

DOI: 10.11779/CJGE20220788

序列型地震作用下地铁车站损伤分析

钟紫蓝¹, 冯立倩¹, 史跃波¹, 温卫平^{2,3}, 赵 密¹

(1. 北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124; 2. 哈尔滨工业大学结构工程灾变与控制教育部重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150090; 3. 哈尔滨工业大学土木工程智能防灾减灾工业与信息化部重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150090)

摘 要: 以往地下结构抗震分析中, 通常只关注单次地震作用下结构峰值响应, 对地下结构在序列型地震动下损伤机理认识不足。聚焦序列型地震动下地铁车站的损伤分析, 以揭示余震对地下结构损伤的影响规律并探究合理的结构抗震性能指标。挑选 7 条真实主余震序列, 通过地震动反演生成下卧基岩序列地震记录。考虑序列地震动方向性和相对强度的影响, 开展土-地下结构系统非线性动力时程分析, 并采用峰值层间位移角, 残余层间位移角和 Park-Ang 指数评估地下结构地震损伤。分析结果表明, 余震的方向性对损伤的影响呈现不规律性。主余震相对强度较大时, 余震引起主震震损后的地下结构向更高级损伤状态跃迁。在地下结构地震损伤评价指标选择方面, 残余层间位移角受主余震的相对方向影响显著, 而峰值层间位移角无法反映余震强度小于主震时对结构造成的损伤, 均不适合作为表征余震造成地下结构附加损伤的指标。而 Park-Ang 指数除能反映过度变形损伤外还能反映累积滞回能量耗散, 能较好地表征结构在主余震下的真实损伤, 较适合作为序列型地震作用下地下结构损伤评价指标。

关键词: 序列型地震动; 地下结构; 增量损伤; 非线性时程分析; 地铁车站

中图分类号: TU924

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2023)08-1586-09

作者简介: 钟紫蓝(1986—), 男, 博士, 副研究员, 主要从事地下结构抗震方面的研究工作。E-mail: zilanzhong@bjut.edu.cn。

Seismic damage assessment of subway station subjected to mainshock-aftershock sequences

ZHONG Zilan¹, FENG Liqian¹, SHI Yuebo¹, WEN Weiping^{2,3}, ZHAO Mi¹

(1. Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China; 2. Key Laboratory of Structures Dynamic Behavior and Control of the Ministry of Education, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China; 3. Key Laboratory of Smart Prevention and Mitigation of Civil Engineering Disasters of the Ministry of Industry and Information Technology, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China)

Abstract: In the previous seismic analyses of underground structures, only the peak structural response under the main earthquake is considered, but the damage mechanism of underground structures subjected to sequential ground motions has not been fully understood yet. Special attention is paid to the seismic damage analyses of subway station structures under sequential ground motions. The seismic damage evolution of underground structures under aftershocks and the feasible seismic performance indices are explored. Seven bedrock earthquake records, which are back-calculated from seven mainshock-aftershock sequences, are adopted. Considering the influences of the directivity and relative intensities of sequential ground motions, nonlinear dynamic time history analyses of soil-underground structure system are performed. The peak inter-story drift ratios, residual inter-story drift ratios and Park-Ang index are used to evaluate the earthquake damage of the subway station. The results show that the directivity of aftershocks has irregular influences on the structural damage. When the relative intensity between the mainshock and aftershock is large, the underground structures damaged during the mainshock are likely to transit to a severer damage state. In terms of the selection of seismic damage evaluation indexes for the underground structures, the residual inter-story drift ratios are significantly affected by the relative direction between the mainshock and the aftershock.

While the peak inter-story drift ratios cannot reflect the damage to the structures caused by the aftershock intensity smaller than the main shock. Therefore, both the peak and the residual inter-story drift ratios are not suitable for representing the

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51978020); 国家自然科学基金联合基金项目(U1839201)

收稿日期: 2022-06-22

***通信作者** (E-mail: wenweiping@hit.edu.cn)

additional damage of the underground structures caused by the aftershock. The Park-Ang index can reflect the excessive deformation damage and the accumulated hysteretic energy dissipation, which can better illustrate the actual damage of the structures under the mainshock-aftershock sequences, and is more feasible as the damage evaluation index of the underground structures subjected to sequential earthquakes.

Key words: sequential ground motion; underground structure; incremental damage; nonlinear time-history analysis; subway station

0 引 言

目前, 无论是研究人员还是设计人员, 在考虑地铁车站抗震时, 都只考虑一次地震作用, 而忽略了余震对地铁车站的影响。据统计, 约 89% 的地震后会伴随强余震或较强余震的发生。例如, 1999 年发生在中国台湾的 ChiChi 地震, 在 7.6 级主震过后 4 h 内便监测到 3 次 6 级以上余震^[1]; 2011 年 3 月 11 日发生在日本的 Tohoku 大地震, 在 9.0 级主震过后的 40 min 内 7.0 级以上的强余震便发生了 3 次。2022 年 1 月 8 日中国青海门源发生 6.9 级地震, 之后的 30 min 内发生余震 4 次, 最大余震达 5.1 级。由于主震和继发余震之间以及不同余震之间相隔时间较短, 主震后受损结构未经修复进一步遭受余震作用, 结构产生明显的增量损伤, 发生更严重的破坏甚至倒塌。

为评估余震对结构和人员安全的潜在威胁, 国内外研究学者针对不同结构体系开展了一系列研究。例如温卫平等^[2]、Wen 等^[3]对框架结构进行了主余震序列下增量动力分析, 提出了完整结构在主余震下的结构易损性评估框架。于晓辉等^[4]研究了余震与主震强度比与余震增量损伤之间的关系。发现采用余震和主震强度比可以较好地预测余震增量损伤。

