

单元；套筒、螺杆采用 C3D4 实体单元；U 型钢筋、钢筋笼采用 T3D2 桁架单元；Spring2 非线性弹簧单元用于模拟混凝土拼缝界面的粘结滑移特性。

(2) 确定了材料的本构关系，混凝土采用的是塑性损伤模型；钢筋的本构关系选用的是二折线线性强化模型；混凝土界面粘结滑移切向本构采用的是聂建国^[69]等提出的三阶段界面剪切受力模型，法向本构采用剪切界面正应力-滑移模型。

(3) 确定了全装配式墙板结构中各部件的相互作用关系。定义了接触、约束和弹簧连接。根据试验工况、加载制度确定了模型的荷载与边界条件，并阐明网格划分的思路，确保了模型在运算过程中具有良好的收敛性和稳定性。

第 5 章 全装配式墙-板结构模型化结果分析

5.1 有限元与试验对比分析

本章对前一章建立的考虑粘结-滑移理论的 ABAQUS 有限元模型进行计算，并与第二章、第三章的试验结果进行对比分析，进一步研究全装配式墙板结构的抗拔抗剪性能。

5.1.1 预埋套筒端试件抗拔试验

分别对 US-1 和 US-2（或 US-3）的试验模型进行运算，得出试件的 Mises 应力云图。以 US-2 为例，其破坏状态应力云图如图 5.1 所示，其中混凝土的应力云图与正立面裂缝从中心向约束区发展、大致呈现出倒三角形的试验破坏现象一致；套筒的横杆发生较大的变形，横杆与锚钉交界处最先屈服，如图 5.2 所示，破坏应力为 827.2Mpa。

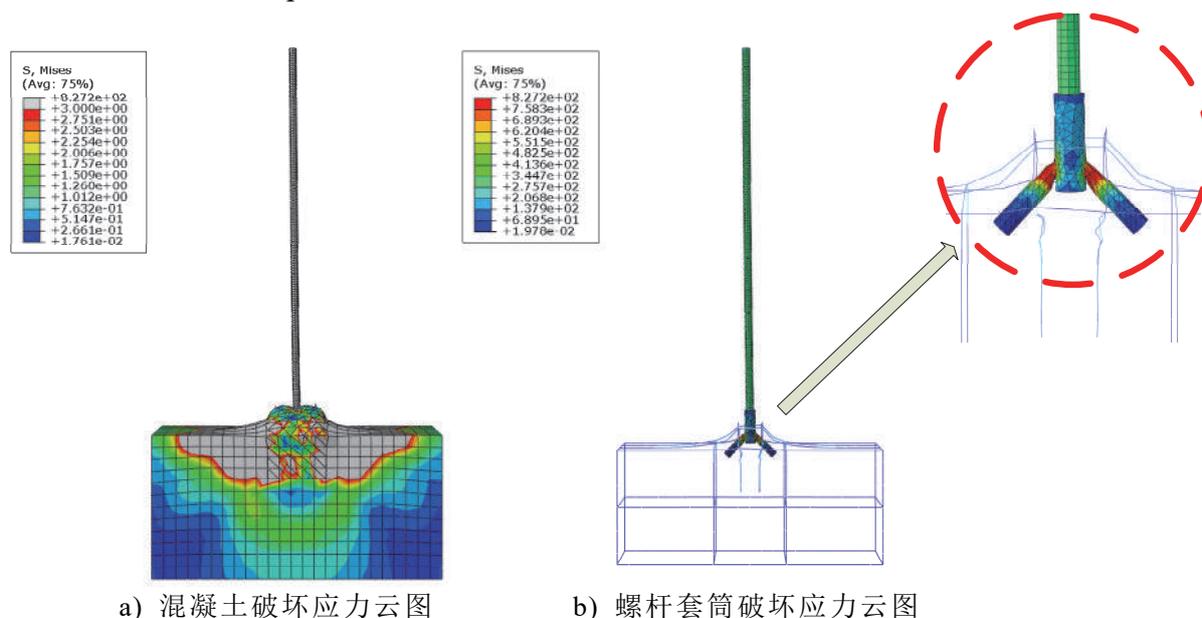


图 5.1 预埋套筒端试件 Mises 应力云图



图 5.2 套筒横杆受弯屈服

提取参考点的荷载-位移曲线，对比 US-1、US-2、US-3 数值模拟的荷载-位移曲线和试验的荷载-位移曲线，所建模型计算的峰值荷载、峰值位移、极限荷载以及极限位移如图 5.3 所示。模拟的荷载-位移曲线比试验更光滑，主要原因是真实材料具有离散性和不均匀性。相较试验曲线，模拟计算的承载力比试验略高，但总的来说极限承载力和极限位移吻合良好。

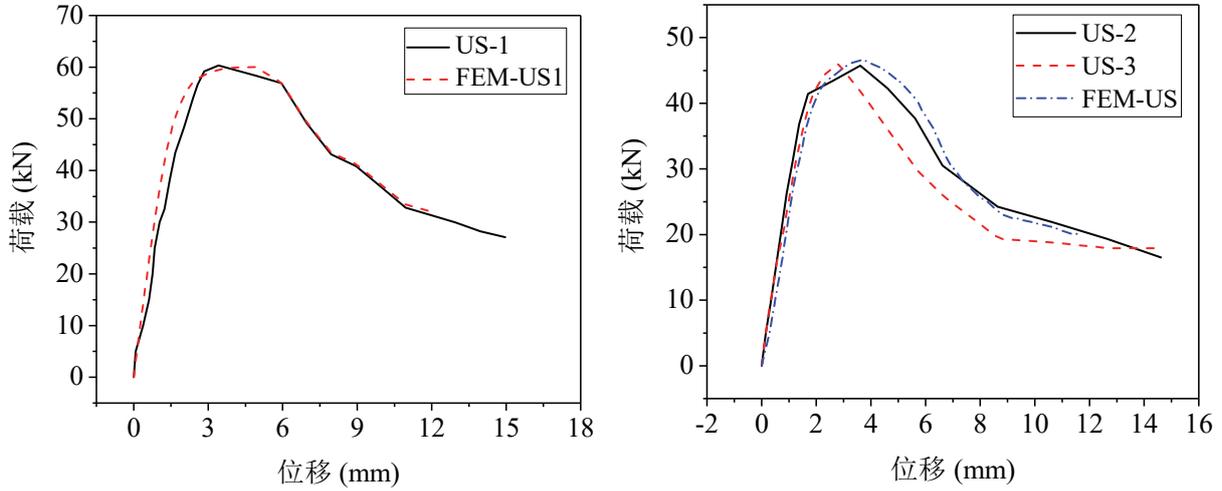


图 5.3 US 系列试验荷载-位移有限元曲线与试验曲线对比

峰值荷载 F_b 取的是曲线峰值所对应的水平荷载，对应的位移 Δ_b 为峰值位移；破坏荷载 F_u 取的是曲线达到峰值荷载之后下降到峰值荷载的 85% 的对应荷载，与之对应的位移 Δ_u 为破坏位移。将预埋套筒端试件的峰值荷载、峰值位移、破坏荷载、破坏位移的计算值与试验值进行对比，如表 5.1 所示。

表 5.1 预埋套筒端试件特征荷载和特征位移的试验值与计算值对比

试件		峰值荷载	峰值位移	破坏荷载	破坏位移
		F_b /kN	Δ_b /mm	F_u /kN	Δ_u /mm
US-1	试验	60.34	3.42	51.29	6.64
	计算	60.42	4.09	51.36	6.74
	偏差	-0.1%	19.6%	-0.1%	1.5%
US-2	试验	45.72	3.62	38.86	5.45
	计算	46.56	3.57	39.58	5.81
	偏差	-1.8%	1.2%	-1.8%	-6.3%
US-3	试验	46.01	2.82	39.11	4.12
	计算	46.56	3.57	39.58	5.81
	偏差	-1.2%	-21.2%	-1.20%	-29.2%

注：偏差 = $\frac{\text{试验值} - \text{计算值}}{\text{计算值}} \times 100\%$

分析上表可知，峰值荷载的计算值均高于试验值，平均偏差在 1.0%左右，而对应的峰值位移计算值与试验的误差较大，平均达到 14%左右，造成位移误差的原因是多方面的，最主要的原因是由于试验材料的离散性、采用百分表记录位移精度不够带来的系统误差以及读数等人为因素造成的偶然误差所导致的。破坏荷载计算值均高于试验值，平均误差在 1.0%左右，破坏位移的平均误差为 13.3%。总体来讲，ABAQUS 能很好地模拟试件的特征荷载与特征位移。

5.1.2 预埋连接盒端试件抗拔试验

对 BS 系列的试验模型进行运算，得出试件的 Mises 应力云图如图 5.4 所示。从云图可以明显的看到试件发生破坏的原因是连接螺杆截面应力达到其极限承载应力 945.6MPa,并且云图中出现代表断裂的灰色区域与实际试验螺杆断裂的位置基本吻合。连接盒和混凝土的应力还处于较低的水平，远没有达到破坏的状态，因此连接盒的设计、混凝土的配合比及配筋设计相对于连接螺杆是偏于保守的，抗拔性能满足安全性能要求。

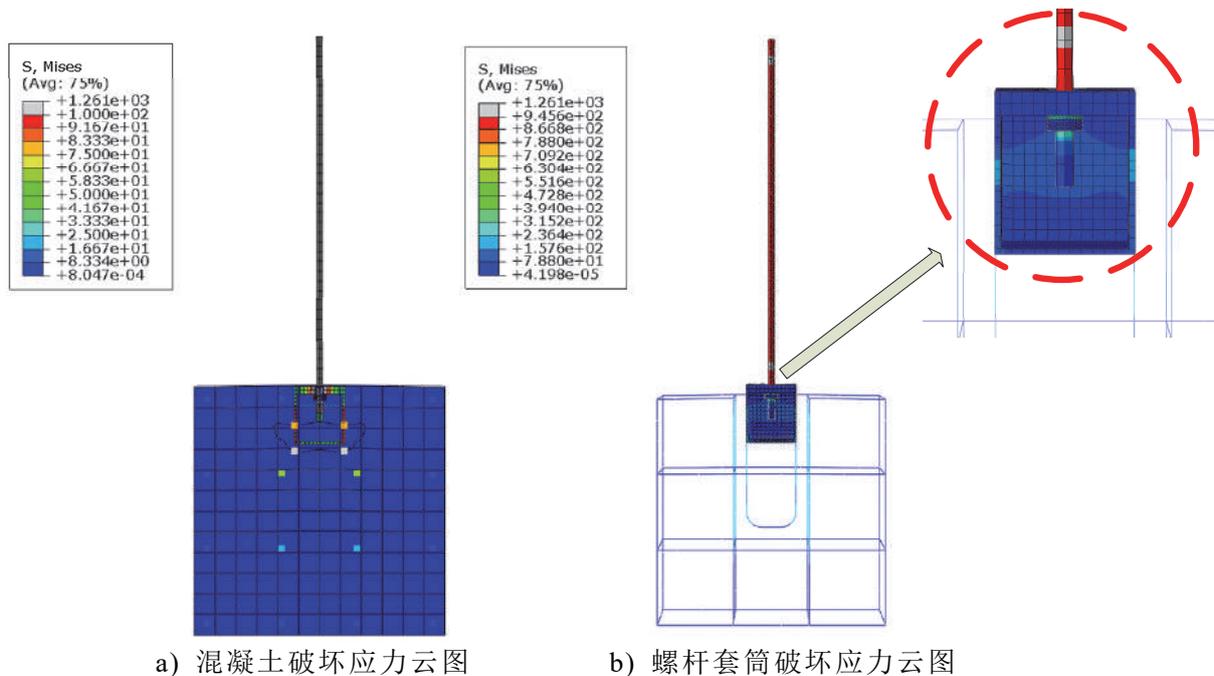


图 5.4 预埋连接盒端试件 Mises 应力云图

提取参考点的荷载-位移曲线，对比 BS-2、BS-3（BS-1 由于试验装置瑕疵得到曲线存在问题，在这里予以舍弃）数值模拟的荷载-位移曲线和试验的荷载-位移曲线，所建模型计算的峰值荷载、峰值位移、极限荷载以及极限位移如图 5.5 所示。模拟计算的荷载-位移曲线比试验结果更光滑且模拟计算的承载力比试验略高，这主要是由于真实试验材料的缺陷、离散性和不均匀性导致的。总的来说，有限元模拟的荷载-位移曲线与试验曲线吻合良好。

