

基于试验的大跨异形钢连廊连体结构地震易损性分析

潘 毅^{1,2} 胡思远¹ 赵崇锦¹ 李 晰¹

(1. 西南交通大学土木工程学院, 四川成都 610031; 2. 西南交通大学抗震工程技术四川省重点实验室, 四川成都 610031)

摘要: 为研究大跨异形钢连廊连体结构的地震易损性, 以某实际工程为研究背景, 首先分别定义连体结构中的框架剪力墙结构、橡胶支座端和预埋锚固端的极限状态与损伤指标, 并采用有限元软件 SAP2000 建立分析模型。其次, 根据结构所在的场地条件, 选取了 24 条地震动记录, 并对结构进行三向地震激励下的增量动力分析。在此基础上, 以最大层间位移角、橡胶支座的剪切应变和预埋锚固端的损伤因子作为结构地震需求参数, 以地面峰值加速度作为地震动强度参数, 根据增量动力分析的结果, 得到大跨异形钢连廊连体结构的地震易损性曲线。最后, 采用振动台试验对易损性分析结果进行验证。结果表明: 在 8 度罕遇地震时, 主楼、附楼 I、橡胶支座端及角钢预埋锚固端发生毁坏的超越概率分别为 0.8%、0.3%、0 及 47.7%, 整体结构发生毁坏的超越概率上界为 48.4%, 下界为 47.7%。这说明用局部结构的地震易损性来评价整体结构的地震易损性是偏于不安全的。易损性分析结果也显示连体结构易发生损坏的部位依次是预埋锚固端、主楼、附楼 I 和橡胶支座端, 这与振动台试验结果相同。建议在设计中加强连体结构的锚固端, 保证其可靠连接。

关键词: 大跨异形钢连廊; 连接结构; 地震易损性; 损伤指标; 增量动力分析

中图分类号: TU317.1 TU375 文献标识码: A 文章编号: 1000-131X(2020)02-0012-12

Test-based seismic fragility analysis of connected structure with large span special-shaped steel corridor

Pan Yi^{1,2} Hu Siyuan¹ Zhao Chongjin¹ Li Xi¹

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;

2. Key Laboratory of Seismic Engineering of Sichuan Province, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: In order to study the seismic fragility of the connected structure with large span special-shaped steel corridor, a practical project was taken as the research object. Firstly, the damage measure and limit state of the frame-shear wall structure, rubber bearing and angel steel embedded parts were defined respectively based on the analytical model established by SAP2000. Then, the incremental dynamic analysis (IDA) were carried out under three-dimensional seismic excitation using 24 ground motion records selected according to the site conditions of the structure. Based on the IDA results, the seismic fragility curves were obtained with the maximum inter-story drift ratio, the shear strain and the damage factor as the structure demand parameters and peak ground acceleration as the intensity measure. The results of fragility analysis were also verified by the shaking table test. The research results show that under the rare intensity level of degree 8, the damage probability of main building, affiliated building I, rubber bearing and angel steel embedded parts are 0.8%, 0.3%, 0.0% and 47.7% respectively. The upper and lower bound of the damage probability for the overall structure was 48.4% and 47.7% respectively. Therefore, it is unsafe to use the seismic fragility of local structures to evaluate the seismic fragility of overall structure. The most vulnerable local structures of the connected structure are in turn the embedded parts, the main building, the affiliated building I and the rubber bearing. Therefore, it is suggested to strengthen the embedded structures so as to ensure its reliable connection.

Keywords: large span special-shaped steel corridor; connected structure; seismic fragility; damage measure; incremental dynamic analysis

E-mail: panyi@swjtu.edu.cn

基金项目: 国家重点研发计划(2016YFC0802205)、科技部资助项目
(KY201801005)

作者简介: 潘毅, 博士, 教授

通信作者: 李晰, 博士, 讲师

收稿日期: 2019-05-11

引言

连体结构是近年来兴起的一种新型建筑结构形式,它不仅满足了建筑功能的需求,还可以使建筑的外形更加美观,使建筑更具有内涵和特点^[1]。因此,不少地标性建筑中都采用了连体结构的形式,例如,重庆来福士广场大厦、成都人南国际广场双塔大厦和杭州市民中心大赛等。但是,连体结构由于通过连廊将不同的结构连接在一起,在地震作用下扭转变形较大,扭转效应比较明显。同时,由于连廊的设置,连体结构的刚度沿竖向分布不均匀,两侧主体结构的动力特性也会相互耦联,使得连体结构的连接部位在地震作用下的受力状态较为复杂。历次地震的震害也表明^[2],连接薄弱部位在地震作用下极易发生破坏,使得连体结构失效。此外,由于建筑体型或外观的特殊要求,很多连廊被设计成了异形结构,这使连体结构在地震作用下的受力更为复杂。因此,对连体结构特别是异形连廊连体结构,其抗震性能进行评估显得尤为必要。

结构的地震易损性分析能够预测结构在不同水准地震作用下发生不同等级损伤的概率,从而可在概率层面定量评估结构的抗震性能。目前,国内外学者对结构地震易损性进行了大量的研究。周长东等^[3]对某钢筋混凝土冷却塔结构在单向、水平双向和三向地震作用下的地震易损性进行了研究,结果表明,单向地震作用时结构的损伤概率明显小于水平双向地震作用时。潘毅等^[4]对无黏结预应力装配式框架结构的地震易损性进行了研究,并通过试验结果进行验证,结果表明,在防止倒塌性能点处,现浇框架结构的抗倒塌能力强于装配式框架结构。国巍等^[5]对分别设置了 3 类典型阻尼器的高层建筑结构的抗震性能进行了研究,结果表明,设置黏滞阻尼器时,高层建筑结构的抗震性能优于设置摩擦阻尼器和防屈曲支撑时的抗震性能。Krcil 等^[6]研究了框架结构楼层数量对结构地震易损性的影响,并计算出了满足“立即使用”和“防止倒塌”性能水平的最大层间位移角。Buratti 等^[7]通过试验和有限元模拟,考虑地震激励和结构参数的不确定性,对钢筋混凝土框架结构的地震易损性曲线进行了对比。Yazdani 等^[8]提出了一种基于数据包络分析的方法,并采用两套不同的地震动记录对某框架剪力墙结构的地震易损性进行了研究。

从这些研究可以看出,目前有关结构地震易损

性的研究主要集中在单体结构或构件,而对于连体结构,特别是大跨异形连廊连体结构地震易损性的相关研究较少。针对目前研究中的不足,本文首先分别定义连体结构中的框架剪力墙结构、橡胶支座端及角钢预埋锚固端的损伤指标与极限状态。其次,采用有限元软件 SAP2000 建立大跨异形钢连廊连体结构的非线性模型,并选取 24 条地震动记录。然后,基于三向地震激励下的增量动力分析,得到大跨异形钢连廊连体结构局部和整体的地震易损性曲线,分析在不同水准地震作用下的结构易损性。最后,采用振动台试验对易损性分析结果进行验证。

1 损伤指标与极限状态的确定

对连体结构进行地震易损性分析时,需确定连体结构各部分的损伤指标(damage measure, DM)。根据震害调查和试验研究表明,连体结构在遭遇强烈地震作用时,其主体结构和连接体的支座破坏较严重,而连接体部分基本无破坏,故选取框架剪力墙结构、橡胶支座端和预埋件锚固端作为连体结构的关键局部结构。

