

# 加固后东北大学建筑系大楼 在3·11地震中损坏原因分析

郝霖霏<sup>1</sup> 张瑞甫<sup>2,3</sup> 谢丽宇<sup>2</sup> 薛松涛<sup>2,4,\*</sup>

(1. 东北大学建筑系, 日本 仙台 982-8579; 2. 同济大学结构工程与防灾研究所, 上海 200092;  
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** 2011年东日本大地震发生后,发现一些抗震加固过的建筑在地震中也遭到了损坏。以一栋位于日本仙台的加固建筑为例,通过实地考察分析总结了其遭受破坏的典型损伤特征。结构在抗震加固前,应对结构的局部损伤和整体性能有准确的把握;抗震加固时应考虑局部加固对结构整体性能的影响,避免因抗震加固造成新的薄弱部位和薄弱层,从而削弱结构的整体性能。抗震加固应从这些受损的建筑物中吸取教训,进一步改进和完善现有的抗震鉴定方法和加固措施。

**关键词** 东日本大地震, 加固, 抗震鉴定

## Why a Retrofitted Building at Tohoku University Failed in the Great East Japan Earthquake

HAO Linfei<sup>1</sup> ZHANG Ruifu<sup>2,3</sup> XIE Liyu<sup>2</sup> XUE Songtao<sup>2,4,\*</sup>

(1. Department of Architecture, Tohoku University, Sendai 980-8579, Japan;  
2. Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, China;  
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** During the Great East Japan Earthquake, some buildings retrofitted prior to the earthquake were damaged to varying degrees. This paper studies a retrofitted building located at Tohoku University, Japan, which was damaged during the 3·11 earthquake. Based on the field investigation, the scenario and characteristics of the structural damage are analyzed, and some related experiment work is summarized. It is necessary to conduct careful investigation of local damage and evaluate the overall structural performance before seismic retrofitting of an existing building. When designing a retrofit project, the engineers should consider how the local retrofitting of structural members would improve the overall performance of structures, and avoid generating new weak components or weak stories with insufficient seismic capacity resulting from the retrofitting. Lessons should be learned from these events for improving the existing seismic assessment methods and retrofitting technologies in the future.

**Keywords** the Great East Japan Earthquake, retrofit, seismic assessment

### 1 引言

1995年1月7日发生震级为7.3的日本阪

神淡路大地震,造成大量建筑的损伤和完全毁坏,同时暴露了老旧房屋抗震性能严重不足的问题。为促进结构抗震加固的发展,日本同年颁布了《抗震加固促进法》,以立法的形式确定了老旧建

收稿日期: 2015-01-12

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51478356); 国家科技支撑计划“高速磁浮交通工程集成系统研究”(2013BAG19B01); 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

筑的抗震性能评估和加固改造的必要性。经过了多年的抗震加固实践,抗震鉴定与加固技术在日本已有较成熟的规范和应用。2011年东日本大地震,大部分经过鉴定和加固的建筑物表现出了良好的抗震性能,说明了建筑物抗震加固措施总体上是卓有成效的,但是也有一些经过抗震加固的建筑物在地震中遭到了破坏。

本文实地调查了一栋位于震中的型钢混凝土混合结构,分析其遭受破坏的典型损伤特征,总结目前抗震加固方法的不足之处。这些问题值得结构抗震工作者进行反思,并从中获得经验教训,为我国结构抗震加固的发展提供借鉴。

此建筑为东北大学建筑系大楼,外观如图1所示。该建筑在2011年里氏9.0级的东日本大地震中受到了严重损伤(震中距177 km),且因其损伤程度被判定为无法继续使用需要拆除。值得注意的是,该建筑经历了1978年发生的里氏7.4级的宫城县海域地震(震中距120 km),在该地震中建筑物仅受到了轻微损伤,之后在2001年对该建筑进行了抗震加固。为什么加固后的建筑物反而在2011年的地震中遭到了严重破坏呢?研究者们从损伤调查、试验研究、响应观测和数值模拟等角度对这一问题进行了深入研究。本文将对这些研究进行说明,分析该建筑物在地震中破坏

的原因,总结出背后的经验和教训。



图1 东北大学建筑系大楼外观

Fig. 1 Appearance of building of Architectural and Building Science Department at Tohoku University

## 2 建筑概要与损伤情况

此建筑为东北大学9层的型钢混凝土混合结构,位于震中仙台市的青叶山<sup>[1]</sup>。图2给出了该建筑的平面图和加速度计的布置,其中X3和X8轴处设置了剪力墙,X4—X5,X6—X7位置处设置了电梯井和楼梯间。该建筑的1~2层沿纵向设计有框架结构的裙房,由于楼梯间的存在,该建筑沿纵轴是不对称的。由于这种不对称性,该结构在过去经历的地震中曾经出现过扭转振动。

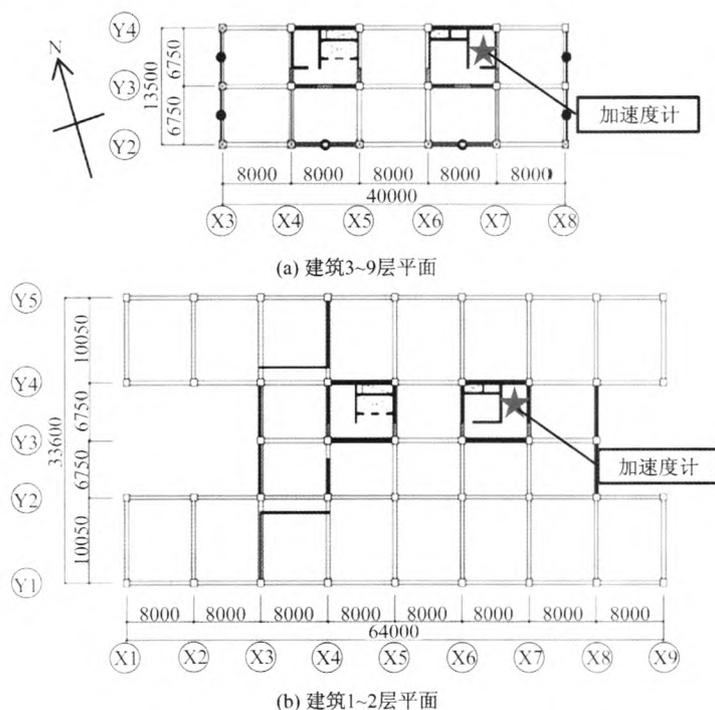


图2 建筑平面和加速度计的布置(单位:mm)

Fig. 2 Building plane and accelerometer arrangement (Unit:mm)

### 2.1 1978 年宫城县海域地震的损伤情况

1978 年宫城县海域地震发生后,志贺敏男等<sup>[2]</sup>对该建筑进行了详细的损伤调查,如图 3 所示,在剪力墙、连梁和 3 层、4 层的部分柱上观察到了较小的弯曲和剪切裂缝。

剪力墙上剪切裂缝的最大宽度和梁、柱构件弯曲裂缝的最大宽度在 1.0 mm 左右。开洞连梁上观察到的剪切裂缝最大宽度在 1.5 mm 左右。据此判断结构在该地震中受到的损伤比较轻微。图 3 中 3 层的剪力墙构件上均匀地分布有剪切裂缝,可见剪力墙在地震中作为抗剪构件起到了抵抗水平荷载的作用。