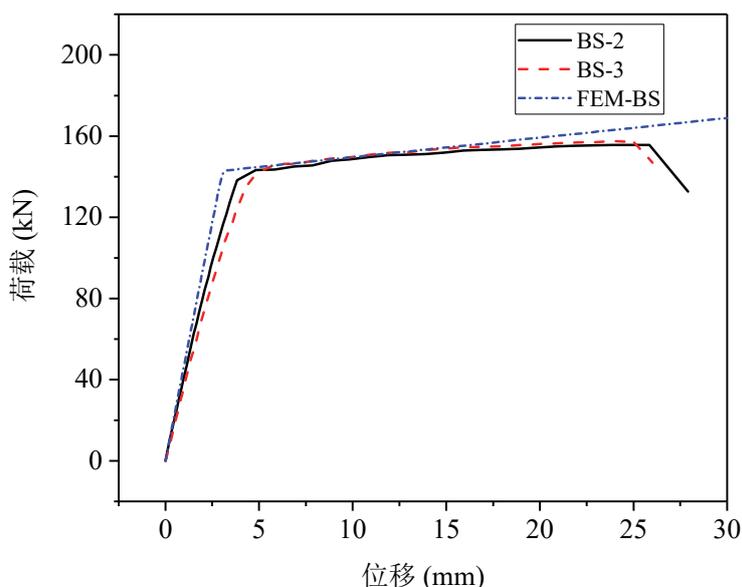


图 5.5 BS 系列试验荷载-位移有限元曲线与试验曲线对比

将预埋连接盒端试件的屈服荷载 F_y 、屈服位移 Δ_y 、破坏荷载 F_u 、破坏位移 Δ_u 的计算值与试验值进行对比，如表 5.2 所示。

表 5.2 预埋连接盒端试件特征荷载和特征位移的试验值与计算值对比

试件		屈服荷载	屈服位移	破坏荷载	破坏位移
		F_y /kN	Δ_y /mm	F_u /kN	Δ_u /mm
BS-2	试验	138.18	3.83	155.68	25.85
	计算	142.76	3.14	164.63	25.56
	偏差	-3.2%	-18.0%	-5.4%	-1.1%
BS-3	试验	138.18	4.55	156.95	25.02
	计算	142.76	3.14	164.63	25.56
	偏差	-3.2%	44.8%	-4.7%	-2.1%

注：偏差 = $\frac{\text{试验值} - \text{计算值}}{\text{计算值}} \times 100\%$

分析上表可知，屈服荷载的计算值均高于试验值，平均偏差在 3.2% 左右，而对应的屈服位移计算值与试验的误差较大，平均达到 31.4% 左右，造成位移误差的原因与预埋套筒端抗拔试验类似。破坏荷载的计算值均高于试验值，平均偏差在 5.1% 左右，对应的破坏位移误差平均达到 1.6% 左右。整体来讲，ABAQUS 能很好地模拟试件的特征荷载和特征位移。

5.1.3 全装配式混凝土墙板结构抗剪试验

对 SS 系列的试验模型进行运算，以 SS-1 试件为例，计算得出混凝土压缩损

伤云图如图 5.6 所示。压缩损伤云图表明，在靠近施加荷载的一侧地梁混凝土的损伤区域明显大于远离施加荷载的一侧，损伤轮廓以套筒为中心向四周扩散，呈现倒锥形。连接盒-螺杆-套筒的 Mises 应力云图如图 5.7 所示，破坏位置发生在连接螺杆与坐浆的接触面处，由于没有施加轴压力，螺杆在拉力和剪力的共同作用下达到承载极限而破坏。

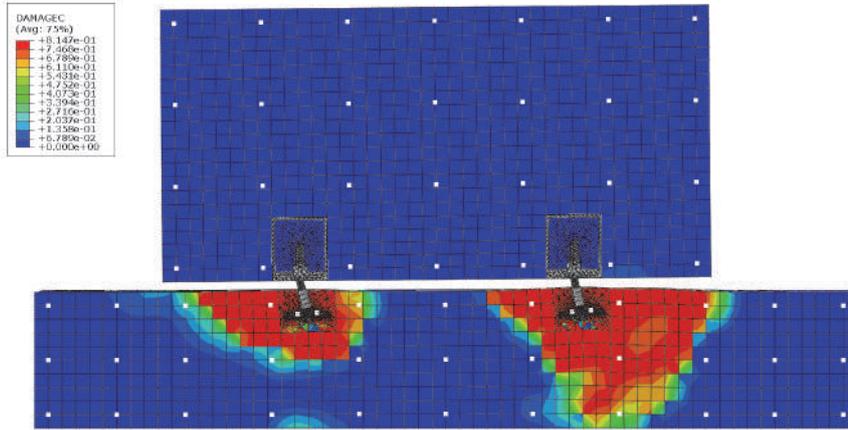


图 5.6 混凝土压缩损伤云图

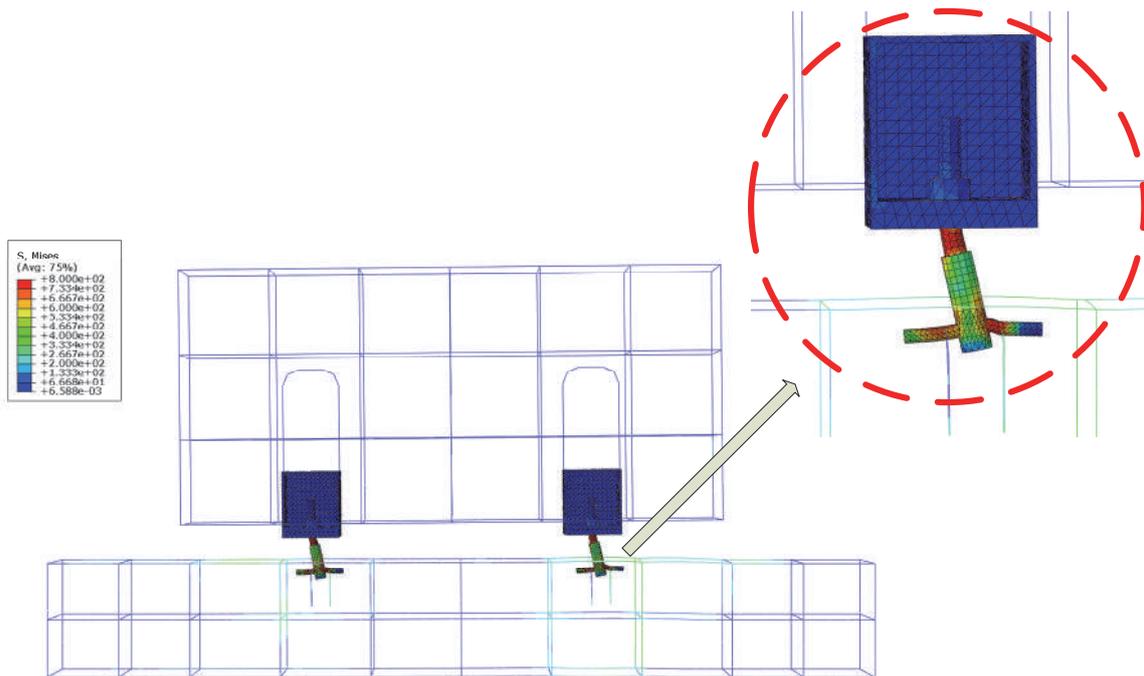


图 5.7 连接盒-螺杆-套筒破坏时的 Mises 应力云图

(1) 模拟结果

提取参考点的荷载-位移曲线，分别对比单剪试验 SS-1、SS-2、SS-3、SS-4 以及低周往复抗剪试验 SS-7 的荷载-位移的数值模拟曲线和试验曲线，如图 5.8 所示。

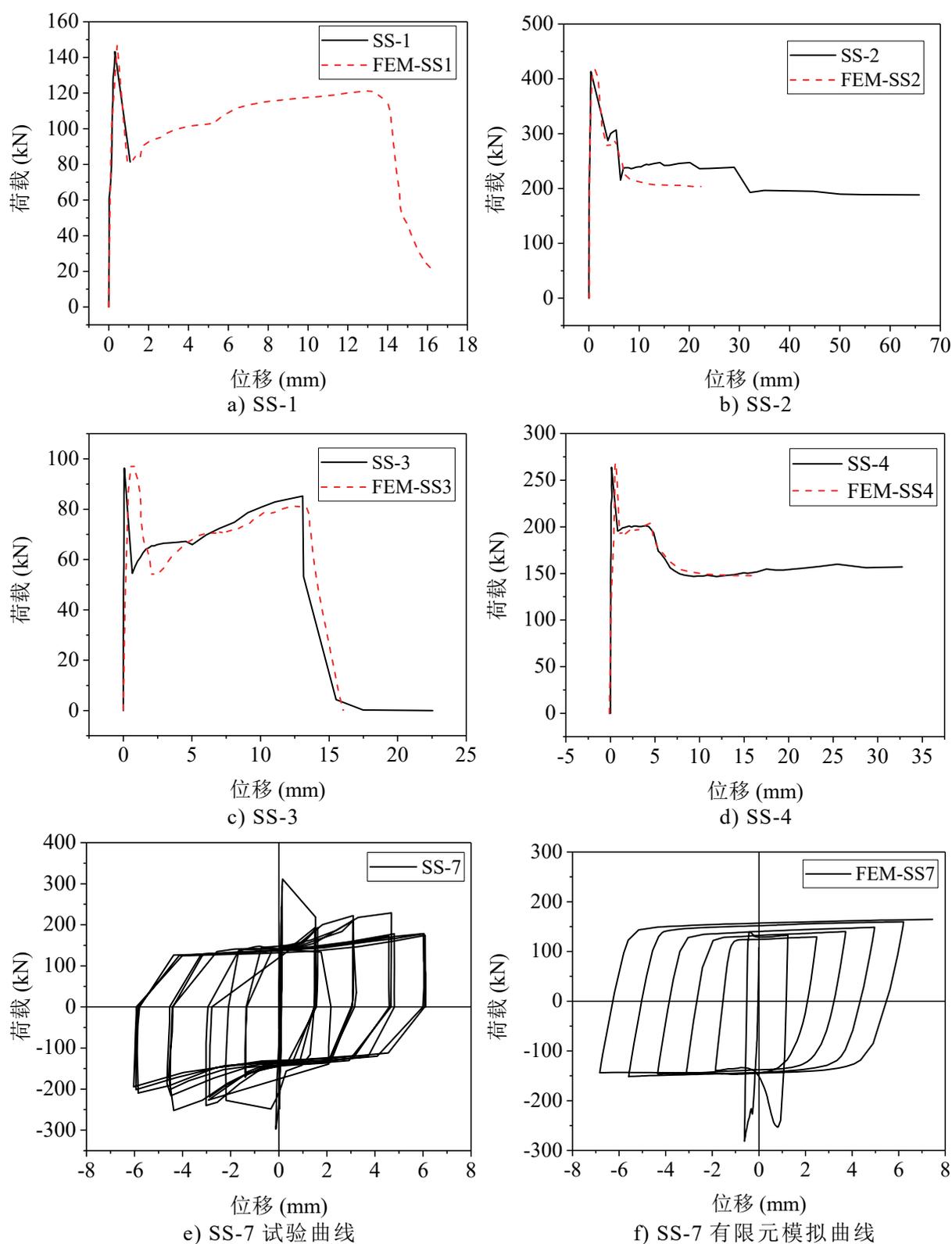


图 5.8 SS 系列试验荷载-位移有限元曲线与试验曲线对比

对于单剪试验来说，模拟曲线分布形状与试验曲线吻合度良好。其中，对于无轴压单调加载的 SS-1、SS-3，模拟曲线存在与试验曲线相匹配的峰值荷载过后的承载力上升阶段，此阶段连接螺杆发挥其抗拔抗剪的作用，因此持续的位移区间也比较长。

