

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2021.111



开放科学(资源服务)标识码(OSID):



基于矢量地震动强度参数的隧道结构易损性分析

张建辉¹, 黄忠凯², 刘祥勇¹, 朱先发¹, 张冬梅²

(1. 南通城市轨道交通有限公司, 江苏南通 226007; 2. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室; 地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘要: 基于矢量地震动强度参数, 对软土浅埋隧道进行地震易损性分析。开展大量土体-隧道结构动力非线性有限元计算, 利用计算结果, 对 15 个地震动强度参数 (*IMs*) 与隧道破坏指标 (*DI*) 进行对数线性拟合回归, 并采用有效性、实用性和效益性 3 个指标对不同 *IMs* 进行合理性分析。研究发现, 峰值加速度 (*PGA*) 是最优 *IM*, 其次是峰值速度 (*PGV*) 和加速度谱强度 (*ASI*)。根据揭示的最优 *IM* (即 *PGA*) 建立基于标量 *IM* 的隧道地震易损性曲线, 利用合理地震动强度参数中 *PGA* 和 *ASI* 建立基于矢量 *IMs* 的隧道地震易损性曲面, 并与上述地震易损性曲线进行对比。结果表明: 采用标量 *IM* 的地震易损性分析不能表达第 2 个地震动强度参数 *IM* 对隧道抗震性能的影响, 所建立的基于矢量 *IMs* 的易损性曲面能更精准地评价盾构隧道的抗震性能。

关键词: 浅埋隧道; 易损性分析; 非线性动力分析; 地震动强度参数; 地震响应

中图分类号: TU435; U451 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(2022)05-0057-10

Fragility analysis of tunnel structures based on the vector-valued intensity measures

ZHANG Jianhui¹, HUANG Zhongkai², LIU Xiangyong¹, ZHU Xianfa¹, ZHANG Dongmei²

(1. Nantong Urban Rail Transit Co., Ltd., Nantong 226007, Jiangsu, P. R. China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education; Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, P. R. China)

Abstract: This paper presents a vector-valued fragility analysis of shallow tunnel in soft soil deposits. Firstly, numerous nonlinear dynamic analyses were performed for soil-tunnel system, and based on the calculated results, a series of 15 intensity measures (*IMs*) were all tested based on their efficiency, practicality and proficiency, according to the regression analyses between the *IMs* and the damage index

收稿日期: 2021-04-12

基金项目: 国家自然科学基金(52090082, 41772295, 51978517); 上海市教委重大项目(2019-01-07-00-07-456 E00051); 上海市科学技术委员会科研计划(20dz1201404)

作者简介: 张建辉(1973-), 男, 主要从事地下结构性能分析研究, E-mail: 529954992@qq.com.

张冬梅(通信作者), 女, 教授, 博士生导师, E-mail: dmzhang@tongji.edu.cn.

Received: 2021-04-12

Foundation items: National Natural Science Foundation of China (No. 52090082, 41772295, 51978517); Innovation Program of Shanghai Municipal Education Commission (No. 2019-01-07-00-07-456 E00051); Shanghai Science and Technology Committee Program (No. 20dz1201404)

Author brief: ZHANG Jianhui (1973-), main research interest: performance analysis of underground structures, E-mail: 529954992@qq.com.

ZHANG Dongmei (corresponding author), professor, doctoral supervisor, E-mail: dmzhang@tongji.edu.cn.

(*DI*) for the examined tunnel. The peak ground acceleration (PGA) at the ground surface was demonstrated to be optimal *IM*, followed by peak ground velocity (PGV) and acceleration spectrum intensity (ASI). Then, the scalar-valued fragility curve was developed in terms of optimal *IM* (PGA) for shallow tunnel. Finally, the fragility surfaces based on vector-valued *IMs* were developed to obtain the exceeding probability of various damage states as a function of two *IMs* (PGA, ASI). This study reveals that the scalar-valued fragility curves cannot represent the effect of a second *IM* on the seismic behavior of the tunnel, and the development of vector-valued fragility surfaces lead to more reasonable evaluations of seismic performance of tunnels.

Keywords: shallow tunnel; fragility analysis; nonlinear dynamic analysis; intensity measure; seismic response

隧道是城市生命线工程和社会公共基础设施的重要组成部分,更是现代大都市的交通命脉,其地震安全及风险分析已成为城市防灾减灾研究的重要课题。相比地表建筑结构,人们往往认为隧道结构相对安全,但近数十年来已发生数起地震引发的隧道结构严重破坏甚至坍塌的案例^[1-4]。比如,在 2008 年中国汶川 8.0 级地震中,大量隧道发生严重受损状况,多处发生混凝土剥落及掉块、钢筋出露、衬砌渗水、衬砌失效及坍塌等现象^[5],其中,仅四川灾区发生各种程度破坏的隧道就有 56 座,造成了巨大的经济损失。因此,隧道结构地震易损性分析研究对降低经济损失,顺利开展抢险救援工作具有极其重要的意义。

地震易损性分析能从概率的角度定量表达结构的抗震性能,其定义为,在不同地震动强度(Intensity Measure, *IM*)下,结构性能达到或超越不同破坏极限状态的条件概率。由定义可知,地震动强度参数 *IM* 是结构地震易损性分析的一个关键因素,该因素与结构的地震响应密切相关。因此,地震动强度参数 *IM* 的选择对于隧道地震易损性分析尤为重要。易损性分析中常用的 *IM* 主要有两种,一种是标量 *IM*,即采用单个 *IM* 进行地震易损性分析;另一种是矢量 *IMs*,即采用两个及以上的 *IMs* 进行地震易损性分析,目前前者使用较多而后者使用较少。崔臻等^[6]、Argyroudis 等^[7-8]、张轶群^[9]、钟紫蓝等^[10]及 Huang 等^[11]都采用标量 *IM*(如 PGA 及 PGV 等)对不同隧道结构展开了地震易损性分析,获得的地震易损性曲线可用于相应隧道地震风险分析中。但上述研究大多采用标量 *IM* 展开^[6-11],且往往依据经验选用 *IM*,并未对 *IM* 的合理性选择进行探讨。另一方面,由于地震动的复杂性,采用单一的标量 *IM* 不能表达其他地震动强度信息,从而