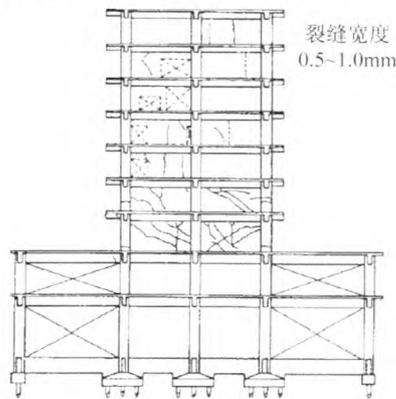


图 3 1978 年地震损伤调查的裂缝图<sup>[2]</sup>  
Fig. 3 Seismic damage in 1978

### 2.2 2001 年的抗震鉴定及加固

根据 2001 年日本防灾协会颁布的《既存建筑物耐震诊断基准》<sup>[3]</sup>对本建筑进行了抗震鉴定。抗震鉴定所用的指标为结构抗震性能指数  $I_s$ 。

$$I_s = E_0 \times S_0 \times T \quad (1)$$

式中,  $E_0$  为结构某层的相对抗震能力;  $S_0$  是考虑结构形状的系数;  $T$  是与结构性能随时间劣化有关的系数。

$$E_0 = \frac{1}{A_i} \times C \times F = \frac{Q_y \times F}{A_i \times W_i} \quad (2)$$

式中,  $E_0$  是该层抗剪强度系数  $C$  (抗剪承载力  $Q_y$  与所承受重力  $W_i$  之比) 与延性系数  $F$ , 以及该层地震力分布系数  $A_i$  的倒数的乘积。其原理是考虑结构屈服后的耗能能力, 并通过能量等效得出响应的弹性承载力  $Q_0$  来衡量结构的抗剪能力, 如图 4 所示。地震力分布系数  $A_i$  与重力  $W_i$  的乘积表示地震造成的抗剪能力需求, 二者的比值就是该层的相对抗震能力  $E_0$ 。

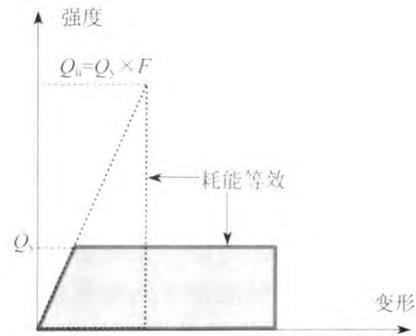


图 4 等效弹性承载力的概念

Fig. 4 Concept of equivalent elastic bearing capacity

2001 年版日本的抗震鉴定规范要求结构各层的  $I_s$  不小于 0.6, 如图 5 所示, 在抗震加固之前,  $X$  (短边, NS 方向)、 $Y$  (长边, EW 方向) 两个方向多数楼层的  $I_s$  都小于 0.6。基于这样的鉴定结果得出了该建筑需要进行抗震加固的结论。

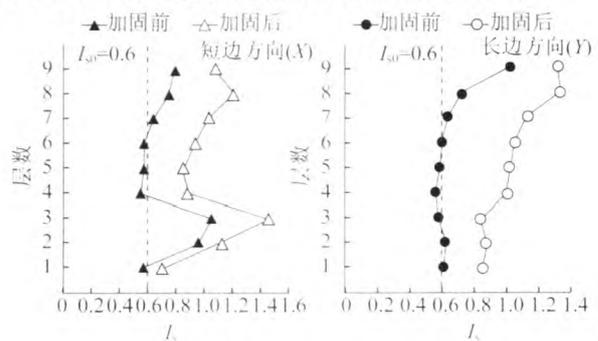


图 5 结构抗震性能指数沿楼层的分布<sup>[1]</sup>

Fig. 5 Seismic performance of each story

如图 6(a) 所示为抗震加固的内容。在 3~9 层框架的两端拆除了原有剪力墙, 重新设置了剪力墙, 其中 3~5 层的剪力墙厚度与原来一样, 分别为 250 mm (3 层) 和 200 mm (4 层、5 层); 6~9 层的剪力墙从 150 mm 加厚到 180 mm。在长边方向的 X4-X5 和 X6-X7 两跨间加设了钢支撑, 同时在楼梯间处通过外附钢板加固了连梁, 在 X3-X4 和 X7-X8 两跨间加固了楼板。剪力墙加固的详细构造如图 6(b) 所示, 首先拆除了原有的剪力墙, 然后在梁、柱上植入直径 13 mm、长 310 mm 的钢筋, 钢筋深入梁、柱内 110 mm。原有剪力墙的钢筋在距梁柱表面 200 mm 处切断。在植入的横、纵钢筋上连接新的直径 13 mm 的剪力墙钢筋, 然后浇筑新的剪力墙。

### 2.3 2011 年东日本大地震的损伤情况

2011 年东日本大地震后文献[1]的作者详细

调查了该栋建筑的损伤情况。如图 7 所示,位于该建筑 3 层加设的剪力墙在连接处沿水平方向与原有的梁发生了分离,同时 3 层四个角柱发生了严重破坏,混凝土剥落严重,钢筋和型钢屈曲。仔细观察加设剪力墙发生分离的结合部可以发现,如图 8 所示,植入梁内的钢筋被拔出,造成了剪力墙与梁的分离。文献[1]的作者分析认为造成这一结果的原因在于:钢筋植入的深度仅 110 mm,无法有效地形成墙与梁的共同工作机制;加设剪力墙时拆除了原有的受损剪力墙,原有剪力墙内所配的钢筋在梁表面以外 200 mm 处切断,保留的 200 mm 原有剪力墙钢筋为光圆钢筋,也很难保证墙与梁的有效连接。同时在图 6 中剪力墙与梁结合部的红线位置上没有连续的纵向钢筋,这导致植入钢筋处的混凝土沿红线呈锥状拔出。

图 9 所示为根据建筑的损伤状况后假设的地震发生时结构的变形机制。由于 3 层加设剪力墙与梁的连接失效,变形集中于该处。同时由于上

部结构在加设剪力墙后刚度增大,上部结构成一体左右摆动。这样的变形机制造成四个角柱处轴向变形和受力被放大。受力和变形的集中造成角柱中型钢和钢筋在拉伸变形时被拔出,随后的压缩变形进而造成了型钢和钢筋的严重屈曲,如图 10 所示。这可能是该结构角柱严重损伤的原因及其与剪力墙和梁连接失效之间的联系。

现场调查还发现,在发生严重损伤的角柱中,被拉断的钢筋截面有的锈蚀严重,有的无锈蚀,如图 11 所示。由于现场调查是在地震发生后短时间内进行的,有理由相信,其断面的锈蚀是在本次大地震之前产生的,出现锈蚀的钢筋在 3·11 地震前就已经断裂,而只有断面无锈蚀的钢筋才是在本次地震中被拉断的。由于 1978 年的地震造成了钢筋的破坏,角柱部分的承载能力被严重削弱,致使该部位在本次地震中变形和损伤集中,破坏程度十分严重。

