

叠合面对叠合剪力墙极限承载力影响的数值分析

杨联萍^{1,2}, 余少乐¹, 张其林¹, 崔家春³

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 上海现代建筑设计(集团)有限公司, 上海 200041;

3. 华东建筑设计研究院有限公司, 上海 200002)

摘要: 归纳总结目前国外相关规范对界面抗剪强度的规定, 通过有限元建立预制层和现浇层的接触面, 定义叠合面的黏结-脱离损伤模型, 分析叠合面的影响. 研究表明, 建立叠合面的黏结-脱离损伤模型能够反映叠合面在受力过程中的脱离破坏程度; 在不同轴压比下, 叠合面对叠合剪力墙极限承载力影响均较小, 边缘构件现浇的叠合剪力墙叠合面脱离破坏程度较边缘构件预制的叠合剪力墙小.

关键词: 预制装配式; 叠合面; 黏结-脱离模型; 轴压比

中图分类号: TU375

文献标志码: A

Numerical Analysis to the Adhesive Interface Effects to Ultimate Bearing Capacity of Superimposed Shear Wall

YANG Lianping^{1,2}, YU Shaole¹, ZHANG Qilin¹, CUI Jiachun³

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Shanghai Xiandai Architectural Design (Group) Co., Ltd., Shanghai 200041, China; 3. East China Architectural Design & Research Institute Co., Ltd., Shanghai 200002, China)

Abstract: Formulas which were most commonly used to calculate interface shear strength specified in foreign codes were summarized, the contact interaction between the precast concrete layer and the concrete core is modelled using a cohesive property interaction to define the separation behavior between the two surfaces. The result shows that the traction-separation models for surfaces can reflect the level of delamination and damage in interface between the precast concrete layer and the concrete core. There is small influence on ultimate bearing capacity of superimposed shear wall under different axial compression ratio, the degree of damage and delamination in the interface of superimposed shear walls with cast-in-situ boundary element is lower than the superimposed shear walls with prefabricated boundary element.

Key words: prefabricated construction; adhesive interface; traction-separation models; axial-load ratios

“三明治”结构是一种层合结构, 由厚度较薄但强度较高的预制混凝土板充当外层, 内部填充刚度较大的泡沫材料形成整体结构. 这种形式的结构创造了一种新的结构构件, 具有较高的抗弯刚度, 同时重量较轻. 目前, 建筑业正面临着工业化进程的改革, 工程师们寻求一种新型的剪力墙结构——叠合剪力墙, 既能够结合“三明治”结构的优点又能保证剪力墙结构的受力性能. 叠合剪力墙由在工厂预制的混凝土构成外层, 通过桁架钢筋连接, 在施工现场浇筑中间层形成整体剪力墙结构. 目前已有相关项目采用叠合剪力墙结构体系: 如哈尔滨保利公园、北京贺府别墅、合肥天门湖公租房、上海惠南新市镇工业化示范楼等. 关于叠合剪力墙在低轴压比下的受力性能已有相关的研究^[1-6], 然而大量研究分析表明, 在使用荷载作用下, 大部分的“三明治”结构的破坏是由于中间部分的剪切破坏或者是由于叠合面之间的黏结破坏产生的^[7-9]. 研究表明通过使用高密度的材料填充内部能够提高“三明治”结构的极限承载力^[10-12]. 叠合剪力墙是一种“三明治”结构, 其叠合面的存在对整体结构的影响在目前的研究中较少涉及, 本文通过 Abaqus 有限元软件在有限元模型中建立叠合面黏结-脱离模型, 根据已有的试验结果验证模型的正确性, 并讨论不同轴压比下叠合面对叠合剪力墙的极限承载力的影响.

1 有限元模型的建立

选用文献[1]中的试验构件 W2 和 W3 作为验

收稿日期: 2016-03-09

基金项目: 上海市科委重大课题(14DZ1202100)

第一作者: 杨联萍(1960—), 女, 教授级高工, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为空间结构、预制装配式结构.

E-mail: lianping_yang@xd-ad.com.cn

通讯作者: 余少乐(1987—), 男, 博士生, 主要研究方向为预制装配式建筑. E-mail: yushaole10@163.com

证,通过有限元软件 Abaqus 建立实体模型进行分析,构件的配筋示意图如图 1 所示,现浇层混凝土立方体抗压强度为 30.3 MPa,预制层混凝土立方体抗压强度为 53.0 MPa.

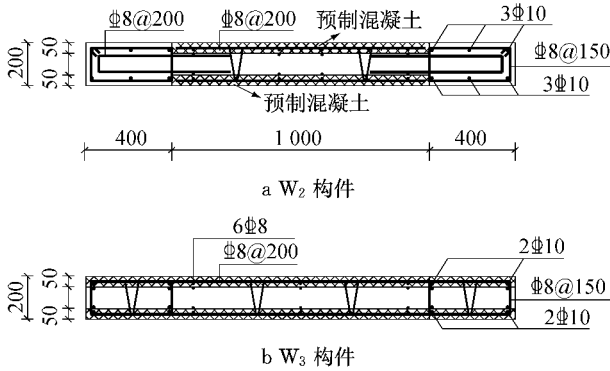


图 1 构件配筋示意(单位:mm)

Fig.1 Structural details of superimposed shear wall(unit:mm)

1.1 材料模型

钢筋使用带屈服平台的三线型模拟.混凝土使用塑性损伤模型(Concrete Damaged Plasticity),控制混凝土屈服面在 π 平面上的投影形状的参数 K_c 取 0.67,膨胀角 φ 取 30° ,塑性势函数的偏心距 λ 取 0.1,混凝土双轴受压与单轴受压极限强度比 f_{b0}/f_{c0} 取 1.16.

1.2 有限元模型

实体模型采用分离式钢筋建模,混凝土部分采用实体单元 C3D8R,钢筋部分采用桁架单元 T3D2.在现场浇筑中,为了保证底部的连接,两边的预制墙体通过垫片垫高 50 mm 后再浇筑中间层混凝土,由于垫片高度较小,垫片高度处混凝土无法振捣密实,因此在两边的预制层和底座部分之间就有一层浮浆层,为了模拟实际模型,这部分在有限元模型中也进行了模拟,整体模型如图 2 所示.

