

3·11大地震中减隔震装置的破坏及性能探讨

谢丽宇¹ 郝霖霏² 张瑞甫^{1,3} 唐和生¹ 薛松涛^{1,4,*}

(1. 同济大学结构工程与防灾研究所, 上海 200092; 2. 东北大学建筑系, 日本 仙台 980-8579;
3. 东北大学灾害科学国际研究所, 日本 仙台 980-8579; 4. 东北工业大学建筑系, 日本 仙台 982-8577)

摘要 减隔震结构在日本的应用已较为成熟, 2011年东日本大地震后, 通过震后调查发现减隔震建筑整体表现卓越, 有效地保护了生命及财产安全, 达到了预期的设计目标。但也发现减隔震建筑有亟待改进之处, 如需要进行多目标设计和极限状态设计, 以便在各种工况下均能发挥作用, 同时也应该在减少残余变形和减少竖向地震动响应等方面予以考虑。对东日本大地震中减隔震建筑的性能表现进行探讨, 得到的一些经验和借鉴, 有利于未来减隔震结构的发展。

关键词 东日本大地震, 隔震, 减振, 支座, 阻尼器

DOI:10.15935/j.cnki.jggcs.2015.02.003

Performance of Seismic Energy Dissipation Structure in the Great East Japan Earthquake

XIE Liyu¹ HAO Linfei² ZHANG Ruifu^{1,3} TANG Hesheng¹ XUE Songtao^{1,4,*}

(1. Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, China;
2. Department of Architecture, Tohoku University, Sendai 980-8579, Japan;
3. International Research Institute of Disaster Science, Tohoku University, Sendai 980-8579, Japan;
4. Department of Architecture, Tohoku Institute of Technology, Sendai 982-8577, Japan)

Abstract Investigation of the performance of seismic energy dissipation structures in the Great East Japan Earthquake can be helpful for future development of the energy dissipation structure. Based on field investigation, energy dissipation structure had shown remarkable performance in safeguarding lives and properties during extremely intensive earthquake, reaching expected design objective. However, it is also necessary to make improvements in the energy dissipation structure. For example, multi-level multi-objective design and ultimate state design are needed so as to make the structure more effective in various cases. Meanwhile, reductions in residual deformation of energy dissipation element and in vertical earthquake response should also be taken into consideration.

Keywords the Great East Japan Earthquake, isolation, energy dissipation, bearing, damper

1 引言

建筑减隔震技术在日本的应用已经相当普及, 在应对地震灾害方面已经积累了相当丰富的研究成果和实践经验。我国同样是世界上遭受地震灾害最频繁和最严重的国家之一, 目前我国已

经是世界上拥有高层、超高层建筑最多的国家。无论是从既有建筑的抗震加固还是从新建筑的抗震设计出发, 减隔震技术的应用呈现快速发展趋势, 在此背景下了解和借鉴日本减隔震技术的现状和经验很有必要。

在2011年发生的东日本大地震中, 大量减隔震建筑都经受了强烈地震的实际考验。本文将通

收稿日期: 2015-01-02

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51208377, 51478356); 日本学术振兴会科学研究助成基金(26420559)

* 联系作者, Email: xue@tongji.edu.cn

过多个案例,介绍各类减隔震建筑在本次地震中的表现,以资借鉴。同时,本次地震也暴露出目前减隔震技术中存在的一些问题,本文将通过案例加以介绍,希望这些问题可以引起读者对减隔震技术的进一步思考。最后,本文将基于日本减隔震建筑在东日本大地震中的经验和教训,阐述作者对减隔震技术及建筑抗震设计的一些看法,希望能起到抛砖引玉的作用。

2 减隔震建筑在东日本大地震中的表现

这里选取了多个在东日本大地震中经受考验的减隔震建筑案例进行介绍,包括利用减隔震技术加固过的学校建筑和高层住宅,采用减隔震技术新建的高层、超高层建筑,以及出于对比试验为目的建造的两栋相邻且上部结构完全相同的混凝土框架建筑。通过案例的介绍和分析,可以发现减隔震技术在这些建筑上的应用都收到了良好的效果。

2.1 使用摩擦阻尼器加固既有建筑物的实测性能

为了检验摩擦阻尼器对既有学校建筑的加固效果,研究者们对两栋采用摩擦阻尼器加固的 RC 学校建筑在东日本大地震中的表现进行了考察和分析^[1]。

案例一:宫城县大崎市 S 小学是一栋地上三层、塔楼一层的钢筋混凝土(RC)建筑物,建筑面积 2 872 m²。结构长边方向为 8 榀跨度 9 m 的框架,短边方向为含剪力墙的 RC 框架。建筑于 1968 年竣工,2007 年对该建筑进行了加固,在结构纵向加装了附加摩擦阻尼器的钢支撑。本次地震中学校所在地区观测到的震度为 5.4 级(日本地震震度分为 7 级,中国地震烈度分为 12 级)。

根据震后对此建筑的调查,本建筑在这次地震中主体结构没有出现损伤,钢支撑也没有受到损伤。只在摩擦阻尼器活动部位的边缘处观察到涂料剥落,由此推测摩擦阻尼器支撑在地震中可能出现了 1~2 mm 的位移。附加的摩擦阻尼器支撑,只有当地震力超过摩擦阻尼器产生滑动所需要的荷载时,摩擦阻尼器才能发挥作用。由于该建筑所在区域本次地震的强度小于阻尼器的设计强度,阻尼器未进入工作状态,相当于阻尼器支撑提高了结构初始刚度。

案例二:千叶县市川市 I 小学同样采用摩擦阻尼器进行了抗震加固。摩擦阻尼器支撑只设置

在建筑的纵向,而在此之前,通过加强钢筋混凝土剪力墙对结构的横向进行了抗震加固。这次地震本地区的观测震度为 4.9 级。该建筑的底部和顶部装有地震动传感器,测量结果显示建筑底部的最大加速度为 233 gal,顶部为 280 gal。

在结构的两个方向均安装了传感器,在东日本大地震及其前后两次余震中结构的响应如图 1 所示。纵向的摩擦阻尼器基本没有滑动,相当于支撑,结构在纵向的固有周期在这三次地震中基本不变。而在短边方向未设置摩擦阻尼器,结构在本次地震中受到损伤,其在东日本大地震及其后余震中的固有周期均长于受损前的固有周期。对比研究发现,摩擦阻尼器对于抑制结构损伤起到了关键作用。

