

摇摆墙-框架结构在 2011 年东日本地震中的地震反应

曲 哲¹ 坂田弘安² 翠川三郎² 和田 章²

(1. 中国地震局工程力学研究所, 河北三河 065201; 2. 东京工业大学, 日本横浜 226-8503)

摘要: 日本东京工业大学一座 11 层钢骨混凝土教学楼建筑于 2009 至 2010 年间进行抗震加固。加固时在结构纵向采用了一种新型摇摆墙-框架结构体系, 而在横向则采用增设传统钢筋混凝土抗震墙的方法进行加固。在 2011 年 9.0 级的东日本大地震中, 该建筑遭受到中等程度的地震地面运动作用。震后观察到的结构震损表明, 摇摆墙在控制结构损伤方面较传统抗震墙更为优越。此外, 建筑内部隔墙的损伤成为该建筑在这次地震中的主要损伤形式。根据在该建筑不同楼层获得的地震加速度记录, 对抗震加固设计时采用的一个有限元数值模型进行了修正, 考虑了隔震对建筑体系抗震性能的影响。

关键词: 摇摆墙; 东日本大地震; 震害观测

中图分类号: TU372.1 **文献标识码:** A

Seismic response of a pin-supported wall-frame structure during the 2011 Tohoku earthquake

Zhe Qu¹ Hiroyasu Sakata² Saburoh Midorikawa² Akira Wada²

(1. Institute of Engineering Mechanics, CEA, Hebei 065201, China; 2. Tokyo Institute of Technology, Yokohama 226-8503, Japan)

Abstract : A thirty-four years old eleven-story steel reinforced concrete frame building, which was seismically retrofitted in 2010, was influenced during the 2011 M9.0 Tohoku earthquake. The strengthening of its longitudinal frame adopted an innovative pin-supported wall-frame system while conventional fixed-based walls were added in the transverse direction. Although not severe, the observed damage of the building demonstrated that the pin-supported walls are less vulnerable than fixed-based ones. However, non-structural partition walls may concentrate a major part of damage, especially during mild ground motions. Furthermore, a detailed numerical model is calibrated by the recorded motions of the building during the Tohoku earthquake, which was recorded by five three-channel accelerographs. The calibrated model features the influence of the partition walls, which were not taken into account in the original model.

Keywords : pin-supported wall; Tohoku earthquake; seismic response

E-mail: quz@iem.ac.cn

引 言

自 2009 年开始, 日本东京工业大学先后采用新型摇摆墙-框架结构体系对其铃悬台校区的三栋多层钢骨或钢筋混凝土建筑进行了抗震加固。建成于 1978 年地上 11 层的 G3 教学楼是最早的一座采用该体系进行抗震加固的建筑。

该摇摆墙-框架结构体系的基本概念是采用具有较大刚度和承载力且贯穿结构全高的后张预应力混凝土墙体控制结构沿高度方向的变形模式, 防止薄弱层倒塌机制的出现。这些后张预应力混凝土墙体的底部

支承于特殊设计的齿状较支座上, 在地震侧向作用下可以发生较大转动而不造成任何结构损伤, 形成摇摆墙。每片摇摆墙两侧与既有结构之间沿结构高度方向设置钢阻尼器, 利用摇摆墙摇摆时与既有结构间的较大剪切变形耗散地震输入能量, 降低整体结构的地震反应。该体系的关键构件如图 1 所示。其中, 在结构纵向(即图中 x 方向)采用上述摇摆墙-框架结构体系进行抗震加固, 而在结构横向(即图中 y 方向), 则通过增设传统钢筋混凝土抗震墙进行加固^{[1][2]}。

作者简介: 曲哲, 博士, 副研究员, 主要从事钢筋混凝土结构抗震与减隔震技术的研究。

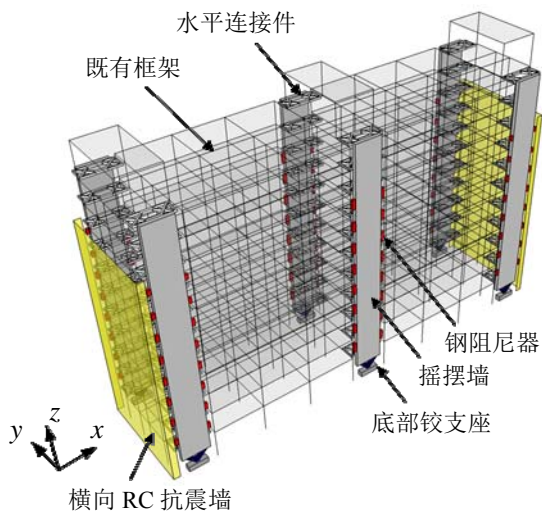


图 1 G3 教学楼中的摇摆墙-框架结构体系^[2]