导致预测的隧道抗震性能与实际存在较大离散性^[10]。与标量 *IM* 相比,矢量 *IMs* 可以更准确地反映地震动的不确定性,因此,其预测的隧道抗震性能与实际相关性更好。建筑和桥梁相关研究^[12-14]表明,相较于使用矢量 *IMs*,基于标量 *IM* 的易损性分析不能精确获得结构破坏概率,从而引起结构抗震性能误判。然而,目前基于矢量 *IMs* 的隧道地震易损性分析较少,亟待进一步展开相关探索。

鉴于此,笔者以软土浅埋隧道为研究对象,分别展开基于标量和矢量地震动强度参数的地震易损性分析。选择 15 个常见的地震动强度参数 *IMs*,根据有效性、实用性和效益性等评价指标,对隧道地震易损性分析的合理地震动强度参数进行研究,并利用最优地震动强度参数建立了基于标量 *IM* 的隧道地震易损性曲线;采用获得的两个合理地震动强度参数,建立了基于矢量 *IMs* 的隧道地震易损性曲面,并与上述地震易损性曲线进行了对比。

1 隧道地震易损性分析方法

1.1 破坏指标 *DI* 定义

根据美国生命线联盟(American lifelines alliance, ALA)^[15]的建议,地震造成的隧道破坏状态一般可以划分为 5 种,即无破坏、轻微破坏、严重破坏及完全破坏。隧道领域中使用最多的破坏指标 *DI* 定义为衬砌的实际弯矩(M_{Sd})与容许弯矩(M_{Rd})之比^[7],如式(1)所示。

$$DI = M_{Sd} / M_{Rd} \quad (1)$$

式中:隧道衬砌截面实际弯矩 M_{Sd} 通过静力和地震荷载下的动力分析计算得到;容许弯矩 M_{Rd} 则根据截面属性及截面地震轴力 N ,通过极限承载力分析计算得到。基于已有研究成果^[7-8],表 1 给出了隧道破坏状态定义。

表 1 隧道破坏状态定义^[7]

Table 1 Damage states definitions for tunnels^[7]

破坏状态 ds	破坏指标 DI 区间	破坏指标中值
无破坏 ds_0	$M_{Sd}/M_{Rd} \leq 1.0$	
轻微破坏 ds_1	$1.0 < M_{Sd}/M_{Rd} \leq 1.5$	1.25
中等破坏 ds_2	$1.5 < M_{Sd}/M_{Rd} \leq 2.5$	2.00
严重破坏 ds_3	$2.5 < M_{Sd}/M_{Rd} \leq 3.5$	3.00
完全破坏 ds_4	$M_{Sd}/M_{Rd} \geq 3.5$	

1.2 基于标量 IM 和矢量 IMs 的地震易损性分析

地震易损性是指结构在不同地震动强度下超越不同破坏状态的条件概率,一般可用式(2)表示。

$$P[ds > ds_i | IM] = \Phi(\lambda/\beta_{tot}) \quad (2)$$

式中: $P[\cdot]$ 是某一地震强度下结构超过不同破坏状态的概率; Φ 是标准正态分布累计密度函数; ds 为破坏状态; IM 为选用的地震动强度参数; λ 和 β_{tot} 为均值和方差。

当采用标量 IM 时, λ 可用式(3)表示。

$$\lambda = a + b \ln IM \quad (3)$$

式中: a 和 b 为各个计算工况对应的 IM 和破坏指标 DI 的对数线性回归系数。

当采用矢量 IMs 时,即选用两个地震动强度参数 IM_1 及 IM_2 , λ 可用式(4)表示。

$$\lambda = x + y \ln IM_1 + w \ln IM_2 \quad (4)$$

式中: x 、 y 和 w 为各个计算工况对应的 IM_1 及 IM_2 和获得的破坏指标 DI 的对数线性回归系数。

参数 β_{tot} 表达了易损性曲线的不确定性大小,可以用式(5)表示。

$$\beta_{tot} = (\beta_{ds}^2 + \beta_c^2 + \beta_{D/IM}^2)^{0.5} \quad (5)$$

式中: β_{ds} 为破坏状态 ds 定义的不确定性; β_c 为隧道结构响应和抗力的不确定性,参数 β_{ds} 和 β_c 分别取值为 0.4 和 0.3^[7-8],而 $\beta_{D/IM}$ 为输入地震动不确定性,与地震需求相关,由输入不同地震波计算得到的破坏指标与拟合回归曲线的标准偏差确定,如式(6)所示。

$$\beta_{D/IM} = [Sr/(n-k)]^{0.5} \quad (6)$$

式中: Sr 为回归分析中离散点与回归直线的残差平方和; n 为数据点个数,即总计算工况数;当采用标量 IM 时, $k=2$,而当采用矢量 IMs 时, $k=3$ 。

2 土-隧道系统数值分析模型

2.1 隧道及土层参数

以上海软土地区典型浅埋盾构隧道为例,隧道拱顶埋深 h 为 9 m,隧道直径 d 为 6.2 m,衬砌厚度 t 为 0.35 m。选取上海城区 IV 类场地中 3 个典型土体断面,分别用 IV-1、IV-2 和 IV-3 标记,断面高度