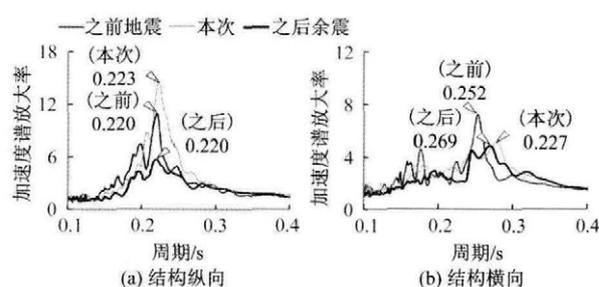


图 1 结构两个方向的加速度谱放大率^[1]

Fig. 1 Amplification of acceleration spectrum in two directions

2.2 使用位移增大减震装置加固的高层建筑的性能表现

东日本大地震中位于震中的仙台市观测到的最大震度为 6 度。由于本地区发生地震的概率很高,因此本次地震之前市内大量抗震性能较差的建筑进行了抗震加固。本例建筑^[2]采用了由钢柱和型钢混凝土梁组成的外附支架以及位移增效(放大层间位移的装置)黏滞阻尼器装置进行了加固,外附框架和阻尼器的布置如图 2 所示。

震后实地调查了此建筑的结构构件、加固构件和非结构构件的情况。对于加固前的钢筋混凝土构件,仅在局部出现了 0.2 mm 以下的裂缝,如图 3 所示。这样的损伤程度符合日本抗震鉴定规范中无须修复可以继续使用标准。另外如图 4 所示,虽然墙面观察到有剪切裂缝出现,但由于墙和结构柱之间做了隔断处理,裂缝并未向柱中发展。作为加固构件的钢柱外部设有耐火材料,无法进行直接观察。但根据耐火材料没有出现损伤

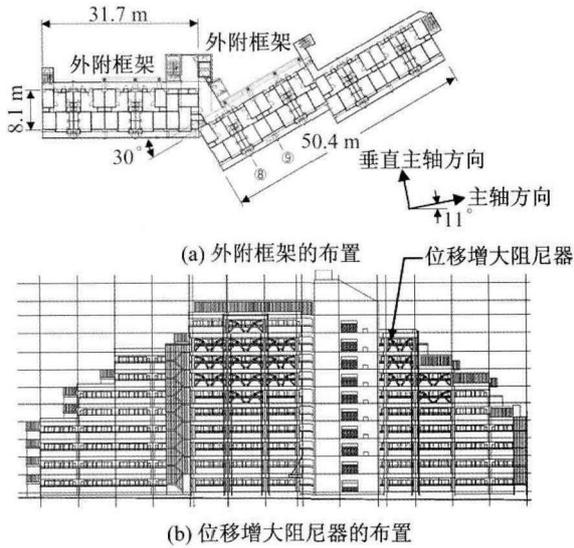


图2 外附框架和位移增大阻尼器的布置^[2]
Fig.2 Arrangement of attached frame and toggle-brace-damper

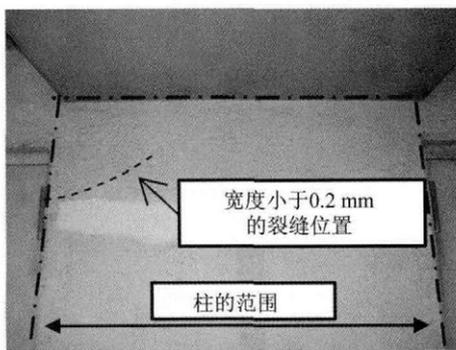


图3 柱表面产生的局部裂缝^[2]
Fig.3 Local cracks on the surface of column

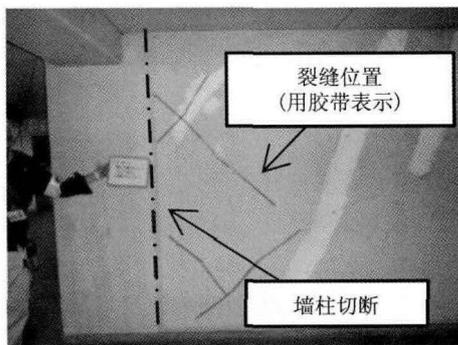


图4 墙表面产生的裂缝^[2]
Fig.4 Local cracks on the surface of wall

的事实推测,钢柱没有产生大的变形和损伤。在型钢混凝土梁上也没有观察到损伤。外附框架与原结构的结合部也没有出现裂缝或滑移,说明二者较好地协同工作。作为非结构构件的窗间墙的损伤如图5所示,顶层和底层的墙体损伤轻微,中

间层的墙体损伤严重,出现了典型的剪切裂缝。根据裂缝的宽度可以推测结构层的层间位移。通过观察黏滞阻尼器作动后润滑油留下的痕迹推算了阻尼器作动时的最大位移,并与根据窗间墙裂缝宽度推算的层间位移做了比较,如图6所示。

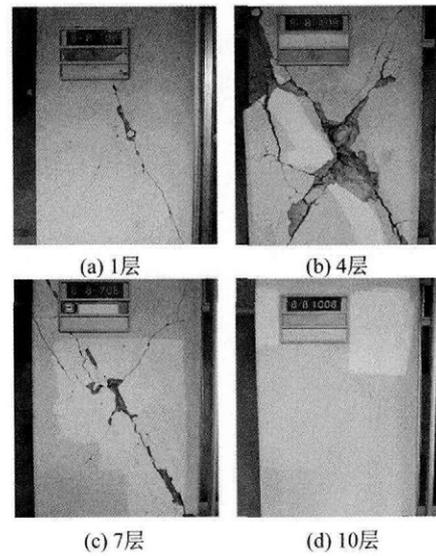


图5 窗间墙产生的裂缝^[2]
Fig.5 Cracks on the walls between windows

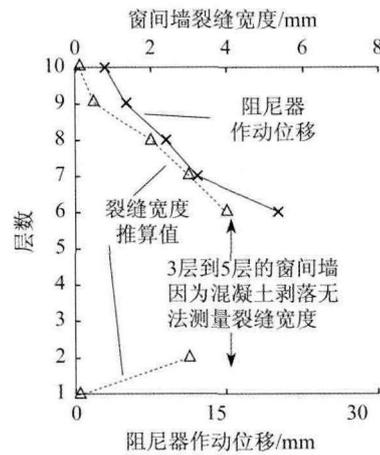


图6 阻尼器作动位移与窗间墙裂缝宽度推算的层间位移^[2]
Fig.6 Displacement of damper and story drift calculated from width of cracks on the walls between windows