Fig. 1 Pin-supported wall system in G3 Building

1 地震反应观测

在对 G3 教学楼进行抗震加固的同时,在建筑地下 1 层、地上 2 层、5 层、8 层和 11 层分别安装了一个三通道加速度传感器。若将安装于地下 1 层底板上的传感器记录到的水平运动作为地震地面运动,则该建筑在 2011 年东日本大地震中受到的地震地面运动的峰值加速度在纵向 (x 方向) 和横向 (y 方向) 分别为 67.3 cm/s^2 和 52.8 cm/s^2 , 纵横两个方向的地面峰值速度分别为 14.4 cm/s 和 12.7 cm/s ^[3]。图 2 将纵横两个方向的地震地面加速度反应谱与日本《建筑基准法》规定的水准 1 设计反应谱进行了比较。可见,两方向地震动在中短周期 (1 秒以内) 范围内的加速度反应谱值均明显小于水准 1 设计反应谱。此外,纵横两个方向遭受的地震动作用程度大致相当。

图 3 比较了不同楼层处的水平加速度记录的楼层反应谱,从中可以看出加速度反应沿楼层高度方向的放大效果。在图中还可以识别出加固后的 G3 教学楼在纵向的振动周期约为 0.65 秒,横向约为 0.69 秒。

2011 年东日本大地震发生后对 G3 教学楼的震损情况进行了检查。检查发现,横向增设的传统钢筋混凝土抗震墙在底部楼层附近出现大量可见的斜向裂缝,而在结构纵向的摇摆墙墙身上则没有观察到可见裂缝。

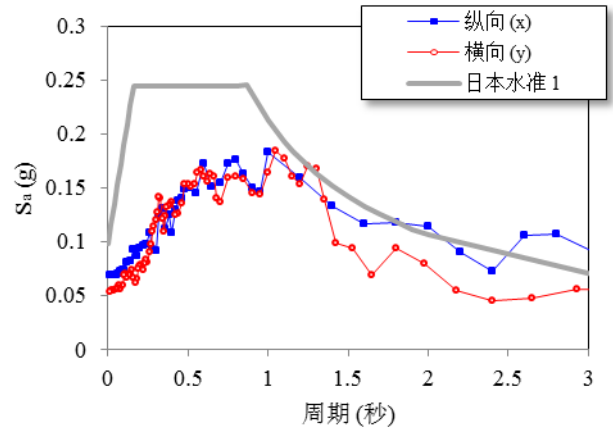
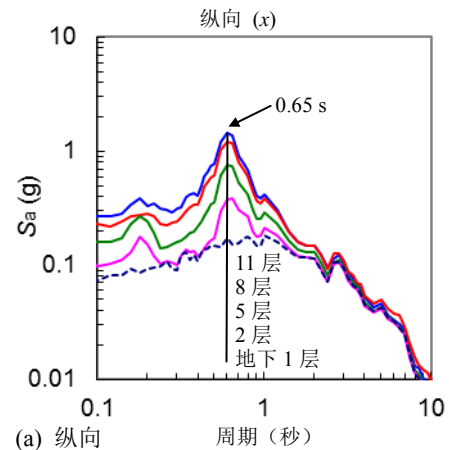
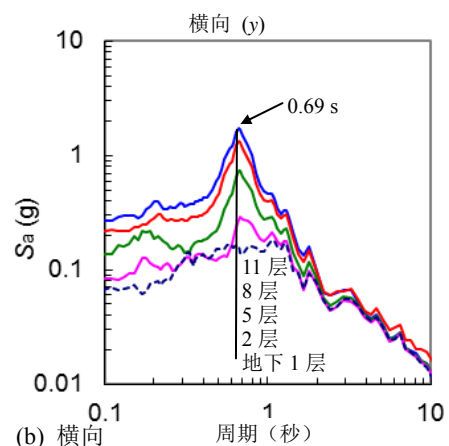


