

申彦利,成建虎,张炜洁. 2024. 基于IDA的钢-混凝土混合风电塔筒地震易损性分析[J]. 地震研究, 47(4): 627-634, doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2024.0050.

Shen Y L, Cheng J H, Zhang W J. 2024. Seismic vulnerability analysis of steel-concrete hybrid wind turbine tower based on incremental dynamic analysis[J]. Journal of Seismological Research, 47(4): 627-634, doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2024.0050.

# 基于IDA的钢-混凝土混合风电塔筒 地震易损性分析\*

申彦利<sup>1,2</sup>, 成建虎<sup>1</sup>, 张炜洁<sup>1</sup>

(1. 河北工程大学 土木工程学院, 河北 邯郸 056038; 2. 河北省装配式结构技术创新中心, 河北 邯郸 056038)

**摘要:** 为研究钢-混凝土混合风电塔筒的抗震性能, 基于弹塑性纤维梁柱单元理论建立了某钢-混凝土混合风电塔筒二维数值模型, 先依据推覆分析结果确定塔筒的5种损伤状态限值, 然后分别以截面曲率和考虑高阶振型的复合地震动强度参数 $IM_{1\&2E}$ 作为结构需求参数和地震动强度参数, 接着选取20条地震动记录进行塔筒的增量动力分析, 建立塔筒的地震易损性曲线, 并对塔筒的抗震性能进行评估。结果表明: 混合塔筒模型的损伤程度与地震动强度参数呈正相关, 其抗震性能可满足Ⅶ度(0.15g)地震作用下的抗震要求, 但在Ⅷ度罕遇地震作用下及处于更高烈度区的风电塔筒应当进行专门的抗震设计。

**关键词:** 风电塔筒; 增量动力分析; 高阶振型; 结构需求; 地震易损性

**中图分类号:** TU317 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-0666(2024)04-0627-08

doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2024.0050

## 0 引言

风电是重要的可再生能源, 2022年全球新增风电并网容量达77.6 GW, 风电总装机容量达906 GW, 比2021年增长9% (Global Wind Energy Council, 2023)。我国风电产业正处在高速发展阶段, 总装机容量和新增装机容量均处于世界前列。值得注意的是, 我国虽然是地震多发国, 但在高烈度地区, 对风电设备的建设也有着相当大的需求, 因此, 风电塔筒的地震风险不容忽视。风电塔筒结构上部机舱及叶片的重量比较大, 在地震作用下塔筒可能会发生过大变形, 经济损失不可估量, 因此, 研究塔筒的地震响应并开展地震易损性分析具有重要意义。

近年来, 各种类型风电塔筒的地震易损性问题开始受到国内外学者的关注。Patil等(2016)

针对一座风机钢塔筒结构进行了地震易损性分析, 指出了整体屈曲、基础倾覆、首次屈服、永久变形4种极限状态, 其中基础倾覆最为关键且近场地震更容易引起风机的破坏。曹雨奇等(2018)以水平位移角作为损伤指标, 对体外预应力混凝土塔筒进行地震易损性分析, 分析了该类型塔筒在Ⅶ度多遇地震条件下的损伤情况。王浩(2020)和梁睿(2019)分别对钢-混凝土混合塔筒及混凝土塔筒进行振动损伤机理研究, 发现在地震动作用下, 塔筒的损伤范围从塔筒底部逐渐向上延伸, 损伤程度最大的区域集中在塔筒底部与基础相接处的位置。戴靠山等(2018)开展了某风力发电塔架缩尺模型振动台试验, 指出塔筒在地震作用下会产生高阶振型效应。

结构地震易损性分析的关键在于地震动强度参数的选择, 目前人们对风电塔结构地震易损性的研究中常选用谱加速度 $S_a$ 、峰值加速度 $PGA$ 。

\* 收稿日期: 2023-08-08.

基金项目: 国家自然科学基金项目(51378169); 河北省高等学校科学技术研究重点项目(ZD20161470).

第一作者简介: 申彦利(1977-), 教授, 博士后, 主要从事结构抗震方面的研究. E-mail: shenyanli@hebeu.edu.cn.

