

新型可更换墙脚部件剪力墙设计方法及分析

刘其舟^{1,2}, 蒋欢军^{1,2}

(1. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学 结构工程与防灾研究所, 上海 200092)

摘要: 提出一种新型的可更换墙脚部件的剪力墙. 介绍了该可更换墙脚部件剪力墙的设计方法, 并对可更换墙脚部件剪力墙与传统钢筋混凝土剪力墙进行数值模拟和对比分析. 计算结果表明, 设计合理的可更换墙脚部件剪力墙不但具有良好的抗震性能, 而且能够将破坏集中在可更换部件.

关键词: 钢筋混凝土剪力墙; 可恢复功能结构; 可更换部件; 设计方法; 抗震性能

中图分类号: TU973.14; TU398.2

文献标志码: A

Design Method of New Type of Reinforced Concrete Shear Wall With Replaceable Corner Components and Its Analysis

LIU Qizhou^{1,2}, JIANG Huanjun^{1,2}

(1. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: A new kind of reinforced concrete shear wall with replaceable corner components was put forward. Then, the design method of the shear wall was introduced. Finally, numerical simulation and comparison analysis were carried out. The results show that the new shear wall has superior anti-seismic capability, and the damage mainly concentrates at the replaceable components.

Key words: reinforced concrete shear wall; earthquake resilient structure; replaceable component; design method; seismic performance

小间接经济损失. 基于上述原因, 2009年1月, 美日学者在 NEES/E-Defense 美日工程第2阶段合作研究会议上, 首次提出将“可恢复功能城市”(resilient city)作为地震工程合作的大方向^[1], 标志着可恢复功能结构成为抗震研究的主流方向之一. 目前, 可恢复功能结构通常可分为摇摆结构^[2-3]、自复位结构^[4-5]、可更换结构3种形式^[6-7].

钢筋混凝土剪力墙是目前应用最为广泛的高层结构构件之一. 在钢筋混凝土剪力墙的设计中, 通常将剪力墙设计为弯曲型破坏模式, 以保证其具有一定的延性. 在弯曲型破坏模式下, 剪力墙在遭遇超越设防烈度的地震作用下, 剪力墙脚部混凝土往往严重压溃, 受压钢筋压屈, 给震后修复带来困难. 在剪力墙墙脚等易破坏的区域设置易拆卸可更换消能部件, 引导地震能量集中于可更换部件, 可以有效保护主体结构免遭破坏. 震后对可更换部件进行更换, 从而可以快速恢复结构的功能. Lu等^[8]提出以一种新型软钢橡胶组合支座作为剪力墙墙脚部件, 并试验证明其具有较好的抗震性能且便于拆卸和更换, 但安装该支座剪力墙的刚度与承载力有一定程度降低. 本文在此基础上提出了一种新型的应用于钢筋混凝土剪力墙的可更换墙脚部件, 介绍了其构造形式, 给出了可更换墙脚部件剪力墙的设计原理, 并利用有限元软件 ABAQUS 和 OpenSees 建立了该新型剪力墙的有限元模型, 对其设计原理进行了验证.

1 可更换墙脚部件剪力墙组成

典型可更换墙脚部件剪力墙(简称为新型剪力墙)如图1所示, 主要结构特征在于用可更换的拉压消能部件代替剪力墙墙脚易破坏的钢筋混凝土区域.

随着建筑技术的进步和人们对建筑投入的增加, 建筑结构倒塌和人员伤亡数量得到了有效控制, 但是地震所造成的经济损失和社会影响依然十分巨大. 若能在震后快速恢复结构功能, 则可以有效地减

收稿日期: 2014-12-22

基金项目: 国家自然科学基金(51478354); “十二五”国家科技支撑计划(2012BAJ13B02)

第一作者: 刘其舟(1986—), 男, 博士生, 主要研究方向为高层结构抗震. E-mail: 384548027@qq.com

通讯作者: 蒋欢军(1973—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为高层及超高层结构抗震. E-mail: jhj73@tongji.edu.cn