通过数值解析推测了该建筑在本次地震中的位移响应状态。建立了非线性三维框架模型,考虑了加固和未加固两种情况,输入当地观测到的地震波进行时程分析。如图7所示,未加固结构的层间变形角集中于结构上部,且超过了日本规范规定的层间变形角限值。加固后结构上部的层

间位移角显著降低,虽然由于刚度变化造成的荷载重新分配导致结构下部的层间位移角有所增大,但整体上各层的层间位移角均小于日本设计规范规定的限值,因此主体结构在地震中并没有出现损伤。最大层间位移角比不加固的情况降低了 30% 左右,这说明了抗震加固的有效性。同时,层间位移角的分布与通过窗间墙裂缝宽度推算的结果有相同的分布趋势。

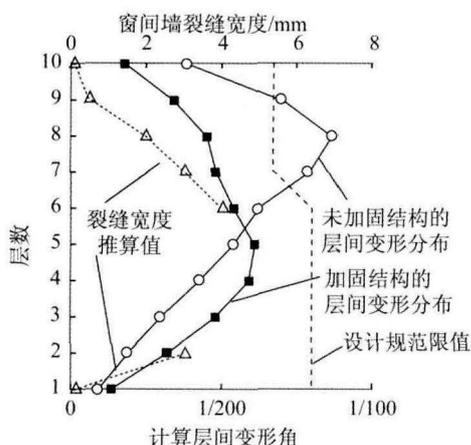


图 7 数值解析结果与窗间墙裂缝宽度推算的层间位移^[2]

Fig. 7 Results of numerical analysis and story drift calculated from width of cracks on the walls between windows

2.3 东京市内同一地区减隔震高层建筑群在东日本大地震中的响应记录分析

为了更准确地把握建筑大震下的实际响应状态,从而提高结构响应的预测精度。东京工业大学的笠井和彦等^[3-5]利用从东京六本木邻近地区

的 6 栋减隔震建筑上采集到的东日本大地震的结构响应记录,结合数值模拟,对建筑结构的响应状态、阻尼特性及减隔震装置产生的效果进行了分析和评价。

如图 8 所示位于六本木附近的这 6 栋减隔震建筑物分别为一栋 9 层的商用建筑,一栋 18 层的住宅建筑,一栋 21 层的酒店建筑,一栋 29 层的住宅建筑,一栋 43 层的商住两用建筑及一栋 54 层的含有写字楼、商铺和美术馆的大体量建筑。除 9 层的住宅建筑竣工于 2002 年外,其他建筑均建成于 2003 年。6 栋建筑的减隔震装置、结构形式、高度等基本信息如表 1 所示。

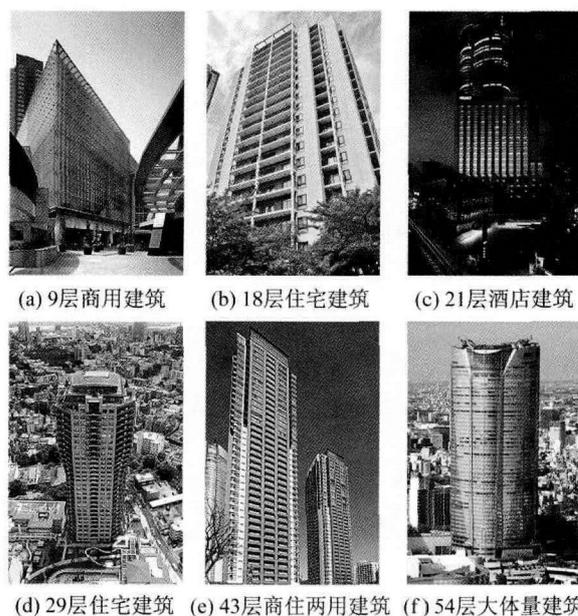


图 8 六栋减隔震建筑外观

Fig. 8 Appearance of six buildings with seismic control and isolation system

表 1 六栋减隔震建筑的基本信息^[3]

Table 1 Basic information of six buildings with seismic control and isolation system

名称	减隔震装置	结构形式		层数		总高/m
		柱	梁	地上	地下	
9 层减振建筑	屋顶花园质量阻尼器(GMD)	SRC	SRC	9	3	47.48
18 层隔振建筑	天然叠层橡胶隔震支座、铅阻尼器、钢棒阻尼器	RC	RC	18	2	60.87
21 层减振建筑	低屈服点钢减振墙	CFT	SRC	21	2	80.52
29 层隔振建筑	铅锌叠层橡胶支座、高强度叠层橡胶支座	CFT	SC	29	3	96.25
43 层减振建筑	黏滞减振墙	CFT	SC	43	2	152.48
54 层减振建筑	屈服约束支撑、半主动油阻尼器	CFT	S	54	6	238.05

其中,结构形式包括型钢混凝土(SRC)、钢筋混凝土(RC)、钢管混凝土(CFT)、钢板混凝土(SC)、钢结构(S)等。屋顶花园质量阻尼器是指利用占建筑总质量约 8%、重 3 650 t 的屋顶花园,

通过天然叠层橡胶垫与主体结构连接,并设置黏滞阻尼器,从而形成调谐质量阻尼系统。

为了分析结构的地震响应,采用了两种方法。方法一是利用布置于结构底层和不同高度的加速

度测量到的加速度记录,生成激励和响应加速度谱,并用曲线拟合出传递函数,再进一步求出结构的固有周期、阻尼系数和振型参与系数。在此基础上再根据地面加速度谱利用振型组合的方法得到结构各观测高度加速度和位移。通过与观测得到的加速度和位移分布进行比较,可以验证结果的正确性。方法二是建立包括减隔震系统在内的结构多质点模型,通过调整阻尼系统的各个参数,使结构响应与观测结果一致,从而得到接近实