为 100 m。其中,地下 0~75 m 为黏土,其泊松比 n 为 0.30,而 75 m 以下为砂土层,其泊松比 n 为 0.33,地下 100 m 以下为弹性基岩,其剪切波速取为 500 m/s。黏土和砂土 $G-\gamma-D$ 曲线分别如图 1 所示,其中 G 为土体剪切模量, G_{max} 为土体最大剪切模量, γ 为土体剪切影响, D 为土体阻尼比。图 2 给出了 3 个土体断面关键参数,如密度 ρ 、黏聚力 c 、摩擦角 ϕ 及剪切波速 V_s 等沿深度的分布,计算可得其基本周期分别为 1.59、1.41、1.23 s。

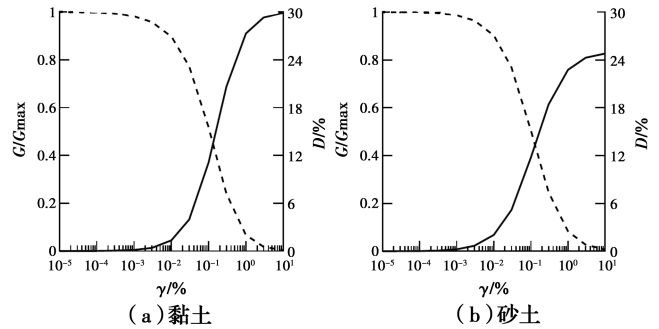
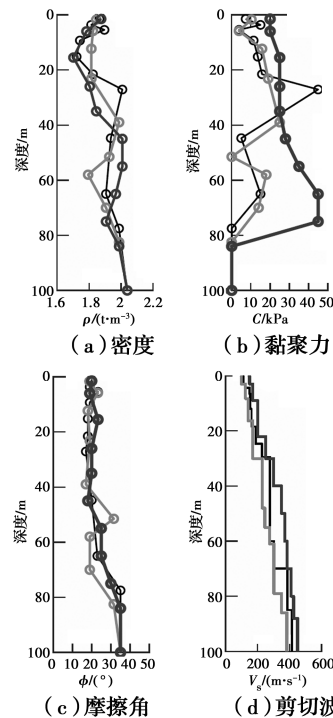


图 1 黏土和砂土 $G-\gamma-D$ 曲线

Fig. 1 $G-\gamma-D$ curves for clay and sand



注:—— IV-1 —— IV-2 —— IV-3

图 2 土层关键力学参数

Fig. 2 Critical soil mechanical properties

2.2 地震记录选择

已有研究^[10]表明,合理选择 10~20 条地震动记录作为模型输入,即能合理控制地震动输入的不确定性影响。依据研究场地的特征,从美国太平洋

地震研究中心(PEER)网站遴选了 12 条地震记录,具体信息如表 2 所示,所选的地震波矩震级 M_w 在 5.01~7.36 级之间,断层距 R 在 1.63~77.32 km 之间。

表 2 选取的地震记录

Table 2 Selected earthquake records

地震名	年份	震级 M_w	R/km	PGA/g
Northridge-01	1994	6.69	19.73	0.23
Parkfield	1966	6.19	12.90	0.24
Loma Prieta	1989	6.93	77.32	0.16
Kern County	1952	7.36	38.42	0.15
San Fernando	1971	6.61	19.33	0.34
Imperial Valley-02	1940	6.95	6.09	0.28
Superstition Hills-01	1987	6.22	17.59	0.13
Parkfield-02_CA	2004	6.00	1.63	0.62
Imperial Valley-07	1979	5.01	13.61	0.19
Tottori_Japan	2000	6.61	6.86	0.39
Kobe_Japan	1995	6.90	3.31	0.32
Borrego Mtn	1968	6.63	45.12	0.16

图 3 给出了所选 12 条地震波的放大系数反应谱与中国规范谱^[16]的对比,可见,所选 12 条地震波反应谱均值与规范反应谱较吻合。

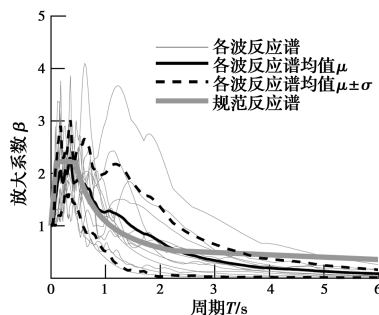


图 3 地震波放大系数谱

Fig. 3 Acceleration response spectra of the selected earthquake records

2.3 计算模型

采用 Abaqus 软件按平面应变条件建立动力分析模型,典型工况计算模型如图 4 所示。为了消除模型边界效应对隧道结构地震反应的影响,模型有限元宽度选为 400 m,远大于地铁抗震规范^[17]建议的 6 倍结构宽度。在模型侧向边界设置捆绑约束,使两侧边界等高处节点可以在地震作用下做水平剪切运动,拥有相同的侧向变形。模型底部边界施加阻尼器,阻尼器参数 C 参考 Lysmer 等^[18]的方法,可

由基岩密度 ρ 、基岩剪切波速 V_{sb} 及单个阻尼器所占的网格面积 A 相乘得到,计算式为

$$C = \rho \times V_{sb} \times A \quad (7)$$

根据 Lysmer 等^[18]推荐的方法对土体和隧道网格尺寸进行合理划分,并将隧道结构周围的土体网格进行加密处理,保证计算结果的准确性。对于土-隧道结构接触界面,其法向为硬接触,切向利用罚刚度算法模拟。分别采用四节点平面应变减缩积分单元(CPE4R)及两节点梁单元(B21)来模拟土体及衬砌。隧道衬砌利用弹性本构模拟,土体采用等效线性法结合摩尔库伦弹塑性模型模拟。土体阻尼比近似采用 5%,由于动力响应分析中土体的阻尼比动态变化,因此,难以真实选取特定的阻尼比展开计算,许紫刚等^[19]针对地下结构地震反应分析中场地瑞利阻尼构建方法展开了深入研究,提出了一种新的瑞利阻尼系数计算方法,但该方法较复杂。为了简化,按经验选取 5%作为土体阻尼比,该简化方法和阻尼比数值也被其他学者^[20-21]广泛采用。使用双频率法校正的瑞利阻尼形式,阻尼参数校正选择土体断面的基本频率 f 和其 5 倍频率 $5f$ 。

