

DOI: 10.11918/j.issn.0367-6234.201709017

无黏结预应力装配式框架结构地震易损性分析

潘毅^{1,2}, 陈侠辉¹, 王涵平^{1,3}, 赵崇锦¹

(1.西南交通大学 土木工程学院, 成都 610031; 2.抗震工程技术四川省重点实验室(西南交通大学), 成都 610031;
3.中铁第六勘察设计院集团有限公司, 天津 300308)

摘要: 为研究无黏结预应力装配式框架结构的抗震性能, 首先采用有限元软件 OpenSEES 中的梁柱节点单元模拟无黏结预应力梁柱节点, 并与试验结果进行验证. 然后, 按照场地条件选取 18 条地震动记录, 以预应力筋屈服和最大层间位移角作为结构的损伤指标, 建立地震需求模型. 最后, 采用 IDA 方法对一栋 6 层无黏结预应力装配式框架结构和现浇框架结构进行易损性分析, 得到两种结构的 IDA 曲线和易损性曲线. 研究表明: 在水平地震作用下, 柱截面尺寸和配筋相同、梁截面尺寸和受弯承载力相同时, 在防止倒塌性态点处, 装配式结构的最大层间位移角和地震动强度指标均小于现浇结构; 当地震动强度较小时, 装配式框架结构和现浇框架结构的抗倒塌能力接近, 但随着地震动强度的增大, 在防止倒塌性态点处, 装配式框架结构的抗倒塌能力比现浇框架结构弱.

关键词: 预应力; 装配式框架; 梁柱节点; 增量动力分析 (IDA); 地震易损性

中图分类号: TU375; TU378

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2018)06-0071-07

Seismic fragility analysis of unbonded post-tensioned fabricated RC frame structures

PAN Yi^{1,2}, CHEN Xiahui¹, WANG Hanping^{1,3}, ZHAO Chongjin¹

(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;

3. China Railway Liuyuan Group Co., Ltd., Tianjin 300308, China)

Abstract: To investigate the seismic performance of unbonded fabricated frame, a numerical model of the beam-column connection was built in OpenSEES. The comparison between test results and numerical analysis proved the effectiveness of the numerical model. Eighteen different ground motions were employed in the seismic fragility analysis according to the site conditions. The maximum story drift and tensile force in prestress strands were chosen as the damage indexes. Through IDA analysis for two 6-story frame structures, i.e. the common RC frame and unbonded fabricated frame, the IDA curves and fragility curves were obtained. According to the analysis, the unbonded fabricated frame can sustain ground motion record with smaller intensity index than the common RC frame with the same configurations, i.e. the cross-section of column, reinforcement ratio etc. Under small earthquake, the two frame structures present similar performance, while under strong earthquake, the collapse resistance performance of common RC frame is better than that of the unbounded fabricated frame.

Keywords: prestressed; fabricated RC frame; beam-column connection; incremental dynamic analysis (IDA); seismic fragility

近年来, 中国发生的汶川地震和芦山地震造成了灾区大量建筑的破坏和倒塌^[1-2]. 这使得地震易损性分析越来越受到重视. 对建筑物进行易损性分析, 震前可以预测震害情况, 帮助设计人员提高结构的抗震能力; 震后可以进行损失评估, 为灾害估计和救灾重建提供依据. 国内外学者对此问题进行了大量研究. Ozaki 等^[3]对基于线性和非线性响应的传统方法进行了改进, 并将改进后的方法用于反应堆厂房

的地震易损性分析; 尹之潜等^[4]为与新的地震动参数区划图接轨, 克服以烈度为依据的震害预测方法的缺陷, 提出了以地震加速度谱值为输入参数的建筑物易损性分析; Schotanus 等^[5]对钢筋混凝土框架结构时变系统可靠度的地震易损性进行了分析; 吕大刚等^[6-7]对钢筋混凝土结构进行了整体抗震能力分析 and 地震易损性分析, 得到了该结构的概率地震需求模型和易损性曲线; Buratti 等^[8]考虑结构参数和地震激励的不确定性, 对其地震易损性进行了评估; 刘晶波等^[9]、吴巧云等^[10]提出了基于结构极限破坏状态确定结构抗震性能水平的方法, 并对结构进行基于性能的地震易损性分析, 判断其所处的地震破坏状态. 目前, 对现浇钢筋混凝土框架结构(下

收稿日期: 2017-09-24

基金项目: 国家重点研发计划(2016YFC0802205);

国家自然科学基金(51608073)

作者简介: 潘毅(1977—), 男, 副教授, 博士生导师

通信作者: 潘毅, panyi@home.swjtu.edu.cn

文简称:现浇结构)地震易损性的研究较多,而鲜有对预应力装配式框架结构(下文简称:装配式结构)地震易损性进行分析.