本文开展序列型地震动下地铁车站损伤研究, 在关注主余震序列的同时, 还应考虑地铁车站抗震研究新进展。Iwatate 等^[5]、Che 等^[6]通过振动台试验模拟大开车站的破坏过程表明: 结构中柱抗剪能力不足是导致车站倒塌破坏的根本原因。刘晶波等^[7]基于单层三跨地铁车站开展了土-结构动力离心机模型试验, 认为试验中的单层三跨结构的中柱是地下结构在地震作用下的最不利构件。

鉴于此, 本文对余震相较于主震的强度对地铁车站的损伤影响进行了研究, 同时考虑余震的方向性影响。基于现有地铁车站研究的基础, 本文重点研究地铁车站的中柱损伤。通过对序列型地震动下车站中柱的损伤与仅主震下损伤的对比, 揭示序列型地震动对两层三跨地铁车站损伤的影响, 并基于采取的指标对损伤的反映, 给出序列型地震动下地铁车站抗震损伤指标建议。

1 土结构有限元模型建立

1.1 场地信息及土体模型

本文场地为 II 类场地, 场地覆盖层厚度为 40 m, 场地土层物理参数信息如表 1 所示。

表 1 场地土层物理参数表

Table 1 Physical parameters of soil layers

土层类型	土层厚度/ m	密度/ (kg·m ⁻³)	剪切波速/ (m·s ⁻¹)	黏聚力/ kPa	内摩擦角/(°)
人工填土	5.0	1750	180	35	15
粉质黏土	10.0	1900	250	25	19
细中砂	10.0	2000	300	20	38
细粉砂	15.0	2000	320	30	34
卵石	20.0	2280	500	—	—

土体在动力荷载作用下表现出强烈的非线性特性, 地震动峰值加速度越大, 土体非线性越强烈。等效线性化方法^[8]将土体近似看作黏弹性材料, 采用剪切模量和阻尼随应变幅值的函数曲线来体现土体动应力-应变关系, 如图 1 所示。该方法具有计算简单、概念明确、应用方便等优点, 现已成为土层地震反应分析的常用方法^[9-12]。

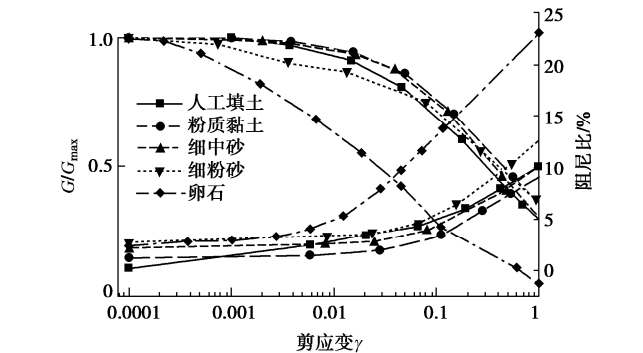


图 1 场地不同土层动力特性

Fig. 1 Dynamic characteristics of soil layers

但该方法的缺点在于不能反映土的变形积累, 不能考虑应力路径对阻尼比的影响, 同时也不能考虑土的各向异性。因此, 在考虑土体大应变时, 计算误差较大。为了克服等效线性黏弹性本构模型无法反映土体残余变形的不足, 相关学者通过将等效线性黏弹性土体模型与 Mohr-Coulomb(MC)弹塑性模型相结合的方式^[13-14]来进行土-地下结构的地震反应分析。本文采取将等效线性化的黏弹性模型嵌套 MC 模型的方式

组成黏-弹-塑性模型，一方面能够一定程度上反映土体在动力作用下的模量衰减与阻尼增大效应，另一方面还能够考虑土体的变形累积，对于土体在地震作用下产生的大变形有较好的模拟效果。

具体处理方式为：首先通过一维等效线性化场地分析获得土层的等效剪切模量与等效阻尼比，在 Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型中，采用已获得的等效剪切模量 G 按照式(1)换算对应等效弹性模量 E 进行设置，利用土体等效阻尼比和自由场第一阶和第二阶自振频率，按照式(2)计算不同土层处的 Rayleigh 阻尼系数，即一阶模态阻尼系数 (α) 及二阶模态阻尼系数 (β)，最后按照《工程地质手册》针对土性进行内摩擦角与黏聚力的设置。

$$E = 2G(1 + \nu)$$

(1)

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \frac{2\xi_n}{W_1 + W_2} \begin{Bmatrix} W_1 W_2 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

(2)

式中： E 为土体等效弹性模量； G 为等效剪切模量； ν 为泊松比； α 为一阶模态阻尼系数； β 为二阶模态阻尼系数； ξ_n 为等效阻尼比； W_1 、 W_2 分别为自由场的一阶和二阶自振频率。

1.2 地铁结构模型

本文以两层三跨地铁车站为研究对象。地铁车站结构的横断面尺寸及配筋如图 2 所示。混凝土采用 C40，钢筋采用 HRB400，材料参数如表 2 所示。结构

顶板底板配筋率 1.0%，中柱为 6%，侧墙为 0.8%。图 3 为土-结构有限元模型及混凝土和钢筋本构示意图。结构主体采用曲哲等^[15]基于 ABAQUS 开发的纤维模型建模，混凝土的本构采用考虑抗拉的 UConcrete02 型，初始弹性模量 E_0 为骨架线上升段在 原点处切线的斜率，受拉骨架线为带有软化段的双线型，上升段弹性模量为 E_0 ，达到轴心抗拉强度 f_t 后进入刚度为 $\gamma_s E_0$ 的下降， γ_s 为受拉软化模量，取 0.1。钢筋采用考虑随动硬化的弹塑性本构 USteel01 模型。材料参数包括屈服强度 f_y 、弹性模量 E_0 和屈服后刚度系数 α 。钢筋和混凝土本构模型的详细信息可参考文献^[15]。土-结构接触面法向接触模型采用硬接触，切向采用库仑摩擦模型，摩擦系数设为 0.4。本文结构尺寸为 21.2 m × 12.49 m，模拟地基宽度为 200 m，底面边界距结构底部 37.51 m，均满足城市轨道交通设计规范中关于模型边界的规定^[16]，边界效应对地下结构地震反应的影响通常可忽略。土体采用平面应变单元^[17-20]，在初始应力场计算时，模型底部采用固定约束，两侧采用等位移边界（该边界能够强制场地土体侧面边界上对应点位移相同），对模型底部施加重力载荷，得到重力载荷下的应力场，再将得到的应力场施加于有限元模型，保证各节点初始位移近似为零，完成结构的初始应力平衡。在静力分析步向动力分析步转化过程中，不改变侧向边界条件，底部解除水平向自由度，输入水平地震加速度时程记录。

