

王多智,李天池,于广滨,等. 2025. 快速组装铝合金抢修塔地震易损性分析[J]. 地震研究, 48(3): 519–530, doi:10. 20015/j. cnki. ISSN1000–0666. 2025. 0054.

Wang D Z, Li T C, Yu G B, et al. 2025. Seismic vulnerability analysis of rapidly-assembled aluminum alloy repair towers[J]. *Journal of Seismological Research*, 48(3): 519–530, doi:10. 20015/j. cnki. ISSN1000–0666. 2025. 0054.

快速组装铝合金抢修塔地震易损性分析*

王多智¹, 李天池², 于广滨³, Chizhik Sergei³

(1. 中国地震局工程力学研究所, 黑龙江 哈尔滨 150080; 2. 中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司, 四川 成都 610072;
3. 哈尔滨工业大学, 黑龙江 哈尔滨 150001)

摘要:以快速组装铝合金抢修塔为研究对象,应用有限元软件 ABAQUS 建立了抢修塔数值模型,确定了与基本周期对应的谱加速度 $Sa(T_1)$ 为地震动强度指标、节间位移角 $ISDR$ 为结构地震需求参数,采用极限状态划分方法建立了抢修塔概率地震需求模型。从美国太平洋地震中心数据库分别选取 20 条余震、主余震序列地震动记录,采用 IDA 分析方法得到结构的地震响应,评估了在余震、主余震序列地震动作用下抢修塔的易损性,分析了地震动入射角为 0° 和 90° 时抢修塔的抗震承载力。结果表明:①余震作用下,当地震动入射角为 0° 时,抢修塔遭遇多遇、基本地震作用下的倒塌概率很低,几乎为 0,遭遇罕遇地震时的倒塌概率为 43.9%;当地震动入射角为 90° 时,抢修塔遭遇多遇、基本及罕遇地震的倒塌概率都很低,几乎为 0。②主余震序列地震动作用下,当地震动入射角为 0° 时,抢修塔遭遇多遇地震、基本地震及罕遇地震时的倒塌概率分别接近于 0、2.8% 和 57.6%;当地震动入射角为 90° 时,抢修塔遭遇多遇地震、基本地震时的倒塌概率接近于 0,遭遇罕遇地震时的倒塌概率为 7.2%。

关键词:快速组装铝合金抢修塔; 概率地震需求模型; 余震; 主余震序列; 地震易损性

中图分类号: P315. 92 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000–0666(2025)03–0519–12
doi:10. 20015/j. cnki. ISSN1000–0666. 2025. 0054

0 引言

输电塔是高耸柔性结构,对地震荷载较为敏感,在各种极端情况下,输电塔倒塔断线的事故时有发生,这不仅影响电力供给,造成严重经济损失,还会影响震后应急救援工作(温瑞智等, 2000)。快速组装的铝合金抢修塔可以代替输电塔,快速恢复临时供电,为电力设施抢修和应急救援工作争取更多的时间。此外,抢修塔也可以在线路改造工程中发挥临时供电作用,降低电力迁改造成的损失和影响(闫洪强, 2020; 何灿明, 2018)。因此,抢修塔作为震后快速救援的临时结

构,需要具备一定的抗震能力,但目前对于抢修塔的抗震性能的研究较少。再者,地震应急工作结束后,如何判断抢修塔是否可以满足长期使用的需求,以及是否满足抗震设防需求,目前也缺少针对性研究。鉴于此,对灾后架设的快速组装的铝合金抢修塔进行地震易损性分析并评估其抗震性能,是十分必要的。

已有研究证明,在主余震序列地震作用下,结构的抗震性能会降低,如 Hatzigeorgiou 和 Liolios (2010) 分别采用实际和人工模拟的主余震序列地震动,对混凝土框架结构进行了地震响应分析,发现主余震序列地震动的选取对结构地震响应有显著影响; Jeon 等 (2015) 对钢筋混凝土

* 收稿日期: 2024–11–19.

基金项目:中国地震局工程力学研究所基本科研业务费专项资助项目(2023B15); 国家电网公司科技项目(52240022001B); 黑龙江省自然科学基金杰出青年基金(JQ2022E006)。

第一作者简介:王多智(1982–), 博士, 研究员, 主要从事非结构抗震及大跨空间结构研究。

E-mail: wangdz@iem. ac. cn

(RC) 框架结构在余震作用下的损伤程度进行了考察, 结果表明在经历较大震级的主震作用后, 余震往往会使结构的损伤程度显著增大; Hosseinpour 和 Abdelnaby (2017) 研究了地震输入方向、余震输入方向以及地震动竖向分量等因素对 RC 结构抗震性能的影响, 结果表明余震的输入方向对不规则结构的位移需求影响显著。

实际工程应用中, 地震动入射方向存在极大的不确定性, 只考虑地震动沿结构的横向或纵向输入, 会使结构抗震性能评估的准确性大大降低。Rigato 和 Medina (2007) 分析了双向地震动作用下, 地震动入射角对单层结构地震响应的影响, 发现不同入射角下, 结构响应会随非弹性程度的不同而改变。Torbol 和 Shinozuka (2012) 研究发现, 若不考虑地震入射角的影响, 会低估桥梁的地震易损性。Magliulo 等 (2014) 探究了地震动入射方向效应对钢筋混凝土结构的影响, 发现在最不利入射角的情况下, 极限位移与塑性铰变形增大了 37%。Altuniik 和 Kalkan (2017) 通过研究不同地震入射角下最大层间位移、柱梁内力和主应力的变化, 发现入射角对建筑物的响应有着不可忽视的影响。Fujii (2018) 则认为地震入射角具有不确定性, 并且对扭转效应明显的不规则或非对称结构, 影响更为显著。

考虑到当抢修塔在长期使用时, 可能会经历主余震序列地震作用, 本文建立了抢修塔概率地震需求模型 (PSDM), 选取 20 条余震、主余震序列地震动记录, 采用 IDA 分析方法得到入射角分别为 0° 和 90° 时结构的地震响应, 评估了抢修塔在余震、主余震序列地震动作用下的易损性。

1 抢修塔有限元模型

本文应用大型有限元软件 ABAQUS 建立典型抢修塔数值模型 (图 1)。抢修塔高 46.4 m, 由 16 个标准节组成。主、腹杆采用 B31 梁单元模拟, 上下标准节连接处的面板采用 S4R 壳单元。通过 Connector 单元定义螺栓预紧力的方法来模拟螺栓连接。风缆只承受拉力, 采用 T3D2 桁架单元, 抗拉强度为 1 960 MPa。塔身材料采用 6061-T6 铝合金, 密度为 2.7 g/cm^3 , 弹性模量为

6.9 GPa, 泊松比为 0.33, 抗拉强度为 295 MPa, 阻尼比取 0.02。风缆固接于地面, 与塔身夹角为 45° (甘凤林, 王德贺, 2011), 取拉线初应力为 150 MPa (孔伟等, 2011), 塔身与地面铰接。其他部件简化为质量荷载, 不考虑初始缺陷与误差累计影响。

