地铁车站增量动力分析的极限状态判定方法 1)

刘 彤 *,2)　袁 勇 *,†,3)

*(同济大学地下建筑与工程系，上海 200092)

†(同济大学土木工程防灾国家重点实验室，上海 200092)

摘要　表征地下结构抗震性能的研究不多，而性能化设计方法需要确定结构物在地震作用下的极限状态. 本文根据地铁车站特点，从结构变形性能和止水性能两个方面定义了抗震性能的四个极限状态，并以结构最大层间位移角作为特征指标. 以上海某多层地铁车站为背景，建立了土 – 结构二维有限元模型，采用增量动力分析法研究该类结构的抗震极限状态，建立了增量动力分析法的地震动强度指标结构底部峰值加速度与结构性能指标最大层间位移角的关系曲线，给出了该地铁车站结构 4 个极限状态的最大层间位移角界限值.

关键词　地铁车站，性能化设计，极限状态，增量动力分析，性能指标

中图分类号：TU311　　**文献标识码**：A　　doi：10.6052/1000-0879-17-333

LIMIT STATE DETERMINATION FOR A SUBWAY STATION STRUCTURE BY INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS 1)

LIU Tong*,2)　YUAN Yong*,†,3)

*(Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

†(State Laboratory of Disaster Reduction of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract　The seismic performance of the underground structures, is not well studied, while on the other hand, the seismic limit state determination is important for a performance-based design. In this paper, four limit states are defined in terms of the deformation and the waterproof performance of the structure while the maximum story drift angle ($\theta_{\max}$) is selected as the characteristic indicator according to the feature of the subway station. Based on a multi-story subway station in Shanghai, a two-dimensional finite element model of the soil and the structure is established and the seismic limit state of the subway station is investigated using the incremental dynamic analysis (IDA). Finally, the relation curve between the seismic intensity measure PBA (peak acceleration at the base of subway station) and structural performance indictor $\theta_{\max}$ is established and the thresholds of $\theta_{\max}$ for this subway station are obtained in the four limit states.

Key words　subway station, performance-based design, limit state, incremental dynamic analysis, performance indicator

2017–09–25 收到第 1 稿，2018–01–21 收到修改稿.

1) 国家自然科学基金 (51208296, 51478343)、上海市科学技术委员会 (13231200503) 和中央高校基本科研业务费专项资金 (2013KJ095, 101201438) 资助项目.

2) 刘彤，博士研究生，主要从事地下结构抗震性能研究. E-mail: 262liut@tongji.edu.cn

3) 袁勇，教授，主要从事地下结构抗震和防灾减灾研究. E-mail: yuany@tongji.edu.cn

引用格式：刘彤, 袁勇. 地铁车站增量动力分析的极限状态判定方法. 力学与实践, 2018, 40(2): 148-154

Liu Tong, Yuan Yong. Limit state determination for a subway station structure by incremental dynamic analysis. *Mechanics in Engineering*, 2018, 40(2): 148-154

性能设计在结构抗震设计领域的进展显著，逐步成为新一代工程结构抗震设计的框架. 结构抗震极限状态的确定作为实现该框架的基础起到了至关重要的作用，在国内外相关规范中给出了地表结构的取值范围 [1-2].

单次动力时程分析只能给出给定地震动强度和特征的结构动力响应，不足以充分激发结构各阶段的性能. 增量动力分析方法扩展了动力时程分析的方式，可以考察地震动的随机性以及结构在强震下的动力响应，较为准确地描述结构从弹性、弹塑性直至倒塌的全过程性能 [3]，较广泛地应用于地表结构的抗震性能分析，如 FEMA350 给出了依据增量动力分析结果定义结构极限状态的方法，将地表结构的极限状态分为两个等级：立即使用和防止倒塌，其中将增量动力曲线斜率下降至曲线弹性斜率的 20% 定义为防止倒塌极限点 [2]，该结论已被广泛应用到地表结构的抗震性能评估中 [3-5]. 地下结构抗震性能的相关研究十分有限. 由于周围土体的存在，地下结构的动力特性与地表结构必然存在差异，简单沿用地面建筑结构的性能指标不尽合理.