图 2 两个水平方面地震地面运动的加速度反应谱 (阻尼比 5%)
Fig. 2 Acceleration spectra of recorded ground motion in longitudinal (x) and transverse (y) directions (5% damping)



(a) 纵向



(b) 横向

图 3 各楼层加速度记录的反应谱 (阻尼比 5%)

Fig. 3 Acceleration spectra at each floor levels (5% damping)

摇摆墙底部的齿状铰支座有轻微的漆皮剥落现象 (图 4)。这说明铰支座在地震作用下发生了预期的转动。此外,在几天后再次检查该教学楼时,在下部楼层的某些钢阻尼器的耗能腹板上观察到如图 5 所示的

交叉锈痕。这说明这些耗能腹板可能在地震作用下发生屈服，破坏了表面的防锈涂层。

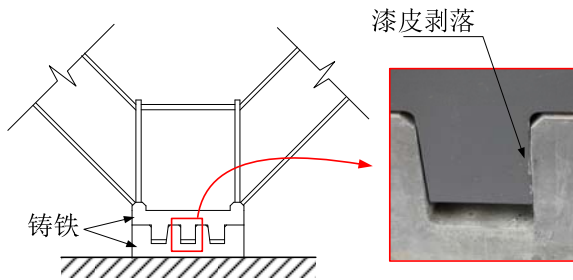


图 4 底部齿状铰支座漆皮剥落

Fig. 4 Peel off of painting of bottom tooth-like hinge

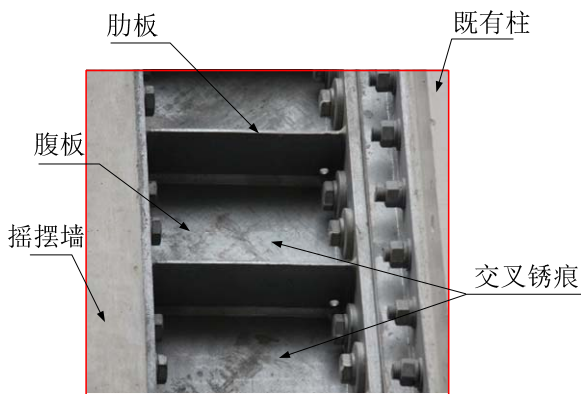


图 5 钢阻尼器耗能腹板的交叉锈痕 (北面中央, 2层)

Fig. 5 Diagonal rust marks on web plates (north, center at 2F)

震后在 G3 教学楼内观察到的最为常见的震损是内走廊两侧钢筋混凝土隔墙的开裂。按照日本的抗震设计惯例,这种截面较薄(小于 200 mm),未按混凝土规范进行配筋设计的现浇钢筋混凝土墙体往往按照非结构构件处理,在结构抗震设计中不考虑其刚度与承载力贡献。然而由于这些墙体与周边框架结构紧密连接,形成一个整体,势必对整体结构性能有很大的影响。图 6 为震后观察到的隔墙裂缝分布。

2 有限元分析模型

2.1 原模型及其修改

从 2009 年开始在对 G3 教学楼进行抗震加固设计时,建立了基于 ABAQUS 的杆系有限元分析模型。该模型曾被用于评估 G3 教学在加固前后的抗震性能,为抗震加固设计提供参考。该模型为二维平面模型,采用纤维梁单元模拟既有框架的钢筋混凝土梁、柱构件。混凝土纤维和钢纤维的单轴滞回关系采用 PQ-Fiber 模型。文献[2]对该模型有更加全面的介绍。