对于轴压比为 0.05 单调加载的 SS-2、SS-4，试验的峰值荷载、峰值位移、螺杆强化荷载及位移、螺杆被剪断之后由恒定摩擦力提供的平台段，有限元模型均体现得较好。由于轴压力的存在，整个试件在化学粘结以及机械互锁作用失效后，螺杆向上拔起的趋势被约束，相对仅提供抗剪承载力，因此由螺杆带来的销栓作用的平台段位移相比 SS-1 以及 SS-3 小很多。另外，由于模拟所处的环境是绝对理想的，因此在螺杆断裂后的剪切摩擦阶段，曲线比试验曲线更为平滑，也进一步佐证 SS-2 在试验过程中的剪切摩擦阶段出现荷载升高的现象是由于球铰位置发生错动引起轴压变大所导致的。

对于低周往复加载的试验，本文仅列举轴压比为 0.05、连接螺杆等级为 8.8 级的 SS-7 试件的有限元模拟曲线如图 5.8(e)和图 5.8(f)所示。对比试验和模拟曲线可以发现，模拟曲线比试验曲线更光滑更有规律，模拟曲线能较好地表征低周往复极限抗剪承载力（第 1、第 3 象限吻合很较好），而表征滑动摩擦提供的抗剪承载力的第 2、第 4 象限的数据拟合得一般，这是由于在实际试验中，试件卸载并反向加载至初始位置（绝对位移为 0 处），螺杆提供的承载力较小，而有限元模型由于螺杆的双折线线性强化本构关系以及实体单元即使达到极限承载力退出工作也能继续传递力和位移的机制，使得在这一阶段的承载力会略高于试验值。相比单剪试验，模拟曲线和试验曲线拟合得不太好，因此本文对低周往复试验的模拟也不再作更深入探讨。

(2) 曲线意义

参考由国际结构混凝土联合会编制的旨在为将来的规范提供指导的设计建议 *fib Model Code for Concrete Structures 2010*^[72]中对于混凝土界面特性的研究成果，装配式混凝土界面极限剪切应力 τ_u 由化学粘结/机械互锁作用、剪切摩擦作用以及销栓作用共同参与提供。公式如下：

$$\tau_u = \underbrace{\tau_a}_{\text{Adhesion/interlock}} + \underbrace{\mu \cdot (\rho \cdot \kappa_1 \cdot f_y + \sigma_n)}_{\text{Shear friction}} + \underbrace{\kappa_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_y \cdot f_{cc}}}_{\text{Dowel action}} \leq \beta_c \cdot v \cdot f_{cc} \quad (5.1)$$

式中，

τ_a ——化学粘结/机械互锁作用产生的剪切应力；

ρ ——钢筋穿过界面的配筋率 ($\rho = A_s / A_c$)；

μ ——摩擦系数，见表 5.3；

κ_1, κ_2 ——相互作用因子，见表 5.3；

f_y ——钢筋拉伸的屈服强度；

σ_n ——作用于界面法向的外力引起的（最小）压缩应力；

f_{cc} ——单轴应力下的混凝土圆柱体抗压强度；

β_c ——压杆强度系数，见表 5.3；

ν ——混凝土有效因子。

表 5.3 对于不同表面粗糙度的因子取值

表面粗糙度	κ_1	κ_2	β_c	μ	
				$f_{ck} \geq 20$	$f_{ck} \geq 35$
非常粗糙	0.5	0.9	0.5	0.8	1
粗糙	0.5	0.9	0.5	0.7	
光滑	0.5	1.1	0.4	0.6	
非常光滑	0	1.5	0.3	0.5	

根据文献对表面粗糙度的定义^[72]，SS 系列试验混凝土拼缝为光滑表面，各因子的取值对照表 5.3。经过计算，将 8.8 级螺杆和 4.8 级螺杆的剪切摩擦作用和销栓作用整理如表 5.4。

表 5.4 剪切摩擦作用和销栓作用的规范计算值

螺杆等级	剪切摩擦作用/kN	销栓作用/kN
8.8	202.4	68.9
4.8	160.2	48.3

现考察此规范公式定义的合理性，以 SS-2 的曲线为例，根据规范曲线可以划分为三个部分，如图 5.9 所示。

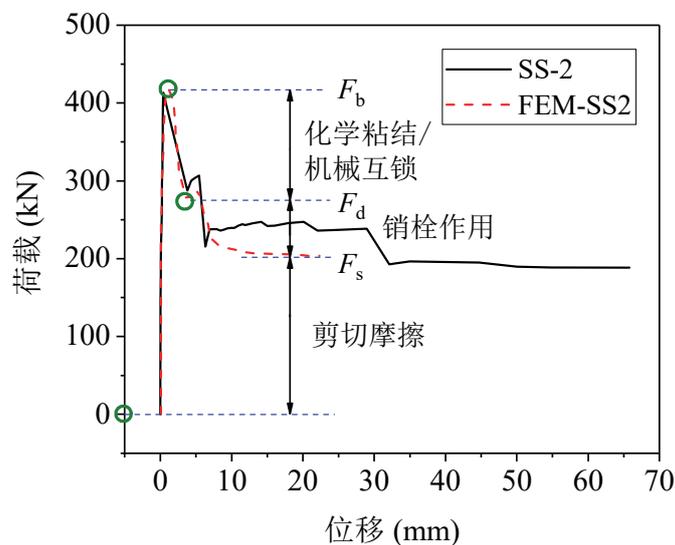


图 5.9 荷载-位移曲线 fib MC 2010 规范公式解释

图中峰值荷载用 F_b 表示，化学粘结/机械互锁失效后的承载力用 F_d 表示，螺杆被剪断之后的滑动摩擦力用 F_s 表示，提取所有单剪试验的试验和有限元模拟的特征荷载，整理如表 5.5 所示。分析可知，有限元模拟的特征荷载与试验值的误差

均在 5%以内,且有限元模拟的荷载峰值比试验值偏高,这是由于试验真实材料存在缺陷,导致试件刚开始起主导作用的化学粘结/机械自锁作用削弱。

表 5.5 水平单调加载试件特征荷载的试验值与计算值对比

构件编号	螺杆等级	轴压比	峰值荷载 F_b / kN	化学粘结失效承载力 F_d / kN	剪切摩擦力 F_s / kN
SS-1	8.8	0	143.256	81.378	0
FEM-SS1	8.8	0	146.891	81.215	0
误差	-	-	2.5%	-0.2%	-
SS-2	8.8	0.05	413.02	287.308	215.596
FEM-SS2	8.8	0.05	416.858	277.634	206.801
误差	-	-	0.9%	-3.4%	-4.1%
SS-3	4.8	0	96.368	54.524	0
FEM-SS3	4.8	0	97.864	53.592	0
误差	-	-	1.6%	-1.7%	-
SS-4	4.8	0.05	263.744	205.272	151.66
FEM-SS4	4.8	0.05	268.639	204.498	151.793
误差	-	-	1.9%	-0.4%	-

通过特征荷载得出螺杆作用力与剪切摩擦力,并与规范计算的理论承载力进行对比,整理如表 5.6 所示。

表 5.6 试验及有限元模拟荷载-位移曲线与规范公式理论计算值对比

构件编号	螺杆作用力 (F_d-F_s) / kN	规范计算 值/kN	误差	剪切摩擦 力 F_s / kN	规范计算 值/kN	误差
SS-1	81.378	68.880	18.10%	0	-	-
FEM-SS1	81.215	68.880	17.90%	0	-	-
SS-2	71.712	68.880	4.10%	215.596	202.430	6.50%
FEM-SS2	70.833	68.880	2.80%	206.801	202.430	2.20%
SS-3	54.524	48.265	13.00%	0	-	-
FEM-SS3	53.592	48.265	11.00%	0	-	-
SS-4	53.612	48.265	11.10%	151.660	160.227	-5.30%
FEM-SS4	52.905	48.265	9.60%	151.793	160.227	-5.30%

分析可知,规范公式计算得出的螺杆作用力大体可以预估构件的真实螺杆作用力,误差在 20%以内。此外,规范公式的计算值偏低,主要是规范出于保守设

计的需求，预留了一定的安全储备空间。规范公式对剪切摩擦力的预估准确度更高，误差在 10%以内。综上所述，此规范公式对于混凝土界面抗剪受力机制分析合理，对界面抗剪承载力的数学描述计算准确程度高。

5.2 有限元参数分析

在前述试验数据和基于粘结-滑移理论的 ABAQUS 有限元模型分析的基础上，通过调整模型的参数，包括改变套筒端 U 型钢筋的锚固长度、改变连接盒端 U 型钢筋的直径、改变试件的轴压比，进行参数影响性分析评估。

5.2.1 U 型钢筋锚固长度对套筒端抗拔承载力的影响

为研究 U 型钢筋锚固长度对套筒端抗拔承载力的影响，改变 U 型钢筋原有的 150mm 的长度，增设了 50mm、100mm、200mm 三种模拟工况，其它条件保持不变，不同长度 U 型钢筋的荷载-位移曲线如图 5.10 所示。

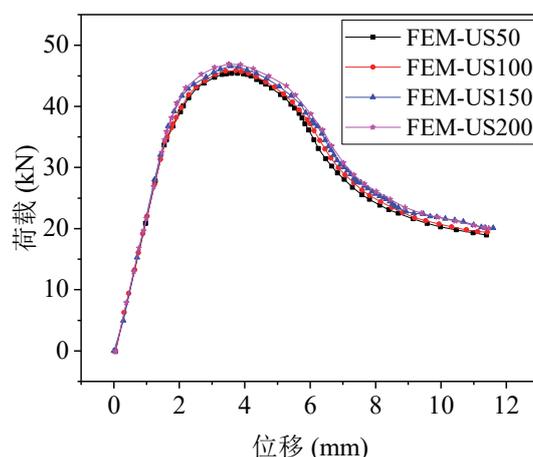


图 5.10 不同 U 型钢筋锚固长度下套筒端试件的荷载-位移曲线

从图中可知，随着 U 型钢筋锚固长度的增加，套筒端试件抗拔承载力略微提高，但是提升程度有限，主要原因是套筒横杆过早地屈服，无法将荷载进一步传递到位于套筒下面的 U 型钢筋上，U 型钢筋不能够充分发挥其粘结锚固的作用。因此，增加 U 型钢筋锚固长度不能有效地提升试件的抗拔承载力。

5.2.2 U 型钢筋直径对连接盒端抗拔承载力的影响

为研究 U 型钢筋的直径对连接盒端抗拔承载力的影响，改变 U 型钢筋原有的直径 $\phi 14$ ，增设了 $\phi 6$ 、 $\phi 8$ 、 $\phi 10$ 三种模拟工况，其他条件保持不变，不同直径 U 型钢筋的荷载-位移曲线如图 5.11 所示。

