

FRC 连梁联肢剪力墙数值模拟及设计方法

车佳玲, 梁兴文, 党争, 邓明科

(西安建筑科技大学 土木工程学院, 西安 710055)

摘要:运用有限元软件 ABAQUS 建立剪力墙数值模型, 分别对 2 个对称双肢剪力墙试件和 2 个塑性铰区采用纤维增强混凝土(FRC)的悬臂剪力墙试件在低周反复荷载作用下的抗震性能进行数值计算, 计算结果与试验结果比较吻合, 表明该模型可较准确地分析 FRC 连梁联肢剪力墙构件在低周反复荷载作用下的抗震性能。利用所建立的数值模型, 讨论了联肢墙中用 FRC 连梁替代普通混凝土连梁的优越性, 并探讨了耦合率对 FRC 连梁联肢剪力墙抗震性能的影响。结果表明, 用 FRC 替代普通混凝土作为连梁基体, 可以显著提高联肢剪力墙结构的耗能能力和延性, 增大其初始刚度, 减缓刚度退化程度; 随着联肢剪力墙耦合率的增加, 联肢剪力墙的刚度和承载力提高, 但当耦合率过大时, 形成强连梁体系, 结构的延性和耗能能力将显著下降。

关键词:纤维增强混凝土; 联肢剪力墙; 低周反复荷载; 抗震性能; 刚度; 延性

中图分类号: TU973.16 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2012)04-0072-08

Numerical Simulations and Design Method of Coupled Wall System with FRC Coupling Beams

CHE Jialing, LIANG Xingwen, DANG Zheng, DENG Mingke

(Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, P. R. China)

Abstract: Using the software, ABAQUS, accurate simulations of seismic behavior of 2 coupled wall specimens and 2 cantilever structure wall specimens using high performance fiber reinforced concrete (FRC) in plastic hinge under quasi-static cyclic loading were carried out. The analysis model proves to be effective with the accordance between results of computation and experiment, then it can be used to analyze the seismic behavior of coupled wall system with FRC coupling beams. By using the verified numerical model, the ability of FRC coupling beams instead of RC coupling beams to provide acceptable performance was discussed. In addition, the impact of coupling ratio on seismic behavior of coupled walls was studied. The results show that coupled walls in which FRC coupling beams are used instead of traditional RC beams have good energy dissipation and ductility, and its initial stiffness is increased and stiffness degradation is slow. And as the coupling ratio of coupled wall structures increases, the stiffness and strength increase. But if the coupling ratio is too large, the ductility and energy dissipation capacity will be significantly reduced.

Key words: high performance fiber reinforced concrete (FRC); coupled wall; pseudo-static; seismic behavior; stiffness; ductility

收稿日期: 2011-11-29

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50908187, 51078305); 长江学者和创新团队发展计划资助(PCSIRT); 陕西省自然科学基金资助项目(2009JQ7013); 西安建筑科技大学基础研究基金资助项目(JC0902)

作者简介: 车佳玲(1985-), 女, 博士生, 主要从事高层建筑结构及抗震研究, (E-mail): che_jialing@126.com。

梁兴文(通信作者), 男, 教授, 博士生导师, (E-mail) liangxingwen2000@yahoo.com.cn。

联肢剪力墙是指当剪力墙沿竖向开有一列或多列较大洞口,其截面变形不再符合平截面假定的剪力墙,其水平力由各墙肢抗弯和墙肢轴力组成的力矩共同抵抗。联肢剪力墙中,连梁在相邻墙肢之间起的传递作用被称为连梁与墙肢的耦合作用,可用于抵抗部分由基底剪力引起的倾覆弯矩。已有震害及研究表明,在联肢剪力墙结构中,当墙肢底部的抗震抗剪能力得到充分保证时,强震作用下的屈曲后非弹性变形将主要出现在各层连梁端部,使墙肢整体发生能量耗散,而非集中于其塑性铰区。因此,合理设计连梁,可使联肢墙结构比悬臂剪力墙具有更高的强度、刚度和能量耗散能力,避免墙肢塑性铰区过早发生破坏,提高剪力墙利用率和经济效益。

由于结构功能及设计要求,联肢墙结构中常用跨高比为0.5~2.5的小跨高比连梁,其主要受力特点是剪弯比偏大,在达到所需延性之前易发生剪切失效。20世纪70年代, Park等^[1]提出了具有高延性和高耗能的交叉暗柱式配筋连梁,缺点是用钢量大,施工困难。针对交叉暗柱式配筋的缺点,各国学者又相继提出了菱形桁架式^[2]、三层封闭约束箍筋^[3]、复合斜筋^[4]等配筋方案。另一种研究思路是采用高性能纤维增强混凝土(简称FRC)替代普通混凝土。FRC具有高延性和高可持续性,其主要特点是仅使用体积掺量约2%的纤维便可获得3%以上的拉应变,且拉伸时出现准应变硬化现象^[5]。文献^[6]通过试验研究了2个FRC小跨高比连梁试件的抗震性能,研究表明,采用FRC替代普通混凝土,可减少连梁箍筋和斜筋拉结筋的数量,经济效益良好。