根据上述参数建立了土体-隧道结构计算模型,如图 4 所示。为了合理模拟隧道结构的受力状态,首先进行地应力平衡,获得结构和土体在重力下的初始应力分布,然后在模型底部通过阻尼器水平方向施加竖向传播的剪切地震波(即选择的地震动记录)。为了获得隧道在不同地震强度下的动力响应,每条波的峰值加速度以 0.1g 为增量,从 0.1g 调幅到 1.0g,继而展开大量非线性动力分析计算。值得注意的是,为了简化分析,并未考虑竖向地震动影响^[22],仅针对水平剪切地震动展开进一步分析。

3 地震易损性分析

3.1 基于标量 IM 的地震易损性曲线建立

1) 地震动强度参数 IMs

地震动强度参数是影响隧道地震易损性分析离散性和准确性的关键因素^[7],因此,有必要对其展开深入探讨。表 3 给出了分析所用的 15 个地震动强度参数 IMs,其定义和计算公式可参阅表中相应的参考文献,根据它们的物理意义,一般可将这 15 个 IMs 归为 3 类:与振动幅值相关的振幅型 IMs,如 PGA、PGV、PGD、SMA 和 SMV;与频谱特性有关的频谱型 IMs,如 ASI、VSI 和 HI;与幅值及频谱特性有关的综合型 IMs,如 A_{rms} 、 V_{rms} 、 D_{rms} 、 I_A 、 I_C 、CAV 和 SED。

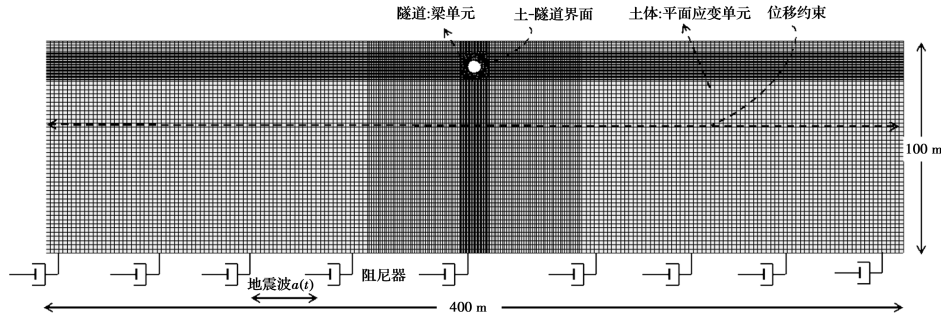


图 4 计算模型

Fig. 4 Numerical model

表 3 选取的地震动强度参数 IMs

Table 3 Selected ground motion intensity measures

地震动强度参数 IMs	符号	参考文献
地表峰值加速度/ g	PGA	Kramer ^[23]
地表峰值速度/ $(m \cdot s^{-1})$	PGV	Kramer ^[23]
地表峰值位移/ m	PGD	Kramer ^[23]
持续最大加速度/ g	SMA	Nuttl ^[24]
持续最大速度/ $(cm \cdot s^{-1})$	SMV	Nuttl ^[24]
加速度反应谱强度/ $(g \cdot s)$	ASI	Housner ^[25]
速度反应谱强度/ cm	VSI	Housner ^[25]
Housner 强度/ m	HI	Housner ^[25]
均方根加速度/ g	A_{rms}	Housner and Jennings ^[26]
均方根速度/ $(cm \cdot s^{-1})$	V_{rms}	Housner and Jennings ^[26]
均方根位移/ m	D_{rms}	Housner and Jennings ^[26]
Arias 强度/ $(m \cdot s^{-1})$	I_A	Arias ^[27]
特征强度	I_c	Park 等 ^[28]
比能量密度/ $(cm^2 \cdot s^{-1})$	SED	
累积绝对加速度/ $(cm \cdot s^{-1})$	CAV	Kramer ^[23]

个典型 IMs (PGA、PGV、SMA 和 SMV)的对数回归关系如图 6 所示,其余 IMs 回归公式的相关系数如表 4 所示。

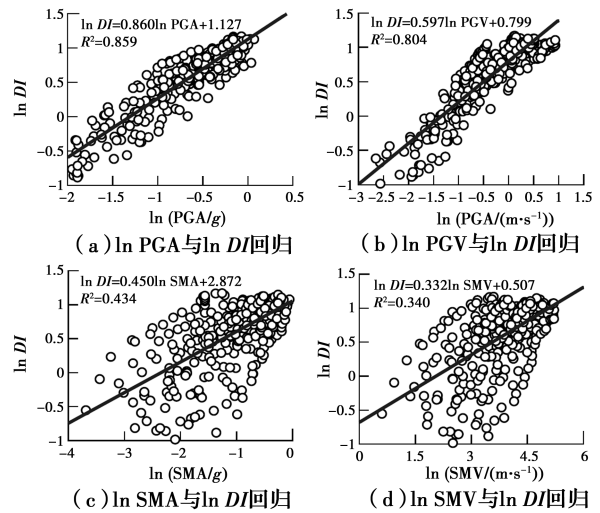


图 6 破坏指标与 4 个典型地震动强度参数的回归分析

Fig. 6 Regression analyses between DI and four representative seismic IMs

2)破坏指标 DI 与标量 IM 回归分析

通过展开非线性动力分析,获得破坏指标 DI 和 15 个地震动强度参数 IMs 的大量样本。采用“云图法”^[7]进行地震易损性分析,地震动强度参数 IM 与破坏指标 DI 的关系采用对数线性回归方式表达,如图 5 所示。