际的结构模型。方法一通过减隔震系统作用下的结构响应实测结果,间接地考虑了减隔震系统的影响,并把系统附加阻尼的影响计入到结构本身的等效阻尼中。方法二通过在解析模型中附加减隔震系统,直接考虑了阻尼系统对结构的影响。两种方法具有相互对比验证的作用。

结构在地震中实测的加速度和根据加速度谱确定的固有周期如表 2 所示。

表 2 六栋减隔震建筑的地震观测结果^[3]

Table 2 Results of seismic observation on six buildings with seismic control and isolation system

名称	固有周期/s		顶部加速度/gal		基底加速度/gal		加速度增幅比	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
9 层减振建筑	0.81	0.75	232.64	159.60	91.06	70.80	2.55	2.25
18 层隔振建筑	1.07	1.07	71.48	63.30	76.22	74.46	0.94	0.85
21 层减振建筑	1.70	1.57	470.00	317.00	83.52	55.66	5.63	5.70
29 层隔振建筑	3.23	3.45	116.51	128.59	75.32	62.33	1.55	2.06
43 层减振建筑	4.75	4.23	136.44	199.00	71.76	78.17	1.90	2.55
54 层减振建筑	5.70	5.37	154.28	168.45	62.21	100.09	2.48	1.68

图 9 为利用方法一得到的 9 层减震建筑物主体结构顶部的相对位移和绝对加速度与实测值的对比,其中相对位移由实测加速度二次积分得到。可以看到方法一得到的结果与实测值吻合很好。

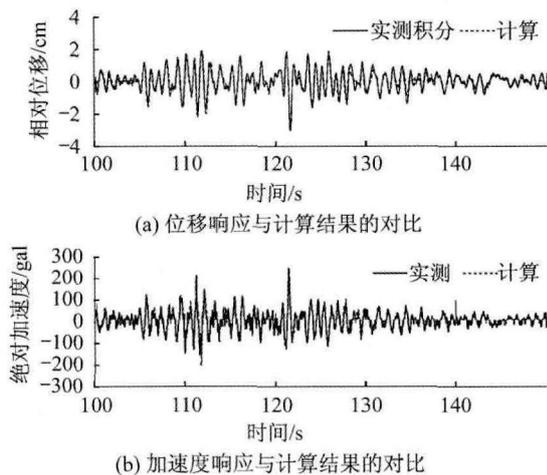


图 9 9 层减震建筑的地震响应实测与计算(方法一)^[3]
Fig. 9 Observed and calculated seismic response of 9-story seismic control building (Method 1)

图 10 为方法一得到的各观测高度的最大相对位移和最大绝对加速度分布,根据观测加速度谱计算得到的一阶固有周期所对应的阻尼比达到了 20% 以上,可见屋顶花园质量阻尼器(GMD)显著增加了结构的阻尼。未加设阻尼器的结构阻尼比为 1%,从图中可以看出阻尼器大大降低了结

构的响应。图 11 为利用方法二得到的 GMD 阻尼器顶部的相对位移和绝对加速度时程与实测值的对比。方法二得到的结果同样与实测值吻合较好。

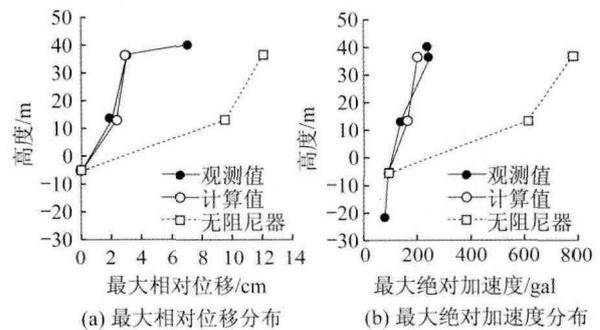


图 10 9 层建筑物地震响应分布的比较(方法一)^[3]
Fig. 10 Comparison of distribution of seismic response of 9-story building (Method 1)

图 12 为方法二得到的各观测高度的最大相对位移和最大绝对加速度分布,从图中可以看出设置 GMD 的情况下结构响应降低了 50% 左右。对两栋 18 层和 29 层的隔震建筑也采用前述的两种方法进行了地震响应的分析,通过与实测值的对比验证了方法的有效性。

图 13 和图 14 为用方法一得到的两栋建筑物的最大相对位移和最大绝对加速度的分布对比。可以看到 18 层建筑设置隔震装置后最大相对位

移和最大绝对加速度响应降低了 50% 左右 29 层建筑设置隔震装置后最大相对位移响应降低了 40% ,最大绝对加速度响应降低了 30% 。

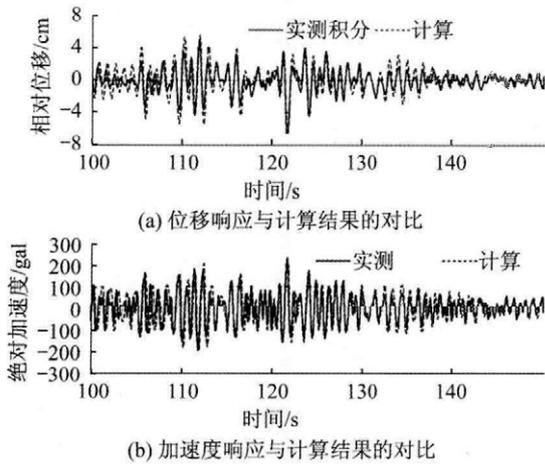


图 11 9 层减震建筑的地震响应实测与计算 (方法二)^[3]
Fig. 11 Observed and calculated seismic response of 9-story seismic control building (Method 2)

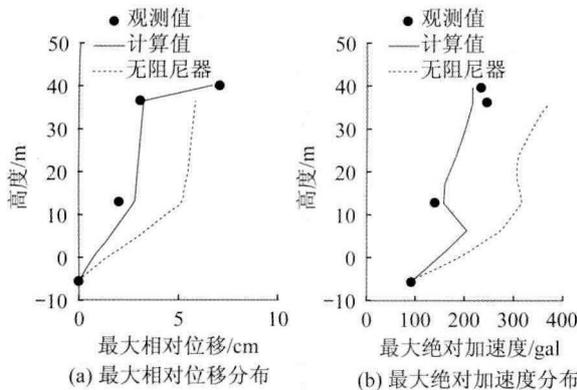


图 12 9 层建筑物地震响应分布的比较 (方法二)^[3]
Fig. 12 Comparison of distribution of seismic response of 9-story building (Method 2)