本文以上海某四层三跨地铁车站的结构为研究背景，结合地表结构抗震极限状态的基本定义方法 [6]，分析地铁车站极限状态的定义方法和表征指标；根据地下结构自身特点开展地下结构增量动力分析方法研究，考察地震动记录选择方式、土与结构动力有限元模型建模方法及边界条件设置等. 在有效获得车站结构地震响应的基础上，研究地震动强度指标 (IM)、结构破坏指标 (DM) 等的表征方式，以建立该地铁车站对应各个极限状态的定量描述.

1 算例

1.1 工程背景

如图 1 所示，地铁车站截面为 23.6 m 宽，29.11 m 高的矩形钢筋混凝土框架. 该车站原设计为六层地铁车站，后因为停车需要，将地下一至三层合并为一层，作为立体停车库. 地下二层为大厅，地下三层为设备层，底层为岛式站台层. 地下一层和二层的中柱尺寸为 1.1 m ×0.7 m，而第三层和底层的中柱尺寸为 1.4 m ×0.7 m. 中柱沿车站纵向间距为 8 m, 埋深 2.9 m. 工程地勘报告提供的该车站的土层性质，如表 1 所示.

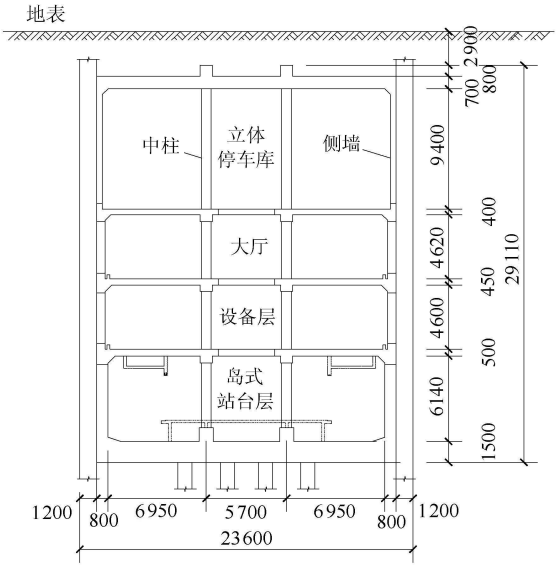


图 1　地铁车站的横断面图 (单位：mm)

表 1　地铁车站土层参数

层数	土层名称	深度/m	容重/(kN·m^{-3})	弹性模量/MPa	泊松比	摩擦角/(°)	内聚力/kPa
1	人工填土	0~1.3	19.0	20.34	0.32	15.0	20.0
2	灰黄色粉质黏土	1.3~2.4	19.2	20.34	0.32	31.3	9.5
3	灰黄色粉质黏土	2.4~3.3	18.0	14.00	0.34	33.8	15.1
4	灰色淤泥质黏土	3.3~6.9	17.4	10.85	0.38	28.3	5.3
5	灰色淤泥质黏土	6.9~14.8	16.7	7.39	0.40	24.9	7.2
6	灰色黏土	14.8~16.7	17.4	11.55	0.35	29.7	10.0
7	灰绿色黏土	16.7~21.1	19.5	24.85	0.29	29.1	31.3
8	灰色淤泥	21.1~28.0	18.2	32.20	0.29	31.1	2.0
9	灰色淤泥	28.0~43.0	17.7	15.09	0.33	32.5	8.1
10	灰色黏土和粉砂	43.0~60	18.4	28.70	0.32	28.1	8.0

1.2 有限元模型

依据该地铁车站的工程背景，本文采用大型有限元软件 ABAQUS 建立了该地铁车站结构和其周围土体的二维有限元模型. 该软件能够准确计算结构从弹性到弹塑性的动力响应特性，并且能够考虑材料非线性和几何非线性 [7]. 有限元模型尺寸为长

1 000 m, 宽 60 m，如图 2 所示. 对于结构的单元选取，采用梁单元 B21 模拟，该单元可以较好地模拟结构的受力和变形 [8]. 依据地铁车站的工程项目资料，混凝土和钢筋的材料属性如表 2 所示.