装配式结构因具有施工工期短、施工质量易于控制、对环境影响小等优点,正得到大力推广.近年来,装配式结构的研究也广泛开展起来.Priestley 等^[11]对两个后张预应力装配式梁柱节点进行了低周反复加载试验,分析了装配式梁柱节点的耗能表现;郭彤等^[12]提出腹板摩擦式预应力装配式节点构造,研究了节点的力学行为和耗能能力;Deng 等^[13-14]通过实验研究了带预应力钢绞线的装配式自复位梁柱节点的抗震性能,实验结果表明该节点具有良好的耗能能力和承载力.目前,装配式结构的研究多集中在梁柱节点方面,而针对整体结构性能的研究还较少.

针对装配式结构地震易损性研究的不足,本文从无黏结预应力装配式节点入手,采用增量动力分析方法(incremental dynamic analysis,简称 IDA)对一栋六层装配式结构进行易损性分析,并与现浇结构进行对比,预测装配式结构在不同等级的地震作用下发生破坏的概率,为装配式结构的抗震性能评估提供科学依据.

1 结构模型及地震动选取

1.1 梁柱节点模型的建立

基于 OpenSEES 分析软件,本文采用零长度单元释放装配式结构的梁端刚度以模拟节点的半刚性,预应力钢绞线采用桁架单元,装配式结构和现浇结构的梁、柱均采用非线性梁柱单元^[15].节点模型的建立如图 1 所示.该模型共包含 6 个节点和 5 个单元,其中 2 号节点和 4 号节点之间是零长单元,其他单元为普通梁单元.零长单元用于模拟节点区的界面抗剪行为,释放 2、4 节点之间的转动自由度,约束其平动自由度.普通梁柱单元的混凝土和钢筋的本构模型分别采用修正后的 Kent-Park 本构模型和 Pinto 本构模型.

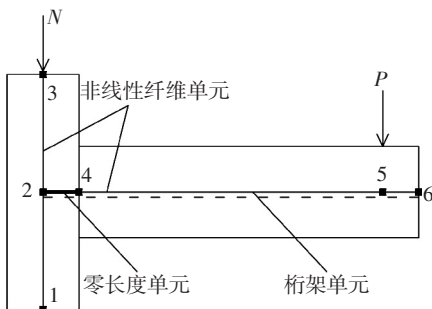
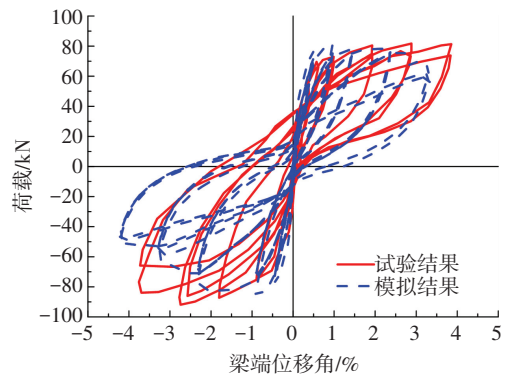


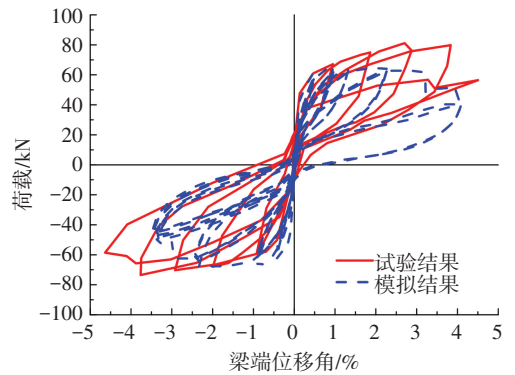
图 1 装配式结构节点模型

Fig.1 Beam-column joint model of assembled RC frame

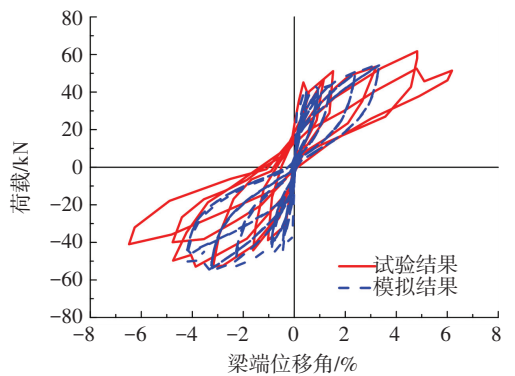
为验证本文建模方法的有效性,选取文献[16]中的 3 个后张无黏结预应力装配式混凝土节点试验,采用上述建模方式对这 3 个节点试件进行模拟分析,计算结果与试验结果的对比如图 2 所示.由图 2 可见,模拟结果与试验结果在峰值荷载,卸载刚度等力学特性上存在一定的误差.这些误差主要来源于纤维模型与实际结构的误差.纤维模型难以模拟出预制梁柱之间的接触效应,故滞回曲线的捏拢效应会略低于试验结果.但二者的滞回曲线特征基本吻合,说明本文采用的建模方法有效,可用于装配式结构的易损性分析.