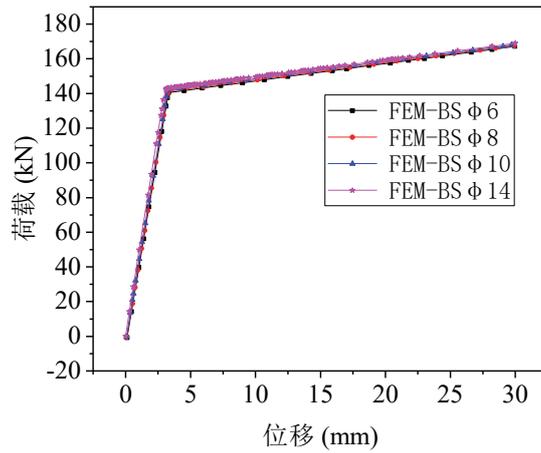


图 5.11 不同 U 型钢筋直径下连接盒端试件的荷载-位移曲线

从图中可知，四条模拟曲线几乎重合在一起，造成这种现象的原因是连接盒抗拔试件破坏位置发生在螺杆上，相对于整个构件，螺杆的极限抗拉强度制约了整个构件的极限承载力，而连接盒由 20mm 厚的钢板焊成，内又填充灌浆料，U 型钢筋的锚固长度 340mm，因此预埋在混凝土里面的连接件有着充足的富余承载力，改变 U 型钢筋的直径虽然部分削弱预埋件的抗拔承载力，但是依旧比螺杆的极限承载力要高，荷载-位移曲线实际上反映的螺杆的本构关系。综上所述，减小 U 型钢筋直径对于连接盒端抗拔承载力影响不大。

5.2.3 轴压比影响性分析

为研究轴压比对于全装配式墙板试件抗剪承载力的影响，在原有 0 和 0.05 轴压比的基础上，增设了 0.1、0.15 两种模拟工况，其他条件保持不变，连接螺杆选用 8.8 级，加载工况选择水平单调加载，不同轴压比下的装配式墙板试件的荷载-位移曲线如图 5.12 所示。

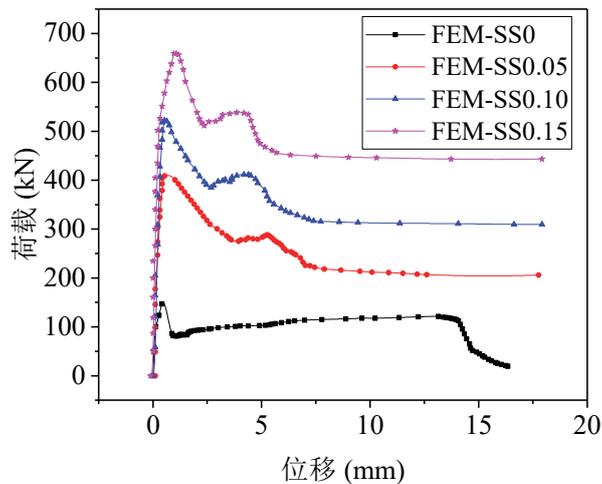


图 5.12 不同轴压比下的装配式墙板试件的单剪荷载-位移曲线

从图中可知，随着轴压比的增大，试件的极限承载力、峰值荷载对应的位移以及极限位移均有所增加。此外，明显可以看出螺杆断裂后的剪切摩擦力与轴压存在正相关的线性关系，而销栓作用力基本保持一致，与轴压比无关。图 5.12 也再一次佐证了 fib MC 2010 规范公式对装配式结构抗剪受力机理分析的合理性。

5.3 盒式连接件优化设计

根据试验数据和有限元参数分析的结论，可以发现某公司的全装配式别墅产品中的重要构件——全装配式混凝土墙板结构连接件存在可优化的空间。为此本文发明了组合套筒来弥补原有产品抗拔性能薄弱的缺陷。

5.3.1 模型优化思路及方案

连接装置中套筒的横杆过早地屈服成为制约整体结构抗拔抗剪性能的薄弱环节。与连接盒装置相比，套筒的横杆缺乏足够的抗弯刚度储备。受连接盒设计原理的启发，本文大量查阅了当下主流的混凝土预埋件的工业化成品，发现两款产品的结合可以完美解决上述存在问题，如图 5.13 所示。其中(a)为本文所研究的套筒的同类产品，但是不带横杆，(b)为普通的混凝土预埋件，由钢板和钢筋焊接而成，可加工定制。



a) 紧固及固定预埋锚钉（型号：3750-16-70）



b) 河北某工厂加工的混凝土预埋件

图 5.13 混凝土预埋件工业化成品

将两种预埋件有机组合，便可克服预埋套筒被过早拔出的弱点。将上述(a)产品满焊在(b)产品的中心位置，形成一款新型的预埋套筒连接装置——组合套筒，具体的方案设计如图 5.14 所示。焊接钢板厚度选用 20mm，与连接盒相匹配，长宽尺寸均为 100mm。采用 4 根 $\phi 10$ 的钢筋焊接在钢板底面，钢筋长度为 150mm，代替了原套筒 U 型钢筋的功能。

套筒采用碳钢材质，表面镀锌；钢板为 Q235 材质，粘结钢筋为 HPB300 材质。材料的具体特性见表 2.4。

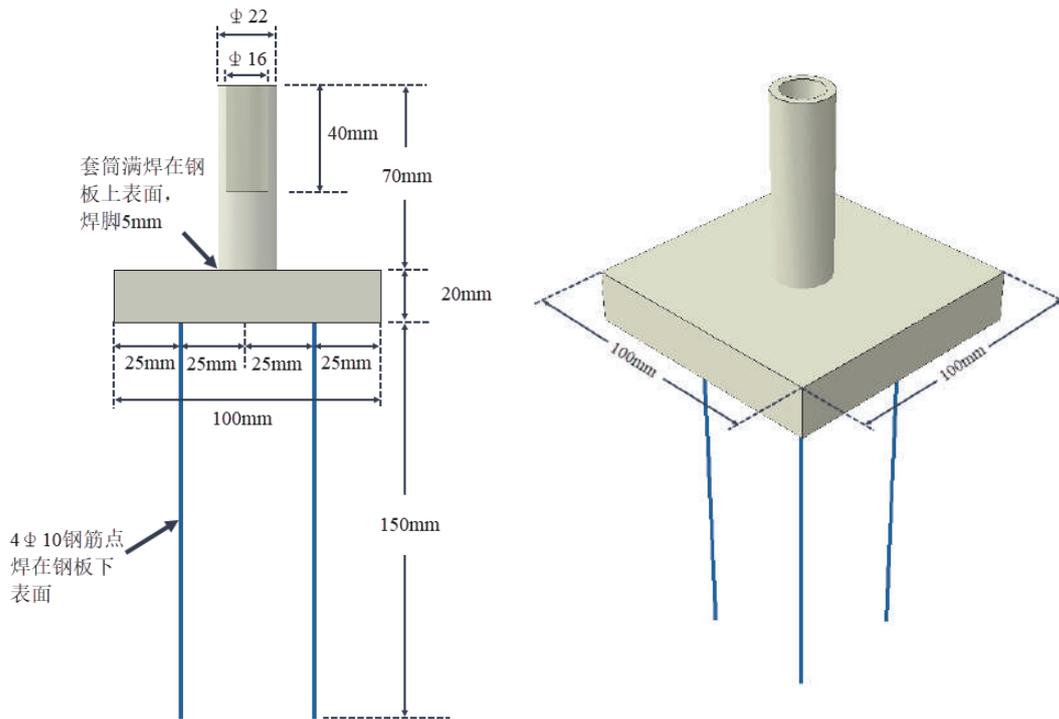


图 5.14 新型预埋套筒连接装置设计方案

5.3.2 有限元建模

使用 ABAQUS 非线性有限元软件建模，单元类型选取、材料本构定义、相互作用关系定义、边界条件设置、荷载的施加等按照第 4 章的原理和方法去实现。其他所有的参数设定均维持不变，仅仅将原来的套筒连接装置替换为本文设计的组合套筒连接装置，共建立两个模型如图 5.15 和图 5.16 所示，分别用于研究组合套筒连接装置的抗拔性能与抗剪性能。

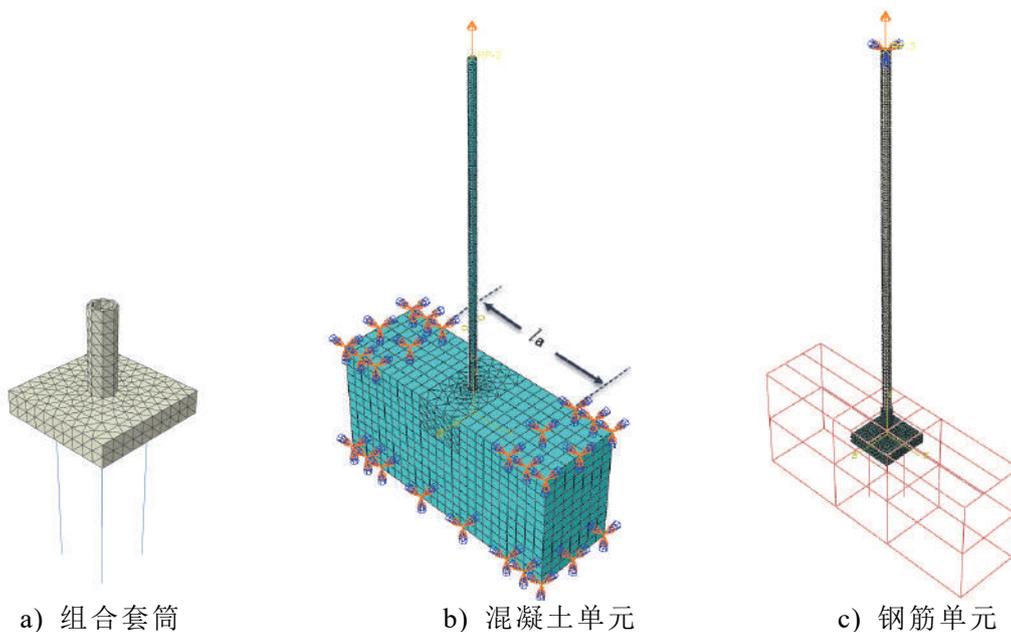
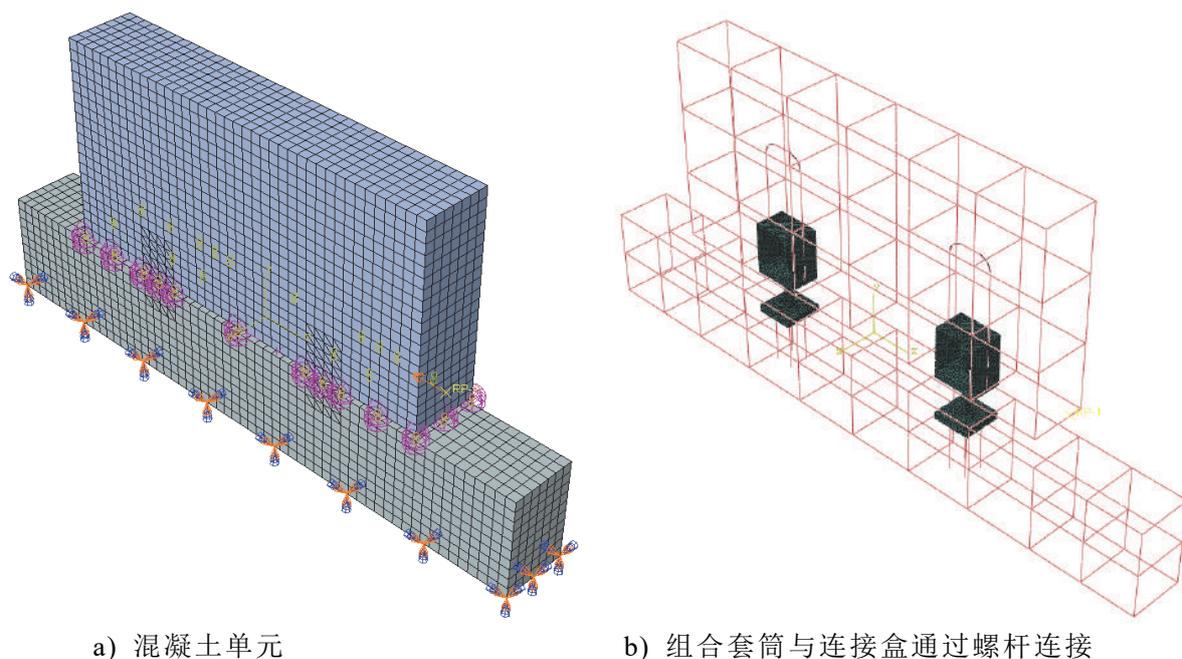