为了研究FRC连梁联肢剪力墙构件从弹性状态直至结构发生破坏的全过程及耦合率对其抗震性能的影响,笔者基于课题组前期对FRC及相关构件的研究,建立了FRC损伤塑性模型,利用有限元软件ABAQUS,验证了FRC应用于小跨高比连梁的优越性;之后,分别对耦合率为30%、45%、60%的FRC连梁联肢墙结构在低周反复荷载作用下的抗震性能进行研究,探讨耦合率的变化对FRC连梁联肢墙结构的影响。

1 数值模型

运用有限元软件ABAQUS建立双肢剪力墙三维数值模型。混凝土采用三维实体线性减缩积分单元C3D8R;钢筋采用2节点三维桁架单元T3D2;底梁采用刚体。为保证计算精度,通过网格收敛性研究确定网格大小。

为了更好地模拟低周往复水平荷载作用下混凝

土的开裂变形,采用混凝土损伤塑性模型模拟基体材料的本构。

1.1 混凝土屈服条件

ABAQUS中混凝土损伤塑性模型采用的屈服条件表达式为

$$F(\bar{\sigma}, \bar{\epsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} [\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\bar{\epsilon}^{pl}) (\dot{\bar{\sigma}}_{\max}) - \gamma(-\dot{\bar{\sigma}}_{\max})] - \bar{\sigma}_c(\bar{\epsilon}_c^{pl}) \leq 0 \quad (1)$$

式中: α 和 γ 为无量纲的材料常数; \bar{p} 为静水压力; \bar{q} 为Mises等效有效应力; \bar{S} 为有效应力张量 $\bar{\sigma}$ 的偏量部分; $\dot{\bar{\sigma}}_{\max}$ 为 $\bar{\sigma}$ 的特征值的代数最大值。系数 α 可以由初始的等双轴抗压屈服应力 σ_{b0} 和单轴抗压屈服应力 σ_{c0} 表示。

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}} \quad (2)$$

通过分析大量的混凝土试验数据,得到 $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$ 在

1.10~1.16之间,笔者取 $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$ 为1.16。

1.2 损伤变量及损伤演化方程

根据Supartono等^[7]提出的能量等效假设,将无损材料的应力 σ 替换为有效应力 $\bar{\sigma}$,得到损伤材料的余能函数,由此可推得水泥基体材料损伤变量的表达式。

$$D = 1 - \sqrt{\frac{\sigma}{E_0 \epsilon}} \quad (3)$$

式中: D 为损伤变量; σ 为应力; ϵ 为应变; E_0 为原点切线模量。

1.3 普通混凝土损伤塑性模型的建立

1.3.1 受压应力-应变关系 ABAQUS提供的混凝土受压损伤塑性模型包括上升直线段、上升曲线段和下降曲线段。通过对比应用较广的几种混凝土受压应力-应变关系,曲线段部分选用Saenz^[8]的表达式。

$$\sigma = \frac{E_0 \epsilon}{1 + \left(\beta + \frac{E_0}{E_s} - 2\right) \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right) + (1 - 2\beta) \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right)^2 + \beta \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right)^3} \quad (4)$$

式中: ϵ_0 为相应于峰值应力 σ_0 的应变; ϵ_u 为相应于极限应力 σ_u 的应变; E_0 为原点切线模量; E_s 为最大应力点的割线模量, $E_s = \frac{\sigma_0}{\epsilon_0}$; β 为系数,按式(5)确定。

$$\beta = \frac{E_0}{\left(\frac{\epsilon_u}{\epsilon_0} - 1\right)^2} - \frac{\epsilon_0}{\epsilon_u} \quad (5)$$

将式(4)代入式(3)可得到混凝土受压损伤演化方程式(6)。

$$D = 1 -$$

$$\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\alpha + \frac{E_0}{E_s} - 2\right) \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right) + (1 - 2\alpha) \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right)^2 + \alpha \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right)^3}} \quad (6)$$

1.3.2 受拉应力-应变关系 混凝土受拉应力-应变关系上升段采用直线,下降段采用文献[9]中的表达式,即

$$\sigma = \frac{\frac{\epsilon}{\epsilon_t}}{\alpha_t \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_t - 1}\right)^{1.7} + \frac{\epsilon}{\epsilon_t}} \sigma_t \quad (7)$$

式中: ϵ_t 为相应于峰值应力 σ_t 的应变; α_t 为下降段参数。

将式(7)代入式(3)可得到混凝土受拉损伤演化方程式(8)。

$$D = 1 - \frac{1}{\sqrt{\alpha_t \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_t - 1}\right)^{1.7} + \frac{\epsilon}{\epsilon_t}}} \quad (8)$$

混凝土受压和受拉本构关系的上升直线段部分损伤变量 D 为 0。

1.4 FRC 损伤塑性模型的建立

1.4.1 FRC 受压应力-应变关系 对剪力墙的约束边缘构件,由于采用约束箍筋,在边缘构件局部范围内可考虑箍筋对 FRC 的约束作用。FRC 的应力-应变关系采用文献[10]建议的单轴应力-应变全曲线的形式来表述,即

$$y = \begin{cases} \frac{Ax - x^2}{1 + (A - 2)x} & 0 \leq x < 1 \\ \frac{A_1 x}{1 + (A_1 - 2)x + x^2} & x \geq 1 \end{cases} \quad (9)$$