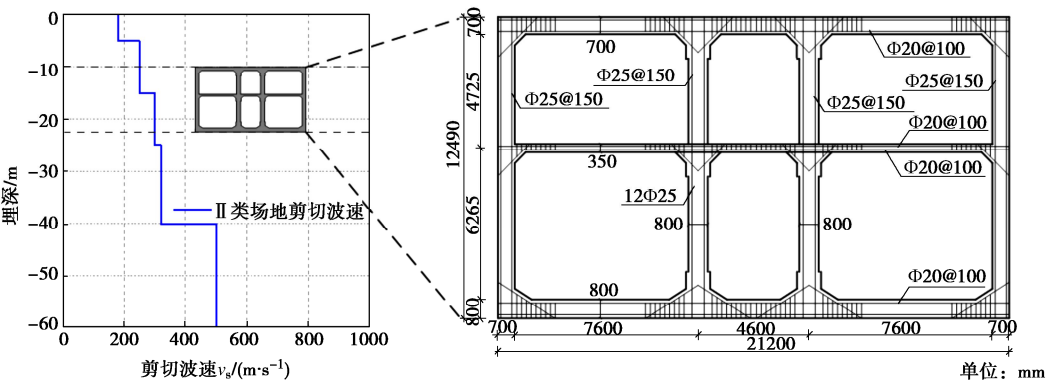


图 2 结构横断面及配筋示意图

Fig. 2 Schematic diagram of cross section and reinforcement

表 2 混凝土及钢筋材料参数

Table 2 Material parameters of concrete and steel rebar

材料	密度/ (kg·m ⁻³)	弹性模 量/ GPa	泊松 比	屈服 强度 f_y /MPa	轴心受压强度 f_{co} /MPa	轴心受拉强 度 f_t /MPa	极限受压强度 f_u /MPa	峰值压 应变 ϵ_{c0}	极限压 应变 ϵ_{cu}
混凝土 (UConcrete02)	2500	32	0.15	—	19.1	1.71	16.2	0.0014	0.0042
钢筋 (USteel01)	7800	200	0.1	400	—	—	—	—	—

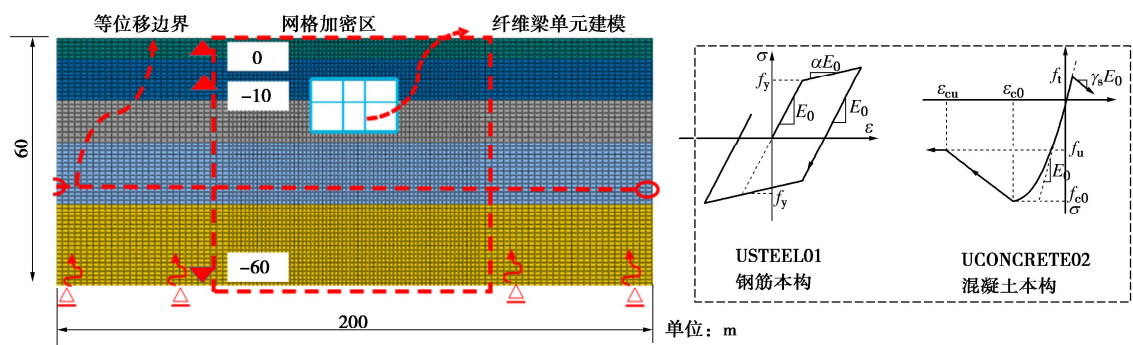


图 3 土-结构有限元模型及材料本构示意图

Fig. 3 Finite element model for soil-structure and constitutive diagram of materials

2 序列型地震动的选取与反演

2.1 序列型地震动的选取

本文序列型地震动选自太平洋地震工程研究中心的强震记录。地震动选取规则如下：①所有地震动均来自浅层地壳结构；②主震地震动和余震地震动来自同一台站记录；③主震和余震的峰值地面加速度PGA均大于0.1g；④一次主震后记录到多次余震，选强度最大的一条；⑤所有地震动均是硬土地场地记录到的。按以上5条原则选取了7条主余震序列，具体主余震序列的信息如表3所示。其中主震矩震级在6~8级范围内，余震震级在5级以上。

表 3 主余震序列

Table 3 Mainshock-aftershock sequences				
序号	地震事件	主余震台站信息	主震震级	余震震级
GM_1	Whitter	WHITTER-RSN691-SMA270	6.0	5.3
GM_2	美国	WHITTER-RSN595-JAB207		—
GM_3	Darfield	NZ2010-NZCHHHC-N01W	7.0	6.2
GM_4	Northridge	NR-JEN022	6.7	5.3
GM_5	美国	NR-HOLLY360		—
GM_6	集集	CHICHI-CHY086-E	7.6	6.2
GM_7	中国	CHICHI-CHY036-N		—