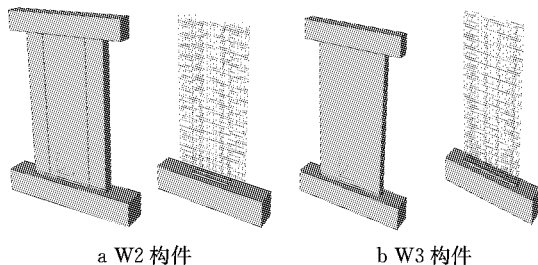


图 2 构件有限元模型

Fig.2 Finite element model

1.3 约束和荷载

文献[1]中构件竖向荷载是 730 kN(轴压比为 0.1),在有限元模型的加载梁顶面设置参考点,在参考点施加竖向荷载;试验构件施加往复水平荷载,本

文中在浮浆层和预制层底部以及叠合面均添加了接触面,并定义了非线性的黏结-滑移准则,施加往复水平荷载计算代价较大,而关注的重点是叠合面对极限承载力的影响,因此施加单调的水平荷载.

1.4 界面作用

1.4.1 界面受力机理

新老混凝土界面受力性能的研究一直是工程领域研究的热点,目前相关的规范^[13-20]针对新老混凝土的计算都是基于剪切-摩擦理论^[21].剪切-摩擦理论如图 3 所示,可以使用“锯齿”模型来阐明受力机理,图中 σ_s 为钢筋拉应力, σ 为界面法向应力, τ 为界面切向应力, s 为界面切向变形, W 为界面法向变形.剪切-摩擦理论将界面剪力 $\tau(s)$ 分成 3 个部分:界面黏结力 $\tau_{adh}(s)$ 、摩擦力 $\tau_{sf}(s)$ 和界面钢筋的销栓力 $\tau_{sr}(s)$,如式(1)所示.

$$\tau(s) = \tau_{adh}(s) + \tau_{sf}(s) + \tau_{sr}(s) \quad (1)$$

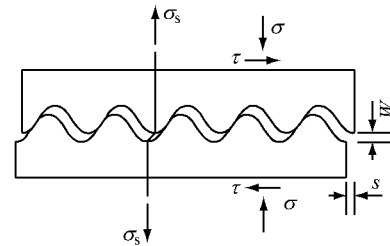


图 3 剪切-摩擦模型

Fig.3 Shear-friction model

界面黏结力是由新老混凝土之间的化学作用产生的,当达到最大界面黏结力时混凝土界面开始出现分离,剪应力通过机械咬合作用传递.如果界面受法向压应力,剪应力通过剪切-摩擦传递.随着界面法向位移增加,穿过界面的钢筋受拉直至屈服,由剪切钢筋受拉产生界面压应力,通过摩擦力传递剪切荷载.界面的滑移使钢筋受剪,产生销栓作用. Zilch 等^[22]在研究中将这三部分的作用随着滑移的变化表示出来,如图 4 所示.

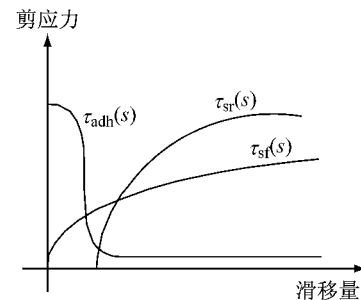


图 4 黏结力、摩擦力和剪切钢筋在界面力中的贡献
Fig.4 Contribution of adhesion, shear-friction and shear reinforcement

1.4.2 界面模型的建立

Hanson^[23]通过 62 根推出试验来分析不同界面类型的界面受力性能,界面剪切-滑移曲线如图 5a 所示(箍筋的影响已去除). Papanicolaou 等^[24]对轻骨料混凝土和高性能高强纤维混凝土的界面受力性能进行研究,对 13 组 Z 形试块进行剪切试验,得到的典型剪切-滑移曲线如图 5b 所示. 类似的曲线同样可以在叶果^[25]和 Sousa 等^[26]研究中得到.

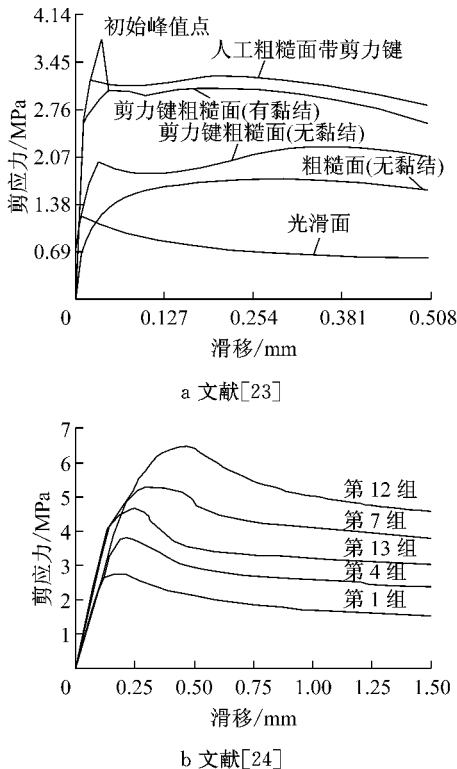


图 5 典型的剪切-滑移曲线
Fig.5 Typical shear-slip curves

为了模拟叠合面的接触行为,在 Abaqus 软件中通过“node-to-surface”接触对定义黏结-脱离模型. 从试验所得剪切-滑移曲线中可以看出,在达到最大剪应力之前,剪力-滑移曲线几乎呈直线段上升,在达到最大剪应力后缓慢下降,因此在有限元中通过 2 段直线来定义叠合面的黏结-脱离模型,如图 6 所示,并定义黏结-脱离损伤准则. 图 6 中 K 为刚度, α 为下降段的斜率, τ_{max} 为界面极限剪应力. 一旦接触面的受力满足损伤准则,黏结-滑移行为就会通过自定义的损伤准则来实现^[27]. 对于界面黏结-脱离模型的初始上升段通过 2 个参数来定义:最大剪应力和相应的滑移. 这个阶段可以通过一个弹性本构关系来表示,如式(2)所示. 界面的三向应力用 τ_n, τ_s 和 τ_t 来表示,如图 7 所示.