叶列平 (2009) 的研究表明,  $S_a$  不太适用于多自由度结构的抗震分析, 而  $PGA$  仅适用于短周期结构, 无法较好地反映中长周期结构的地震响应。风电塔筒较为细长, 是典型的中长周期结构, 为使模拟结果更加精准, 本文采用张超和申彦利 (2017) 提出的考虑了结构高阶振型效应的复合参数  $IM_{11\&2E}$  作为地震动强度参数, 运用 OpenSees 分析软件建立钢 - 混凝土混合风电塔筒二维数值模型, 基于推覆分析确定各损伤状态的限值, 以截面曲率作为结构需求参数, 选取 20 条真实的地震动记录进行塔筒的增量动力分析, 建立塔筒的地震易损性曲线并对其进行评估, 以期对钢 - 混凝土混合塔筒的抗震设计以及抗震加固提供参考。

## 1 工程研究对象

为研究地震作用下钢 - 混凝土混合风电塔筒的抗震性能, 本文选取建于Ⅶ度设防区的某钢 - 混凝土混合风电塔筒 (图 1) 为研究对象。风电塔所在地的设计基本地震加速度为  $0.15\text{ g}$ , 设计地震分组为第三组, 场地类别为Ⅱ类, 特征周期为  $0.45\text{ s}$ 。该塔总高度为  $121.5\text{ m}$ , 下部为  $80\text{ m}$  的混凝土塔筒, 上部为  $40\text{ m}$  的钢筒, 两者中间为高度  $1.5\text{ m}$  的钢混过渡段, 塔筒上方机舱及叶片的总质量为  $215\text{ t}$ 。混凝土筒段底部直径为  $6\text{ m}$ , 顶部直径为  $4\text{ m}$ , 钢筒段底部直径为  $3.5\text{ m}$ , 顶部直径为  $2.6\text{ m}$ , 筒身壁厚沿高度均匀变化, 各筒段截面形式为均匀渐变形式。



图 1 钢 - 混凝土混合风电塔

Fig. 1 A steel - concrete hybrid tower of wind turbine

## 2 数值模型建立

钢 - 混凝土混合塔筒的计算使用 OpenSees 进行建模, 建模中将风电塔筒简化为底部固结的单悬臂结构, 塔筒上部机舱及叶片的质量简化为集中质量施加于塔筒顶部, 筒身的分布质量等效为节点质量。风电塔筒尺寸示意图及计算简图如图 2 所示。

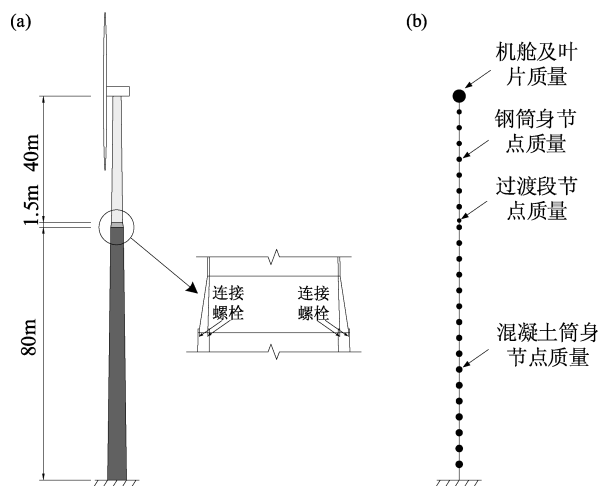


图 2 风电塔筒尺寸示意图 (a) 及计算简图 (b)

Fig. 2 Dimensions of the wind turbine tower (a) and the tower's sketch for calculation (b)

### 2.1 单元及纤维划分

众多学者在桥梁高墩的研究中使用纤维梁柱单元进行建模。曹雨奇等 (2018) 在体外预应力混凝土风力发电塔的研究中指出纤维梁柱单元建模技术可在相似结构的分析中使用。为确保模型的准确性, 本文根据前人的建模理论, 使用基于位移的纤维梁柱单元模拟筒身, 沿高度方向每  $5\text{ m}$  划分一个单元, 其中钢混过渡段单独设置一个单元, 其长度为  $1.5\text{ m}$ , 每个单元设置两个积分截面; 单元截面使用纤维截面进行模拟, 混凝土筒段沿圆周方向划分 120 个纤维, 径向划分 6 个, 共计 720 个纤维; 钢筒段和过渡段沿圆周方向划分 120 个纤维, 径向划分 1 个, 共计 120 个纤维; 混凝土筒段的纵向钢筋根据内外圈钢筋的数目、截面面积以及位置建立相应的纤维, 如图 3 所示。

### 2.2 材料本构参数

混凝土段纤维截面根据约束条件分为保护层混凝土和核心区混凝土, 其材料强度等级为 C60,

选用 OpenSees 材料库中的 Concrete 02 材料进行模拟，其本构参数选择 Kent - Scott - Park 模型 (Scott *et al*, 1982) 计算，该模型考虑了箍筋约束对混凝土强度的增强作用。混凝土筒段钢筋的强度等级为 HRB400，钢筒段钢材为 Q345 钢，两者用材料库中的 Steel 02 材料进行模拟，本构参数选用 Giuffre - Menegotto - Piano 模型 (Menegotto, Pinto, 1973) 进行计算。两种模型的本构关系如图 4a、b 所示， $\varepsilon_0$  为混凝土峰值应变， $\varepsilon_u$  为混凝土极限压应变， $f_c$  为混凝土抗压强度， $f_{cu}$  为极限抗压强度， $E_c$  为混凝土弹性模量， $E_{tc}$  为受拉软化刚度， $\lambda$  为卸载刚度比， $f_t$  为抗拉强度， $f_y$  为屈服强度， $E$  为弹性模量， $E_p$  为屈服后的模量，各参数具体值见表 1、2。