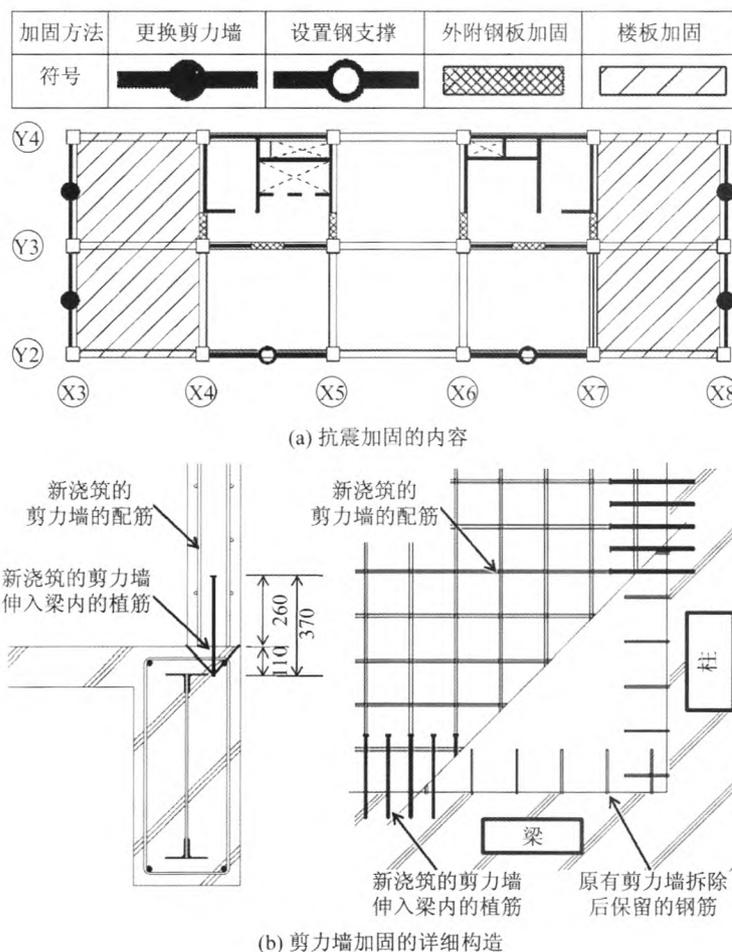


图 6 抗震加固内容和剪力墙加固的详细构造<sup>[1]</sup>  
 Fig. 6 Seismic retrofitting and detailing of shear wall

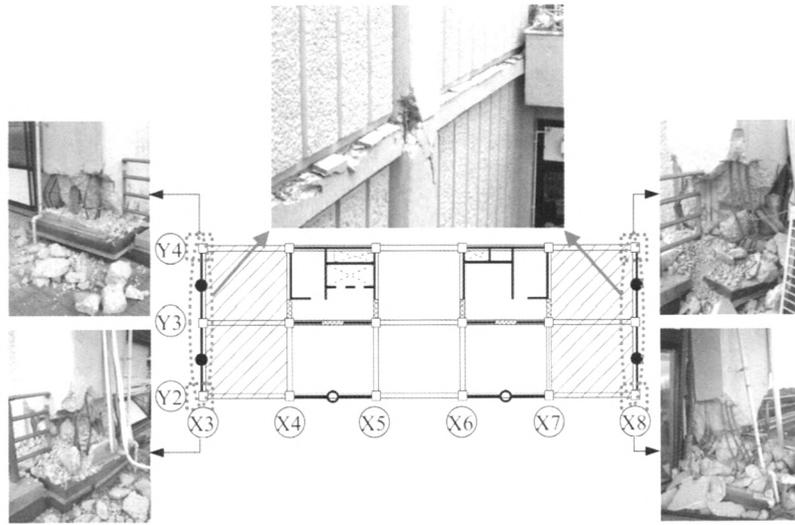


图 7 建筑 3 层剪力墙与角柱的破坏情况<sup>[1]</sup>

Fig. 7 Damage of shear wall and column on the 3rd story

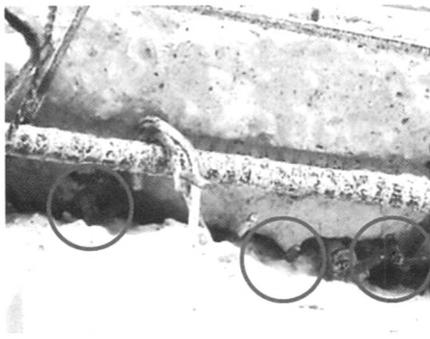


图 8 剪力墙钢筋被拔出的局部<sup>[1]</sup>

Fig. 8 Steel bars of shear wall which were pulled out

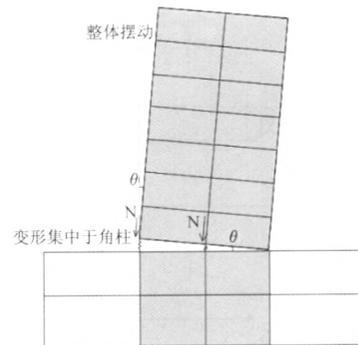


图 9 假设的结构变形机制<sup>[1]</sup>

Fig. 9 Assumption of structural deformation

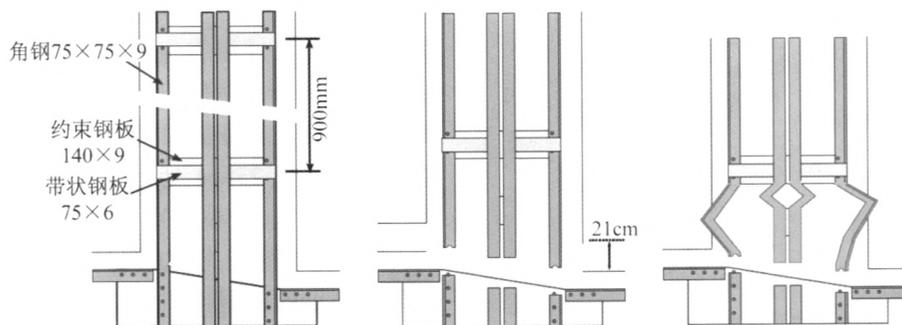


图 10 假设的角柱破坏过程<sup>[1]</sup>

Fig. 10 Assumption of column damage

### 3 基于实验的分析研究

为了验证关于角柱破坏原因和结构变形机构的假设,日本名古屋工业大学、日本东北大学和美国普渡大学的研究者们通过试验进行了研究<sup>[4]</sup>。

表 1 为试件的设计尺寸,左边一列表示的是与剪力墙相连角柱的实际截面尺寸及配筋。结构加固前,剪力墙中布有 30 根直径为 9 mm 的光圆钢筋。结构加固后,原剪力墙中的钢筋被截断,通过植筋重新排布了 40 根直径为 13 mm 的钢筋,3 · 11