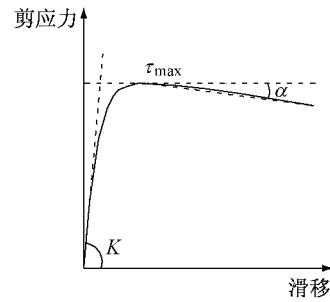


图 6 模拟所采用的剪切-滑移关系
Fig.6 Shear-slip curve adopted in the simulations

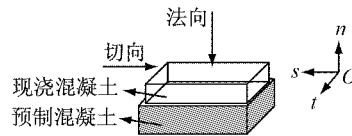


图 7 界面法向和切向应力
Fig.7 Description of normal and tangential directions

$$\tau = \begin{Bmatrix} \tau_n \\ \tau_s \\ \tau_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & K_{ns} & K_{nt} \\ K_{ns} & K_{ss} & K_{st} \\ K_{nt} & K_{st} & K_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} = \mathbf{K} \boldsymbol{\delta} \quad (2)$$

式中:刚度矩阵 \mathbf{K} 中非对角分量值为零,对角分量的取值为对应方向上的最大剪应力和相应的滑移的比值; $\delta_n, \delta_s, \delta_t$ 是和界面的三向应力 τ_n, τ_s 和 τ_t 对应的滑移. 当达到式(3)定义的界面脱离准则后,界面开始出现黏结-滑移行为.

$$\max \left\{ \frac{\tau_n}{\tau_{n,0}}, \frac{\tau_s}{\tau_{s,0}}, \frac{\tau_t}{\tau_{t,0}} \right\} = 1 \quad (3)$$

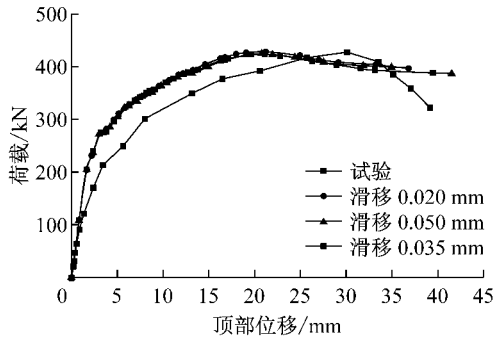
式中: $\tau_{n,0}$ 为法向最大应力; $\tau_{s,0}$ 和 $\tau_{t,0}$ 为 s 向和 t 向的最大应力,取 $\tau_{s,0} = \tau_{t,0}$. 预制层和现浇层之间的法向受力行为采用 Abaqus 软件中“Hard contact”定义,当法向受压时刚度无穷大,二者不会相互浸入,但受拉时二者可以分离. 最大的分离应力 $\tau_{n,0}$ 取强度较小的混凝土的抗拉强度 f_t . 在达到最大剪应力前,滑移量很小,文献[23]中测得最大剪应力对应的滑移在 0.02~0.05 mm 之间,因此首先选用文献[23]中的设计公式 $\tau_u = 3.45 + 121\rho$, 其中 τ_u 为界面剪应力, ρ 为界面配筋率. 选用不同的滑移值对 W2 和 W3 构件进行敏感性分析,以确定最大剪应力对应的滑移量,分析参数如表 1 所示,分析结果如图 8 所示. 从图中可以看出不同的滑移量计算的承载力结果差别较小,因此在下文的分析中,最大剪应力对应的滑移量的值取为 0.035 mm.

对于界面剪切-滑移关系的下降段通过角度来定义,根据文献[23]和[24]中的剪切滑移曲线可以看出,对曲线下降段角度取如表 2 所示的不同的值进行敏感性分析,结果如图 9 所示. 从图中可以看出,下降段取值对结果几乎没有影响,因此在后面的计算中下降段的角度取表 2 中数据的平均值 15.5°.

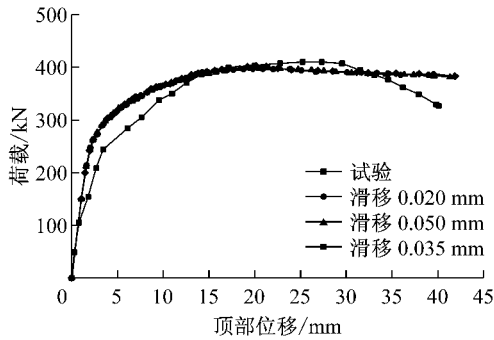
表 1 不同滑移值和对应的极限剪应力

Tab.1 Different slip values and the corresponding ultimate shear stresses

编号	滑移/ mm	τ_u /MPa	
		W2 构件	W3 构件
1	0.020	3.61	3.63
2	0.050	3.61	3.63
平均值	0.035	3.61	3.63