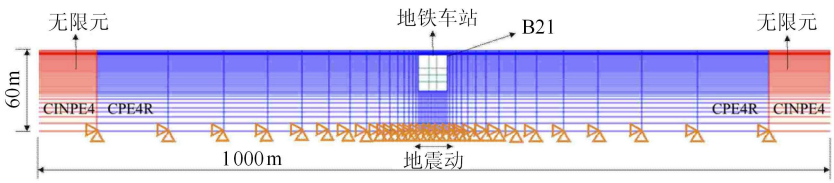


图 2 有限元模型

表 2 地铁车站材料参数

构件	材料					
	混凝土				钢筋	
	弹性模量/GPa	轴心抗拉强度/MPa	轴心抗压强度/MPa	泊松比	弹性模量/GPa	屈服强度/MPa
中柱	33.5	2.51	29.6	0.2	200	400
其他	31.5	2.20	23.4	0.2	200	335

采用 Lubliner 等 [9] 和 Lee 等 [10] 提出的混凝土塑性损伤模型考虑混凝土的弹塑性，该塑性损伤模型采用两个损伤变量 (即：受拉损伤和受压损伤). 钢筋通过 rebar 命令在二维有限元模型中嵌入，钢筋的本构模型采用具有双线性骨架曲线的 Menegotto-Pinto 模型 [11]. 该模型为各向同性应变硬化 1% 的双线性骨架曲线 [12].

土体部分采用四节点平面应变单元 CPE4R 和四边形平面应变无限元 CINPE4 来模拟土单元. 采用摩尔库伦模型来模拟土体的塑性. 土体的基本参数如表 1 所示. 土体和结构间的接触采用摩擦接触，摩擦系数 μ 为 0.4，摩擦角为 22°. 土和结构之间无粘结.

有限元模型的边界条件为：底部边界的水平和竖向位移均为固定约束，模型顶部为自由端，模型两侧边界采用无限元，地震动在模型底部输入.

1.3 地震波的选取

地震波的选取主要依据结构所处的场地类别进行. 根据我国抗震规范对场地类别的划分 [1]，本文研究地铁车站的场地类别属于 IV 类场地. 因此，本文所选取地震波的场地特征与上海场地相近. 对地震波选取数量，Shome 等 [13] 提出 10~20 条地震波通常可以较为充分地评估结构的动力需求. 根据上述分析，本文从太平洋地震工程研究中心 [14] 选取了 12 条地震波进行增量动力分析，地震动记录相关信息列于表 3.

表 3 所选取的 12 条地震动记录

编号	地震动名称	地震动测站	地震动分量	PGA/g	$PGV/(\mathrm{cm\cdot s^{-1}})$
1	Imperial Valley-06, 1979	El Centro Array #3	E03140	0.267	47.97
2	Imperial Valley-06, 1979	El Centro Array #3	E03230	0.223	43.29
3	Loma Prieta, 1989	APEEL 2 -Redwood City	A02043	0.274	53.65
4	Loma Prieta, 1989	APEEL 2 - Redwood City	A02133	0.220	34.12
5	Loma Prieta, 1989	Foster City - Menhaden Court	MEN270	0.110	21.98
6	Loma Prieta, 1989	Foster City - Menhaden Court	MEN360	0.119	20.93
7	Northridge-01, 1994	Carson - Water St	WAT180	0.091	6.33
8	Northridge-01, 1994	Carson - Water St	WAT270	0.088	8.32
9	Superstition Hills-02, 1987	Imperial Valley Wildlife Liquefaction Array	IVW090	0.179	31.67
10	Superstition Hills-02, 1987	Imperial Valley Wildlife Liquefaction Array	IVW360	0.208	36.21
11	Loma Prieta, 1989	Treasure Island	TRI000	0.100	15.59
12	Loma Prieta, 1989	Treasure Island	TRI090	0.160	33.20

