震中大开地铁车站损坏严重,地铁车站中央部分120 m长线路上30多根柱子完全毁坏,引起混凝土顶板破坏,直接导致上方路面坍塌<sup>[1]</sup>。上世纪1999年的台湾集集地震,以及本世纪2004年的日本新潟地震,2008年的汶川地震和2016年的Kumamoto地震均出现了隧道的地震灾害<sup>[2-5]</sup>,以及2011年新西兰大地震都造成了地下生命线设施的严重破坏<sup>[6]</sup>。这些地下结构的震害打破了我们对于地下结构抗震能力的传统认识,尤其是1995年阪神大地震中大开地铁车站标准段的结构垮塌,更是说明地下结构的抗震性能远不及我们的预想。

为了评估工程结构的抗震性能,地震易损性分析方法应运而生,这种基于概率的分析方法可以评估某种结构在不同强度和不同种类的地震作用下达到各类破坏临界状态的概率。从以往的研究来看,易损性曲线分为两种,一种为数值易损性曲线,另一种为经验易损性曲线,两者都可以宏观描述结构在地震下出现损伤的概率。原则上,建立地震易损性曲线需要专家协调使用对工程结构实际地震破坏的调查,以及采用动力分析方法进行的结构地震响应数值模拟<sup>[7]</sup>。目前,因为地下结构的隐蔽性,其地震易损性评估仍然严重依赖于专家判断和以往少数的地下结构震后地震损伤调查<sup>[8-9]</sup>。但是,经验易损性的局限性在于无法充分考虑各种因素的不确定性,包括地下结构所处的场地条件、结构特征以及地震动特性等,这在一定程度上会影响经验易损性曲线在地下结构抗震评估中的适用性。

早年间,众多学者研究建立的地上结构数值易损性曲线已经得到了广泛的应用。近些年,地下结

构的数值易损性曲线也得到了研究。例如,Z.L.Zhong等<sup>[10]</sup>和T.Liu等<sup>[11]</sup>建立了日本大开地铁地下车站的地震易损性曲线,其中文献[10]基于场地地表峰值加速度(*PGA*)作为地震动强度指标(*IM*),而文献[11]的研究则发现地表峰值速度(*PGV*)在双对数线性回归下有更小的离散度,更适合作为*IM*。同时,J.Huh等<sup>[12]</sup>以层间位移角作为结构损伤指标(*DM*),基于*PGA*建立了浅埋两层箱形结构的地震易损性曲线。Z.M.He等<sup>[13]</sup>研究时考虑到了竖直地震动分量的影响,基于*PGV*建立了大空间混凝土地下结构的易损性曲线,其结果表明:若在研究时忽略竖直地震动分量,其结果将会高估大空间地下结构的抗震性能水平。总体而言,在传统的地下结构抗震性能分析中多数采用的是一种确定性的分析方法,针对的是特定结构、特定场地以及特定的地震动条件假设,而基于概率的地下结构易损性分析方法则需要充分考虑许多不同因素的耦合作用。

本文将基于概率的地震易损性分析方法应用到典型的浅埋单层双跨矩形地下结构,根据W.K.Tso等<sup>[14]</sup>对于地震动的划分方法,选取了20条地震动,运用增量动力分析方法(*IDA*)进行了300个工况的地下结构地震反应的非线性动力时程分析,运用统计学方法,基于层间位移角(*IDR*)限值指标提出了基于数值统计的地下结构抗震性能水平划分方法。在此基础上,选取了*PGA*、*PGV*、*PBA*(输入基岩峰值加速度)、*Arias Intensity*(阿里亚斯强度)和*PSSRD*(场地顶底峰值相对位移)作为浅埋地下结构的潜在地震动强度指标(*IM*),通过对比分析,确定浅埋地下结构地震合理的*IM*。相比于已有的研究成果,本文地下结构采用混凝土动力损伤本构模型和实体单元模拟混凝土及其非线性动力学特性,并且采用黏弹性土体非线性动力本构模型模拟土的力学特性,能够更好地描述地下结构地震破坏及其损伤特征。

# 1 地下结构易损性分析方法

在地震易损性分析中,通常假定结构损伤指标(DM)与地震动强度指标(IM)两者服从双对数线性分布,根据 A.C.Cornell 等<sup>[15]</sup>的研究可以用公式(1)表达:

$$\ln(DM) = \ln(a) + b \ln(IM) \quad (1)$$

式中, $a$ 和 $b$ 是拟合参数。根据参考文献[16],易损性曲线由公式(2)描述:

$$P(DS|IM = X) = \Phi\left(\frac{1}{\beta_{tot}} \ln\left(\frac{X}{\mu}\right)\right) \quad (2)$$

