

考虑动力相互作用的变电站数值模拟和损伤评估

文波[†],张路,牛荻涛,杨党超

(西安建筑科技大学 土木工程学院,陕西 西安 710055)

摘要:基于主-子结构动力相互作用机理、隐式动力学数值模拟分析及振动台试验,对考虑主-子结构相互作用的变电站结构体系的抗震性能及破坏模式开展了系统研究,分别从内力、位移、加速度等多方面进行了结构体系的地震反应分析,得到了电气设备与主体结构的相互作用机理及电气设备的动力放大系数,并定量分析了动力特性和地震响应值;提出了主体结构的抗震性能目标;基于位移修正系数法建立了变电站主体结构的层损伤评估模型和整体损伤评估模型,并通过振动台试验验证了所提出损伤评估模型的正确性.研究结果对同类生命线工程和具有复杂设备工业建筑的抗震设计和震损评估具有重要借鉴作用.

关键词:变电站结构体系;动力相互作用;数值模拟;振动台试验;损伤评估模型

中图分类号:TU375.4

文献标志码:A

Numerical Simulation and Damage Assessment of Substation Involving Dynamic Interaction

WEN Bo[†], ZHANG Lu, NIU Ditao, YANG Dangchao

(Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China)

Abstract: The seismic performance and failure mechanisms of the substation structure system considering dynamic interaction on the main structure and substructure was studied systematically, based on the mechanism of primary-secondary structure dynamic interaction, implicit dynamics numerical simulation analysis and shaking table test. Seismic response of the structure system was analyzed in some aspects such as internal force, displacement and acceleration. This paper obtained the interaction mechanism between the electrical equipment with main structure, the dynamic magnification factor of the electrical equipment and the dynamic property values, and put forward the seismic performance goals of the main structure. Meanwhile, the results based on the displacement revised factor method established the level damage assessment model and the overall damage assessment model, and then proved the correctness of the damage assessment model by shaking table test. These research results have important reference function on seismic design and seismic damage assessment of the similar lifeline engineering and industrial architectures with complex equipment.

Key words: substation structure system; dynamic interaction; numerical simulation; shaking table tests; damage assessment model

* 收稿日期:2017-04-12

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51590914, 51578450), National Natural Science Foundation of China (51590914, 51578450); 陕西省建设科技计划项目(2015-K145), Construction of Science and Technology Plan Project in Shaanxi Province (2015-K145); 西安市科技计划项目(SJW2015-05), Xi'an Science and Technology Planning Project (SJW2015-05)

作者简介:文波(1975—),女,陕西西安人,西安建筑科技大学教授,博士

[†] 通讯联系人, E-mail: wenbo_mail@163.com

电力系统作为国民经济发展的重要保证,是生命线工程不可或缺的部分,而变电站是改变电压等级、汇集电能的枢纽。目前我国变电站结构的设计没有考虑结构和电气设备的相互作用,仅将设备作为堆聚荷载作用在结构层,但是由于电气设备质量大、体型复杂、布置情况多样,现行设计方法无法保证目前变电站结构具有较高的可靠度和安全性。

结构-设备组合体系是工业系统中常见的结构形式之一,李杰等^[1]进行了结构-设备相互作用的振动台试验研究,但由于力学模型过于抽象化,试验结果的实用性受到了较大的限制,不能很好地适用于动力特性复杂的工业结构。文波等^[2-4]建立了考虑主厂房-设备相互作用的大型变电站计算模型,以层间位移角作为地震需求参数提出了变电站的破坏等级及抗震性能水平,建立了相应的地震需求曲线得到变电站主厂房地震易损性曲线,为变电站的灾前预测、加固及灾后评估提供了一定的理论依据。本文在此基础上利用振动台模拟地震作用的试验结果验证考虑变电站主厂房与电气设备相互作用的有限元模型,同时定量分析考虑设备动力作用和不考虑其动力作用的结构地震反应差值,研究成果对带有复杂设备的工业建筑抗震设计具有重要借鉴作用。

目前国内外学者针对钢筋混凝土结构构件建立的损伤模型通常采用强度、位移及能量耗散等宏观物理参数来表达^[5-10],如 Park 等^[5]提出了最大位移和累积耗能线性组合的地震损伤模型;郭宗明等^[7]在 Matlab 中建立基于刚度退化和纤维梁柱单元的损伤模型;李忠献等^[9]基于地震作用下钢筋混凝土结构的损伤机理提出一种以刚度退化和自由能退化线性组合的钢筋混凝土构件损伤模型。根据上述结构损伤的机理,本文把实际工程地震作用后的层间位移作为控制因素,对有限元分析结果进行修正(有限元模型中非线性材料本构无法真实模拟混凝土和钢筋材料塑性阶段刚度退化和相互作用力改变状态),定量评估楼层损伤,然后进一步采用加权组合法对工业建筑进行整体损伤值的计算,从而达到对整体结构的定量损伤评估。本文提出的基于位移修正系数法的损伤评估方法可以减小有限元非线性模拟分析的误差,对同类生命线工程震损评估具有借鉴作用。