地震中这些植入的钢筋被拔出,剪力墙与梁失去

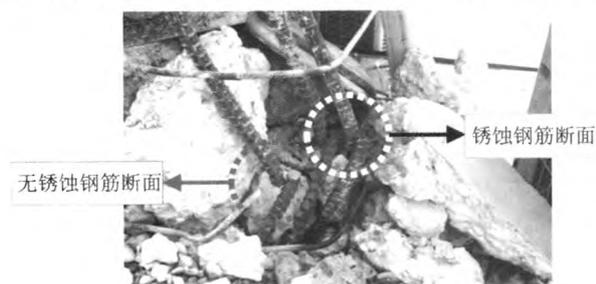


图 11 破坏角柱中断裂的钢筋截面  
Fig. 11 Rupture of steel bar of column

连接。右边一列表示的是混凝土柱中的型钢、钢筋截面和剪力墙中的钢筋截面的等效关系。根据假设的变形机制,角柱主要承受拉压荷载,而剪力

墙的作用被简化为其中钢筋对角柱产生的作用。因此,基于截面分布和受力的对称性仅取柱截面的 1/4 进行研究,同时柱中的型钢、钢筋和剪力墙中的钢筋也均按 1/4 进行配置。如图 12 所示,将 1/4 柱截面的尺度进一步缩小为 1/3,型钢、钢筋的截面也相应缩小,并如图所示将柱中的型钢、钢筋和剪力墙内的钢筋等效地布置在试件中。模拟加固后的试件的墙内钢筋不考虑其连接(钢筋打叉),如图所示在离开柱端 30 mm 处将代表剪力墙配筋的钢筋切断。计算表明,结构的实际配筋率(钢筋面积占构件截面积的百分比)与缩尺后的试件十分接近,如表 2 所示。

表 1 试件与实际截面的等效<sup>[4]</sup>

Table 1	Equivalent cross-section of specimen	mm
截面位置	剪力墙和角柱截面	实际柱截面的 1/4 局部
加固前		
加固后		

注:日本屈服强度 345 MPa 的钢筋型号用 D + 钢筋直径表示;屈服强度 295 MPa 的钢筋型号用 φ + 钢筋直径表示。

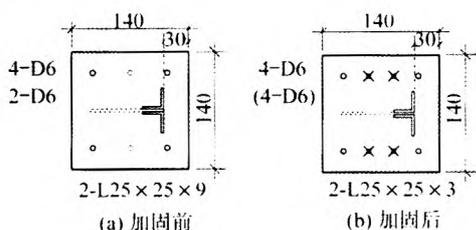


图 12 缩尺的等效试件截面<sup>[4]</sup>(单位:mm)  
Fig. 12 Equivalent cross-section of scaled specimen (Unit:mm)

表 2 等效前后各类钢筋的配筋率<sup>[4]</sup>  
Table 2 Reinforcement ratio of scaled specimen

钢筋类型	角钢	柱钢筋	剪力墙钢筋	
			加固前	加固后
实际截面	1.41%	0.64%	0.25%	0.68%
1/4 局部	1.41%	0.64%	0.25%	0.68%
试件	1.44%	0.65%	0.32%	0.65%

如图 13 和图 14 为模拟抗震加固前和加固后两个试件加载过程的荷载 - 变形关系。对两个试件施加应变控制的轴向拉、压荷载,拉力为正,压力为负。可以看到加固前的试件最大的拉应力出现在拉伸变形 25mm 处(伸长率 5%),之后由于型钢发生断裂,受拉承载力开始下降。伸长率达到 6.6% 时试件状态如图 15(a) 所示。由于此时混凝土与钢筋已退出共同工作,试件受压加载使型钢和钢筋都出现屈曲,试件状态如图 15(b) 所示。型钢和钢筋屈曲后试件的受压承载力也开始下降,试件的最终状态如图 15(c) 所示,型钢、钢筋的屈曲与混凝土的剥落集中在试件中部。

而对于加固后的试件,由于剪力墙部分的钢筋连接失效,在第 5 个加载循环中整个试件从底部被拔出,如图 16(a) 所示。在接下来的受压阶段,因试件拔出而暴露在外的钢筋屈曲,同时产生残余的受拉应变,此时的试件状态如图 16(b) 所

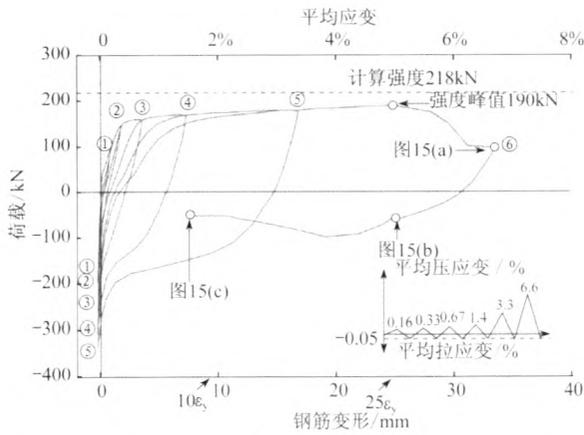


图 13 加固前试件的加载过程和荷载—位移关系<sup>[4]</sup>  
Fig. 13 Relationship of loading force-displacement before retrofitting

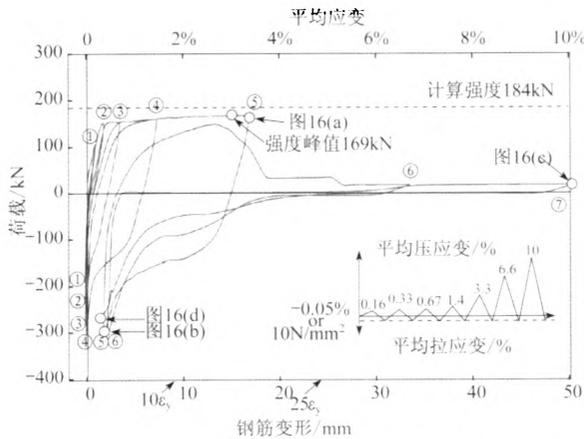


图 14 加固后试件的加载过程和荷载-位移关系<sup>[4]</sup>  
Fig. 14 Relationship of loading force-displacement after retrofitting

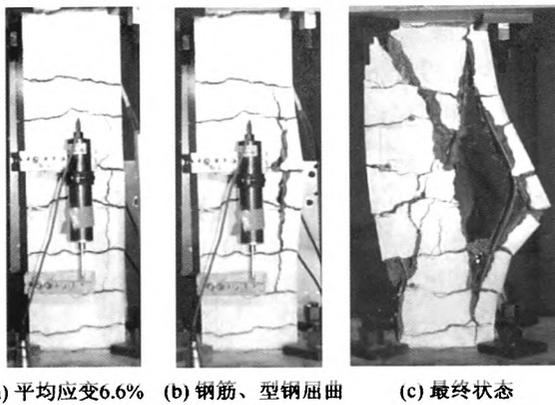


图 15 加固前试件的试验状态<sup>[4]</sup>  
Fig. 15 Damage state of specimen before retrofitting

示。在接下来的受拉阶段,型钢和钢筋都先后断裂。如图 16(c)所示在拉应变达到 10% 时部分钢筋已经被截断。而最终型钢和钢筋的屈曲、混

土的崩坏都集中在试件的底部,如图 16(d)所示。如图 17 和图 18 所示,同心圆中的数字代表型钢或钢筋屈服的加载循环数,同心圆的个数代表钢筋最终达到的伸长量,黑色代表型钢,红色代表柱中钢筋,蓝色代表模拟的墙内钢筋。可以看出加固前的试件钢筋应变分布比较均匀,加固后的试件钢筋应变集中在底部,因此延性较差,最终的破坏也集中在底部。