在地震易损性分析中,一般将结构或构件在地震作用下的损伤程度分为不同的等级,每一损伤等级的界限状态称为极限状态。我国 JGJ 3—2010《高层建筑混凝土结构技术规程》^[9](以下简称《高规》)将结构或构件宏观的损伤程度划分为 5 个性态水准(完好、无损坏;基本完好、轻微损坏;轻度损坏;中度损坏;比较严重损坏),但都没有给出具体的量化指标。由于处于完好、无损坏等级时,结构未发生损伤,处于正常使用状态。因此,本文将结构的损伤程度分为 4 个等级(轻微破坏、中等破坏、严重破坏、毁坏)。

1.1 框架-剪力墙结构

在连体结构中,连廊连接的塔楼一般采用框架-剪力墙结构。对于框架-剪力墙结构的性能水准参数通常采用结构的层间位移、顶层位移、损伤指数、基底剪力、最大层间位移角等。由于最大层间位移角与节点转动、构件破坏程度和层间倒塌能力直接相关,故本文选用最大层间位移角作为框架-剪力墙结构的损伤指标。

根据文献[10-11],采用最大层间位移角作为量化指标定义了结构的极限状态,并对框架剪力墙结构的极限状态进行了划分与量化,该量化指标数值及与《高规》相应水准的对比,见表 1。同时,文献

[12]提出,结构的倒塌变形限值可以取结构强度极限状态变形限值的两倍。根据《高规》规定的框架剪力墙结构层间弹塑性位移角限值,可以计算出结构倒塌状态的层间位移角限值为1/50,结合表1得到框架剪力墙结构损伤状态与层间位移角的关系,见表2。

表1 框架-剪力墙结构极限状态定义

Table 1 Limit state definitions of frame-shear wall structure

损伤状态	正常 使用	基本可 使用	修复后 使用	生命 安全	接近 倒塌
层间位移 角限值	$H \leq 150\text{m}$ 1/800	1/400	1/200	1/100	1/33
	$H \geq 250\text{m}$ 1/500	1/250	1/150	1/100	1/33
对应《高规》 的性能水准	性能 水准1	性能水 准2、3	性能 水准4	性能 水准5	—

注: H 为结构总高度,其他高度可以采用线性插值法来计算结构的层间位移角限值。

表2 框架-剪力墙结构破坏等级

Table 2 The destruction level of frame-shear wall structure

损伤状态	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	毁坏
层间位移角	1/400	1/200	1/100	1/50

1.2 橡胶隔震支座

由于天然橡胶支座具有竖向刚度大、水平剪切刚度小等特点,因此其经常被应用于连体结构中的连接体与主体结构相连的部位,其一方面能够协调连体结构的变形和减小连接部位应力;另一方面,在结构受到地震作用时,通过橡胶支座的变形可以延长连体结构的自振周期,从而减小连体结构受到的地震作用。不同的学者采用了不同的性能水准参数来定义橡胶支座的极限状态,例如剪切应变、位移及位移比等。而震害调查表明,橡胶支座在地震作用下易发生剪切破坏,因此,本文选用剪切应变作为橡胶支座端的损伤指标。

根据文献[13]对橡胶支座的试验研究,当剪切应变小于100%时,橡胶支座几乎保持线性,当剪切应变超过200%时,由于弹性材料的硬化,橡胶支座的阻尼将减小。普通橡胶支座的剪切破坏应变可达400%~500%,然而过大的剪切变形会导致支座发生剪切破坏或导致结构的大位移,可能导致结构产生严重的冲击或脱位,所以从结构的安全性考虑,支座的容许剪切应变 γ_a 需计入安全系数。 γ_a 的取值随内力组合形式的不同而改变:对于正常使用状态时 γ_a 取70%,中小地震时 γ_a 取150%,大震时 γ_a 取

250%^[14]。同时,我国JTG/T B02-01《公路桥梁抗震设计细则》^[15]也给出了天然橡胶支座在不同水准地震作用下,其应该满足的延性水平:在小震时其剪切应变小于100%;在大震时其剪切应变小于250%。因此,本文根据我国《公路桥梁抗震规范细则》的规定天然橡胶支座在地震作用下允许的剪切应变,并参考文献[13]得到橡胶隔震支座破坏等级与剪切应变的关系,见表3。

表3 橡胶隔震支座的破坏等级

Table 3 The destruction level of linear natural rubber bearing

损伤状态	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	毁坏
剪切应变	100%	150%	200%	250%

1.3 预埋锚固件

在连体结构中,通过角钢预埋件锚固连接是连接体与主体结构的另一种连接方式,由于其具有刚度大、承载力强和施工方便等优点,因此在连体结构中的应用比较普遍。角钢预埋件锚固连接是保证杆件间传递节点内力的关键部位,这种预埋件常见的一种受力方式是拉弯剪。根据文献[16]对角钢预埋件的拉弯剪试验研究发现,当锚固端的弯矩较小时,拉弯剪预埋件的破坏特征与拉剪预埋件相似,可分为3个阶段(弹性阶段、弹塑性阶段和破坏阶段),其破坏特征如下。

(1) 在50%的极限荷载内,角钢预埋件处于弹性阶段,大部分剪力由锚板下的混凝土承担,拉力和弯矩由预埋角钢承担,此阶段在锚板与混凝土之间出现细小裂缝,卸载后裂缝基本能够闭合。

(2) 但界于50%~80%的极限荷载,角钢预埋件处于弹塑性阶段,锚板底边的混凝土失去抗剪作用,此时外剪力全部由预埋角钢承担。此阶段,由于预埋角钢下的混凝土受到压缩,混凝土发生应力重分布,在垂直于剪力的方向出现横向裂缝。

(3) 当超过80%的极限荷载后,角钢预埋件处于破坏阶段,角钢根部下的混凝土达到极限强度,在其根部下出现横向裂缝,继续加载时,角钢下混凝土被局部压坏或角钢被拉断而失去承载力。

根据大量的试验,文献[16]推导出了角钢预埋件拉弯剪强度的关系如图1所示。同时,推导出拉弯剪构件的强度计算公式,如式(1)和式(2)所示,并取二者的较小值。

$$\frac{N}{N_{u0}} + \frac{M}{0.5N_{u0}\alpha_r z} = 1 \quad (1)$$

$$\frac{V}{V_{u0}} + \frac{N}{N_{u0}} + \frac{M}{1.67N_{u0}\alpha_r z} = 1 \quad (2)$$

式中: V 为预埋件的剪力; V_{u0} 为预埋件的纯剪强度, 按式(3)计算; N 为预埋件轴力; N_{u0} 为预埋件的纯拉强度, 按式(4)计算, 并取混凝土锥体抗拉强度 N_{u1} 、角钢锚筋端部锚板混凝土局压强度 N_{u2} 和角钢锚筋的抗拉强度 N_{u3} 中的较小值; M 为预埋件弯矩; z 为外排锚筋中心线间的距离; α_r 为角钢锚筋排数的影响系数。

$$V_{u0} = 3n\alpha_r \sqrt{W_{\min} b f_y f_c} \quad (3)$$

式中: n 为角钢锚筋根数; W_{\min} 为角钢对 X 重心轴的最小截面抵抗矩; b 为垂直于剪力方向的角钢肢宽; f_y 为角钢的抗拉设计强度; f_c 为混凝土的抗压设计强度。

$$N_{u1} = 0.6n\pi f_i (b_a + h_0) h_0 \frac{A_1}{A} \quad (4a)$$

$$N_{u2} = n\beta f_c A_1 \quad (4b)$$

$$N_{u3} = 0.8f_y A_s \quad (4c)$$

式中: f_i 为混凝土的抗拉设计强度; b_a 为角钢端部锚板宽度; h_0 为锥体有效高度; A_1 为 n 个部分锥体在锥体顶面上的投影面积; A 为 n 个完整锥体在锥体顶面上的投影面积; β 为混凝土局部承压强度提高系数; A_1 为混凝土局部承压面积。