式中, $P(DS|IM = X)$ 是在给定的IM下超过DM的条件概率; $\Phi(-)$ 是标准的正态累积分布函数; $X$ 是地面运动的强度测度; $\mu$ 是对应于DM的中值,可以通过公式(1)计算。标准偏差 $\beta_{tot}$ 通过结合三个不确定性指标来计算。它可以表示为:

$$\beta_{tot} = \sqrt{\beta_c^2 + \beta_{DS}^2 + \beta_D^2} \quad (3)$$

式中, $\beta_c$ 表示地下结构的承载力不确定性,由于本文采用了确定的地下结构,故忽略了 $\beta_c$ ; $\beta_{DS}$ 表示结构损伤度量定义所引起的不确定性,本文将 $\beta_{DS}$ 设为0.4<sup>[9]</sup>; $\beta_D$ 是IM-DM双对数回归线性分析的平均对数标准差,可由公式(4)计算:

$$\beta_D = \sqrt{\frac{\sum(\ln(DM) - \ln(aIM^b))^2}{N-2}} \quad (4)$$

式中,DM为地震动损伤指标;IM为地震动强度指标; $N$ 为非线性动态时程分析的总数。

根据地下结构尺寸和所处场地条件,首先建立土-地下结构非线性动力相互作用的有限元模型。在该模型中,考虑土的动力非线性特性<sup>[17]</sup>、混凝土的地震损伤特性<sup>[18]</sup>以及土与结构之间的动力相互作用,建立的有限元模型通过已有的地震损伤案例或可信模型试验进行必要的验证<sup>[19]</sup>。

本文地下结构地震易损性具体分析的步骤如图1所示。第一步,根据 W.K.Tso 等<sup>[14]</sup>提出的地震动分类方法,需要区分地震动频率特性,选取足够的地震动作为土-地下结构相互作用系统的基岩输入地震动;第二步,利用上述有限元模型和选定的地震动,在不同地震动强度下设计足够的计算工况,运用增量动力分析法(IDA)计算地下结构的地震反应;第三步,针对地下结构受到震害的水平,对其震害进行定量划分,并对相应的震害条件详细界定;第四步,利用本研究中选择的最大层间位移角

(IDR)作为地震动损伤指标(DM),对不同IM和DM的双对数线性回归结果进行比较和评价,在此基础上选择适合的IM。

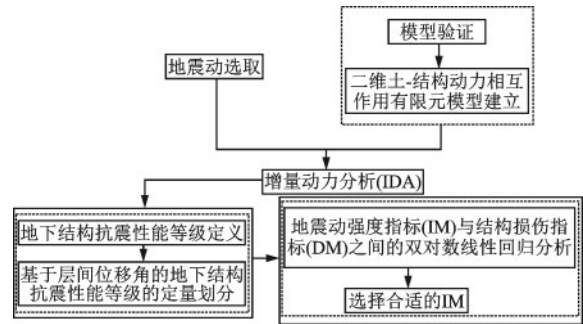


图1 本文提出的地铁地下车站地震易损性分析步骤

Fig.1 Analysis steps of seismic performance and vulnerability of underground structures

# 2 基于数值统计的地下结构抗震性能水平

## 2.1 大开车站结构及其场地条件

大开车站的震害是历史上第一个被充分记录的地铁地下结构倒塌的案例。本文选取了在1995年阪神地震中遭遇严重破坏且倒塌的大开车站主截面作为研究对象,图2给出了大开车站横截面的详细尺寸与配筋。车站钢筋混凝土主截面的外形尺寸为17 m×7.17 m,顶板厚度为0.8 m,底板厚度为0.85 m,侧墙厚度为0.7 m。钢筋混凝土矩形中柱

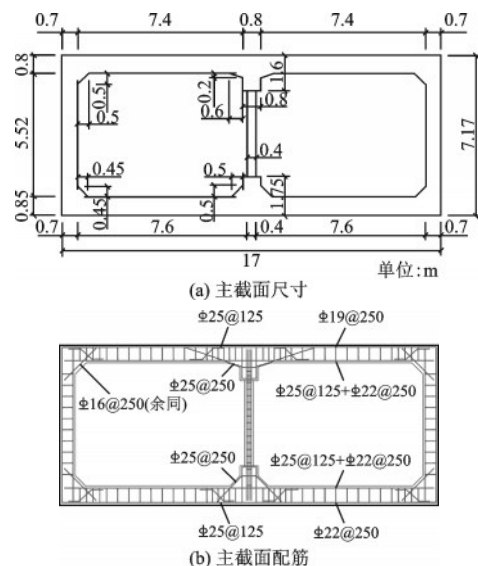


图2 大开车站横断面详图

Fig.2 Cross section size and reinforcement of Daikai subway station

的横截面尺寸为 0.4 m×1.0 m,纵向间距为 3.5 m,中柱的有效高度为 3.82 m。车站结构埋深约为 4.8 m。针对大开车站的实际工程,大开车站所处场地属于 II 类场地,土体的参数见表 1。

表 1 场地土层信息

Table 1 Physical parameters of soils in site

编号	土层	厚度/ m	密度/ (kg·m <sup>-3</sup> )	泊松比	黏聚力/ kPa	剪切波速/ (m·s <sup>-1</sup> )
1	人工填土	1	1 900	0.33	20	140
2	全新世砂土	4.1	1 900	0.30	1	140
3	全新世砂土	3.2	1 900	0.32	1	170
4	更新世黏土	3.1	1 900	0.40	30	190
5	更新世黏土	5.8	1 900	0.30	30	240
6	更新世砂土	22	2 000	0.26	1	330

本文采用 ABAQUS 建立土与地下结构的非线性动力相互作用二维有限元模型。至于二维模型的边界,半无限空间的场地在距地下结构 85 m(地下结构宽度的 5 倍)距离处被截断,能够有效消去场地边界对地下结构地震反应的影响,本文中模型场地宽度取 200 m,深度取 39.2 m,如图 3 所示。为了取得计算精度与效率上的平衡,土体与结构的实体