(a) RCJ1



(b) RCJ2



(c) RCJ3

图 2 梁柱节点滞回曲线比较

Fig.2 Comparison of hysteresis curves of beam-column connection

1.2 框架结构模型的建立

根据中国建筑设计规范^[17-20],设计了一栋六层无黏结预应力装配式结构,其平面、I-I 剖面如

图 3 所示.该结构位于西南地区某省会城市,地震分组为第三组,II 类场地、抗震设防烈度 7 度(0.1g).屋面恒载为 5.0 kN/m²,活载为 0.5 kN/m²;楼面恒载为

4.0 kN/m²,活载为 2.0 kN/m²;梁间线荷载为 9.6 kN/m,基本风压为 0.35 kN/m²,基本雪压为 0.15 kN/m²,该框架结构满足相应规程要求的适用范围^[19-20].

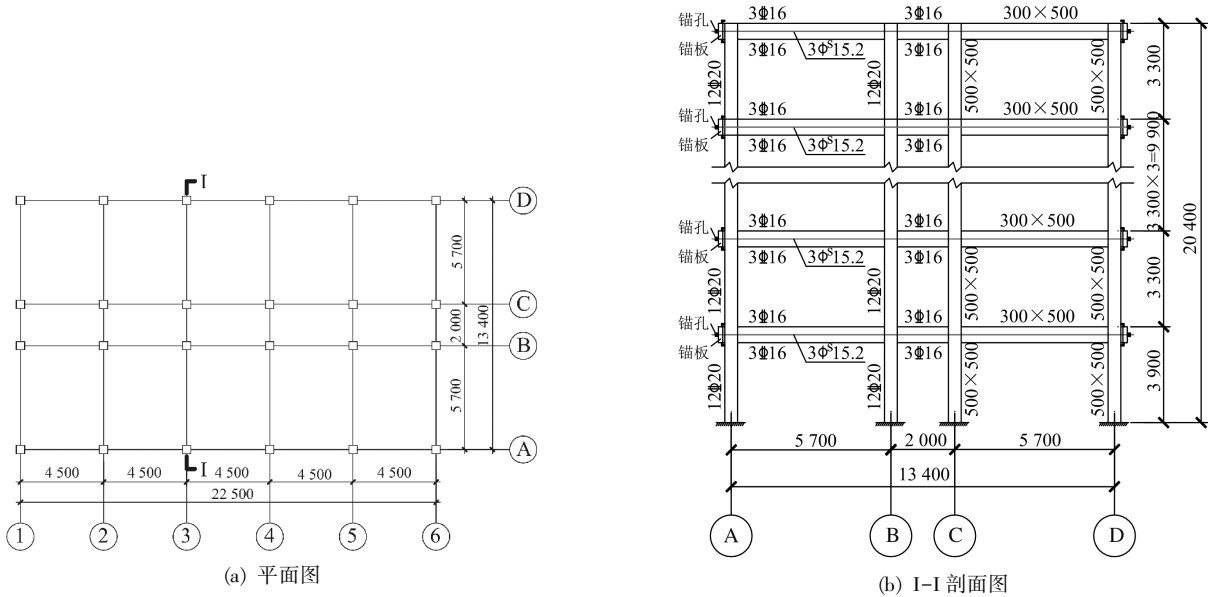


图 3 装配式结构 (mm)

Fig.3 The fabricated RC frame structure (mm)

现浇结构的结构平面布置,梁柱截面的尺寸、配筋率均保持与装配式结构相同.两种结构均选取 I-I 剖面作为分析对象,梁、柱配筋如图 4 所示.采用 OpenSEES 软件对结构进行非线性分析.框架梁柱按照上述建模方式在 OpenSEES 中建立模型,预应力筋采用桁架单元.

梁、柱采用 C40 混凝土,轴心抗压强度为 26.8 MPa,抗压应变为 1.589×10^{-3} ;轴心抗拉强度为 2.39 MPa,抗拉应变为 1.044×10^{-4} ,弹性模量为 3.25×10^4 MPa.无黏结预应力筋为 1×7 的 Φ^s 15.2 钢绞线,预应力度为 0.55,初始应力为 1 023 kN,沿梁截面中性轴对称布置,钢筋的力学性能参数见表 1,装配式结构的节点见图 5.