a W2 构件



b W3 构件

图 8 滑移的敏感性分析

Fig.8 Slip sensitivity analysis

表 2 对下降段的角度不同取值

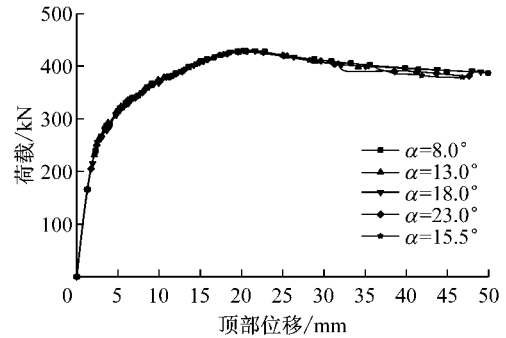
Tab.2 Different values for slope

编号	α /(°)	编号	α /(°)
1	8.0	3	18.0
2	13.0	4	23.0

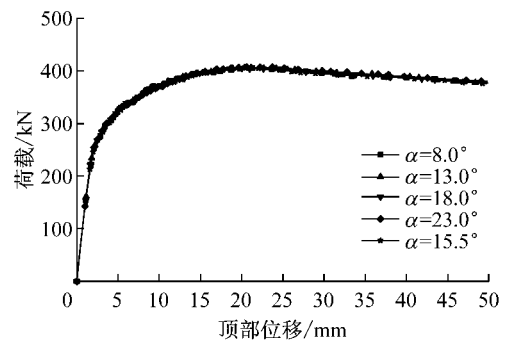
1.5 底部浮浆层和预制层的连接

底部浮浆层和预制层之间可以看作是水平拼缝界面, Soudki 等^[28]对干燥混合料直线型的拼缝连接进行了相关的试验研究,认为拼缝处受剪承载力由墙体与连接缝间的摩擦力和连接钢筋的夹持作用产生的摩擦力组成,并给出了计算公式. Foerster 等^[29]研究认为干燥混合料直线型拼缝连接的受剪承载力由界面骨料的摩擦力及钢筋的销栓作用组成,也给出了相应的计算公式. 国内的相关规范如混凝土规范^[30-31]对水平拼缝处都做了相关规定. 采用上述文献中的计算公式对 W2, W3 构件的底部浮浆层和预制层的抗剪强度进行计算,计算值如表 3 所示,其中 μ 为摩擦系数, f_y 为钢筋屈服强度, K_1 为计算系数,

σ_n 为法向应力, β 为系数.



a W2 构件



b W3 构件

图 9 下降段角度敏感性分析

Fig.9 Slope angle sensitivity analysis

表 3 不同计算公式对水平拼缝处抗剪强度的计算

Tab.3 Design expressions of different design codes to calculate shear strength

规范	公式	τ_u /MPa	
		W2 构件	W3 构件
文献[28]	$\tau_u = \mu(\sigma_n + \rho f_y)$	1.22	1.22
文献[29]	$\tau_u = \mu \sigma_n + \rho f_y / \sqrt{3}$	1.42	1.42
文献[30]	$\tau_u = 0.6 \rho f_y + 0.8 \sigma_n$	1.62	1.62
文献[31]	$\tau_u = \beta [K_1 + 0.7(\rho f_y + \sigma_n)]$	2.13	2.13

采用 1.4 节中处理叠合面的方式处理底部浮浆层和预制层的连接,最大剪应力取表 3 中的数值,对应的滑移的值取 0.035 mm. 不同规范计算所得的荷载-位移曲线如图 10 所示. 从图 10 可以看出,叠合剪力墙浮浆层和预制层剪切强度取不同的数值时荷载-位移曲线之间的差别较小. 混凝土规范的公式基于剪切摩擦理论,考虑了轴力的作用,适用于剪力墙施工缝抗剪验算,因此在后文中对浮浆层的计算按混凝土规范中的公式计算.

2 低轴压比下叠合面对叠合剪力墙极限承载力的影响

2.1 叠合面抗剪强度取值的影响

最大的黏结力 ($\tau_{s,0} = \tau_{t,0}$) 和很多因素有关,如混

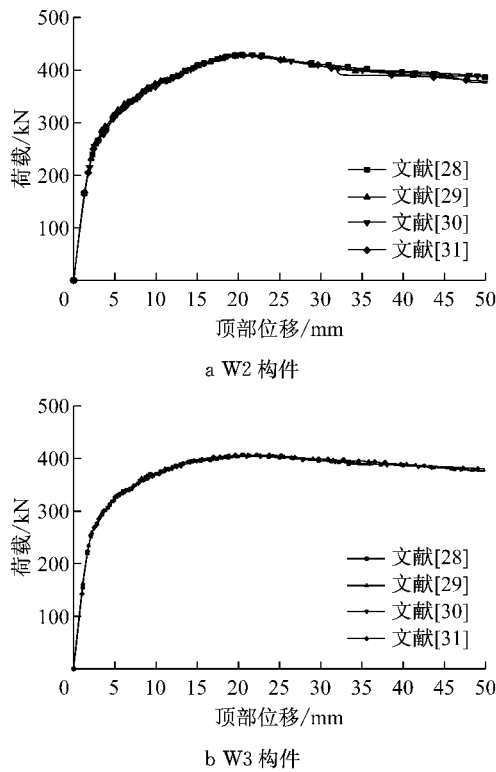


图 10 底部浮浆层与预制层界面取不同抗剪强度敏感性分析
Fig.10 Sensitivity analysis of different shear strengths adopted in the interface between grouting layer and precast layer

混凝土的强度等级、界面粗糙度、法向应力、界面植入钢筋等^[32-33], 目前还没有一个统一的公式可以使用, 因此本文选择规范[13-20]中的公式计算叠合面的最大剪应力, 如表 4 所示, 表中 c, λ, ϕ 为系数. 将所计算的最大剪应力分别应用于损伤准则中, 并在结果输出中显示预制层和现浇层接触面 CSMAXSCR (the maximum traction damage initiation criterion index), 观察叠合面抗剪强度不同取值对叠合剪力墙极限承载力的影响.

表 4 不同设计规范中叠合面最大剪应力的计算式

Tab.4 Calculation expressions of the ultimate shear strength of adhesive interface in different design codes

规范	设计公式	τ_u /MPa	
		W2 构件	W3 构件
文献[13]	$\tau_u = cf_{cd} + \mu[\sigma_n + \rho f_y(\sin\alpha + \cos\alpha)]$	1.95	2.06
文献[14]	$\tau_u = cf_{cd} + \mu\sigma_n + \rho f_y(\mu\sin\alpha + \cos\alpha)$	1.90	2.00
文献[15]	$\tau_u = 0.6F_b\rho\tan\alpha$	1.04	1.15
文献[16]	$\tau_u = \rho f_y(\mu\sin\alpha + \cos\alpha)$ ($f_y \leq 414$ MPa)	0.77	0.86
文献[17]	$\tau_u = \lambda\phi_c(c + \mu\sigma_n) + \phi_s\rho f_y\cos\alpha$	0.77	0.82
文献[18]	$\tau_u = c + \mu(\rho f_y + \sigma_n)$	2.44	2.52
文献[19]	$\tau_u = \rho f_y(\mu\cos\alpha + \cos\alpha)$	1.05	1.16
文献[20]	$\tau_u = \phi\rho f_y\mu$ ($f_y \leq 414$ MPa)	1.19	1.32

从表 4 中可以看出, 文献[13]和[14]计算值很接

近,[15]和[19]计算值较为接近,[16]和[17]计算值较为接近,因此选择规范[13],[15],[16],[18]和[20]的计算结果代入到损伤准则中. 对叠合构件 W2,W3 的计算结果和试验的骨架曲线的对比如图 11 所示, 各规范计算所得的极限承载力如表 5 所示. 表 5 中误差为计算值与试验值之差的绝对值与试验值的比值.