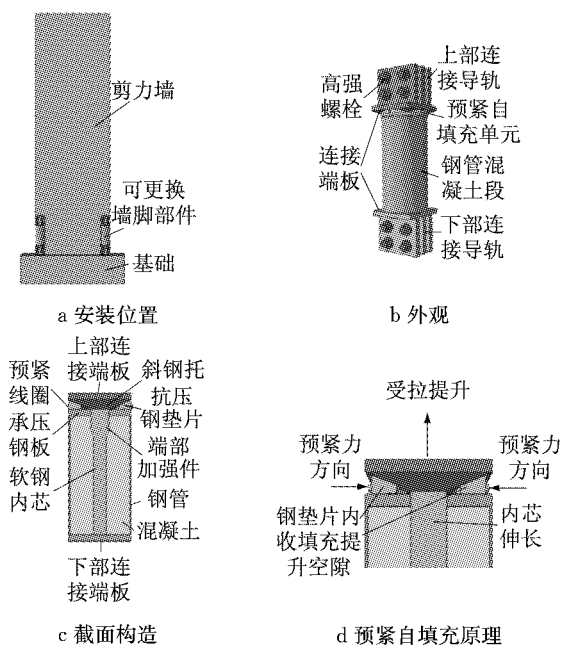


图1 可更换墙脚部件

Fig.1 Replaceable corner component

钢管混凝土具有良好的抗压性能,但若作为抗拉构件则无法充分发挥其性能.防屈曲支撑具有良好的延性及耗能特性.然而,钢筋混凝土剪力墙墙片抗压承载力往往是抗拉承载力的数倍,传统防屈曲支撑抗压承载力基本相等,难以适应钢筋混凝土剪力墙的承载力要求.结合钢管混凝土及防屈曲支撑的受力特点,提出了一种新型的可更换墙脚部件,其构造如图1所示.上下连接端板中间是可更换墙脚部件主体部分,包括防屈曲软钢内芯、钢管混凝土及预紧自填充单元.预紧自填充单元由抗压钢垫片塞入斜钢托,抗压钢垫片设计为受压时能够始终保持弹性.抗压钢垫片外围由预紧线圈提供指向圆心的紧箍力.防屈曲软钢内芯表面涂油,与钢管混凝土无黏结,与上部斜钢托及下部连接端板焊接,端部局部加强以防止端部破坏.受拉时,防屈曲内芯承受拉力而伸长,与钢管混凝土脱开,不会引起钢管混凝土拉坏,同时,由于内芯伸长,斜钢托与钢管混凝土上部的承压钢板间缝隙增大,抗压钢垫片在预紧力作用下内收,将空隙自动填充.反向受压时,由于缝隙已经自动填满,钢管混凝土可以立即受压,由软钢内芯与钢管混凝土共同承受压力,钢管混凝土可以防止软钢内芯受压屈曲.

2 可更换墙脚部件剪力墙设计

2.1 剪力墙可更换区域大小

如图2所示,根据变形协调原理及平截面假定,

应变最大区域通常为剪力墙外边缘处,剪力墙内部区域则为应变较小的区域.综合考虑,可以划定一个宽 l_c 、高 h_c 的范围为可更换区域.图1中,剪力墙截面高度为 h_w ,截面有效高度为 h_0 ,剪力墙底部截面的最大曲率为 ϕ_u ,剪力墙受压区边缘混凝土极限应变为 $\epsilon_{c,max}$,相对受压区高度为 ζ .弯曲破坏的剪力墙,可以用集中塑性铰在剪力墙底部的模型进行位移计算.假设极限变形状态时,剪力墙底部等效塑性铰高度 h_p 范围内截面的塑性曲率相同,均为 $\phi_p = \phi_u - \phi_y^{[9]}$,其中 ϕ_y 表示剪力墙底部截面的屈服曲率.

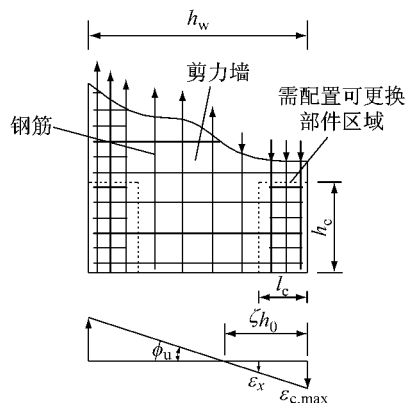


图2 剪力墙可更换区

Fig.2 Replaceable region of shear wall

极限位移角可以表示为

$$\theta_u = \frac{1}{3} \phi_y H + (\phi_u - \phi_y) h_p \quad (1)$$

式中: H 表示剪力墙高度.

通常 $(\frac{1}{3} \phi_y H - \phi_y h_p) \ll \phi_u h_p$,则剪力墙底部截面达到极限曲率时,混凝土边缘压应变近似为

$$\epsilon_{c,max} = \phi_u \zeta h_0 \approx \frac{\theta_u \zeta h_0}{h_p} \quad (2)$$

设混凝土压应变超过 ϵ_x 的区域内需要配置可更换部件,则可更换区域的宽度

$$l_c \geq 1.5 \left[1 - \frac{\epsilon_x}{\epsilon_{c,max}} \right] \zeta h_0 = 1.5 \left[1 - \frac{\epsilon_x h_p}{\theta_u \zeta h_0} \right] \zeta h_0 \quad (3)$$

本文取 ϵ_x 为0.001,能够满足非更换区域混凝土基本不发生破坏,该值可以根据性能目标进行调整.1.5为放大系数,代表可更换区域不仅包括了无法满足性能要求的破坏区域,还包含了破坏有可能转移的区域.