图 4 给出 GM_3 的时程曲线，并以此介绍本文序列型地震动构造方式：在所选取的主震和余震记录之间插入 30 s 时间间隔，保证主震后结构在遭受后续余

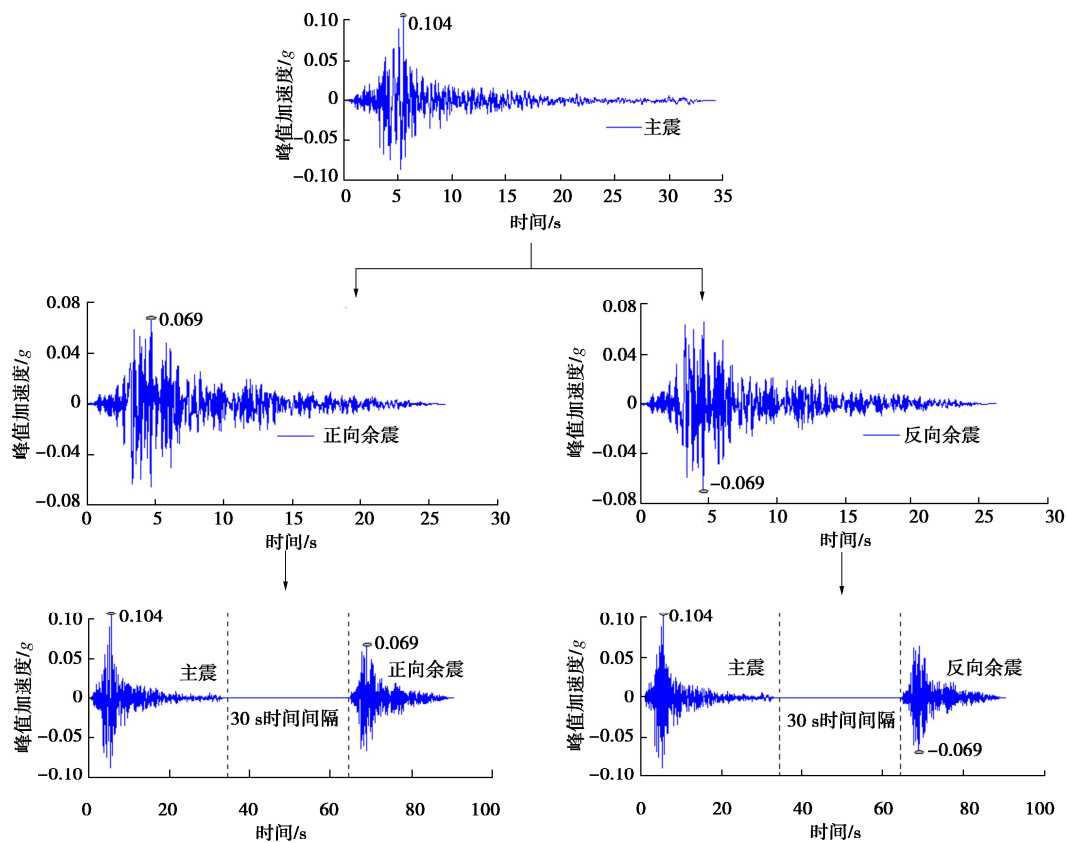


图 4 序列型地震动构造方式

Fig. 4 Construction of sequential ground motion

震激励时已达到平衡位置。同时本文就余震方向性问题做如下规定:当余震峰值加速度 PGA 与主震同向视为正向余震,反之则为反向余震。仅主震的阿里亚斯强度曲线与序列型地震动的阿里亚斯强度曲线对比如图 5 所示。

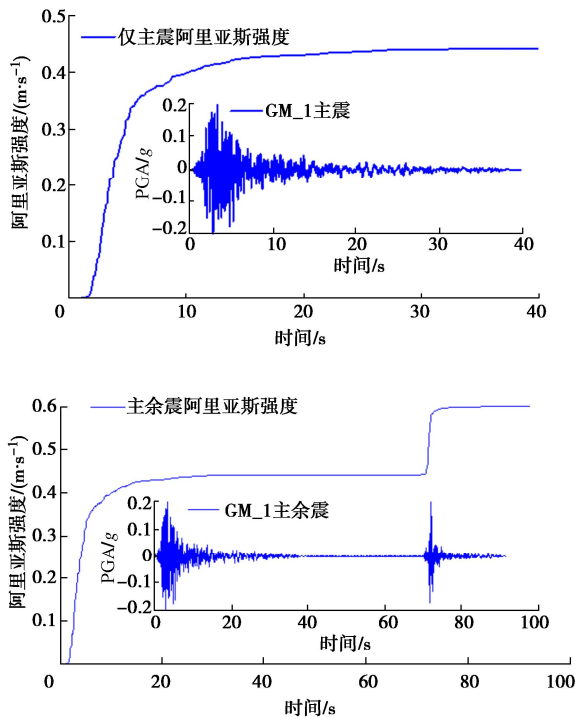


图 5 阿里亚斯强度曲线对比

Fig. 5 Comparison of Arias intensities

2.2 地震加速度时程记录反演

本文采用的地震记录均来自以往地表台站实测记录。当进行动力反应分析时,自由场的地震动特性没有考虑土层高频滤波及放大效应等问题的影响,这就会使得地下结构地震反应分析结果不可靠。因此,需要对地表地震动进行反演生成下卧基岩处的地震加速度时程记录,并以此作为土-结构相互作用分析的输入地震动。反演是基于一维波动理论,如图 6 所示。图 6 中, h_m , ρ_m , G_m , ξ_m 分别为第 m 层土层厚度、密度、等效剪切模量和等效阻尼比。