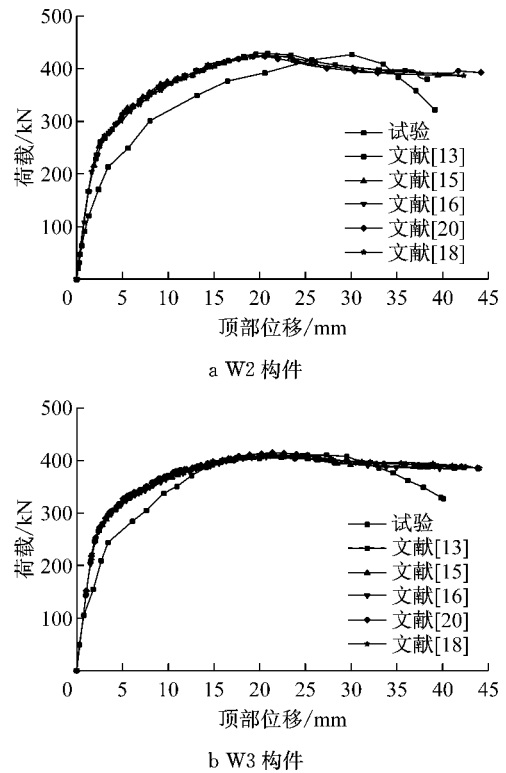


图 11 荷载-位移曲线计算值和试验值的对比

Fig.11 Comparison of load-displacement curves between finite element simulation and experimental result

表 5 不同规范计算的极限承载力和试验值的对比

Tab.5 Comparison between calculated and experimental results using different design codes

规范	W2 构件			W3 构件		
	试验/ kN	计算/ kN	误差/ %	试验/ kN	计算/ kN	误差/ %
文献 [16]	429	425.7	0.77	412	409.8	0.53
文献 [15]	429	424.6	1.02	412	408.4	0.86
文献 [20]	429	424.9	0.94	412	414.7	0.66
文献 [13]	429	429.3	0.07	412	408.7	0.81
文献 [18]	429	424.7	1.01	412	409.2	0.69

从表 5 中可以看出, 采用不同规范计算叠合面抗剪强度所得的极限承载力几乎没有变化, 从图 11 可以看出, 采用不同规范计算叠合面抗剪强度所得的荷载-位移曲线几乎相同, 也可以反应出叠合面的存在对整体受力性能没有影响. 计算所得的极限承载力和试验值很接近, 误差在 1% 左右, 证明模型的

准确性.对于 W2 构件,当叠合面的抗剪强度达到 1.95 MPa时,叠合面之间没有脱离现象产生,对于 W3 构件,叠合面一直有分离脱开的现象,其原因是 W2 构件采用边缘构件现浇,预制部分相当于外嵌于“I”型现浇剪力墙中,要发生叠合面的脱离时,现浇部分对预制部分存在约束作用.W3 构件由于边缘构件预制,约束作用较小,因此会在受压侧底部出现脱离.选择文献[16]计算的 W2,W3 构件,提取叠合面的剪应力和法向应力,如图 12 所示.无论是 W2 和

W3 构件,预制层和现浇层的接触面只有在受压侧预制边缘构件的底部有小面积的分,从图 12 可以看出其原因是底部受压侧应力较大,切向应力超过了定义的最大黏结力.整个叠合面没有出现大面积的分离现象,与试验结果相同.

为了进一步观察叠合面脱离过程和不同位置叠合面脱离程度,对 W2,W3 构件分别定义 2 个参考点,如图 13 所示.输出参考点的损伤判断指数随顶部位移的变化规律如图14所示.从图中可以看出在