采用子空间迭代法对抢修塔进行模态分析, 并提取相关模态参数。相较于高阶频率, 前几阶低频对结构位移、内力的影响更大, 因此本文选取抢修塔的前 5 阶模态, 其振型参与质量大于 90% (表 1)。

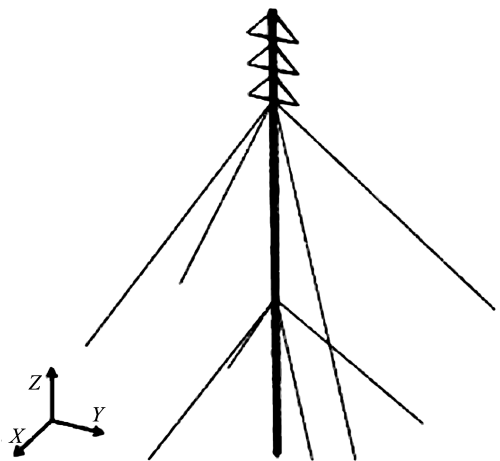


图 1 抢修塔有限元模型

Fig. 1 FE model of the repair tower

表 1 抢修塔前 5 阶模态的自振频率及振型

Tab. 1 The natural frequency and vibration pattern of the first 5 order modes of the repair tower

阶次	自振频率 f/Hz	周期 T/s	振型
1	1.390	0.719	绕 X 轴弯曲
2	1.982	0.505	绕 Y 轴弯曲
3	2.496	0.401	绕 X 轴弯曲
4	3.267	0.306	绕 Y 轴弯曲
5	3.362	0.297	绕 X 轴弯曲

2 概率地震需求模型

概率地震需求分析可以对不同地震动作用下结构的地震易损性进行评估, 从而定量表征结构的抗震性能。具体步骤为: ①确定合适的地震动强度指标 (Intensity Measure, IM); ②确定合适的

地震需求参数 (Demand Measure, DM); ③通过 Pushover 分析方法确定抢修塔的极限状态 (Limit State, LS); ④建立以增量动力分析 (IDA) 为基础的的概率地震需求模型, 得到结构的易损性曲线。概率地震需求模型可以将地震动强度指标 IM 与结构地震需求参数 DM 以概率学的关系联系起来, 该概率关系可以用对数正态分布的形式表达 (Baker, 2015; Padgett *et al*, 2010):

$$P(D \geq d | IM) = 1 - \Phi \left(\frac{\ln d - \ln S_d}{\beta_{D|IM}} \right) \quad (1)$$

式中: Φ 为标准正态累积分布函数; d 为不同极限状态的阈值; S_d 为结构地震需求 D 的中位值; $\beta_{D|IM}$ 为对数标准差。

参考 Wen 等 (2004) 的研究, 将 S_d 和 IM 近似表达为:

$$S_d = a(IM)^b \quad (2)$$

对式 (2) 左右两边分别取对数, 建立关系式并进行线性回归分析:

$$\ln S_d = b \ln(IM) + c \quad (3)$$

式中: b 为线性回归分析的一次项系数; c 为常数项系数, $c = \ln a$ 。

再计算得到表征离散程度的对数标准差为:

$$\beta_{D|IM} = \sqrt{\frac{\sum [\ln d_i - \ln a(IM)^b]^2}{N - 2}} \quad (4)$$

式中: d_i 为 IDA 分析中第 i 个地震需求峰值; N 为

IDA 分析的总次数。

最后, 概率地震需求模型可表示为:

$$P(D \geq d | IM) = \Phi \left[\frac{b \ln(IM) - (\ln d - \ln a)}{\beta_{D|IM}} \right] \quad (5)$$

2.1 地震动记录及地震动强度指标选取

考虑到地震动不确定性的影响, 本文需选取足够数量的地震动记录进行分析。参考 Liu 等 (2022) 的研究结果, 本文从美国太平洋地震中心 (PEER) 数据库选取 20 组主余震序列地震动记录 (主震、余震均为远场地震动), 选取原则如下 (吴波, 欧进萍, 1993): ① 余震距主震的时间间隔小于 1 个月; ② 记录余震与主震的台站相同; ③ 余震震中位置尽可能靠近主震震中位置; ④ 前 3 个条件满足后选择最大震级的余震。

本文所选取地震动的具体信息见表 2。由表可见, 所选地震动震级最小为 5.3 级, 最大为 7.6 级; 距发震断层的最近距离 R_{jb} 均大于 20 km; 依据《高耸结构设计标准》(GB 50135—2019) 规定, 所选取地震动记录的剪切波速 V_{s30} 均大于 250 m/s。图 2 为阻尼比为 2% 时, 20 组主震和余震序列的加速度反应谱, 反应谱的差异性反映了主余震序列地震动的不确定性。

合理的 IM 值能更好地表征地震动特性。相关研究表明, 相较于其他强度指标, 选取谱加速度 S_a 作为地震动强度指标时, IDA 分析的离散性更小, 即易损性分析的结果会更加准确 (Tian *et al*, 2018; Pan *et al*, 2020)。因此本文选用 S_a 作为地震动强度指标。

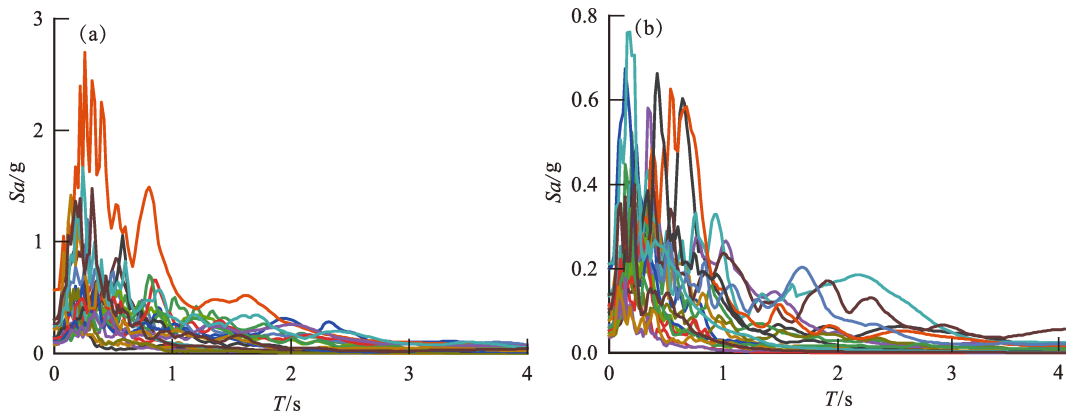


图2 本文所选 20 组主震 (a) 和余震 (b) 序列的加速度反应谱
Fig. 2 Acceleration response spectra of 20 groups of the mainshocks (a) and the aftershocks (b) selected in this study

表 2 本文选取的 20 组主余震序列地震动记录

Tab. 2 Ground motion records of 20 groups of mainshock – aftershock sequences selected in this study