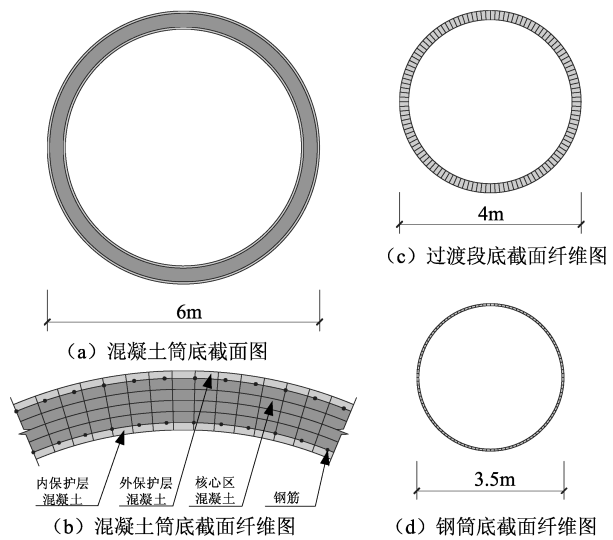


图 3 各筒段纤维截面图

Fig. 3 Fiber cross - section of each tube segment

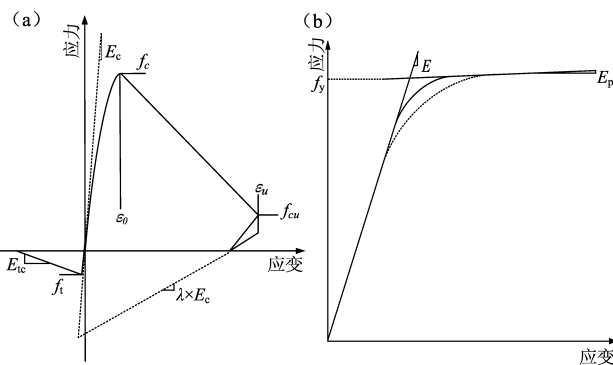


图 4 混凝土 (a) 和钢筋 (b) 本构关系

Fig. 4 The concrete constitutive relation (a) and the reinforcement constitutive relation (b)

表 1 Concrete 02 材料本构参数

Tab. 1 Constitutive parameters of material Concrete 02

构件	OpenSees 材料模型	$f_c$ / MPa	$f_t$ / MPa	$\varepsilon_0$	$\varepsilon_u$
混凝土筒	Concrete 02	38.5	2.85	0.002	0.003 3

表 2 Steel 02 材料本构参数

Tab. 2 Constitutive parameters of material Steel 02

构件	OpenSees 材料模型	$f_t$ / MPa	$E$ / MPa	屈服后 刚度比
钢筋	Steel 02	400	$2.0 \times 10^5$	0.01
钢筒及过渡段	Steel 02	345	$2.06 \times 10^5$	0.01

2.3 Pushover 分析及损伤极限状态的确定

结构的损伤指标是用来定义结构损伤状态的物理量，它代表着结构的抗震能力。在地震易损性研究中常用的损伤指标有位移指标、曲率指标等。多数桥梁高墩的研究表明 (梁智珪, 2007; 肖明洋, 2013; 赵志宏, 2021; 石岩等, 2022)，高墩在地震作用下会产生高阶振型效应，此时墩顶位移与控制截面曲率不再满足对应关系，如果采用位移损伤指标进行地震易损性分析则会有较大误差，此时结构的损伤状态不能通过位移指标表现。而风电塔筒与高墩类似，具有周期长、柔度大的特性，位移指标不能充分体现塔筒的损伤状态。从材料角度来看，材料应变可以充分反应结构的弹塑性损伤状态，但其计算量庞大，需要分析结构中每根纤维的响应；为简化计算，本文选用可以体现应变关系的截面曲率作为结构损伤指标。相关研究 (王浩, 2020; 丁立勇, 2018) 表明，在地震作用下塔筒基底位置的损伤程度最大，因此，本文选取塔筒底截面作为控制截面进行地震易损性分析。