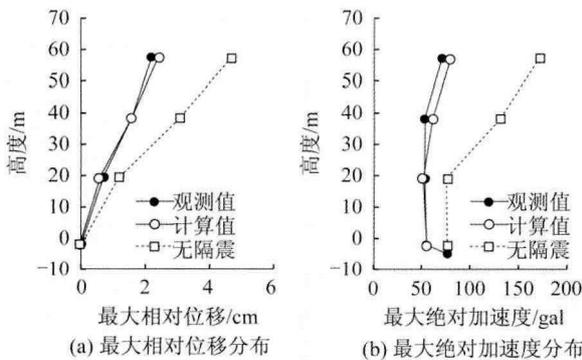


图 13 18 层建筑物地震响应分布的比较 (方法一)^[4]
Fig. 13 Comparison of distribution of seismic response of 18-story building (Method 1)

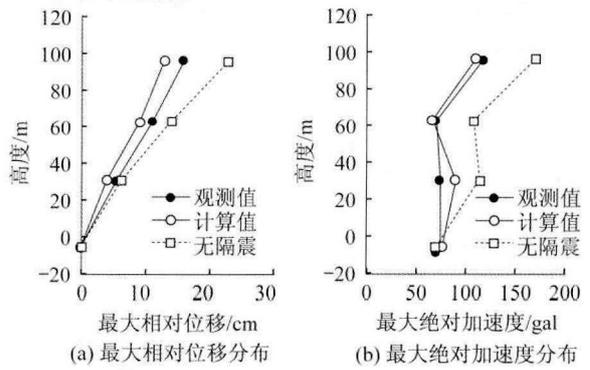


图 14 29 层建筑物地震响应分布的比较 (方法一)^[4]
Fig. 14 Comparison of distribution of seismic response of 29-story building (Method 1)

21 层的减震建筑底层没有安装加速度计 ,对在相邻的 9 层减震建筑物底部得到的加速度数据进行坐标转换 ,近似估计了该建筑底层的加速度时程。图 15 为该建筑 X 方向通过换算得到的底层加速度时程和塔楼处实测的顶层加速度时程。X 方向的底层、顶层加速度分别为 84 gal 和 470 gal ,Y 方向分别为 56 gal 和 317 gal。两个方向的地震动都被放大了 5 倍以上。其原因是应用在该建筑上的低屈服钢减震墙在地震加速度小于 100 gal 时未能屈服 ,无法消耗地震能量。减震装置在该栋建筑上没有发挥耗能效果 ,只是附加了刚度。

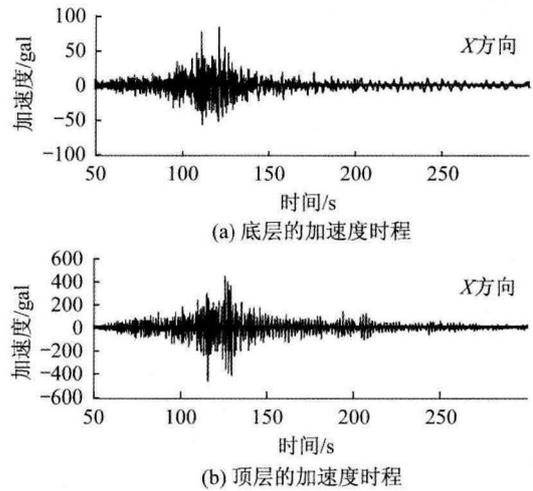


图 15 21 层建筑物 X 方向的实测加速度时程^[5]
Fig. 15 Observed acceleration history on X direction of 21-story building

43 层减震建筑顶部的相对位移和绝对加速度时程如图 16 所示 ,从图中可以看出 250 s 附近由长周期成分造成的位移响应要大于 120 s 附近由地震动卓越周期成分造成的位移响应。如图

17 所示为方法一得到的相对位移与绝对加速度的最大响应分布 ,与非减震结构(阻尼系数设为 1%)相比 ,减震建筑的位移和加速度响应降低了 50%。

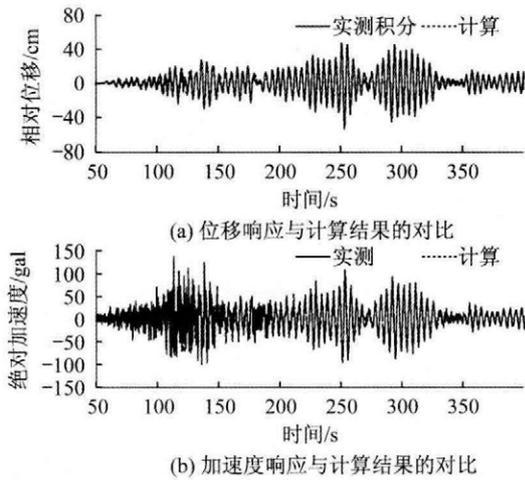


图 16 43 层减震建筑的地震响应实测与计算(方法一)^[5]
Fig. 16 Observed and calculated seismic response of 43-story seismic control building (Method 1)

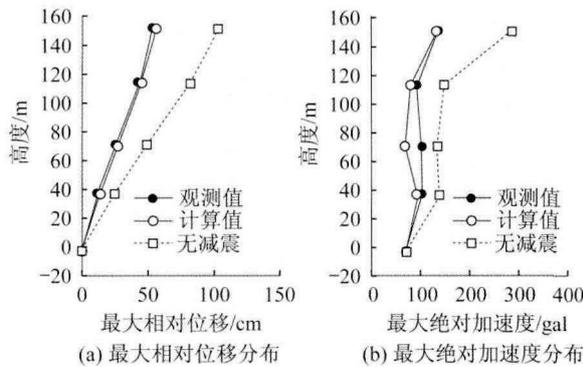


图 17 43 层建筑物地震响应分布的比较(方法一)^[5]
Fig. 17 Comparison of distribution of seismic response of 43-story building (Method 1)