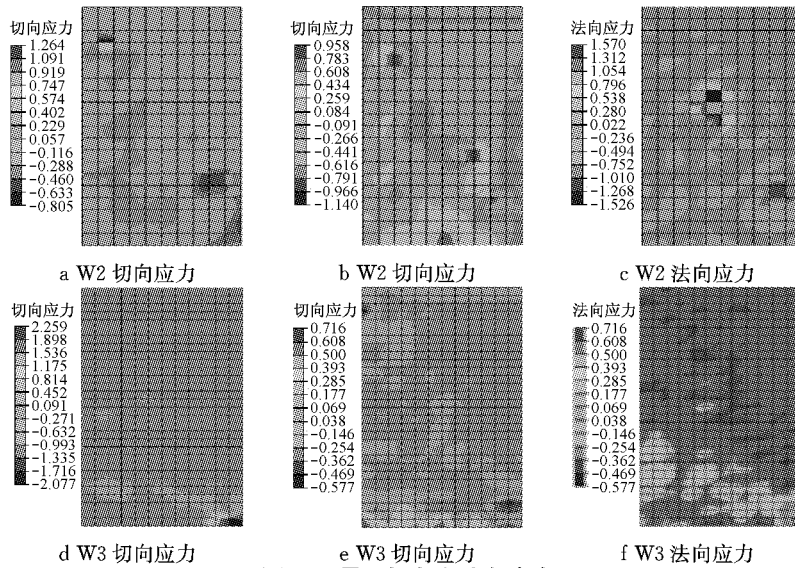


图 12 界面切向和法向应力

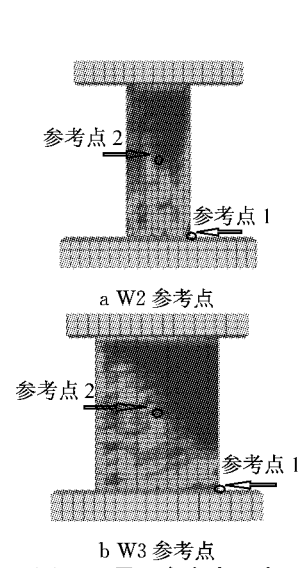


图 13 界面参考点示意

Fig.12 Tangential and normal stress in surface

Fig.13 Sketch of reference point

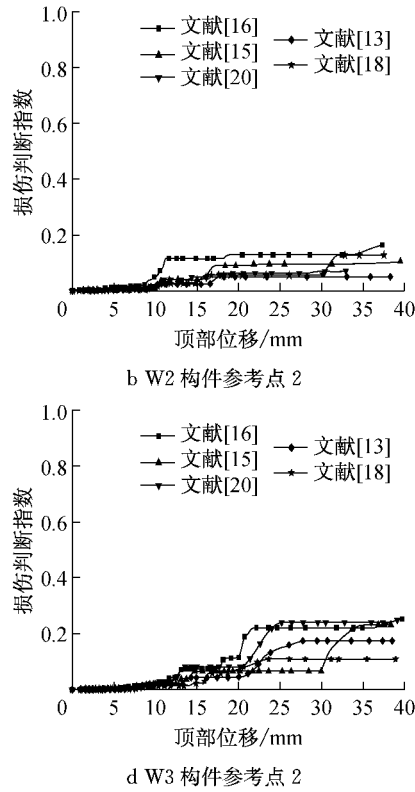
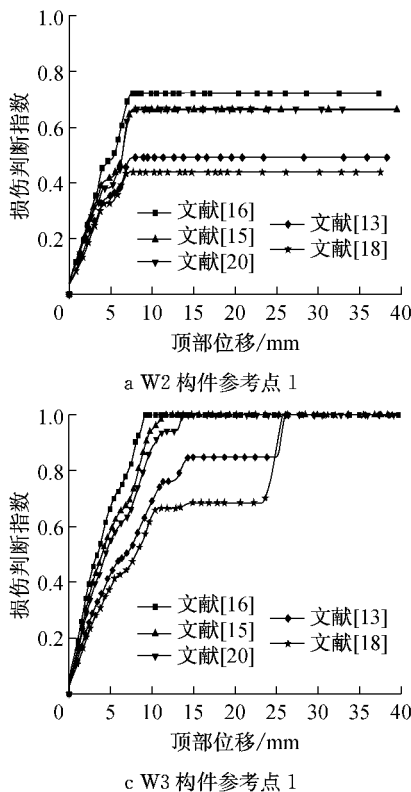


图 14 界面损伤判断指数-顶部位移变化曲线

Fig.14 Damage criterion and top displacement curves

参考点 1, 对于 W2 和 W3 构件的损伤判断指数, 随着叠合面抗剪强度的增大, 相同位移对应的损伤判断指数减小. 在参考点 2, W2 和 W3 构件的损伤判断指数均较小, 最大值在 0.2 左右, 说明叠合面脱离只发生在底部受压侧的较小范围内, 大部分叠合面黏结良好.

2.2 与现浇构件承载力的对比

从上面的分析可以看出, 叠合面的存在对构件的极限承载力影响很小, 对于预制构件, 往往关心其承载力与现浇构件的区别, 因此在 W2 构件配筋的基础上, 使用拉结筋替代桁架钢筋, 所有钢筋型号、材性均与 W2 相同, 使用与叠合剪力墙现浇层混凝土强度等级相同的混凝土建立现浇剪力墙, 配筋示意图如图 15 所示, 有限元模型如图 16 所示. 对其施加水平单向荷载, 得出的荷载位移曲线和 W2, W3 构件的荷载位移曲线(选择 CEB-FIP 计算结构)对比如图 17 所示.

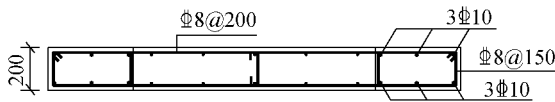
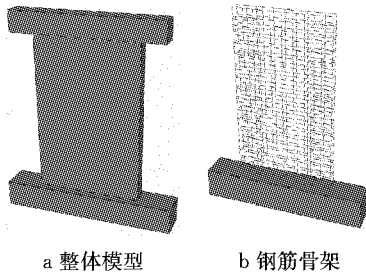


图 15 现浇构件配筋示意 (mm)

Fig. 15 Structural details of cast-in-situ shear wall (unit: mm)



a 整体模型 b 钢筋骨架

图 16 有限元模型

Fig. 16 Finite element model

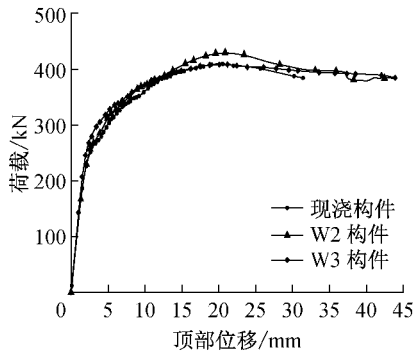


图 17 现浇构件和叠合构件荷载-位移曲线

Fig. 17 Comparison of load-displacement curves between cast-in-place shear wall and superimposed shear wall

从图可见, 在轴压比为 0.1 下, 现浇剪力墙的极限承载力为 409.6 kN, 叠合构件 W2 的为 429.3 kN, W3 的为 408.7 kN, 三者承载力差别不大.

3 高轴压比下叠合面对叠合剪力墙极限承载力的影响

上文的分析表明: 在轴压比为 0.1 下叠合面的存在对叠合剪力墙的极限承载力没有影响, 在高轴压比下的叠合面对其抗剪承载力的影响需要进行进一步的分析. 因此对轴压比为 0.3, 0.5 的叠合剪力墙进行模拟, 考虑叠合面的影响.