序号	地震动名称	记录台站	地震类型	发震日期	震级	PGA/g	R_{jb}/km	$V_{s30}/(m \cdot s^{-1})$
1	Chi – Chi	CHY042	主震	1999 – 09 – 20	7. 62	0. 100	28. 17	665. 20
			余震	1999 – 09 – 20	6. 20	0. 095	34. 13	665. 2
2	Chi – Chi	CHY046	主震	1999 – 09 – 20	7. 62	0. 190	24. 10	442. 15
			余震	1999 – 09 – 25	6. 30	0. 135	54. 11	442. 15
3	Chi – Chi	CHY050	主震	1999 – 09 – 20	7. 62	0. 107	44. 76	538. 93
			余震	1999 – 09 – 22	6. 20	0. 060	86. 05	538. 93
4	Chi – Chi	CHY086	主震	1999 – 09 – 20	7. 62	0. 206	28. 42	665. 20
			余震	1999 – 09 – 20	6. 20	0. 110	33. 66	665. 20
5	Chi – Chi	CHY087	主震	1999 – 09 – 20	7. 62	0. 135	28. 91	505. 20
			余震	1999 – 09 – 25	6. 30	0. 106	56. 33	505. 20
6	Chi – Chi	HWA005	主震	1999 – 09 – 20	7. 62	0. 146	47. 58	459. 32
			余震	1999 – 09 – 22	6. 20	0. 085	33. 61	459. 32
7	Chi – Chi	HWA034	主震	1999 – 09 – 20	7. 62	0. 142	44. 32	379. 18
			余震	1999 – 09 – 22	6. 20	0. 085	33. 48	379. 18
8	Chi – Chi	HWA037	主震	1999 – 09 – 20	7. 62	0. 126	46. 20	469. 64
			余震	1999 – 09 – 22	6. 20	0. 073	43. 79	469. 64
9	Chi – Chi	HWA056	主震	1999 – 09 – 20	7. 62	0. 108	41. 10	511. 30
			余震	1999 – 09 – 22	6. 20	0. 056	55. 53	511. 30
10	Irpinia Italy	Bisaccia	主震	1980 – 11 – 23	6. 90	0. 096	21. 26	496. 46
			余震	1980 – 11 – 23	6. 20	0. 071	14. 74	496. 46
11	Irpinia Italy	Brienza	主震	1980 – 11 – 23	6. 90	0. 100	22. 56	561. 04
			余震	1980 – 11 – 23	6. 20	0. 100	42. 65	561. 04
12	Northridge	LA – City Terrace	主震	1994 – 01 – 17	6. 69	0. 316	36. 62	365. 22
			余震	1994 – 01 – 17	6. 05	0. 115	33. 80	365. 22
13	Northridge	LA – Century City CC North	主震	1994 – 01 – 17	6. 69	0. 256	23. 41	277. 98
			余震	1994 – 01 – 17	6. 05	0. 111	20. 47	277. 98
14	Northridge	Castaic – Old Ridge Route	主震	1994 – 01 – 17	6. 69	0. 568	20. 72	450. 28
			余震	1994 – 01 – 17	5. 93	0. 138	25. 17	450. 28
15	Northridge	LA – Baldwin Hills	主震	1994 – 01 – 17	6. 69	0. 239	29. 88	297. 07
			余震	1994 – 01 – 17	6. 05	0. 114	27. 19	297. 07
16	Whittier Narrows	Big Tujunga Angeles Nat F	主震	1987 – 10 – 01	5. 99	0. 207	28. 50	550. 11
			余震	1987 – 10 – 04	5. 27	0. 200	27. 94	550. 11
17	Whittier Narrows	Glendale – Las Palmas	主震	1987 – 10 – 01	5. 99	0. 304	22. 82	371. 07
			余震	1987 – 10 – 04	5. 27	0. 211	21. 15	371. 07
18	Whittier Narrows	La Crescenta – New York	主震	1987 – 10 – 01	5. 99	0. 149	26. 04	411. 55
			余震	1987 – 10 – 04	5. 27	0. 133	25. 18	411. 55
19	Whittier Narrows	Studio City – Ventura & Coldwater Cyn Av	主震	1987 – 10 – 01	5. 99	0. 236	31. 06	400. 44
			余震	1987 – 10 – 04	5. 27	0. 098	31. 76	400. 44
20	Whittier Narrows	Sun Valley – Sunland	主震	1987 – 10 – 01	5. 99	0. 090	31. 93	393. 67
			余震	1987 – 10 – 04	5. 27	0. 061	32. 00	393. 67

2.2 结构地震需求参数选取

为了更准确地描述抢修塔的破坏程度，需要选取合适的结构地震需求参数 DM 。常用的 DM 有最大基底剪力 (Kazantzi *et al.*, 2008)、顶点最大位移 (Casciati *et al.*, 2018) 和最大层间位移角 (Zentner, 2017) 等。其中最大层间位移角与结构的损伤水平相关性较好，应用也较为广泛。抢修塔作为高耸柔性结构，高宽比大且需要考虑刚体旋转变形的影响，在此条件下，传统的层间位移角并不适用，因此采用节间位移角 $ISDR$ (图3) 作为抢修塔的地震需求参数，可表示为：

$$ISDR(i) = \max \left[\frac{u_i(t) - u_{i-1}(t)}{h_i - h_{i-1}} - \theta_{i-1}(t) \right] \quad (6)$$

式中： $ISDR(i)$ 为沿水平方向第 i 层标准节的节间位移角； i 为抢修塔的标准节层数编号，值为 1、2、3...15、16； t 为时间； $u_i(t)$ 为第 i 节间顶部沿水平方向的位移； $u_{i-1}(t)$ 为第 i 节间底部沿水平方向的位移； h_i 为第 i 节间顶部的高度； h_{i-1} 为第 i 节间底部的高度； $\theta_{i-1}(t)$ 为第 i 节间底部沿水平方向的扭转位移。

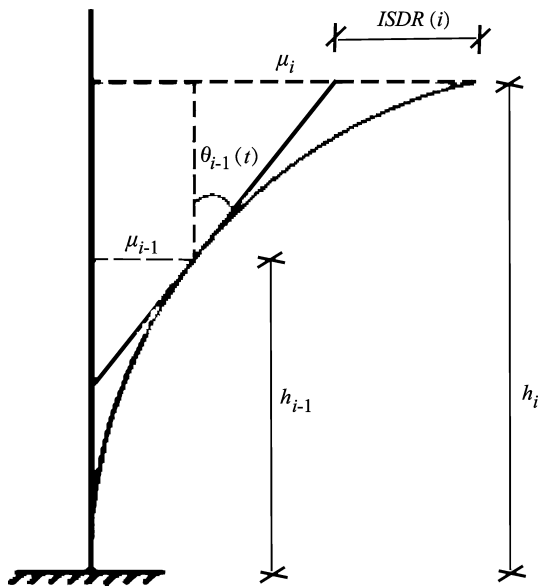


图3 节间位移角示意图

Fig. 3 Schematic diagram of $ISDR$

2.3 结构极限状态划分

现有研究中，传统建筑的极限状态可划分为三极限状态 (叶鑫等, 2014)、四极限状态 (陈凯等, 2017) 和五极限状态 (Allahvirdizadeh, Gholi-

pour, 2017)。本文采用三极限状态：可立即使用 (SA)、损伤控制 (DC) 和倒塌预防 (CP)，并通过 Pushover 分析确定这 3 种极限状态的 $ISDR$ 阈值。目前 Pushover 分析方法已经被广泛应用于建筑结构的抗震能力评价，包括一些高耸形式的塔类结构的抗震设计与评估研究。该方法采用沿结构高度为特定分布形式且逐渐增加的侧向力来模拟结构在地震作用下层间剪力的分布，常用的侧向力分布形式主要包括倒三角分布、均匀分布、抛物线分布和 SRSS 分布等 (侯爽, 欧进萍, 2004; 侯爱波等, 2007)。抢修塔作为细长高耸结构，采用标准化模块组装，因此可以假设质量是沿高度均匀分布的，适合采用倒三角形侧向力分布模式，侧向力计算公式为：

$$F_i = \frac{m_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i h_i} V_b \quad (7)$$