式中: $A = \frac{E_0}{E_c}$; E_c 为峰值应力点处割线模量; $x = \frac{\epsilon}{\epsilon_c}$, $y = \frac{\sigma}{\sigma_c}$, ϵ_c 、 σ_c 分别为峰值点对应的应力和应变; $A_1 = 0.001 + 1.672 \frac{\sigma_3}{f_c}$, $\frac{\sigma_3}{f_c}$ 为侧向围压。

将式(9)代入式(3)中,可推得 FRC 损伤变量的表达式,即

$$D = \begin{cases} 0 & A = 1 \\ 1 - \sqrt{\frac{Ax - x^2}{1 + (A - 2)x} \cdot \frac{\sigma_c}{(E_0 \epsilon)}} & 0 \leq x < 1 \\ 1 - \sqrt{\frac{A_1 x}{1 + (A_1 - 2)x + x^2} \cdot \frac{\sigma_c}{(E_0 \epsilon)}} & x \geq 1 \end{cases} \quad (10)$$

1.4.2 受拉应力-应变关系 对于具有受拉应变硬化性能的 FRC,国内外研究者假定常采用双线性模型作为其简化模型^[11]。此模型假定:1)达到稳定开裂应力 σ_{ss} 前,应力-应变曲线为线弹性,这部分曲线用于确定弹性模量 E_c 以及稳定开裂应力 σ_{ss} ;2)应力-应变曲线应变硬化部分为直线,用于确定极限拉应力 σ_{tu} 以及极限拉应变 ϵ_{tu} 。

由以上假定可得此模型的应力-应变关系式:

$$\sigma(\epsilon) = \begin{cases} E_c \epsilon & \epsilon \leq \frac{\sigma_{ss}}{E_c} \\ \sigma_i + E_{ie} \epsilon & \epsilon > \frac{\sigma_{ss}}{E_c} \end{cases} \quad (11)$$

$$E_{ie} = \frac{\sigma_{tu} - \sigma_{ss}}{\epsilon_{tu} - \frac{\sigma_{ss}}{E_c}} \quad (12)$$

$$\sigma_i = \sigma_{ss} \left(1 - \frac{E_{ie}}{E_c}\right) \quad (13)$$

$$E_c = f_{cu}^{0.596} \times 10^3 \text{ MPa} \quad (14)$$

式中的稳定开裂应力 σ_{ss} 与极限抗拉强度 σ_{tu} 的关系如式(15)、(16)。

$$\sigma_{ss} = 0.896 \sigma_{tu} = 0.896 \times 3.683 f_{cu}^{0.174} \quad (15)$$

$$E_{ie} = 1.618 \sigma_{tu}^{2.104} \quad (16)$$

将式(13)代入式(3)中,可推得 FRC 损伤变量的表达式(17)。

$$D = \begin{cases} 0 & \epsilon \leq \frac{\sigma_{ss}}{E_c} \\ 1 - \sqrt{\frac{1}{E_c} \cdot \left(\frac{\sigma_i}{\epsilon} + E_{ie}\right)} & \epsilon > \frac{\sigma_{ss}}{E_c} \end{cases} \quad (17)$$

1.5 钢筋本构关系

有明显流幅钢筋的应力-应变关系采用线性强化弹塑性模型,考虑钢筋的硬化,钢筋屈服后的弹性模量 E' , 取为其初始弹性模量 E_0 的 1%。无明显流幅钢筋应力-应变关系的上升曲线段采用文献[12]提供的数学模型,即式(18)。

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0.002 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{0.2}}\right)^{13.5} \quad (18)$$

在 ABAQUS 中定义与塑性变形相关的数据时,必须采用真实应力和真实应变。名义应力/应变转换为真实应力/应变的转换方法参照可参照 ABAQUS 帮助文档。

1.6 分析过程

数值分析过程中采取位移控制的低周反复加载方式,每级位移下循环 2 次。底梁固支;并设置墙体平面外约束,用于限制墙体平面外的平动和转动。

为了得到整体结构完整的性能曲线,保证结构的下降段不是由其局部失效引起,分析时采用多点

位移控制。

黄羽立等^[13]研究发现,如果一个结构上共有 N 个自由度 ($d_1, d_2 \dots d_N$) 需要施加比例为 ($p_1, p_2 \dots p_N$) 的荷载 ($F_1, F_2 \dots F_N$), 则对该结构增加位移约束方程式(19),