54 层减震建筑是高 269 m 的超高层建筑 ,高阶振型影响显著 ,故考虑了其前五阶振型。如图 18 所示为分别考虑三阶和五阶振型时方法一得到的顶部加速度部分时程 ,可以看到 ,考虑五阶振型后计算结果的精度有很大的提高。如图 19 所示为方法一得到的相对位移和绝对加速度的最大值分布 ,与非减震结构(阻尼系数设为 1%)相比 ,减震建筑的最大相对位移和绝对加速度响应降低了 30%。

综上所述 ,对 6 栋减隔震建筑物在东日本大地震中的响应进行了观测。采用振型组合和多质

点模型解析两种方法进行了模拟分析。除装有低屈服点钢减震墙装置的 21 层建筑物没有产生减震效果外 ,其他各栋建筑物的减隔震装置都表现出了良好的效果 ,地震位移和加速度响应的下降幅度均在 30% 以上。对于 43 层与 54 层的超高层建筑 ,长周期和高阶振型成分的影响很显著。

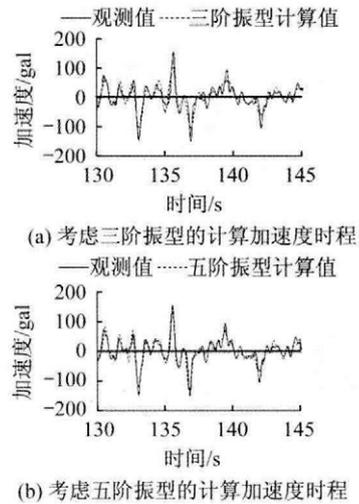


图 18 54 层减震建筑的加速度时程计算(方法一)^[5]
Fig. 18 Calculation of acceleration history of 54-story seismic control building (Method 1)

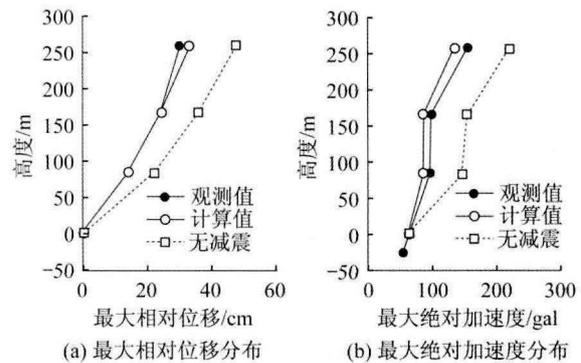


图 19 54 层建筑物地震响应分布的比较(方法一)^[5]
Fig. 19 Comparison of distribution of seismic response of 54-story building (Method 1)

2.4 东北大学隔震实验楼隔震效果实测

为了准确了解隔震技术降低结构地震响应的效果 ,日本清水建设和东北大学于 1984 年在东北大学校园内合作建造了相邻的两栋上部结构完全相同的钢筋混凝土框架结构建筑 ,即图 20 中所示的隔震实验楼。其中 ,右侧的一栋为隔震建筑 ,使用了 6 个高阻尼橡胶支座;左侧的一栋为非隔震结构。两栋建筑的建筑面积均为 180 m² ,每层

6 m × 10 m ,高度均为 9.9 m ,每层 3.3 m 。清水建设同东北大学对这两栋隔震实验建筑在东日本大地震中的响应进行了实测研究^[6]。

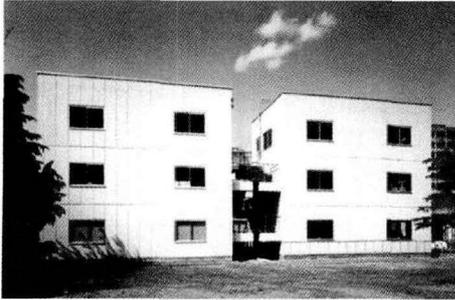


图 20 隔震实验楼外观

Fig. 20 Appearance of seismic isolation test building

震后调查发现 ,如图 21 所示 ,非隔震结构的墙体出现了裂缝 ,而隔震建筑无论是隔震装置还是上部结构都没有出现损伤。由此可见隔震系统有效地减小了结构地震响应并抑制了结构损伤的出现。

隔震装置能够减小地震损伤的原因是因为隔震装置大大降低了结构的地震响应。从图 22 中可以看到布置在建筑隔震层、一层、顶层 ,以及布置在建筑周围地面 (GL - 1M) 和地下 (GL - 24M , GL - 27M) 的加速度传感器实时测量各方向的加速度峰值数据。从图中的数据可以看到 ,在 X 方

向 ,地震中隔震建筑顶层的峰值加速度是隔震层的 1.14 倍 ,是一层的 0.95 倍。在 Y 方向 ,隔震建筑顶层的峰值加速度是隔震层的 1.01 倍 ,是一层的 1.11 倍。与之相比 ,非隔震建筑的顶层峰值加速度是一层的 2.15 倍 ,地震力被放大了两倍左右。由此可见 ,隔震系统显著地减小了上部结构的地震响应。如图 23 所示为各测点位置 X 方向和 Y 方向的加速度谱。可以看到非隔震建筑的加速度响应卓越周期与地震动的卓越周期很接近 ,而隔震建筑的响应卓越周期长于地震动的卓越周期 ,这使得隔震建筑的加速度响应远小于非隔震建筑。以上数据说明隔震系统在本次地震中有效地发挥了减震作用。

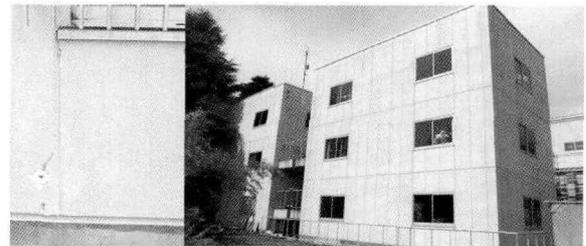


图 21 非隔震结构墙面出现的裂缝和隔震结构的外观

Fig. 21 Cracks on the wall of structure without seismic isolation and appearance of structure with seismic isolation