图 5.15 预埋组合套筒端试件有限元模型



a) 混凝土单元

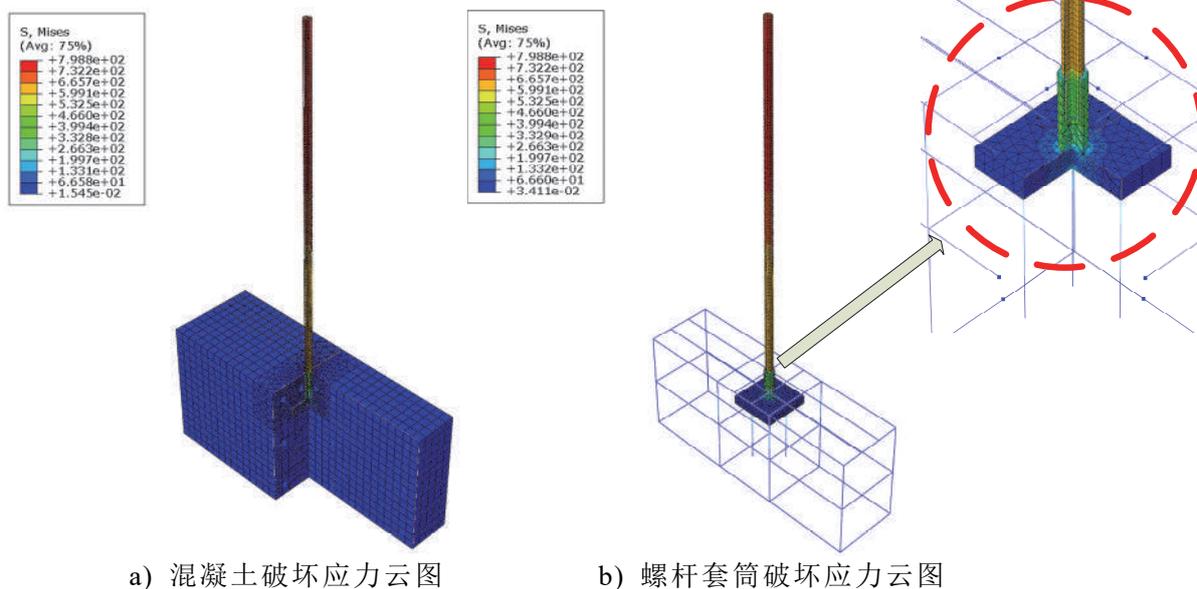
b) 组合套筒与连接盒通过螺杆连接

图 5.16 配置组合套筒的全装配式墙板试件有限元模型

5.4 改进连接装置后的抗拔抗剪性能分析

5.4.1 抗拔性能分析

对预埋组合套筒端试件有限元模型进行运算，得出试件的 Mises 应力云图，其破坏状态应力云图如图 5.17 所示。



a) 混凝土破坏应力云图

b) 螺杆套筒破坏应力云图

图 5.17 预埋组合套筒端试件 Mises 应力云图

从云图可以明显的看到试件发生破坏的原因是连接螺杆截面应力达到其极限承载应力 798.8MPa，组合套筒和混凝土的应力还处于较低的水平，远没有达到破

坏的状态。为进一步佐证组合套筒的优势，分别输出新旧套筒有限元模型的 AC YIELD 云图，如图 5.18 所示。AC YIELD 是材料进入塑性的标志，AC YIELD=1 表示发生了塑性变形，AC YIELD=0 则表示没有发生塑性变形。从图中可以看出，预埋旧套筒的试件材料进入塑性状态的区域为以套筒为中心向四周辐射的倒三角形混凝土区域；而预埋组合套筒的试件材料进入塑性状态的区域分布在连接螺杆上，且所有混凝土尚未进入塑性状态。因此组合套筒的设计是偏于保守的，抗拔性能满足安全性能要求。

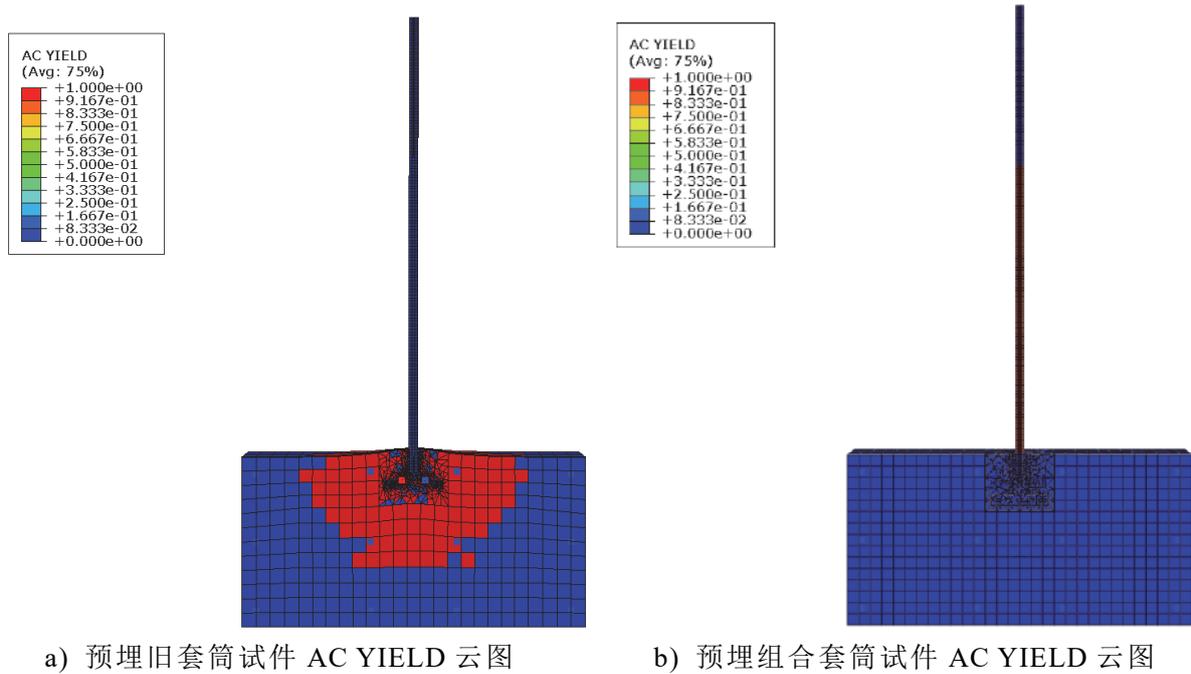


图 5.18 新旧套筒抗拔 AC YIELD 云图

分别输出新旧套筒抗拔试件的荷载-位移曲线并进行对比，如图 5.19 所示。

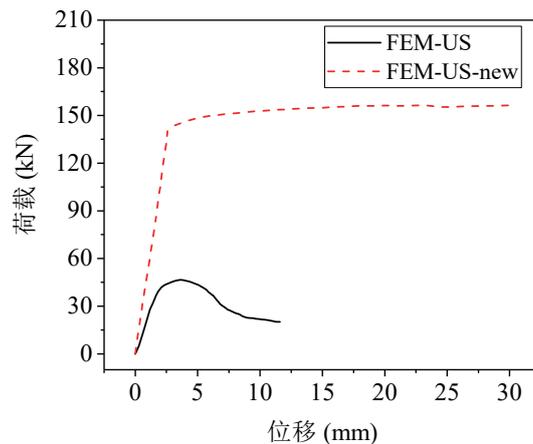


图 5.19 新旧套筒抗拔试件的荷载-位移曲线对比图

预埋旧套筒抗拔试件的峰值荷载为 46.56kN，对应的位移为 3.57mm，随后整个试件承载力进入下降段，极限位移为 11.59mm；预埋组合套筒抗拔试件的峰值

荷载与其极限荷载是一致的，为 156.34kN，极限位移为 23.04mm。组合套筒很大程度地提升了试件的抗拔性能，最大承载力提升了 236%，与连接盒装置更加匹配，能够充分发挥连接螺杆的力学性能，与此同时整个试件的延性也得到大幅提升。

5.4.2 抗剪性能分析

对配置组合套筒的全装配式墙板试件有限元模型进行运算，计算得出混凝土压缩损伤云图，如图 5.20 所示。与预埋旧套筒的抗剪构件形成鲜明对比，连接装置周围并没有出现大范围的压损应力损伤，损伤主要集中在构件加载处附近的混凝土。连接盒-螺杆-组合套筒的 Mises 应力云图如图 5.21 所示，破坏位置发生在连接螺杆与坐浆的接触面处，由于没有施加轴压力，螺杆在拉力和剪力的共同作用下达到承载极限而破坏，得益于套筒连接的改进设计，螺杆可以提供更多的拉力分量，使得整个构件的抗剪性能得到提升。

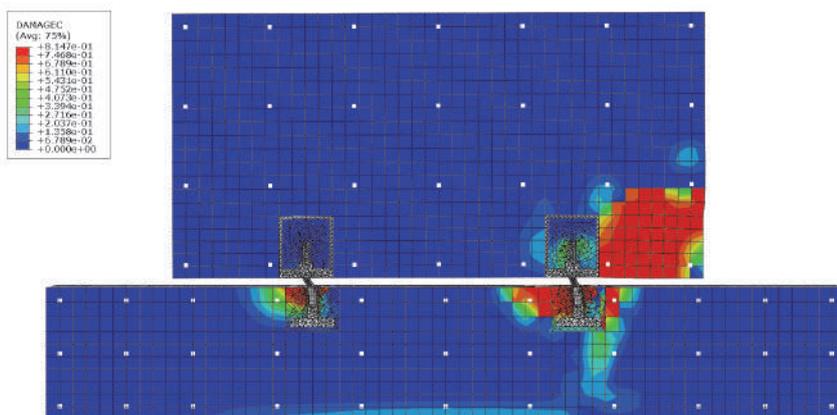


图 5.20 配置组合套筒抗剪构件的混凝土压缩损伤云图

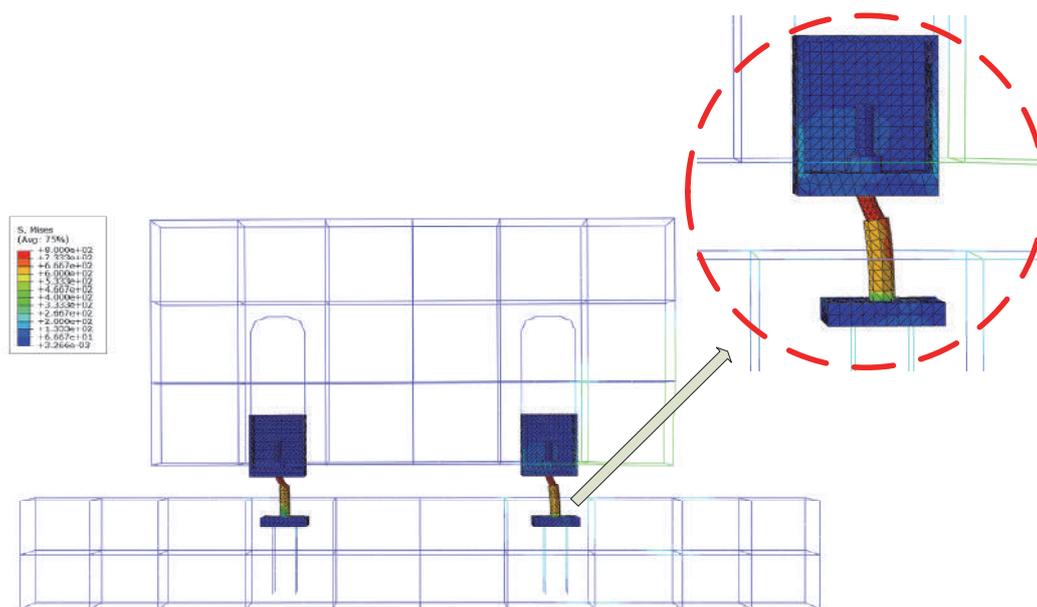


图 5.21 连接盒-螺杆-组合套筒破坏时的 Mises 应力云图

分别输出配置新旧套筒的抗剪构件的荷载-位移曲线并进行对比,如图 5.22 所示。预埋旧套筒抗剪试件的峰值荷载为 146.89kN,对应的位移为 0.42mm,极限位移为 16.25mm;预埋组合套筒抗剪试件的峰值荷载为 398.44kN,对应的位移为 1.26mm。组合套筒很大程度地提升了试件的抗剪性能,最高承载力提升了 171%,与此同时整个构件的延性也得到大幅提升。

