

黄建铭,刘翔,王香菇,等.考虑网壳结构失效特征的修正 Park-Ang 地震损伤评估研究[J].地震工程学报,2025,47(2):468-479.DOI:10.20000/j.1000-0844.20231125001

HUANG Jianming,LIU Xiang,WANG Xiangru,et al.Seismic damage assessment of reticulated shell structures using a modified Park-Ang model with consideration of failure characteristics[J].China Earthquake Engineering Journal,2025,47(2):468-479.DOI:10.20000/j.1000-0844.20231125001

考虑网壳结构失效特征的修正 Park-Ang 地震损伤评估研究

黄建铭¹, 刘翔², 王香菇³, 刘涛⁴

(1. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400044;

2. 中国建筑第八工程局第一建设有限公司, 山东 济南 250000

3. 四川革震科技有限公司, 四川 成都 611430;

4. 中铁二十二局集团有限公司市政工程公司, 广东 广州 510000)

摘要: 为研究三维地震作用下网壳结构损伤程度,基于增量动力分析(IDA)方法对网壳结构两种典型失效特征进行分析并加以讨论。通过修正 Park-Ang 地震损伤模型公式相关参数项,考虑结构变形和能量两个动力响应指标的影响,建立网壳结构损伤判别准则,提出网壳结构不同失效状态对应的损伤性能水准。结果表明:网壳结构的失效破坏特征分为动力强度失效和动力失稳失效,修正的 Park-Ang 地震损伤模型可较好地评估这两种失效模式的损伤程度,网壳结构失效时的损伤值收敛于 1.00 且离散性较小。网壳结构的破坏程度可以划分为基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏和倒塌,对应的损伤界限值分别为 0、0.15、0.65、1.00。根据规范要求,选取四条不同类型地震波加以验证,证明修正的 Park-Ang 地震损伤模型能够较好地考虑位移与耗能的耦合效应,对网壳结构整体损伤评估更为合理。

关键词: 网壳结构; 地震损伤模型; 损伤评估; 性能水准

中图分类号: TH212; TH213.3

文献标志码: A

文章编号: 1000-0844(2025)02-0468-12

DOI:10.20000/j.1000-0844.20231125001

Seismic damage assessment of reticulated shell structures using a modified Park-Ang model with consideration of failure characteristics

HUANG Jianming¹, LIU Xiang², WANG Xiangru³, LIU Tao⁴

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400044, China;

2. The First Company of China Eighth Engineering Bureau Ltd., Jinan 250000, Shandong, China;

3. Sichuan Gezhen Technology Co., Ltd., Chengdu 611430, Sichuan, China;

4. China Railway 22nd Bureau Group Corporation Limited, Guangzhou 510000, Guangdong, China)

Abstract: To evaluate the damage degree of reticulated shell structures under 3D seismic action,

收稿日期: 2023-11-25

第一作者简介: 黄建铭(1996—),男,四川安岳人,博士研究生,研究方向为动力研究。E-mail:1368960034@qq.com。

通信作者: 刘翔(1997—),男,河南平顶山人,硕士,主要研究方向为结构动力研究。E-mail:liuxiang5511@163.com。

two typical failure characteristics of these structures were analyzed using the incremental dynamic analysis method. By modifying relevant parameters in the formula of the Park-Ang seismic damage model, a damage assessment criterion was developed, incorporating two dynamic response indexes: structural deformation and energy. Moreover, damage performance levels corresponding to various failure states of reticulated shell structures were proposed. Results indicate that the failures of reticulated shell structures can be classified into dynamic strength failure and dynamic instability failure. The modified Park-Ang seismic damage model effectively evaluates the damage degree for these failure modes, with the damage value converging to 1.00 and exhibiting minimal dispersion. The damage degree of reticulated shell structures can be categorized into five levels: basically intact, slight damage, moderate damage, severe damage, and collapse, with corresponding damage limits of 0, 0.15, 0.65, and 1.00, respectively. Finally, by verifying the model with four different types of seismic waves that satisfy the specification, the modified Park-Ang seismic damage model effectively accounts for the coupling effect of displacement and energy consumption, providing a more accurate assessment of the overall damage to reticulated shell structures.

Keywords: reticulated shell structure; seismic damage model; damage assessment; performance level

0 引言

基于传统抗震设计理念所设计的结构在遭遇强震作用时会出现比预期更为严重的损毁情况。作为重点抗震设防的结构,大跨度空间网壳结构的安全性不言而喻^[1-4],因此对结构进行准确的损伤性能评估是当前研究的热点^[5-7]。在现有的损伤模型中,单一考虑结构位移响应指标或仅通过构件塑性耗能指标建立的损伤模型都不能较好地描述结构的损伤行为^[8-10]。对于结构抗震^[11-13],性能导向的抗震设计理念及其状态划分已广泛应用于多种结构体系。Park-Ang 地震损伤模型能够体现出结构损伤过程中能量与变形耦作用的合影响^[14],但该模型在计算构件弹性工作阶段的损伤指数不为零,使得损伤值偏大,在构件完全损伤时计算得到的损伤值超过了理论规定的最大值。为改进传统 Park-Ang 地震损伤模型的缺点,相关学者做出了诸多地努力:Chai 等^[15]将损伤模型累积耗能项的分子中减去了单调加载下的耗能值,对损伤模型进行修正以实现损伤指数收敛于 1.0;Jiang 等^[16]改进了组合系数取值以解决现有 Park-Ang 模型上下界不收敛问题;王东升等^[17]和陈林之等^[18]提出在能量参数项中减去构件的弹性阶段耗能,使得该损伤模型的收敛性得到改善;杜文风等^[19]基于原始的损伤模型,耦合耗能项与位移项的影响,建立了适用于钢结构的双参数地震损伤模型;付国等^[20]基于构件的有效耗能对损伤模型进行改进,考虑了不同幅值作用下构件滞回耗能中的有效耗能比例;Ghosh 等^[21]将等效单自由度体系理论和 Park-Ang 双参数模型结合改进损伤

模型,并应用在描述结构损伤中;门进杰等^[22]对 Park-Ang 模型进行修正,研究了适用于 RCS 混合框架在地震下的损伤情况;尚庆学等^[23]和彭修宁^[24]基于 Park-Ang 损伤模型研究剪力双参数损伤模型,得到剪力墙不同损伤程度的对应损伤指数范围。这些损伤模型通常应用于混凝土结构或构件当中,在钢结构领域应用较少,对于损伤模型的收敛性问题仍有待继续研究,以期该模型能够更准确地描述结构或构件的损伤行为。

本文基于传统 Park-Ang 地震损伤模型,针对不收敛问题,对损伤模型中位移项与耗能项两项参数进行修正,并对损伤模型公式中的组合系数值进行拟合,提出了适用于网壳结构的修正 Park-Ang 地震损伤模型。通过研究网壳结构两种典型的失效模式并对网壳结构损伤值进行分析,基于性能水准划分准则,提出网壳结构在不同失效状态下的损伤指数变化范围。最后结合损伤值与动力响应关系,验证了修正 Park-Ang 地震损伤模型的适用性和合理性。

1 网壳结构修正 Park-Ang 损伤模型

1.1 损伤模型修正

传统 Park-Ang 地震损伤模型公式为:

$$D_{\text{Park-Ang}} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE}{F_y \delta_u} \quad (1)$$

式中: $D_{\text{Park-Ang}}$ 为损伤指数; δ_m 为构件的最大变形位移; δ_u 为单调加载下构件的极限变形位移; $\int dE$ 为累