式中： F_i 为第 i 层水平荷载； m_i 为第 i 层的质量代表值； h_i 为第 i 层距地面高度； n 为结构总层数； V_b 为结构底部剪力。

图4为抢修塔的 Pushover 分析曲线，其中 SA、DC 和 CP 3 种极限状态对应的 $ISDR$ 阈值分别为 0.5%、1.5%、2.5% (Qu *et al.*, 2015; Tian *et al.*, 2019)。当 $ISDR$ 小于 0.5% 时，曲线基本呈一条直线，此时抢修塔处于基本完好状态，在地震作用下依然处于弹性阶段，无需进行任何维修，可以继续使用；当 $ISDR$ 为 0.5% ~ 1.5% 时，抢修塔处于轻微损伤状态，标准节连接处出现局部非线性

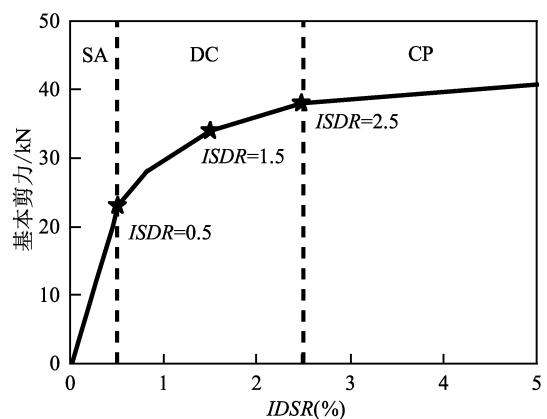


图4 抢修塔 Pushover 分析曲线

Fig. 4 Pushover analysis curve of the repair tower

变形,需经过简单维修才能继续投入使用;当 $ISDR$ 为 1.5%~2.5% 时,抢修塔处于严重损伤状态,整体出现非线性变形,但仍可以维持自身重量,需经过重大维修后方可使用;当 $ISDR$ 大于 2.5% 时,曲线接近于水平,此时抢修塔处于倒塌状态,塔身完全失去承载能力,无法继续修复使用。

3 余震作用下抢修塔易损性分析

抢修塔作为震后快速救援的临时结构,需考虑主震后的余震响应,一般情况下余震不止一次,且地震特性也不同。为对抢修塔的抗震性能有更深入的了解,明确抢修塔在余震作用下的承载力,需要对其进行余震作用下的易损性分析。地震入射角 (Angle of seismic incidence, ASI) 为 X 方向与 X_0 方向 (水平方向地震动 PGA 较大的方向) 之间的夹角,以逆时针方向为正,旋转一定的角度得到。地震动采取三向加载的方式, PGA 较大的水平分量沿着抢修塔的纵向输入,较小的分量沿着抢修塔横向输入。

本文以 CHY08 台站记录的 Chi-Chi 地震余震的加速度为例来介绍。Chi-Chi 地震动加速度反应谱如图 5 所示,参考表 1 中抢修塔结构的基本周期为 $T_1=0.719$ s,可以得到 T_1 对应的谱加速度值为 0.216 g,即阻尼比为 0.02 时, $Sa(T_1)=0.216$ g。

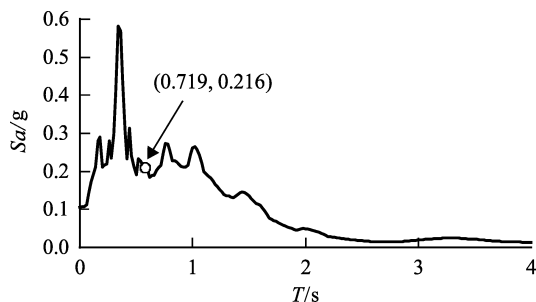


图 5 Chi-Chi 地震动加速度反应谱

Fig. 5 Acceleration response spectrum of the Chi-Chi earthquake

在进行 IDA 分析时,为了准确模拟抢修塔从线性阶段到非线性阶段的结构动力响应全过程,需要将 IM 做合理调幅,使其既满足计算准确性的要求,又能保证较高的计算效率。本文采用等步调幅的方法,IDA 初始值取 0.1 g,调幅步长取 0.01 g,调幅系数 $\eta_1=0.463$;将 η_1 乘以地震动加

速度时程,再将得到的数据输入抢修塔模型中进行分析计算,并记录抢修塔在加载过程中的最大节间位移角 $ISDR_{max}$,从而完成一次 IDA 分析。然后,按 0.01 g 的调幅步长,调整地震动加速度时程,得到一系列 $ISDR_{max}$ 值,直至阈值。

按照上述调幅方法,将 Chi-Chi 地震动以 0° 入射角 (纵向) 施加于抢修塔有限元模型,进行一系列动力时程分析,分别将不同的 Sa 以及对应的 $ISDR_{max}$ 依次连接得到相应的 IDA 曲线 (图 6)。由 IDA 曲线可知,当 $ISDR_{max}$ 小于 0.5% 时,IDA 曲线接近于单调递增直线,此时结构在地震作用下处于线性阶段,随着地震作用的不断施加,抢修塔的 $ISDR_{max}$ 也不断增加,结构进入了非线性状态;当 $ISDR_{max}$ 达到 2.68% 后,IDA 曲线趋近水平,此时, Sa 略有增大,而对应的 $ISDR_{max}$ 就会激增,抢修塔已经无法正常工作,可以认为此时结构处于倒塌破坏状态。IDA 曲线单调递增结束时刻的 $ISDR_{max}$ 值与极限状态阈值 (图 4) 接近,也初步印证了极限状态划分方法的实用性。