由文献[10]可得剪力墙等效塑性铰高度经验公式为

$$h_p = 0.2 h_w + 0.044 H \quad (4)$$

假设变形协调产生的变形量主要集中在可更换区域,则可更换段应包含塑性铰区域,即

$$h_c \geq h_p = 0.2h_w + 0.044H \quad (5)$$

2.2 可更换剪力墙承载力及构造设计

可更换区域的承载力应适当削弱,可更换区域附近非更换区域的承载力应适当加强.这样,才能保证可更换区域率先屈服且破坏不会向非更换区域转移.新型剪力墙承载力设计见图3,图3中括号内数字表示新型结构剪力墙与传统剪力墙对应区域屈服承载力的比值.

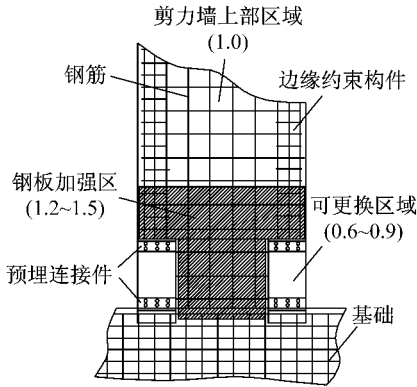


图3 新型剪力墙承载力及构造设计

Fig.3 Carrying capacity and detail design of new shear wall

如图3所示,新型剪力墙主要采取以下构造措施:通过预埋连接件实现剪力墙与可更换部件之间的连接.在可更换区域附近的非更换区域增设加强钢板,以增加非更换区域与可更换区域的强度差,且防止预埋件附近局部应力集中而导致非更换部分破坏.加强钢板同时弥补了结构因可更换区域削弱而减小的刚度与强度.由于可更换墙脚部件的抗剪承载力相比非更换部分低很多,为便于计算且偏于安全考虑,在设计时可更换墙脚部件的抗剪承载力可忽略不计,则可更换剪力墙底部受剪承载力可依据文献[11]中钢板剪力墙相关部分进行计算.

2.3 自填充单元设计

如图4所示,设钢筋混凝土剪力墙底端钢筋极限伸长量为 Δ ,承压钢垫片长度为 l_1 ,可更换部件直径为 r ,可更换部件抗拉内芯端部加强件直径为 r_1 ,通过设计,可以满足

$$\tan \alpha = \frac{\Delta}{\frac{r-r_1}{2} - l_1} \leq \mu \quad (6)$$

式中: μ 为抗压钢垫片与承压钢板之间的摩擦系数.

满足式(6)时抗压钢垫片会出现自锁现象,无论作用在承压钢垫片的主动力的合力 F 有多大,总有

一个反力 $F_s = \mu F_y$ 与 F_x 平衡,即受拉时承压钢垫片会向内收紧,填充剪力墙抬升时的空隙,受压时承压钢垫片不会被压力弹出.

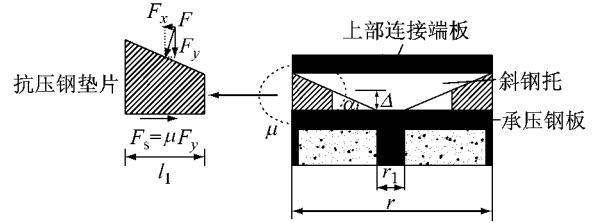


图4 摩擦自锁

Fig.4 Self-locking of friction

3 算例验证

3.1 新型剪力墙设计参数

为了验证基于位移设计的弯曲型破坏钢筋混凝土剪力墙抗震性能,Thomsen等^[12]对4片1/4缩尺比例的剪力墙试件进行了拟静力试验研究.本文选用RW2试件对可更换墙脚部件的设计进行说明.构件尺寸及配筋见图5,其中,剪力墙轴压比为0.1, #2钢筋直径为6.35 mm, #3钢筋直径为9.50 mm.

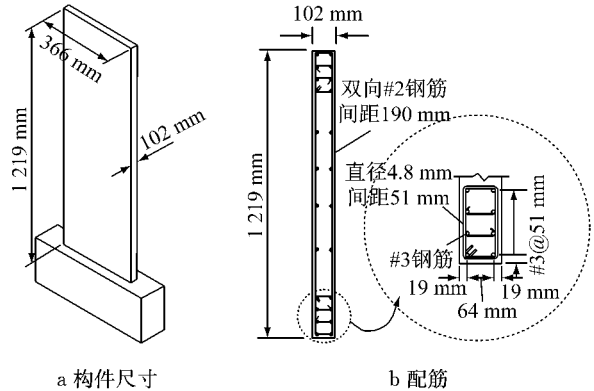


图5 剪力墙尺寸及配筋^[12]

Fig.5 Dimensions and reinforcement of shear wall^[12]

假定位移角达到1.5%前破坏可被限制在可更换区域,根据本文的设计方法,将传统剪力墙RW2设计为新型剪力墙,剪力墙取用表1的设计参数,每个可更换区域布置3根可更换部件.