1 主-子结构动力相互作用机理

地震作用下变电站结构体系的动力方程为:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (1)$$

式中, M 为体系的质量矩阵; \ddot{u} 为体系的加速度向量; C 为体系的阻尼矩阵; \dot{u} 为体系的速度向量; K 为体系的刚度矩阵; u 为体系的位移向量; F 为体系的荷载向量。

变电站结构体系包括电气设备、连接部件和主厂房结构三部分(下标表示为 s, c, j)。将动力方程展开则为:

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 & 0 \\ 0 & M_c & 0 \\ 0 & 0 & M_j \end{bmatrix} \ddot{u} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sc} & C_{sj} \\ C_{cs} & C_{cc} & C_{cj} \\ C_{js} & C_{jc} & C_{jj} \end{bmatrix} \dot{u} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & K_{sj} \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cj} \\ K_{js} & K_{jc} & K_{jj} \end{bmatrix} u = \begin{bmatrix} F_s \\ F_c \\ F_j \end{bmatrix} \quad (2)$$

利用 Newton's method 求解上式近似解。

$$F^N(\mu^M) = 0 \quad (3)$$

$$F^N(\mu_i^M + c_{i+1}^M) = 0 \quad (4)$$

$$\mu_{i+1}^M = \mu_i^M + c_{i+1}^M \quad (5)$$

通过近似数值解逐步逼近精确解,在允许的误差内得出动力方程的数值解。 μ^M 为式(2)的精确解, μ_i^M 为式(2)的近似解,当存在足够小的数值 c_{i+1}^M 令式(5)成立,即可在允许的数值误差内得出动力方程的数值解。

2 有限元模型的建立

由于动力方程不存在精确解,且要求结构在经历地震作用后结果收敛,因而数值模拟是基于计算步长大和结果收敛性好的隐式动力学算法。在 ABAQUS 中通过编写命令流和实体界面操作建立考虑主-子结构动力相互作用的变电站模型。混凝土材料的本构采用混凝土损伤塑性模型;钢筋的本构采用考虑包辛格效应的双线性动力强化模型,钢筋的强屈比取 1.2,极限应变值取 0.025。模型采用 tie 约束方式耦合作用施加荷载;分析方法设置中使用完全 Newton 迭代法的动力时程分析,并定义时长和步数。综合考虑结构的场地类别、自振周期和规范反应谱等要求,输入地震波选用美国加州 El-Centro 波、2008 年汶川地震中的广元波和江油波,加速度时程曲线如图 1~图 3 所示。后进行数值模拟分析时,在多遇地震与罕遇地震作用时均采用上述三条地震波,仅调整对应加速度幅值。为了便于对比分析,振动台试验中采用了同样三条地震波,并根据时间相似比压缩调整地震波的加速度时程曲线幅值。

建立了不考虑结构-设备相互作用的变电站主厂房有限元模型 M1(即设备按等效均布荷载计算)和考虑结构-设备相互作用且电气设备位于结构三层的变电站主厂房有限元模型 M2,见图 4 所示,其

中定义模型M1、M2 的长边方向为纵向,短边方向为横向.

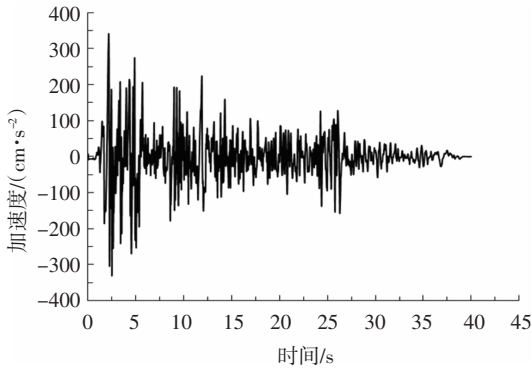


图 1 El-Centro 波加速度时程曲线

Fig.1 Acceleration time history curve of El-Centro motion

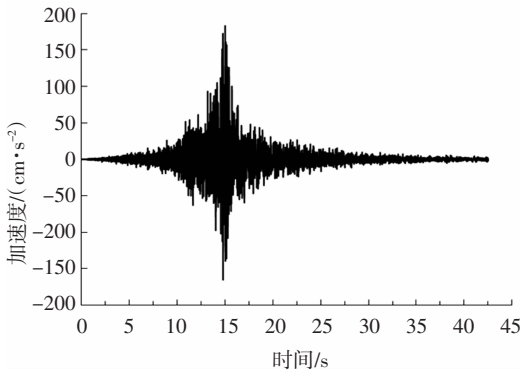


图 2 广元波加速度时程曲线

Fig.2 Acceleration time history curve of Guang Yuan motion

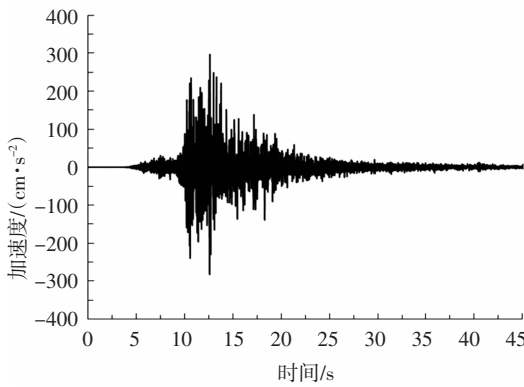
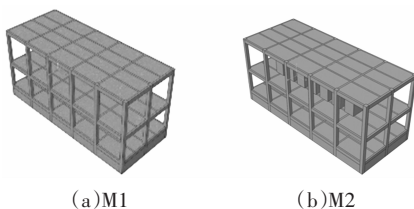