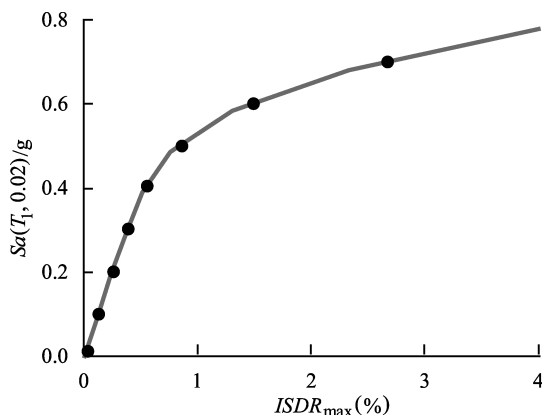


图 6 Chi-Chi 地震动作用下抢修塔 IDA 曲线

Fig. 6 IDA curve of the repair tower under the action of the Chi-Chi earthquake

使用同样方法对其余 19 条地震动进行动力时程分析, Sa 从 0.1 g 开始,以 0.01 g 的步长等间隔调幅并加载,记录不同 Sa 下抢修塔的 $ISDR$ 值,进而得到地震入射角为 0° 时,在一系列不同地震动作用下抢修塔的 IDA 曲线,如图 7a-1 所示,图中 3 条竖向分界线分别代表抢修塔的 3 个极限状态阈值。由图可见,不同地震动作用下的 IDA 曲线差异较大。以 Sa 为自变量, $ISDR$ 为因变量,使用式 (3) 对 IDA 曲线中的数据进行线性回归拟合,

结果如图 7b-1 所示。其中,线性回归分析的回归系数 $b = 1.421$, $c = 0.887$ 。使用同样的方法可以得到地震入射角为 90° 时,在余震作用下抢修塔的 IDA 曲线与拟合曲线,如图 7a-2、b-2 所示,其中线性回归分析的回归系数 $b = 1.362$, $c = 0.493$ 。由以上分析可以看出,相对于 0° 入射角, 90° 入射角下抢修塔的 IDA 曲线离散性较小,且 $ISDR$ 超过

极限倒塌阈值时对应的 Sa 幅值较大。以概率地震需求模型为基础,对 0° 和 90° 入射角下抢修塔的地震易损性曲线分别进行拟合,如图 8a 所示。从图中可以看出,2 个不同的入射角下,抢修塔的地震易损性曲线差异较大, 0° 入射角下抢修塔更容易发生倒塌破坏,分析其差异是由结构截面并非完全对称、刚度不同所导致。

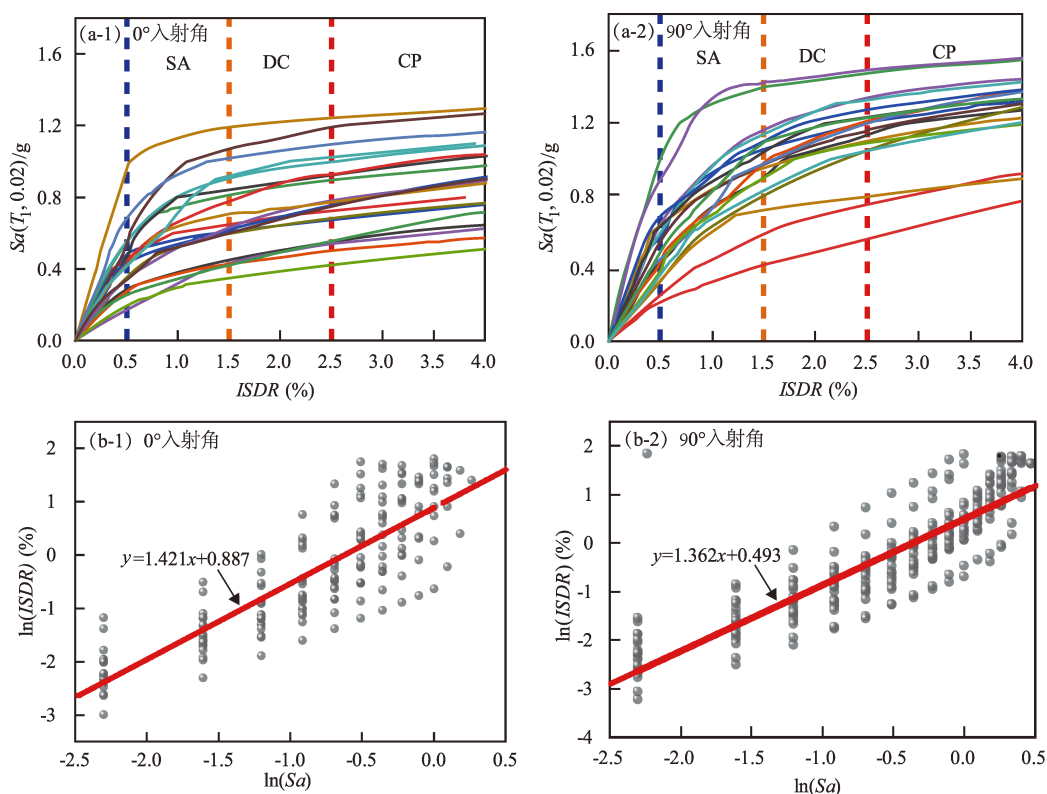


图 7 余震作用下抢修塔 IDA 曲线 (a) 以及抢修塔模型线性回归分析 (b)

Fig. 7 IDA curves of the repair tower (a) and linear regression analysis of the repair tower model (b) under the action of aftershocks

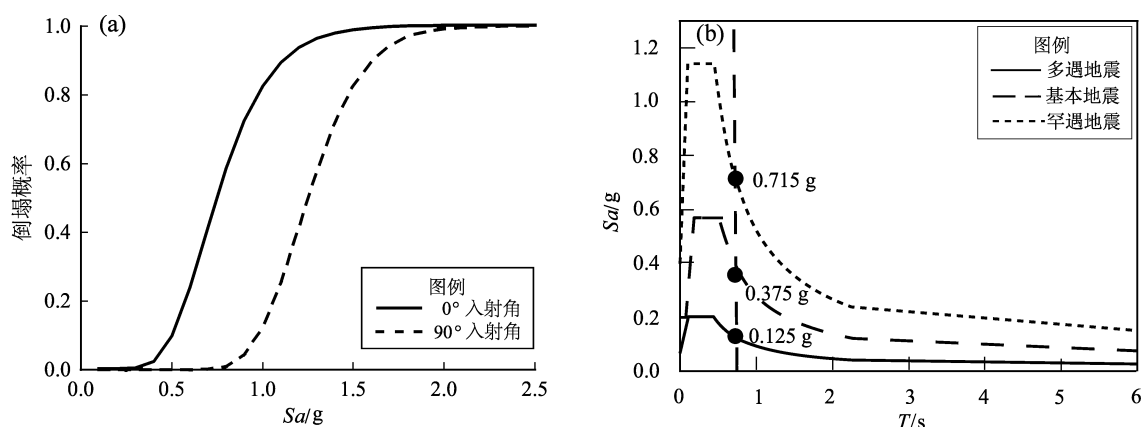


图 8 抢修塔地震易损性曲线 (a) 及其设计地震动设计谱 (b)

Fig. 8 Repair tower vulnerability curves (a) and ground vibration design spectra (b)