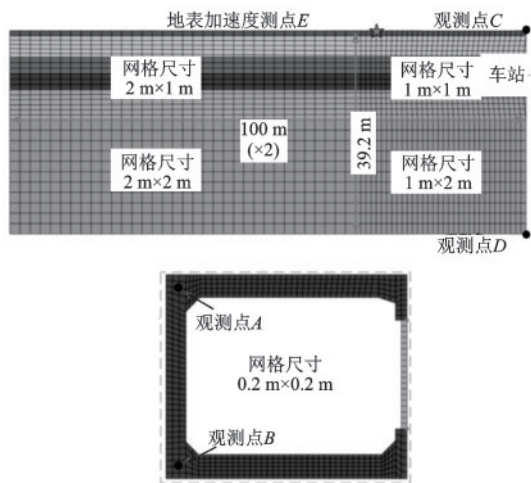


图 3 土-地下结构相互作用有限元模型网格

Fig.3 Finite element meshes of soil-underground structure interaction system

单元均采用四节点平面应变减损积分单元 CPE4R 来模拟,车站结构中的钢筋采用两节点梁单元 B21 模拟。为了观测车站结构的水平相对位移以及场地基岩与地表的水平相对位移,分别设置了观测点 A 和 B,以及远离地下结构的观测点 C 和 D,并在场地地表设置了地面加速度测点 E。

在实际工程中,车站结构沿纵向每 3.5 m 分布一根中柱,当三维地铁车站结构等效为二维平面应变问题时,采用等刚度折减弹性模量的方法来考虑平面应变单元对中心柱的模拟。在本文中,中柱相当于沿地铁车站纵向厚度为 0.4 m 的连续墙。等效墙的混凝土弹性模量可表示为

$$E_{eq} I_{eq} = \frac{E_c I_c}{D} \quad (5)$$

式中, $E_{eq} I_{eq}$  是地铁纵向单位宽度墙的等效刚度; $E_c I_c$  是中柱的刚度; $D$  是沿地铁站纵向的中柱间距( $D=3.5$  m)。中柱混凝土等效弹性模量为  $8.57 \times 10^3$  MPa。

本文采用土与地下结构静动力耦合处理技术,整个过程分三步进行。首先,固定自由场的底部边界并限制侧向边界水平方向上的位移,完成土-地下车站结构相互作用体系的静力计算;其次,将上述静力荷载下的分析结果用于地应力平衡计算,在 ABAQUS 软件中通过设置预定义场完成;最后,在施加动荷载前解除自由场两侧边界的水平约束并限制其竖向位移,自由场底部边界保留竖向约束,而水平约束则转换为输入地震动。

土与地下车站结构的法向接触采用“硬”接触,即土与结构发生拉应力时发生分离。切向接触服从库仑摩擦定律,即当接触面上的剪应力大于它们之间的最大摩擦力时,土体将与地下结构物发生切向滑动,本文采用土与结构接触面的摩擦系数  $\mu=0.4$ 。

土体的非线性动本构模型采用 H. Y. Zhuang 等<sup>[17]</sup>建立的软土记忆性黏塑性嵌套本构模型,该本构模型已通过动三轴试验验证了可行性,并与常用的等效线性本构模型对自由场地震反应的分析结果进行了对比分析,显示了该本构模型的优越性<sup>[18]</sup>。混凝土非线性动力本构模型<sup>[19]</sup>选用黏塑性动力损伤模型,具体模型参数见参考文献[19]。钢筋被假定为弹性材料,其弹性模量为 210 GPa。

## 2.2 输入地震波选取

输入地震动的频谱特性对工程结构的地震动

应有着重要的影响, D. Vamvatsikos 等<sup>[20]</sup>的研究表明, 在 IDA 方法中采用 20 条地震动记录可足够反映地震动带来的不确定影响。根据 W. K. Tso 等<sup>[14]</sup>对于地震动的分类, 根据  $PGA/PGV$  将地震动分为三个大类: (1)  $PGA/PGV > 1.2$ , 属于高频波; (2)

$0.8 < PGA/PGV < 1.2$ , 属于中频波; (3)  $PGA/PGV < 0.8$ , 属于低频波。按上述分类方法, 本文选取了矩震级大于 6 级且震中距小于 50 km 的 20 条地震动记录, 其中包含 6 条低频地震动, 8 条中频地震动以及 6 条高频地震动, 见表 2。