$$\sum (p_i d_i) - \sum (p_i) d_0 = 0 \quad (19)$$

其中 d_0 是新增约束方程引入的自由度。

2 数值模型验证

2.1 算例 1

验证试验:算例 1 采用文献[14]中 2 个 1/7 缩尺的 8 层对称双肢短肢剪力墙试件,试件编号分别为 SW1 和 SW2。2 个试件仅连梁高度不同。一次浇筑成型,不留混凝土施工缝;采用绑扎钢筋骨架,墙肢和连梁的受力钢筋不留接头。试件的墙肢和翼缘的厚度取 70 mm。试件的立面图见图 1。2 试件墙肢和连梁的配筋均相同,见图 2。连梁纵向受力钢筋采用 HPB235,箍筋为冷拔高强钢丝,墙肢分布筋为 8# 铁丝。设计混凝土强度等级 C20,实测混凝土立方体抗压强度为 28 MPa。钢筋的屈服强度为 390 MPa,极限抗拉强度为 460 MPa,弹性模量为 2×10^5 MPa。采用拟静力试验研究其抗震性能,在试件的顶部施加水平低周反复荷载,墙肢底部受拉钢筋屈服前,为荷载控制加载,屈服后以位移控制加载,每级荷载或位移下循环 3 次。

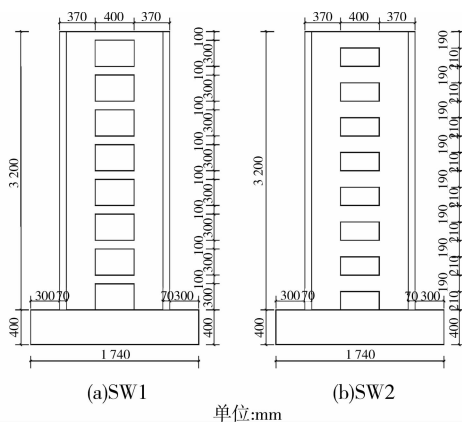


图 1 试件立面图

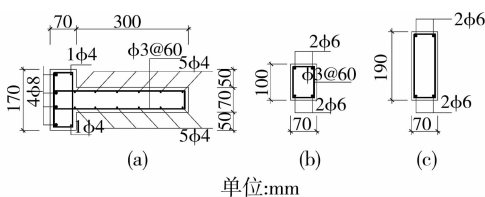


图 2 墙肢截面和连梁截面配筋图

由数值模拟得到的 2 个试件的滞回曲线及骨架曲线与试验结果的对比见图 3 和图 4。

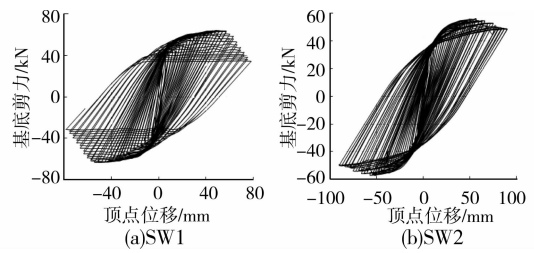


图 3 双肢剪力墙数值模拟滞回曲线

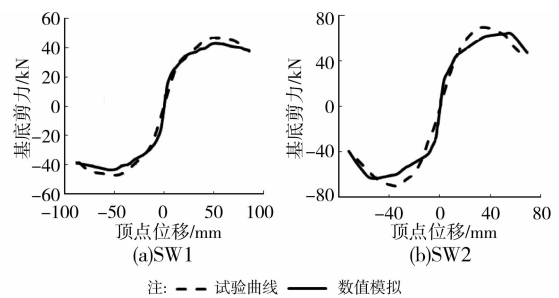


图 4 双肢剪力墙试验和数值模拟骨架曲线

从图 3 可以看出,与试验结果(详见文献[14])相比,数值模拟所得滞回曲线不能准确地反映滞回曲线的捏拢现象,但在一定程度上可以用于变换试件参数时,滞回性能的对比分析。从图 4 可以看出,数值计算结果与试验结果吻合较好,说明本文所建立的数值模型能够较准确地模拟联肢剪力墙在低周反复荷载下的破坏形态、延性、刚度等抗震性能。

2.2 算例 2

验证试验:算例 2 采用课题组所做的 2 片塑性铰区采用 FRC 的悬臂剪力墙试件,试件编号分别为 FRCW-01 和 FRCW-03。加载方式为低周反复加载,墙肢底部受拉钢筋屈服前,为荷载控制加载,屈服后为位移控制加载。FRCW-01 和 FRCW-03 设计轴压比分别为 0.6 和 0.45;墙肢底部均采用 FRC,FRC 区高度分别为 770 和 600 mm;延性需求均为 4。截面尺寸均为 $100 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}$,墙肢高均为 2000 mm;二者配筋相同,纵筋为 $6 \Phi 12$,边缘约束构件箍筋为 $\Phi 6 @ 40$,水平分布筋为 $2 \Phi 8 @ 100$,钢筋强度见表 1;混凝土试块平均抗压强度 f_{cu} 为 61.75 MPa,FRC 试块平均抗压强度 f_{cu} 为 61.51 MPa。

表 1 钢筋强度试验平均值

钢筋种类	符号	$f_y / (\text{N} \cdot \text{mm}^{-2})$	$f_u / (\text{N} \cdot \text{mm}^{-2})$
HRB400	$\Phi 12$	468.65	668.08
高强钢丝	$\Phi 6$		725.20
HPB235	$\Phi 6.5$	361.60	468.90