图 3 江油波加速度时程曲线

Fig.3 Acceleration time history curve of Jiang You motion



(a)M1 (b)M2

图 4 整体模型 M1 和 M2

Fig.4 Models of M1 and M2

3 振动台试验

3.1 试验用模型

试验原型为一典型的户内式变电站,主厂房为现浇钢筋混凝土三层五跨框架结构,电气设备采用西安高压开关厂生产的 110kV GIS 设备且其位于结构三层.平面结构图如图 5 所示,设备立面图如图 6 所示,设备平面布置图如图 7 所示,模型施工图和设备施工图如图 8 和图 9 所示.采用微粒混凝土模拟原结构混凝土,钢筋及铁丝模拟原结构钢筋;采用钢管及钢筋模拟电气设备.

考虑到西安建筑科技大学振动台的台面尺寸,本试验首先确定了模型与原型的几何相似关系^[11-12],即结构和设备的几何相似系数均取 $S_l = 1/8$;其次,考虑到振动台噪声、台面承载力和振动台性能参数等因素,确定了结构和设备加速度相似系数均取 $S_a = 2.5$;再次,按实验室可以实现的混凝土强度关系确定了应力相似常数,后又根据微粒混凝土强度和弹性模量实测值、镀锌铁丝强度和弹性模量实测值再对相似关系进行调整,即应力相似常数取 $S_\sigma = S_E = 0.89$;在振动台试验满足结构动力基本方程时,根据量纲协调原理,密度、弹性模量、长度、加速度相似系数表达式为: $S_p = S_E/S_a S_\sigma$,根据此式确定出动力试验要求的最后一个相似常数 $S_p = 2.83$. 振动台试验中地震动输入方向分别为 Y 向、X 向和 XY 向.

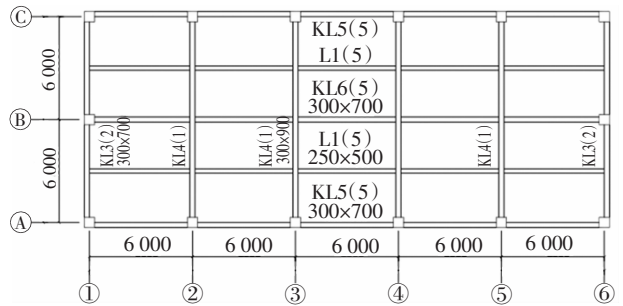


图 5 原型结构平面图

Fig.5 Plane of prototype structure

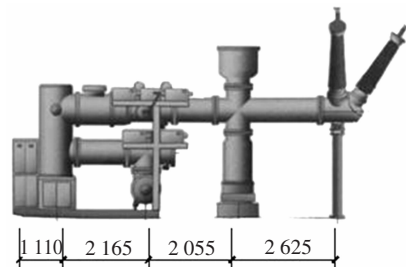


图 6 设备立面图

Fig.6 Elevation of equipment

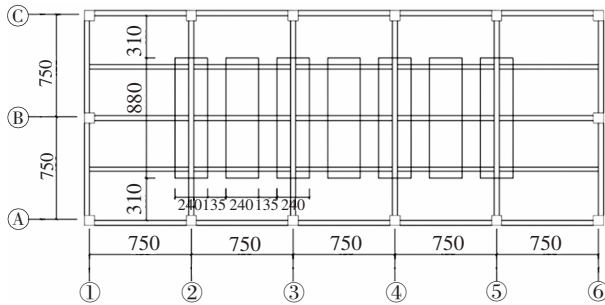


图7 设备平面布置图

Fig.7 Plane of equipment specimen

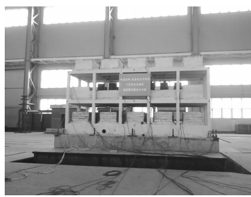


图8 结构模型图

Fig.8 Specimen of structure



图9 电气设备模型图

Fig.9 Specimen of equipment

表1 试验加载工况

Tab.1 Testing cases

结构	峰值加速度 /g	地震波输入顺序
原型结构	0.035, 0.07, 0.14, 0.20, 0.40, 0.62	EL-Centro波 - 广元波 - 江油波
模型结构	0.0875, 0.175, 0.35, 0.5, 1.0, 1.55	EL-Centro波 - 广元波 - 江油波

3.2 试验模型验证

根据振动台试验结果与有限元数值模拟结果,从动力特性、加速度结果、位移值等三方面对比分析有限元模型的合理性. 试验结果与有限元模型频率对比值如表2所示,7度多遇地震作用下加速度放大系数比值如表3所示,位移对比值如表4所示.

由表2~表4的对比值分析可得,振动台试验的数据具有一定的离散型,数值模拟计算的结果规律性较好,误差来源于试验结果的偶然因素影响和两种模型实现结构和设备连接方式的差距. 总体而言,不同地震作用下振动台试验结果和有限元模拟结果误差较小,最大误差在15%以内,从而证明有限元模型的正确性.