1.4 IM 和 DM 的选取

增量动力分析方法的基本原理是对结构施加一个或多个地震动记录，对每一条地震动记录乘以一系列比例系数，从而调幅成为具有多重强度水平的一系列地震动记录；计算结构在这组调幅地震动作用下的非线性动力时程反应 [3]. 选择合适的 IM 和 DM 得到一系列 IM-DM 曲线，即为增量动力曲线. 最后依据增量动力分析计算结果对结构进行抗震性能评估.

其中，进行增量动力分析较为重要的环节之一即选择合适的 IM 和 DM. IM 是用来表征地震动强度的参数，IM 选取的基本原则是能够直接反映地震动潜在的破坏效应并且能够使得不同地震动强度下的 DM 差异最小. 考虑到结构底部峰值加速度能够直接反映结构所承受的地震动载荷，因此本文增量动力分析中采用车站结构底部的峰值加速度 (PBA) 作为 IM. 对于其他 IM 选择下的增量动力分析结果，请参见文献 [15].

DM 是用来表征在地震作用下结构破坏程度的参数，包括结构构件、非结构构件和内部设施. 它的选取应根据结构的用途和其自身的特性确定. 考虑到地铁车站结构的最大层间位移角 $\theta_{\max}$ 能够较好反映节点转动以及结构的变形性能，因此，在后续增量动力分析中将 $\theta_{\max}$ 作为 DM 指标.

为了得到结构从弹性到弹塑性直至倒塌的全过程动力响应，将表 3 中的每条原始地震动记录按一定的比例系数进行调幅，使得峰值速度 PGV 分别等于 3, 5, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80 cm/s，并计算相应的地震动强度指标 IM. 在每个强度水平下分别进行时程分析. 其中，地震动沿数值模型 (图 2) 底部水平向输入. 依据其他 IM 指标进行地震动调幅的算例将在今后的研究中考虑，本文仅依据 PGV 对地震动调幅.

2 增量动力分析计算结果

依据上述增量动力分析方法实施流程，对该四层三跨地铁车站结构进行增量动力分析. 增量动力曲线如图 3 所示. 由图可知，尽管相同结构和土层条件在不同地震动输入下得到的增量动力曲线存在差异，但每条增量动力曲线的变化趋势相近.

与地表结构不同，地铁车站的增量动力曲线没有明显的水平阶段，如图 3 所示，这一现象可以解释为车站周围土体限制了结构的侧向变形. $\theta_{\max}$ 随着地震动强度的提高而不断增大且曲线的斜率不断减小，但斜率下降幅度十分有限.