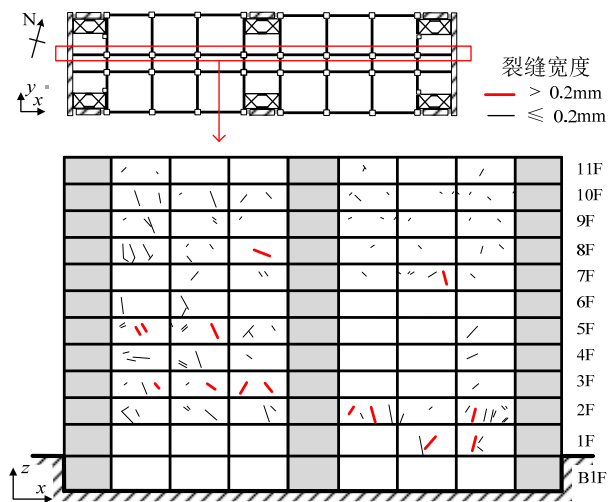


图 6 隔墙裂缝分布

Fig. 6 Observed cracks on partition walls of G3 Building

2011 年东日本大地震后以建筑基底的加速度时程记录作为地震动输入,采用上述有限元模型对 G3 教学楼的地震反应分析发现,该模型(以下称“原模型”)明显高估了 G3 教学楼的地震位移反应。在频域,采用原模型得到的楼层加速度反应的卓越周期也明显长于实际地震动记录的卓越周期。

造成这一偏差的一个直接原因是原模型没有考虑内走廊两侧隔墙对结构性能的影响。该建筑内部隔墙的布置如图 7 所示。所有隔墙可以大致分别图 7 所示的 W1 和 W2 两种类型。在 W1 中,隔墙墙肢与框架柱分离,仅与上下框架梁相连,没有任何边缘约束构件。W2 在 W1 的基础上进一步在中央开了一个门洞,将一个墙肢分为两个较为细长的墙肢,仍没有边缘约束构件。所有墙肢厚度均为 120mm,墙内单层双向配置 $\phi 10$ 间距 200mm 钢筋。隔墙混凝土与主体框架结构相同,抗压强度为 20MPa,钢筋屈服强度为 394MPa。此外,所有设置隔墙的开间轴线间距均为 7800mm,建筑层高首层为 4500mm,第 2、3 两层为 3600mm,其余上部楼层均为 3500mm。

采用如图 8 所示的简化模型考虑隔墙的贡献。该模型以一对斜撑代表隔墙。斜撑的力学属性按式(1)确定,以确保斜撑提供的侧向刚度和承载力与隔墙相一致。

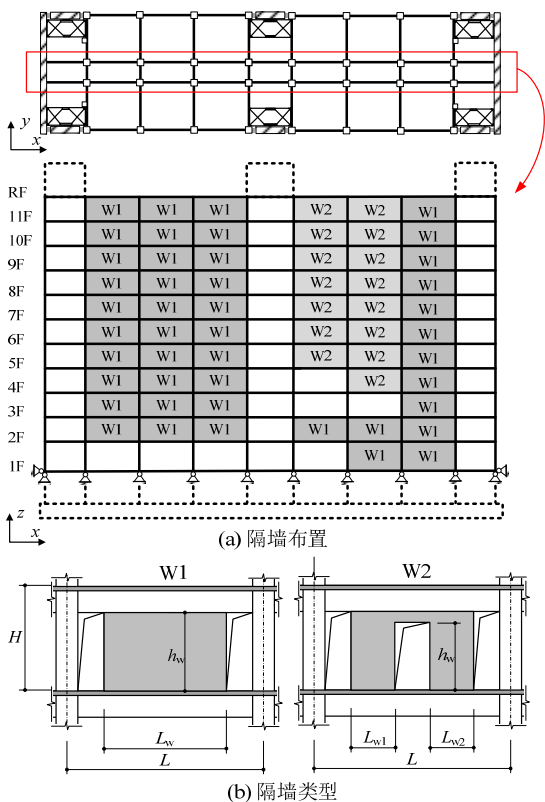


图 7 G3 教学楼中的两种隔墙类型及其空间分布

Fig. 7 Two types of reinforced concrete partition walls W1 and W2 in G3 Building

$$\begin{aligned} F_b &= 0.5F/\cos\theta \\ \Delta_b &= 0.5\Delta\cos\theta \end{aligned} \quad (1)$$