3.2 OpenSees 软件分析

3.2.1 分析模型

根据文献[12]和表1,以RW2试件为基础,共建立了5个分析模型,包括1个传统剪力墙模型(见图6)和4个新型剪力墙模型(见图7).新型剪力墙模型与传统剪力墙模型区别在于是否设置加强钢板

表 1 剪力墙设计参数

Tab.1 Design parameters of shear wall

组成部分	尺寸	材料强度/(N·mm ⁻²)
可更换区域	$h_c=500\text{ mm}, l_c=300\text{ mm}$	
钢管混凝土	钢管直径 100 mm, 壁厚 4 mm	$f_y=414, f_u=15$ (已考虑钢管约束)
软钢内芯	直径 18 mm	$f_y=235$
连接导轨	受拉压截面总厚 30 mm	$f_y=414$
高强螺栓	10.9 级, M24	
加强钢板	厚 4 mm, 高 1 300 mm	$f_y=414$

注: f_y 为屈服强度, f_u 为极限强度。

和自填充单元,设计参数见表 2,模型分析参数见表 3. 传统剪力墙节点 1、2 及节点 3、4 之间的纤维单元截面设置为墙体边缘构件,而新型剪力墙节点 1'、2' 及节点 3'、4' 之间的纤维单元截面设置为可更换墙脚部件,取消节点 1'、2'、5'、6' 及节点 3'、4'、7'、8' 间的四边形单元,使得节点 1' 与 5'、节点 7' 与 3' 之间无连接关系. 采用 equalDOF 命令使节点 2' 与 6'、节点 8' 与 4' 之间的水平向自由度一致,用以模拟预埋件的作用. 试验竖向力 N 分为 5 份,每份大小均为 $N/5$ 加载至分析模型顶部的节点,水平力 P 的位置按照试验加载点设定. 不考虑钢板与钢筋混凝土(RC)墙体之间的黏结滑移,采用共节点建模方式. 边缘约束构件与剪力墙板之间采用 equalDOF 命令组合,协调

表 2 新型剪力墙设计参数

Tab.2 Design parameters of new shear wall

设置	新型剪力墙编号			
	A	B	C	D
图 7 虚线区域是否设置加强钢板	否	否	是	是
可更换部件是否设置自填充单元	否	是	否	是

表 3 剪力墙分析参数

Tab.3 Analytical parameters of shear wall

组成部分	单元	材料
边缘约束构件	Fiber Element	Concrete02 Steel02
可更换部件(设自填充单元)	Fiber Element	Hysteretic Steel02
可更换部件(无自填充单元)	Fiber Element	Concrete02 Steel02
中部剪力墙板	Quad Element	CSMM
内置钢板	Quad Element	J2 Plasticity Material

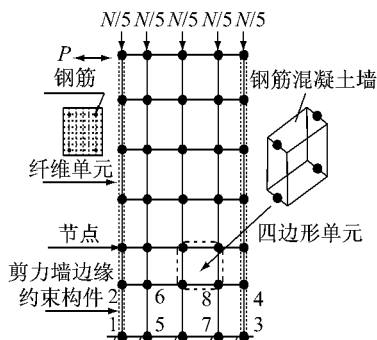


图 6 传统剪力墙分析模型

Fig.6 Analytical model of traditional shear wall

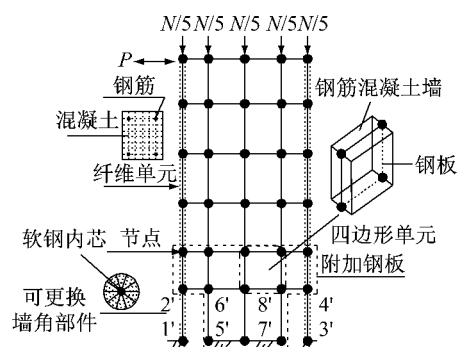


图 7 新型剪力墙分析模型

Fig.7 Analytical model of new shear wall

两者之间的变形.

3.2.2 材料本构关系

(1) 剪力墙板材料本构

模型中部剪力墙板采用基于循环软化膜模型(CSMM)的平面应力材料,具体参数取值可参见文献[13].

(2) Hysteretic 材料本构

考虑自填充单元的钢管混凝土本构关系如图 8 所示,为了模拟抗压迅速响应的特点,采用 Hysteretic 材料. 图 8 中, O 点为坐标原点, C_1 、 C_2 为钢管混凝土骨架曲线^[14], E_g 为考虑紧箍作用的钢管混凝土组合刚度^[15]. 由于钢管约束作用, C_2 出现上升段,这里简化为双折线,假定达到 A 点后强度保持不变. 由于不受拉力,点 B 和 B' 应力均为零,先受拉后受压时,应力路径为 $O-B-A'$,或 $O-B'-A''$. 对于钢管混凝土反复受压加卸载刚度退化,目前国内研究缺乏足够理论依据,在 OpenSees 中对于刚度退化,主要通过设置延性退化系数来定义,本文中取延性退化系数为 0.8. 此外,取变形捏缩系数为 0.1,力捏缩系数为 0.6.