3.1 轴压比为 0.3

在轴压比为 0.3 下, 应用黏结-滑移准则考虑不同规范计算的叠合面抗剪强度的影响, 对 W2, W3 构件计算所得的极限承载力如表 6 所示. 从表 6 可见极限承载力几乎相同. 不同规范计算的荷载-位移曲线变化规律和轴压比为 0.1 下的规律相同, 荷载位移曲线几乎没有差别.

表 6 轴压比为 0.3 时不同规范计算的极限承载力的对比

Tab. 6 Comparison of the ultimate bearing capacity using different design codes under 0.3

axial ratio					
规范	W2 构件	W3 构件	规范	W2 构件	W3 构件
文献[16]	623.70	650.35	文献[13]	624.95	654.38
文献[15]	624.21	656.34	文献[18]	624.62	654.14
文献[20]	625.50	652.97			

在轴压比为 0.3 下叠合面的分层脱离情况与轴压比为 0.1 下的变化规律相同: 随着叠合面抗剪强度的提高, W2 和 W3 构件叠合面分离脱开的区域逐渐减小. W2 和 W3 构件叠合面一直有分离脱开的现象, W2 构件分层脱离程度比 W3 轻. 在轴压比为 0.3 下除文献[16]计算的叠合面脱离面积较大外, 按其他规范计算出的叠合面脱离面积仍然较小. 参考点的损伤判断指数随顶点位移的变化规律与轴压比为 0.1 下相同: 在参考点 1, W2 和 W3 构件随着叠合面抗剪强度的增大, 相同位移对应的损伤判断指数较小; 在参考点 2, W2 和 W3 构件的损伤判断指数均较小, 最大值在 0.2 左右, 说明叠合面脱离只发生在底部受压侧的较小范围内, 大部分叠合面黏结良好.

3.2 轴压比为 0.5

在轴压比为 0.5 下, 继续应用黏结-滑移准则考虑不同规范计算的叠合面抗剪强度的影响, 对 W2, W3 构件的计算所得的极限承载力如表 7 所示. 从表 7 可以看出极限承载力几乎相同.

表 7 轴压比为 0.5 时不同规范计算的极限承载力的对比
Tab.7 Comparison of the ultimate bearing capacity using different design codes under 0.5 axial ratio

规范	W2 构件	W3 构件	规范	W2 构件	W3 构件
文献[16]	737.72	815.26	文献[13]	735.93	817.51
文献[15]	740.75	817.95	文献[18]	736.51	819.13
文献[20]	738.82	815.83			

在轴压比为 0.5 下叠合面的分层脱离情况与轴压比为 0.1 下的变化规律相同:随着叠合面抗剪强度的提高,W2 和 W3 构件叠合面分离脱开的区域逐渐减小,叠合面分离脱开区域较轴压比为 0.1 和 0.3 时大.参考点的损伤判断指数随顶点位移的变化规律与轴压比为 0.1 和 0.3 时的规律相同:在参考点 1,W2 和 W3 构件随着叠合面抗剪强度的增大,相同位移对应的损伤判断指数减小.在参考点 2,W2 和 W3 构件的损伤判断指数均较小,最大值在 0.4 左右,说明叠合面脱离只发生在底部受压侧的较小范围内,大部分叠合面黏结良好.

3.3 高轴压比下叠合构件和现浇构件承载力对比

现浇构件配筋和材料同 2.2 节,在轴压比为 0.3 和 0.5 下计算所得的荷载-位移曲线和 W2 及 W3 构件的荷载-位移曲线(选择文献[13]计算结果)对比如下:在轴压比为 0.3 下,现浇构件的极限承载力为 616.45 kN,W2 和 W3 构件的极限承载力分别为 624.95 kN 和 654.38 kN;在轴压比为 0.5 下,现浇构件的极限承载力为 716.07 kN,W2 和 W3 构件的极限承载力分别为 735.93 kN 和 817.51 kN.在高轴压比下叠合构件的极限承载力超过了现浇构件,其原因是:当轴压比较大时,受压区高度较大,叠合剪力墙中预制层混凝土强度等级较高,根据平截面假定,虽然截面的应变相同,但是预制层和现浇层的混凝土应力却不同^[34].

4 结论

通过有限元模拟叠合剪力墙的叠合面,建立叠合面的黏结-脱离损伤模型,通过与已有试验进行对比验证模型的有效性,并对不同轴压比下叠合面对叠合剪力墙的极限承载力的影响进行分析,结果表明:

(1)提出的模型能够反映叠合剪力墙预制层和现浇层在受力过程中的脱离破坏情况,可以用来模拟叠合面在加载过程中的黏结-脱离情况.

(2)对于叠合面的抗剪强度计算,不同规范计算

值相差较大,反应在黏结-脱离损伤模型中,有:随着叠合面抗剪强度的提高,叠合面分离脱开的区域逐渐减小;随着轴压比的提高,叠合面破坏程度加大;采用不同规范计算叠合面抗剪强度所得的构件的极限承载力几乎没有变化,可以反应叠合面的存在对以弯曲破坏为主的叠合剪力墙的极限承载力没有影响.

(3)根据输出不同高度处参考点的损伤判断指数随顶点位移的变化规律可以看出叠合面脱离只发生在底部受压侧的较小范围内,大部分叠合面黏结良好,边缘构件现浇的叠合剪力墙叠合面脱离破坏程度较边缘构件预制的叠合剪力墙小.

(4)和现浇构件的对比分析表明:在低轴压比下,相同配筋的叠合剪力墙和现浇剪力墙的承载力相差较小;在高轴压比下,叠合剪力墙由于叠合层强度较高,其承载力超过现浇剪力墙的承载力.