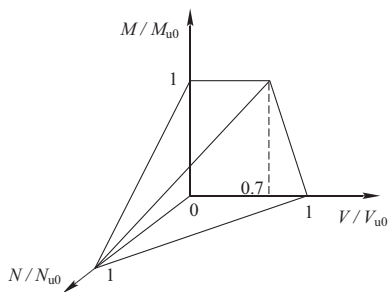


图 1 预埋件拉弯剪强度的关系

Fig. 1 The strength relationship of tension, shear and bending of embedded parts

根据式(1)和式(2), 本文定义角钢预埋件锚固端的损伤因子 d , 得到式(5)和式(6), d 取两式中的较大值。根据拉弯剪角钢预埋件的加载试验, 把拉弯剪角钢预埋件的弹性阶段、弹塑性阶段和破坏阶段分别定义为不同的损伤状态。在 50% 的极限荷载内, 角钢预埋件处于弹性阶段, 所以当损伤因子 $d > 0.5$ 时, 可定义角钢预埋件为轻微破坏; 在超过 80% 的极限荷载时, 角钢预埋件处于破坏阶段, 所以当损伤因子 $0.8 < d \leq 1$ 时, 可定义角钢预埋件为严重破坏, 当 $d > 1$ 时, 定义角钢预埋件发生破坏; 定义轻微破坏和严重破坏的中间值为中等破坏, 即当 $0.65 < d \leq 0.8$ 时, 角钢预埋件为中等破坏。角钢预埋件锚

固端破坏等级与损伤因子的关系, 见表 4。

$$\frac{N}{N_{u0}} + \frac{M}{0.5N_{u0}\alpha_r z} = d \quad (5)$$

$$\frac{V}{V_{u0}} + \frac{N}{N_{u0}} + \frac{M}{1.67N_{u0}\alpha_r z} = d \quad (6)$$

表 4 角钢预埋件锚固端的破坏等级

Table 4 The destruction level of angel steel embedded parts

损伤状态	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	毁坏
损伤因子 d	0.5	0.65	0.8	1.0

2 结构模型建立与地震动选取

2.1 结构模型的建立

研究的工程背景为某大型艺术中心, 其建筑效果如图 2 所示, 该工程由 3 个部分组成: 主楼、附楼 I 及附楼 II。其中, 主楼高 21.0m, 地上 3 层; 附楼 I 高 22.8m, 地上 4 层; 附楼 II 高 16.2m, 地上 3 层。主楼和附楼 I 之间为空间变截面钢管桁架连廊连接, 桁架跨度约 68m, 宽度为 2~14m, 高度为 7~9m。连廊与主楼采用天然橡胶隔震支座连接(如图 3), 支座高差为 7.0m, 在垂直于连廊方向(即结构 Y 方向)通过设置限位钢梁限制橡胶隔震支座在 Y 向的位移; 与附楼 I 采用角钢预埋件锚固支座连接(图 4), 支座高差为 4.5m。由于附楼 II 与附楼 I 采用抗震缝分开, 因此本文仅以主楼、连廊和附楼 I 构成的大跨异形刚连廊连体结构为研究对象。

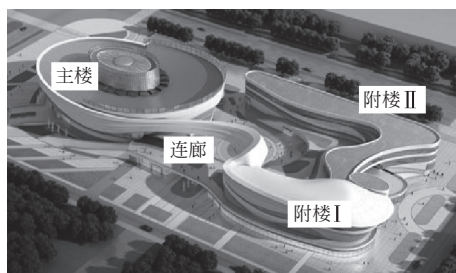


图 2 连体结构的建筑效果

Fig. 2 Sketch of the connected structure

该结构所在地区的抗震设防烈度为 8 度 ($0.2g$), 设计地震分组为第 2 组, 场地类别为 II 类场地, 场地特征周期为 0.40s。本文采用的主要结构材料: 柱和剪力墙的混凝土强度等级为 C50; 梁、板和楼梯的混凝土强度等级为 C30; 钢筋均采用 HRB400; 钢桁架所用钢材的强度等级为 Q345-B; 隔震支座为 LNR600 橡胶支座, 其力学性能见表 5, 其中 X 向的水平刚度按正常的隔震支座参数取值, Y 向的水平刚度考虑限

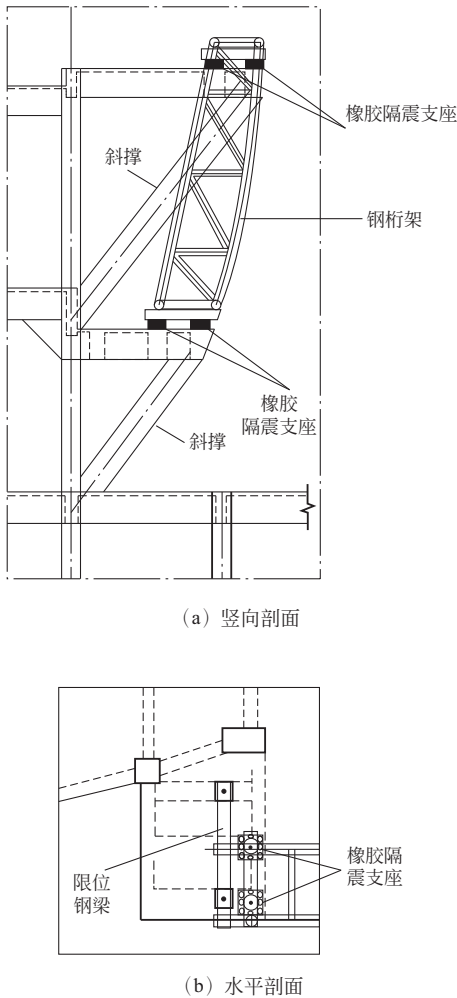


图3 主楼支座剖面

Fig. 3 Profile of the main building support

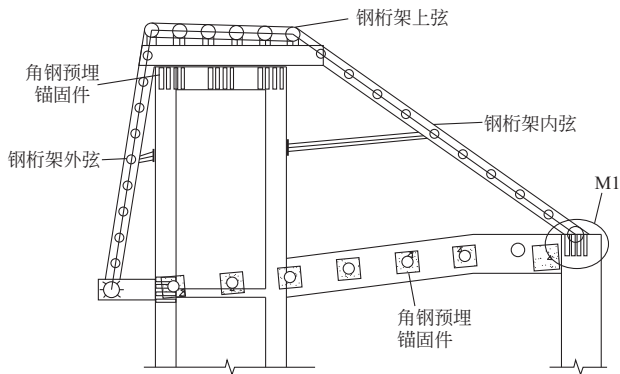


图4 附楼 I 支座剖面

Fig. 4 Profile of the affiliated building I

位钢梁的作用，取竖向刚度的 0.5 倍。

本文采用通用有限元软件 SAP2000 建立了整个大跨异形刚连廊连体结构的三维模型，如图 5 所示。该模型中采用框架单元来模拟结构中的梁、柱、桁架及斜撑等构件，通过弯矩铰 (M3 铰) 来模拟梁的非线性行为，通过轴力弯矩铰 (P-M2-M3 铰) 来模拟柱

表 5 橡胶隔震支座的力学性能
Table. 5 The mechanical properties of linear natural rubber isolation bearing

直径 (mm)	橡胶层厚度 (mm)	钢板厚度 (mm)	屈服荷载 (kN)	水平刚度 (kN/mm)	竖向刚度 (kN/mm)
600	186	80	6400	X 向: 0.81 Y 向: 1570	3140