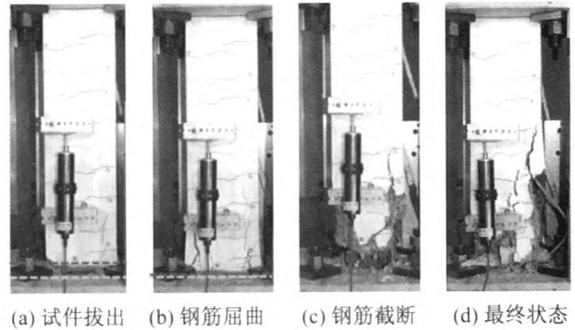


图 16 加固后试件的试验状态<sup>[4]</sup>  
Fig. 16 Damage state of specimen after retrofitting

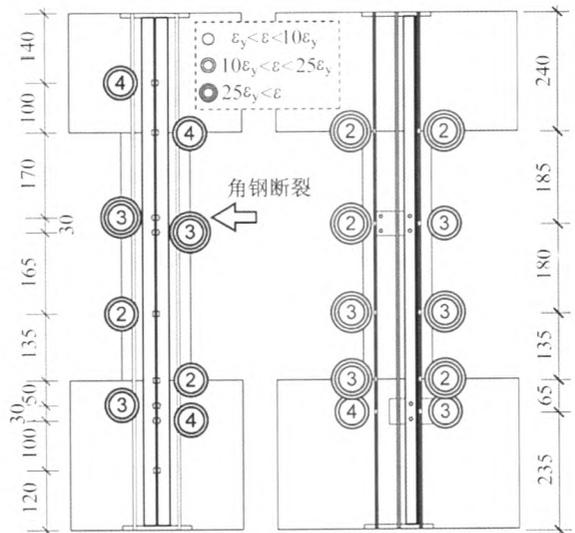


图 17 加固前试件的钢筋应变分布(单位:mm)<sup>[4]</sup>  
Fig. 17 Distribution of rebar's strain gauges in specimen before retrofitting (Unit:mm)

#### 4 基于响应观测的分析研究

该建筑在 1969 年竣工时即在 1 层和 9 层处安装了地震加速度计 (SMAC-MD)。2007 年又在 1 层、5 层和 9 层加装了测量范围涵盖微动和地震响应的无间断振动监测系统 (MicroSMA), 如图 19 所示。Motosaka<sup>[5]</sup> 通过强振动观测、人工激

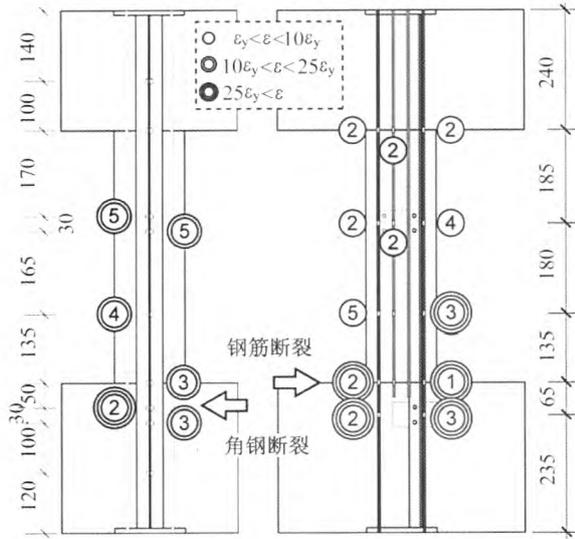


图 18 加固后试件的钢筋应变分布(单位:mm)<sup>[4]</sup>

Fig. 18 Distribution of rebars' strain gauges in specimen after retrofitting (Unit:mm)

励试验和微动监测等手段,对该建筑的动力学特性进行了长期的监测和研究。针对该建筑在东日本大地震中的动力响应,利用观测数据,进行了以下一系列分析研究。利用监测到的该建筑9层处短边方向(南北方向)的加速响应,通过两次积分得到该建筑短边方向的相对位移响应,如图20所示。从中取出不同时间段内的滞回曲线进行分析,如图21所示为其中的12个时间段。从中可以看出,在80.4~90s时位移响应处在峰值附近,结构在这一时间段内表现出了明显的滞回现象,而在位移响应较小的时间段内结构的滞回效应并不明显。同时,在位移响应峰值前后,即Section 7的前后,可以看到结构的等价刚度(原点到响应峰值点连线的斜率)有明显的下降。

将峰值附近的加速度时程放大进行观察,如图22所示,其中黑色曲线为实测的加速度时程,红色曲线为自振周期等于1s的单自由度体系输入相同地震波后的加速度响应时程,蓝色曲线为周期等于1.2s的单自由度体系的加速度响应时程。可以看到在加速度峰值前后结构的自振周期发生了一次跳跃式的变化。

一个可能的原因是剪力墙与梁的脱离发生在加速度峰值时刻,这导致了结构刚度以及变形机制发生突变,造成了结构自振周期的突然变化。

### 5 基于数值模拟的分析研究

针对此楼在东日本大地震中的响应和损伤状

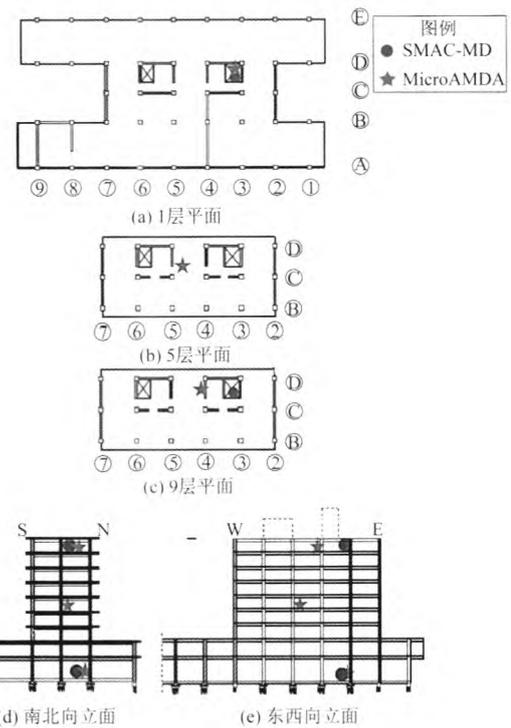


图 19 监测系统的布置<sup>[5]</sup>

Fig. 19 Arrangement of monitoring system

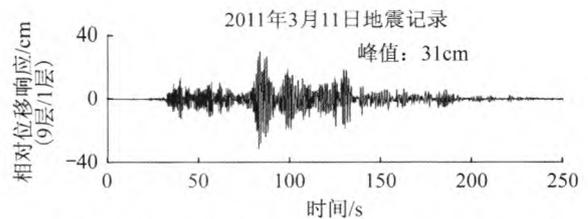


图 20 结构短边方向(NS方向)的相对位移响应<sup>[5]</sup>

Fig. 20 Response of relative displacement along lateral direction (NS)

态,平林圣尊等<sup>[6-7]</sup>基于响应观测记录,利用谱分析、静力推覆分析、多质点和三维结构模型的弹塑性时程分析,探讨了该结构的抗震性能。如前所述本建筑在2001年进行了抗震加固,在建立本建筑的分析模型时,考虑了加固前和加固后两种情况。在分析地震响应时,考虑了本建筑实际经历过的1978年宫城县海域地震和2011年的东日本大地震。