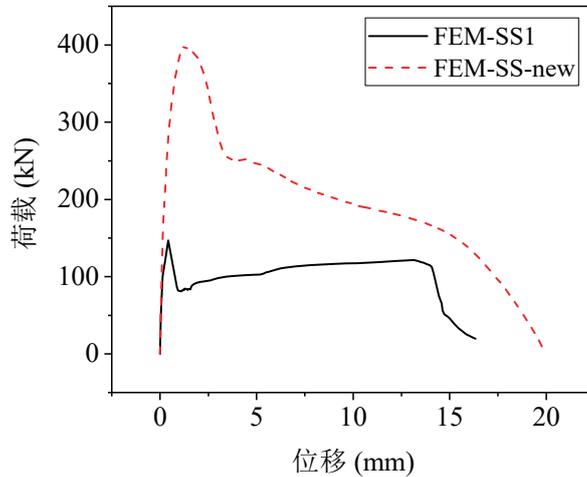


图 5.22 配置新旧套筒的抗剪构件的荷载-位移曲线对比图

5.5 全装配式整体结构抗拔抗剪性能评估

5.5.1 概述

前文从构件层面分析了全装配式墙板结构的抗拔抗剪性能,为产品的设计提供了试验数据和理论分析支持。本节利用结构设计软件 PKPM 对全装配式别墅整体结构进行验算,评估其抗拔抗剪性能。

本节重点考察在地震荷载作用下的三组最不利荷载组合,分别是最大轴拉力 N_{\max} 、 x 方向最大基底剪力 $V_{x\max}$ 、 y 方向最大基底剪力 $V_{y\max}$,如图 5.23 所示。

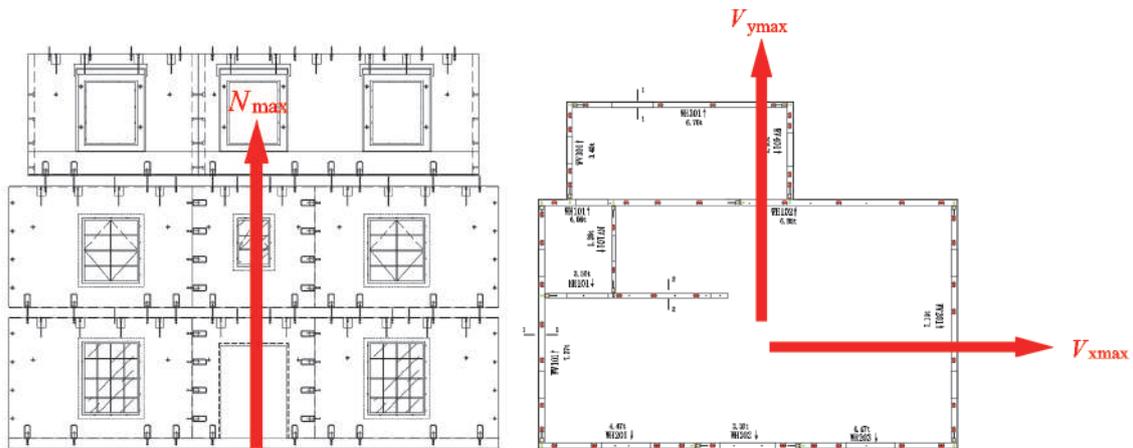


图 5.23 地震荷载作用下的最不利荷载组合

5.5.2 建立整体模型

本节以某公司的一款全装配式别墅为实际工程背景，根据其平面构件布置图建立了 PKPM 模型如图 5.24 所示。由于 PKPM 没有针对全装配式建筑的设计模块，故近似选取装配整体式剪力墙结构作为其结构体系，地震作用计算方法选取“计算水平和规范简化方法竖向地震”，共设计了三组地震工况，如表 5.7 所示。

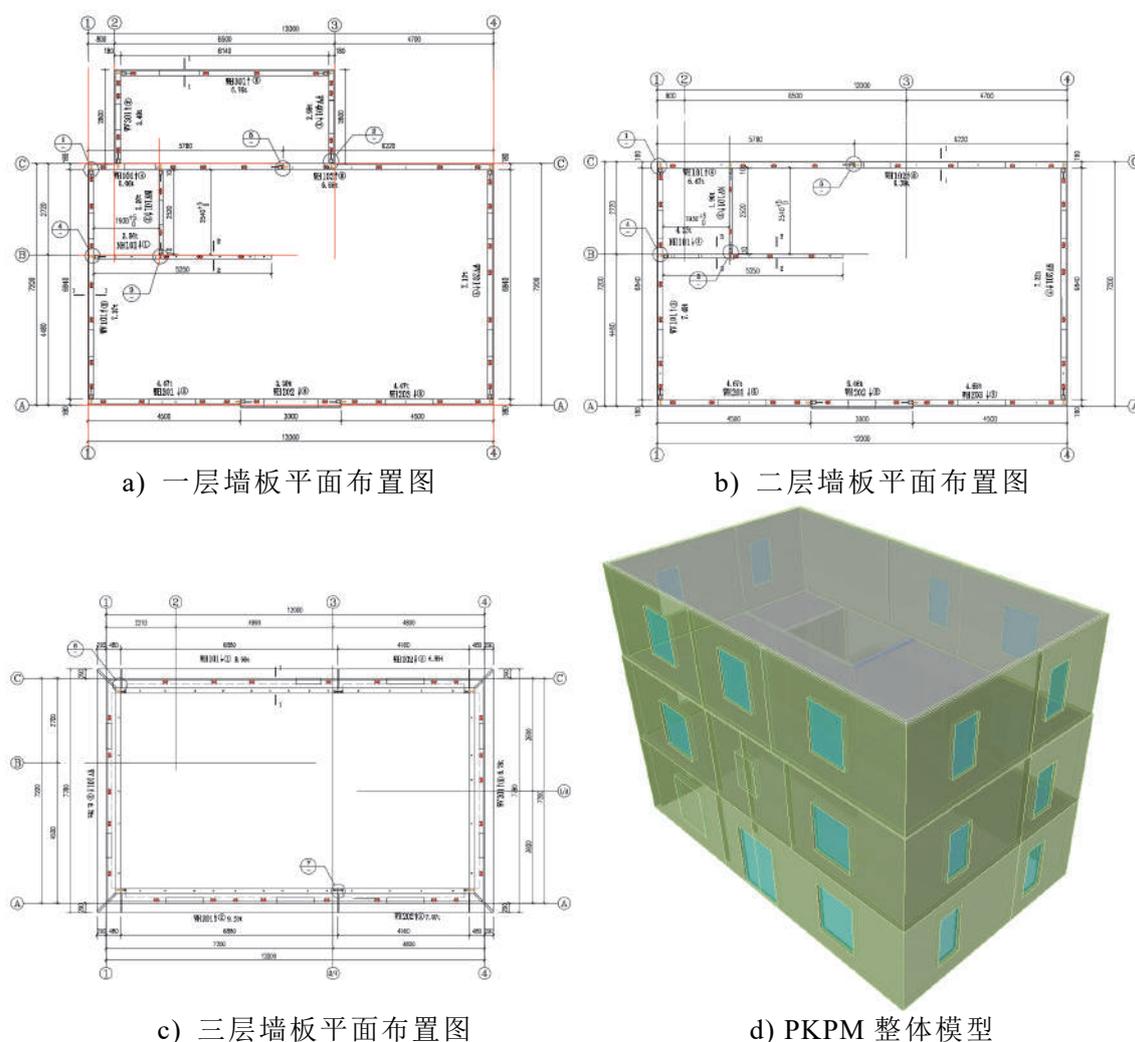


图 5.24 全装配式别墅平面布置及整体 PKPM 模型

表 5.7 地震信息

地震工况	抗震设防烈度	设计地震分组	场地类别	场地特征周期	建筑抗震等级
工况 1	6(0.05g)	第一组	II 类	0.35s	二级
工况 2	7(0.10g)	第一组	II 类	0.35s	二级
工况 3	8(0.20g)	第一组	II 类	0.35s	二级

5.5.3 整体模型抗拔抗剪承载力验算

分别在两种地震工况下对 PKPM 整体模型进行计算，本节主要考察在地震荷

载作用下的三组基底最大组合内力 N_{\max} 、 $V_{x\max}$ 和 $V_{y\max}$ ，结果整理如表 5.8 所示。

表 5.8 不同工况下的最大组合内力

地震工况	N_{\max} /kN	$V_{x\max}$ /kN	$V_{y\max}$ /kN
工况 1	-2022.7	-1902.4	-1811.9
工况 2	-4147.9	-4026.7	-3702.2
工况 3	-4212.5	-4389.6	-3808.2

为验算全装配式别墅整体的抗拔抗剪承载力是否满足设计要求，将文章 US 系列和 BS 系列构件的抗拔承载力、SS 系列构件的抗剪承载力、优化设计的组合套筒的模拟结果整理如表 5.9 所示。

表 5.9 连接盒试件抗拔抗剪承载力结果汇总

试件编号	试验项目	轴压比	螺杆等级	极限承载力 (kN)	位移 (mm)
US-1				60.34	3.42
US-2	预埋套筒端抗拔试验	-	8.8 级	45.72	3.62
US-3				46.01	2.82
BS-1				167.96	13.31
BS-2	预埋连接盒端抗拔试验	-	8.8 级	155.68	25.85
BS-3				156.95	25.02
SS-1			0	8.8 级	143.26
SS-2	连接盒试件单向水平加载抗剪试验	0.05	8.8 级	413.02	0.41
SS-3		0	4.8 级	96.37	0.07
SS-4		0.05	4.8 级	263.74	0.12
SS-6			0	8.8 级	96.85
SS-7	连接盒试件低周往复加载水平抗剪试验	0.05	8.8 级	311.5	0.15
SS-8		0.05	4.8 级	219.89	0.18
US-new	组合套筒试件抗拔有限元模拟	-	8.8 级	156.34	23.04
SS-new	组合套筒试件单剪有限元模拟	0	8.8 级	398.44	1.26