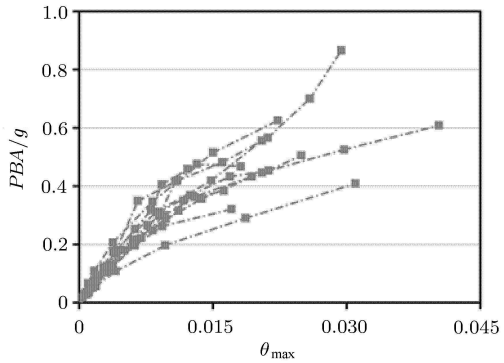


图 3　增量动力曲线

由于增量动力曲线簇中包括大量数据，且不同地震波的增量动力曲线存在差异，因此，一般地，将增量动力曲线簇整理成 16%, 50%, 84% 分位数曲线对增量动力计算结果进行分析. 根据文献 [16]，首先假定 DM 对 IM 的条件概率分布满足对数正态分布，其中 μ 为 $\ln(DM)$ 的平均值，σ 为 $\ln(DM)$ 的标准差，则 16%, 50%, 84% 分位数曲线所对应的 DM 值分别为 $e^{(\mu-\sigma)}$, e^{μ}, $e^{(\mu+\sigma)}$. 基于以上假定，可以绘制出不同 IM 的增量动力分析计算结果的 16%, 50% 和 84% 分位数曲线，如图 4 所示. 由图可知，代表结构平均动力响应的 50% 分位数曲线斜率随着地震动强度的增大而不断降低，但斜率下降幅度有限，与地表结构增量动力分析曲线出现的水平阶段呈现明显差异 [3]. 此外，从图 4 可以得到任意 PBA 所对应 $\theta_{\max}$ 的各分位数值. 例如，当 $PBA = 0.3\,g$ 时，所对应的 16%, 50% 和 84% 分位 $\theta_{\max}$ 分别为 0.006 7, 0.009 2 和 0.012 5，说明当 $PBA = 0.3\,g$ 时，有 84% 的地震动记录使该结构的 $\theta_{\max}$ 大于 0.006 7；同理，

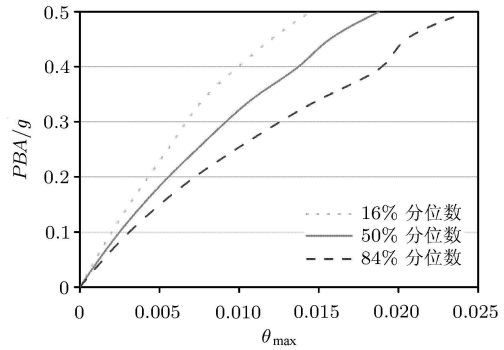


图 4　增量动力分位数曲线

分别有 50% 和 16% 的地震动记录使该结构的 $\theta_{\max}$ 大于 0.0092 和 0.0125.

3 极限状态的定义

极限状态表示结构在特定的某一级地震动强度水平下预期损伤的最大程度. 极限状态的定义是抗震性能评估的必要环节，将地震发生时所容许的受损程度根据结构抗震极限状态进行不同的规定，即为对应于该结构抗震极限状态的性能要求. 本节首先定义地铁车站的极限状态，然后依据增量动力计算结果给出相应各极限状态的 DM 界限值.

3.1 极限状态定性描述

对地表结构，FEMA273 将结构的极限状态划分为 4 个层面：正常使用极限状态 (结构能够保证正常使用)，轻微破坏 (在简单的修复后可以确保结构的使用性)，生命安全 (结构出现严重破坏并且需要大量维修才能恢复正常使用) 和防止倒塌 (结构的功能很难通过维修恢复，但没有倒塌)[6]. 由以上定义，本研究从地铁车站自身的受力特性和结构特点对该类结构的抗震极限状态进行定义，同样考虑以上 4 个极限状态. 通常，地铁车站结构的抗震极限状态可以从安全性、使用性、耐久性 3 个方面进行定义. 同地表结构，地铁车站结构的安全性可以从结构构件的变形和破坏程度 (如中柱柱端位移角) 来衡量；考虑到地铁车站结构的防水性会直接影响地下结构的使用性和耐久性，因此，采用混凝土裂缝宽度来表征结构的止水性能、并进一步作为衡量结构使用性和耐久性的指标. 根据上述分析，表 4 给出了 4 种抗震极限状态的定性描述，其中每个极限状态都代表地铁车站结构的一个抗震性能水平.