表2 频率对比值

Tab.2 Comparison of frequency Hz

	第一阶	第二阶	第三阶	第四阶	第五阶
	X向平动	Y向平动	扭转	X向平动	Y向平动
试验值	1.57	1.65	2.02	4.25	5.16
模拟值	1.42	1.49	1.83	3.75	4.48
误差/%	9.55	9.70	9.41	11.76	13.18

表3 多遇地震作用下加速度放大系数值

Tab.3 Acceleration amplification factor under frequent earthquake

位置	EL-Centro波Y向		广元波Y向		江油波Y向	
	试验	模拟	试验	模拟	试验	模拟
一层	1.02	1.13	1.02	1.07	1.0	1.05
二层	2.02	2.23	1.20	1.33	1.77	1.80
三层	2.18	2.36	1.82	1.79	2.44	2.50
设备主体	3.07	2.85	1.98	1.82	3.56	3.12

表4 多遇地震作用下模型位移值

Tab.4 Displacement value of structure under frequent earthquake mm

位置	EL-Centro波Y向		广元波Y向		江油波Y向	
	试验	模拟	试验	模拟	试验	模拟
一层	0.76	0.7	0.80	0.72	0.83	0.81
二层	1.58	1.27	1.35	1.17	1.41	1.22
三层	2.30	2.10	2.15	1.93	2.07	1.89

注:鉴于篇幅有限,本文在试验结果与有限元模拟结果对比分析时以7度地震作用为例,8度和9度地震作用规律类似,因此不再赘述.

4 有限元数值模拟分析

对M1和M2在不同地震作用下的有限元计算结果进行对比分析,得到设备对主厂房结构动力特性和地震反应的影响规律.

4.1 模态分析

结构的模态形式可以反映出结构的基本动力特性,为工程设计提供必要的保障.通过对比有限元模型M1、M2的振型图,分析结构的动力特性.有限元模型M1、M2的前五阶振型图如图10所示,前五阶自振频率值如表5所示.

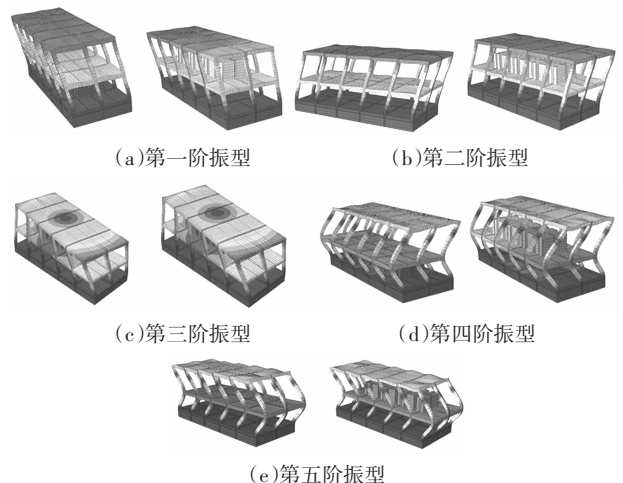


图10 结构前五阶振型图

Fig.10 The first five natural vibration periods

表 5 结构前五阶自振频率值

Tab.5 The first five frequency values of structure Hz

阶数	模型 M1		模型 M2	
	自振频率	振型描述	自振频率	振型描述
1	1.60	横向平动	1.42	横向平动略带扭转
2	1.64	纵向平动	1.49	纵向平动
3	1.96	扭转	1.83	扭转略带设备振动
4	3.94	横向平动	3.75	横向平动略带扭转
5	4.53	纵向平动	4.48	纵向平动

由动力特性结果得出,结构前 3 阶振型分别为横、纵向方向的平动及整体扭转,第 4、5 阶振型除整体平动外,表现出设备的局部振动.其中 M2 的自振频率小于 M1 的数值,由于 M2 中存在质量较大体型复杂的电气设备,导致主厂房系统质量增大,即 M2 考虑了设备对结构整体的质量贡献,所以 M2 周期值略大于 M1.电气设备与主体结构的相互作用增大了主厂房的弯曲扭转效应,抗震设计中应加大设备所在层框架柱的截面尺寸以增大其抗侧移刚度,减小其扭转效应.

4.2 位移分析

以江油波 X、Y 向输入,在 8 度多遇、基本和罕遇地震作用下为例,对比分析有限元模型 M1、M2 的层间位移值,如表 6 所示.

表 6 结构位移值

Tab.6 Displacement value of structure mm

位置	多遇地震		基本地震		罕遇地震	
	M1	M2	M1	M2	M1	M2
一层	10.66	11.12	15.34	17.19	23.54	28.74
二层	19.57	20.74	29.58	32.83	56.16	69.09
三层	23.87	25.26	36.03	40.35	74.10	89.66

由表 6 可得,M2 的各层位移值均大于 M1 的各层位移值,且设备所在层位移差值比其他层位移差值大.多遇地震作用下考虑设备作用的结构模型位移值是不考虑主-子结构动力相互作用数值的 1.05 倍;基本地震作用下考虑设备作用的结构模型位移值是不考虑主-子结构动力相互作用数值的 1.1 倍;罕遇地震作用下考虑设备作用的结构模型位移值是不考虑主-子结构动力相互作用的 1.2 倍.