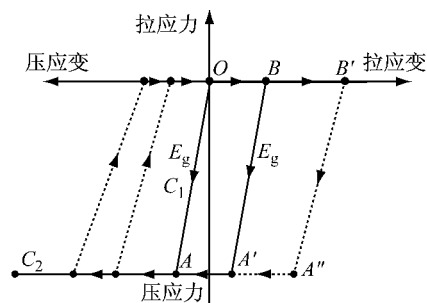


图 8 钢管混凝土本构关系

Fig.8 Stress-strain relationship of concrete filled steel tube

3.2.3 与试验结果对比

RW2 剪力墙 OpenSees 软件计算值与试验值对

比如图9所示,可以看出,分析模型很好地反映了剪力墙整体滞回行为,分析方法对构件峰值承载力和刚度退化都有较高的预测精度,说明本文的建模过程是合理的。

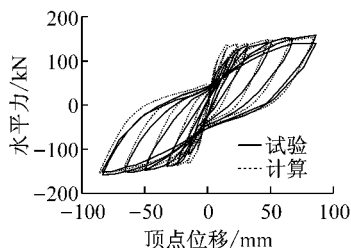


图9 RW2 剪力墙滞回曲线

Fig.9 Hysteretic curve of RW2 shear wall

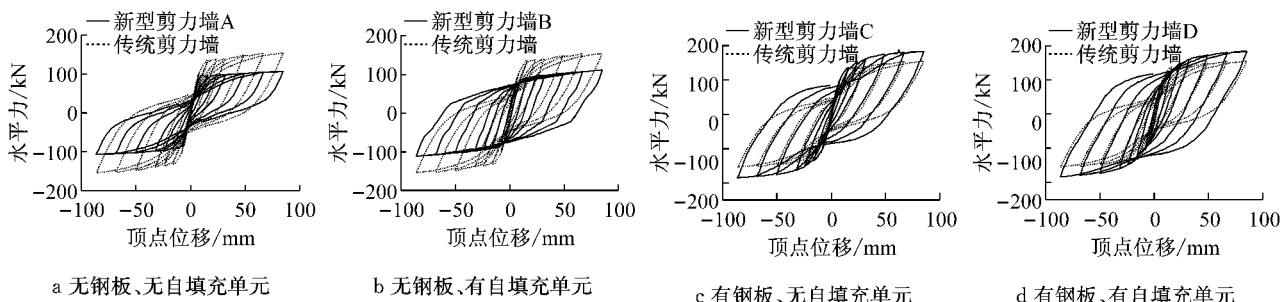


图10 剪力墙滞回曲线

Fig.10 Hysteretic curve of shear wall

3.3 ABAQUS 软件分析

3.3.1 分析模型

根据文献[12]和表1,以RW2试件为基础共建立了3个分析模型,包括1个传统剪力墙模型、1个传统剪力墙底部1300 mm区域附加2 mm钢板的模型,以及按照表1参数设计的1个新型剪力墙模型。有限元模型及其配筋如图11所示。

钢筋采用空间桁架单元 T3D2,混凝土、钢板及软钢内芯采用线性减缩积分单元 C3D8R。

钢筋及钢板通过 ABAQUS 软件中的 Embedded 命令嵌入到混凝土单元中,不考虑钢筋、钢板与混凝土之间的黏结滑移。受拉侧抗拉内芯与上下部连接端板用 Tie 命令实现连接。受拉侧钢管混凝土与上部端板无连接,用以模拟钢管混凝土受拉脱开的特性,受压侧钢管混凝土及抗拉内芯与上下部连接端板均用 Tie 命令实现连接,用以模拟钢管混凝土及抗拉内芯共同受压的特性。设 Y 方向为可更换构件受拉及受压方向,采用连接单元耦合抗拉内芯与钢管混凝土 X 和 Z 方向的自由度,用以模拟钢管混凝土对抗拉内芯的约束,放松 Y 方向的自由度,用以模拟抗拉内芯 Y 方向与钢管混凝土之间的相互错动。此外,由于外围钢管主要起约束作用,因此钢管不建模,内部混凝土采用受约束钢管混凝土本构关系。

3.2.4 分析结果

新型剪力墙与传统剪力墙滞回曲线计算值对比见图10。由图10a和b可知,无钢板新型剪力墙承载力及刚度比传统剪力墙偏低,这是由于墙脚部件承载力及刚度削弱引起的。由图10c和d可知,由于钢板的作用,结构承载力高于传统剪力墙,刚度则与传统剪力墙相当,且滞回环更加饱满。以上现象说明附加钢板的新剪力墙能够满足结构刚度及承载力的要求,且具有良好的耗能能力。此外,有自填充单元的新型剪力墙均比无自填充单元的剪力墙滞回环更饱满,说明自填充单元能够有效地增加结构的耗能能力。