表 2 选定的地震记录  
Table 2 Ground motions selection

编号	地震事件	记录台站	$PGA/g$	$PGV/(m \cdot s^{-1})$	$PGA/PGV$
1	Imperial Valley-06;1979	El Centro Array #10	0.173	0.507	0.342
2	汶川地震, 2008	什邡八角	0.586	1.152	0.508
3	Erzican Turkey;1992	Erzincan	0.496	0.782	0.635
4	Imperial Valley-06;1979	El Centro Array #7	0.341	0.517	0.659
5	Imperial Valley-06;1979	El Centro Array #6	0.447	0.670	0.667
6	Kocaeli-Turkey;1999	Izmit	0.165	0.223	0.740
7	Imperial Valley-02;1940	El Centro Array #9	0.280	0.309	0.906
8	Kobe_ Japan;1995	KJMA	0.834	0.911	0.916
9	Northridge-01;1994	LA-Sepulveda VA Hospital	0.753	0.777	0.969
10	Imperial Valley-06;1979	El Centro Array #5	0.529	0.489	1.081
11	Loma Prieta;1989	Corralitos	0.645	0.560	1.152
12	Loma Prieta;1989	Gilroy - Gavilan Coll	0.359	0.311	1.153
13	Loma Prieta;1989	LGPC	0.607	0.515	1.179
14	Cape Mendocino;1992	Petrolia	0.591	0.493	1.198
15	Loma Prieta;1989	Gilroy Array #1	0.415	0.336	1.234
16	Chi-Chi_ Taiwan;1999	CHY087	0.135	0.104	1.301
17	Niigata; 2004	NIGH06	0.363	0.250	1.453
18	Niigata; 2004	FKSH21	0.252	0.145	1.741
19	汶川地震, 2008	卧龙	0.957	0.509	1.882
20	San Fernando; 1971	-	0.382	0.164	2.334

增量动力分析方法 (IDA) 可以将一条地震动记录按照多个强度等级进行缩放, 不但能够准确地反映出结构在不同的地震动强度下的地震响应, 同时也能够反映结构体系地震反应的弹性阶段和弹塑性阶段, 进而给易损性分析提供必要的的数据。在 IDA 分析中, 地震动记录的增量步幅的选择也很重要, 过小的步幅会导致巨大的计算工作量, 过大的步幅会丢失工程结构地震能力曲线中的关键性能点。为权衡计算效率与精度, 本文将每条地震动调整至 15 个强度等级, 在  $0.05g$  至  $0.5g$  增量步幅设定为  $0.05g$ , 在  $0.5g$  至  $1g$  增量步幅设定为  $0.1g$ 。考虑到反演在数值模拟中的准确程度并不高, 本研究输入地震动时未进行反演, 地下结构的地震动从场地底部水平向输入, 故定义基岩峰值加速度为 peak bedrock acceleration (PBA)。

### 2.3 地下结构抗震性能水平划分

目前, 最大层间位移角 (IDR) 仍然是被广泛用来量化地下结构地震损伤状态的重要指标<sup>[10-11]</sup>, 因此, 本文同样将 IDR 作为 DM 来评估大开车站结构的地震损伤。对于矩形地下结构, 基于 IDR 的抗震性能水平划分目前尚没有统一的标准, 众多学者建立了相应的基于 IDR 的性能指标限值<sup>[10-11]</sup>。根据《地下结构抗震设计标准》<sup>[21]</sup>中 6.9.1 条和 6.9.2 条规定, 单层地下结构的弹性层间位移角要求在  $1/550$  以内, 弹塑性层间位移角要求在  $1/250$  以内, 用 IDR 作为 DM 的性能指标限值体系能较好的与规范对应, 也是目前易损性研究广泛使用的指标。鉴于地下结构地震开裂造成漏水是其严重震害之一, 同时中柱的地震承载性能决定其本身是否会发生地震

坍塌的重要因素,为了能够真实反映本文的单层双跨矩形框架地铁地下车站结构的抗震性能,本文首先根据地下结构地震损伤程度,进行抗震性能划分,划分为基本完好、轻微破坏、中度破坏、严重破坏和倒塌五个等级<sup>[10-11]</sup>,该划分方法主要以侧墙与顶底板开裂破坏程度以及中柱的承载能力为依据划分。根据数值计算结果,统计每个抗震性能等级下各个工况所对应的IDR,并对其进行参数检验,研究其分布性质,基本完好的工况共计30个,其余4个抗震性能等级的工况频数大致相等(需要说明的是,此处的统计个数共计297个,有3个工况由于收

敛问题,并未能完成整个输入地震动时程的非线性动力分析,故忽略)。如图4所示,可以发现中度破坏服从正态分布,而其他三个等级则服从偏态分布。因此,本文采用概率学常用的方法,对这三个抗震性能等级对应的IDR数据取自然对数,使其服从正态分布。最后,对于各个抗震性能等级,取其统计数据的 $\mu-\beta$ 和 $\mu+\beta$ 分别为IDR限值的上下限( $\mu$ 为均值, $\beta$ 为标准差)。需要说明的是,轻微破坏、严重破坏和倒塌三个抗震性能等级的IDR限值均是各自样本数据取自然对数后,再以 $e$ 为底的指数函数还原得到的结果。