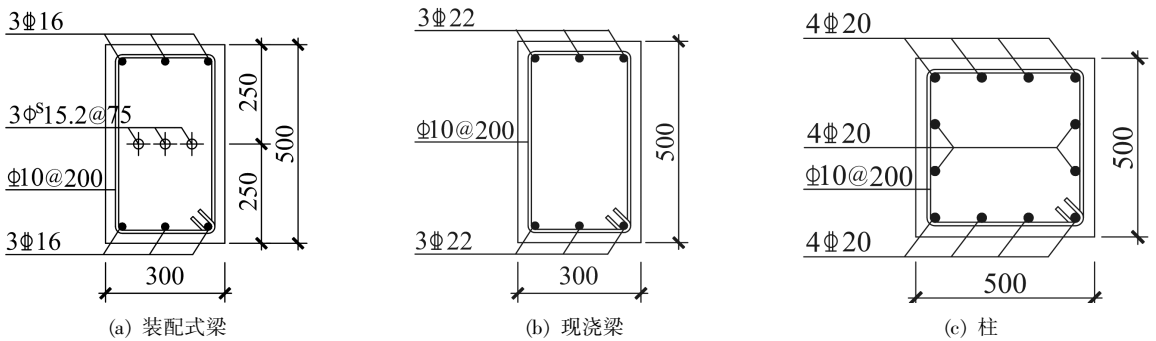


图 4 梁、柱配筋

Fig.4 Reinforcements of beams and columns

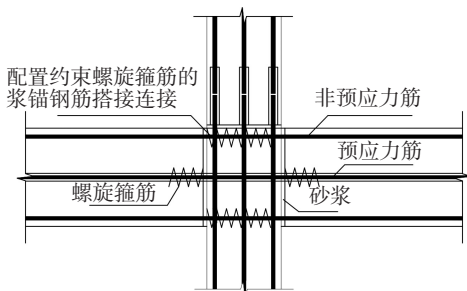


图 5 装配式结构节点示意

Fig.5 Diagram of fabricated frame structure node

表 1 钢筋的力学性能参数

Tab.1 Parameters of reinforcement mechanics performance

钢筋等级	钢筋直径/ mm	弹性模量/ 10 ⁵ MPa	屈服强度/ MPa	极限强度/ MPa
HRB335	10.0	2.00	335	455
HRB400	16.0	2.00	400	540
HRB400	20.0	2.00	400	540
HRB400	22.0	2.00	400	540
钢绞线	15.2	1.95	1 320	1 860

1.3 地震动记录和强度指标的选取

II 类场地类似于美国地震勘测中心 (USGS) 的

S2 类场地^[21],采用美国 ATC-63 (2008) 报告^[22] 中建议的选取原则.在美国太平洋地震研究中心 (PEER) 的强震动记录数据库中,选取了 16 条外国地震动记录和 2 条中国地震动记录,其反应谱和设计反应谱如图 6 所示,选取的 18 条地震记录反应谱平均值与中国设计反应谱基本吻合.

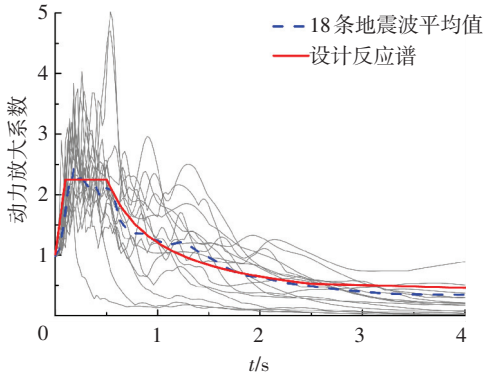


图 6 地震动反应谱

Fig.6 Response spectrums

根据 Vamvatsikos^[23] 建议,选取 $S_a(T_1, 5\%)$ 作为地震动强度指标.

2 地震易损性分析

2.1 结构性态点的定义

为了分析结构在地震作用下的性能,需要在 IDA 曲线上确定结构各种性能的状态.根据美国 FEMA 和中国《建筑抗震设计规范》的建议,本文选取 4 个典型性态点评估结构抗震能力:正常使用 (简称 NO),立即使用 (简称 IO),生命安全 (简称 LS) 和防止倒塌 (简称 CP).

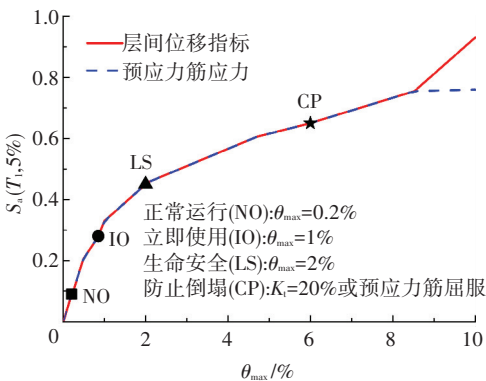


图 7 不同损伤指标的 IDA 曲线

Fig.7 IDA curve under different damage index

图 7 为装配式结构在地震作用下的 IDA 曲线.对于 NO、IO 和 LS 三个性态点,均采用最大层间位移角 θ_{max} 评定.由于地震作用较大时,结构出现大变形,装配式结构中预应力筋有可能屈服,导致结构的整体刚度下降,梁柱节点的残余变形过大.故本文 CP 性态点的判定标准为:IDA 曲线斜率达到其初始斜率的 20% 或者最大预应力筋内力屈服,二者满足

其一即认为达到 CP 性态点.