分析其原因是由于电气设备位于结构三层,在同样的地震烈度下电气设备对结构产生额外的惯性力,从而导致模型楼层位移增大,其中三层是惯性力

直接作用的楼层,故三层的位移值增加量最大.同时随着输入的加速度峰值增加和电气设备的质量增大,设备作用在结构楼层的惯性力也增大,导致结构楼层的位移值继续增加,因此在大震作用下变电站工业建筑设计时必须考虑设备和结构的动力相互作用.

4.3 内力分析

对比分析 M1、M2 在地震作用下的内力值,定量评估考虑主-子结构动力相互作用时设备对结构的内力影响值.以 8 度基本地震作用下,江油波 X、Y 向计算所得各层柱底剪力值为例(其他内力规律类似,不再赘述),结果如表 7 所示.

表 7 结构模型柱底剪力值

Tab.7 Shear force of Column bottom kN

楼层	柱类别	江油波 Y 向		江油波 X 向	
		M1	M2	M1	M2
一层	A-1	182.1	193.0	143.2	155.7
	A-2	157.5	185.8	127.1	151.3
	A-3	154.1	184.9	128.3	150.1
	A-4	152.8	184.9	136.3	152.6
	A-5	159.4	186.5	132.1	151.9
	A-6	174.4	190.1	139.0	152.9
二层	A-1	154.7	170.2	135.4	150.3
	A-2	136.8	162.8	124.1	150.2
	A-3	136.4	163.7	125.2	152.1
	A-4	133.5	160.2	124.4	149.9
	A-5	138.2	160.3	123.7	151.3
	A-6	145.7	175.3	132.9	150.2
三层	A-1	108.0	126.4	82.05	96.0
	A-2	100.7	122.9	76.01	92.5
	A-3	100.4	123.0	73.61	89.8
	A-4	101.1	121.3	75.52	94.4
	A-5	100.1	121.3	79.50	96.2
	A-6	114.5	131.7	86.97	96.8

注:柱类别的编号中,A 代表纵向 A 轴线,1 代表横向 1 轴线,A-1 则代表纵向 A 轴线和横向 1 轴线相交处的柱,其余柱的表示方法类同.

由表 7 可得,M2 的柱底剪力值均大于 M1 的柱底剪力,比值约为 1.2 倍,且电气设备布置的轴线 2~5 区间的柱剪力比值较其他位置数值大.在大震作用下设备和结构相互作用明显,在考虑主厂房系统地震反应时,两者相互作用影响不容忽视.

4.4 加速度分析

对比 M1 和 M2 在地震作用下水平加速度值,

定量评估考虑主-子结构动力相互作用时设备对结构的动力放大效应. 以 8 度罕遇地震作用下楼层加速度放大系数为例(其他加速度值规律相似), 数值结果见表 8.

表 8 罕遇地震作用下加速度放大系数
Tab.8 Acceleration amplification factor under severe earthquake

位置	EL-Centro 波 Y 向		广元波 Y 向		江油波 Y 向	
	M1	M2	M1	M2	M1	M2
一层	1.02	1.12	1.02	1.09	1.0	1.16
二层	1.98	2.43	1.45	1.56	1.77	2.07
顶层	2.18	2.58	1.64	1.97	1.95	2.75
设备主体		3.02		2.57		3.25

由表 8 可得, 8 度罕遇地震作用下 M2 加速度放大系数值均大于 M1 的数值, 且 Y 向地震作用下 M2 相对于 M1 加速度放大系数的增大率在 1.15~1.25 区间. 电气设备主体动力放大系数最大值为 3.25(江油波 Y 向), 远大于《电力设施抗震设计规范》^[13] 中关于电气设备放置于楼层时动力放大系数为 2.0 的规定.

在 8 度罕遇地震作用下, 电气设备动力放大系数明显大于同层楼板的动力放大系数, 说明变电站主体结构 and 电气设备在罕遇地震作用下的加速度运动不同步, 且电气设备的动力放大效应明显, 因此在地下变电站的结构抗震设计时, 应该考虑主体结构 with 电气设备的相互作用.

5 结构地震损伤评估

5.1 损伤评估模型建立

现行的基于性能抗震设计方法综合考虑了各种反应量的损伤值来对结构损伤进行定量描述. 根据变电站系统的特殊功能性, 主体结构抗震性能要求应明显高于普通建筑物. 因此结合变电站系统的破坏等级提出主体结构的基本性能目标, 如表 9 所示.

表 9 主体结构的抗震性能目标

Tab.9 The seismic performance goal of substation				
损伤程度	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏或倒塌
小震	基本目标	不可接受	不可接受	不可接受
中震		基本目标	不可接受	不可接受
大震			基本目标	不可接受

参照吕西林、卜一提出的损伤程度和刚度退化比例的对照关系^[14]如表 10 所示, 对变电站这类特殊

工业建筑提出震后损伤评估模型.