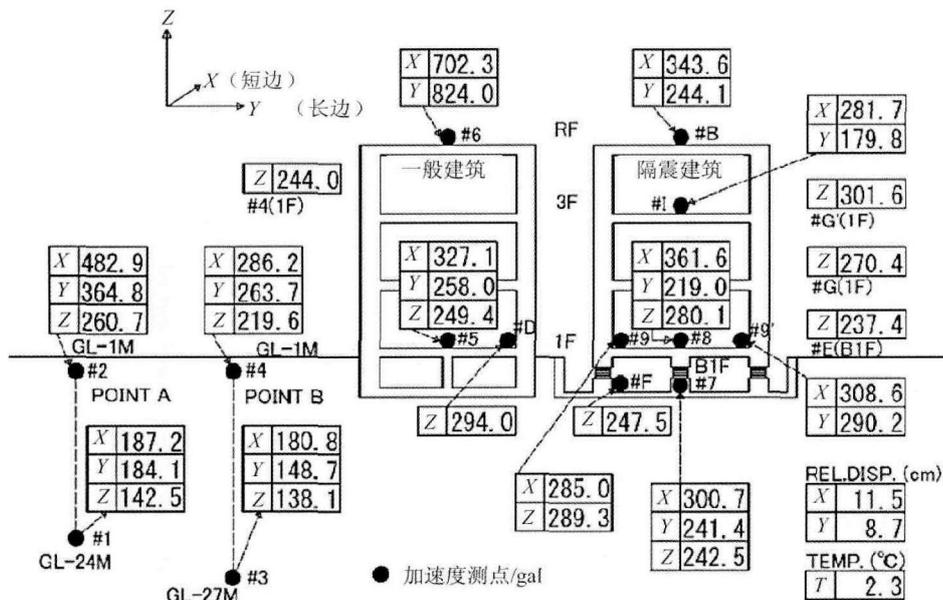


图 22 加速度传感器布置和实测加速度峰值^[6]

Fig. 22 Arrangement of acceleration sensor and peak values observed

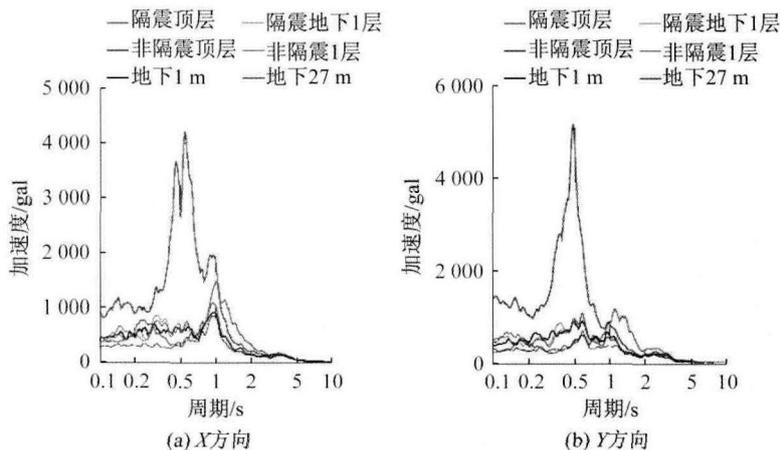
图 23 各测点 X 和 Y 方向的加速度谱^[6]

Fig. 23 Acceleration spectrum of different observation points in X and Y direction

但在另一方面,从图 22 中还会发现,隔震建筑隔震层的 Z 方向最大加速度为 242.5 gal,而一层的 Z 方向最大加速度为 279.8 gal,放大了 1.15 倍。与之相比,非隔震建筑一层 Z 方向的最大加速度为 249.2 gal。另外,在日本神户地区也曾经观察到隔震系统将 Z 方向的地震加速度放大到 110% 的情况。因此在 Z 方向地震振动显著的直下型地震可能出现的地区,隔震系统的应用应该慎重。

3 对减隔震建筑的思考

对以上案例的介绍和分析表明,目前对于减隔震系统在建筑结构中的使用效果已经有了比较充分的认识。在本次东日本大地震中,减隔震建筑的表现可以说十分卓越,但同时也出现了一些意想不到的问题。日本隔震协会(JSSI)在地震后对减隔震建筑进行的震害调查表明,15%的隔震结构在隔震设备上出现了问题,其中共有 5 栋隔震建筑的铅芯隔震垫上出现了裂缝^[7]。在对阻尼器的调查中发现,速度型和非速度型阻尼器均出现了损伤现象。有 5 栋建筑中的用于固定金属位移型阻尼器的高强螺栓发生了松动,在实际调查中发现仙台一栋建筑的速度型油阻尼器在本次大地震中发生了破坏^[8]。这说明,对于阻尼器在其自身极限状态下和结构非线性状态下的性能仍需要进一步研究。接下来将对东日本大地震中出现的减隔震系统因为地震损伤和破坏导致性能下降和失效的案例进行介绍。

本建筑是位于日本仙台东北工业大学校园内

的一栋钢结构行政楼。如图 24 所示,在每层的两个方向上共安装了 8 个油阻尼器(第一层和第二层构成底部大空间,阻尼器安装在第一层)。3·11 地震造成一层的 8 个油阻尼器完全破坏;位于三、四层的油阻尼器虽没有损伤,但油液发生了泄漏,不能再提供阻尼恢复力。这是关于阻尼器在地震中破坏失效的首例报告。

从以上的案例可以看出,本次地震出现了减隔震装置由于损伤和破坏造成性能下降和失效的情况。因此,对于减隔震装置性能退化和极限状态的研究非常有必要。

4 结 论

2011 年的东日本大地震给灾区带来巨大的破坏,本文通过对多个案例的介绍和分析得出以下结论:

(1) 在本次东日本大地震中,安装在各类建筑中的绝大多数减隔震装置都充分发挥了减震效果,达到了减小结构响应和防止结构损伤的目的。日本在减隔震技术方面的实践是相当成功的。

(2) 震后调查中同时也发现了一些目前减隔震装置设计存在的问题,包括超出极限状态而导致失效,出现损伤和残余变形等情况,小中震情况下没有发挥耗能作用。这对减隔震装置的性能研究和性能设计,以及减隔震建筑整体的抗震性能设计都提出了新的问题。