积滞回耗能; F_y 为构件的屈服荷载; β 为考虑混凝土构件尺寸和配筋率的组合系数公式。

对传统 Park-Ang 模型修正结果较为准确的为 Kumar 等^[25] 基于大量的混凝土构件试验结果得到的位移项与耗能项的修正模型, 该修正模型同时考虑了构件在屈服阶段的位移与耗能的影响, 并且修正组合系数使模型中的两个参数不再是线性关系, 可以表示为:

$$D_{\text{Kumar}} = (1 - \beta_1) \sum_{j=1}^{N_j} \left(\frac{\delta_{m,j} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \right)^c + \beta_1 \sum_{j=1}^N \left(\frac{E_i}{Q_y (\delta_u - \delta_y)} \right)^c \quad (2)$$

式中: E_i 为第 i 个半滞回环的能量; $\delta_{m,j}$ 为第 j 个半循环产生的最大位移; N 为滞回圈数; N_j 为第一次达到 δ_j 时滞回环的圈数; Q_y 为构件的屈服荷载; β_1 为正系数。

结合成功用于钢结构中的损伤模型修正过程, 当地面峰值加速度 (Peak Ground Acceleration, PGA) 较小时, 网壳结构处于线弹性工作阶段, 在结构的动位移未达到屈服位移之前, 损伤模型中不考虑位移项的影响, 仅从能量的角度考虑网壳结构的损伤。当 PGA 较大, 网壳结构的最大位移超过了屈服位移时, 则考虑损伤模型中的位移项与耗能项的共同影响。损伤模型中耗能项定义为网壳结构在弹塑性阶段中的非弹性耗能与静载作用下的非弹性耗能 $[R_y(d_u - d_y)]$ 之比。对网壳结构修正 Park-Ang 模型中的组合系数取值进行拟合确定, 修正后的损伤模型表达式为:

$$D_K = (1 - B) \frac{d_m - d_y}{d_u - d_y} + B \frac{\int dE_K}{R_y(d_u - d_y)} \quad (3)$$

$$d_m = \begin{cases} d_y & (d_m \leq d_y) \\ d_m & (d_m > d_y) \end{cases}$$

式中: D_K 为修正损伤指数; B 为待定的组合系数值; d_m 为结构的最大动力位移; R_y 为网壳屈服承载力; d_u 为结构在静载下的极限位移; d_y 为结构在静载作用下的屈服位移, 采用文献^[26] 中方法进行确定。

本文选取凯威特型 K6N8 球面网壳结构, 如图 1 所示。考虑网壳跨度分别为 40 m、45 m、50 m, 矢跨比分别选取为 1/7、1/6、1/5、1/4、1/3, 荷载取 0.5 kN/m², 截面参数分别为 $\Phi 121 \text{ mm} \times 4 \text{ mm}$ 、 $\Phi 114 \text{ mm} \times 4.5 \text{ mm}$ 、 $\Phi 102 \text{ mm} \times 5 \text{ mm}$ 、 $\Phi 95 \text{ mm} \times 5.5 \text{ mm}$, 阻尼比为 0.02, 周边支座为固定端约束 (算例命名: K 编号-跨度-矢跨比, 截面参数); 选取地震波为 El-Centro

波前 20 s, 时间间隔 0.02 s。地震加速度时程曲线按照 $X:Y:Z=1:0.85:0.65$ 进行调幅输入, 其中 X 、 Y 、 Z 分别表示地震波的南北向、东西向、竖向记录。

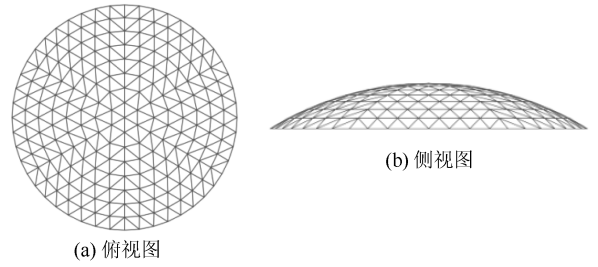


图 1 网壳结构模型图

Fig.1 Model diagram of reticulated shell structure

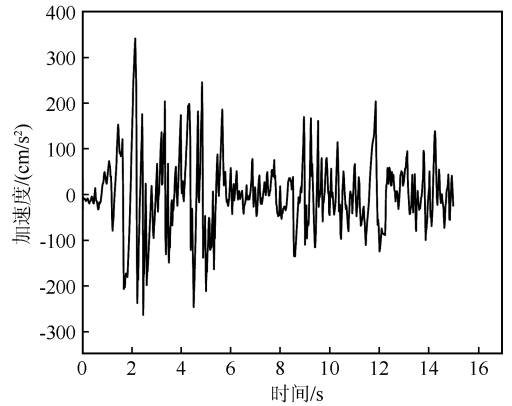


图 2 El-Centro 波地震加速度时程曲线

Fig.2 Acceleration time history curve of El-Centro wave

图 3(a)、(b) 分别为跨度 50 m, 矢跨比为 1/5, 杆件截面 $\Phi 95 \text{ mm} \times 5.5 \text{ mm}$ 的单层网壳结构地震能量时程曲线与耗能占比曲线。由图 3(a) 可以看出, 当 PGA 为 0.15g 时, 整个地震持时中结构弹性应变能在结构总应变能中所占的比例较小, 结构的总变能与塑性耗能曲线相吻合, 且该部分的弹性变形可恢复。根据图 3(b) 可知, 网壳结构处于弹性工作阶段时以弹性应变能为主, 塑性耗能为 0。当杆件开始进入弹塑性阶段时, 出现轻微塑性耗能, 在 0~0.66 s 之间, 塑性耗能占比仅为结构总应变能的 0~7%。在此之后随着杆件进入弹塑性阶段的数量增多, 结构塑性耗能比例逐渐增加。由于所评判网壳结构的损伤为结构在地震作用下的塑性累积损伤, 故在修正 Park-Ang 损伤模型中选取整个过程中的塑性耗能作为结构的累积耗能值。

1.2 修正 Park-Ang 模型组合系数的确定

依据基于性能的抗震设计理论中性能水准划分标准, 损伤指数大于 1 时认为结构发生不可修复的倒塌破坏; 在增量动力分析 (Incremental Dynamic

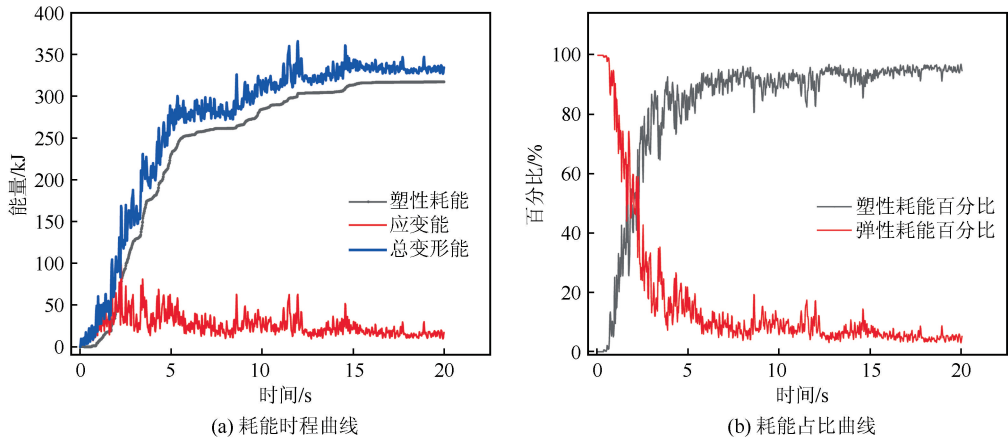


图 3 耗能时程曲线与耗能占比曲线

Fig.3 Energy consumption time history curve and energy consumption proportion curve