表 10 刚度退化和损伤程度的对应关系

Tab.10 The corresponding relation of stiffness degradation and damage degree

损伤程度	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏
刚度退化/%	≤10	10-20	20-50	50-80

5.1.1 基于位移修正系数法楼层损伤评估

结构的内力、损伤演变和应变等指标与楼层的变形程度有很大关系, 其中楼层位移是直接反映楼层变形的物理量. 楼层最大位移修正系数 C 定义为实际工程震后测得各楼层位移之和与有限元模拟的各楼层位移之和的比值:

$$C = \frac{U_e}{U_a} \quad (6)$$

式中, C 为楼层位移修正系数; U_e 为实际工程震后各楼层位移之和; U_a 为有限元模型计算的各楼层位移之和.

当结构处于弹性阶段时, C 值近似为 1; 当结构处于弹塑性阶段时, C 值大于 1, 且随着结构弹塑性发展, 其值逐渐增大. 利用最大位移修正系数 C 对模拟分析的楼层位移结果进行修正, 定义修正后的楼层位移为楼层位移修正系数与有限元分析得到的楼层位移的乘积. 相邻楼层的 U_1 值差值即为本楼层的层间位移.

$$U_1 = C \cdot U_2 \quad (7)$$

式中, U_1 为楼层修正后的位移; U_2 为有限元模型计算的楼层位移.

$$\Delta u_i = U_1(i) - U_1(i-1) \quad (8)$$

式中, Δu_i 为第 i 层与第 $i-1$ 层的层间位移; $U_1(i)$ 为第 i 层修正后的层间位移; $U_1(i-1)$ 为第 $i-1$ 层修正后的层间位移.

则楼层震损后刚度表达式为:

$$K_i = \frac{V_i}{\Delta u_i} \quad (9)$$

式中, K_i 为楼层 i 震损后刚度; V_i 为楼层 i 底部剪力.

利用震损后刚度和初始刚度比值计算地震作用引起的刚度损伤量:

$$D_i = 1 - \frac{k_i}{k_0} \quad (10)$$

式中, k_0 为初始刚度值.

5.1.2 整体损伤评估

基于上述位移修正系数法计算得到楼层损伤值后再采用加权组合法^[15]对变电站主厂房结构进行整体损伤值的计算, 从而对整体结构进行损伤评估.

$$\lambda_i = \frac{(n + 1 - i)D_i}{\sum_{i=1}^n (n + 1 - i)D_i} \quad (11)$$

$$D = \sum_{i=1}^n \lambda_i D_i \quad (12)$$

式中, D 为楼层整体损伤值; λ_i 为楼层 i 的加权系数; n 为楼层总数; i 为楼层编号。

得到楼层整体损伤值以后,即可依据表 9 和表 10 对结构进行整体损伤评估。

5.2 层损伤评估和整体结构损伤评估计算

5.2.1 楼层损伤评估

为了说明如何进行楼层损伤评估,以振动台试验中 8 度江油波输入对应的 6 种工况(表 11 所示)为例,分析 M2 在 8 度地震作用下的损伤值。

在上述 6 种工况下变电站结构各层的振动台试验位移和有限元计算的位移结果如表 12 所示.由楼层位移修正系数公式求得各工况下楼层的位移修正系数,如表 13 所示.由式(7)~(9)求得各工况下楼层的修正层间位移值、楼层底部剪力值和刚度退化值,如表 14 所示.根据层损伤模型,对变电站结构进行损伤状态评估,如表 15 所示.将各层的损伤评估结果和振动台试验结果进行对比分析,其结果见表 16 所示。

由表 16 可得,结构二层和三层在大震时处于严重破坏,不满足基本性能目标要求.顶层刚度退化和损伤值均比其他层严重,是整个结构的薄弱层,设计

时应加强薄弱层构件的抗震设计. 振动台试验验证了文中提出的基于位移修正系数法楼层损伤评估模型的正确性。

表 11 计算工况(以江油波为例)

Tab.11 Calculation cases under Jiangyou motion

工况序号	输入方向	峰值加速度/g	地震强度
1	Y	0.07	8 度多遇
2	X	0.07	8 度多遇
3	Y	0.2	8 度基本
4	X	0.2	8 度基本
5	Y	0.4	8 度罕遇
6	X	0.4	8 度罕遇

表 12 楼层位移值

Tab.12 Floor displacement mm

位置	工况 1		工况 2		工况 3		工况 4		工况 5		工况 6	
	试验	模拟	试验	模拟	试验	模拟	试验	模拟	试验	模拟	试验	模拟
一层	10.6	9.9	11.1	11.1	12.2	11.7	17.6	17.2	28.9	25.7	34.9	28.7
二层	18	18.3	22.6	20.7	25.1	22.2	36.8	32.8	63.6	53	86.4	69.1
三层	24.4	22.3	28.5	25.3	31.7	27.2	46.5	40.4	84.1	68.4	113.1	89.7