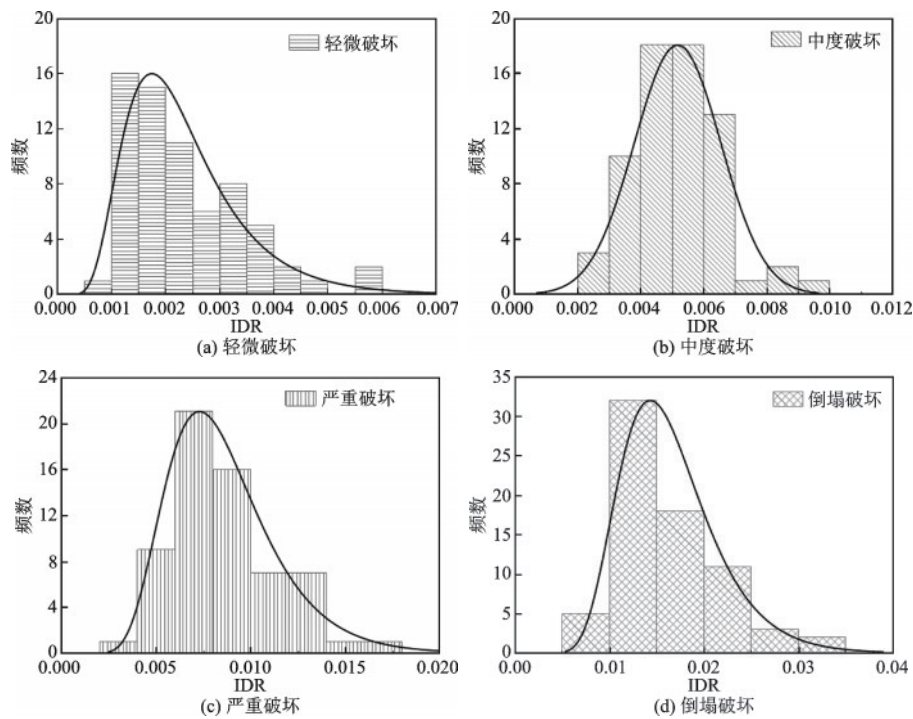


图4 各抗震性能等级的IDR分布

Fig.4 IDR distribution of each seismic performance grade

表3给出了本文所建立的基于IDR划分的抗震性能等级的指标限值体系( $\theta_{max}$ 为最大层间位移与结构层高的比值),并与文献[10]和文献[11]所建立

的大车站性能指标限值体系进行了对比。可以发现,本文所建立的性能指标限值体系与文献[10]建立的较为接近,文献[11]建立的体系在基本完

表3 大开地铁地下车站结构抗震性能等级划分

Table 3 Seismic performance level of Daikai underground subway station

抗震性能	功能状态	DM 值域			本文DM中值
		T.Liu et al. <sup>[11]</sup> (2017)	Z.L.Zhong et al. <sup>[10]</sup> (2020)	本文	
基本完好	全面运转	$\theta_{max} \leq 0.11\%$	$\theta_{max} \leq 0.12\%$	$\theta_{max} \leq 0.13\%$	N.A.
轻微破坏	直接居住	$0.11\% < \theta_{max} \leq 0.25\%$	$0.12\% < \theta_{max} \leq 0.32\%$	$0.13\% < \theta_{max} \leq 0.38\%$	0.26%
中度破坏	功能正常,适度修复	$0.25\% < \theta_{max} \leq 0.59\%$	$0.32\% < \theta_{max} \leq 0.73\%$	$0.38\% < \theta_{max} \leq 0.65\%$	0.52%
严重破坏	危及生命安全	$0.59\% < \theta_{max} \leq 1.30\%$	$0.73\% < \theta_{max} \leq 1.29\%$	$0.65\% < \theta_{max} \leq 1.20\%$	0.93%
倒塌	功能完全丧失	$\theta_{max} > 1.30\%$	$\theta_{max} > 1.29\%$	$\theta_{max} > 1.20\%$	1.80%

好、轻微破坏和中度破坏三个等级上更为保守,本文所建立的体系在严重破坏以及倒塌两个等级上则更为保守。

### 2.4 地下结构IDA曲线

图5给出了IDR作为地下结构地震响应指标和PBA作为IM的地下结构的IDA曲线,根据文献[20],图5(b)给出了该地下结构IDA曲线的分位数曲线(16%、50%和84%),这三条曲线通常代表地下结构在不同地震烈度下的地震响应的平均值和离散度。从图5(a)中可以发现,在输入PBA小于0.2g时,每条IDA曲线的最大层间位移角(IDR)均随着PBA的增加呈现单调增加。但是,随着PBA的进一步增加,每条IDA曲线的发展模式便表现出了比较强烈的个性,其中低频和中频地震动的IDA曲线随着PBA的增加所呈现出的非线性较高频地震动更加显著,表现出非单调增长且来回扭转的形式;相反在高频地震动中,随着PBA的进一步增加,IDR基本呈现出单调增长的形式,且增长幅值有限。

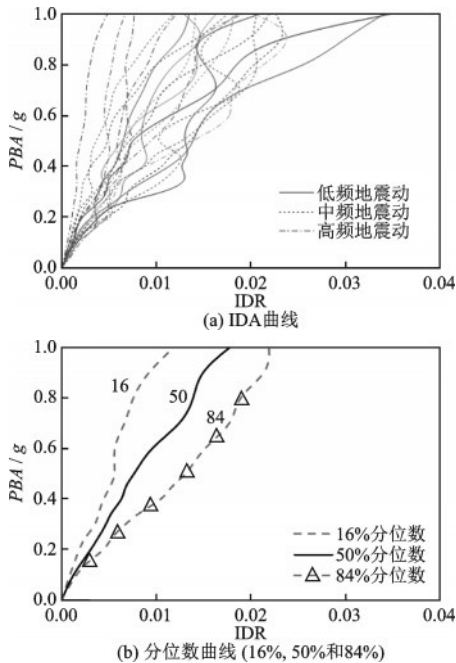


图5 大开地下车站结构IDR-PBA的IDA曲线

Fig.5 IDA curves of Daikai underground subway station

图6进一步给出了几条典型的IDA曲线。地震动7的IDA曲线展现出强烈的来回扭动形式,可能的原因是地震动7能够较大程度的引起土体的非线性大变形,土与结构的非线性动力相互作用(SS)效应显著。对比地震动1与地震动20的IDA曲线