的非线性行为，通过分层壳单元来模拟剪力墙的非线性行为。有限元模型中，混凝土的本构关系采用 Mander 模型，钢材的本构关系采用随机硬化模型 (Kinematic 模型)。在 SAP2000 中通过等效线形模型来模拟橡胶隔震支座^[17]，其剪力-位移的滞回曲线见图 6。图 6 中，滞回曲线上最大值 b 点的割线斜率为隔震支座的水平剪切刚度 K_b ，其计算公式如下。

$$K_b = \frac{Q_b}{X_b} \quad (7)$$

式中： Q_b 为 b 点的剪力， X_b 为 b 点的位移。

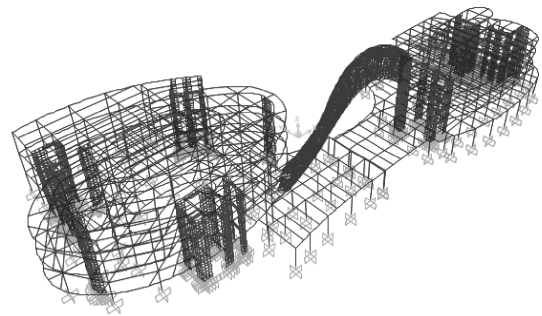


图5 有限元模型

Fig. 5 Finite element model

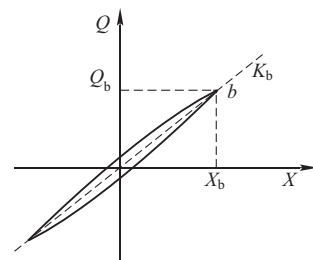


图6 橡胶隔震支座的滞回曲线

Fig. 6 Hysteresis curve of linear natural rubber isolation bearing

2.2 地震动选取

地震动由于具有强烈的不确定性，地震动的频谱、强度和持时等会对结构的动力时程分析结果产生较大的影响^[18]。而选取的地震动记录越多，这些不确定性就越能被充分的考虑。根据大跨异形钢连廊连体结构所处的场地条件，并结合美国 ATC-63 (2008 版)^[19] 所给出的选波原则，从太平洋地震中心

数据库中选取了 24 条对应于连体结构所在场地条件的远场地震动记录，每条地震动记录包含 3 个方向的地震动分量，分别为：水平 1 方向(H1)、水平 2 方向(H2)和竖向(V)，其地震动信息见表 6。所选 24

条地震动的平均反应谱如图 7 所示，其中，每条地震动的谱加速度 S_a 是将 H1、H2 及 V 的谱加速度求平方和开方(SRSS)后得到的。

表 6 地震动记录信息一览
Table 6 The information of ground motion record

GM	编号	地震名称	发生时间	台站	震级	地震动分量		
						H1	H2	V
GM1	RSN6	Imperial Valley-02	1940	EL CENTRO ARRAY #9	6.95	ELC180	ELC270	ELC-UP
GM2	RSN15	Kern County	1952	Taft Lincoln Schoole	7.36	TAF021	TAF111	TAF-UP
GM3	RSN57	San Fernando	1971	Castaic-Old Ridge Route	6.61	ORR021	ORR291	ORRDWN
GM4	RSN51	San Fernando	1971	2516 Via Tejon PV	6.61	PVE065	PVE155	PVEDWN
GM5	RSN95	Managua_Nicaragua-01	1972	Managua_ESSO	6.24	ESO090	ESO180	ESODWN
GM6	RSN122	Friuli_Italy-01	1976	Codroipo	6.5	COD000	COD270	COD-UP
GM7	RSN138	Tabas_Iran	1978	Boshrooyeh	7.35	BOS-L1	BOS-T1	BOS-V1
GM8	RSN186	Imperial Valley-06	1979	Niland Fire Station	6.53	NIL090	NIL360	NIL-UP
GM9	RSN572	Taiwan SMART1	1986	SMART1 E02	7.3	45E02NS	45E02EW	45E02DN
GM10	RSN573	Taiwan SMART1	1986	SMART1 I01	7.3	45I01NS	45I01EW	45I01DN
GM11	RSN737	Loma Prieta	1989	Agnews State Hospital	6.93	AGW000	AGW090	AGW-UP
GM12	RSN755	Loma Prieta	1989	Coyote Lake Dam-Southwest Abutment	6.93	CYC195	CYC285	CYC-UP
GM13	RSN881	Landers	1992	Morongo Valley Fire Station	7.28	MVH045	MVH135	MVH-UP
GM14	RSN978	Northridge-01	1994	Hollywood-Willoughby Ave	6.69	WIL090	WIL180	WIL-UP
GM15	RSN1000	Northridge-01	1994	LA-Pico & Sentous	6.69	PIC090	PIC180	PIC-UP
GM16	RSN1107	Kobe_Japan	1995	Kakogawa	6.9	KAK000	KAK090	KAK-UP
GM17	RSN1118	Kobe_Japan	1995	Tadoka	6.9	TDO000	TDO090	TDO-UP
GM18	RSN4855	Chuetsu-oki_Japan	2007	Sanjo	6.8	65024EW	65024NS	65024UD
GM19	RSN5778	Iwate_Japan	2008	Matsuyama City	6.9	54012EW	54012NS	54012UD
GM20	RSN5774	Iwate_Japan	2008	Nakashinden Town	6.9	54008NS	54008EW	54008UD
GM21	RSN5969	El Mayor-Cucapah_Mexico	2010	Bonds Corner	7.2	BCR090	BCR360	BCR-UP
GM22	RSN5990	El Mayor-Cucapah_Mexico	2010	El Centro Array #7	7.2	E07090	E07360	E07-UP
GM23	RSN6923	Darfield_New Zealand	2010	Kaiapoi North School	7.0	KPOCN15E	KPOCS75E	KPOCUP
GM24	RSN6988	Darfield_New Zealand	2010	Darfield_ New Zealand	7.0	WSFCN38W	WSFCS52W	WSFCUP

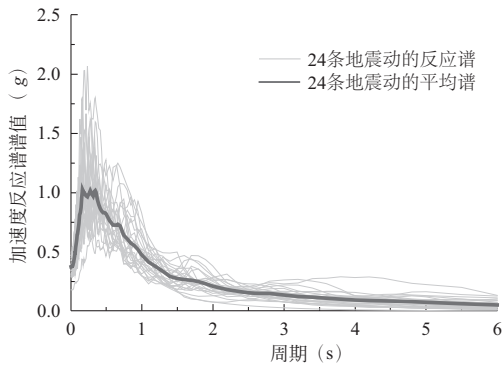


图 7 所选地震动的反应谱

Fig. 7 Response spectrum of the selected ground motion

在地震动输入时，本文将 H1 方向的时程曲线输入到结构的 X 方向，H2 方向的时程曲线输入到结构的 Y 方向，V 方向的时程曲线输入到结构的竖向。

3 结构地震易损性分析

3.1 地震易损性分析理论

结构地震易损性是指在不同强度的地震作用下，结构达到某一极限状态的概率，宏观描述了地震动强度与结构损伤程度间的关系，是一种基于概率的抗震性能评估方法。本文基于增加动力分析 IDA，并根据传统可靠度方法，求解在不同地震动强度 IM 作