对模型进行推覆分析 (Pushover 分析) 得到基底剪力与顶点位移曲线如图 5a 所示。Pushover 分析采用顶点位移加载模式，当加载至倾覆时，分析塔筒的变形和应力应变可知，筒身底部位置处变形最为显著，钢筒段及钢混过渡段不会发生屈曲破坏，由此可知，塔筒的脆弱部位在底部。根据基底剪力与顶点位移曲线的特性，提取出 4 个性能点分别对应 4 种极限状态  $LS_i$ ，同时参考《建 (构) 筑物地震破坏等级划分》(GB/T 24335—

2009) 中的定义将塔筒的损伤状态划分为完好、轻微损伤、中等损伤、严重损伤、完全破坏 5 种损伤状态, 各极限状态对应的曲率值见图 5b, 各损伤状态描述见表 3。

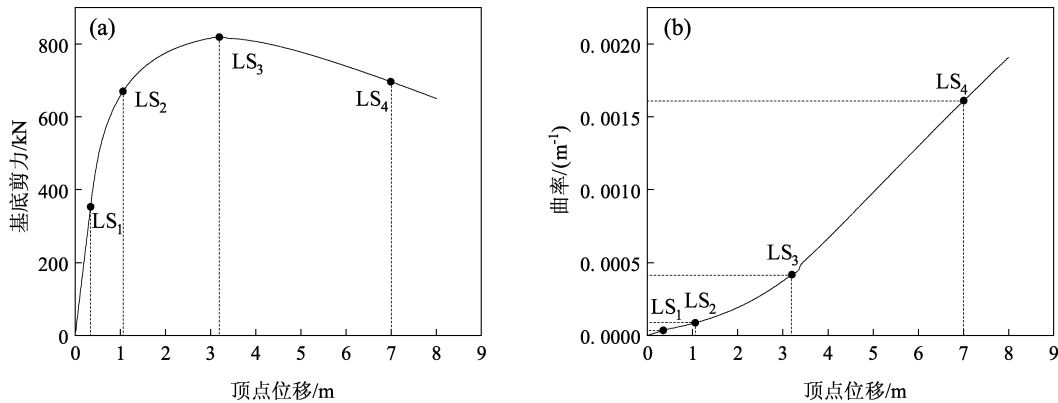


图 5 基底剪力与顶点位移 (a) 和曲率与顶点位移 (b) 曲线  
Fig. 5 Base shear vs vertex displacement (a) and curvature vs vertex displacement (b)

表 3 不同损伤状态特征描述  
Tab. 3 Description of each damage state

损伤状态	损伤特征	曲率延性比限值 $\mu_{\phi}$
完好	筒身无明显裂缝, 荷载位移曲线呈线性	$\mu_{\phi} < 1$
轻微损伤	筒身出现裂缝, 外缘受拉钢筋首次屈服	$1 \leq \mu_{\phi} < 2.59$
中等损伤	外层混凝土脱落, 筒身产生非线性变形, 荷载达到峰值	$2.59 \leq \mu_{\phi} < 12.40$
严重损伤	核心区混凝土开裂, 钢筋大量屈服或钢筒开始屈服, 筒身承载力开始下降	$12.40 \leq \mu_{\phi} < 48.17$
完全破坏	混凝土压碎、钢筋达到极限应变或钢筒发生屈曲	$\mu_{\phi} \geq 48.17$

3 易损性分析中主要参数确定及处理

3.1 地震波选取

对于增量动力分析而言, 地震波的选择对模拟结果有较大影响。为使模拟结果更加精准, 本文根据地震波的峰值、频谱特性、持时三种特性, 结合《建筑抗震设计规范》(GB 50010—2010), 从美国太平洋地震工程研究中心 (PEER) 强震数据库中选取 80 条地震波记录, 根据各主要振型周期内加速度值相差不超过 20% 的原则 (谢丰蔚, 2015), 从中挑选出 20 条与设计反应谱相匹配的地震波记录 (表 4) 做谱分析, 其反应谱曲线如图 6 所示。

3.2 地震动强度参数的确定

目前结构地震易损性分析中大多采用地面峰值加速度  $PGA$  和谱加速度  $S_a$ , 其中  $PGA$  的应用最为广泛。叶列平等 (2009) 的研究指出, 在中长周期范围, 结构地震响应与  $PGA$  的相关程度较小,  $PGA$  无法较好地模拟中长周期结构的地震响应,

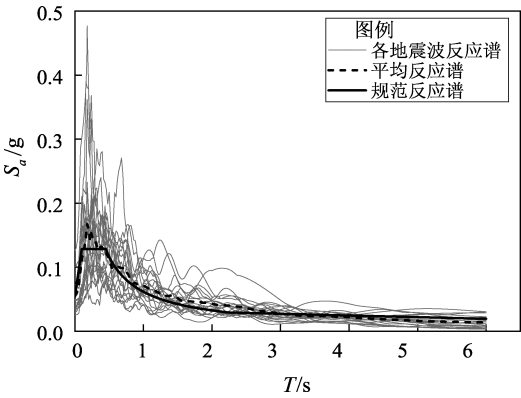


图 6 20 条与设计反应谱相匹配的地震波反应谱图  
Fig. 6 20 seismic Vespone spectra matching the designed response spectra