表 13 位移修正系数

Tab.13 Displacement correction coefficient

工况	工况 1	工况 2	工况 3	工况 4	工况 5	工况 6
修正系数	1.05	1.09	1.13	1.12	1.2	1.25

表 14 修正后各参数值

Tab.14 Modified parameters

	层间位移/mm			楼层底部剪力值/kN			刚度退化值		
	一层	二层	三层	一层	二层	三层	一层	二层	三层
工况 1	10.4	8.86	4.14	1642.9	1200	637.6	0.01	0.07	0.09
工况 2	12.12	10.49	4.93	1911.6	1411.8	750.1	0.012	0.076	0.10
工况 3	13.23	11.83	5.61	2007.2	1482.4	787.64	0.05	0.14	0.17
工况 4	19.25	17.52	8.42	2867.4	2117.7	1125.2	0.067	0.17	0.21
工况 5	30.9	32.71	18.51	4387.1	3240.1	1721.56	0.11	0.32	0.45
工况 6	35.9	50.44	25.7	4874.6	3600.1	1912.84	0.15	0.51	0.56

表 15 各层损伤状态

Tab.15 Damage state of floors

位置	工况 1	工况 2	工况 3	工况 4	工况 5	工况 6
一层	基本完好	基本完好	基本完好	基本完好	轻微损伤	轻微损伤
二层	基本完好	基本完好	轻微损伤	轻微损伤	中度破坏	严重破坏
三层	基本完好	基本完好	轻微损伤	轻微损伤	中度破坏	严重破坏

5.2.2 整体损伤评估计算

确定结构各层的损伤值后,由式(11)得到各工况下结构各层的加权系数,再由式(12)得出整体结构在各工况下的损伤值,继而可以评估结构的震损状态.Rodriguez-Gomez S^[16]提出利用第一周期的变化来得到整体损伤值。

$$D = 1 - \frac{T_0^2}{T^2} \quad (13)$$

表 16 计算结果与试验现象的对比情况

Tab.16 Damage comparison of numerical simulation and test

工况	位置	试验损伤情况	评价结果	对比结论
工况 1	一层	未出现裂缝	基本完好	基本一致
	二层	未出现裂缝	基本完好	基本一致
	三层	未出现裂缝	基本完好	基本一致
工况 2	一层	未出现裂缝	基本完好	基本一致
	二层	未出现裂缝	基本完好	基本一致
	三层	未出现裂缝	基本完好	基本一致
工况 3	一层	未出现明显裂缝	基本完好	基本一致
	二层	角柱、部分中柱柱底和柱顶出现细小裂缝,横向边跨梁端出现细小竖向裂缝	轻微损伤	基本一致
	三层	角柱、部分中柱柱底和柱顶出现细小裂缝	轻微损伤	基本一致
工况 4	一层	未出现明显裂缝	基本完好	基本一致
	二层	较工况 3 时二层裂缝有所发展	轻微损伤	基本一致
	三层	较工况 3 时顶层裂缝有所发展	轻微损伤	基本一致
工况 5	一层	柱底出现了细小的裂缝	轻微损伤	基本一致
	二层	角柱、部分中柱柱底和柱顶和部分横向边跨梁,梁端出贯通裂缝,纵向边梁梁端也出现裂缝	中度破坏	偏于保守
	三层	裂缝位置与二层相同,但裂缝较二层发展明显	中度破坏	基本一致
工况 6	一层	较工况 5 时一层裂缝有所发展,但不明显	轻微损伤	基本一致
	二层	较工况 5 时二层裂缝发展明显,梁柱节点出现不规则裂缝,部分纵向边跨梁出现贯通斜裂缝	严重破坏	偏于保守
	三层	裂缝较二层发展明显,角柱和中柱的柱内侧大面积混凝土脱落,露出钢筋	严重破坏	基本一致

式中, T_0 是结构完好时的第一阶周期值, T 是结构损伤后的第一阶周期值。

利用振动台试验每次加载前后的白噪声扫频结果可以得到结构的第一阶周期值,再由式(13)即得到结构的整体损伤值,以上各部分计算结果如表 17

所示。

由表 17 可得,整体结构在大震时(8 度罕遇地震作用)处于中度破坏,满足抗震性能目标的要求。因此,试验模型验证了基于位移修正系数法的整体损伤评估模型的正确性。

表 17 整体损伤情况

Tab.17 Structure damage parameters

	各工况下楼层加权系数			结构整体的损伤状态		结构第一阶自振周期		损伤值对比表	
	一层	二层	三层	损伤值	损伤状态	频率	周期	试验周期	加权系数
工况 1	0.12	0.53	0.35	0.07	基本完好	1.52	0.66	0.06	0.07
工况 2	0.13	0.52	0.35	0.08	基本完好	1.49	0.67	0.10	0.08
工况 3	0.25	0.47	0.28	0.13	轻微损伤	1.45	0.69	0.15	0.13
工况 4	0.27	0.45	0.28	0.15	轻微损伤	1.41	0.71	0.19	0.15
工况 5	0.23	0.45	0.32	0.31	中度破坏	1.24	0.81	0.38	0.31
工况 6	0.22	0.50	0.28	0.44	中度破坏	1.12	0.89	0.49	0.44

6 结 论

基于主-子结构动力相互作用机理,隐式动力学数值模拟分析方法,建立了考虑结构和设备动力

相互作用的变电站有限元模型并提出了相应的损伤评估模型,主要结论如下。

1) 振动台试验结果与有限元数值模拟分析结果误差较小,验证了所建立的考虑主-子结构动力相互作用模型的正确性;

2)与不考虑电气设备-主体结构相互作用的变电站地震反应结果相比,考虑电气设备与主体结构的动力相互作用后,结构体系的动力特性和地震反应结果明显增大;