根据工程实际，连接螺杆选用 8.8 级。分析表 5.9 可知，若全装配式别墅采用原有的套筒连接，其单组连接件的抗拔承载力选取套筒和连接盒抗拔承载力的较小值，为 45.72kN；若别墅采用本文发明的组合套筒连接，其单组连接件的抗拔承载力选取组合套筒和连接盒抗拔承载力的较小值，为 155.68kN。根据《建筑抗震设计规范》(50011-2010)^[56]的规定，SS 系列构件选取轴压比为 0.05 的水平

单向剪切工况的结果作为其抗剪承载力，单组连接件的抗剪承载力为 206.51kN。

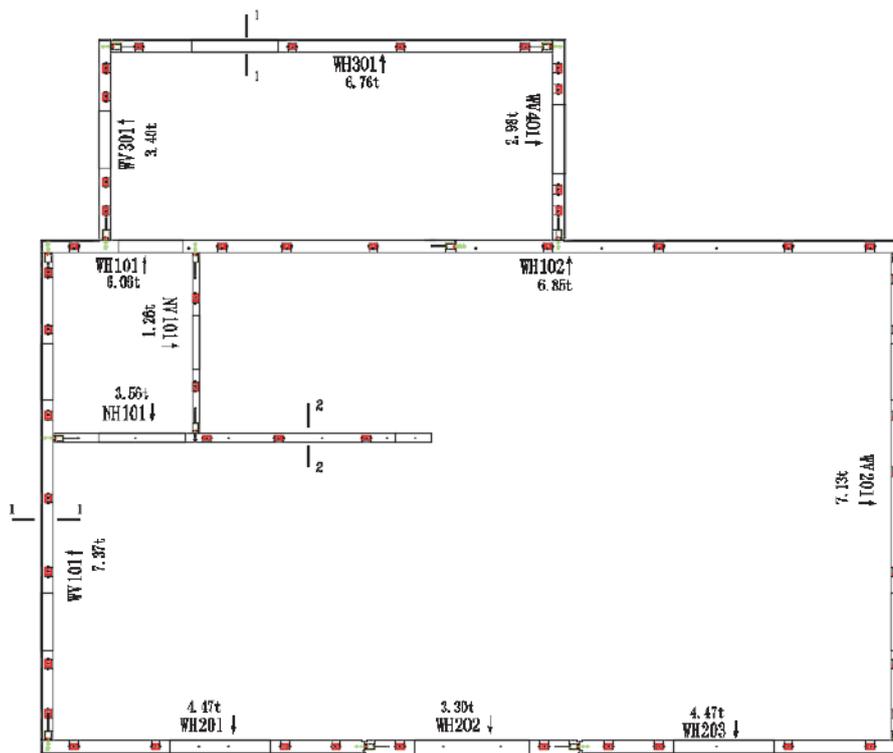


图 5.25 全装配式别墅基底连接装置布置图

全装配式别墅基底连接装置布置如图 5.25 所示，红点为连接装置，可以看出， x 方向有 25 组连接盒、 y 方向有 24 组连接盒。为简化计算，在验算抗拔承载力时，最大轴拉力 N_{\max} 平均分配给 49 组连接装置。由于墙-板结构的平面外抗剪刚度较小，故 x 方向最大基底剪力 $V_{x\max}$ 平均分配给 x 方向的 25 组连接盒，同理， y 方向最大基底剪力 $V_{y\max}$ 平均分配给 y 方向的 24 组连接盒。整体结构的抗拔抗剪承载力验算结果如表 5.10 所示。

表 5.10 整体结构的抗拔抗剪承载力验算结果

荷载类型	类别	N_{\max} /kN	$V_{x\max}$ /kN	$V_{y\max}$ /kN
设计值	6 度设防	2022.7	1902.4	1811.9
	7 度设防	4147.9	4026.7	3702.2
	8 度设防	4212.5	4389.6	3808.2
验算值	套筒连接	2240.28	5162.75	4956.24
	组合套筒连接	7628.32	5162.75	4956.24

分析表 5.10 可知，某公司的全装配式别墅整体结构的抗拔承载力满足 6 度 (0.05g)抗震设防要求，但并不满足 7 度(0.10g)和 8 度(0.20g)抗震设防要求；整体结构的抗剪承载力满足 8 度(0.20g)抗震设防要求。如果使用本文发明设计的组合

套筒，整体结构的抗拔、抗剪承载力均能够满足 8 度(0.20g)抗震设防要求。

5.6 本章小结

本章对全装配式墙板结构的 ABAQUS 有限元模型进行了模拟计算，提取有限元结果与试验结果进行对比分析，在参数分析的基础上提出了改进连接装置的思路及方案，分析了新模型的抗拔抗剪性能，并利用结构设计软件 PKPM 验算了整体结构的抗拔抗剪承载力，主要内容如下：

(1) 分别进行了预埋套筒端试件抗拔试验、预埋连接盒端试件抗拔试验、全装配式混凝土墙板结构抗剪试验的有限元模拟，分析了模型应力云图，提取试验模拟的荷载-位移曲线并进行了特征荷载的对比分析，模拟曲线与试验曲线吻合良好。在抗剪试验部分，结合 fib MC 2010 规范公式，重点分析了荷载-位移曲线的物理意义，对全装配式构件拼缝界面的破坏机理有了深刻的认知，同时验证了规范公式对界面抗剪承载力数学描述的准确性。

(2) 对模型进行了参数分析，增加 U 型钢筋锚固长度对套筒端抗拔承载力会有小幅提升，但效果不明显；减小 U 型钢筋直径对连接盒端抗拔承载力几乎不产生影响；提升轴压比，全装配式构件拼缝的极限承载力、峰值荷载对应的位移以及极限位移均有所增加。

(3) 设计了组合套筒连接装置，并进行了抗拔抗剪性能分析，分析结果表明，成功克服了套筒横杆过早屈服的薄弱点，具有更好的抗拔抗剪性能。

(4) 利用结构设计软件验算了整体结构的抗拔抗剪承载力，理论上论证了组合套筒连接装置能够让整体结构具有更好的抗拔抗剪性能。

结论与展望

结论

本文通过对预埋套筒端试件、预埋连接盒端试件的拉拔试验，对全装配式墙板结构的抗剪试验，基于考虑粘结-滑移的 ABAQUS 精细有限元模型的运算结果，结合规范公式进行了理论分析和有限元模拟分析，并优化设计了一款新型的套筒连接装置，得出如下主要结论：

(1)预埋套筒端连接件被拔出，以套筒为中心向四周辐射的倒三角形混凝土区域发生开裂破碎，套筒横杆抗弯屈服。

(2)从整体装配式构件的角度考察，连接盒端预埋件抗拔能力富余，螺杆被拉断，而连接盒本身没有明显的破坏现象，相比而言，整个装配式墙板构件的薄弱环节就是预埋套筒端的横杆，其抗弯刚度不够。

(3)在全装配式墙板结构的单向水平抗剪试验中，其极限抗剪承载力及对应的位移与轴压比和连接螺杆的强度有关，随着轴压比的增大而提高，随着螺杆强度的降低而减小。

(4)在全装配式墙板结构的低周往复水平抗剪试验中，其极限抗剪承载力与轴压比和连接螺杆的强度有关，随着轴压比的增大而提高，随着螺杆强度的降低而减小。全装配式墙板结构水平低周往复加载降低了试件的极限抗剪承载力。

(5)全装配式墙板结构的抗剪承载力分解为化学粘结/机械互锁作用、剪切摩擦作用和销栓作用的总和可以合理解释试验现象与结果，其数学描述用来预测试验结果具有较好的准确性。

(6)增加 U 型钢筋锚固长度对套筒端抗拔承载力会有小幅提升，但效果不明显；减小 U 型钢筋直径对连接盒端抗拔承载力几乎不产生影响；提升轴压比，全装配式构件拼缝的极限承载力、峰值荷载对应的位移以及极限位移均有所增加。

(7)设计的组合套筒连接装置，成功克服了套筒横杆过早屈服的薄弱点，具有更好的抗拔抗剪性能。

(8)验算了整体结构的抗拔抗剪承载力，使用原有套筒的整体结构的抗拔承载力不能满足 8 度(0.20g)抗震设防要求，本文发明的组合套筒能很好改善整体结构的抗拔性能。

未来研究方向

受时间和水平限制，仍有许多问题待进一步研究：

(1)套筒的埋置深度、混凝土的强度对试件抗拔承载力的影响；

(2)套筒端抗拔承载力的理论公式推导；

(3)研究套筒在低周往复荷载作用下的抗拔性能，这对于组合结构的抗震性能至关重要；

(4)拔剪混合受力状态是很常见的工程受力状态，因此可以开展全装配式墙板结构在拉-剪复合受力下的性能试验；

(5)本文仅仅是应用了粘结滑移的本构模型进行建模，混凝土界面的粘结-滑移关系的试验研究有待于且很有必要进行；

(6)对于全装配式墙板结构的滞回特性以及抗震性能分析有待进一步探讨。

(7)对于全装配式整体结构的抗震性能研究有待进一步深入展开。

参考文献

- [1] 国家发展改革委、住房城乡建设部.绿色建筑行动方案.国务院办公厅以国办发(2013)1号.
- [2] 前瞻产业研究院.2018-2023年中国装配式建筑行业市场前景与投资规划深度分析报告.2017.
- [3] Rizkalla S H,Serrette R L,Heuvel J S,et al.Multiple Shear Key Connections for Precast shear Wall Panels.Pci Journal,1989,34(2):104-120.
- [4] 常业军,柳炳康,宋国华.低周反复荷载下装配式钢筋混凝土结构竖向齿槽接缝受力性能的试验研究.工业建筑,2001,31(9):30-32.
- [5] 宋国华,柳炳康,王东炜.反复荷载作用下 PBPS 竖缝抗震性能试验及理论研究.建筑结构学报,2003,24(6):18-24.
- [6] 宋国华,霍达,王东炜,等.装配式大板结构竖向齿槽接缝受剪承载力设计.土木工程学报,2003,36(11):61-64.
- [7] 张锡治,韩鹏,李义龙,等.带现浇暗柱齿槽式预制钢筋混凝土剪力墙抗震性能试验.建筑结构学报,2014,35(8):88-94.
- [8] Dougill J W,Kuttab A. Grouted and dowelled jointed precast concrete columns:behaviour in combined bending and compression.Magazine of Concrete Research,1988,40(144):131-142.
- [9] Zheng L X. Grouted precast concrete column connections under reversed cyclic bending and compression.ACI Structural Journal,1996,93(3):247-256.
- [10] 姜洪斌,张海顺,刘文清,等.预制混凝土结构插入式预留孔灌浆钢筋锚固性能.哈尔滨工业大学学报,2011,43(4):28-31.
- [11] 姜洪斌,张海顺,刘文清,等.预制混凝土插入式预留孔灌浆钢筋搭接试验.哈尔滨工业大学学报,2011,43(10):18-23.
- [12] 刘家彬,陈云钢,郭正兴,等.螺旋箍筋约束波纹管浆锚装配式剪力墙的抗剪性能.华南理工大学学报(自然科学版),2014,42(11):92-98.
- [13] 陈昕,刘明,姚大鹏,等.考虑波纹管组合钢筋浆锚搭接长度的装配式剪力墙拟静力实验.大连理工大学学报,2016,56(6):616-623.
- [14] Park R.A Perspective on the Seismic Design of Precast Concrete Structures in New Zealand.Pci Journal,1995,40(3):40-60.
- [15] Restrepo J I,Park R,Buchanan A H.Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames.Pci Journal,1995,40(4):44-61.
- [16] 钱稼茹,彭媛媛,张景明,等.竖向钢筋套筒浆锚连接的预制剪力墙抗震性能试