(3) 随着减隔震高层建筑的不断涌现,减隔震系统已成为支撑高层建筑结构性能的重要部分。然而,目前在我国的规范以及世界范围的研究

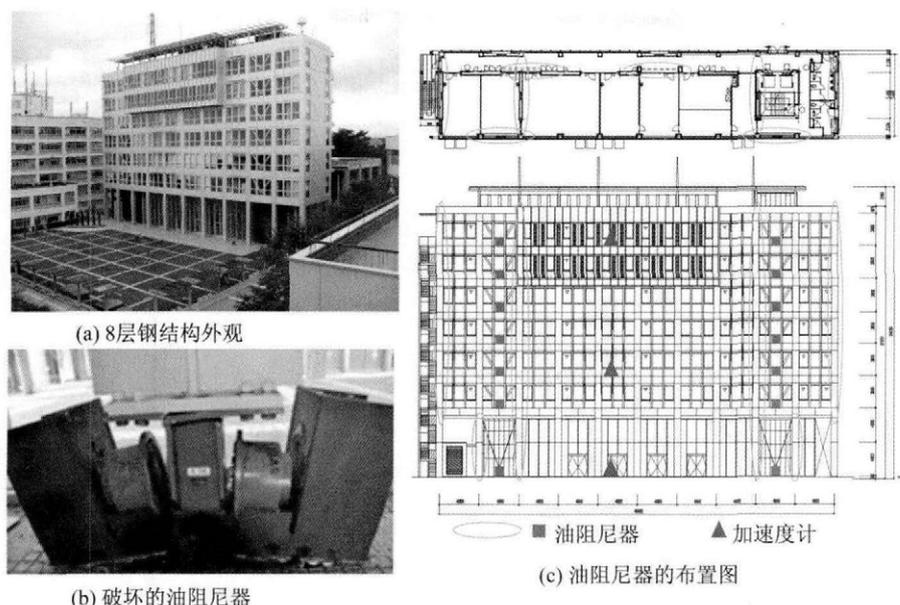


图 24 日本东北工业大学的油阻尼器钢结构^[8]

Fig. 24 Steel structure with oil dampers in Tohoku Institute of Technology

究中都没有考虑减隔震系统的性能退化和失效问题。尽管减隔震建筑在我国已经有二十多年的应用历史,却非常缺乏此类建筑在极端灾害下的实际记录,更没有开展过对减隔震系统损伤和极限性能的研究。再加上结构体系本身的复杂性,国际上也未见有此方面的系统性研究,换言之,这方面的研究还落后于发展的需要。

因此,研究减隔震建筑在极端荷载作用下的损伤、破坏机理,进而发展包括建筑本身及减隔震系统在内的,损伤可控的,基于性能的结构分析与设计方法,是确保高层建筑结构安全,有效控制自然灾害造成的损失,保障城市、社会、环境可持续发展的重要和紧迫内容。

致谢 日本东京工业大学的笠井和彦教授为本文提供了珍贵的数据和资料,特表感谢。

参考文献

[1] 北嶋圭二,波田雅也,大家貴徳. 摩擦ダンパーによる制震補強建物の被災状況と強震観測記録について[C]. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 東海 2012:57-60.
Kitajima K, Namita M, Takanori O. Earthquake damage and strong motion records of building retrofitted by friction damper[C]. Conference of Architectural Institute of Japan, Tokai 2012:57-60. (in Japanese)

[2] 高瀬裕也,池田隆明,鈴木武志,等. 増幅機構付制震装置で耐震補強された10階建高層住宅建築物

の補強効果に関する考察[J]. 日本建築学会技術報告集 2012 39(18):535-540.

Takase Y, Ikeda T, Suzumura T, et al. Consideration of seismic retrofitting effect of 10-story residential building retrofitted using damping system with amplifier mechanism[J]. AIJ Journal of Technology, 2012, 39(18):535-540. (in Japanese)

[3] 茶谷友輔,笠井和彦,土橋徹,等. 東京同地区内にある先端構造建物群の東日本大震災における応答記録の分析. その1,全体概要およびグリーンマスダンパーをもつ制震建物の場合[C]. 日本建築学会大会学術講演梗概集,札幌,2013:603-604.

Chaya Y, Kasai K, Tsuchihashi T, et al. Analysis of response records from advanced protected buildings in a district of Tokyo Shaken by the 2011 Tohoku Earthquake. Part 1, general overview and a case of building with green mass damper[C]. Conference of Architectural Institute of Japan, Sapporo, 2013:603-604. (in Japanese)

[4] 長谷川圭太,笠井和彦,土橋徹,等. 東京同地区内にある先端構造建物群の東日本大震災における応答記録の分析. その2,2棟の免震建物の場合[C]. 日本建築学会大会学術講演梗概集,札幌:2013:605-606.

Hasegawa K, Kasai K, Tsuchihashi T, et al. Analysis of response records from advanced protected buildings in a district of Tokyo shaken by the 2011 Tohoku Earthquake. part 2, two cases of base isolated build-

- ings [C]. Conference of Architectural Institute of Japan ,Sapporo 2013:605-606. (in Japanese)
- [5] 土橋徹 ,笠井和彦 ,茶谷友輔 ,等. 東京同地区内にある先端構造建物群の東日本大震災における応答記録の分析. その3 ,3 棟の制震建物の場合 [C]. 日本建築学会大会学術講演梗概集 ,札幌 ,2013:607-608.
- Tsuchihashi T ,Kasai K ,Chaya Y ,et al. Analysis of response records from advanced protected buildings in a district of Tokyo shaken by the 2011 Tohoku Earthquake. part 3 ,three cases of response controlled buildings [C]. Conference of Architectural Institute of Japan ,Sapporo 2013:607-608. (in Japanese)
- [6] Nakamura Y ,Hanzawa T ,Hasebe M ,et al. Report on the effects of seismic isolation methods from the 2011 Tohoku-pacific Earthquake [J]. The Journal of the Anti-seismic Systems International Society (ASSISI) , 2011 ,1 (2). (in Japanese)
- [7] Japan Society of Seismic Isolation (JSSI). Report of response-controlled buildings [R]. Japan Society of Seismic Isolation (JSSI) Investigation Committee ,Tokyo ,Japan 2012. (in Japanese)
- [8] Cao M ,Tang H ,Funaki N ,et al. Study on a real 8F steel building with oil damper damaged during the 2011 Great East Japan Earthquake [C]. 15th World Conference on Earthquake Engineering ,Lisbon ,Portugal 2012.