如图23所示为在该建筑底层观测到的1978年宫城县海域地震和2011年的东日本大地震的地震波。如表3所示,2011年地震的最大加速度为1978年地震的1.3倍,尤其是持续时间达到了1978年地震的7倍。

如图24所示为建筑物短边方向(NS)地震波的加速度谱。其中细实线为2011年东日本大地

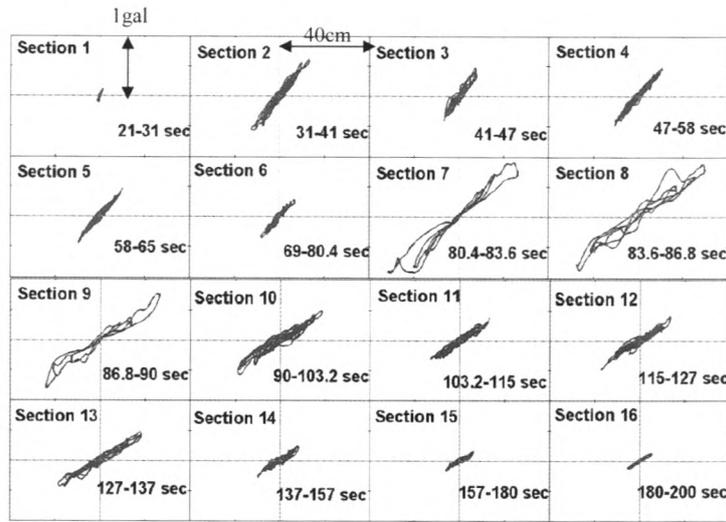


图 21 12 个时间段内的响应滞回曲线<sup>[5]</sup>

Fig. 21 Hysteretic curves at 12 different periods

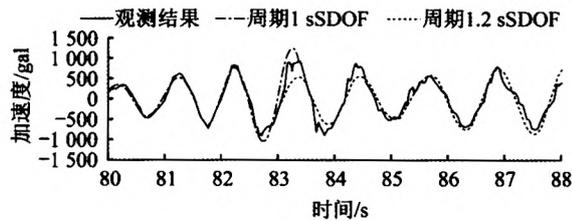
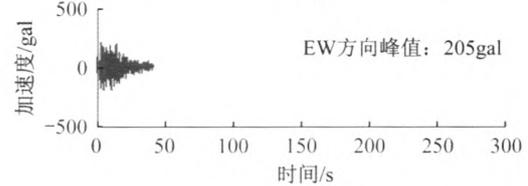
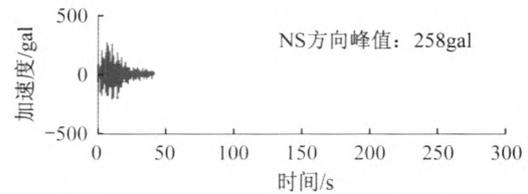


图 22 峰值附近的局部加速度时程<sup>[5]</sup>

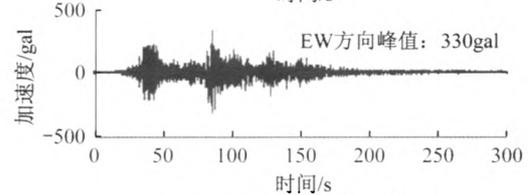
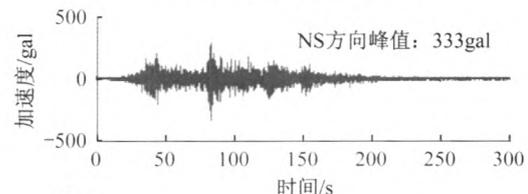
Fig. 22 Time history of acceleration near peak value

震的地震波,虚线为 1978 年宫城县海域地震的地震波,实线为日本规范规定的对应当地场地条件的设计谱。竖线分别为通过数值分析得到的结构一阶和二阶固有周期。从图中可以看到,2011 年地震的加速度峰值出现在周期 1 s 附近,大于 1978 年地震,且超过了规范规定的设计谱。建筑的一阶固有周期在 0.5 s 附近,然而固有周期的假设是建筑处于弹性状态,由于建筑受到过以往地震的损伤,在东日本大地震的持续时间内损伤也在不断加剧,建筑实际上已经进入塑性阶段,而这将导致其固有周期延长,从而更加接近地震动的卓越周期。因此,地震造成的损伤放大了结构的地震响应。

在建立结构模型时,梁柱构件两端为弹塑性的弯曲弹簧,中央为弹塑性的剪切弹簧和线弹性的轴向弹簧。剪力墙构件则简化为上下两刚梁的三竖杆模型,其中左右竖杆为仅考虑轴向弹塑性变形的铰接侧柱,中间竖杆考虑两端弹塑性弯曲变形、弹塑性轴向变形和剪切变形。



(a) 1978 年地震的观测地震波



(b) 2011 年地震的观测地震波

图 23 1978 年和 2011 年的观测地震波<sup>[6]</sup>

Fig. 23 1978 and 2011 seismic waves

对加固前后两个结构模型进行静力推覆分析,得到各层的力—位移曲线如图 25 所示。其中的虚线被定义为保有水平耐力曲线,它代表结构各层的梁、柱、剪力墙构件首先出现剪切破坏时的

表 3 1978 年和 2011 年地震波观测结果的比较<sup>[6]</sup>

Table 3 Comparison of observation results of 1978 and 2011 seismic waves

地震名	观测位置	方向	加速度峰值/gal	持时/s
1978 年 6 月 12 日 宫城县海域地震	底层	NS	258	41
		EW	203	41
2011 年 3 月 11 日 东日本大地震	底层	NS	333	300
		EW	330	300

层间剪力和相应位移。对加固前后两个结构模型进行动力时程分析,首先将结构简化为多质点模型进行分析。多质点模型各质点的质量等于结构各层的质量,各质点间设置弹塑性弹簧,弹簧的本构曲线根据静力推覆分析得到的各层的力—位移曲线设置。弹簧的滞回特性参考了石川裕次等<sup>[8]</sup>建议的四折线模型。对未考虑抗震加固的结构模型输入 1978 年宫城县海域地震的地震波进行时程分析,对考虑抗震加固的结构模型输入 2011 年东日本大地震的地震波进行时程分析,建筑物长边和短边两个方向的地震动同时输入,分别将分析结果与 1978 年地震和 2011 年地震时的加速度观测结果进行比较。