参考《建筑抗震设计标准》(GB 50011—2010),给出了多遇、基本和罕遇地震作用下抢修塔的设计加速度反应谱(图 8b),这些反应谱是根据输电塔线体系所在的场地条件生成的。从图 8b 可见,多遇地震、基本地震、罕遇地震对应的 S_a 分别为 0.125 g、0.357 g、0.715 g。结合抢修塔的设计加速度反应谱和地震易损性曲线可以发现,在多遇地震、基本地震作用下抢修塔的倒塌概率很低,几乎为 0,有着较好的抗震能力。罕遇地震作用下,0°入射角时抢修塔倒塌概率较大,达到了 43.9%,基本无法抵御罕遇地震,承载能力有待提高;90°入射角时在多遇地震、基本地震及罕遇地震作用下,抢修塔倒塌的概率很低,几乎为 0。总体上,在多遇地震和基本地震作用下,抢修塔结构具有十分良好的抗震性能。

4 主余震序列地震动作用下抢修塔易损性分析

地震后虽可以快速完成抢修任务,但对抢修塔的使用的可持续性却无法判定。如果仅是一次性使用,势必造成人力、物力、经济方面的严重浪费,影响灾后重建进度及城市韧性;若要长期使用,如在城市线路改造中承担供电任务时,需要对抢修塔进行可持续应用设计,考虑其能否抵御后期的自然灾害。主震后往往伴随着余震,为了更好地对比在余震、主余震序列地震动作用下抢修塔的抗震性能,本文仍采用 *ISDR* 作为结构地震需求参数,进行主余震序列地震动作用下抢修塔的易损性分析。

本文参考陈清军和李文婷(2014)的加载方法,采用主、余震时程曲线首尾相连,二者之间间隔 10 s 的形式,选取 Northridge 地震记录组成主余震序列地震动作为地震动输入(图 9)。按照前文的方法,分别获得 0°、90°地震动入射角下,20 条主余震序列地震动作用下抢修塔的 IDA 曲线(图 10a)。对其进行线性回归分析,结果表明,0°入射角下的回归系数 $b = 1.354$, $c = 0.891$; 90°入射角下的回归系数 $b = 1.351$, $c = 0.528$ (图 10b)。

在主余震序列作用下抢修塔易损性曲线如图 11 所示。参考设计加速度反应谱可以得到在主余震序列地震动作用下抢修塔的倒塌概率:0°入

射角时,抢修塔在多遇地震、基本地震、罕遇地震作用下的倒塌概率分别接近于 0、2.8%、57.6%。90°入射角时,抢修塔在多遇地震、基本地震作用下,倒塌概率几乎为 0;在罕遇地震作用下,倒塌概率为 7.2%。易损性曲线存在差异的原因,是由于抢修塔结构并非完全对称。抢修塔在 0°与 90°方向的结构刚度不同,也导致了其在不同地震动入射角作用下,呈现的抗震性能存在较大差异。

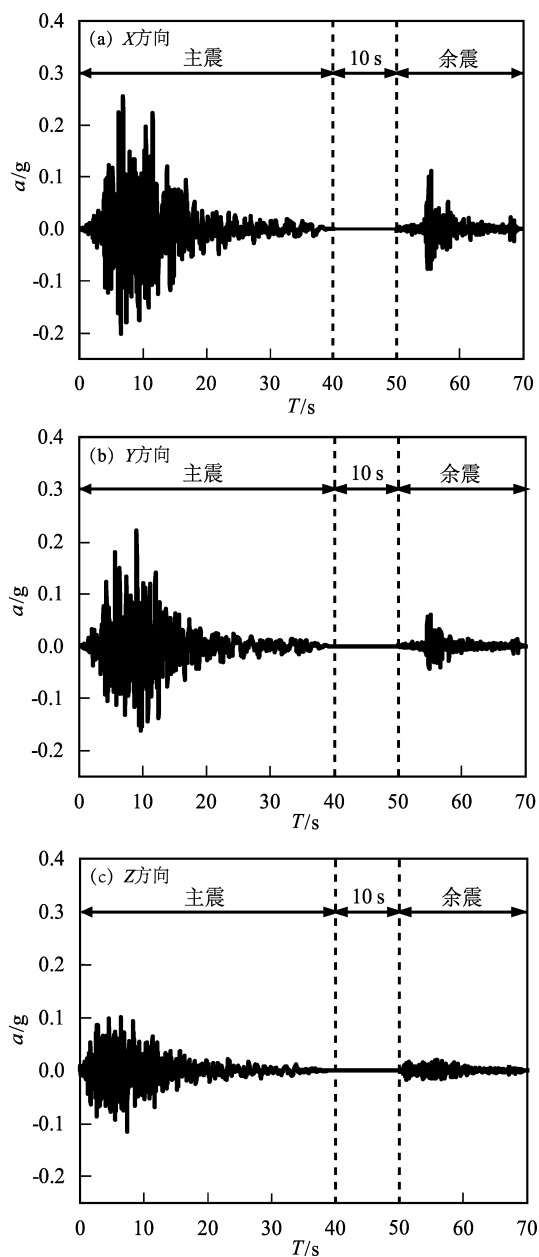


图9 Northridge 主余震序列地震动加速度时程
Fig. 9 Acceleration time histories of the Northridge earthquake

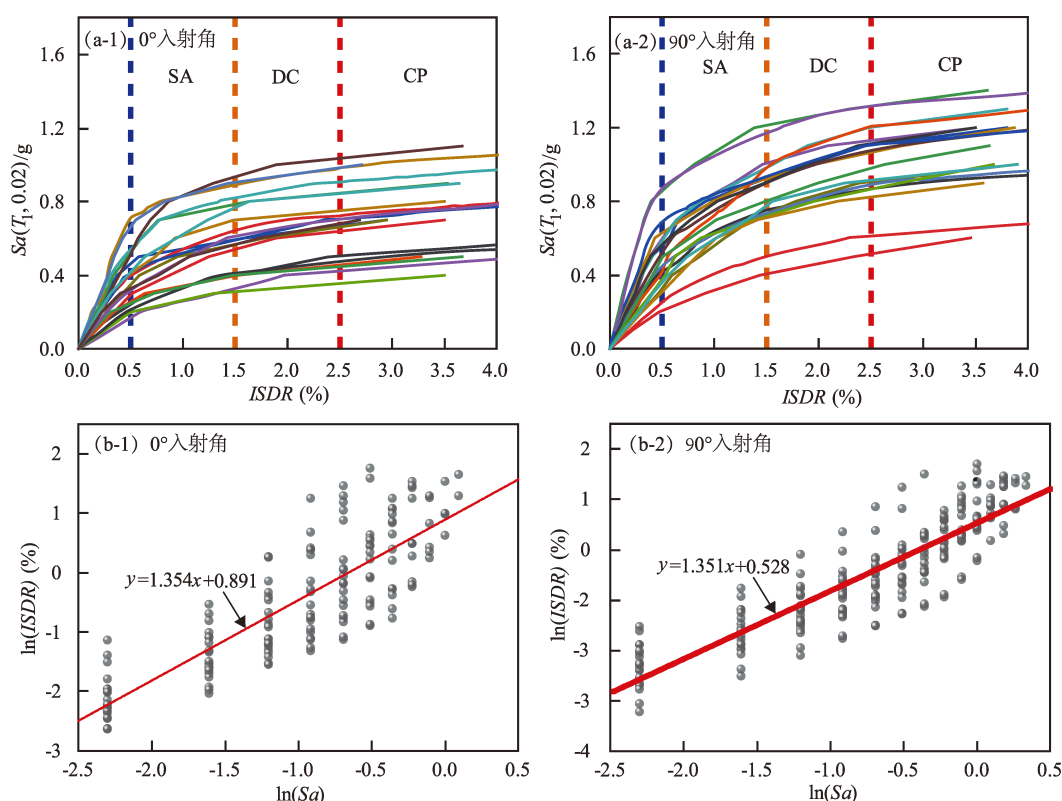


图10 主余震序列地震作用下抢修塔 IDA 曲线 (a) 以及抢修塔模型线性回归分析 (b)