假设土体是水平成层的线黏性体,动剪切模量和阻尼比均为剪应变函数,一维波动方程结合开尔文模型的土体应力-应变响应,可以得到

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (3)$$

式中: ρ 为质量密度; G 为剪切模量; η 为黏度系数, u 为土的位移; z 为土层深度; t 为时间。

通过求解式 (3) 即可得到土层任一深度 z 处位移 u :

$$u(z, t) = E e^{i(\omega t + kz)} + F e^{-i(kz - \omega t)} \quad (4)$$

式中: E_m , F_m 分别为第 m 层土上行波和下行波系数。

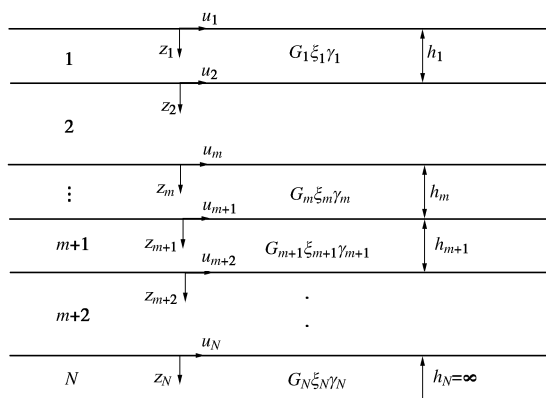


图 6 等效线性化场地反应分析

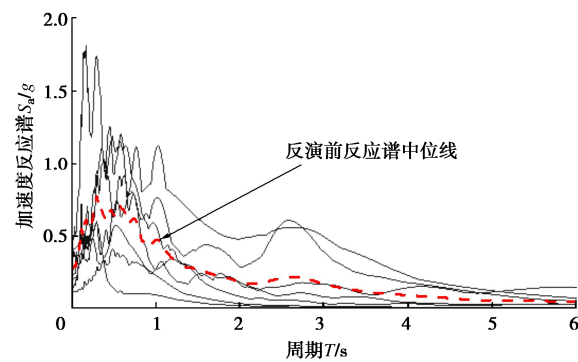
Fig. 6 One-dimensional equivalent-linear site response analysis

结合每层土交界处位移相等以及自由场地表剪应力为零的边界条件,任一土层地震波的上行波下行波系数可以表达为式 (5), (6),进而将地表地震响应转化为下卧基岩地震响应。反演前后加速度反应谱由图 7 给出。

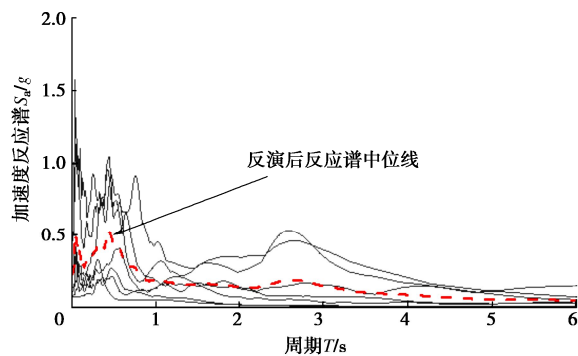
$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m) e^{ik_m h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m) e^{-ik_m h_m} \quad (5)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m) e^{ik_m h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m) e^{-ik_m h_m} \quad (6)$$

式中, α_m 为阻抗比, k_m 为复波数。



(a) 反演前加速度反应谱



(b) 反演后加速度反应谱

图 7 反演前后加速度反应谱曲线

Fig. 7 Acceleration spectra of selected ground motions before and after back calculation

3 考虑序列型地震动特性对地铁车站损伤的影响

3.1 工况设计与评价指标确定

相较于主震, 为分析不同强度余震对结构造成的响应规律, 需要对反演后的序列型地震动进行调幅。本文以 PGA 作为地震动强度指标 (intensity measure, IM), 增量动力分析方法实现的流程为: ①将主震反演后的基岩地震动调至 0.2g, 定义 $\mu=PGA_{as}/PGA_{ms}$ 来表征余震地震动相对强度, 通过调整 μ , 令 μ 分别取 0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.25, 对余震进行 5 次调幅, 从而确定余震基岩地震动幅值在 0.05g~0.25g。②将调幅后的余震分别与主震相连, 形成相同强度主震不同强度余震的主余震序列。③将生成的主余震序列依次输入到土-结构整体模型中进行动力非线性时程分析, 分析不同的主余震相对强度对结构响应造成的影响。为量化余震对地下结构抗震性能的影响, 本文同样对主震单独作用下结构的抗震性能进行分析, 分别以峰值层间位移角, 残余层间位移角, 以及改进的 Park-Ang 指数为工程需求参数, 探求更适合表征余震造成地下结构增量损伤的评价指标。为表述方便, 本文将所考虑的地震工况缩写为仅主震 (MS)、相对强度为 0.25 的正向序列 (MA_P_0.25), 相对强度为 0.25 的反向序列 (MA_N_0.25), 以此类推。

3.2 序列型地震动下结构损伤分析

参照杜修力等^[21]基于整体式 Pushover 法对矩形地下结构进行静力推覆分析得到的不同损伤状态阈值, 本文对两层三跨地铁车站结构状态作如表 3 所示的划分。本文结构状态分为基本完好, 轻微破坏, 中等破坏, 严重破坏, 完全破坏 5 个等级, 各等级对应的损伤指标值如表 4 所示。

表 4 层间位移角损伤状态与对应限值^[21]

Table 4 Damage states and limits on inter-story drift					
损伤状态	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
限值	$0 \sim \frac{1}{1223}$	$\frac{1}{1223} \sim \frac{1}{343}$	$\frac{1}{343} \sim \frac{1}{163}$	$\frac{1}{163} \sim \frac{1}{105}$	$\geq \frac{1}{105}$

将反演调幅后的地震动输入土结构整体模型中。为评估余震相对强度与主震层间位移角峰值的相关性, 将中柱在主震后和不同强度的正反向余震后的层间位移角峰值的最大者进行对比, 如图 8 所示。

从图 8 中可以看出, 大多数主震后结构处于轻微破坏状态, 余震相对强度 $\mu < 1.0$ 时, 主余震序列产生的峰值层间位移角并未超过主震后峰值层间位移角, 此时若采用峰值层间位移角作为损伤指标, 则可能低估余震对结构造成的损伤。余震相对强度达到 1.0 时,