- 验.建筑结构,2011(2):1-6.
- [17] Belleri A,Riva P. Seismic performance and retrofit of precast concrete grouted sleeve connections.PCI Journal,2015,60(2):80-103.
- [18] Ameli M J,Parks J E,Brown D N, et al.Seismic evaluation of grouted splice sleeve connections for reinforced precast concrete column-to-cap beam joints in accelerated bridge construction.Pci Journal,2015,60(2):80-103.
- [19] 黄远,朱正庚,黄登,等.钢筋半套筒灌浆连接的静力拉伸试验研究.华南理工大学学报(自然科学版),2016,44(2):26-32.
- [20] 黄远,许铭,张锐.全装配式混凝土结构界面软索连接拼缝抗剪性能试验研究.湖南大学学报(自然版),2014(6):22-27.
- [21] 余志武,彭晓丹,国巍,等.装配式剪力墙结构新型连接节点的构造与抗震性能研究.西安建筑科技大学学报(自然科学版),2015,47(2):160-164.
- [22] 张剑.装配式建筑墙板与楼板拉接铆榫一体节点:CN204662670U.2015.
- [23] 孙建,邱洪兴,陆波.新型全装配式混凝土剪力墙(带水平缝节点)的整体性能.工程力学,2016,33(1):133-140.
- [24] Ollgaard J G, R G Slutter, J W Fisher. Shear strength of stud connections in lightweight and normal weight concrete. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1971, 8(4):55-64.
- [25] 王洪金,石中柱,聂建国,推出试件中锚钉剪力连接件的极限抗剪强度分析.哈尔滨建筑大学学报 1997(增刊):199-202.
- [26] 朱炯,王景全,殷慧光.钢-混凝土组合梁锚钉连接件的性能研究综述.江苏建筑.2007:20-26.
- [27] 中华人民共和国建设部.GB50017-2003.钢结构设计规范.北京:中国计划出版社,2003.
- [28] 聂建国,谭英,王洪全.钢-高强混凝土组合梁锚钉剪力连接件的设计计算.清华大学学报,1999,39(12):94-97.
- [29] 丁敏,薛伟辰,王骅.钢-高性能混凝土组合梁锚钉连接件抗剪性能的试验.工业建筑.2007,37(8):9-13.
- [30] A L Smith, G H Couchman. Strength and ductility of headed stud shear connectors in profiled steel sheeting. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66:748-754.
- [31] Choi Senkwan, Han Sanghoon, Kim Sungbae, et al. Performance of Shear Studs in Fire.Application of Structural Fire Engineering,2009:490-495.
- [32] Luis Pallares, Jerome F.Hajjar. Headed steel stud anchors in composite structures, Part 1: Shear. Journal of Constructional Steel Research. 2010,66:198-

212.

- [33] 刘文.考虑压型钢板影响的锚钉往复加载受力性能研究[清华大学硕士学位论文].北京:清华大学,2014.
- [34] Cholewicki A. Loadingbearing capacity and deformability of vertical joints in structural walls of large panel buildings. *Building Science*,1971,6(4):163-184.
- [35] 袁群,刘健.新老混凝土粘结的剪切强度研究. *建筑结构学报*,2001,22(2): 46-50.
- [36] 郭进军,王少波,新老混凝土粘结的剪切性能试验研究. *建筑结构*,2002,32(8):43-45.
- [37] 郭进军,张雷顺.高温影响下新老混凝土粘结的剪切性能试验研究. *建筑结构学报*,2004,25(3):107-113.
- [38] 林拥军,钱永久,王振领.新旧混凝土结合面粘结强度计算方法研究. *工业建筑*,2006,36(1): 844-846.
- [39] 张雷顺,王二花,闫国新.植筋法新老混凝土粘结面剪切性能试验研究. *郑州大学学报(工学版)*,2006,27(3):34-37.
- [40] 张雷顺,郭进军.新旧混凝土植筋结合面剪切性能试验对比. *工业建筑*,2007,37(11):71-73.
- [41] 陈峰,郑建岚.自密实混凝土与老混凝土粘结强度的直剪试验研究. *建筑结构学报*,2007,28(1):59-63.
- [42] 肖成志,田稳苓,刘波,等.设置界面构造锚筋的新老混凝土粘结性能试验研究. *建筑结构学报*,2011,32(001):75-81.
- [43] Shaw D M, Sneed L H. Interface Shear Transfer of Lightweight Aggregate Concretes Cast at Different Times. *Pci Journal*.2014,59(3):130-144.
- [44] Krc K, Wermager S, Sneed L H, et al. Examination of the effective coefficient of friction for shear friction design.2016,61(6):44-67.
- [45] 朱伯龙,董振祥.钢筋混凝土非线性分析.上海:同济大学出版社,1985,11.
- [46] Wakabayashi, M.,Nakamura T.,Yoshida N.Iwai S.Dynamic Loading Effects on the Structural Perfomance of Concrete and Steel Materials and Beams. *Pro.of VD WCEE*,Vo 16,1980.9:213-220.
- [47] Rossetti V.A.,Galeota D.,Giammaatteo M.M..Local Bond Stress-Slip Relationships of Glass Fibre Reinforced Plastic Bars Embedded in Concrete. *Materials and Structures*, 1995,28:340-344.
- [48] Larralde J.,Silva-Rodriguez R.Bond and Slip of FRP Rebars in Conerete. *Joumal of Materials in Civil Engineering*, 1993,5(1):30-40.
- [49] Tassios T.P.PrOPerties of Bond between Concrete and Steel under Load Cycles Idealizing Seismic Actions. *Bulletins D'information No. 131. CEB*, 1979:37-44.

- [50] MoY.L.,Chan J.. Bond and Slip of Plain Rebars in Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 1996,8(4):208-211.
- [51] Soroushian P.,Choi K.B.,Park G.H.,Aslani F..Bond of Deformed Bars to Concrete.Effects of Confinement and Strength of Concrete. *ACI Materials Journal*. 1991,88(3):227-322.
- [52] Kayali O.,Yeomens S.R..Bond of Ribbed Galvanized Reinforcing Steel in Concrete.*Cement and Concrete Composites*,2000,22(6):259-467.
- [53] 李方元,赵人达.C80 高强混凝土与变形钢筋的粘结-滑移实验. *同济大学学报(自然科学版)*.2003,31(6):714-718.
- [54] 金伟良,赵羽习.随不同位置变化的钢筋与混凝土的粘结本构关系. *浙江大学学报(工学版)*,2002,36(1):1-6.
- [55] 中华人民共和国住房和城乡建设部.GB51231T-2016.装配式混凝土建筑技术标准.北京:中国建筑工业出版社,2017.
- [56] 中华人民共和国住房和城乡建设部.GB50011-2010.建筑抗震设计规范.北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [57] 中华人民共和国建设部.GB/T 50081-2002.普通混凝土力学性能试验方法标准.北京:中国建筑工业出版社,2003.
- [58] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局.GB/T228-2002.金属材料室温拉伸试验方法.北京:中国标准出版社,2002.
- [59] 中华人民共和国住房和城乡建设部.GB 50009-2012.建筑结构荷载规范.北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [60] Loland K E. Continuum damage model for load response estimation of concrete .*Cement and Concrete Research*, 1980,1:395-402.
- [61] Mazars J.Application de la mecanique de l' endommagement au comportement non lineaire et a la rupture du beton de structure . These de doctorat d'Etat. Univ.ParisVI, 1984.
- [62] 余天庆.混凝土的分段损伤模型. *岩石、混凝土断裂与强度*,1982,2:14-16.
- [63] 李淑春,刁波,叶英华.反复荷载作用下的混凝土损伤本构模型. *铁道科学与工程学报*, 2006,3(4):12-17.
- [64] Lubliner J, Oliver J, Oiler S, et al. A plastic damage model for concrete. *Int J Solids Struct*, 1989, 25(3):299-326.
- [65] 赵鸿铁,杨勇,薛建阳,等.型钢混凝土黏结滑移力学性能研究及基本问题. *力学进展*, 2003,33(1):74-86.
- [66] 杨勇,薛建阳,赵鸿铁.考虑粘结滑移的型钢混凝土结构 ANSYS 模拟方法研究. *西安建筑科技大学学报(自然科学版)*.2006,38(3),302-310.

- [67] 吕西林,金国芳,吴晓涵.钢筋混凝土结构非线性有限元理论与应用.同济大学出版社,1996年12月.
- [68] Silfwerbrand J. Shear bond strength in repaired concrete structures. *Materials and Structures* , 2003,36(6):419-424.
- [69] 聂建国,王宇航,樊健,等.钢-混凝土组合梁加宽混凝土旧桥技术中组合横梁界面受力性能研究. *土木工程学报*,2012,45(3):99-109.
- [70] Climaco J, Regan P E. Evaluation of bond strength between old and new concrete in structural repairs. *Magazine of Concrete Research*,2001,53(6): 377-390.
- [71] 中华人民共和国住房和城乡建设部.JGJ1-91.装配式大板居住建筑设计和施工规程.北京:中国建筑工业出版社,2002:45-65.
- [72] International Federation for Structural Concrete.fib Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst & Sohn,2013.

附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录

- [1] 周云,贾凡丁,奚树杭.基于贝叶斯理论的多模型结构识别理论与试验研究.湖南大学学报(自然科学版) (已录用)

致 谢

每一次的转身都是为了更好的相遇。

不知不觉来到美丽的湖大也有三年了。三年前满怀对湖湘文化的崇敬，带着些许大学生活的迷惘，步入研究生的神圣殿堂。麓山巍巍，湘水泱泱，宏开学府，济济沧沧。包容与开放，我徐步浅行，穿过湖大不存在的校门；精益求精，我且闻且思，最终来到这毕业季的当下。

我拜读于周云先生的门下。周先生的个人魅力是与生俱来的。他充满激情和张力，三百六十五天如一日对学术的钻研和探索精神深深地感染了我，让我的科研生活有了一个教科书般的开始；他幽默睿智，除了作为长者给予我们在科研和生活上的指引，更多的时候像一个志趣相投的朋友，在梦想的道路上共排万难，砥砺前行；他追求卓越，对学术的一丝不苟，对真理的孜孜以求，对为人品行的苛刻考量，让我自惭形秽，让我明白优秀是一种习惯，让我对未来更加笃定。在此谨向周老师致以衷心的感谢和崇高的敬意。

走向成功的捷径便是与优秀的人同行。感谢我的同门：胡翔、陈太平、刘蒙，你们的优秀让我更加明白自身存在的差距，时时刻刻鞭策自己需要加倍努力。忘不了在实验室的岁月，在那无数个灯光刺破黑暗、蚊虫肆意飞舞的夜晚，有你们的陪伴，欢声笑语酿成美酒，一杯敬过往，一杯敬明天。感谢我的师弟师妹们：王振生、张琴、彭涵钰、曾雅丽斯、李紫玮、周赛、裴熠麟、程依婷。你们一路的陪伴，共同完成导师制定的任务，默契协作，共同进步，真实而美好。还要感谢我的室友们：刘子龙、李佳敏、曾峥，从五湖来，到四海去，三年来共同营造了作为革命大后方的寝室的和谐奋进的氛围，为理想同进退。

感谢我的父母，不知不觉读书已二十载有余，我向梦想靠近的每一步都离不开他们的理解与无怨无悔的支持，未来可期，再接再厉。

生命中有无数美好的相遇，有的人搬了个小板凳住进你的心里便不走了。那天/阳光角度正好/侧颊粉黛,那山/静谧幽深秋风浮丝/纤指柔绵，那雪/车窗游梦/画一纸倾国，绿茵场边/隐隐约约星星点点/臂弯抓不住过往，烟花绽放/人海穿风/只为留欢喜永固。而我却只能沉默，悄悄是别离的笙箫。心生慕恋，琴瑟曼舞，芳目流语，莫问归期。感谢欢喜。

最后衷心地感谢各位专家、教授在百忙之中对本论文的审阅！

奚树杭

2018年5月1日于湖南大学