由数值模拟得到的 2 个试件的骨架曲线与试验结果的对比见图 5。

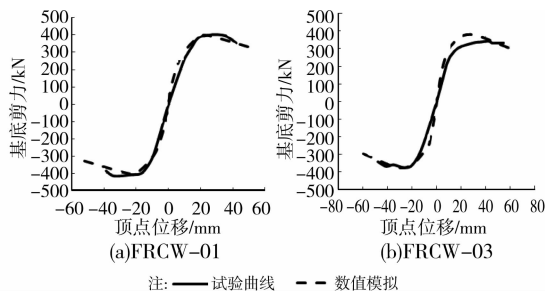


图 5 FRC 剪力墙试验和数值模拟骨架曲线

从图 5 可以看出,数值计算与试验结果吻合较好,表明所建立的数值模型能够较准确地模拟底部采用 FRC 剪力墙在低周反复水平荷载下的破坏形态、刚度及强度退化等性能。

3 联肢墙数值模拟模型设计

3.1 原型结构

原型结构为一幢 12 层钢筋混凝土剪力墙结构,取其中的一片对称双肢剪力墙进行研究。结构层高 3 m,总高 36 m。I 类场地,设计地震分组为第 1 组,设防烈度为 8 度。墙肢混凝土强度等级为 C50,剪力墙截面尺寸为 300 mm × 4 000 mm,设计轴压比为 0.3。采用钱稼茹^[15]提出的变形能力设计方法,设计延性需求为 4。约束边缘构件长度为 800 mm,竖向和水平分布筋为 $\phi 8@200$,双层钢筋网,配筋率为 0.25%。纵筋选用 6 $\phi 14$ 。边缘约束构件箍筋采用 $\phi 5@100$,其塑性铰区采用 $\phi 5@80$ 。数值模拟模型如图 6 所示。

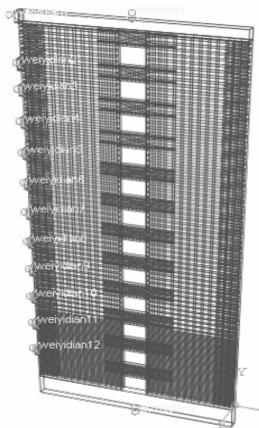


图 6 数值模拟模型

3.2 体系设计

对于双肢剪力墙,其基底处的力矩平衡条件为

$$M_0 = M_1 + M_2 + Nl_b \quad (20)$$

式中: M_0 为双肢墙基底处的倾覆力矩; M_1 、 M_2 分别表示左、右墙肢承受的弯矩; N 为墙肢的轴力; l_b 为两墙肢轴线之间的距离。

定义:

$$\beta = Nl_b/M_0 \quad (21)$$

式中 β 为联肢剪力墙耦合作用系数,又称为耦合率,其值反映了连梁的强度和刚度对联肢墙受力性能的影响。

因为耦合率随着联肢墙体系的变形而发生变化,笔者仅讨论联肢墙体系屈服时的耦合率。假定各层连梁具有相同的承载力 V_b ,则墙肢的轴力可表示为

$$N = nV_b \quad (22)$$

式中 n 为结构层数。将式(22)代入式(21),可得式(23)。

$$V_b = \frac{\beta M_0}{nl_b} \quad (23)$$

由式(23)即可确定不同耦合率下连梁承受的剪力。

联肢墙结构的耦合率分别选用 30%、45%、60%,对应试件编号为 HPCW-30、HPCW-45、HPCW-60。为了简化连梁设计,假定原型结构主要受低阶模态控制。

连梁的受剪承载力按式(24)~(27)计算^[16]。

$$V_{\text{beam}} = V_{cf} + V_{sd} + V_{sv} \quad (24)$$

$$V_{cf} = 4 \sqrt{f_c} b_w d_f \quad (25)$$

$$V_{sd} = 2(A_{sd} \cdot \sin \alpha \cdot f_{yk}) \quad (26)$$

$$V_{sv} = \frac{A_{sv} f_{yk} d}{s} \quad (27)$$

式中: V_{cf} 、 V_{sd} 、 V_{sv} 分别为 FRC 基体、斜筋和箍筋的受剪承载力; f_c 为 FRC 轴心抗压强度设计值; f_{yk} 为钢筋强度标准值; b_w 为连梁截面宽度; d 为钢筋直径; d_f 为纤维直径; A_{sd} 为单向对角斜筋的截面积; A_{sv} 为同一截面内箍筋各肢的全部截面积; α 为对角斜筋与梁纵轴的夹角; s 为箍筋间距。