Analysi,IDA)过程中以网壳结构最大位移响应达到跨度的 1/100 时作为网壳结构失效破坏的临界指标^[27]。结构组合系数 B 可根据结构达到破坏状态,即损伤指数达到 1.0 时进行反推求得,当 $D_K = 1$ 时,由式(3)可得:

$$B = \frac{R_y(d_u - d_m)}{\int dE_K - R_y(d_m - d_y)} \quad (4)$$

网壳结构在处于极限失效状态时的组合系数值分布如图 4 所示。结构组合系数的均值为 0.491,标准差为 0.053,方差为 0.002 8。该系数作为损伤模型公式中的结构组合系数,简化后损伤模型的计算表达式为:

$$D_K = 0.509 \frac{d_m - d_y}{d_u - d_y} + 0.491 \frac{\int dE_K}{R_y(d_u - d_y)} \quad (5)$$

$$d_m = \begin{cases} d_y & (d_m \leq d_y) \\ d_m & (d_m > d_y) \end{cases}$$

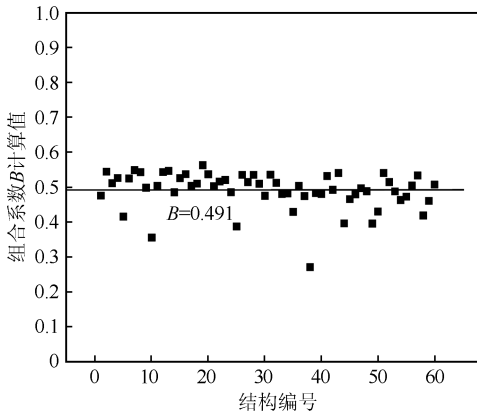


图 4 组合系数值计算结果

Fig.4 Calculation results of combination coefficient values

采用修正后的 Park-Ang 损伤模型计算网壳结构在极限失效状态下的损伤指数,结果分布如图 5

所示,损伤指数均值为 1.009 2,标准差为 0.073,方差为 0.005 3。文献[19]中所采用的双参数损伤模型的损伤指数计算结果分布如图 6 所示,损伤值均值为 1.622 8,标准差为 0.189,方差为 0.036 09,相比之下修正 Park-Ang 损伤模型计算网壳结构极限状态时得到的损伤值离散性更小,准确性更高。

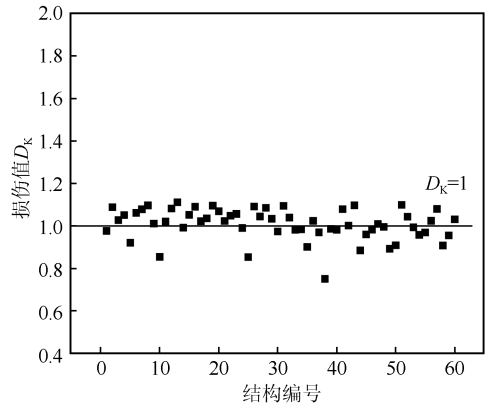


图 5 修正 Park-Ang 模型损伤值分布

Fig.5 Damage value distribution using the modified Park-Ang model

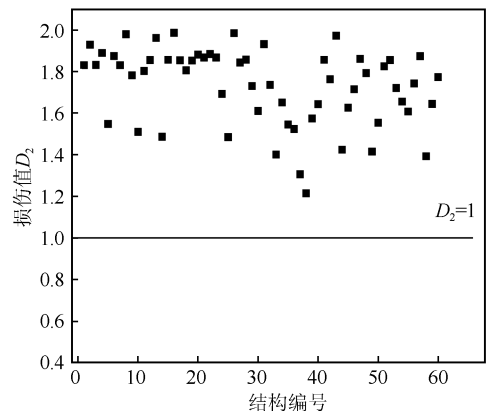


图 6 文献[18]中模型损伤值分布

Fig.6 Distribution of model damage values in reference 18

2 网壳结构修正 Park-Ang 模型性能水准评估

2.1 网壳结构损伤性能水准划分

为便于对建筑结构进行灾害损伤评定、建筑安全鉴定以及震害预测,将结构的震害情况划分为若干等级。根据性能水准划分原则可对结构的破坏程度、安全性以及适用性等方面综合考量^[27]。《建筑

抗震设计规范》^[28]对结构在地震作用下的损坏程度划分为五个等级:基本完好、轻微损坏、中等损坏、严重损坏、倒塌。以网壳结构 K5-40-1/3, $\Phi 121 \text{ mm} \times 4 \text{ mm}$ 的破坏动力损伤值、节点最大位移、塑性杆件比例分布等指标对网壳结构动力损伤进行划分,并给出对应关系,如表 1 所列。

当PGA为0.1g时,结构位移响应约为跨度的

表 1 不同 PGA 下的动力响应以及对应的破坏状态描述

Table 1 Dynamic response and corresponding failure state description under different PGA

PGA/g	位移/mm	位移占比	累积耗能/kJ	D_K	1P比例/%	3P比例/%	5P比例/%	8P比例/%	破坏状态
0.1	30.8	1/1299	0	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	基本完好
0.2	60.8	1/658	21.1	0.001	13.6	6.4	0.3	0.0	轻微破坏
0.3	107.7	1/371	493	0.038	48.8	36.6	13.7	0.8	轻微破坏
0.35	238.0	1/168	1 700	0.425	63.7	53.8	32.7	4.3	中等破坏
0.37	359.8	1/111	3 030	0.799	67.9	59.2	42.4	10.4	严重破坏
0.375	397.9	1/101	3 560	0.921	68.9	60.6	44.7	12.6	严重破坏
0.38	437.6	1/91	4 210	1.055	69.2	62.3	46.8	14.9	倒塌
0.4	2 909.8	1/14	15 000	7.755	78.8	73.3	65.6	48.5	倒塌

1/1 299,结构杆件塑性比例为 0,结构处于线弹性状态,认定为结构基本完好;当 PGA 增大到 0.2g 时,出现 1P、3P 杆件的比例分别为 13.6%、6.4%,5P 和 8P 的比例不足 1%(P 为杆件截面积分点进入塑性状态数量),节点最大位移约为结构跨度的1/658,可视结构为轻微破坏;继续增大 PGA 至 0.35g 时,对应的损伤值为 0.425,节点最大位移约为网壳跨度的1/168,认定结构为中等破坏;当 PGA 增大至 0.35g 以上时,网壳结构最大节点位移达到 360~400 mm,约为跨度的 1/100,损伤值为 0.8~0.9,即认为结构即将达到破坏状态,这一阶段视为结构发生较为严重的破坏。结构在达到破坏时,损伤值大于等于 1,节点最大位移超过跨度的1/100,认定结构失效。

基于对 60 个网壳结构通过 IDA 方法分析得到

的动力响应结果,综合分析得出损伤性能水准划分:当结构的损伤值为 0 时,结构处于线弹性或刚进入弹塑性临界状态,最大节点位移与结构的跨度比约为 1/1 000,塑性杆件比例为 0,结构基本完好;结构的损伤值在 0~0.15 之间可认为结构处于弹塑性工作阶段,最大节点位移与跨度比约在 1/160 以内,结构判定为轻微破坏;结构的损伤值在 0.15~0.65 之间时,结构仍处于弹塑性工作阶段,最大节点位移与跨度比约在 1/120 以内,结构判定为中等破坏;结构的损伤值在 0.65~1 之间时,结构仍处于弹塑性工作阶段的后期阶段,最大节点位移与跨度比在 1/100 以内,结构严重破坏,最终结构大于损伤值则认定结构发生失效破坏(图 7);可见表 2 中以损伤界限值分别为 0、0.15、0.65、1.00 作为损伤量化准则界限值是较为合理的。