结构层间位移角峰值发生较明显的增长, 甚至发生超越主震后结构的破坏状态。

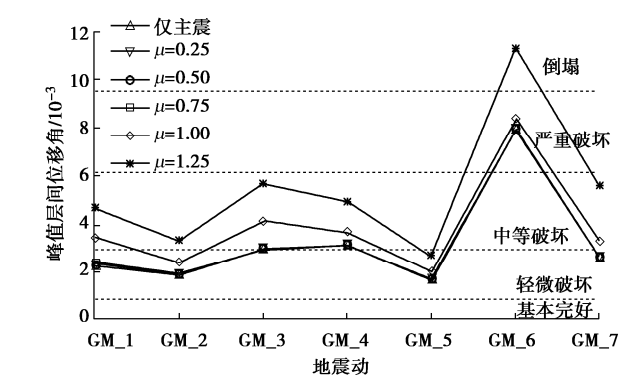


图 8 主余震序列相对强度对层间位移角峰值的影响

Fig. 8 Influences of relative intensities of mainshock-aftershock sequences on peak inter-story drift ratios

基于以上讨论, 在分析方向性对峰值层间位移角的影响时, 只考虑相对强度较大 ($\mu=1.0, 1.25$) 两种情况, 将相对强度相同方向不同的序列型地震动产生的峰值层间位移角进行了对比, 结果如图 9 所示。

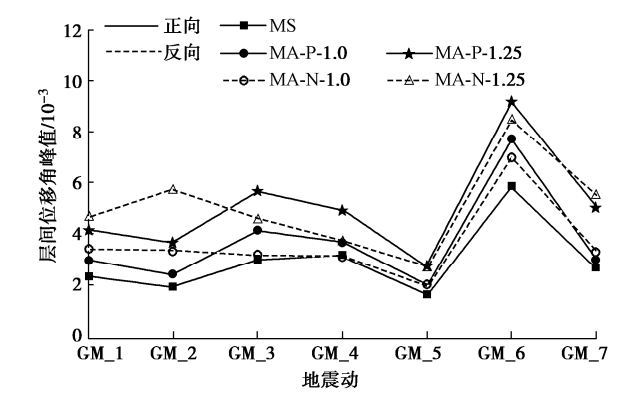


图 9 方向性对峰值层间位移角的影响

Fig. 9 Influences of directivity on peak inter-story drift ratios

从图 9 中可以看出, 正反向余震均放大了结构的峰值层间位移角, 但对比实线与虚线可以看出, 方向性对峰值层间位移角的影响呈现不规律性, 正向余震造成的损伤不一定大于反向余震。因此, 层间位移角峰值大小与余震方向性并无直接关系。

除了结构峰值层间位移角以外, 考虑结构震后可修复性, 残余层间位移角也作为结构抗震性能的评价指标。残余层间位移角在正反向余震下随相对强度的变化趋势如图 10 所示。其中, ε 为主余震不同相对强度引起的结构残余层间位移角的变化量。

可以看出, 正向余震和反向余震都有可能造成残余层间位移角的增大。残余层间位移角方向会随主余震方向发生变化, 且正反向余震造成的层间位移角变化方向相反。

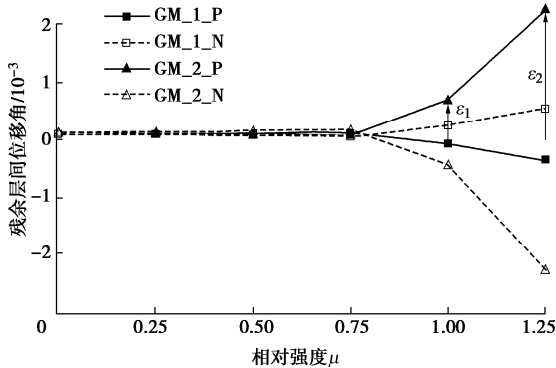


图 10 主余震序列方向性对残余层间位移角的影响
Fig. 10 Influences of directivity of mainshock-aftershock sequences on residual inter-story drift ratios

为定量研究余震相对强度对主震损伤结构造成的增量损伤的影响，采用无量纲参数 δ_{res} 来衡量余震作用下结构增量损伤大小，其定义为

$$\delta_{\text{res}} = \frac{\theta_{\text{MA-res}} - \theta_{\text{MS-res}}}{\theta_{\text{MS-res}}} \quad (7)$$

式中： $\theta_{\text{MA-res}}$ 为序列型地震动下结构残余层间位移角； $\theta_{\text{MS-res}}$ 为仅主震作用下结构残余层间位移角。

将主震和序列型地震动后中柱残余层间位移角值代入式 (7)，可得到不同相对强度下结构残余层间位移角增量损伤的区间图，如图 11 所示。

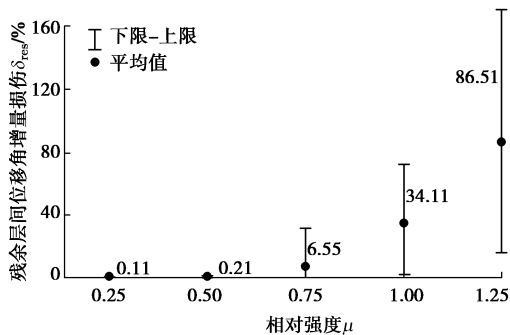


图 11 不同相对强度残余层间位移角增量损伤

Fig. 11 Incremental damages of residual inter-story drift ratios under different relative strengths

从图 11 中可以看出，主震后结构的残余层间位移角随余震相对强度的增加有增长趋势，且随余震相对强度的增加增长越明显，当主余震相对强度为 1.25 时，地下结构残余层间位移角最大增量可达 170%。相对强度在 0.5 以下时，余震对结构残余层间位移角造成的增量损伤可以忽略不计。