2.2 IDA 分析

对六层无黏结预应力装配式结构和现浇结构进行 IDA 分析.在 OpenSEES 中对两种结构模型进行弹塑性时程分析,根据 2.1 节提出的判定标准得到两种结构在 18 条地震动作用下的 IDA 曲线,见图 8.

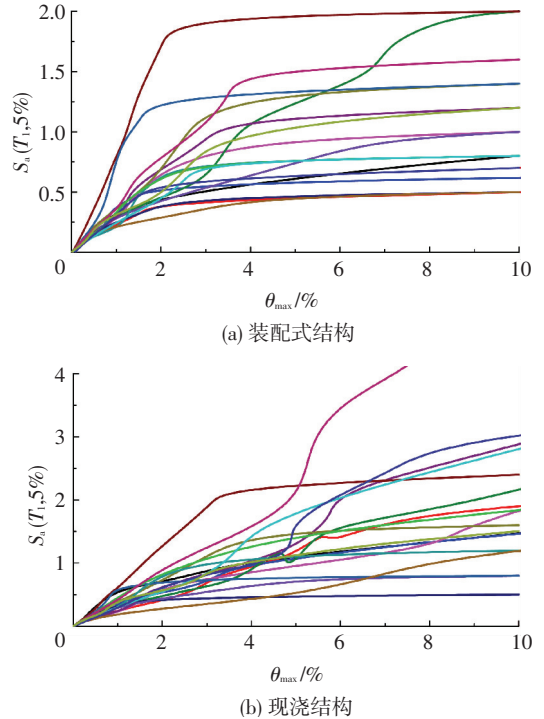


图 8 地震作用下的 IDA 曲线

Fig.8 IDA curves under earthquake

由图 8 可知,IDA 曲线的特性与地震动的选取直接相关,由于地震动的不确定性,同一结构在不同地震动激励下的 IDA 的曲线有较强的离散性,故采用概率统计法对结构的 IDA 曲线进行分析.

假设 IDA 曲线服从正态分布,在某一结构损伤指标 (Damage Measure, 简称 DM) 下,得到不同地震动强度指标 IM 的均值和对数标准差,如图 9 所示.当最大层间位移角超过 3% 时,现浇结构的地震动强度超过了装配式结构.

表 2 统计了两种结构在 NO、IO、LS 和 CP 性态点处的最大层间位移角 θ_{max} 和地震动强度 $S_a(T_1, 5\%)$.根据图 9 和表 2 可看出,在结构达到 LS 性态点之前,两种结构的地震动强度非常接近;当结构超过 LS 性能点时,现浇结构的地震动强度逐渐大于装配式结构的地震动强度;当结构达到 CP 性态点时,现浇结构对应的地震动强度超过了装配式结构.

在 CP 性态点处,装配式结构的最大层间位移角 (5%) 和地震动强度指标 (1.075g) 均小于现浇结构的最大层间位移角 (9.4%) 和地震动强度指标 (1.183g).需要说明的是,装配式结构中的预应力筋并未屈服,CP 性态点为 IDA 曲线斜率达到其初始

斜率 20% 的点.

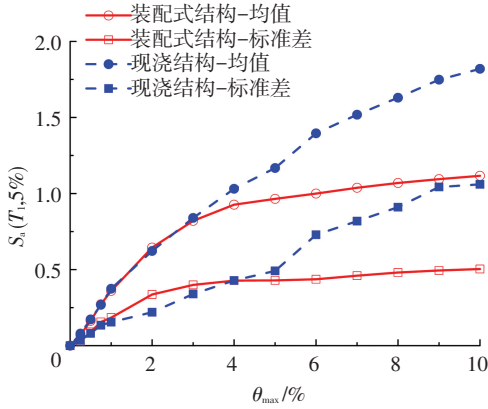


图 9 两种结构的 IM 均值和标准差

Fig.9 The average value and standard deviation of IM of two frame structures

表 2 两种结构性能点

Tab.2 Performance points of two frame structures

结构类型	NO 点		IO 点		LS 点		CP 点	
	$\theta_{max}/\%$	$S_a(T_1, 5\%)/g$	$\theta_{max}/\%$	$S_a(T_1, 5\%)/g$	$\theta_{max}/\%$	$S_a(T_1, 5\%)/g$	$\theta_{max}/\%$	$S_a(T_1, 5\%)/g$
装配式结构	0.2	0.076	1.0	0.336	2.0	0.635	5.0	1.075
现浇结构	0.2	0.082	1.0	0.358	2.0	0.636	9.4	1.813