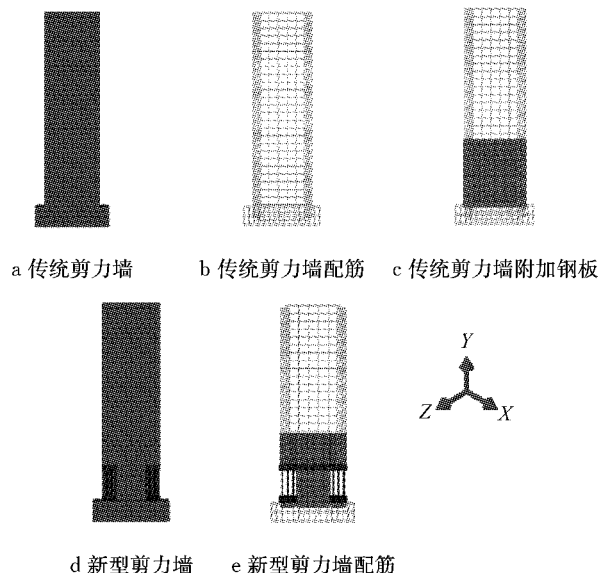


图11 有限元模型

Fig.11 Finite element model

3.3.2 材料本构

为了对比损伤开展,采用塑性损伤模型模拟混凝土损伤发展情况。损伤塑性模型通过定义损伤因子 d 来反映材料初始(无损)弹性模量 E_0 与损伤后弹性模量 E 之间的关系,即 $E = (1 - d)E_0$ 。 d 可通过应力应变曲线和下式得到^[16]:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_c^{-1}}{\epsilon_t^{(p)} (1/b_t - 1) + \sigma_t E_c^{-1}} \quad (7)$$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\epsilon_c^{(p)} (1/b_c - 1) + \sigma_c E_c^{-1}} \quad (8)$$

式中:下标c表示压缩,t表示拉伸; d_c 和 d_t 分别为混凝土压缩与拉伸损伤因子; $\epsilon_c^{(p)}$ 和 $\epsilon_t^{(p)}$ 分别为压缩与拉伸塑性应变; σ_c 和 σ_t 分别为压缩与拉伸应力; E_c 为混凝土弹性模量; b_c 和 b_t 分别取0.7和0.9.

3.3.3 计算值验证

按照上述建模过程,对本文试验研究的剪力墙试件进行有限元建模并进行单向推覆分析(推至最大层间位移角为2.5%).图12是RW2试件有限元计算结果与试验结果对比,图13为附加4 mm钢板

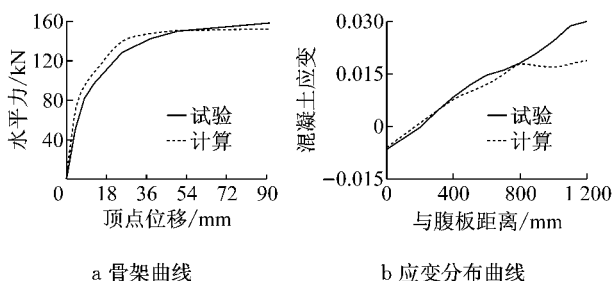


图12 RW2试件计算值与试验值对比

Fig.12 Comparison between calculation and test for RW2 shear wall

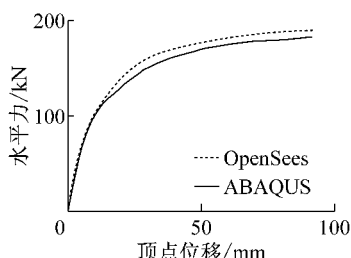


图13 OpenSees和ABAQUS软件计算结果对比

Fig.13 Comparison of calculation results between OpenSees and ABAQUS

且设置自填充单元的新型剪力墙采用2个软件计算得到的荷载-位移骨架曲线对比,两者结果比较一致.

3.3.4 分析结果

图14是剪力墙层间位移角为1.5%时受压损伤分布图.为了便于对比,损伤因子上限取为0.4.图中黑色虚线内为损伤因数超过0.4的区域.由图14可知,传统剪力墙破坏主要集中在墙脚,附加2 mm钢板的传统剪力墙破坏主要集中在钢板加强区与非加强区分界处,这是由于底部剪力墙承载力过高,大部分破坏转移到了上部区域.这说明单纯在传统剪力墙底层附加钢板无法防止结构破坏,反而会使破坏区域转移,造成维修更为困难.由图14a可知,新型剪力墙非更换区域几乎没有发生明显破坏.说明通过合理设计,新型剪力墙附加钢板并不会使破坏向上层转移,破坏被引导集中分布于可更换区域.

图15是最大层间位移角为1.5%时等效受拉塑性应变云图,由等效塑性应变分布可以对比裂缝宽度的分布.这里将变形放大15倍,便于对比变形.应变分析时将基础和加载梁设为刚性体,以消除其对墙体应变的影响.图中等效受拉塑性应变上限取为0.03,黑色虚线内为塑性应变较大的区域.由图15知,传统剪力墙主要在墙脚处形成宽度较大的主裂缝,新型剪力墙及附加2 mm钢板的传统剪力墙主裂缝主要集中在钢板加强区与非加强区分界处.对比主拉裂缝处最大等效拉应变值,新型结构仅约为传统结构的1/3.观察变形,可以看到软钢内芯明显伸长,可更换部件顶端与剪力墙形成缝隙.由于新型剪力墙软钢内芯与钢管混凝土之间无黏结,可更换部件混凝土几乎不产生受拉塑性应变.由于变形协调产生的变形量主要集中于可更换区域,上部非更换区域不会发生过大的塑性变形.