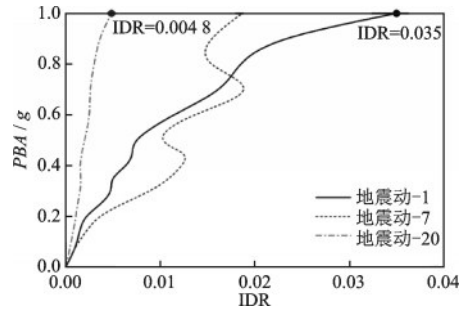


图6 大开地下车站结构的典型IDA曲线

Fig.6 Representative IDA curves of Daikai underground subway station

可以发现两者差异巨大,地震动1是本文选取的PGA/PGV值最小的一条,地震动20则是最大的一条。从两条IDA曲线来看,就地震动20而言,随着PBA的增加,IDR单调增加;就地震动1而言,在PBA小于0.2g时,IDR呈现单调增加,在PBA大于0.2g且小于0.5g时,呈现来回扭转的形式,而在PBA大于0.5g时,再次呈现出单调增加,且增长幅值显著;当PBA为1g时,地震动1作用下IDR为0.035,而地震动20作用下,地下结构的IDR为0.0048,差距达630%,这也成了图4(b)中IDA分位数曲线离散较大最主要的原因。

上述现象说明了对于同一SSI系统,输入地震动的特性对于整个SSI体系的地震响应的影响是巨大的,进一步造成地下结构地震响应在不同地震动作用下差异显著。本文以PGA/PGV为标准对地震动进行划分,即在同一PGA下,由上述三种地震动类型的IDA曲线表现出的差异说明除PGA外地震动的其他特性也是影响地下结构地震响应的潜在因素,其中PGV是重要因素之一。该情况也恰恰说明输入地震动的选取对于地下结构地震易损性研究有着重要的影响,所选地震动的随机性是其客观性的重要保证,在后续的研究中应以PGA/PGV为基准,保证所选地震动在此基准上均匀分布,在此条件下得出的地下结构地震IDA曲线更为合理。

### 3 地震动强度指标的选择

由于绘制地震易损性曲线依赖于选定的单一地震动强度指标(IM),因此从众多的指标中选出一个合适的IM对地下结构易损性分析很重要。以往的许多研究都对IM进行了评价和选择<sup>[22]</sup>,但目前

对地下结构的IM分析并不多,因为地下结构的地震破坏机理与地面结构存在明显的差别,基于地面结构抗震性能研究得到的地震动强度指标未必能够完全反应地下结构的地震破坏程度。因此,本文选取几个不同的潜在IM,分别对IM与IDR之间进行双对数线性回归的结果进行对比评价。

根据文献[22],通过定义IM的“efficiency”“sufficiency”“practicality”“proficiency”等评价指标可以方便地对IM进行比较,而关于上述评价指标的参数都可以在IM-DM双对数线性回归分析中很方便的获得。本文选取了“有效性(efficiency)”“实用性(practicality)”“效益性(proficiency)”以及决定系数( $R^2$ )作为IM的评价指标。IM的有效性指的是能够在指定的地震动强度下,工程结构的地震动响应参数拥有更小的离散度。DM的对数标准即为 $\beta_{DIM}$ ,其数值越小,则说明该IM越有效。 $\beta_{DIM}$ 可以用公式(4)计算。IM的实用性指的是DM对IM的敏感度,若某个IM-DM的双对数线性回归分析中,拟合参数 $b$ (即斜率)为0,则表示随着IM的变化DM并不会做出改变,也就是该IM对于该DM的影响可以忽略不计; $b$ 的值越大,则说明该IM的实用性越强,IM的效益性是对有效性和实用性的综合衡量,可以表示为:

$$\zeta = \frac{\beta_{DIM}}{b} \quad (6)$$

$\zeta$ 值越低即表明IM的效益性越好。除此之外,本文重点考虑的指标还有决定系数 $R^2$ , $R^2$ 表示双对数线性回归分析的拟合优度。 $R^2$ 越趋近于1,说明IM与DM的自然对数越服从线性回归。

本文选取了PGA(峰值地面加速度)、PGV(峰值地面速度)、 $I_a$ (阿里亚斯强度)和PBA(峰值基岩加速度)作为潜在的可用IM。此外,鉴于地下结构的地震破坏主要是由场地土层的相对大变形引起的,因此本文还选取了PSSRD(模型场地地面与基岩面的峰值相对位移)作为一个地下结构特殊的IM,该指标需要通过场地反应进行计算获取(PSSRD观测位置如图3所示)。图7给出了本文选取的IM与IDR之间的双对数线性回归分析结果,图8给出了上述四个评价指标的直方图。就实用性与效益性而言,若以 $b$ 值作为评判指标,PGA最好,远优于其他IM,这说明本文浅埋地下结构的地震反应对于PGA是相当敏感的,相比于PBA,两者在有效性以及 $R^2$ 上大致相当,但PGA的 $b$ 值远大于PBA。如图9所示,对于三种类型的地震动,在输入