Fig. 10 IDA curves of the repair tower (a) and linear regression analysis of the repair tower model (b) under the action of the ground motion of mainshock – aftershock sequences

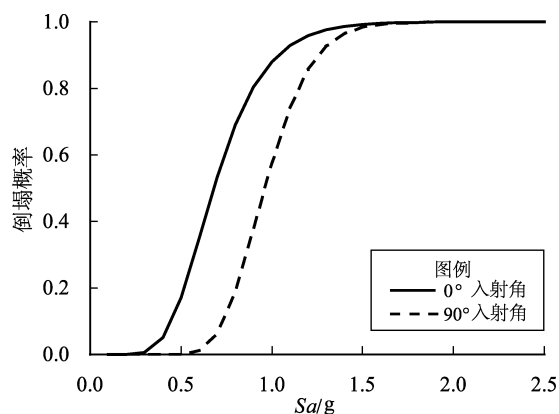


图11 主余震序列地震作用下抢修塔易损性曲线

Fig. 11 Vulnerability curves of repair towers under the action of the ground motion of mainshock – aftershock sequences

动强度指标, 节间位移角 $ISDR$ 为结构地震需求参数, 采用极限状态划分方法建立了抢修塔概率地震需求模型。在此基础上, 分别选取了 20 条余震、主余震序列地震动记录, 对抢修塔开展地震易损性分析, 得到以下主要结论:

(1) 余震作用下: 0° 与 90° 地震动入射角时, 在多遇、基本地震作用下抢修塔的倒塌概率很低, 几乎为 0; 0° 入射角时, 在罕遇地震作用下抢修塔倒塌概率较大, 达到了 43.9%, 基本无法抵御罕遇地震, 承载能力有待提高; 90° 入射角时, 在多遇、基本及罕遇地震作用下, 抢修塔倒塌的概率很低, 几乎为 0。总体来看, 抢修塔结构在面对多遇地震和基本地震时, 具有十分良好的抗震性能。

(2) 主余震序列地震动作用下: 0° 入射角时, 抢修塔分别遭遇多遇地震、基本地震及罕遇地震的倒塌概率分别接近于 0、2.8% 和 57.6%。 90° 入射角时, 抢修塔在多遇地震、基本地震作用下倒塌概率接近于 0, 在罕遇地震作用下的倒

5 结论

本文应用有限元软件 ABAQUS 建立了快速组装铝合金抢修塔数值模型, 确定了 $Sa(T_1)$ 为地震

塌概率为 7.2%。

(3) 抢修塔结构的地震响应明显高于余震响应。0°入射角时,在罕遇地震作用下,主余震序列地震动对应的抢修塔的倒塌概率比余震地震动对应的倒塌概率增加了 31.2%。这是由于经历主震作用后,结构已经出现了不同程度的塑性变形,即存在附加损伤,导致结构抗震性能降低。若忽略主余震序列地震动作用下抢修塔的附加损伤带来的影响,将夸大结构的地震承载能力。因此在实际工程中不应只考虑单一地震作用,还要需要综合考虑序列地震作用对抢修塔抗震性能的影响。

(4) 在实际工程应用中,可以采用添加横撑、在节点连接处设置角钢等方式,来提高抢修塔的整体刚度,进而提升抢修塔的抗震性能。

参考文献:

陈凯,陈亮,胡章亮. 2017. 近场地震作用下连续梁桥的动力响应分析[J]. 南昌大学学报(工科版), 39(1): 50-54.

Chen K, Chen L, Hu Z L. 2017. Dynamic response analysis of continuous girder bridges under near-field earthquake effects [J]. Journal of Nanchang University (Engineering Edition), 39(1): 50-54. (in Chinese)

陈清军,李文婷. 2014. 序列地震动作用下复杂高层结构的反应特征分析[J]. 力学季刊, 35(2): 13.

Chen Q J, Li W T. 2014. Analysis of the response characteristics of complex high-rise structures under sequential ground motions [J]. Quarterly Journal of Mechanics, 35(2): 13. (in Chinese)

甘凤林,王德贺. 2011. 输电线路铝合金抢修塔拉线参数[J]. 南方电网技术, 5(5): 69-71.

Gan F L, Wang D H. 2011. Parameters of aluminum alloy emergency repair towers for transmission lines [J]. Southern Power Grid Technology, 5(5): 69-71. (in Chinese)

何灿明. 2018. 新型电力线路应急抢修系统 ERS 在佛山地区应用 [J]. 通讯世界, (2): 266-267.

He C M. 2018. Application of new Emergency Repair System (ERS) for power lines in the Foshan area [J]. World of Communications, (2): 266-267. (in Chinese)

侯爱波,汪梦甫,周锡元. 2007. Pushover 分析方法中各种不同的侧向荷载分布方式的影响[J]. 世界地震工程, (3): 120-128.

Hou A B, Wang M F, Zhou X Y. 2007. Effects of different lateral load distribution methods in Pushover analysis [J]. World Earthquake Engineering, (3): 120-128. (in Chinese)

侯爽,欧进萍. 2004. 结构 Pushover 分析的侧向力分布及高阶振型影响[J]. 地震工程与工程振动, 24(3): 89-97.

Hou S, Ou J P. 2004. Lateral force distribution and higher-mode effects in structural Pushover analysis [J]. Earthquake Engineering and Engi-

neering Vibration, 24(3): 89-97. (in Chinese)

孔伟,林泽楠,赵飞桃. 2011. 拉线初应力对抢修塔受力性能的影响研究[J]. 水电能源科学, 29(9): 164-167.

Kong W, Lin Z N, Zhao F T. 2011. Study on the effect of initial tension on the force performance of emergency repair towers [J]. Water Resources and Power, 29(9): 164-167. (in Chinese)

温瑞智,陶夏新,谢礼立. 2000. 生命线系统的震害耦联[J]. 自然灾害学报, 9(2): 105-110.

Wen R Z, Tao X X, Xie L L. 2000. Seismic damage coupling of lifeline systems [J]. Journal of Natural Disasters, 9(2): 105-110. (in Chinese)

吴波,欧进萍. 1993. 主震与余震的震级统计关系及其地震动模型参数[J]. 地震工程与工程振动, 13(3): 28-35.