连梁截面配筋示意图见图 7,不同耦合率连梁配筋见表 2。连梁长 1 500 mm,跨高比为 1.5。

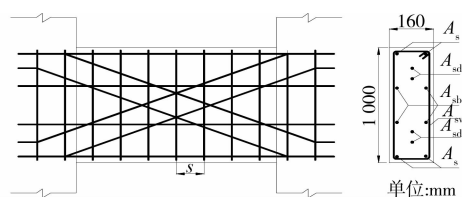


图 7 连梁配筋示意图

表 2 连梁参数

试件编号	A_s	A_{sb}	A_{sv}	A_{sd}	f_c
FPCW-30	2 Φ 12	4 Φ 10	Φ 8@200	2 Φ 10	40
FPCW-45	2 Φ 12	4 Φ 10	Φ 8@200	2 Φ 12	40
FPCW-60	2 Φ 12	4 Φ 10	Φ 10@100	2 Φ 14	40

4 数值模拟结果分析

4.1 FRC 连梁的优越性

为了研究 FRC 连梁较普通混凝土连梁的优越性,设计了截面尺寸、配筋形式相同的 2 个连梁试件 CB-1 和 CB-2。试件 CB-1 基体采用普通混凝土, CB-2 基体采用 FRC,普通混凝土与 FRC 抗压强度设计值相同。之后,采用所建立的数值模拟方法对其进行数值计算,其荷载-位移曲线如图 8 所示。由于连梁中对角斜筋参与连梁屈服后耗能,有效地阻止了梁端截面的较大滑移变形^[17],因此其数值计算所得连梁滞回曲线捏拢现象不明显。

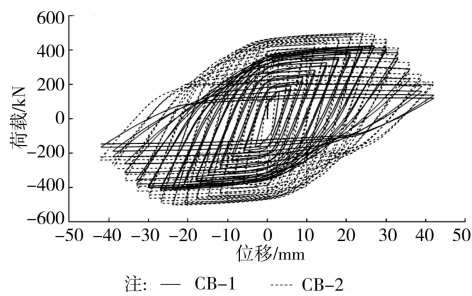


图 8 RC 连梁与 FRC 连梁滞回曲线数值模拟结果比较

荷载-位移滞回曲线用于表现构件的恢复力特性,可集中反映结构在反复荷载作用下承载力与变形情况。滞回曲线中,加载时的曲线与卸载时的曲线所包围的面积即为结构耗散的能量。从图 8 可以看出,FRC 连梁的滞回环从加载直至破坏始终较饱满,捏拢现象相较试件 CB-1 不明显,耗能能力显著提高。从滞回曲线包络线可以看出,试件 CB-1 和 CB-2 的变化趋势相同,但由于纤维的桥联作用,其受剪承载力提高。

图 9 是 2 个连梁的荷载-位移骨架曲线和刚度退化曲线。由骨架曲线可以看出(图 9(a)),采用 FRC 代替普通混凝土,可以显著提高连梁的受剪承载力和变形能力。用骨架曲线上荷载与位移之比 (V/Δ) 的变化情况可以反映连梁刚度退化的程度(图 9(b))。对比发现,采用 FRC 为基体的试件 CB-2 初始刚度较大,但其刚度退化较慢,表明 FRC 较普通混凝土具有更大的斜压杆受压承载力。

为了对连梁的耗能能力进行研究,通过对荷载-

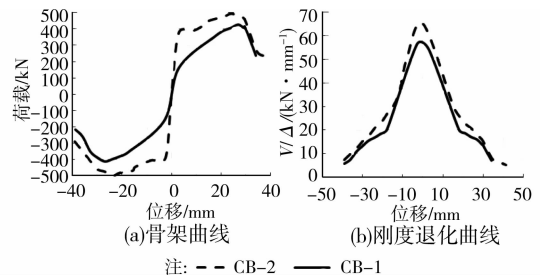


图 9 连梁骨架曲线与刚度退化曲线对比图

位移滞回曲线进行积分计算得到试件 CB-1 与 CB-2 在弹塑性变形阶段的耗能值之比为 1.0 : 1.4,表明采用 FRC 替代普通混凝土,连梁的耗能能力显著提高。

结构的延性可采用位移延性系数 $\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ 表示。其中,极限位移 Δ_u 取荷载-位移骨架曲线上承载力下降 15% 对应的位移值,屈服位移 Δ_y 由通用屈服弯矩法求得。经计算,试件 CB-2 位移延性系数为 3.8,明显大于 CB-1 位移延性系数 2.4,表明在连梁中使用 FRC 可以显著提高连梁的延性,防止结构发生脆性破坏。

为了验证 FRC 连梁在联肢剪力墙中的作用,设计截面尺寸及配筋形式相同的试件 CW-1 和 CW-2,连梁分别采用强度等级为 C40 的普通混凝土和 FRC 基体。

经计算,试件 CW-2 和 CW-1 弹塑性变形阶段的耗能值比值为 1.5,延性系数分别为 3.9 和 2.7。计算结果表明,使用 FRC 连梁可以提高联肢剪力墙结构整体耗能能力和延性,防止结构发生脆性破坏,提高了结构的安全性。

图 10 是试件 CW-1 与 CW-2 的荷载-位移骨架曲线和刚度退化曲线。从图 10 可以看出:1) 试件 CW-2 最大荷载大于 CW-1,二者相差 101 kN,表明采用 FRC 连梁可提高联肢剪力墙的受剪承载力;2) 试件 CW-2 初始刚度大于 CW-1,结构屈服前,其刚度退化程度明显低于 CW-1,结构屈服后,其刚度退化程度略低于 CW-1,表明 FRC 可以提高联肢剪力墙初始刚度并减缓刚度退化。