表 4 地铁车站抗震极限状态划分

极限状态	基本描述	定性描述
正常使用	结构构件尚未出现严重破坏，结构可以正常使用	顶底板和侧墙出现不可见的微裂缝，中柱处于正常使用状态
轻微破坏	结构在地震前后仍保持着同样的强度和刚度，结构在小修后可以保证正常使用	顶底板和侧墙以及中柱均出现可见裂缝
生命安全	结构构件出现严重破坏和刚度退化，但结构未倒塌. 顶底板和侧墙的止水性能失效，结构需要大修方能恢复正常使用.	顶底板和侧墙出现宏观裂缝并贯穿混凝土保护层. 塑性铰区域的混凝土出现严重剥落.
防止倒塌	结构构件发生破坏，且强度和刚度严重退化. 结构接近倒塌. 顶底板和侧墙的止水性能失效.	混凝土斜裂缝宽度不断扩大形成一道破碎带

3.2 采用增量动力曲线判定抗震极限状态

目前，根据增量动力曲线判定地表结构的抗震极限状态的相关研究相对成熟，主要依据增量动力分析曲线斜率的变化趋势对结构的极限状态进行判定. 例如，FEMA350 将地表结构的极限状态依据增量动力曲线的变化趋势定义为：当曲线斜率达到 0.2 倍的弹性斜率时，认为结构处于防止倒塌的极限状态. 然而，从地铁车站结构的增量动力曲线结果，由图 3 可知，由于受到周围土体的约束，地铁车站结构的变形受到制约，得到的增量动力曲线斜率下降程度降低，达不到 0.2 倍弹性斜率. 因此，对地铁车站结构抗震极限状态的定义不能直接沿用地表结构的结论.

依据上述分析，本文提出地铁车站结构采用增量动力分析的抗震极限状态判定方法. 首先，为定量表述地铁车站结构的安全性，考虑从结构的变形指标来衡量. 而对地铁车站结构，中柱作为一个至关重要的构件，其破坏状态对结构整体起到了决定性作用，因此，本文考虑将地铁车站中柱的最大柱端位移角作为衡量结构变形的指标，用 θ_{c} 表示. 其次，考虑通过地铁车站结构的止水性能来反映结构的使用性和耐久性，用结构的最大裂缝宽度进行定量描述. 依据《地铁设计规范 (GB 50157—2013)》[17] 中第 11.6.1 条对地铁车站结构最大裂缝宽度的规定，当最大裂缝宽度超过 0.2 mm 时，结构的止水性能失效. 因此，如何通过有限元模拟得到结构的最大裂缝宽度成为解决该定量描述的核心问题. 本研究发现，在 ABAQUS 有限元模拟中所采用的混凝土塑性损伤模型是建立在受拉损伤 (DT) 和受拉应变的基础上的，而 DT 是可以从 ABAQUS 模拟结果中进行提取的，从而可以推出相应的受拉应变取值. 同时，混凝土的裂缝宽度可以通过混凝土单轴受拉试验中拉应变与裂缝宽度的关系得到 [18]. 因此，地铁车站结构抗震极限状态可以依据有限元模拟结果通过中柱的最大柱端位移角 θ_{c} 和结构最大裂缝宽度进行定量描述. 值得注意的是，结构的最大裂缝宽度是

基于有限元模拟结果中结构受拉损伤最大值 $DT_{\max}$ 计算得到的.

根据上述的判定方法，本文所研究的四层三跨地铁车站的极限状态定量过程如下：

依据增量动力分析结果，表 5 给出了地铁车站结构的受压和受拉损伤分布图，该图来源于与增量动力分析得到的平均动力响应较为接近的计算工况，从而考虑了地震动的随机性对结构动力响应的影响. 由图可知，结构受压损伤分布主要集中在结构中柱和楼板的塑性铰区域，而结构受拉损伤随着地震动强度的提高发展较为迅速，从结构楼板向中柱以及侧墙不断发展. 根据受拉损伤分布图可以计算出结构的最大裂缝宽度，见表 6，其中，$DT_{\max}$ 指结构的受拉损伤最大值. 结合《地铁设计规范 (GB 50157—2013)》[17] 对地下结构止水失效的裂缝宽度限值 0.2 mm，以及《建筑抗震设计规范 (GB 50011—2010)》[1] 中第 M.1.3 条对框架结构竖向构件 (本文即为中柱) 柱端位移角 θ_c 的限值规定，可以发现当调幅地震动强度 PGV 分别为 5 cm/s, 10 cm/s, 30 cm/s 和 40 cm/s 时，该地铁车站分别达到 4 个极限状态的构件层面限值，如表 7. 因此，定义 4 个 PGV 地震动强度对应的 DM 值为该四层三跨地铁车站的极限状态界限值，如表 8 所示.