图16是最大层间位移角为1.5%时剪力墙钢材

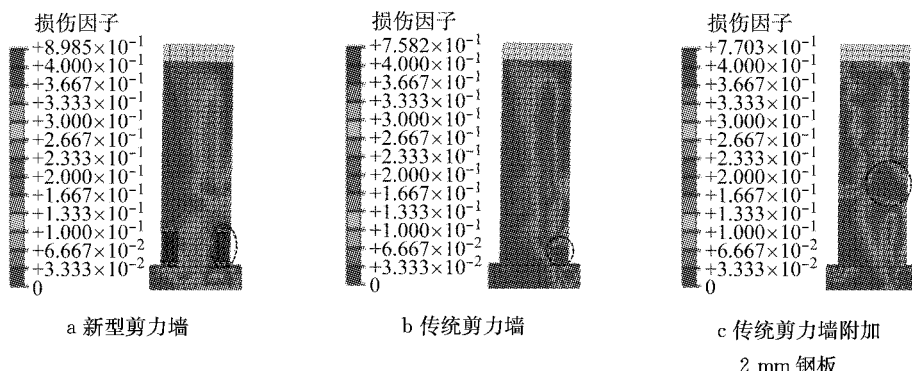


图14 受压损伤分布图

Fig.14 Distribution of compressive damage

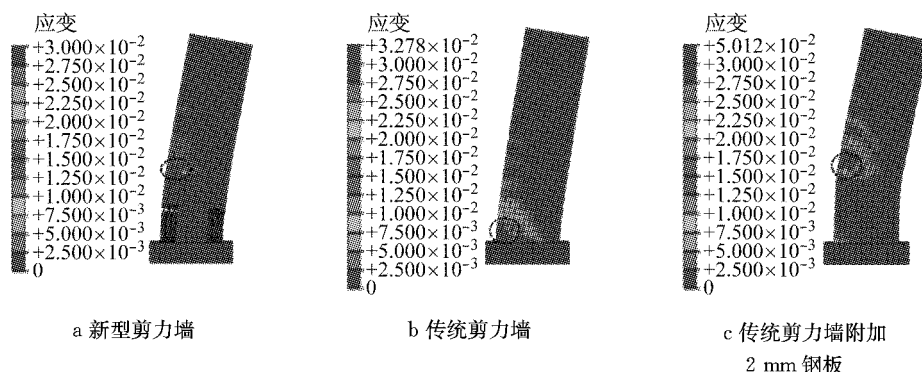


图 15 受拉等效塑性应变云图

Fig.15 Distribution of tension equivalent plastic strain

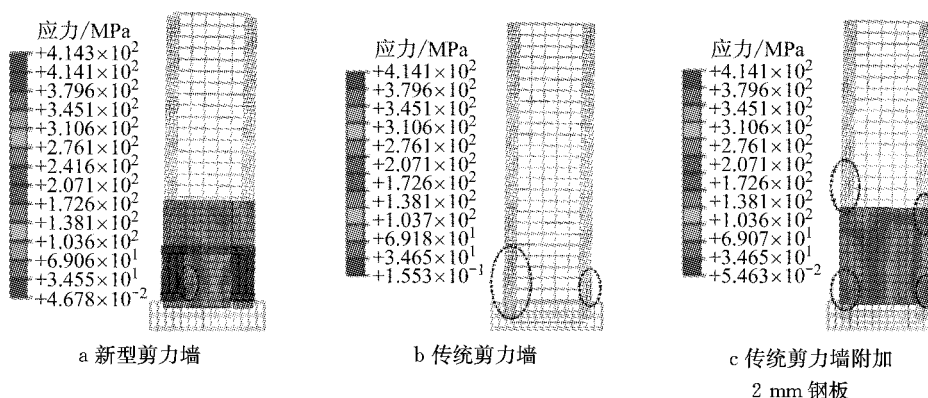


图 16 钢材应力分布图

Fig.16 Distribution of steel stress

应力分布图. 图中黑色虚线内为钢材屈服的区域. 由图 16 可知, 新型剪力墙非更换区域与可更换部件连接处应力很小, 说明通过设计可以使连接处保持弹性; 上层钢板应力低于屈服点, 说明通过设置钢板, 可以有效防止局部应力集中引起的结构破坏. 对比传统剪力墙结构, 新型剪力墙钢材屈服更多地集中于结构底层的可更换区域, 说明非更换区域得到了保护. 附加 2 mm 钢板的传统剪力墙结构底部钢板屈服区域较小, 而上部钢筋屈服区域变大, 说明由于底部钢板厚度较大, 底部承载力过高, 使得钢筋屈服向上层转移.