表 2 损伤量化准则

Table 2 Damage quantification criteria

破坏状态	网壳响应描述	判别界限	震后措施	最大节点位移与跨度比	损伤值 D_K
基本完好	杆件无屈服情况;维护构件和附属构件几乎无损坏	网壳构件材料屈服之前	不需修缮,可继续使用	$U_{\max} < L/1\ 000$	0
轻微损坏	少量杆件屈服,塑性发展程度较小;附属构件轻微损毁	少量出现 r5P,大量杆件出现 r1P	稍加修缮,不影响继续使用	$L/1\ 000 \leq U_{\max} < L/160$	$0 < D_K \leq 0.15$
中等损坏	杆件出现屈服情况较多,塑性发展逐渐深,个别杆件发生断裂,但结构刚度未明显降低	少量出现 r8P 及 r5P,结构承载力下降较少	需采取适当加固措施后,适当使用	$L/160 \leq U_{\max} < L/120$	$0.15 < D_K \leq 0.65$
严重损坏	大量杆件进入塑性工作阶段,结构刚度明显下降,构件出现大量断裂,位移增加	大量出现 r8P,一定数量杆件失效,结构刚度迅速下降,动位移增大	应排险大修,局部拆除	$L/120 \leq U_{\max} < L/100$	$0.65 < D_K < 1$
倒塌	网壳整体倒塌	结构失效	需拆除	$U_{\max} \geq L/100$	$D_K \geq 1$

2.2 网壳结构动力失效特征

以 K5-40-1/3, $\Phi 121 \text{ mm} \times 4 \text{ mm}$ 网壳结构动力时程分析结果为例,如图 8~11。当 PGA 为 $0.1g$ 时,在 2.48 s 时最大节点位移为 30.77 mm ,结构在平衡位置处振动平稳,塑性杆件比例为 0;当 PGA 增大至 $0.2g$ 时,结构首次出现塑性杆件,表明结构开始产生塑形耗能,耗能值约为 21.1 kJ ,编号为 1350 的节点最大塑性应变为 0.00155 ,在 2.48 s 时节点最大位移达到了 60.8 mm ,结构的耗能和位移等呈现线性增长,结构承载能力有较大盈余。当 PGA 增大至 $0.35g$ 时,节点最大位移达到了 $100 \sim 240 \text{ mm}$,杆件的塑性发展进一步深入,此时网壳结构出现刚度退化现象,耗能曲线斜率开始减小,在结构的下部出现块状或带状塑性区域;当 PGA 达到 $0.38g$ 时,结构节点最大位移为 $359.8 \sim 437.6 \text{ mm}$,超过了网壳结构所规定的位移最大限制,结构的刚度退化明显,塑性杆件的分布区域明显扩大;当 PGA 达到 $0.4g$ 时,结构在 1.68 s 以前处于弹性工作阶段,动位

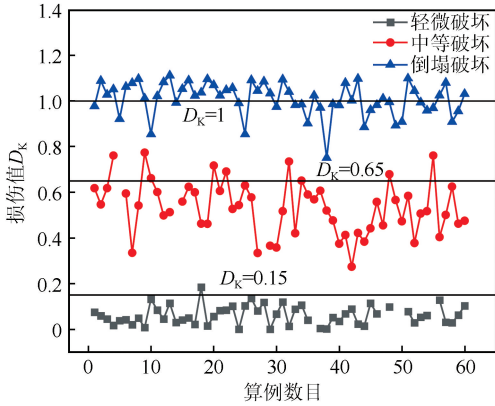


图 7 损伤 D_K 值计算分布

Fig.7 Calculation distribution of damage value D_K

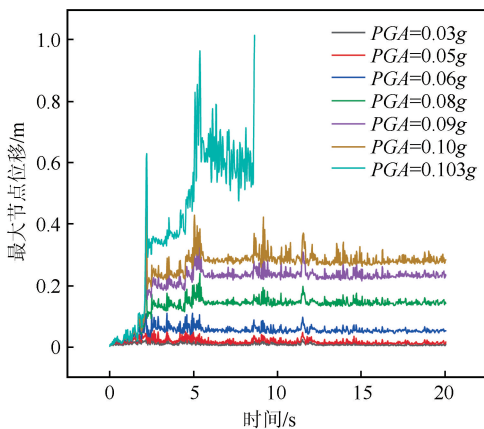


图 8 不同幅值下最大节点时程曲线

Fig.8 Time history curve of maximum node displacement under different amplitudes

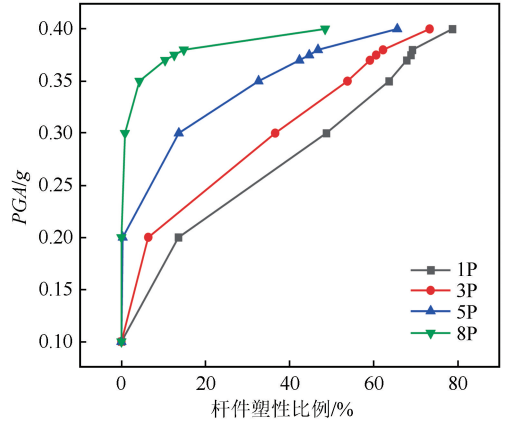


图 9 算例 K5-40-1/3 杆件塑性比例分布

Fig.9 Plastic proportional distribution of members of example K5-40-1/3

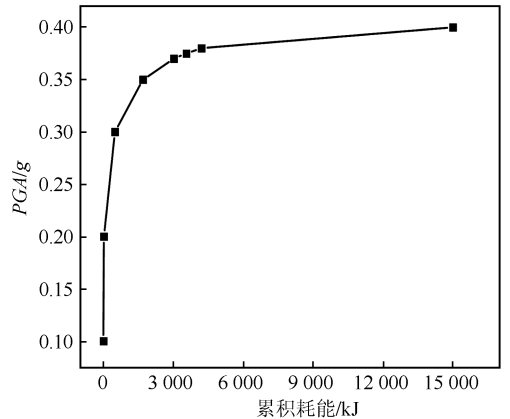


图 10 算例 K5-40-1/3 累积耗能曲线

Fig.10 Cumulative energy curve of example K5-40-1/3

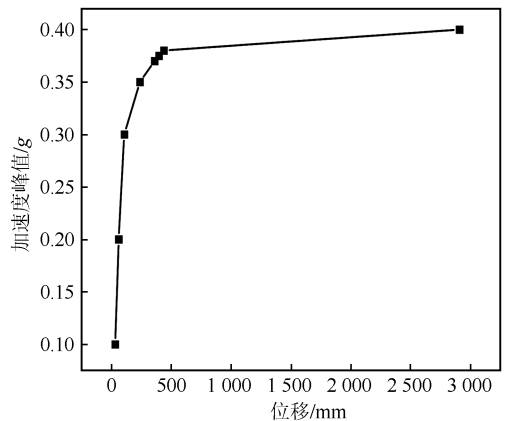


图 11 算例 K5-40-1/3 节点最大位移曲线

Fig.11 Maximum displacement curve of node of example K5-40-1/3

移较小,在 5.02 s 以后,节点最大位移出现了严重突变并且逐渐发散。图 12~13 呈现了结构的变形过程,结构在 1.94 s 时位移分布较为均匀,结构整体刚