Wu B, Ou J P. 1993. Statistical relationship between mainshock and after-shock magnitude and ground motion model parameters [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 13(3): 28-35. (in Chinese)

闫洪强. 2020. 谈 ERS 抢修塔在超高压线路迁改中的应用[J]. 智慧城市, 6(1): 70-71.

Yan H Q. 2020. Application of ERS emergency repair towers in the reconstruction of ultra-high voltage lines [J]. Smart City, 6(1): 70-71. (in Chinese)

叶鑫,李雪红,徐秀丽,等. 2014. 近场长周期地震动对减隔震连续梁桥的地震响应的研究[J]. 公路工程, 39(1): 135-139.

Ye X, Li X H, Xu X L, et al. 2014. Study on the seismic response of continuous girder bridges with seismic isolation under near-field long-period ground motions [J]. Highway Engineering, 39(1): 135-139. (in Chinese)

GB 50135—2019, 高耸结构设计标准[S].

GB 50135—2019, Standard for design of high-rising structures [S]. (in Chinese)

GB 50011—2010, 建筑抗震设计标准[S].

GB 50011—2010, Code for seismic design of building [S]. (in Chinese)

Allahvirdizadeh R, Gholipour Y. 2017. Reliability evaluation of predicted structural performances using nonlinear static analysis [J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 15: 2129-2148.

Altunilik A C, Kalkan E. 2017. Earthquake incidence angle influence on seismic performance of reinforced concrete buildings [J]. 35(4): 609-631.

Baker J W. 2015. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis [J]. Earthquake Spectra, 31(1): 579-599.

Casciati F, Cimellaro G P, Domaneschi M. 2008. Seismic reliability of a cable-stayed bridge retrofitted with hysteretic devices [J]. Computers & Structures, 86(17-18): 1769-1781.

Fujii K. 2018. Prediction of the peak seismic response of asymmetric buildings under bidirectional horizontal ground motion using equivalent SDOF model [J]. Japan Architectural Review, 1(1): 29-43.

- Hatzigeorgiou G D, Liolios A A. 2010. Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions[J]. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 30(10):1010–1025.
- Hosseinpour F, Abdelnaby A E. 2017. Effect of different aspects of multiple earthquakes on the nonlinear behavior of RC structures[J]. *Soil Dynamics & Earthquake Engineering*, 92:706–725.
- Jeon J S, Jong S, DesRoches R, *et al.* 2015. Framework of aftershock fragility assessment – case studies: older California reinforced concrete building frames[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(15):2617–2636.
- Kazantzi A K, Righiniotis T D, Chryssanthopoulos M K. 2008. Fragility and hazard analysis of a welded steel moment resisting frame[J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(4):596–615.
- Liu J, Tian L, Meng X, *et al.* 2022. Seismic fragility assessment of a transmission tower considering mainshock – aftershock sequences[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 194(5475):107344–1–14.
- Magliulo G, Maddaloni G, Petrone C. 2014. Influence of earthquake direction on the seismic response of irregular plan RC frame buildings[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13(2):243–256.
- Padgett J E, Nielson B G, Desroches R. 2010. Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(5):711–725.
- Pan H Y, Tian L, Fu X, *et al.* 2020. Sensitivities of the seismic response and fragility estimate of a transmission tower to structural and ground motion uncertainties[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, (167):105941.
- Qu B, Sanchez – Zamora F, Pollino M. 2015. Transforming seismic performance of deficient steel concentrically braced frames through implementation of rocking cores[J]. *Journal of Structural Engineering*, 141(5):1–12.
- Rigato A B, Medina R A. 2007. Influence of angle of incidence on seismic demands for inelastic single – storey structures subjected to bi – directional ground motions[J]. *Engineering Structures*, 29(10):2593–2601.
- Tian L, Ma R, Qu B. 2018. Influence of different criteria for selecting ground motions compatible with IEEE 693 required response spectrum on seismic performance assessment of electricity transmission towers[J]. *Engineering Structures*, 156:337–350.
- Tian L, Pan H Y, Ma R S. 2019. Probabilistic seismic demand model and fragility analysis of transmission tower subjected to near-field ground motions[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 156:266–275.
- Torbol M, Shinozuka M. 2012. Effect of the angle of seismic incidence on the fragility curves of bridges[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(14):2111–2124.
- Wen Y K, Ellingwood B, Bracci J M. 2004. Vulnerability function framework for consequence – based engineering, MAE Center Project DS – 4 Report[R]. University of Illinois.
- Zentner I. 2017. A general framework for the estimation of analytical fragility functions based on multivariate probability distributions[J]. *Structural Safety*, 64:54–61.

Seismic Vulnerability Analysis of Rapidly-assembled Aluminum Alloy Repair Towers

WANG Duozi¹, LI Tianchi², YU Guangbin³, Chizhik Sergei³

(1. *Institute of Engineering Mechanics, China Earthquake Administration, Harbin 150080, Heilongjiang, China*)

(2. *POWERCHINA Chengdu Engineering Co., Ltd., Chengdu 610072, Sichuan, China*)

(3. *Harbin Institute of Technology, Harbin 150001, Heilongjiang, China*)

Abstract

In this paper, we use the finite element software ABAQUS to establish the numerical model of the rapidly-assembled aluminum alloy repair tower. We set the spectral acceleration $Sa(T_1)$ corresponding to the fundamental period T_1 as the seismic intensity parameter and the inter-segment displacement angle $ISDR$ as the seismic demand parameter of the structure, then establish the Probabilistic Seismic Demand Model (PSDM) of the rapidly-assembled aluminum alloy repair tower by using the Limit State Division method. On this basis, we select 20 groups of ground motion records of the mainshock – aftershock sequences from the U. S. Pacific Earthquake Center (PEER) database. Applying IDA method to these records, we obtain the seismic response of the repair tower. Finally, we evaluate the susceptibility of the repair tower under the action of the aftershocks and the mainshock – aftershock sequences. We analyze the aseismic capacity of the repair tower under the action of the ground motion with 0° incidence angle and 90° incidence angle. The conclusions are as follows: ① With regard to the aftershocks, when the ground motions' incidence angle is 0° , the collapse probability of the repair tower under the action of the high-frequency earthquakes or the medium-frequency earthquakes is almost 0; the collapse probability under the action of rare earthquakes is 43.9%. When the ground motions' incidence angle is 90° , the collapse probability of the repair tower under the action of the high-frequency earthquakes or the medium-frequency earthquakes or the rare earthquakes is almost 0. ② With regard to the mainshock – aftershock sequences, when the ground motions' incidence angle is 0° , the collapse probability of the repair tower under the action of the high-frequency earthquakes is almost 0; the collapse probability under the action of the medium-frequency earthquakes is 2.8%; the collapse probability under the action of the rare earthquakes is 57.6%. When the ground motions' incidence angle is 90° , the collapse probability of the repair tower under the action of the high-frequency earthquakes or the medium-frequency earthquakes is almost 0; the collapse probability of the repair tower under the action of the rare earthquakes is 7.2%.

Keywords: aluminum alloy repair tower; the Probabilistic Seismic Demand model; aftershocks; mainshock – aftershock sequences; seismic fragility