用下结构的需求 D 超过所定义的结构能力参数 C 的条件概率, 其可表示为:

$$P_f = P(C/D < 1) \quad (8)$$

由于, 结构能力参数 C 与结构地震需求 D 为独立随机变量, 且其对数都服从正态分布。因此, 大跨异形钢连廊连体结构构件在不同损伤状态下的失效概率可表示为:

$$P_f = \varphi \left[\frac{\ln \hat{C} - \ln \hat{D}}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}} \right] = \varphi \left[\frac{\ln(\alpha(PGA)^\beta / \hat{C})}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}} \right] \quad (9)$$

式中: P_f 为结构的失效概率; \hat{C} 、 \hat{D} 为结构能力和结构需求的中位值; α 、 β 为指数函数的分布系数, 可通过对结构进行增量动力分析的数据, 经统计回归计算得到; ϕ 为标准正态分布函数, 通过查找标准正态分布表得到; β_c 、 β_d 为结构能力与结构需求的正态分布的标准差, 根据高标准耐震设计规范 (HAZUS99), 当易损性曲线以 PGA 为自变量时, $\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}$ 取 0.5。

本文中连体结构是由主楼、附楼 I 和连接体组成的一个整体, 因此将连体结构系统看作为串联体系。对于串联体系由可靠度理论可得, 当构件的地震需求完全相关时, 连体结构体系的易损性等于单个构件易损性的最大值, 即:

$$P_{fs} = \max_{i=1}^m [P_i] \quad (10)$$

当构件的地震需求完全不相关时, 各构件的地震需求互相独立, 连体结构体系的易损性为:

$$P_{fs} = 1 - \prod_{i=1}^m [1 - P_i] \quad (11)$$

式中: P_{fs} 为连体结构体系的易损性; P_i 为各构件的易损性; m 为构件的数量。

3.2 IDA 分析

在增量动力 (incremental dynamic analysis, IDA) 分析时, 本文根据文献 [20] 的建议, 选用地面峰值加速度 PGA 作为地震动强度指标 IM 。根据试算结果发现, 在大跨异形钢连廊连体结构的各构件中, 预埋锚固端最先发生破坏, 在 PGA 为 $0.6g$ 时, 预埋锚固端在大部分地震动作用下都已经发生了破坏。因此, 本文采用不等步长法对所选 24 条地震动进行调幅, 调幅后的 PGA 分别为: $0.05g$ 、 $0.1g$ 、 $0.2g$ 、 $0.3g$ 、 $0.35g$ 、 $0.4g$ 、 $0.45g$ 、 $0.5g$ 、 $0.55g$ 、 $0.6g$ 。在此基础上, 根据 GB 50011—2010 《建筑抗震设计规范》^[21], 三向输入时加速度峰值按 X 向: Y 向: Z 向 = $1 : 0.85 : 0.65$ 的比例调整。

选择主楼和附楼 I 的最大层间位移角 θ_1 和 θ_2 作

为结构的地震需求参数, 以 PGA 作为地震动强度参数, 得到主楼和附楼 I 的 IDA 曲线如图 8 和图 9 所示。由图可知, IDA 曲线的整体收敛性较好。地震动强度较小时, IDA 曲线为直线且分布较集中, 不同地震动引起的结构响应差别不大, 结构尚处于弹性阶段。随着地震动强度的增加, IDA 曲线的斜率减小且有较大的离散性, 不同地震动对结构响应的影响逐渐增大, 结构进入弹塑性阶段。

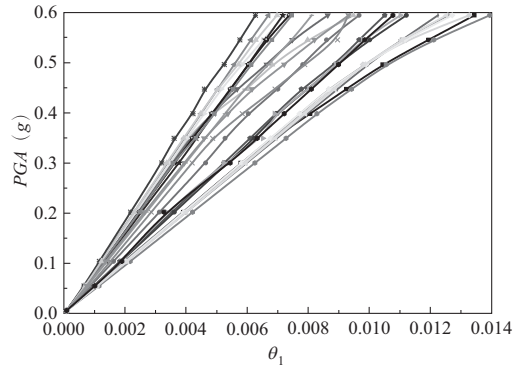


图 8 主楼的 IDA 曲线

Fig. 8 IDA curves of the main building

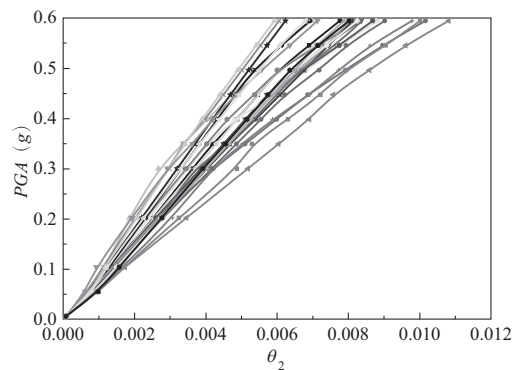


图 9 附楼 I 的 IDA 曲线

Fig. 9 IDA curves of the affiliated building I

对于大跨异形钢连廊连体结构连廊与主楼相连的橡胶隔震支座端, 选择橡胶支座的剪切应变 γ_s 作为其地震需求参数, 得到橡胶支座端的 IDA 曲线如图 10 所示。由图 10 可知, 由于地震动的不确定性, 橡胶支座的地震响应不同, IDA 曲线的形状也不同, 有些曲线形状较为平滑, 有些曲线呈现波浪形, 这说明不同的地震动作用时橡胶支座的损伤发生在不同的位置。

对于大跨异形钢连廊连体结构连廊与附楼 I 相连的角钢预埋件锚固端, 由于连廊与附楼 I 在多个连接点为锚固连接, 本文选择受力较大且在试验中破坏较严重的锚固点 M1 (如图 4) 的损伤因子 d 作为其地

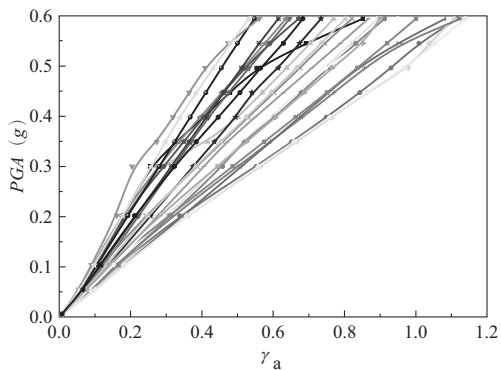


图 10 橡胶隔震支座的 IDA 曲线

Fig. 10 IDA curves of linear natural rubber isolation bearing

震需求参数, M1 点的预埋件构造如图 11 所示。根据式(5)和式(6)计算损伤因子 d , 式中 α_r 取 0.85, Z 取 0.51, 角钢预埋件纯剪强度 V_{u0} 和角钢预埋件纯拉强度 N_{u0} 分别按式(3)、式(4)计算, 其值分别为 4322kN 和 7050kN。根据计算的损伤因子 d , 得到连廊角钢预埋锚固端的 IDA 曲线如图 12 所示。由图可知, IDA 曲线的离散性较小。由于地震动的不确定性, 在不同地震动作用下, 连廊预埋锚固端的损伤因子 d 不同。当 PGA 为 0.6g 时, 大部分地震动作用下, 预埋锚固端的损伤因子 d 都大于了 1, 表明预埋锚固端发生了破坏。

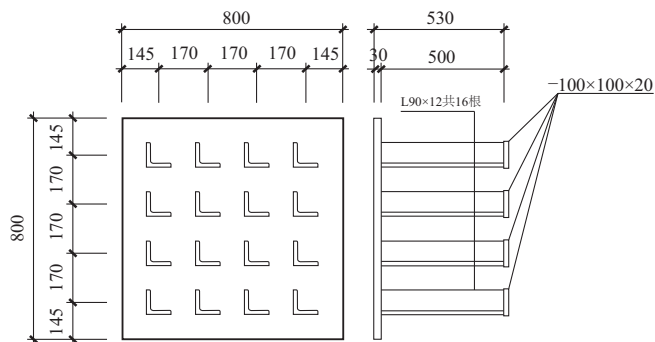


图 11 角钢预埋件的构造(单位: mm)