3)根据变电站系统的特殊使用功能要求,提出了变电站结构体系的抗震性能目标,并基于位移修正系数法建立了变电站主体结构的层损伤评估模型和整体损伤评估模型,通过振动台试验证明了损伤评估模型的正确性,对同类生命线工程的震损评估具有重要借鉴作用;

4)顶层是整个变电站主体结构的薄弱层,应加强薄弱层构件的抗震设计和构造设计;电气设备与主体结构的相互作用增大了主厂房的弯曲扭转效应,抗震设计中应加大设备所在层框架柱的截面尺寸以增大其抗侧移刚度,减小其扭转效应。

参考文献

- [1] 李杰,陈淮,孙增寿.结构-设备动力相互作用试验研究[J].工程力学,2003,20(1):157—161.
LI J, CHEN H, SUN Z S. Shaking table tests on spatial structure-equipment model systems [J]. Engineering Mechanics, 2003, 20(1):157—161. (In Chinese)
- [2] 文波,牛荻涛.大型变电站主房地震易损性研究[J].土木工程学报,2013,46(2):19—23.
WEN B, NIU D T. Seismic vulnerability analysis for the main building of the large substation [J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(2):19—23. (In Chinese)
- [3] WEN B, TACIROGLU E, NIU D T. Shake table testing and numerical analysis of transformer substations including main plant and electrical equipment interaction [J]. Advances in Structural Engineering, 2015, 18(11):1959—1980.
- [4] 文波,徐浩轩,侯聪霞.考虑结构-设备相互作用的变电站主厂房系统动力特性研究 [J]. 西安建筑科技大学学报, 2012, 44(5):620—625.
WEN B, XU H X, HOU C X. Analysis on the dynamic characteristics of equipment-structure interaction for the main building of a transformer substation [J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology, 2012, 44(5):620—625. (In Chinese)
- [5] PARK Y J, ANG A. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4):740—756.
- [6] HINDI R A, SEXSMITH R G. A proposed damage model for RC bridge columns under cyclic loading [J]. Engineering Spectra, 2001, 17(2):261—290.
- [7] 郭宗明,张耀庭,樊剑,等.基于刚度退化和纤维单元的 RC 构件损伤模型[J].湖南大学学报(自然科学版),2017,44(3):76—87.
GUO Z M, ZHANG Y T, FAN J, et al. Damage model of RC members based on stiffness degradation and fiber-beam elements [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2017, 44(3): 76—87. (In Chinese)
- [8] 牛荻涛,任利杰.改进的钢筋混凝土结构双参数地震破坏模型 [J]. 地震工程与工程振动, 1996, 16(4): 44—54.
NIU D T, REN L J. A modified seismic damage model with double variables for reinforced concrete structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1996, 16(4): 44—54. (In Chinese)
- [9] 李忠献,陈宇,李宁.基于材料损伤的钢筋混凝土构件损伤模型 [J].工程力学, 2014, 31(6):53—59.
LI Z X, CHEN Y, LI N. A damage model for reinforced concrete members based on material damage [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(6):53—59. (In Chinese)
- [10] 张耀庭,杜晓菊,杨力.RC 框架结构基于构件损伤的抗震性能评估研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2016,43(5):9—21.
ZHANG Y T, DU X J, YANG L. Research on seismic performance assessment based on component damage for RC frame structure [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2016, 43(5):9—21. (In Chinese)
- [11] 曹猛.考虑主厂房结构-电气设备相互作用的大型变电站振动台试验研究[D].西安:西安建筑科技大学土木工程学院,2014:10—19.
CAO M. Shaking table test of large substation considering the interaction of structure and electric equipment [D]. Xi'an: College of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, 2014:10—19. (In Chinese)
- [12] 陈昉健,易伟建.近场地震作用下锈蚀钢筋混凝土桥墩的 IDA 分析[J].湖南大学学报(自然科学版),2015,42(3):1—8.
CHEN F J, YI W J. Incremental dynamic analysis of corroded reinforced concrete bridge columns subjected to near-field earthquake [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2015, 42(3):1—8. (In Chinese)
- [13] GB 50260—2013 电力设施抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2013:18—20.
GB 50260—2013 Code for design seismic of electrical installations[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2013:18—20. (In Chinese)
- [14] 卜一,吕西林,周颖,等.采用增量动力分析方法确定高层混合结构的性能水准[J].结构工程师,2009,25(2):77—84.
BU Y, LÜ X L, ZHOU Y, et al. Studies on the multi-levels of hybrid structures using incremental dynamic analysis [J]. Structural Engineers, 2009, 25(2):77—84. (In Chinese)
- [15] 欧进萍,牛荻涛,王光远.非线性钢筋混凝土抗震结构的损失估计与优化设计[J].土木工程学报,1993,26(5):5—7.
OU J P, NIU D T, WANG G Y. Loss assessment and optimum design of nonlinear reinforced concrete aseismic structures [J]. China Civil Engineering Journal, 1993, 26(5):5—7. (In Chinese)
- [16] RODRIGUEZ-GOMEZ S, CAKMAK A S. Evaluation of seismic damage indices for reinforced concrete structure [R]. New York: National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1990: 90—97.