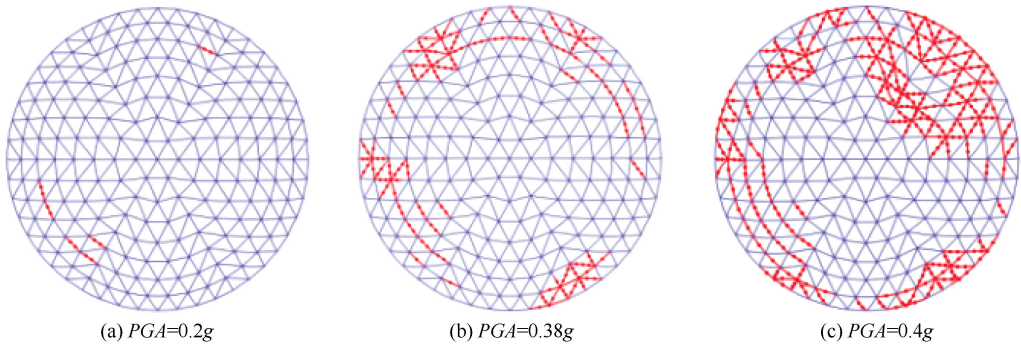


图 12 结构塑性分布情况

Fig.12 Plastic distribution of structure

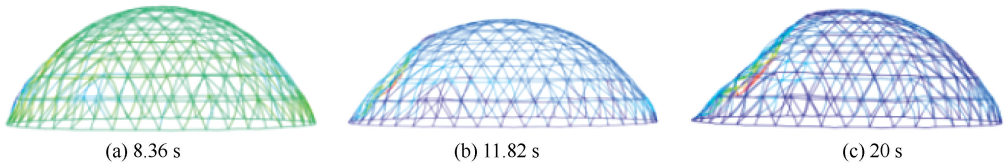


图 13 结构在 0.4g 工况下不同时刻的变形情况

Fig.13 Deformation of the structure at different times under 0.4g condition

度良好;在 8.36 s 时由于结构处于弹塑性阶段,底部部分构件出现屈服变形情况;11.82 s 时结构位移出现突变情况,宏观表现为个别杆件发生失稳屈曲破坏,随着塑性发展的加深导致结构产生突变区域,继而塑性发展区域扩大,致使更多构件进入失稳破坏导致结构连续倒塌。

以 K36-50-1/7, $\Phi 95 \text{ mm} \times 5.5 \text{ mm}$ 网壳为例,动力时程分析结果如图 14~19 所示。当 PGA 为 0.03g、0.1 s 时最大节点位移为 88.8 mm,此阶段首次出现塑性杆件;当 PGA 为 0.05g~0.06g 时,节点最大位移达到了 89.8~95.3 mm,此时结构的塑性耗能增加较大达到 3.07 kJ,结构的耗能以及位移呈

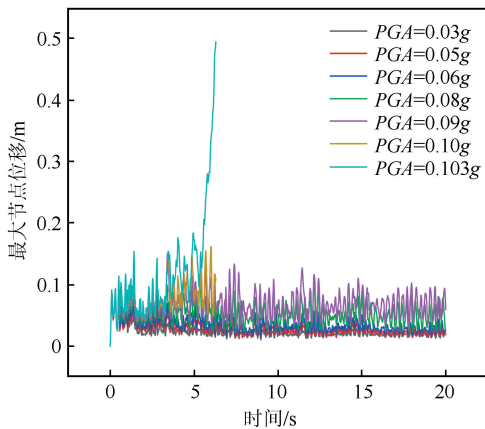


图 14 不同幅值下最大节点时程曲线

Fig.14 Time history curve of maximum node displacement under different amplitudes

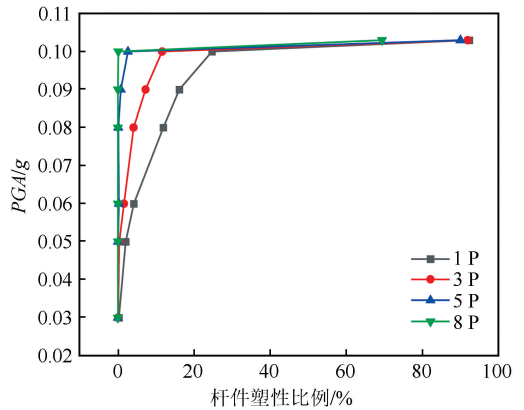


图 15 算例 K36-50-1/7 杆件塑性比例分布

Fig.15 Plastic proportional distribution of members of example K36-50-1/7

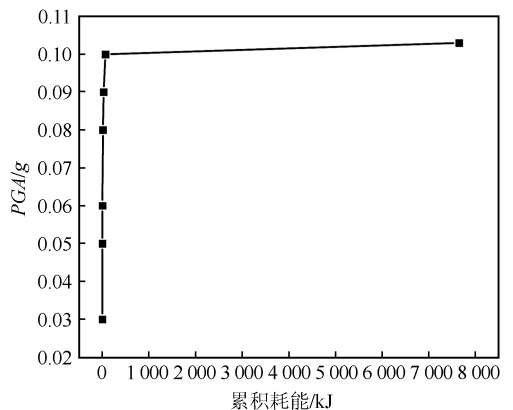


图 16 算例 K36-50-1/7 累积耗能曲线

Fig.16 Cumulative energy curve of example K36-50-1/7

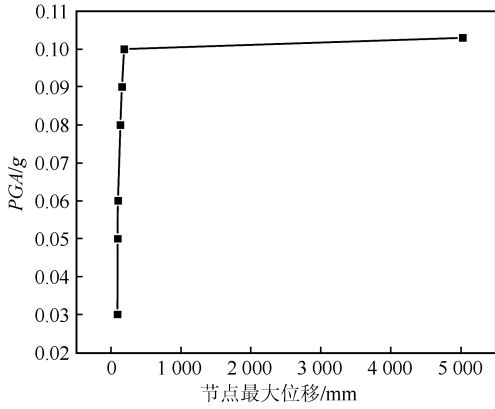


图 17 算例 K36-50-1/7 节点最大位移曲线
Fig.17 Maximum displacement curve of node of example K36-50-1/7

现线性增长, 结构承载能力仍有较大盈余; PGA 增大至 0.08g~0.1g 时, 节点最大位移达到了 129~183.8 mm, 杆件的塑性发展进一步深入, 耗能值大大增加。从耗能曲线可以看出此时网壳结构未出现刚度退化现象, 曲线斜率没有减小; 当 PGA 达到 0.103g 时, 结构在 6.3 s 以前处于弹塑性工作阶段, 动位移响应在合理范围之内, 在 6.3 s 时节点最大位移严重突变并且发散, 达到了 5 027.71 mm, 结构丧失承载能力。图 18 呈现了结构在 0.103g 加速度幅值工况下的变形过程, 结构在 2.24 s 时位移分布较为均匀, 杆件状态完好并且结构未出现突变区域; 在 5.24 s 时顶部部分构件出现屈服变形情况, 结构承载能力开始降低; 6.3 s 时位移值出现突变情况, 宏