图 17 为通过 ABAQUS 软件计算得到的新型剪力墙与 RW2 传统剪力墙荷载-位移骨架曲线对比.

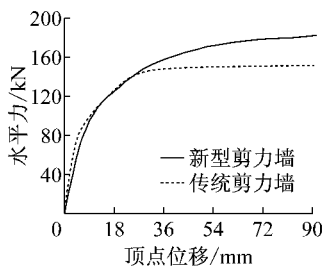


图 17 荷载-位移骨架曲线

Fig.17 Force-displacement skeleton curve

由图 17 可知, 由于钢板的加强, 新型剪力墙刚度与传统剪力墙相当, 承载力则比传统剪力墙有了很大提高.

4 结论

(1) 本文所提出的可更换墙脚部件荷载-位移滞回曲线滞回环饱满, 具有良好的耗能能力.

(2) 新型剪力墙中附加的钢板有利于结构保持足够的刚度及承载力, 设置自填充单元可以增强可更换部件的耗能能力.

(3) 算例分析表明, 本文提出的新型剪力墙设计方法是合理的, 能够保证新型剪力墙具有足够的刚度和承载力, 且能够将破坏引导至可更换部件, 从而保护非更换区域免遭破坏.

(4) 算例分析表明, 本文提出的新型剪力墙具有良好的抗震性能和震后快速恢复结构功能的能力, 能够作为可恢复功能结构使用.

参考文献:

[1] Pacific Earthquake Engineering Research Center. Report of the

- seventh joint planning meeting of NEES/E-defense collaborative research on earthquake engineering [R]. PEER 2010 /109. Miki; Hyogo Earthquake Engineering Research Center, 2010.
- [2] Hitaka T, Sakino K. Cyclic tests on a hybrid coupled wall utilizing a rocking mechanism [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2008, 37(14): 1657.
- [3] Wada A, Qu Z, Ito H, *et al.* Seismic retrofit using rocking walls and steel dampers [C]// *Proceedings of ATC/SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures*. San Francisco: Applied Technology Council, 2009: 1010-1021.
- [4] Restrepo J I, Rahman A. Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipaters [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2007, 133(11): 1560.
- [5] Smith B J, Kurama Y C, McGinnis M J. Behavior of precast concrete shear walls for seismic regions: comparison of hybrid and emulative specimens [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2013, 139(11): 1917.
- [6] Ozaki F, Kawai Y, Tanaka H, *et al.* Innovative damage control systems using replaceable energy dissipating steel fuses for cold-formed steel structures [C]// *Proceedings of 20th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures: Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel Design and Construction*. Missouri: Missouri University of Science and Technology, 2010: 443-457.
- [7] Ozaki F, Kawai Y, Kanno R, *et al.* Damage-control systems using replaceable energy-dissipating steel fuses for cold-formed steel structures: seismic behavior by shake table tests [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2013, 139(5): 787.
- [8] Lu X L, Mao Y J, Chen Y, *et al.* New structural system for earthquake resilient design [J]. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 2013, 7(3): 1350013.
- [9] 钱稼茹,徐福江. 钢筋混凝土剪力墙基于位移的变形能力设计方法[J]. *清华大学学报:自然科学版*, 2007, 47(3): 305.
- QIAN Jiaru, XU Fujiang. Displacement-based deformation capacity design method of RC cantilever walls [J]. *Journal of Tsinghua University: Natural Science*, 2007, 47(3): 305.
- [10] Paulay T, Priestley M J N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings* [M]. New York: John Wiley & Sons, 1992.
- [11] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 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.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. JGJ 3 — 2010 Technical specification for concrete structures of tall building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [12] Thomsen J H, Wallace J W. Displacement-based design of slender reinforced concrete walls: experimental verification [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2004, 130(4): 618.
- [13] Hsu T T C, Mo Y L. *Unified theory of concrete structures* [M]. New York: John Wiley & Sons, 2010.
- [14] 韩林海,冯九斌. 混凝土的本构关系模型及其在钢管混凝土数值分析中的应用[J]. *哈尔滨建筑大学学报*, 1995, 28(5): 26.
- HAN Linhai, FENG Jiubin. Constitutive relations of concrete and its applications in the integral analysis of concrete filled steel tube [J]. *Journal of Harbin University of Architecture and Engineering*, 1995, 28(5): 26.
- [15] 康希良,赵鸿铁,薛建阳,等. 钢管混凝土柱组合轴压刚度的理论分析[J]. *工程力学*, 2007, 24(1): 101.
- KANG Xiliang, ZHAO Hongtie, XUE Jianyang, *et al.* Theoretical analysis of the composite axial compression stiffness for CFST members [J]. *Engineering Mechanics*, 2007, 24(1): 101.
- [16] Birtel V, Mark P. Parameterized finite element modeling of RC beam shear failure [C]// *2006 ABAQUS User's Conference*. Boston: ABAQUS Inc., 2006: 95-108.