参考文献:

- [1] 连星.叠合板式剪力墙的抗震性能实验分析及理论研究[D].合肥:合肥工业大学,2009.
LIAN Xing. Experimental analysis and theoretical research on seismic performance of laminated plate shear wall[D]. Hefei: Hefei University of Technology, 2009.
- [2] 沈小璞,马巍,陈信堂,等.叠合混凝土墙板竖向拼缝连接抗震性能试验研究[J].合肥工业大学学报 2010,33(9):1366.
SHEN Xiaopu, MA Wei, CHEN Xintang, et al. Experimental study of the seismic performance of the vertical joint seam of superimposed concrete wall panels [J]. Journal of Hefei University of Technology, 2010, 33(9): 1366.
- [3] 张伟林,沈小璞,吴志新,等.叠合板式剪力墙 T 型、L 型墙体抗震性能试验研究[J].工程力学,2012,29(6): 196.
ZHANG Weilin, SHEN Xiaopu, WU Zhixin, et al. Experimental study of seismic performance on T and L types superimposed-shear-walls structure [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(6): 196.
- [4] 王滋军,刘伟庆,魏威,等.钢筋混凝土水平拼接叠合剪力墙抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2012,33(7):147.
WANG Zijun, LIU Weiqing, WEI Wei, et al. Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete composite shear wall with level splice[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(7): 147.
- [5] 叶燕华,孙锐,薛洲海,等.预制墙板内现浇自密实混凝土叠合剪力墙抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2014, 35(7): 138.
YE Yanhua, SUN Rui, XUE Zhouhai, et al. Experimental study on seismic behavior of SCC and precast NC composite shear wall [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(7): 138.
- [6] Bcnayoun A, Samad A A A. Structural behaviour of eccentrically loaded precast sandwich panels[J]. Construction and Building Materials, 2006, 20(9): 713.

- [7] Kampner M, Grenstedt J L. On using corrugated skins to carry shear in sandwich beams[J]. *Composite Structure*, 2007, 85(2):139.
- [8] Styles M, Compton P, Kalyanasundaram S. The effect of core thickness on the flexural behavior of aluminium foam sandwich structures[J]. *Composite Structure*, 2007, 80(4):532.
- [9] Mostafa A, Shankar K, Morozov E V. Insight into the shear behavior of composite sandwich panels with foam core[J]. *Materials and Design*, 2013, 50(17):92.
- [10] Marsh G. Augmenting core values[J]. *Reinforced Plastics*, 2007, 51(5):34.
- [11] Daniel I M, Abot J L. Fabrication, testing and analysis of composite sandwich beams[J]. *Composite Science Technology*, 2000, 60(12):2455.
- [12] Dai J, Thomas Hahn H. Flexural behavior of sandwich beams fabricated by vacuum-assisted resin transfer moulding[J]. *Composite Structure*, 2003, 61(3):247.
- [13] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP model code 1990 for concrete structures[S]. Lausanne:[s. n.], 1990.
- [14] European Committee for Standardization. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings[S]. Brussels:[s. n.], 2004.
- [15] British Standard Institute. BS 8110-1. Structural use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction [S]. London:[s. n.], 1997.
- [16] American Concrete Institute. ACI 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary[S]. Washington D C: National Academy Press, 2008.
- [17] Canadian Standards Association. CAN/CSA A23. 3. Design of concrete structures-Structures design [S]. Ontario: NRC Research Press, 2004.
- [18] American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LFRD Bridge Design Specifications [S]. Washington D C: The National Academies Press, 2007.
- [19] American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges[S]. Washington D C: The National Academies Press, 1996.
- [20] Precast/Prestressed Concrete Institute. PCI Design Handbook [S]. Chicago:[s. n.], 2004.
- [21] Birkeland P W, Birkeland H W. Connections in precast concrete construction[J]. *Journal of the American Concrete Institute*, 1966, 63(3):345.
- [22] Zilch K, Reinecke R. Capacity of shear joints between high-strength precast elements and normal-strength cast-in-place decks[C]//FIB International Symposium on High Performance Concrete. Orlando: Precast/Prestressed Concrete Institute, 2000: 25-27.
- [23] Hanson N W. Precast-prestressed concrete bridges 2. Horizontal shear connections [J]. *Journal of the Portland Cement Association*, 1960, 2(2):38.
- [24] Papanicolaou C G, Triantafyllou T C. Shear transfer capacity along pumice aggregate concrete and high-performance concrete interfaces[J]. *Materials and Structures*, 2002, 35(4): 237.
- [25] 叶果. 新老混凝土界面抗剪性能研究[D]. 重庆:重庆大学, 2011.
YE Guo. Study on the anti-shear behavior of bond-interface between new and old concrete [D]. Chongqing: Chongqing University, 2011.
- [26] Sousa Carlos, Serra Neves Afonso. Push-off tests in the study of cyclic behavior of interfaces between concretes cast at different times[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2015, 142(1): 04015101.
- [27] Dassault Systems Simulia Corp.. ABAQUS analysis user's manual[M]. Providence: Dassault Systemes Simulia Corp., 2012.
- [28] Soudki K A, West J S, Rizkalla S H, *et al.* Horizontal connections for precast concrete shear wall panels under cyclic shear loading[J]. *PCI Journal*, 1996, 41(3):64.
- [29] Foerster H R, Rizkalla S H, Heuvel J S. Behavior and design of shear connections for loadbearing wall panels[J]. *PCI Journal*, 1989, 34(1):102.
- [30] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[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. GB 50010—2010 Code for concrete structure design [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2010.
- [31] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ1—2014 装配式混凝土结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2014.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. JGJ1—2014 Technical specification for precast concrete structures [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2014.
- [32] Birkeland P W, Birkeland H W. Connections in precast concrete construction [J]. *Journal of the American Concrete Institute*, 1966, 63(3):345.
- [33] Mattock A H, Hawkins N M. Shear transfer in reinforced concrete [J]. *PCI Journal*, 1972, 17(2):55
- [34] 杨联萍, 余少乐, 张其林, 等. 不同轴压比下叠合板式剪力墙结构抗震性能分析[J]. *振动与冲击*, 2016, 35(9): 227.
YANG Lianping, YU Shaole, ZHANG Qilin, *et al.* Seismic behavior research of the superimposed shear walls under different axial-load ratios[J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2016, 35(9): 227.