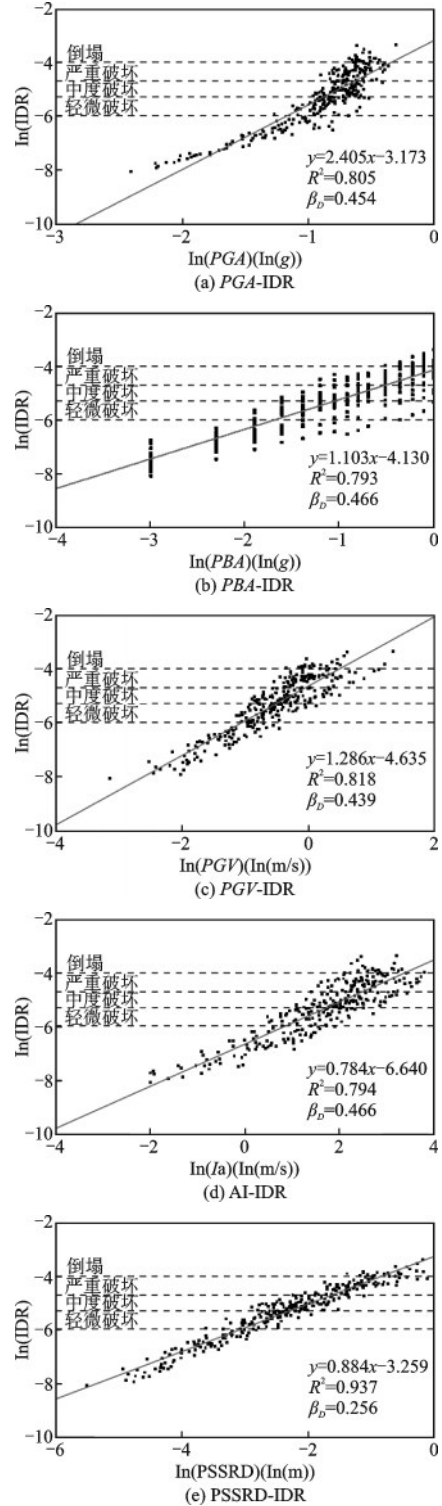


图7 IM-DM双对数线性回归分析

Fig.7 Linear regression analysis on the relationship between  $\ln(\text{PSSRD})$  and  $\ln(\text{IDR})$

PBA小于0.5g时,PGA具有放大效应,反之则具有减小效应。图中1:1和1:2两条直线有助于更直观地观测PGA具有的放大减小效应,位于1:2直线表明放大了2倍以上,位于1:2和1:1之间表明放大了

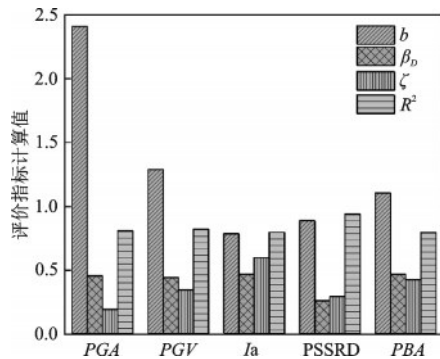


图8 IM评价指标对比

Fig.8 Comparison of different IM

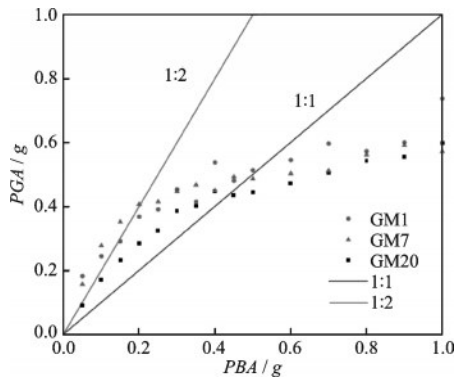


图9 PGA与输入PBA的关系

Fig.9 Relationship between PGA and PBA

1到2倍,位于1:1直线下方则表明具有减小效应。大开车站所处的场地主要由软冲积物、松散质土和软黏土组成,  $V_{s30}$  为 230 m/s, 是一个比较典型的软场地, 在强震作用下土体的非线性大变形显著, 场地土层软化严重, 有效抑制了地震动中的高频成份, 从而使得地面的峰值加速度相比于基岩处减小, 而  $PBA$  是无法表达场地的这一特性的。此外, 就  $R^2$  的值而言,  $PSSRD$  是最优的,  $\ln(PSSRD)$  与  $\ln(IDR)$  之间表现出了优异的相关性, 其他四个IM则处在同一水平, 这也进一步佐证了地下结构的侧向变形主要是由场地土层的地震位移引起的。综上, 本文建议  $PGA$  和  $PSSRD$  均可作为浅埋地下结构建立地震易损性曲线的IM。

## 4 结论

建立了土与地下结构非线性动力相互作用的有限元分析模型, 根据增量动力分析(IDA)方法, 对浅埋矩形地下结构的地震反应进行了300种计算工况的数值模拟分析, 基于计算结果的数值统计, 提出了一种适用于浅埋地下结构抗震性能水平划分

的办法。同时, 基于不同IM的对比分析, 最终确定适用于浅埋单层地下结构的IM指标。主要研究结论如下:

(1) 按照地下结构地震损伤的判定, 对各个工况下地下结构的层间位移角(IDR)进行分类数值统计, 最终提出基于IDR对地下结构各抗震性能等级的定量划分方法。通过与已有的研究结果进行对比与分析, 验证本文提出的IDR限值具有明显的合理性。