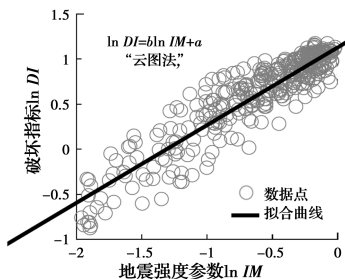


图 5 基于云图法的易损性分析

Fig. 5 Cloud method-based vulnerability analysis

开展相应的回归分析,其中,破坏指标 DI 与 4

表 4 回归参数

Table 4 Regression parameters

地震动强度参数 IMs	回归系数 a	回归系数 b	相关系数 R^2
PGA	3.086	0.860	0.859
PGV	2.223	0.597	0.804
PGD	2.649	0.229	0.194
SMA	2.872	0.450	0.434
SMV	0.507	0.332	0.340
A_{rms}	7.729	0.603	0.643
V_{rms}	0.616	0.422	0.438
D_{rms}	3.168	0.196	0.162
I_a	1.201	0.259	0.527
I_c	3.536	0.376	0.583
SED	0.444	0.160	0.316

续表 4

地震动强度参数 IMs	回归系数 a	回归系数 b	相关系数 R^2
CAV	0.155	0.324	0.341
ASI	2.965	0.655	0.668
VSI	0.168	0.416	0.397
HI	0.257	0.348	0.335

3) 有效性分析

有效性体现了破坏指标 DI 预测值与实际值的离散程度,可采用式(4)中的标准差 $\beta_{D/IM}$ 来分析。标准差 $\beta_{D/IM}$ 越小,则该地震动强度参数 IM 的有效性越好;反之,标准差 $\beta_{D/IM}$ 越大,则有效性越差。图 7 给出了 15 个 IMs 对应的标准差 $\beta_{D/IM}$ 。由图 7 可知,PGA 的有效性最好,其标准差 $\beta_{D/IM}$ 最小,为 0.186,其次是 PGV,标准差 $\beta_{D/IM}$ 为 0.219; D_{rms} 的标准差 $\beta_{D/IM}$ 最大,为 0.453,其次为 PGD,标准差 $\beta_{D/IM}$ 为 0.444。从不同 IMs 类型的角度来看,对于振幅型地震动强度参数,PGA 的有效性最好,PGD 的有效性最差;对于频谱型地震动强度参数,ASI 的有效性最好, HI 的有效性最差;对于综合型地震动强度参数, A_{rms} 的有效性最好, D_{rms} 的有效性最差。

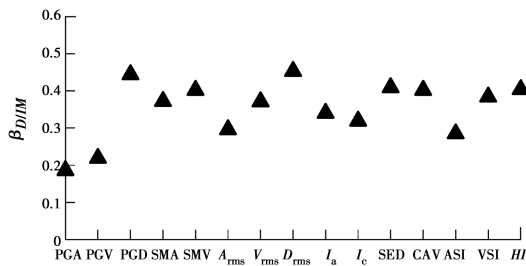


图 7 地震动强度参数的有效性分析

Fig. 7 Efficiency analyses for the tested IMs

4) 实用性分析

实用性体现了地震动强度参数 IM 变化对破坏指标 DI 的影响大小,可用公式(3)或图 5 中的斜率 b 作为评价指标。斜率 b 越大,则地震动强度参数 IM 对结构破坏指标 DI 的影响越大,实用性越好;斜率 b 越小,则该地震强度参数 IM 的实用性越差。图 8 给出了 15 个 IMs 对应的斜率 b 。由图 8 可知,PGA 的实用性最好,其斜率 b 最大,为 0.859,PGV 次之,其斜率 b 为 0.804; D_{rms} 的实用性最差,其斜率 b 最小,仅为 0.162,其次为 PGD,斜率 b 为 0.194。从不同 IMs 类型的角度,对于振幅型地震动强度参数,PGA 的实用性最好,PGD 的实用性最差;对于

频谱型地震动强度参数,ASI 的实用性最好, HI 的实用性最差;对于综合型地震动强度参数, I_c 的实用性最好,SED 的实用性最差。

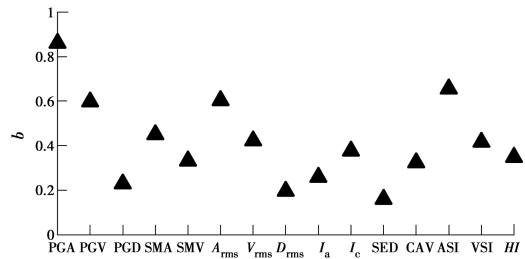


图 8 地震动强度参数的实用性分析

Fig. 8 Practicability analyses for the tested IMs

5) 效益性分析

Padgett 等^[29]提出了一个能够同时考虑有效性指标 $\beta_{D/IM}$ 和实用性指标 b 的参数 ζ ,该参数能表达 IM 的效益性,其定义如式(8)所示。由式(8)可知,参数 ζ 越小,则该 IM 的效益性越好;反之, ζ 越大,则该 IM 的效益性越差。

$$\zeta = \beta_{D/IM} / b \quad (8)$$

图 9 给出了 15 个 IMs 对应的效益性指标 ζ 。由图 9 可知,PGA 的效益性最好,其效益性指标 ζ 最小,为 0.216;PGV 次之,效益性指标 ζ 为 0.367。SED 的效益性最差, ζ 为 2.556;其次为 D_{rms} ,其 ζ 为 2.311。从不同 IMs 类型来说,对于振幅型地震动强度参数,PGA 的效益性最好,PGD 的效益性最差;对于频谱型地震动强度参数,ASI 的效益性最好, HI 的效益性最差;对于综合型地震动强度参数, A_{rms} 的效益性最好,SED 的效益性最差。