而  $S_a$  又不太适合在多自由度结构地震响应分析中使用。张超和申彦利 (2017) 提出了一种考虑结构前两阶振型影响的复合地震动强度参数  $IM_{11\&2E}$ , 其表达式为:

$$IM_{11\&2E} = S_{di}(T_1, \xi, d_y) \times \sqrt{1 + \left[ \frac{PF_2 \cdot S_{de}(T_2, \xi)}{PF_1 \cdot S_{di}(T_2, \xi, d_y)} \right]} \quad (1)$$

表 4 20 条与设计反应谱相匹配的地震波详情  
Tab. 4 Details of 20 seismic waves matching the designed response spectra

地震编号	地震名称	时间	测站名称	震级 ( $M_s$ )
28	Parkfield	1966	Cholame - Shandon Array #12	6. 19
93	San Fernando	1971	Whittier Narrows Dam	6. 61
470	Morgan Hill	1984	San Juan Bautista_24 Polk St	6. 19
880	Landers	1992	Mission Creek Fault	7. 28
1170	Kocaeli_Turkey	1999	Mecidiyekoy	7. 51
1190	Chi - Chi_Taiwan	1999	CHY019	7. 62
1573	Chi - Chi_Taiwan	1999	TTN020	7. 62
2500	Chi - Chi_Taiwan - 03	1999	CHY088	6. 2
2611	Chi - Chi_Taiwan - 03	1999	TCU056	6. 2
2621	Chi - Chi_Taiwan - 03	1999	TCU070	6. 2
2644	Chi - Chi_Taiwan - 03	1999	TCU106	6. 2
2699	Chi - Chi_Taiwan - 04	1999	CHY024	6. 2
2785	Chi - Chi_Taiwan - 04	1999	HWA037	6. 2
2881	Chi - Chi_Taiwan - 04	1999	TCU106	6. 2
3328	Chi - Chi_Taiwan - 06	1999	HWA011	6. 3
4205	Niigata_Japan	2004	NIG015	6. 63
4216	Niigata_Japan	2004	NIG026	6. 63
4230	Niigata_Japan	2004	NIGH13	6. 63
5261	Chuetsu - oki_Japan	2007	NIG015	6. 8
8127	Christchurch_New Zealand	2011	SBRC	6. 2

式中： $PF_1$  为第一阶振型影响参与系数； $PF_2$  为第二阶振型影响参与系数； $S_{di}(T_1, \xi, d_y)$  为第一振型所对应的非弹性位移谱值； $S_{de}(T_2, \xi)$  为第二振型所对应的弹性位移谱值。该强度参数综合考虑结构第一振型所对应的非弹性移谱值  $S_{di}(T_1, \xi, d_y)$  和第二振型所对应的弹性位移谱值  $S_{de}(T_2, \xi)$ ，对中长周期结构的抗震性能评估具有良好的适用性，能更加准确地评估塔筒的抗震性能。因此，本文选取复合地震动强度参数  $IM_{11\&2E}$  作为地震动强度参数进行地震易损性分析。对模型进行模态分析并结合前文的 Pushover 分析结果得到其动力特性参数（表 5）。

表 5 模型动力特性参数表

Tab. 5 Dynamic characteristic parameters of the model

塔筒高度	基本周期	第二周期	第一振型质量参与系数	第二振型质量参与系数	屈服位移
/m	/s	/s	(%)	(%)	/m
121.5	3.83	0.89	42.0	26.0	1.06

3.3 增量动力分析

对选取的 20 条地震动进行调幅处理，调幅后的峰值地面加速度分别为 0.05 g, 0.1 g, 0.15 g,

0.2 g, …, 1.0 g, 调幅步长为 0.05 g。利用调幅后得到的 400 条地震动记录进行增量动力分析 (IDA)，地震动采用基底一致激励方式沿 X 方向单向输入，记录结构在不同地震动作用下控制截面的响应。以地震动强度参数  $IM_{11\&2E}$  为横坐标，以曲率为纵坐标，得到 IDA 曲线如图 7 所示。