(2) 在同一SSI系统中, 地震动特性对于地下结构的地震响应具有重要的影响, 对于同一  $PGA$  的地震动强度, 具有较大  $PGV$  的地震动相对于具有较小  $PGV$  的地震动将会造成地下结构更大程度的地震响应, 这也是造成地下结构IDA曲线差异性以及离散型较大的主要原因之一。

(3) 基于IDA的统计结果, 对几个常用的IM进行了对比评价, 发现场地地表的峰值加速度  $PGA$  和场地地表与基岩处的峰值相对位移  $PSSRD$  都可以作为浅埋地下结构地震响应的合理IM。  $PSSRD$  与  $IDR$  的双对数线性回归分析中表现出了优异的线性相关性, 该情况进一步说明地下结构的地震响应主要是由场地土层的相对位移引起的。

(4) 对于深埋地下结构, 由于场地的非线性地震反应特征, 地表峰值加速度  $PGA$  可能无法准确反应深埋地下结构的地震反应强度, 场地顶底峰值相对位移  $PSSRD$  可能更适合作为深埋地下结构地震响应的IM, 上述观点值得进一步研究和论证。

## 参考文献:

- [1] Lu D C, Wu C Y, Ma C, et al. A novel segmental cored column for upgrading the seismic performance of underground frame structures [J]. Soil Dynamic Earthquake Engineering, 2020, 131: 106011.
- [2] Konagai K, Takatsu S, Kanai T, et al. Kizawa tunnel cracked on 23 October 2004 Mid-Niigata earthquake: An example of earthquake-induced damage to tunnels in active-folding zones [J]. Soil Dynamic Earthquake Engineering, 2009, 29(2): 394-403.
- [3] Wang W L, Wang T T, Su J J, et al. Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, 16(3): 133-150.
- [4] Zhang X P, Jiang Y J, Sugimoto S. Seismic damage assessment of mountain tunnel: A case study on the Ta-

- warayama tunnel due to the 2016 Kumamoto Earthquake[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 71: 138-148.
- [5] Yu H T, Chen J T, Yuan Y, et al. Seismic damage of mountain tunnels during the 5.12 Wenchuan earthquake [J]. Journal of Mountain Science, 2016, 13 (11) : 1958-1972.
- [6] 陈龙伟,袁晓铭,孙锐. 2011年新西兰 Mw6.3地震液化及岩土震害述评[J]. 世界地震工程, 2013, 29(3): 1-9. Chen L W, Yuan X M, Sun R. Review of liquefaction phenomena and geotechnical damage in the 2011 New Zealand Mw6. 3 earthquake[J]. World Earthquake Engineering, 2013, 29(3): 1-9. (in Chinese)
- [7] Shinozuka M, Feng M Q, Lee J, et al. Statistical analysis of fragility curves [J]. Journal of Engineering Mechanics-ASCE, 2000, 126(12): 1224-1231.
- [8] Christopher R, Roland L S. ATC-13: Earthquake damage evaluation data for California[R]. Redwood City: Applied Technology Council, 1985.
- [9] NIBS. HAZUS-MH: technical manuals[R]. Washington: Federal Emergency Management Agency and National Institute of Building Science, 2004.
- [10] Zhong Z L, Shen Y Y, Zhao M, et al. Seismic fragility assessment of the Daikai subway station in layered soil [J]. Soil Dynamic Earthquake Engineering, 2020, 132: 106044.
- [11] Liu T, Chen Z Y, Yuan Y, et al. Fragility analysis of a subway station structure by incremental dynamic analysis[J]. Advances in Structural Engineering, 2017, 20 (7): 1111-1124.
- [12] Huh J, Tran H Q, Haldar A, et al. Seismic Vulnerability Assessment of a shallow two-story underground re box structure[J]. Applied Sciences, 2017, 7(7): 735.
- [13] He Z M, Chen Q J. Vertical Seismic effect on the seismic fragility of large-space underground structures [J]. Advances in Civil Engineering, 2019: 1-17.
- [14] Tso W K, Zhu T J, Heidebrecht A C. Engineering implication of ground motion A/V ratio[J]. Soil Dynamic Earthquake Engineering, 1992, 11(3): 133-144.
- [15] Cornell A C, Jalayer F, Hamburger O R, et al. Probabilistic basis for 2000 sac federal emergency management agency steel moment frame guidelines[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4): 526-533.
- [16] Andreotti G, Lai C G. Use of fragility curves to assess the seismic vulnerability in the risk analysis of mountain tunnels [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, 91: 103008.
- [17] Zhuang H Y, Chen G X. A viscous-plastic model for soft soil under cyclic loadings [J]. Geotechnical special publication of ASCE, 2006, 150: 343-350.
- [18] Zhuang H Y, Wang R, Shi P X, et al. Seismic response and damage analysis of underground structures considering the effect of concrete diaphragm wall [J]. Soil Dynamic Earthquake Engineering, 2019, 116: 278-288.
- [19] Lee J H, Fenves G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures [J]. Journal of Engineering Mechanics-ASCE, 1998, 124(8): 892-900.
- [20] Vamvatsikos D, Cornell C A. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491-514.
- [21] 地下结构抗震设计标准: GB/T 51336—2018[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.
- [22] Padgett J E, Nielson B G, Desroches R. Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios [J]. Earthquake Engineering Structural Dynamic, 2008, 37(5): 711-725.

(本文责编:周小潭)