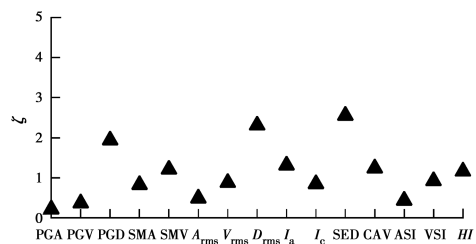


图 9 地震动强度参数的效益性分析

Fig. 9 Proficiency analyses for the tested IMs

6) 合理标量 IM

根据上述分析,表 5 列出了有效性、实用性及效益性中位列前 3 的 IMs 。通过对比可得,3 个评价指标中位列第一的都为 PGA,而 PGV 在有效性和效益性两项指标中均位列第二,ASI 在有效性及效率性中均位列第三,而在实用性中位列第二。综合上

可得,PGA 是软土浅埋隧道地震易损性分析中的最优 IM,紧接着是 PGV 和 ASI。

表 5 排序前 3 位地震动强度参数 IMs

Table 5 Three most efficient, practicable and proficient IMs

评价指标	1	2	3
有效性 $\beta_{D/IM}$	PGA	PGV	ASI
实用性 b	PGA	ASI	A_{rms}
效益性 ζ	PGA	PGV	ASI

由上述分析可知,PGA、PGV 和 ASI 是浅埋隧道地震易损性分析中较为合适的地震动强度参数 IM,而 PGA 是最优的地震动强度参数。因此,将选用 PGA 建立基于标量 IM 的地震易损性曲线,而对于基于矢量 IMs 的地震易损性分析,两个 IMs 的选择需要满足以下两个标准:IM 为结构地震易损性分析合适的地震动强度参数;选取的两个 IMs 应属于不同类型。因此,从上述合理的地震动强度参数中选择两个较优的 IMs,由上述分析可知,PGA 和 PGV 属于振幅型 IM,而 ASI 为频谱型 IM。综合以上因素,以 PGA 和 ASI 为例,进行后续的基于矢量 IMs 的隧道地震易损性分析。

7) 基于标量 IM 的地震易损性曲线

根据图 6 给出的 PGA 与 DI 的回归曲线及表 1 给出的破坏状态中值,可以分别计算得到不同破坏状态对应的易损性函数的均值 λ 和方差 β_{tot} ,即轻微、中等及严重破坏对应的易损性曲线均值分别为 0.350g、0.604g 及 0.968g,其方差相同,为 0.533。通过上述参数,最终建立了基于标量 IM 的隧道易损性曲线,如图 10 所示。由图 10 可知,当 PGA 为 0.2g 时,严重破坏的概率可以忽略不计,轻微和中等破坏的概率分别为 15% 和 2%,可知,浅埋隧道能够较好地抵抗低强度地震作用;当 PGA 为 0.4g 时,隧道发生轻微、中等及严重破坏的概率分别为 60%、22% 和 5%;而当 PGA 增大到 1.0g 时,此时隧道发生轻微破坏的概率增至 97%,而发生中等和严重破坏的概率分别增至 83% 和 52%。

3.2 基于矢量 IMs 的地震易损性曲面建立

1) 破坏指标 DI 与矢量 IMs 的回归分析

根据选取的矢量地震动强度参数 PGA 和 ASI 与破坏指标 DI 进行回归拟合分析,如图 11 所示,其中,白点为各个破坏指标数据,网格面为回归曲面,拟合公式为

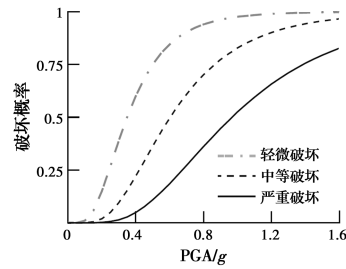


图 10 建立的隧道地震易损性曲线

Fig. 10 Proposed seismic fragility curves of examined tunnels

$$\ln DI = 1.147 + 0.739 \ln PGA + 0.126 \ln ASI \quad (9)$$

由该拟合式可知,采用该组矢量 IMs (PGA 和 ASI) 得到的拟合公式相关系数为 0.876,大于采用最优标量 IM (即 PGA) 的相关系数 0.859,也大于采用 ASI 的相关系数 (0.668)。可知,在进行隧道地震易损性分析中,采用矢量 IMs 得到的拟合效果更好,能够显著减少对隧道破坏指标预测的离散性。

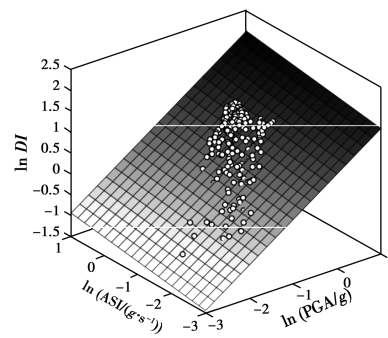


图 11 破坏指标与矢量地震动强度参数的回归分析

Fig. 11 Regression analyses between vector-valued IMs and DI

2) 地震易损性曲面

在确定了地震动强度参数 (IM_1 与 IM_2) 与破坏指标 DI 之间的关系后,将式 (9) 代入式 (2) 中,可以计算出当地震动强度参数 IM_1 和 IM_2 分别取不同值时结构超越某一结构破坏状态的概率,利用 Matlab 软件可以绘制出隧道在不同破坏状态下的地震易损性曲面。

图 12 给出了以 PGA 和 ASI 为矢量 IMs 的地震易损性曲面。从该组曲面中可以很方便地获得隧道在不同强度等级地震作用下发生轻微破坏、中等破坏和严重破坏的地震破坏概率,一般而言,隧道结构超越各个破坏状态的概率随 IMs (PGA、ASI) 的增大而增大。相对于图 11 给出的隧道地震易损性曲线,地震易损性曲面考虑了第 2 个 IM 对破坏概率的影响,因此,得到的易损性分析结果更为合理。