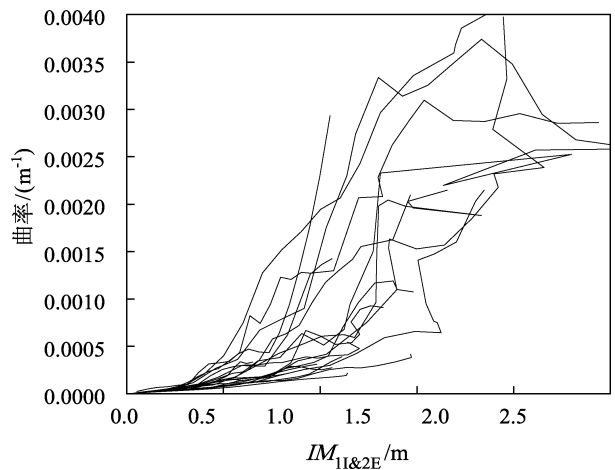


图 7 20 条地震动作用下塔筒  $IM_{11\&2E}$  - 曲率 IDA 曲线  
Fig. 7  $IM_{11\&2E}$  - curvature IDA curves of the tower when inputting 20 ground motions

### 3.4 概率地震需求分析

将增量动力分析得到地震动强度参数与截面曲率形成的 400 个离散数据点在对数坐标系中表示,如图 8 所示,并对其进行二次多项式回归拟合,建立控制截面曲率与复合地震动强度参数间的函数关系式:

$$\ln(\varphi) = 0.168 [\ln(IM_{11\&2E})]^2 + 1.84(IM_{11\&2E}) - 7.61 \quad (2)$$

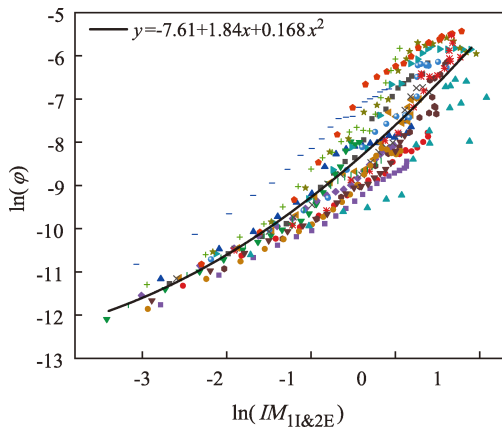


图 8 400 个离散数据点拟合

Fig. 8 Fitting of 400 discrete data points

## 4 风电塔筒的地震易损性分析

### 4.1 地震易损性曲线建立

结构的地震易损性可以描述为结构或构件在地震作用下地震需求超越抗震能力的概率,是一种基于概率的结构抗震性能评估方法,可表示为:

$$F(v) = P_f[L_s | IM = y] = P[C \leq D | IM = y] \quad (3)$$

式中:  $L_s$  为极限状态;  $C$  代表结构能力;  $D$  代表结构需求。通常认为  $C$  和  $D$  是两个独立的随机变量,二者均服从对数正态分布 (Choi *et al*, 2003), 则上式可以转化为:

$$P_f = \Phi \left( \frac{\ln S_d - \ln S_c}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}} \right) \quad (4)$$

式中:  $\Phi(\cdot)$  表示标准正态分布函数;  $S_d$  表示结构需求均值、 $S_c$  表示结构能力均值;  $\beta_d$  为结构需求对数标准差;  $\beta_c$  为结构能力对数标准差; 其中  $\beta_d$

根据地震需求模型求得,  $\beta_c$  根据 Wen 等 (2003) 的研究取值为 0.3。将由 IDA 方法得出的地震动强度与结构需求之间的关系式代入式 (4) 中即可得塔筒在不同地震动强度下的损伤超越概率:

$$P_f = \Phi \left( \frac{\ln(\varphi) - \ln S_c}{\sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}} \right) \quad (5)$$

### 4.2 地震易损性分析结果

由塔筒地震易损性曲线 (图 9) 可知, 各损伤状态的超越概率与复合地震动强度参数  $IM_{11\&2E}$  呈正相关性, 轻微损伤曲线与中等损伤曲线在一定范围内迅速上升, 而严重损伤状态曲线和完全破坏状态曲线较为平缓, 说明塔筒有较好的抗震能力。  $IM_{11\&2E}$  相同时, 塔筒出现发生轻微损伤、中等损伤、严重损伤、完全破坏的概率逐步降低。当  $IM_{11\&2E} < 0.1$  时, 塔筒各损伤状态的概率基本为零; 当  $0.2 < IM_{11\&2E} < 0.5$  时, 塔筒发生中等损伤的概率明显上升。