表 5　地铁车站的损伤分布发展

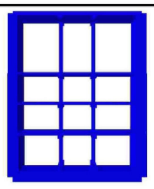
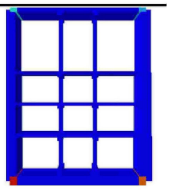
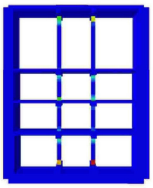
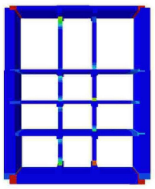
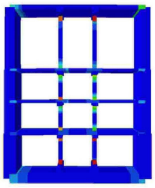
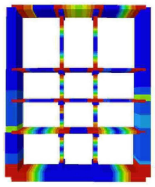
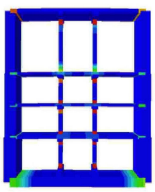
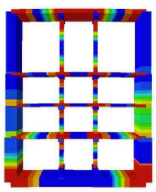
$PGV/(\mathrm{cm\cdot s^{-1}})$	受压损伤分布	受拉损伤分布
5		
10		
30		
40		

表 6　极限状态定量描述指标

$PGV/(\mathrm{cm\cdot s^{-1}})$	θ_c	$DT_{\max}$	裂缝宽度/mm
5	0.001 2	0.46	0.04~0.08
10	0.002 6	0.91	0.1~0.2
30	0.008 9	> 0.95	> 0.2
40	0.013 7	> 0.95	> 0.2

表 7　中柱柱端位移角 θ_c 的极限状态值 [1]

破坏程度	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏
θ_c	0.001 8	0.004	0.008 3	0.016 7

表 8　地铁车站的 $\theta_{\max}$ 极限状态限值

极限状态	正常使用	轻微破坏	生命安全	防止倒塌
$\theta_{\max}$	0.001 1	0.002 4	0.006 5	0.011 6

4　结　论

本文以上海某四层三跨地铁车站为研究背景，采用 ABAQUS 软件建立了土和结构的二维有限元模型，通过地铁车站的增量动力分析对结构的抗震性能进行判定，得到以下结论.

(1) 由于受到周围土体的约束，地铁车站结构的变形受到制约，增量动力曲线的变化趋势与地表结构不同. 因此，对地铁车站抗震极限状态的判定不能直接沿用地表结构的方法.

(2) 从结构的变形性能和止水性能两个方面定义了地铁车站的 4 个抗震极限状态. 依据增量动力分析结果，提出了地铁车站的抗震极限状态判定方法，分别通过中柱柱端位移角和裂缝宽度对上述两个性能指标进行定量描述.

(3) 本文提出的 $\theta_{\max}$ 极限状态限值为该四层三跨地铁车站的抗震性能评估和设计提供有效依据.

(4) 由于本文的分析中仅考虑了单一地铁车站，因此在后续研究中还将考虑不同形式的地铁车站以得到普适性结论.