Fig. 11 The construction of angel steel embedded parts (unit: mm)

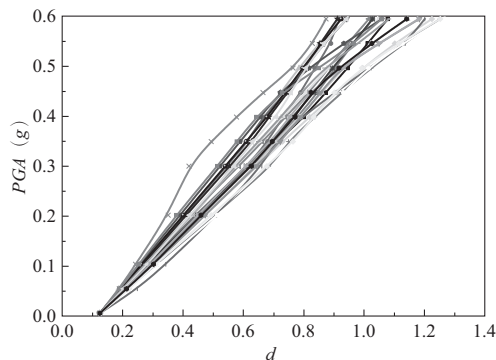
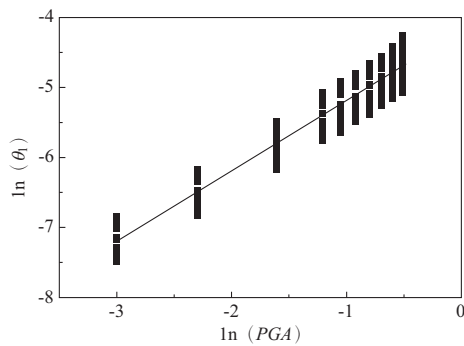


图 12 连廊角钢预埋锚固端的 IDA 曲线

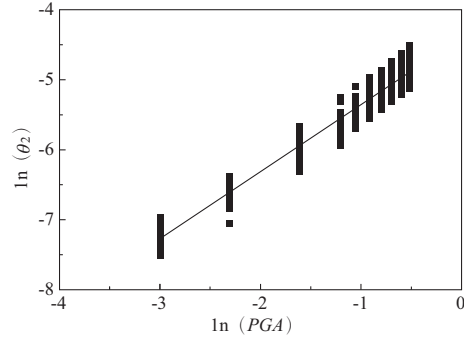
Fig. 12 IDA curves of the corridor angel steel embedded parts

3.3 局部结构的地震易损性分析

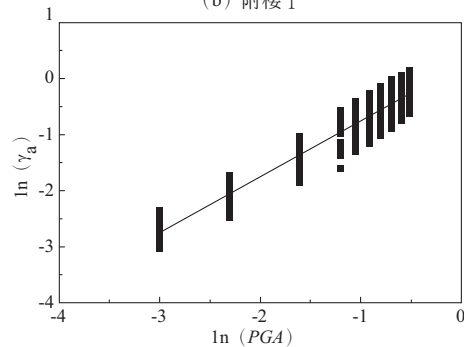
以地面峰值加速度 PGA 的对数为自变量, 连体结构地震需求参数 D 的对数为因变量建立坐标系, 并对得到的数据进行线性回归, 得到局部结构的能力需求比 IDA 曲线, 如图 13 所示。通过线性回归得到局部结构地震概率需求参数, 如表 7 所示。



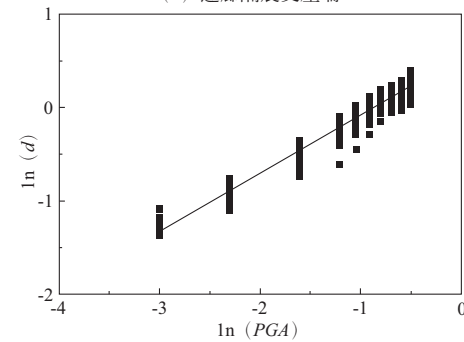
(a) 主楼



(b) 附楼 I



(c) 连廊隔震支座端



(d) 连廊预埋锚固端

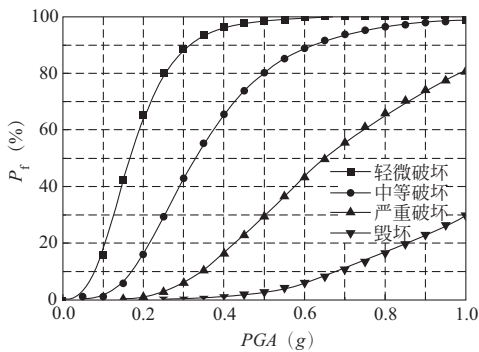
图 13 局部结构的地震概率需求模型

Fig. 13 Seismic probability demand model of local structures

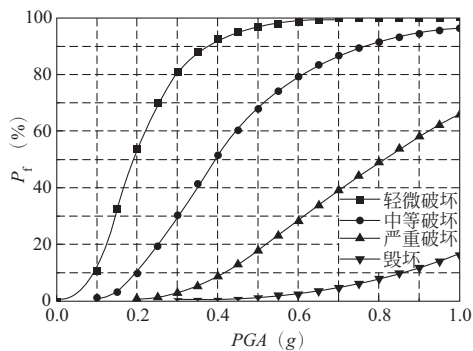
表7 局部结构的地震概率需求参数
Table.7 Seismic probability demand parameter of local structures

需求参数	回归方程	相关系数	α	β
θ_1	$\ln(\theta_1) = 1.00667\ln(PGA) - 4.17510$	0.915	0.01537	1.00667
θ_2	$\ln(\theta_2) = 0.95893\ln(PGA) - 4.40111$	0.956	0.01226	0.95893
γ_a	$\ln(\gamma_a) = 1.00303\ln(PGA) + 0.26103$	0.902	1.29827	1.00303
d	$\ln(d) = 0.616852\ln(PGA) + 0.53680$	0.957	1.71052	0.61852

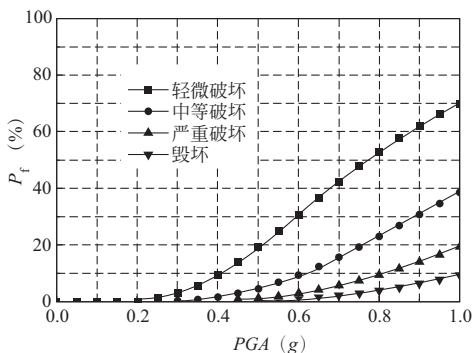
由表7所得到的指数函数分布系数 α 、 β ，根据式(9)可以计算不同地震动强度下连体结构各部分达到不同极限状态的超越概率 P_f 。然后以地面峰值加速度PGA作为横坐标，不同极限状态下连体结构各部分的超越概率 P_f 为纵坐标，绘制出连体结构各局部结构的地震易损性曲线，如图14所示。



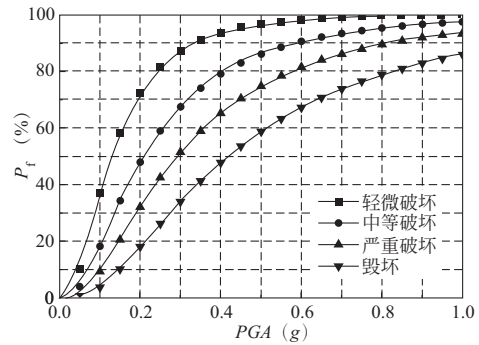
(a) 主楼



(b) 附楼 I



(c) 连廊橡胶隔震支座端



(d) 连廊角钢预埋锚固端

图14 局部结构的地震易损性曲线

Fig.14 Seismic vulnerability curves of local structures

从图14中可以看出，随着地面峰值加速度PGA的增大，连体结构各局部结构在不同极限状态下的超越概率 P_f 也随之增加；轻微破坏状态的易损性曲线比较陡峭，表明连体结构各局部结构轻微破坏发展十分迅速，结构对地震动强度变化较敏感，随着破坏状态的加深，易损性曲线逐渐变得平缓，这表明随着连体结构进入塑性状态，连体结构各局部结构的延性表现出了其抗震作用。