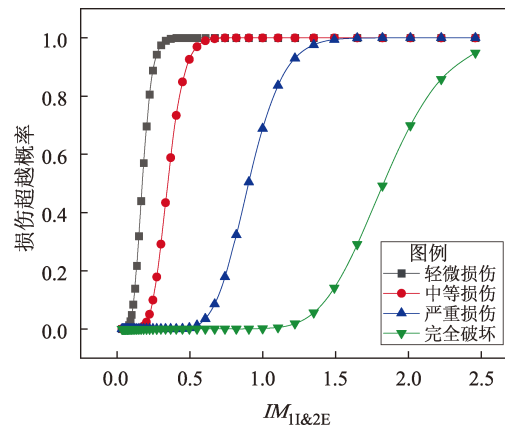


图 9 塔筒地震易损性曲线

Fig. 9 Seismic vulnerability curves of the tower barrel

该风电塔所在区域为Ⅶ度设防区 (0.15 g), 由式 (1) 可计算出其地震动强度参数  $IM_{11\&2E}$  值为 0.25, 由图 9 可知塔筒发生轻微损伤的概率为 89%, 发生中等损伤的概率为 11%, 其它损伤状态概率基本为 0; 结合表 3 中的描述可知结构几乎处于弹性工作状态, 发生中等损伤的概率比较低, 即使发生轻微损伤, 其基本使用功能也不受影响, 处于稍加修理继续使用状态, 满足“中震可修”的要求。

在Ⅶ度罕遇地震下 ( $0.22\text{ g}$ ),  $IM_{11\&2E} = 0.37$ , 塔筒发生轻微损伤和中等损伤的概率分别为 99.6%、58.8%, 其它损伤状态概率基本为 0, 发生倒塌的可能性很小, 满足“大震不倒”的要求, 由此可以认为该风电塔筒可以满足Ⅶ度抗震设防区的抗震要求。

在Ⅷ度罕遇地震下 ( $0.4\text{ g}$ ),  $IM_{11\&2E} = 0.68$ , 塔筒发生轻微损伤、中等损伤、严重损伤、完全破坏的概率分别为 100%、99.7%、9.78%、0, 在此条件下, 塔筒会发生一定程度的损伤, 但倒塌的可能性很低, 需要综合考虑经济成本及经济效益合理选择抗震设计。

## 5 结论

本文基于弹塑性纤维梁柱单元理论建立了某钢-混凝土风电塔筒二维数值模型, 以复合参数  $IM_{11\&2E}$  作为地震动强度指标, 以截面曲率作为损伤指标, 用增量动力分析方法建立了塔筒在 20 条地震波作用下的易损性曲线, 根据易损性分析结果得出如下结论:

(1) 塔筒的损伤程度与地震动强度参数呈正相关态势, 在相同地震动强度参数下, 塔筒发生轻微损伤、中等损伤、严重损伤和完全破坏的概率依次减小。

(2) 该风电塔所在区域地震动强度参数  $IM_{11\&2E}$  值为 0.25, 塔筒轻微损伤的概率为 89%, 发生中等损伤的概率为 11%, 其它损伤状态概率基本为 0, 可以满足该地区抗震设防要求。

(3) 在Ⅷ度罕遇地震 ( $0.4\text{ g}$ ) 作用下塔筒会发生一定程度的损伤, 对于高烈度地区的风电塔, 建议综合考虑经济成本及经济效益, 合理选择抗震设计。

## 参考文献:

曹雨奇, 阳荣昌, 刘慧群, 等. 2018. 体外预应力混凝土风力发电塔筒地震易损性分析[J]. 同济大学学报(自然科学版), 46(11): 1501-1507.

Cao Y Q, Yang R C, Liu H Q, et al. 2018. Seismic fragility analysis for external prestressed concrete wind tower[J]. Journal of Tongji University(Natural Science), 46(11): 1501-1507. (in Chinese)

戴靠山, 毛振西, 赵志, 等. 2018. 不同频谱特性地震动下某风电塔筒应振台试验研究[J]. 工程科学与技术, 50(3): 125-133.

Dai K S, Mao Z X, Zhao Z, et al. 2018. Shaking table test study on seismic responses of a wind turbine under ground motions with different spectral characteristics[J]. Advanced Engineering Sciences, 50(3): 125-133. (in Chinese)

丁立勇. 2018. 基于 IEM 效应的混凝土塔筒动态损伤机理研究[D]. 郑州: 华北水利水电大学.

Ding L Y. 2018. Study on dynamic damage mechanism of concrete tower based on IEM effect[D]. Zhengzhou: North China University of Water Resources and Electric Power. (in Chinese)

梁睿. 2019. 风电机组混凝土塔筒受力机理及模型试验研究[D]. 郑州: 华北水利水电大学.

Liang R. 2019. Research on the mechanism of stress and model test of concrete tower of wind turbine[D]. Zhengzhou: North China University of Water Resources and Electric Power. (in Chinese)

梁智堉. 2007. 非规则高墩桥梁抗震设计理论研究[D]. 上海: 同济大学.