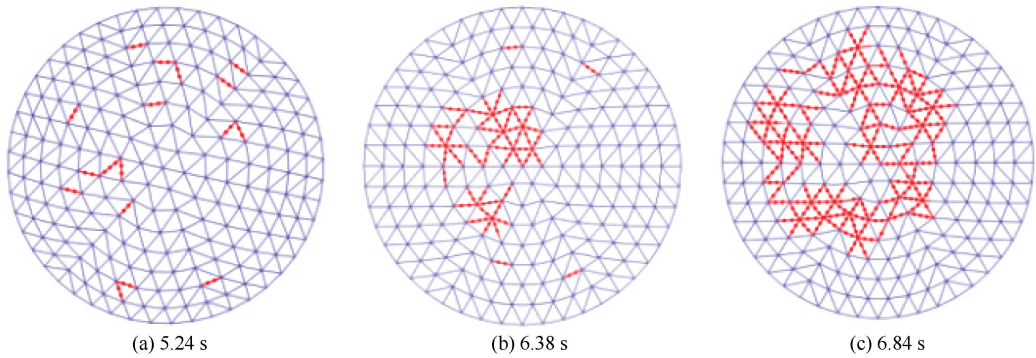


图 18 网壳在 $PGA=0.103g$ 时塑性分布情况
Fig.18 Plastic distribution of reticulated shell when $PGA=0.103g$

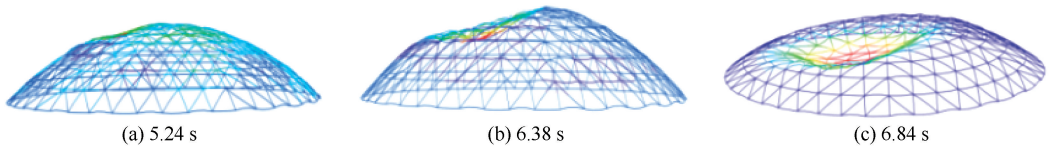


图 19 网壳在 $PGA=0.103g$ 时不同时刻变形情况
Fig.19 Deformation of reticulated shell at different times when $PGA=0.103g$

观表现为结构上部区域杆件发生失稳屈曲破坏, 塑性发展的加深导致结构产生塑性突变区域并随着持时增加更多构件进入失稳破坏。

上述两个网壳结构失效过程有着明显区别, 第一种网壳结构的动力响应曲线在即将达到破坏荷载的临界状态拐角处过渡圆滑, 无明显转折点, 结构在破坏阶段塑性杆件比例较大, 属于动力强度破坏; 第二种结构的动力响应曲线在达到结构的破坏荷载时存在明显的转折点, 结构破坏时杆件的塑性比例较小, 属于动力失稳破坏。

2.3 动力损伤指标与动力响应关系

考虑实际工程中, 结构会受到不同类型地震波的作用, 其结构响应也会有所不同, 因此对上述两

个算例施加满足规范要求的不同种类地震波以进行不确定性验证, 地震波峰值加速度表和加速度时程图分别如表 3 和图 20 所示。图 20 为两条地震波的频谱图, 对于地震频谱图, 以其中的天然波 CHB011072023 和人工波 AR71058-2 为例, 从地震波的傅里叶振幅谱中可以看出: CHB011072023

表 3 四种地震波加速度幅值表

Table 3 Acceleration amplitudes of four seismic waves				
编号	地震波名称	PGA/g		
		东西向	南北向	竖向
1	AR71058-1	0.036	0.036	0.036
2	AR71058-2	0.038	0.038	0.038
3	AOMH05240002	0.165	0.139	0.041
4	CHB011072023	0.0461	0.034	0.011

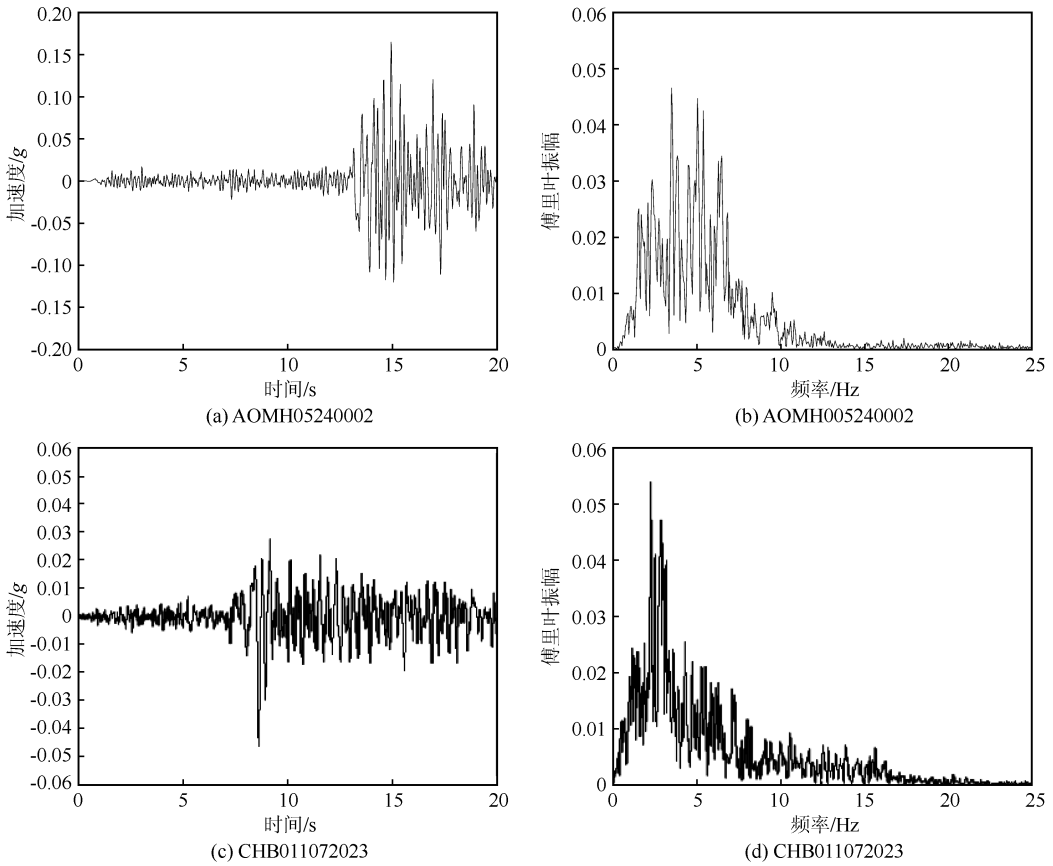


图 20 天然波和人工波的加速度时程与频谱

Fig.20 Acceleration time history and frequency spectrum of natural waves and artificial waves

地震波的主要频率值为 2.325 Hz, 2.3~3.2 Hz 与 4~5 Hz 频段波比较集中;人工波 AR71058-2 地震波的主要频率值为 3.353 Hz, 主要频率波段在 2.65~8.5Hz 范围。由于篇幅所限, 剩余地震波不再赘述。

图 21~22 为算例 K40-50-1/3, $\Phi 95 \text{ mm} \times 5.5 \text{ mm}$ 和 K36-50-1/7, $\Phi 95 \text{ mm} \times 5.5 \text{ mm}$ 分别在 El-Centro 波和其他四种不同地震工况下的损伤值和

动力响应关系曲线。依据网壳结构动力响应可以看出, 在结构发生动力失稳破坏时, 由于构件塑性杆件比例较小, 对应结构塑性耗能较小, 若采取以结构最大位移响应或能量判别准则计算结构的损伤值会偏小, 会认为结构为轻微损伤或刚刚进入中等破坏阶段。但是, 实际上结构对于荷载幅值增加的敏感性已经很大, 工程中出于安全考虑一般认为已经进入中等破坏末期或严重破坏的状态。鉴于这两种失效