式中, F 和 Δ 分别为侧向力与侧向位移, F_b 和 Δ_b 分别为单个斜撑的轴力与轴向变形。 θ 为斜撑倾角, 由墙宽和层高共同决定。

隔墙在侧向作用下的力-位移骨架曲线简化为图 8 所示的三折线模型。其初始刚度为 K_0 , 开裂承载力为 V_{cr} 。开裂后刚度退化直至达到极限承载力 V_u , 相应的侧向变形为 Δ_0 。当变形超过 Δ_0 后, 隔墙承载力以 $-K_0$ 的斜率迅速退化直至零点。除骨架线之外, 假设隔墙的滞回行为遵循以下规则:

- (1) 卸载段指向反向开裂点;
- (2) 若开裂点或极限承载力点未曾被超越, 则再加载段指向开裂点或极限承载力点;
- (3) 否则, 再加载段指向历史最大变形点。

在确定隔墙的滞回模型参数时, 采用日本建筑学

会出版的《钢筋混凝土结构延性保证型抗震设计规程》^[4]给出的式(2)确定墙肢的开裂承载力 V_{cr} , 采用 Wood 建议的式(3)确定墙肢的极限承载力 V_u ^[5]。采用式(3)确定隔墙极限承载力对应的割线刚度 K_{eff} ^[6], 从而可以得到 V_u 对应的侧向变形 Δ_0 。

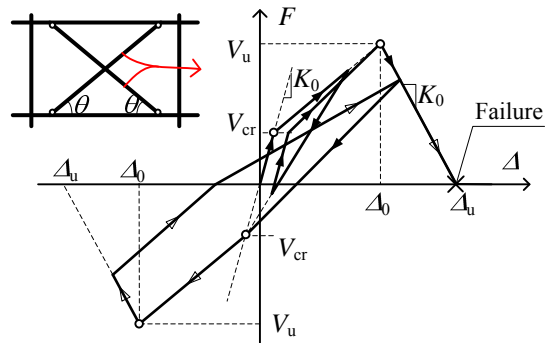


图 8 隔墙简化数值模型

Fig. 8 Simplified model for partition walls

$$V_{cr} = \tau_{cr} t_w L_w / 1.5 \quad (2)$$

式中, $\tau_{cr} = 0.33\sqrt{f_c}$ 为混凝土的有效抗剪强度; f_c 为混凝土抗压强度。

$$0.5t_w L_w \sqrt{f_c} \leq V_u = A_{vy} f_y / 4 \leq \frac{5}{6} t_w L_w \sqrt{f_c} \quad (3)$$

式中, A_{vy} 为竖向钢筋的总截面积; f_y 为钢筋屈服强度。

$$\Delta_0 = \frac{V_u}{K_{eff}} \quad (4)$$

$$K_{eff} = \frac{12EI_w}{h_w^3} \cdot \frac{19}{f_y} \left(0.53 + 0.37 \frac{h_w}{L_w} + 0.31 \frac{h_w^2}{L_w^2} \right) \quad (5)$$

3.2 有限元分析结果

图 9 将原模型和考虑了隔墙影响的修改后的模型 (以下称“新模型”) 预测的 G3 教学楼的地震位移反应与实际地震观测结果进行了比较。与原模型相比, 新模型能够比较准确地预测该结构的地震峰值位移反应。

此外, 新模型的振动周期也与实际观测结果更为接近。微振观测得到的结构纵向在加固前后的基本周期分别为 0.51 秒和 0.49 秒; 根据上述地震动记录数据

得到的结构纵向在 2011 年东日本大地震中的卓越周期为 0.65 秒。原模型预测的结果远大于这些数值，加固前后的初始周期分别长达 0.86 秒和 0.68 秒，而在东日本大地震中的卓越周期也长达 0.81 秒。考虑隔墙影响后的新模型给出的周期数值则与观测结果非常接近，如表 1 所示。

采用新模型预测得到的 G3 教学楼纵向结构在 2011 年东日本大地震中的损伤分布如图 9 所示。其中阴影部分的隔墙均已开裂，下部楼层的钢阻尼器也已屈服，但进入塑性的程度并不大，最大延性系数仅为 2.1，属于无需修复的损伤。