Park-Ang 损伤指数是一种综合了过度变形损伤和累积滞回能量耗散损伤的地震损伤指标，其定义为

$$D_1 = \frac{x_m}{x_u} + \beta_h \frac{E_H}{F_y x_u} \quad (8)$$

式中： F_y 为结构中柱的屈服力； x_m 为地震作用下结构中柱的大位移； x_u 为单调荷载作用下结构中柱的极

限变形能力； E_H 为结构中柱在地震作用下的滞回耗能； β_h 是一个无量纲参数，用来衡量结构滞回耗能对损伤的贡献程度，本文取 0.1。

按照 Williams 等^[22]根据 Park-Ang 损伤指数划分的损伤状态（如表 5 所示），对已获得的车站中柱在仅主震和不同方向主余震下损伤指数的计算结果进行对比，结果如图 12 所示。

表 5 Park-Ang 损伤状态与对应限值^[22]

Table 5 Damage states and limits on Park-Ang damage index					
破坏等级	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
D_1	0~0.1	0.1~0.25	0.25~0.4	0.4~1.0	>1.0

从图 12 可以看出，本文结构在仅主震工况下按照 Park-Ang 损伤指数划分大部分处于轻微破坏状态，当相对强度达到 1.0，结构向更高级损伤状态（中等破坏）跃迁，当相对强度达到 1.25 时，结构大部分处于严重破坏状态，即结构在主余震作用下破坏状态发生了两级跃迁。这说明随着地震动强度的增加，Park-Ang 损伤指数值发生了明显的增长。此外，关于方向性对 Park-Ang 损伤指数的影响，可以看出，Park-Ang 指数与主余震方向性之间也并无单一对应关系。以下考虑相对强度对损伤指数的影响时，仅采用正反向余震中损伤指数值较大者。

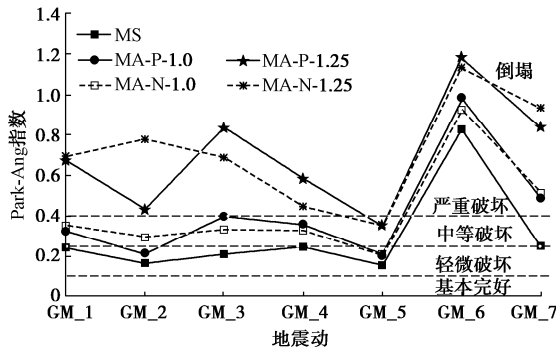


图 12 方向性对余震损伤指数的影响

Fig. 12 Influences of directivity on Park-Ang damage index

图 13 展示了余震相对强度对结构中柱 Park-Ang 损伤指数的影响程度。由区间图可以看出，随相对强度的增大，余震造成的 Park-Ang 损伤指数增大，离散程度也增大。相对强度为 0.25, 0.50, 0.75, 1.00, 1.25 时 Park-Ang 指数计算的增量损伤平均值分别为对应的图 11 中残余层间位移角计算的增量损伤平均值的 84 倍、57 倍、3.6 倍、1.7 倍、1.2 倍。这说明，余震相对强度对 Park-Ang 损伤指数的影响较明显，且相对强度越小，影响越明显。主要原因在于余震强度较小时，结构层间变形不会超过主震后结构的层间变形。即中柱的变形损伤没有增长，导致变形方面增量损伤不明显，但结构滞回耗能增大，引起 Park-Ang 损伤指

数增长,此时比值最大。但是,随相对强度的增大,余震引起的结构层间变形会高于主震,残余层间位移角增量损伤增大,导致两者比值减小。

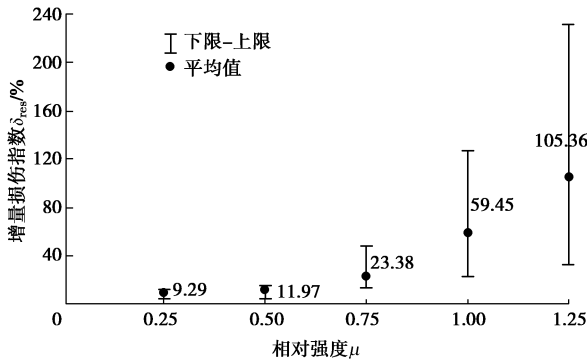


图 13 不同相对强度对结构损伤指数的影响

Fig. 13 Influences of different relative intensities on Park-Ang damage index

4 结 论

本文采用峰值层间位移角,残余层间位移角以及 Park-Ang 指数作为工程需求参数,对序列型地震动下两层三跨地铁车站损伤进行研究,得到了以下 4 点结论。

(1)正反向余震均会增大地下结构峰值层间位移角,残余层间位移角和 Park-Ang 指数,但方向性与其对损伤影响程度之间不存在一一对应关系。

(2)峰值层间位移角无法反映主余震相对强度较小时余震对结构产生的损伤。因此,峰值层间位移角并不适合作为主余震序列对地下结构附加损伤的反映指标。

(3)残余层间位移角方向会随主余震方向发生变化,同一相对强度下,变化的绝对值大致相等。考虑到其随方向性的变化,残余层间位移角不适合作为表征余震引起的附加损伤的指标。

(4)余震较小时,由于余震产生的层间变形损伤小于主震,因此与仅主震工况相比,主余震序列下结构的峰值层间位移角和残余层间位移角均未发生变化,而余震可增加结构的滞回耗能,从而引起 Park-Ang 损伤指数进一步增加,因此 Park-Ang 指数能反映主余震相对强度较小时余震对结构造成的损伤,较好地表征主余震下地下结构的真实损伤。由此推荐 Park-Ang 损伤指数作为序列型地震动下地下结构损伤的评价指标。

参考文献:

[1] WANG G Q, BOORE D M, IGEL H, et al. Comparisons of ground motions from five aftershocks of the 1999 Chi-Chi,

Taiwan, earthquake with empirical predictions largely based on data from California[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 2004, **94**(6): 2198-2212.