2.3 结构易损性曲线

本文假定结构需求参数均值 \hat{D} 和地震动参数 IM (此处选择 $S_a(T_1, 5\%)$) 服从式 (1), 其中, α, β 为指数函数的分布系数. 对两种结构 IDA 分析得到的地震动强度指标 IM 和结构损伤指标 DM 分别求对数, 进行线性回归, 装配式结构和现浇结构分析结果如图 10(a)、(b) 所示, 对应的地震需求概率模型的数学表达式:

$$\hat{D} = \alpha (S_a(T_1, 5\%))^{\beta}, \quad (1)$$

$$\ln(\theta_{max-zp}) = 0.842 \ln(S_a(T_1, 5\%)) - 3.649, \quad (2)$$

$$\ln(\theta_{max-xj}) = 1.609 \ln(S_a(T_1, 5\%)) - 3.409. \quad (3)$$

设结构地震需求参数 D 与地震能力参数 C 均服从对数正态分布^[24], 结构特定阶段失效概率 P_f 计算公式为

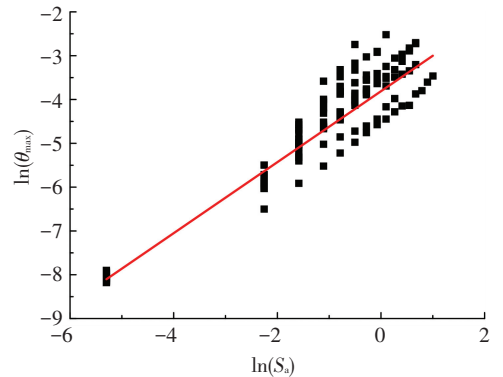
$$P_f = \varphi \left[\frac{\ln \hat{D} - \ln \hat{C}}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}} \right]. \quad (4)$$

式中: \hat{D}, β_d 分别为结构需求参数均值和对数标准差; \hat{C}, β_c 分别为结构能力参数均值和对数标准差, 上述参数根据 50% 分位数曲线和表 2 的极限状态点确定. $\varphi(x)$ 为正态分布函数, β_d, β_c 根据美国规范 HAZUS99^[25] 取值, 当易损性曲线以 S_a 为自变量时, $\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}$ 取 0.4.

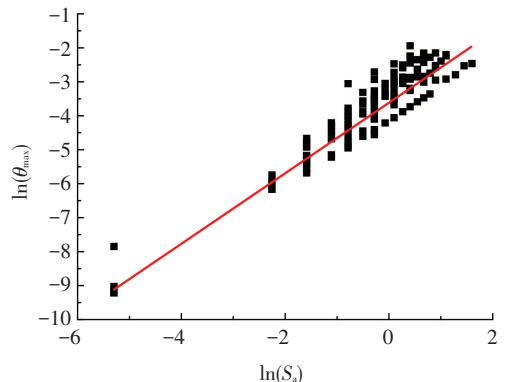
以地震动强度指标 $S_a(T_1, 5\%)$ 为横坐标, 地震动作用下结构超越极限状态的概率为纵坐标, 绘制

装配式结构在 CP 性能点处的地震动强度指标低于现浇结构, 主要原因有两个: 1) 在装配式结构的梁柱节点中, 预应力筋未屈服, 滞回曲线会呈现出明显的捏拢特性, 表明其不能在地震中充分发挥其耗能能力. 此外, 梁柱分离后, 预应力装配式节点的刚度显著下降, 进一步增大了结构的位移响应^[13]; 2) 对于现浇结构, 框架梁中全部纵筋参与耗能, 滞回曲线饱满, 结构在地震下的等效阻尼比较大. 当两个结构极限承载力相近时, 现浇结构的耗能和屈服后刚度显著高于装配式结构, 有利于控制结构的大震下的响应. 综上所述, 在罕遇地震作用下, 柱截面尺寸和配筋相同、梁截面尺寸和受弯承载力相同时, 在 CP 性能点处, 装配式结构的最大层间位移角和地震动强度指标均小于现浇结构.

装配式结构和现浇结构的地震易损性曲线, 如图 11 所示.



(a) 装配式结构



(b) 现浇结构

图 10 两种结构的地震概率需求模型

Fig.10 Probabilistic seismic demand model of two structures

在地震动强度较小,结构达到 NO 性态点和 IO 性态点时,两种结构的易损性曲线几乎重合.结构达到 LS 性态点时,在地震动强度指标 $S_a(T_1, 5\%) \leq 0.5g$ 时,两种结构的易损性曲线几乎重合.在地震动强度指标 $S_a(T_1, 5\%) \geq 0.5g$ 时,在相同地震动强度指标下,现浇结构的超越概率稍大于装配式结构,当 $S_a(T_1, 5\%) = 1.0g$ 时,装配式结构和现浇结构达到 LS 性态点的概率分别为 78.9%、90.6%.这是由于装配式结构进入弹塑性阶段后,梁端约束作用减弱,节点产生一定的转动,结构整体侧向刚度进一步减小,使得构件在地震作用下的内力减小,相应的地震反应均值小于刚性连接的现浇结构.