参 考 文 献

1 GB 50011—2010. 建筑抗震设计规范. 北京：中国建筑工业出版, 2010

2 FEMA-350. Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings. SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management

Agency, 2000

3 Vamvatsikos D, Cornell CA. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2002, 31(3): 491-514

4 Behrouz A, Mahmood Y, Mirtaheri M, et al. Incremental dynamic analysis of high-rise towers. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2010, 19(8): 922-934

5 周颖，吕西林，卜一. 增量动力分析法在高层混合结构性能评估中的应用. 同济大学学报 (自然科学版), 2010, 38(2): 183-187,193

6 FEMA-273. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. The Federal Emergency Management Agency, 1997

7 ABAQUS, Users Manual V. 6.10-1. Dassault Systemes Simulia Corp, Providence, RI, 2010

8 Chen ZY, Chen W, Bian GQ. Seismic performance upgrading for underground structures by introducing shear panel dampers. *Advances in Structural Engineering*, 2014, 17(9): 1343-1357

9 Lubliner J, Oliver J, Oller S, et al. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 1989, 25(3): 299-326

10 Lee J, Fenves GL. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 1998, 124(8): 892-900

11 Menegotto M, Pinto PE. Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, Zurich, Switzerland, 1973

12 Elnashai AS, Sarno LD. Fundamentals of Earthquake Engineering. West Sussex (United Kingdom): John Wiley & Sons Ltd, 2010

13 Shome N, Cornell CA. Probabilistic seismic demand analysis of Nonlinear Structures. Report No. RMS-35, RMS Program, Stanford University, Stanford, 1999

14 Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). PEER Strong Motion Database. University of California, 2000

15 Liu T, Chen ZY, Yuan Y, et al. Fragility analysis of a subway station structure by incremental dynamic analysis. *Advances in Structural Engineering*, 2016, 20(7): 1111-1124

16 Jalayer F, Cornell CA. A technical framework for probability-based and capacity factor design (DCFD) seismic formats. Report No. 2003/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California Berkeley, 2004

17 GB50157-2013. 地铁设计规范. 北京: 中国建筑工业出版, 2013

18 过镇海, 张秀琴. 混凝土受拉应力 – 变形全曲线的试验研究. 建筑结构学报, 1988(4): 45-53

(责任编辑: 周冬冬)

(上接第 139 页)

48 Whalley RD, Choi KS. Turbulent boundary-layer control with span-wise travelling waves. *Journal of Physics*, 2011, 318(2): 022039

49 Whitcomb RT. A design approach and selected wind tunnel results at high subsonic speeds for wing-tip mounted winglets. NASA-TN-D8260, 1976

50 Mattos B, Macedo A, Silva FD. Considerations about winglet Design. 21st AIAA Applied Aerodynamics Conference, 2003

51 Montoya LC. KC-135 winglet flight results. https://ntrs.nasa.gov/archive/nasa/casi.ntrs.nasa.gov/19810010485.pdf

52 Bourdin P, Gatto A, Friswell MI. Aircraft control via variable cant-angle Winglets. *Journal of Aircraft*, 2008, 45(2): 414-423

53 刘沛清著. 流体力学通论. 北京：科学出版社，2017

54 Whitcomb RT. A study of the zero-lift drag-rise characteristics of wing-body combinations near the speed of sound. NACA-TR-1273, 1952

55 Whitcomb RT, Fiscetti TL. Development of a supersonic area rule and an application to the design of a wing-body combination having high lift-to-drag ratios. NACA RM L53B31a, 1953

56 Tai T, Huson G, Hicks R, et al. Transonic characteristics of a humped airfoil. *Journal of Aircraft*, 1988, 25(8): 673-674

57 Milholen WE, Owens LR. On the application of contour bumps for transonic drag reduction. AIAA paper, 2005-0462, 2005

58 Stanewsky E, Délery J, Fulker J, et al. Synopsis of the Project EUROSHOCK II. Drag Reduction by Shock and Boundary Layer Control. Berlin, Heidelberg: Springer, 2002

59 McGowan AMR. AVST morphing project research summaries in fiscal year 2001. NASA/TM-2002-211769, 2002

60 Bruce PJK, Colliss SP. Review of research into shock control bumps. *Shock Waves*, 2015, 25(5): 451-471

61 Eastwood JP, Jarrett JP. Toward designing with three-dimensional bumps for lift/drag improvement and buffet alleviation. *AIAA Journal*, 2012, 50(12): 2882-2898

(责任编辑: 周冬冬)