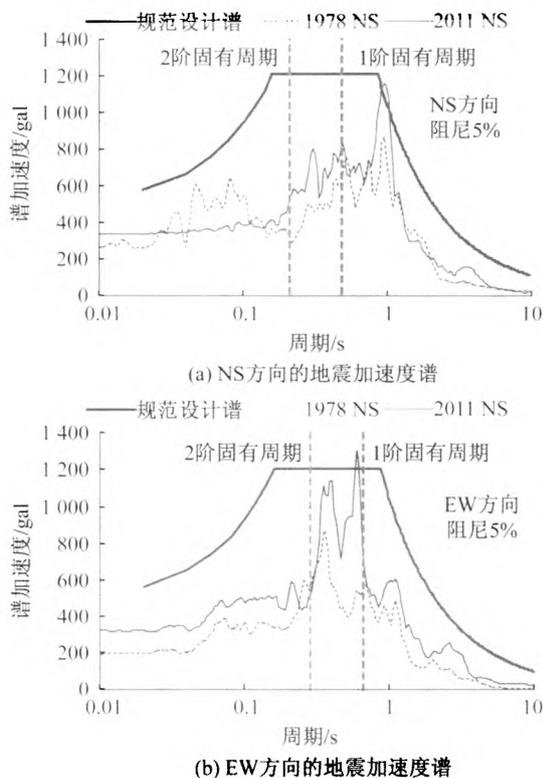


图 24 1978 年和 2011 年地震的加速度谱<sup>[6]</sup>

Fig. 24 Acceleration spectrum of 1978 and 2011 seismic waves

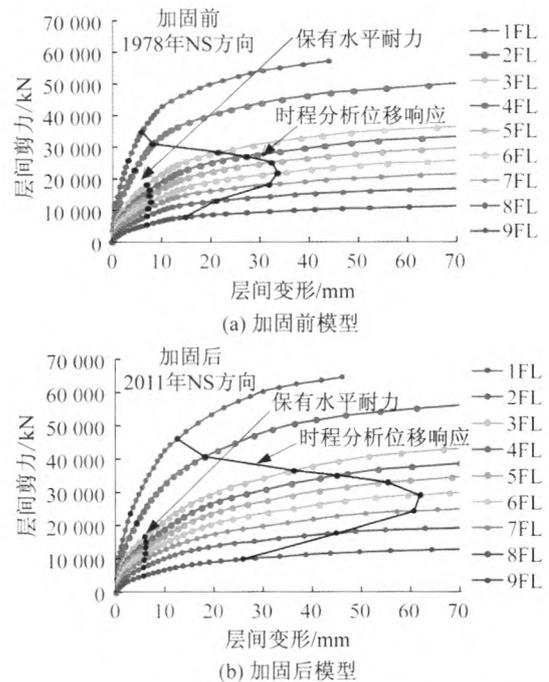


图 25 加固前后两个模型的静力推覆结果<sup>[6]</sup>

Fig. 25 Pushover results before and after retrofitting

如图 26 所示为加固前后模型的最大加速度响应的楼层分布,与 9 层处取得的加速度观测结果对比可以发现,输入 1978 年地震波的未加固结构,9 层处的加速度响应峰值与实测值相差 20%~30%;输入 2011 年地震波的加固后结构,9 层处的加速度响应峰值与实测值相差很小,时程分析的结果较好地反映了结构的地震响应。

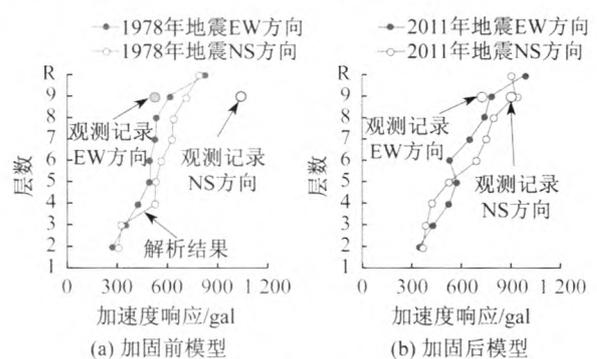


图 26 最大加速度响应沿楼层的分布<sup>[7]</sup>

Fig. 26 Maximum acceleration response

图 25 中的黑色实线为多质点时程分析得到的层间位移峰值沿楼层的分布。由于采用静力推覆分析得到的层间力—位移关系作为多质点分析时的层间弹簧本构关系,因此图中峰值层间位移所对应的层间剪力就是动力时程分析时得到的相应层间剪力。可以看到对于加固前的结构,在

1978 年地震中的峰值层间剪力达到了保有水平耐力的 1.4 ~ 1.7 倍,而对于加固后的结构,在 2011 年东日本大地震中的峰值层间剪力达到了保有水平耐力的 2 ~ 2.5 倍。因此,两次地震造成的层间剪力都超过了构件发生剪切破坏时的层间剪力。根据这一结果,结构在地震中将出现比较严重的塑性变形和损伤。

动力时程分析得到了结构各楼层的峰值位移响应,从静力时程分析的结果中取出结构第三层的峰值位移所对应的受力状态进行详细分析。如图 27 所示为第三层西侧结构平面内各柱截面的拉压轴力响应与抗压强度,以及二者的比值(框内的 3 个数值)。可以看到未做抗震加固的结构在 1978 年地震中,加固后的结构在 2011 年地震中,第三层角柱的峰值响应轴拉力都超过了抗拉强度。

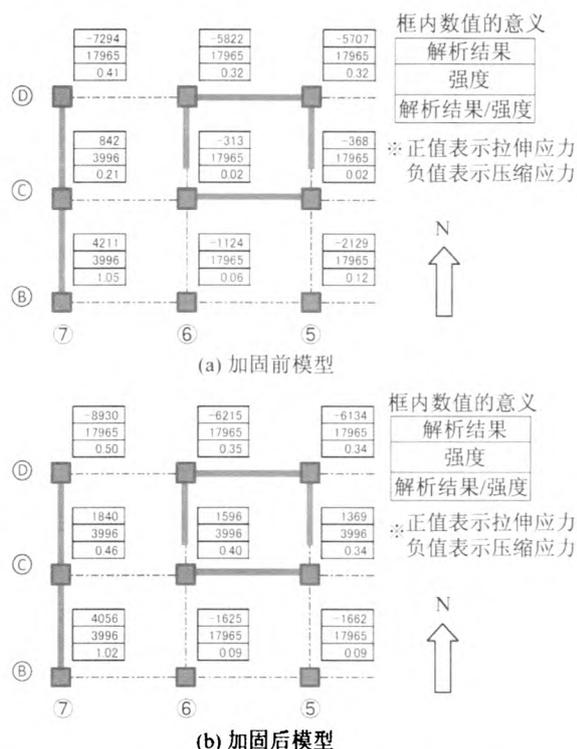


图 27 静力推覆分析得到的峰值位移时的构件应力  
Fig. 27 Stress of members using pushover analysis

如图 28 所示进一步建立了加固前后结构的三维模型,输入两次地震的地震波进行动力时程分析。如图 29 所示取出结构三层四个角柱的轴力响应时程结果。从中可以看出,1978 年地震和 2011 年地震下,柱的轴压力均未超过其轴压强度,而两次地震下柱的轴拉力都超过了其轴拉强度。因此,本建筑三层角柱在 1978 年地震中出现

了型钢、钢筋的屈服,从而造成了结构局部强度的削弱,可能是其在 2011 年地震中角柱损伤集中,并产生严重破坏的原因之一。如前文所述,现场调查时发现了角柱钢筋在以往地震中存在部分破坏的证据,而这一假设能够与以上的解析结果相对应。