根据图14，还可以得出连体结构各局部结构在不同水准地震作用下的易损性矩阵，如表8所示。由表8可知，在8度多遇地震作用下，主楼、附楼I、橡胶隔震支座端和角钢预埋锚固端达到轻微破坏的超越概率为4.2%、2.7%、0和20.5%；在8度罕遇地震作用下，主楼、附楼I、橡胶隔震支座端和角钢预埋锚固端达到毁灭的超越概率为0.8%、0.3%、0和47.7%，这表明连体结构角钢预埋锚固端的破坏概率远大于主楼、附楼I和橡胶隔震支座端，且橡胶隔震支座端的破坏概率远小于连体结构的其他部位。从易损性矩阵的角度，通过对比可以发现，在同一地震动强度下连体结构的损伤程度由大到小依次为：角钢预埋锚固端、主楼、附楼I、橡胶隔震支座端。

表8 局部结构的地震易损性矩阵

Fig.8 Seismic vulnerability matrix of local structures

局部结构名称	设防水准	损伤状态				
		基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	毁灭
主楼	8度多遇	95.7%	4.3%	0	0	0
	8度设防	34.8%	36.8%	15.1%	0.9%	0
	8度罕遇	3.7%	30.7%	49.4%	15.3%	0.8%
附楼 I	8度多遇	97.3%	2.7%	0	0	0
	8度设防	46.3%	44.0%	9.4%	0.4%	0
	8度罕遇	7.7%	40.8%	42.6%	8.5%	0.3%

续表

局部结构名称	设防水准	损伤状态				
		基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	毁坏
橡胶隔震支座端	8度多遇	100.0%	0	0	0	0
	8度设防	99.6%	0.4%	0	0	0
	8度罕遇	90.6%	7.7%	1.3%	0.4%	0
角钢预埋锚固端	8度多遇	79.7%	11.6%	4.9%	2.5%	1.3%
	8度设防	37.9%	14.1%	16.0%	14.0%	18.1%
	8度罕遇	10.8%	10.2%	13.8%	17.4%	47.7%

3.4 整体结构的地震易损性分析

连体结构是由主楼，附楼 I 和连接体组成的一个整体，虽然连体结构整体的易损性与各局部结构的易损性有关，但是各局部结构的易损性并不能代表连体结构整体的易损性，这是因为在连体结构中部分结构有较好的抗震性能，但其整体的抗震性能却不高，因此本文在分析了主楼、附楼 I、橡胶隔震支座端和角钢预埋锚固端易损性的基础上，对连体结构整体的易损性进行分析。

由式(10)和式(11)可得到连体结构整体的地震易损性曲线，如图 15 所示。由图可知，由于连体结构整体的易损性曲线的下界是由最容易破坏的构件决定的，所以 4 种损伤状态下连体结构整体的超越概率均大于各局部结构的超越概率，因此以局部构件的易损性来评价连体结构整体的易损性是不安全的。从连体结构易损性曲线的上、下界变化可以看出，轻微破坏状态的上下界间距较大，随着破坏程度的加大，上、下界的间距逐渐减小，这是因为随着破坏程度的加大，角钢预埋件锚固端的超越概率远大于其他局部结构的超越概率，使得角钢预埋件锚固端在连体结构整体的易损性中起主导作用。并且可以得到，连体结构在 8 度多遇地震时发生轻微破坏、中等破坏、严重破坏和毁坏的超越概率上界为 25.8%、

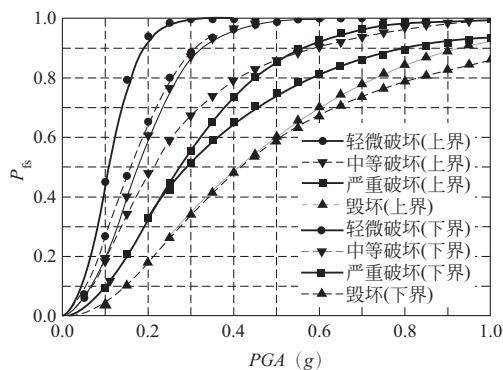


图 15 整体结构的地震易损性曲线

Fig. 15 Seismic vulnerability curve of overall structure

8.9%、3.8% 和 1.3%，超越概率下界为 20.3%、8.8%、3.8% 和 1.3%；连体结构在 8 度罕遇地震时发生轻微破坏、中等破坏、严重破坏和毁坏的超越概率上界为 100%、96.5%、73.4% 和 48.4%，超越概率下界为 96.3%、78.9%、65.1% 和 47.7%。

4 地震易损性的试验验证

根据对大跨异形钢连廊连体结构进行的地震模拟振动台试验^[22]，研究结果表明，在 8 度多遇地震时，模型结构未发现明显破坏。在 8 度设防地震时，主楼、附楼 I 和连廊未发现明显破坏，在连廊下弦与附楼 I 连接处发现微小裂缝，且在预埋钢片处有少量混凝土剥落，如图 16(a) 和图 16(b) 所示。在 8 度罕遇地震时，模型发现了较明显的破坏，主楼二层剪力墙底端出现水平裂缝，但未贯通，如图 16(c) 所示；附楼 I 底层框架柱的柱端开裂，并伴有混凝土剥落现象，如图 16(d) 所示；连廊与主楼连接处的橡胶隔震支座未出现破坏，在连廊与附楼 I 连接处的裂缝有一定的延伸和加深，并加大了预埋件剥离程度。从试验的破坏现象可以看出，在同一强度地



(a) 连廊下弦与附楼 I 连接处裂缝



(b) 连廊下弦与附楼 I 连接处预埋件剥离



(c) 主楼二层剪力墙底端裂缝



(d) 附楼I底层柱顶裂缝

图 16 振动台试验的损伤现象

Fig. 16 Failure pattern of the shaking table test

震动作用下, 连体结构的局部结构损伤程度由大到小依次为: 预埋锚固端、主楼、附楼 I、橡胶隔震支座端, 试验中各局部结构的破坏顺序和破坏程度与易损性分析结果基本相同。

5 结 论

本文以大跨异形钢连廊连体结构为研究对象, 选取了 24 条地震动记录, 并对其进行了三维地震激励下的 IDA 分析, 分别以最大层间位移角 θ 、剪切应变 γ_a 和损伤因子 d 分别为主楼、附楼 I、橡胶隔震支座和连廊预埋锚固端的损伤指标, 得到了连体结构局部和整体的地震易损性曲线, 并通过振动台试验对地震易损性分析结果进行了验证, 得到以下结论。

(1) 在 8 度罕遇地震时连体结构发生轻微破坏、中等破坏、严重破坏和毁坏的超越概率上界为 100%、96.5%、73.4% 和 48.4%, 超越概率下界为 96.3%、78.9%、65.1% 和 47.7%。连体结构整体的损伤概率大于各局部结构的损伤概率, 采用局部结构的易损性来评价连体结构整体的易损性是偏于不安全的。

(2) 通过各局部结构的地震易损性曲线和易损性矩阵可以发现, 在同一地震动强度作用下, 连体结构最易发生损坏的局部结构依次是预埋锚固端、主楼、附楼 I 和橡胶隔震支座端。此结果与振动台试验中各局部结构的破坏顺序和破坏程度相同。