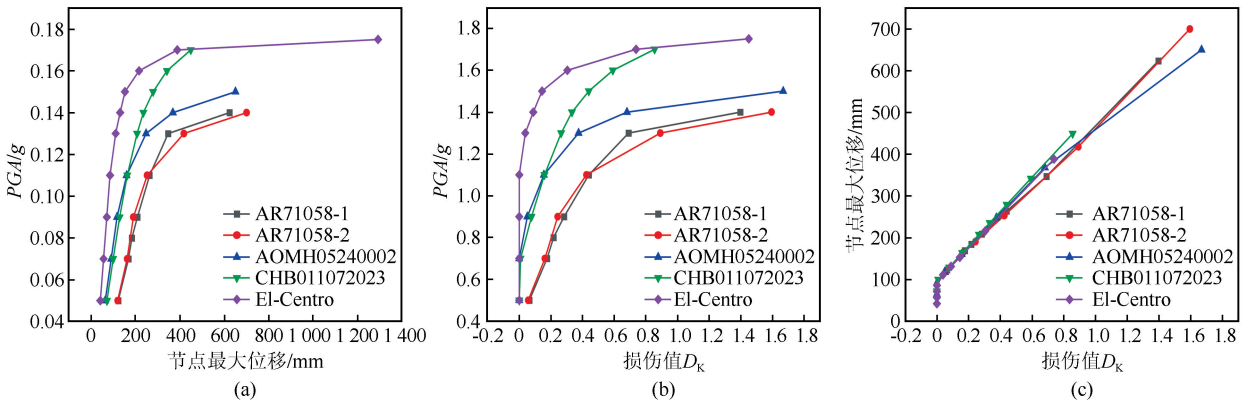


图 21 算例 K40-50-1/3 在不同地震波下动力响应与损伤曲线

Fig.21 Dynamic responses and damage curves under four different waves (Example K40-50-1/3)

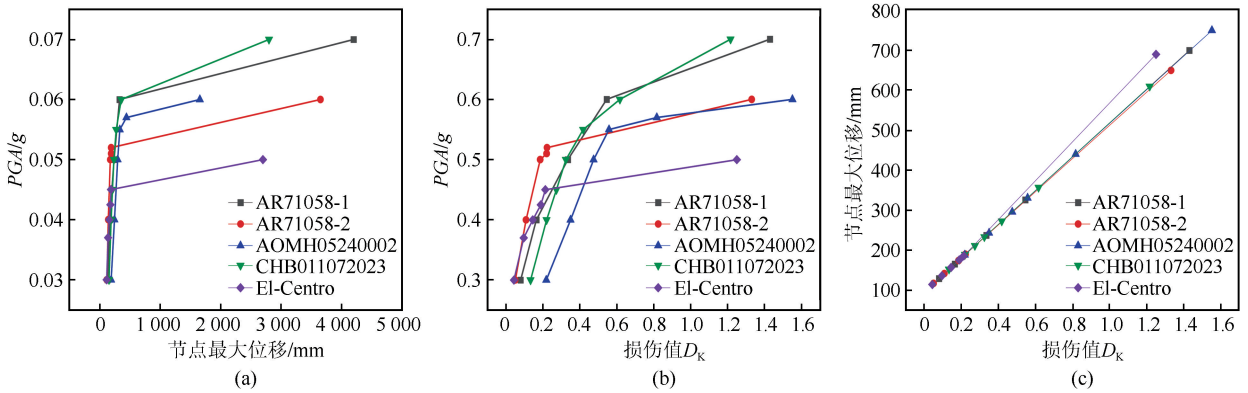


图 22 算例 K36-50-1/7 在不同地震波下动力响应与损伤曲线

Fig.22 Dynamic responses and damage curves under four different waves (Example K36-50-1/7)

情况的界限并不明显,并且二者均占有一定比例,因此在界定结构的损伤情况时,若单一采取某一动力响应指标作为损伤计算的参数会产生较大误差,对结构损伤评估不利。

算例 K40-50-1/3, $\Phi 95 \text{ mm} \times 5.5 \text{ mm}$ 的动力响应与损伤曲线如图 21 所示,可以看出在五种不同的地震波作用下,随着峰值加速度的增大,五条曲线增幅变化逐渐平缓,从加载直至结构发生破坏均未出现突变情况,满足结构动力强度破坏特征。算例 K36-50-1/7, $\Phi 95 \text{ mm} \times 5.5 \text{ mm}$ 的动力响应与损伤曲线如图 22 所示,结点最大位移与损伤值在不同的地震波作用的初期阶段变化较为均匀,随着峰值加速度增大至某一临界值,结构的位移发生突变,五条曲线均出现明显转折,满足结构的动力失稳破坏情况,但从损伤值与节点最大位移曲线的变化仍可预测出结构的损伤情况,对描述具有动力失稳特性的网壳结构损伤较为准确。综上,通过对两类网壳结构动力响应与损伤值的关系研究,修正的 Park-Ang 双参数损伤模型与可兼顾节点位移与结构耗能的耦合关系,对结构的损伤判别准确度较高,适用性较为广泛。

3 结论

本文基于传统 Park-Ang 地震损伤模型,通过研究损伤模型组合系数与结构地震响应参数间的变化关系建立修正的 Park-Ang 地震损伤模型,提出了网壳结构在不同破坏状态下的损伤性能水准划分标准。结合网壳结构失效破坏机理,对比损伤模型中的损伤指标与动力响应之间的关系,验证修正 Park-Ang 地震损伤模型的合理性。主要结论如下:

(1) 对模型参数项和组合系数修正后计算得到的网壳结构达到极限失效状态时的损伤指数接近于 1.0,且离散性较小,可准确评估网壳结构整体的地震损伤状态;

(2) 根据网壳结构破坏过程结合现阶段基于形态的性能水准划分准则,网壳结构的损伤量化分为基本完好、轻微损坏、中等损坏、严重破坏、倒塌五种状态,结构性能水准对应的损伤临界值分别为:0、0.15、0.65、1.00;

(3) 通过网壳结构地震动力时程分析结果归纳出两种网壳结构的失效类型:一、动力强度失效,表现为荷载位移曲线走势较缓,塑性发展充分,结构耗能能力较强;二、动力失稳失效,表现为荷载位移曲线走势出现明显转折,塑性发展不充分,破坏具有突发性;

(4) 通过多条满足规范要求的地震波对网壳结构进行验证,结果表明修正的 Park-Ang 地震损伤指数与结构动力响应指标具有较好的一致性。对具有两种失效模式的网壳结构损伤评估,采用修正 Park-Ang 地震损伤模型可兼顾结构节点位移与结构耗能之间的耦合关系,损伤判别准确度较高。

参考文献(References)

- [1] 李星乾,张锡钊,章少华,等.树状柱支撑曲面单层网壳结构受力性能的直接分析法研究[J].建筑结构学报,2022,43(增刊1):20-30.
LI Xingqian,ZHANG Xizhi,ZHANG Shaohua,et al.Research on direct analysis method for structural behavior of dendritic column-supported single-layer curved surface reticulated shells [J].Journal of Building Structures,2022,43(Suppl01):20-30.
- [2] 杨伟,欧进萍.基于能量原理的 Park & Ang 损伤模型简化计算方法[J].地震工程与工程振动,2009,29(2):159-165.