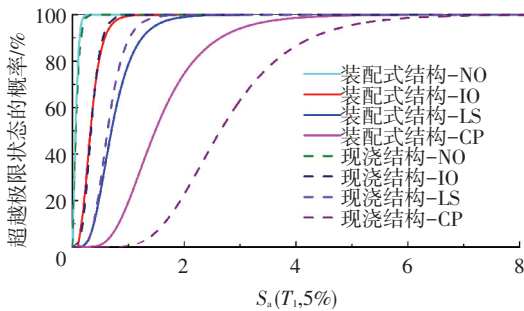


图 11 装配式结构与现浇结构易损性曲线对比

Fig.11 Comparison of fragility curves of two structures

结构达到 CP 性态点时,两种结构的易损性曲线差异较大,当 $S_a(T_1, 5\%) = 2.0g$ 时,装配式结构和现浇结构达到 CP 性态点的概率分别为 74.6%、23.1%.主要原因有两个:1)装配式结构的节点采用预应力筋拼装,结构的整体性和初始刚度弱于现浇结构;2)进行 IDA 分析时,装配式结构的 IDA 曲线刚度下降幅值大于现浇结构.

综上所述,在多遇地震作用下,地震动强度较小时,装配式框架结构和现浇框架结构的抗倒塌能力接近,随着地震动强度的增大,在 CP 性态点处,预应力绞线无法提供充足的耗能能力,同时分离式预应力结构的消压后刚度较小,装配式框架结构的抗倒塌能力比现浇框架结构弱.

3 结 论

1)当二者柱截面尺寸和配筋相同、梁截面尺寸和受弯承载力相同时,在水平地震作用下,预应力筋在整个过程中基本保持弹性,使得装配式节点的滞回曲线呈现出明显的捏拢特性,其地震能量耗散较现浇结构少,故在防止倒塌性态点(CP)处,装配式结构的最大层间位移角和地震动强度指标均小于现浇结构.

2)在水平地震作用下,地震动强度较小时,装配式框架结构和现浇框架结构的抗倒塌能力接近,

但随着地震动强度的增大,由于装配式结构的节点采用预应力筋拼装,进入弹塑性阶段后,结构整体侧向刚度进一步减小,因此在防止倒塌性态点(CP)处,装配式框架结构的抗倒塌能力比现浇框架结构弱.建议在装配式框架结构中增设阻尼器,以提高其强震下的抗倒塌能力.

参考文献

- [1] 清华大学土木结构组,西南交通大学土木结构组,北京交通大学土木结构组.汶川地震建筑震害分析[J].建筑结构学报,2008,29(4):1-9.DOI:10.3321/j.issn:1000-6869.2008.04.001.
Civil and structural groups of Tsinghua University, Southwest Jiaotong University, Beijing Jiaotong University. Analysis on building seismic damage in Wenchuan earthquake [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(4): 1-9. DOI: 10.3321/j.issn: 1000-6869.2008.04.001.
- [2] 蔡晓光,孙有为,郭晓云.芦山地震建筑震害统计分析[J].自然灾害学报,2015,24(6):112-119.
CAI Xiaoguang, SUN Youwei, GUO Xiaoyun. Statistical analysis of building damage in M_s 7.0 Lushan earthquake [J]. Journal of Natural Disasters, 2015, 24(6): 112-119.
- [3] OZAKI M, OKAZAKI A, TOMOMOTO K, et al. Improved response factor methods for seismic fragility of reactor building [J]. Nuclear Engineering and Design, 1988, 185(2): 277-291.
- [4] 尹之潜,赵直,杨淑文.建筑物易损性和地震损失与地震加速度谱值的关系(上) [J].地震工程与工程震动,2003,23(4):195-200.DOI:10.3969/j.issn.1000-1301.2003.04.033.
YIN Zhiqian, ZHAO Zhi, YANG Shuwen. Relation between vulnerability of buildings and earthquake acceleration spectra (1) [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, 23(4): 195-200. DOI: 10.3969/j.issn.1000-1301.2003.04.033.
- [5] SCHOTANUS M I J, FRANCHIN P, LUPOI A, et al. Seismic fragility analysis of 3D structures [J]. Structural Safety, 2004, 26(4):421-441.
- [6] 吕大刚,于晓辉,王光远.基于MVFO SM有限元可靠度方法的结构整体概率抗震能力分析[J].世界地震工程,2008,24(2):1-8.
LÜ Dagang, YU Xiaohui, WANG Guangyuan. Global probabilistic seismic capacity analysis of structures based on MVFO SM finite element reliability method [J]. World Earthquake Engineering, 2008, 24(2): 1-8.
- [7] 吕大刚,于晓辉,潘峰,等.基于改进云图法结构概率地震需求分析[J].世界地震工程,2010,26(1):7-15.
LÜ Dagang, YU Xiaohui, PAN Feng, et al. Probabilistic seismic demand analysis of structures based on an improved cloud method [J]. World Earthquake Engineering, 2010, 26(1): 7-15.
- [8] 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.
- [9] 刘晶波,刘阳冰,闫秋实,等.基于性能的方钢管混凝土框架结构地震易损性分析[J].土木工程学报,2010,43(2):39-47.
LIU Jingbo, LIU Yangbing, YAN Qiushi, et al. Performance-based seismic fragility analysis of CFST frame structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(2): 39-47.
- [10] 吴巧云,朱宏平,樊剑.基于性能的钢筋混凝土框架结构地震易损性分析[J].工程力学,2012,29(9):117-124.