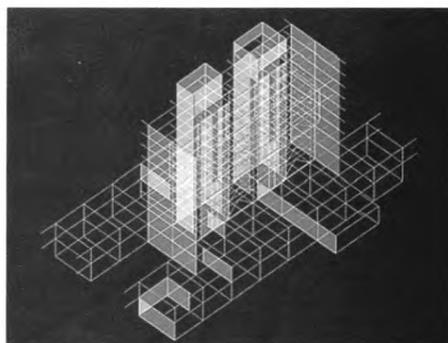


图 28 三维结构模型<sup>[7]</sup>  
Fig. 28 3D model

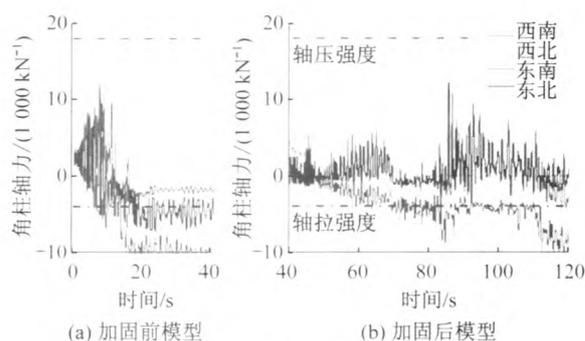


图 29 结构四个角柱的轴力响应时程<sup>[7]</sup>  
Fig. 29 Time history of axial force of columns

## 6 结论

校园内的这栋教学科研建筑前后经历了 1978 年宫城县海域地震和 2011 年东日本大地震。1978 年的地震并没有造成结构的严重损伤,然而在 2001 年进行了抗震加固的结构却在 2011 年的东日本大地震中遭到了严重损伤。针对这一典型的结构损伤案例,研究者们通过现场调查、试验研究、响应观测和数值模拟等方法对结构的地震响应和抗震性能进行了研究。

通过现场调查发现,结构在 2011 年地震中受到的损伤是典型的局部破坏,表现为位于结构三层的,抗震加固中重新浇筑的剪力墙伸入梁内的植筋被整体拔出,剪力墙与梁的连接失效。剪力

墙两端的型钢混凝土角柱严重损伤,混凝土压碎,内部的钢筋和型钢断裂屈曲。根据实际的破坏现象,推测了结构地震响应的损伤机制。由于加设的剪力墙伸入梁内的植筋长度太短,且墙与梁间缺少连续钢筋,造成了地震时剪力墙与梁的连接失效。这一失效使地震力向剪力墙两端的角柱集中。角柱受到过大拉力造成内部钢筋、型钢断裂,拔出;受压时被拔出的钢筋和型钢压屈,混凝土压碎。

为了验证关于损伤机制的假设,进行了试验研究。对应于加固前的角柱制作了内部钢筋连续的试件,对应于加固后的角柱制作了内部钢筋在伸出柱底端较短距离后切断的试件。对试件施加轴向拉压荷载,试验结果表明,内部钢筋连续的试件,钢筋和型钢的应变与损伤分布均匀,延性好;内部钢筋不连续的试件,钢筋和型钢的应变与损伤集中在柱底端,钢筋和型钢出现断裂、拔出,混凝土压碎,破坏现象与实际吻合,试件延性较差。试验证明了加固后剪力墙和梁之间钢筋不连续是造成角柱严重破坏的原因之一。

基于地震响应的观测数据,根据刚度的下降与周期的延长,判定剪力墙连接的失效出现在地震响应峰值时刻。

通过数值解析发现,1978年地震中结构三层的角柱经受了超过其屈服强度的轴拉力,而被削弱的角柱在2011年地震中又承受了很大的集中荷载,这可能也是造成角柱集中破坏的原因之一。这一推测可以从现场调查中发现的,部分角柱钢筋断裂截面锈蚀严重的现象中得到验证。

综上所述,抗震加固后的本建筑物在2011年东日本大地震中严重损伤的原因可以概括为:

(1) 抗震加固造成了结构出现薄弱部位,地震中薄弱部位首先破坏,且损伤严重。

(2) 之前地震在薄弱部位造成的损伤进一步加剧了变形和损伤向薄弱部位的集中。

以上分析中可资借鉴的是:

(1) 在抗震加固前,应对结构的损伤情况有准确的把握,在此基础上制定合理的加固计划。

(2) 抗震加固时应考虑加固对结构整体性能的影响,避免由于抗震加固造成新的薄弱部位,削弱结构的整体性。

## 参考文献

[ 1 ] Suzuki K, Hamood A, Maeda M, et al. Performance of

the building of the faculty of engineering at Tohoku University during the Great East Japan Earthquake of 2011 [ C ]. The 10th International Conference on Urban Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, 2013.

[ 2 ] 志賀敏男,柴田明德,渋谷純一,等. 東北大学工学部建設系研究棟における強震応答実測とその弾塑性応答解析 [ C ]. 日本建築学会論文報告集, 2013; 119-130.

Shiga T, Shibata A, Shibuya J, et al. Observation of strong earthquake motions and nonlinear response analysis of the building of architectural and civil engineering department, Tohoku University [ C ]. Transactions of Architectural Institute of Japan, 2013; 119-130. (in Japanese)

[ 3 ] 日本建築防災協会. 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 [ S ]. 東京: 日本建築防災協会, 2001.

Japan Building Disaster Prevention Association. Guide line of seismic evaluation and retrofit of existing RC structures [ S ]. 2001. (in Japanese)

[ 4 ] Hotta K, Takahashi S, Pujol S, et al. Reduction of ductility of SRC boundary columns by insufficient anchorage of wall bars caused by seismic retrofit [ C ]. The 2014 World Congress on Advances in Civil, Environmental, and Materials Research, Busan, Korea, 2014.

[ 5 ] Motosaka M. Lessons of the 2011 Great East Japan Earthquake focused on characteristics of ground motions and building damage [ C ]. Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, Tokyo, Japan, 2012.

[ 6 ] 木村秀樹, 平林聖尊, 石川裕次, 等. 東日本大震災による東北大学工学部建物の被害, その3 人間環境系研究棟の地震応答解析による検討(1) [ C ]. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 東海, 日本, 2012.

Kimura H, Hirabayashi M, Ishikawa Y, et al. Investigation on building in Tohoku University damaged by the 2011 Great East Japan Earthquake. part 3, study on building of civil engineering and architectural by earthquake response analysis (1) [ C ]. Conference of Architectural Institute of Japan, Tokai, Japan, 2012. (in Japanese)

[ 7 ] 平林聖尊, 木村秀樹, 石川裕次, 等. 東日本大震災による東北大学工学部建物の被害, その4 人間環境系研究棟の地震応答解析による検討(2) [ C ]. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 東海, 日本, 2012.

Hirabayashi M, Kimura H, Ishikawa Y, et al. Investigation on building in Tohoku University damaged by the 2011 Great East Japan Earthquake. part 4, study on building of civil engineering and architectural by earthquake response analysis (2) [C]. Conference of Architectural Institute of Japan, Tokai, Japan, 2012. (in Japanese)

[ 8 ] 平林聖尊, 木村秀樹, 山本正幸, 等. RC 造骨組架構の履歴特性モデル[C]. コンクリート工学年次論文集, 名古屋, 日本, 2005.

Ishikawa Y, Kimura H, Yamamoto M, et al. Modeling of hysteresis loops for reinforced concrete frame[C]. Proceedings of the Japan Concrete Institute, Nagoya, Japan, 2005. (in Japanese)