- YANG Wei, OU Jinping. A simplified method for computing Park & Ang damage model based on energy concept[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(2): 159-165.
- [3] 丁阳, 董宇乔, 石运东, 等. 大跨空间结构隔震研究进展[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2023, 53(5): 857-868.
DING Yang, DONG Yuqiao, SHI Yundong, et al. State of the art on seismic isolation of long-span spatial structures[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2023, 53(5): 857-868.
- [4] 张英楠, 支旭东, 范峰. 双层球面网壳的序列地震效应敏感性研究[J]. 振动与冲击, 2020, 39(5): 150-156.
ZHANG Yingnan, ZHI Xudong, FAN Feng. Sensitivity of sequence seismic effects of double-layer reticulated domes[J]. Journal of Vibration and Shock, 2020, 39(5): 150-156.
- [5] ZHANG R B, WANG W, ALAM M S. Performance-based seismic design of full and partial self-centering steel braced frames using modified lateral force distribution[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 196: 107438.
- [6] 黄志, 谌湘文, 蒋丽忠, 等. 往复荷载作用下钢管混凝土格构式柱地震损伤模型及试验研究[J]. 振动与冲击, 2022, 41(19): 157-163, 206.
HUANG Zhi, CHEN Xiangwen, JIANG Lizhong, et al. Seismic damage model and tests of CFST latticed columns under repeated load[J]. Journal of Vibration and Shock, 2022, 41(19): 157-163, 206.
- [7] 曹震雄, 翁顺, 李佳靖, 等. 基于时域残余力向量特征分解的结构损伤识别方法研究[J]. 振动工程学报, 2023, 36(6): 1516-1526.
CAO Zhenxiang, WENG Shun, LI Jiajing, et al. Structural damage identification method based on the time domain residual force vector[J]. Journal of Vibration Engineering, 2023, 36(6): 1516-1526.
- [8] 姚姝, 张辉东, 周晓洁, 等. 空间单层网壳结构损伤杆件位置识别试验[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2019, 51(6): 116-121.
YAO Shu, ZHANG Huidong, ZHOU Xiaojie, et al. Test on member damage location identification of single-layer reticulated shell[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2019, 51(6): 116-121.
- [9] 蒋欢军, 朱剑眉, 陈前. 超高层钢-混凝土混合结构地震损伤模型研究[J]. 振动与冲击, 2014, 33(4): 77-83.
JIANG Huanjun, ZHU Jianmei, CHEN Qian. Seismic damage model for steel-concrete composite structure of ultra-tall buildings[J]. Journal of Vibration and Shock, 2014, 33(4): 77-83.
- [10] 杨游, 杨永强, 赵一男, 等. 基于不同损伤模型的 RC 框架结构抗震能力对比分析[J]. 地震工程与工程振动, 2020, 40(5): 118-126.
YANG You, YANG Yongqiang, ZHAO Yinan, et al. Seismic performance comparison and analysis of RC frame based on different damage models[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2020, 40(5): 118-126.
- [11] WANG G J, DEL REY CASTILLO E, WOTHERSPOON L, et al. Performance-based seismic assessment of an historic high-rise masonry building considering soil-structure interaction[J]. Structures, 2021, 32: 38-53.
- [12] 程诗焱, 韩建平, 于晓辉, 等. 基于 BP 神经网络的 RC 框架结构地震易损性曲面分析: 考虑地震动强度和持时的影响[J]. 工程力学, 2021, 38(12): 107-117.
CHENG Shiyan, HAN Jianping, YU Xiaohui, et al. Seismic fragility surface analysis of RC frame structures based on BP neural networks: accounting for the effects of ground motion intensity and duration[J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(12): 107-117.
- [13] 郑晓伟, 李宏男, 张营营, 等. 基于概率的高层建筑地震需求模型与风险评估[J]. 工程力学, 2022, 39(9): 31-39.
ZHENG Xiaowei, LI Hongnan, ZHANG Yingying, et al. Probabilistic seismic demand models and risk assessment for high-rise buildings[J]. Engineering Mechanics, 2022, 39(9): 31-39.
- [14] PARK Y J, ANG A H. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4): 722-739.
- [15] CHAI Y H, ROMSTAD K M, BIRD S M. Energy-based linear damage model for high-intensity seismic loading[J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(5): 857-864.
- [16] JIANG H J, CHEN L Z, CHEN Q. Seismic damage assessment and performance levels of reinforced concrete members[J]. Procedia Engineering, 2011, 14: 939-945.
- [17] 王东升, 冯启民, 王国新. 考虑低周疲劳寿命的改进 Park-Ang 地震损伤模型[J]. 土木工程学报, 2004, 37(11): 41-49.
WANG Dongsheng, FENG Qimin, WANG Guoxin. A modified Park-Ang seismic damage model considering low-cycle fatigue life[J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(11): 41-49.
- [18] 陈林之, 蒋欢军, 吕西林. 修正的钢筋混凝土结构 Park-Ang 损伤模型[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2010, 38(8): 1103-1107.
CHEN Linzhi, JIANG Huanjun, LÜ Xilin. Modified Park-Ang damage model for reinforced concrete structures[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2010, 38(8): 1103-1107.
- [19] 杜文凤, 高博青, 董石麟. 单层球面网壳结构动力强度破坏的双控准则[J]. 浙江大学学报(工学版), 2007, 41(11): 1916-1920, 1926.
DU Wenfeng, GAO Boqing, DONG Shilin. Double-control criterion of dynamical strength failure for single layer latticed shells[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2007, 41(11): 1916-1920, 1926.
- [20] 付国, 刘伯权, 邢国华. 基于有效耗能的改进 Park-Ang 双参数损伤模型及其计算研究[J]. 工程力学, 2013, 30(7): 84-90.
FU Guo, LIU Boquan, XING Guohua. The research and calculation on modified park-ang double parameter seismic damage

- model based on energy dissipation[J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(7): 84-90.
- [21] GHOSH S, DATTA D, KATAKDHOND A A. Estimation of the Park-Ang damage index for planar multi-storey frames using equivalent single-degree systems[J]. *Engineering Structures*, 2011, 33(9): 2509-2524.
- [22] 门进杰, 张谦, 徐超, 等. 基于改进 Park-Ang 双参数模型的 RCS 混合框架结构地震损伤评估[J]. *工程力学*, 2020, 37(9): 133-143.
- MEN Jinjie, ZHANG Qian, XU Chao, et al. Seismic damage assessment of composite frame with reinforced concrete columns and steel beams based on improved Park-Ang double parameter model[J]. *Engineering Mechanics*, 2020, 37(9): 133-143.
- [23] 尚庆学, 刘瑞康, 王涛. 基于修正 Park-Ang 模型的 RC 剪力墙损伤指数研究[J]. *地震工程与工程振动*, 2020, 40(4): 148-154.
- SHANG Qingxue, LIU Ruikang, WANG Tao. Damage index of RC shear walls based on modified Park-Ang model[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2020, 40(4): 148-154.
- [24] 彭修宁, 李新宇, 林焯铭, 等. 基于修正 Park-Ang 模型的 SCS 剪力墙损伤指数研究[J]. *地震工程与工程振动*, 2023, 43(1): 34-42.
- PENG Xiuning, LI Xinyu, LIN Zhuoming, et al. Research on damage index of SCS shear wall based on modified Park-Ang model[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Dynamics*, 2023, 43(1): 34-42.
- [25] KUMAR S, USAMI T. Damage evaluation in steel box columns by cyclic loading tests[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1996, 122(6): 626-634.
- [26] PARK R. Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing[J]. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 1989, 22(3): 155-166.
- [27] 沈世钊, 支旭东. 球面网壳结构在强震下的失效机理[J]. *土木工程学报*, 2005, 38(1): 11-20.
- SHEN Shizhao, ZHI Xudong. Failure mechanism of reticular shells subjected to dynamic actions[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2005, 38(1): 11-20.
- [28] 中华人民共和国建设部、国家质量监督检验检疫总局. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2001[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings: GB 50011—2001[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2004.

(本文编辑: 贾源源)