- WU Qiaoyun, ZHU Hongping, FAN Jian. Performance-based seismic fragility analysis of RC frame structures [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(9): 117-124.
- [11] PRIESTLEY M J N, MACRAE G A. Seismic tests of precast beam-to-column joint subassemblages with unbonded tendons [J]. PCI Journal, 1996, 41(1): 64-81.
- [12] 郭彤, 宋良龙, 张国栋, 等. 腹板摩擦式自定心预应力混凝土框架梁柱节点的试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(6): 23-32.
- GUO Tong, SONG Lianglong, ZHANG Guodong, et al. Experimental study on beam-column connections of self-centering prestressed concrete frame with web friction devices[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(6): 23-32.
- [13] DENG K, PENG P, LAM A, et al. Test and simulation of full-scale self-centering beam-to-column connection [J]. Earthquake Engineering & Engineering Vibration, 2013, 12(4): 599-607.
- [14] DENG K, PAN P, WU S. Experimental study on a self-centering coupling beam eliminating the beam elongation effect [J]. Structural Design of Tall & Special Buildings, 2016, 25(6): 265-277.
- [15] 陈学伟, 林哲. 结构非线性分析程序 OpenSees 原理与实例[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014: 166-171.
- CHEN Xuewei, LIN Zhe. Structural nonlinear analysis program OpenSees theory and tutorial [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014: 166-171.
- [16] 王东雁. 无黏结预应力装配混凝土节点抗震及震后加固性能研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2008: 35-54.
- WANG Dongyan. Research of seismic performance and reinforcement performance of precast prestressed concrete connections with unbonded post-tensioned tendons [D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2008: 35-54.
- [17] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [18] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Code for design of concrete structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [19] 预应力混凝土结构抗震设计规程: JGJ 140—2004 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- Specification for seismic design of prestressed concrete structures: JGJ 140—2004 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2004.
- [20] 无粘结预应力混凝土结构技术规程: JGJ 92—2016 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- Technical specification for concrete structures prestressed with unbonded tendons: JGJ 92—2016 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016.
- [21] 白久林, 欧进萍. 基于 IDA 方法的钢筋混凝土结构失效模式优化 [J]. 工程力学, 2011, 28(SII): 198-203.
- BAI Jiulin, OU Jinping. Optimization of failure modes for reinforced concrete buildings based on ida method [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(SII): 198-203.
- [22] ATC-63. Quantification of building seismic performance factors [R]. Redwood City, USA: Applied Technology Council, 2008.
- [23] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491-514.
- [24] SUCUOGLU H, YUCEMEN S, GEZER A, et al. Statistical evaluation of the damage potential of earthquake ground motions [J]. Structural Safety, 1999, 20(4): 357-378.
- [25] HAZUS99 User's manual [S]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 1999.

(编辑 赵丽莹)

封面图片说明

封面图片来自本期论文“零弯矩型自由曲面结构找形方法”,是哈尔滨工业大学土木工程学院空间结构研究团队提出的一种自由曲面结构数值找形方法原理图。该方法借鉴传统逆吊模型试验思想,利用柔性膜结构平衡构型的零弯矩性质,确定相应的自由曲面薄壳形状。依据形成膜结构平衡构型的驱动力不同,所得到的自由曲面可进一步分为逆吊型、充气型和张拉型3种。如图所示,上部为逆吊模型试验找形法示意图,即先根据给定的边界和荷载条件获得柔性结构在悬吊状态下的平衡构形,再通过对模型进行固化、翻转操作,获得在相应荷载作用下的纯压结构形式;下部3个模型依次为依据上述原理拓展生成的充气型、逆吊型和张拉型自由曲面。与以往同类方法相比,本文方法有两个特点:一是通过引入动力松弛法提高了柔性结构在复杂边界条件下的计算收敛性和计算效率;二是将充气、逆吊和张拉3种不同的成形过程纳入到同一平台下,提升了本文方法的适用性,有助于获得造型更加丰富的自由曲面形式,实现建筑与结构设计的和谐统一。

(图文提供:武岳,远芳,薛龙瑞,李清朋.哈尔滨工业大学土木工程学院)