- [2] 温卫平, 籍多发, 虞亦琦, 等. 考虑余震影响的 RC 框架结构抗震设计方法[J]. 土木工程学报, 2021, **54**(2): 43-49. (WEN Weiping, JI Duofa, YU Yiqi, et al. Seismic design method of RC frame structures considering effects of aftershocks[J]. China Civil Engineering Journal, 2021, **54**(2): 43-49. (in Chinese))
- [3] WEN W P, ZHAI C H, JI D F, et al. Framework for the vulnerability assessment of structure under mainshock-aftershock sequences[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, **101**: 41-52.
- [4] 于晓辉, 代旷宇, 周 洲, 等. 主余震序列作用下钢筋混凝土框架结构损伤分析[J]. 建筑结构学报, 2019, **40**(3): 127-133. (YU Xiaohui, DAI Kuangyu, ZHOU Zhou, et al. Damage assessment of a reinforced concrete frame structure subjected to mainshock-aftershock sequences[J]. Journal of Building Structures, 2019, **40**(3): 127-133. (in Chinese))
- [5] IWATATE T, KOBAYASHI Y, KUSU H. Investigation and shaking table tests of subway structures of the hyogoken-Nanbu earthquake[J]. Proceedings of the 12WCEE, 2000: 1-6.
- [6] CHE A, IWATATE T. Shaking table test and numerical simulation of seismic response of subway structures[C]// Proceedings of the 7th International Conference on Structures under Shock and Impact. Montreal, 2002.
- [7] 刘晶波, 刘祥庆, 王宗纲, 等. 土-结构动力相互作用系统离心机振动台模型试验[J]. 土木工程学报, 2010, **43**(11): 114-121. (LIU Jingbo, LIU Xiangqing, WANG Zonggang, et al. Dynamic centrifuge model test of a soil-structure interaction system[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, **43**(11): 114-121. (in Chinese))
- [8] ASTROZA R, PASTÉN C, OCHOA-CORNEJO F. Site response analysis using one-dimensional equivalent-linear method and Bayesian filtering[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **89**: 43-54.
- [9] 齐文浩. 土层地震反应分析方法的比较研究[D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2004. (QI Wenhao. Study on the Comparison of Soil Layers Seismic Response Analysis Methods[D]. Harbin: Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, 2004. (in Chinese))
- [10] 陈学良, 金 星, 高孟潭. 近场速度脉冲场地响应等效线性分析的适用条件[J]. 哈尔滨工程大学学报, 2015, **36**(8):

- 1049-1056. (CHEN Xueliang, JIN Xing, GAO Mengtan. Applicable conditions of the near-field site response of a large velocity pulse by equivalent linearization method[J]. Journal of Harbin Engineering University, 2015, **36**(8): 1049-1056. (in Chinese))
- [11] 杜修力, 许紫刚, 许成顺, 等. 基于等效线性化的土-地下结构整体动力时程分析方法研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(12): 2155-2163. (DU Xiuli, XU Zigang, XU Chengshun, et al. Time-history analysis method for soil-underground structure system based on equivalent linear method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(12): 2155-2163. (in Chinese))
- [12] 余文正, 陶 忠, 潘 文, 等. 隔震结构等效线性化计算方法对比研究[J]. 建筑结构学报, 2018, **39**(1): 78-87. (YU Wenzheng, TAO Zhong, PAN Wen, et al. Comparative study on equivalent linearization calculation method in design of seismic isolated structure[J]. Journal of Building Structures, 2018, **39**(1): 78-87. (in Chinese))
- [13] 李 洋. 浅埋地下框架结构地震破坏机理研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2018. (LI Yang. Earthquake Damage Mechanism of Shallow Buried Underground Frame Structures[D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2018. (in Chinese))
- [14] PAKBAZ M C, YAREEVAND A. 2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2005, **20**(5): 411-417.
- [15] 曲 哲, 叶列平. 基于有效累积滞回耗能的钢筋混凝土构件承载力退化模型[J]. 工程力学, 2011, **28**(6): 45-51. (QU Zhe, YE Lieping. Strength deterioration model based on effective hysteretic energy dissipation for rc members under cyclic loading[J]. Engineering Mechanics, 2011, **28**(6): 45-51. (in Chinese))
- [16] 城市轨道交通结构抗震设计规范: GB 50909—2014[S]. 北京: 中国标准出版社, 2014. (Code for Seismic Design of Urban Rail Transit Structures: GB 50909—2014[S]. Beijing: Standards Press of China, 2014. (in Chinese))
- [17] 庄海洋, 任佳伟, 王 瑞, 等. 两层三跨框架式地铁地下车站结构弹塑性工作状态与抗震性能水平研究[J]. 岩土工程学报, 2019, **41**(1): 131-138. (ZHUANG Haiyang, REN Jiawei, WANG Rui, et al. Elasto-plastic working states and seismic performance levels of frame-type subway underground station with two layers and three spans[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, **41**(1): 131-138. (in Chinese))
- [18] ZHANG C M, ZHAO M, ZHONG Z L, et al. Optimum intensity measures for probabilistic seismic demand model of subway stations with different burial depths[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2022, **154**: 107138.
- [19] XU Z G, DU X L, XU C S, et al. Numerical research on seismic response characteristics of shallow buried rectangular underground structure[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2019, **116**: 242-252.
- [20] TSINIDIS G, PITILAKIS K, TRIKALIOTI A D. Numerical simulation of round robin numerical test on tunnels using a simplified kinematic hardening model[J]. Acta Geotechnica, 2014, **9**(4): 641-659.
- [21] 杜修力, 蒋家卫, 许紫刚, 等. 浅埋矩形框架地铁车站结构抗震性能指标标定研究[J]. 土木工程学报, 2019, **52**(10): 111-119, 128. (DU Xiuli, JIANG Jiawei, XU Zigang, et al. Study on quantification of seismic performance index for rectangular frame subway station structure[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, **52**(10): 111-119, 128. (in Chinese))
- [22] WILLIAMS M S, SEXSMITH R G. Seismic damage indices for concrete structures: a state-of-the-art review[J]. Earthquake Spectra, 1995, **11**(2): 319-349.