4.2 耦合率分析

结构通过材料的内摩擦或局部损伤将能量转化为热能而耗散能量,耗能越多,表明结构破坏的可能性越小。联肢剪力墙耗能途径分别是墙肢底部形成塑性铰和连梁端部形成塑性铰。分别对试件 HPCW-30, HPCW-45 和 HPCW-60 在反复水平荷载作用下的荷载-位移滞回曲线进行积分,并同时除以试件 HPCW-45 的总耗能,所得 3 个试件的总耗

能之比为 0.19 : 1.00 : 0.25。耦合率为 30% 时耗能小于耦合率为 45% 的耗能,表明耦合率在 45% 以下时,联肢剪力墙的耗能途径为连梁端部首先形成塑性铰,其次为墙肢底部形成塑性铰;耦合率 60% 时联肢剪力墙结构的耗能反而小于 45% 的耗能,表明此时结构已形成了强连梁体系,限制了连梁上裂缝开展和梁端塑性铰的转动,降低了连梁的耗能能力,从而使联肢剪力墙整体耗能能力显著降低。

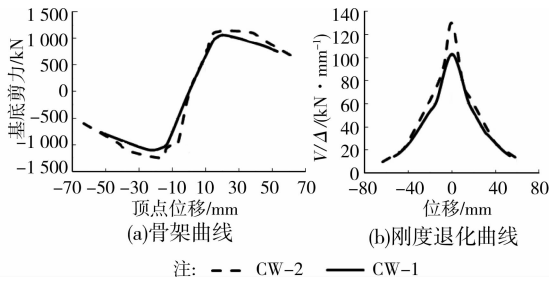


图 10 联肢剪力墙骨架曲线与刚度退化曲线对比图

经计算,试件 HPCW-30、HPCW-45 和 HPCW-60 位移延性系数分别为 2.9、3.8 和 1.8。计算结果表明,当联肢剪力墙的耗能途径为连梁端部首先形成塑性铰时,其延性随着耦合率的增大而增大;当连梁使联肢剪力墙接近于整体受力时,其延性随着耦合率的增大而减小。

根据联肢剪力墙的荷载-位移滞回曲线绘制了 3 个试件的骨架曲线,并由骨架曲线绘制得到刚度退化曲线,如图 11 所示。

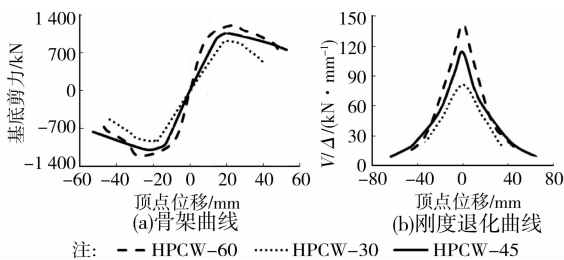


图 11 不同耦合率联肢剪力墙数值模拟骨架曲线与刚度退化曲线对比图

由图 11 可见:1)当荷载达到最大承载力时,耦合率为 45% 时骨架曲线后期承载力下降段既长又平缓,表明其变形能力较好。2)联肢剪力墙结构的初始刚度随着耦合率的增大而增大,表明增大耦合率,可延缓连梁裂缝的出现和开展,使结构更倾向于墙肢整体受力。3)对比各试件屈服阶段刚度,发现随着位移幅值的增加,耦合率为 60% 时结构的刚度逐渐小于耦合率为 45% 时的刚度,主要是由于联肢墙耦合率较大,连梁端部和墙肢根部的塑性铰没有充分转动,导致了整体结构变形能力较差。

通过在有限元程序中追踪结构的整个软化过程,结构的破坏过程与以上推论相符。由于篇幅有限,此处仅列出试件 HPCW-45 的软化过程,如图 12 所示。图中深蓝色显示的区域代表材料仍具有弹性材料的特性。当结构推覆至骨架曲线中最大荷载时,第 3 层连梁形成塑性铰(图 12(a)),结构侧向承载力逐渐下降;当结构推覆至骨架曲线中极限荷载时,连梁及墙肢底部均形成塑性铰(见图 12(b)),说明试件 HPCW-45 较好的耗能能力。

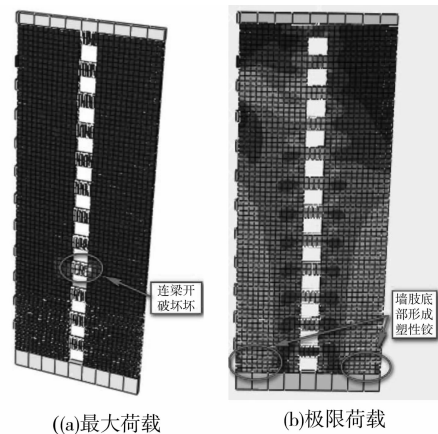


图 12 试件 HPCW-45 破坏过程

综上所述,联肢剪力墙耦合率对耗能、延性、刚度等性能的影响表明,通过控制耦合率的大小可确定联肢剪力墙的耗能途径。

5 结 论

分别对 2 个剪力墙试件和 2 个塑性铰区采用 FRC 的剪力墙试件在低周反复荷载作用下的抗震性能进行数值模拟,并与相应的试验结果进行对比分析,在此基础上,对连梁采用 FRC 的联肢剪力墙结构在不同耦合率下的抗震性能进行数值计算。通过分析研究,得到以下结论:

1)笔者建立的数值模拟方法能够较好地模拟在低周反复水平荷载作用下基体为普通混凝土及纤维增强混凝土(FRC)的剪力墙的骨架曲线,较全面地反映了剪力墙在低周反复水平荷载作用下的受力和变形特征。

2)通过对比基体分别采用混凝土和 FRC 的连梁在低周反复荷载作用下的抗震性能,表明使用 FRC 可以有效提高连梁的延性及耗能能力。通过分析 2 种不同基体连梁联肢剪力墙在反复水平荷载作用下的性能,表明 FRC 连梁可以提高联肢剪力墙的整体耗能能力和延性,并增大其初始刚度,减缓刚度退化程度。

3)随着耦合率增大,结构整体刚度和承载力明显提高,但当耦合率过大时,结构延性性能及耗能能力显著降低,形成强连梁体系。初步研究表明,对于FRC连梁联肢剪力墙,其耦合率不宜大于45%。

参考文献:

- [1] Park P, Paulay T. Reinforced concrete Structures [M]. New York: John Wiley & Sons, 1975.
- [2] Tegos I A, Penelis G G R. Seismic resistance of short columns and coupling beams reinforced with inclined bars [J]. ACI Structural Journal, 1988, 85(1): 82-88.
- [3] 梁兴文, 李方圆, 张涛, 等. 新配筋方案小跨高比连梁抗震性能实验研究[J]. 工程力学, 2009, 26(12): 119-125. LIANG Xingwen, LI Fangyuan, ZHANG Tao, et al. Calculation of shear capacity of new reinforcement scheme deep coupling beams [J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(12): 119-125.
- [4] 傅剑平, 皮天祥, 韦锋, 等. 钢筋混凝土联肢墙小跨高比复合斜筋连梁抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(2): 57-64. FU Jianping, PI Tianxiang, WEI Feng, et al. Experimental study on seismic behaviors of small-aspect-ratio coupling beams in RC structural walls proportioned with combined slanting reinforcements [J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(2): 57-64.
- [5] Li W C, Wang S, Wu C. Tensile strain-hardening behavior of PVA-ECC [J]. ACI materials, 2011, 98(6): 483-492.
- [6] Canbolat B A, Gustavo J, Parra-Montesinos J K W. Experimental study on seismic behavior of high-performance fiber-reinforced cement composite coupling beams [J]. ACI Structural Journal, 2005(1/2): 157-166.
- [7] Supartono F, Sidoroff F. Anisotropic damage modeling for brittle elastic materials [C]// Symposium of Franc Poland, 1984.
- [8] Saenz L P. Discussion of equation for the stress-strain curve of concrete by Desayi and Krishnan [J]. Journal of ACI, 1964, 61(9): 1229-1235.
- [9] GB 50010-2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [10] 李艳. 高性能纤维增强水泥基复合材料的力学性能研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2010.
- [11] Tetsushi K, Zhong L, Victor C L. Modeling of tensile stress-strain relation of pseudo strain-hardening cementitious compo- sites [J]. ASCE J of Materials in Civil Engineering, 2000, 12(2): 147-156.
- [12] 黄成若, 李引擎. 钢筋混凝土结构与构造[M]. 北京: 中国建筑科学研究院, 1985: 105-111.
- [13] 黄东升, 程文灏, 彭飞. 对称双肢剪力墙的低周反复荷载试验研究[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(3): 53-58. HUANG Dongsheng, CHENG Wenrang, PENG Fei. Low-cycle loading experiment study on symmetric double short-pier shear walls [J]. Journal of Building Structures, 2005, 26(3): 53-58.
- [14] 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): 1-4. QIAN Jiaru, XU Fujiang. Displacement-based deformation capacity design method of RC cantilever walls [J]. Journal of Tsinghua University: Science and Technology, 2007, 47(3): 1-4.
- [15] Wight J K, Montesinos G P, Lequesne R. Design of shear wall coupling beams using high performance fiber reinforced concrete [R]. America: University of Michigan, 2005.
- [16] 皮天祥, 傅剑平, 白绍良, 等. 小跨高比对角斜筋连梁抗震性能的试验[J]. 重庆大学学报, 2009, 32(9): 1086-1092, 1116. PI Tianxiang, FU Jianping, BAI Shaoling, et al. Experiment research on aseismatic capability of diagonally crossing reinforced coupling beams with the small ratio of span to depth [J]. Journal of Chongqing University, 2009, 32(9): 1086-1092, 1116.

(编辑 王秀玲)