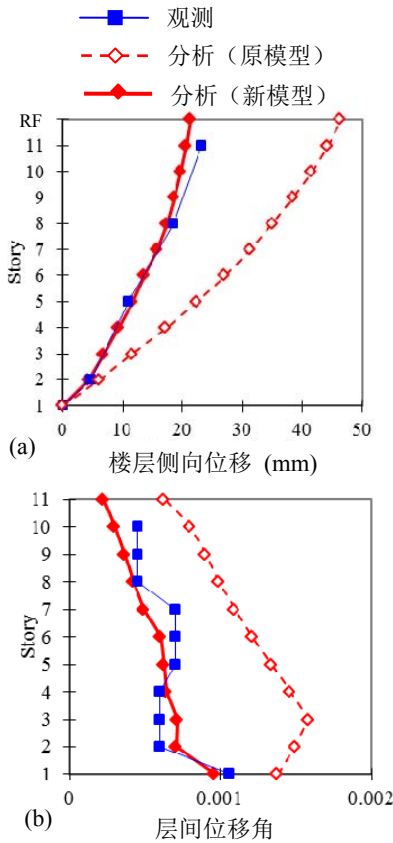


图 9 G3 教学楼的地震位移反应

Fig. 9 Displacement response of the G3 building

表 1 基本周期 (秒)

Table 1 Fundamental period of vibration (unit: s)

	观测值	原模型	新模型
加固前初始周期	0.51*	0.86	0.52
加固后初始周期	0.47*	0.68	0.49
加固后地震中卓越周期	0.65	0.81	0.65

* 微振观测结果，来源：Hirano *et al.* (2011)

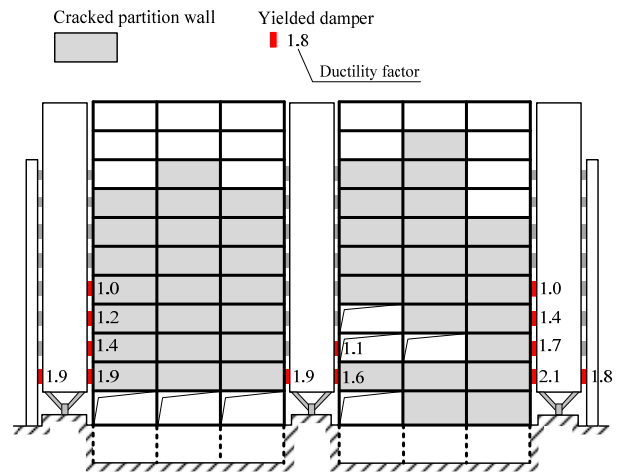


图 9 新模型计算得到的 G3 教学楼的损伤分布

Fig. 12 Damage to G3 Building predicted by modified model

4 结语

采用摇摆墙-框架结构体系在结构纵向进行抗震加固的东京工业大学 G3 教学楼在 2011 年东日本大地震中遭受到中等程度的地震地面运动作用。本文总结了在这次地震中 G3 教学楼的震损情况和获取的地震运动记录。采用这些地震运动记录，修正了抗震加固设计时采用有限元数值模型，通过采用简化模型考虑隔墙对结构性能的影响，比较准确的再现了 G3 教学楼在这次地震中的峰值位移反应和损伤情况。

参考文献

- [1] 曲哲, 和田章, 叶列平. 摇摆墙在框架结构抗震加固中的应用[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(9): 11-19 (Qu Zhe, Wada Akira, Ye Lieping. Seismic retrofit of building structures using rocking wall system [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(9): 11-19)
- [2] Qu, Z., Wada A., Motoyui, S., Sakada H. and Kishiki, S. Pin-supported walls for enhancing the seismic performance of building structures [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2012, 41(14): 2075-2091
- [3] Miura, H., Midorikawa, S., Hirano, Y., Motoyui, S., Wada, A. Seismic behavior of SRC building retrofitted by rocking wall: Part 2. Seismic behavior during the 2011 Tohoku earthquake [C]//Summaries of technical papers of AIJ annual meeting, B, 2011: 349-350.
- [4] AIJ. Design guidelines for earthquake resistant reinforced concrete buildings based on inelastic displacement concept

-
- [S]. Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1999.
- [5] Wood, S.L. (1990) Shear strength of low-rise reinforced concrete walls [J]. *ACI Structural Journal*, 1990, 87(1): 99-107.
- [6] Li, B. and Xiang, W.Z. Effective stiffness of squat structural wall [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2011, 137(12): 1470-1479.