Liang Z Y. 2007. Study on seismic design theory of irregular girder bridges with high piers[D]. Shanghai: Tongji University. (in Chinese)

石岩, 张智超, 李军, 等. 2022. 考虑内力状态的大跨高墩连续刚构桥地震易损性分析[J]. 地震研究, 45(1): 8-16.

Shi Y, Zhang Z Ch, Li J, et al. 2022. Seismic fragility of the long-span, continuous, rigid-frame bridge with high-rise pier involving the state of the internal force[J]. Journal of Seismological Research, 45(1): 8-16.

王浩. 2020. 钢-混凝土组合塔筒振动损伤机理研究[D]. 郑州: 华北水利水电大学.

Wang H. 2020. Research on Vibration damage Mechanism of Steel-concrete composite tower[D]. Zhengzhou: North China University of Water Resources and Electric Power. (in Chinese)

肖明洋. 2013. 高墩混凝土连续刚构桥地震易损性分析[D]. 成都: 西南交通大学.

Xiao M Y. 2013. Seismic vulnerability analysis for concrete continuous rigid bridge with high piers[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University. (in Chinese)

谢丰蔚. 2015. 地震动记录选择和调幅方法的研究及评价[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学.

Xie F W. 2015. Study and evaluation on selecting and scaling of ground motions[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology. (in Chinese)

叶列平, 马千里, 缪志伟. 2009. 结构抗震分析用地震动强度指标的研究[J]. 地震工程与工程振动, 29(4): 9-22.

Ye L P, Ma Q L, Miao Z W. 2009. Study on earthquake intensities for seismic analysis of structural[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 29(4): 9-22. (in Chinese)

张超, 申彦利. 2017. 高墩抗震性能评估的适用地震动强度参数研究[J]. 防灾减灾工程学报, 37(1): 9-16.

Zhang C, Shen Y L. 2017. Research on appropriate intensity measure of tall pier seismic performance estimation[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 37(1): 9-16. (in Chinese)

赵志宏. 2021. 桥梁高墩地震易损性分析的适用损伤指标研究[D].

- 邯郸;河北工程大学.
- Zhao Z H. 2021. Research on damage Index for seismic fragility analysis of high bridge pier[D]. Handan: Hebei University of Engineering. (in Chinese)
- GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].
- GB 50011—2010, Code for seismic design of buildings[S]. (in Chinese)
- GB/T 24335—2009, 建(构)筑物地震破坏等级划分[S].
- GB/T 24335—2009, Classification of buildings for earthquake damage[S]. (in Chinese)
- Choi E, DesRoches R, Nielson B. 2003. Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones[J]. *Engineering Structures*, 26(2): 187–199.
- Global Wind Energy Council. 2003. Global Wind Energy Report 2023[R].
- Menegotto M, Pinto P E. 1973. Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non – elastic behavior of elements under normal force and bending[R]. Preliminary Report IABSE.
- Patil A, Jung S, Kwon O S. 2016. Structural performance of a parked wind turbine tower subjected to strong ground motions[J]. *Engineering Structures*, 120: 92–102.
- Scott B D, Park R, Priestley M J N. 1982. Stress – strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates[J]. *Acı Structural Journal*, 79(1): 13–27.
- Wen Y K, Ellingwood B R, Veneziano D, *et al.* 2003. Uncertainty modeling in earthquake engineering(white paper)[R]. ProjectFD – 2 Report. Mid – America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana – Champaign, Urbana, Illinois.

## Seismic Vulnerability Analysis of Steel – concrete Hybrid Wind Turbine Tower Based on Incremental Dynamic Analysis

SHEN Yanli<sup>1,2</sup>, CHENG Jianhu<sup>1</sup>, ZHANG Weijie<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Hebei University of Engineering, Handan 056038, Hebei, China)

(2. Hebei Provincel Prefabricated Structure Technology Innovation Center, Handan 056038, Hebei, China)

### Abstract

Based on the theory of the elastic – plastic fiber – beam – column element, a two – dimensional numerical model of a steel – concrete hybrid wind turbine tower is established to study the tower's aseismic performance. The limit values of five damage states of the tower are determined according to the results from the pushover analysis, then the sectional curvature is used as the structural demand parameter, and  $IM_{11&2E}$ , which considers the higher order modes, is used as the composite ground motion intensity parameter. Twenty ground motion records are selected for the incremental dynamic analysis of the tower to establish the seismic vulnerability curves of the tower for the evaluation of the seismic performance of the tower. The results show that the hybrid tower model can meet the aseismic requirements for an Intensity VII (0.15 g) earthquake, and a special aseismic design should be taken into account when the tower is under the action of rare earthquakes (Intensity VIII or over) or when the tower is located in the higher intensity areas.

**Keywords:** wind turbine tower; incremental dynamic analysis; higher order modes; structural demand; seismic vulnerability