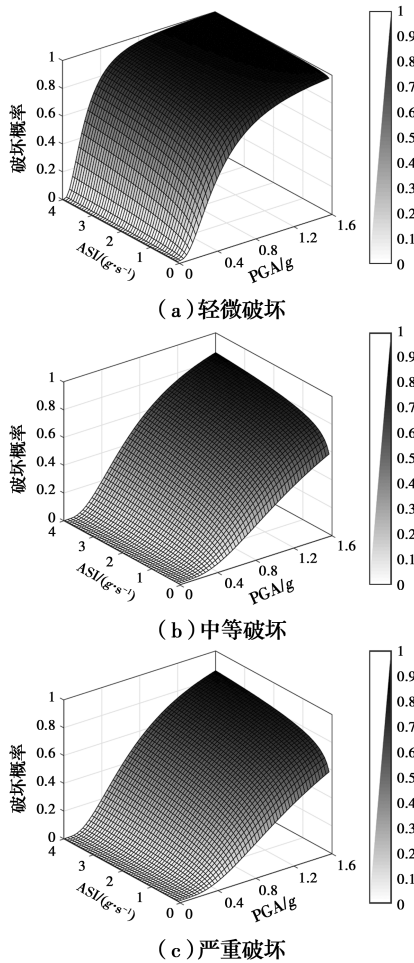


图 12 建立的隧道地震易损性曲面

Fig. 12 Proposed seismic fragility surfaces of examined tunnels

3.3 基于标量 IM 与矢量 IMs 的计算结果对比分析

图 13 为以 PGA 为地震动强度参数的易损性曲线与以 PGA 和 ASI 为地震动强度参数的易损性曲面的对比,分别对应轻微、中等和严重破坏。图中灰色实线代表基于标量 IM 的易损性曲线,其余实线从基于矢量 IMs 的易损性曲面上获取,对应 ASI 分别等于 0.10、0.25、0.5、1.0、1.5 $g \cdot s$ 时的曲线。

由图 12 中对比可知,采用标量 IM 建立的地震易损性曲线总体上都位于从易损性曲面转换得到的 5 条易损性曲线之间,对于每一个确定的 PGA,采用标量 IM 的易损性曲线获得的隧道超越不同破坏状态的破坏概率为一确定值,而基于矢量 IMs 的易损性破坏概率则为一个区间范围。上述结果表明,基于标量 IM 的易损性曲线不能反映其他地震动强度参数对隧道破坏概率大小的影响,而基于矢量 IMs 的易损性曲面可以有效地反映由于多个地震动强度参数引起的隧道破坏概率的变化,其结果也更为精

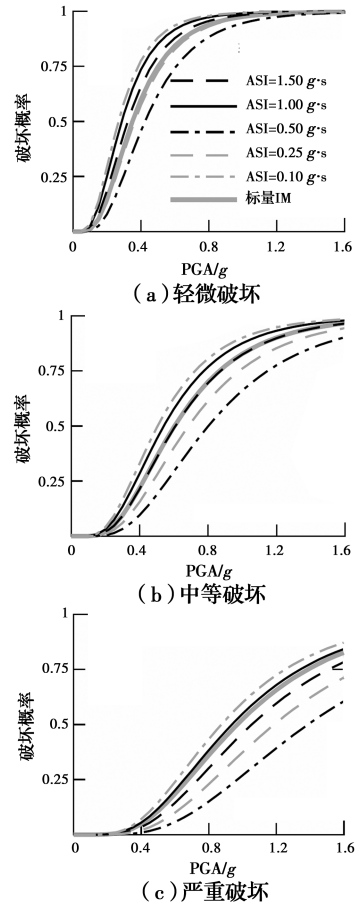


图 13 易损性曲面与易损性曲线对比

Fig. 13 Comparisons between fragility surfaces and fragility curves

确。因此,采用矢量 IMs 进行地震易损性分析能够更加准确地对隧道抗震性能做出评估。

4 结论

针对软土浅埋盾构隧道展开了地震易损性分析研究,探讨了地震易损性分析中的合理 IM ,分别建立了基于标量 IM 的地震易损性曲线及基于矢量 IMs 的地震易损性曲面,并进行了对比,获得结论如下:

1)通过 15 个地震动强度参数 IMs 的分析对比,发现 PGA 是基于标量 IM 的隧道地震易损性分析的最优 IM ,其次是 PGV 和 ASI,并利用最优 IM (PGA)建立了相应的隧道地震易损性曲线。

2)在对破坏指标的回归分析中,相对于标量 IM ,采用矢量 IMs 得到的拟合效果更好,能够相对减少对隧道破坏指标预测的离散性。

3)采用最优 IM (PGA)和 ASI 作为矢量 IMs 建立了隧道地震易损性曲面,可以快速地获得任意 PGA 和 ASI 下发生轻微破坏、中等破坏和严重破坏

的隧道破坏概率。

4)对比发现,相较于基于标量 IM 的地震易损性分析,选用矢量 IMs 进行地震易损性分析能够有效降低对隧道地震破坏程度预测的离散性,从而可以更加精准地评估隧道的抗震性能。

5)研究结果表明,由于矢量 IMs 能表达更多的震动信息,相较于标量 IM ,在地震易损性分析中应得到更多重视,其具有重要的理论意义和广阔的应用前景。

参考文献:

- [1] HUO H B. Seismic design and analysis of rectangular underground structures [D]. West Lafayette: Purdue University, 2005.
- [2] 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 X L, WANG G, LU D C. 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)
- [3] HWANG J H, LU C C. Seismic capacity assessment of old Sanyi Railway tunnels [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2007, 22(4): 433-449.
- [4] 王峥峥,张哲,高波,等. 山岭隧道洞口震害因素分析与抗震风险模糊综合评价[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2012, 43(3): 1122-1130.
WANG Z Z, ZHANG Z, GAO B, et al. Factors of seismic damage and fuzzy synthetic evaluation on seismic risk of mountain tunnel portals [J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2012, 43(3): 1122-1130. (in Chinese)
- [5] SHEN Y S, GAO B, YANG X M, et al. Seismic damage mechanism and dynamic deformation characteristic analysis of mountain tunnel after Wenchuan earthquake [J]. Engineering Geology, 2014, 180: 85-98.
- [6] 崔臻,盛谦,冷先伦,等. 基于增量动力分析的大型地下洞室群性能化地震动力稳定性评估[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(4): 703-712.
CUI Z, SHENG Q, LENG X L, et al. Performance-based seismic stability assessment of large underground cavern group with incremental dynamic analysis [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(4): 703-712. (in Chinese)
- [7] ARGYROUDIS S, TSINIDIS G, GATTI F, et al. Seismic fragility curves of shallow tunnels considering SSI and aging effects [C]//2nd Eastern European Tunnelling Conference Tunnelling in a Challenging Environment, 2014: 1-10.
- [8] ARGYROUDIS S, TSINIDIS G, GATTI F, et al. Effects of SSI and lining corrosion on the seismic vulnerability of shallow circular tunnels [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, 98: 244-256.
- [9] 张轶群. 基于 OpenSees 的核电站取水结构地震反应与易损性分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2015.
ZHANG Y Q. Seismic performance and fragility analyses of water intake structure in nuclear power station based on OpenSees [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2015. (in Chinese)
- [10] 钟紫蓝,申铁尧,郝亚茹,等. 基于 IDA 方法的两层三跨地铁地下结构地震易损性分析[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(5): 916-924.
ZHONG Z L, SHEN Y Y, HAO Y R, et al. Seismic fragility analysis of two-story and three-span metro station structures based on IDA method [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(5): 916-924. (in Chinese)
- [11] HUANG Z K, PITILAKIS K, TSINIDIS G, et al. Seismic vulnerability of circular tunnels in soft soil deposits: The case of Shanghai metropolitan system [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020, 98: 103341.
- [12] BAKER J W, ALLIN CORNELL C. A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2005, 34(10): 1193-1217.
- [13] BAKER J W. Probabilistic structural response assessment using vector-valued intensity measures [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2007, 36(13): 1861-1883.
- [14] BAKER J W, CORNELL C A. Vector-valued intensity measures incorporating spectral shape for prediction of structural response [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2008, 12(4): 534-554.
- [15] AMERICAN LIFELINES ALLIANCE (ALA). Seismic fragility formulations for water systems, Part1-Guideline [M]. Reston: ASCE-FEMA, 2001.
- [16] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Code for seismic design of buildings: GB 50011-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press,

2010. (in Chinese)
- [17] 地下铁道建筑结构抗震设计规范: DG/TJ 08-2064—2009 [S]. 上海: 上海市建筑建材业市场管理总站, 2009.
Code for seismic design of subway structures; DG/TJ 08-2064-2009 [S]. Shanghai: Shanghai Urban Constructions Communications. (in Chinese)
- [18] LYSMER J, KUHLEMEYER R L. Finite dynamic model for infinite media [J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1969, 95 (4): 859-877.
- [19] 许紫刚, 杜修力, 许成顺, 等. 地下结构地震反应分析中场地瑞利阻尼构建方法比较研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(12): 4838-4847.
XU Z G, DU X L, XU C S, et al. Comparison of determination methods of site Rayleigh damping coefficients in seismic responses analysis of underground structures [J]. Rock and Soil Mechanics, 2019, 40(12): 4838-4847. (in Chinese)
- [20] 郭军, 王明年, 田尚志. 高烈度地震区公路隧道明洞抗震计算分析[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(11): 1733-1736.
GUO J, WANG M N, TIAN S Z. Aseismatic analysis on open tunnels of freeway in seismic region with strong motion [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(11): 1733-1736. (in Chinese)
- [21] 袁松, 王峥峥, 周佳媚. 隧道地震动力计算边界取值范围研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(11): 166-172.
YUAN S, WANG Z Z, ZHOU J M. Study on the model boundary determination in tunnel's earthquake dynamic analysis [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(11): 166-172. (in Chinese)
- [22] 禹海涛, 杨喻声, 袁勇, 等. 地下结构抗震分析的振动法与波动法对比研究[J]. 地震工程学报, 2019, 41(4): 845-852.
YU H T, YANG Y S, YUAN Y, et al. A comparison between vibration and wave methods in seismic analysis of underground structures [J]. China Earthquake Engineering Journal, 2019, 41(4): 845-852. (in Chinese)
- [23] KRAMER S L. Geotechnical earthquake engineering [M]. Pearson Education India, 1996.
- [24] NUTTLI O W. The relation of sustained maximum ground acceleration and velocity to earthquake intensity and magnitude [M]. US Army Engineer Waterways Experiment Station, 1979.
- [25] HOUSNER G W. Spectrum intensities of strong motion earthquakes [C]//Proceedings of Symposium of Earthquake and Blast Effects on Structures, EERI, Los Angeles, California, 1952: 21-36.
- [26] HOUSNER G W, JENNINGS P C. Generation of artificial earthquakes [J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1964, 90(1): 113-150.
- [27] ARIAS A. A measure of earthquake intensity, seismic design for nuclear power plants [R]. Massachusetts Institute of Technology, 1970.
- [28] PARK Y J, ANG A H S, WEN Y K. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings [J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4): 740-757.
- [29] PADGETT J E, DESROCHES R. Methodology for the development of analytical fragility curves for retrofitted bridges [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2008, 37(8): 1157-1174.

(编辑 王秀玲)