(3) 连体结构的薄弱部位存在于连廊与附楼 I 连接处的预埋锚固端, 该处在地震作用下易发生破坏。建议加强锚固, 保证其可靠连接, 或在连接处增加黏滞阻尼器, 以减小连廊的地震响应。

参 考 文 献

[1] 陈尚鸿, 祁皓, 王素裹, 等. 多维多点输入下大跨度连体高层结构地震反应振动台阵试验研究[J]. 工程力学, 2014, 31(6): 212-217 (Chen Shanghong, Qi Ai, Wang Suguo, et al. Experimental study of long-span

connected structure under multi-dimensional and multi-supported earthquake excitations [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(6): 212-217 (in Chinese))

- [2] 徐培福, 肖从真, 王翠坤. 架空连廊的震害及设计建议[J]. 建筑结构, 2004, 11(1): 51-52
- [3] 周长东, 田苗旺, 张许, 等. 考虑多维地震作用的高耸钢筋混凝土烟囱结构易损性分析[J]. 土木工程学报, 2017, 50(3): 54-64 (Zhou Changdong, Tian Miaowang, Zhang Xu, et al. Seismic fragility analysis for high-rise RC chimney considering multi-dimensional seismic actions[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(3): 54-64 (in Chinese))
- [4] 潘毅, 陈侠辉, 王涵平, 等. 无粘结预应力装配式框架结构地震易损性分析[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2018, 50(6): 71-77 (Pan Yi, Chen Xiahui, Wang Hanping, et al. Seismic fragility analysis of unbonded post-tensioned fabricated RC frame structures [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2018, 50(6): 71-77 (in Chinese))
- [5] 国巍, 曾晨, 潘毅, 等. 基于增量动力分析法的高层建筑—阻尼器系统地震易损性分析[J]. 土木与环境工程学报(中英文), 2019, 41(4): 59-68 (Guo Wei, Zeng Chen, Pan Yi, et al. IDA based seismic fragility analysis of high-rise building-damper system[J]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2019, 41(4): 59-68 (in Chinese))
- [6] Kircil M S, Polat Z. Fragility analysis of mid-rise R/C frame buildings[J]. Engineering Structures, 2006, 28(9): 1335-1345
- [7] Buratti N, Ferracuti B, Savoia M. Response surface with random factors for seismic fragility of reinforced concrete frames[J]. Structural Safety, 2010, 32(1): 42-51
- [8] Yazdani A, Razmyan S, Hossainabadi H B. Approximate incremental dynamic analysis using reduction of ground motion records [J]. International Journal of Engineering, 2015, 28(2): 190-197
- [9] JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010 (JGJ 3—2010 Technical specification for concrete structures of tall building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010 (in Chinese))
- [10] TBI Guidelines Working Group. Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings [R] Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2010
- [11] 吕西林, 苏宁粉, 周颖. 复杂高层结构基于增量动力分析的地震易损性分析[J]. 地震工程与工程振动, 2012, 32(5): 19-25 (Lv Xilin, Su Ningfen, Zhou Ying. IDA-based seismic fragility analysis of a complex high-rise structure [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2012, 32(5): 19-25 (in Chinese))
- [12] 刘大海. 高层建筑抗震设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1993
- [13] Zhang J, Huo Y. Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method[J]. Engineering Structures, (下转第 61 页)

- strengths of concrete [J]. Journal of Vibration and Shock, 2016, 35(24): 6-13, 26 (in Chinese))
- [35] DL/T 5330—2015 水工混凝土配合比设计规程[S]. 北京: 中国电力出版社, 2015 (DL/T 5330—2015 Code for mix design of hydraulic concrete [S]. Beijing: China Electric Power Press, 2015 (in Chinese))
- [36] Xu G, Wang H. Molecular dynamics study of interfacial mechanical behavior between asphalt binder and mineral aggregate [J]. Construction and Building Materials, 2016, 121: 246-254
- [37] 杜修力, 金浏, 李冬. 混凝土与混凝土结构尺寸效应述评(I): 材料层次[J]. 土木工程学报, 2017, 50(9): 28-45 (Du Xiuli, Jin Liu, Li Dong. A state-of-the-art review on the size effect of concretes and concrete structures (I): concrete materials [J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(9): 28-45 (in Chinese))
- [38] 杜修力, 金浏, 李冬. 混凝土与混凝土结构尺寸效应述评(II): 构件层次[J]. 土木工程学报, 2017, 50(11): 24-44 (Du Xiuli, Jin Liu, Li Dong. A state-of-the-art review on the size effect of concretes and concrete structures (II): RC members [J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(11): 24-44 (in Chinese))

李 冬(1988—), 男, 博士, 助理研究员。主要从事混凝土材料多尺度分析理论研究。

金 浏(1985—), 男, 博士, 教授。主要从事混凝土及混凝土结构领域研究。

杜修力(1962—), 男, 博士, 教授。主要从事结构工程及地震工程领域研究。

刘晶波(1956—), 男, 博士, 教授。主要从事结构工程及防灾减灾工程领域研究。

段文会(1973—), 男, 博士, 教授。主要从事纳米科学和纳米材料在土木工程中的应用研究。

(上接第 22 页)

2009, 31(8): 1648-1660

- [14] Design specifications for highway bridges: Part V seismic design[S]. Tokyo: Japan Road Association, 2002
- [15] JTG/T B02-01—2008 公路桥梁抗震设计细则[S]. 北京: 人民交通出版社, 2008 (JTG/TB02-01—2008 Guidelines for seismic design of highway bridges [S]. Beijing: China Communications Press, 2008 (in Chinese))
- [16] 殷芝霖, 李玉温. 钢筋混凝土结构中预埋件的设计方法(七)——拉剪和拉弯剪预埋件[J]. 工业建筑, 1988, 25(10): 39-50
- [17] 潘毅, 时胜杰, 常志旺, 等. 近断层脉冲地震动对基础隔震结构放大效应的量化分析[J]. 土木工程学报, 2018, 51(11): 8-16 (Pan Yi, Shi Shengjie, Chang Zhiwang, et al. Quantitative study on amplification effect of base-isolated structures subjected to near-fault pulse-like ground motions [J]. China Civil Engineering Journal, 2018, 51(11): 8-16 (in Chinese))
- [18] 潘毅, 季晨龙, 卢立恒, 等. 地震动频谱特性对基础隔震结构双向地震响应的影响[J]. 土木工程学报, 2013, 46(5): 50-55 (Pan Yi, Ji Chenlong, Lu Liheng, et al. Effects of ground motion characteristics on bilateral seismic response of base-isolated structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(5): 50-55 (in Chinese))
- [19] ATC Quantification of building seismic performance factors [R]. Washington: Federal Emergency Management Agency, 2009
- [20] Shome N. Probabilistic seismic demand analysis of non-linear structures[D]. Palo Alto: Stanford University, 1999
- [21] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010 (GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010 (in Chinese))
- [22] 潘毅, 赵崇锦, 常志旺, 等. 大跨异形钢连廊连体结构振动台试验研究[J]. 土木工程学报, 2019, 52(2): 66-77 (Pan Yi, Zhao Chongjin, Chang Zhiwang, et al. Shaking table test of connected structure with large-span special-shaped steel corridor [J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(2): 66-77 (in Chinese))

潘 毅(1977—), 男, 博士, 教授。主要从事建筑结构抗震设计、鉴定与加固研究。

胡思远(1994—), 男, 硕士研究生。主要从事建筑结构抗震与隔震设计的研究。

赵崇锦(1993—), 男, 硕士研究生。主要从事建筑结构抗震与减震设计的研究。

李 晰(1984—), 男, 博士, 讲师。主要从事桥梁结构的抗震与减震研究。