

注：坐浆层采用干粉砂浆

图 3.4 墙板试件的拼装

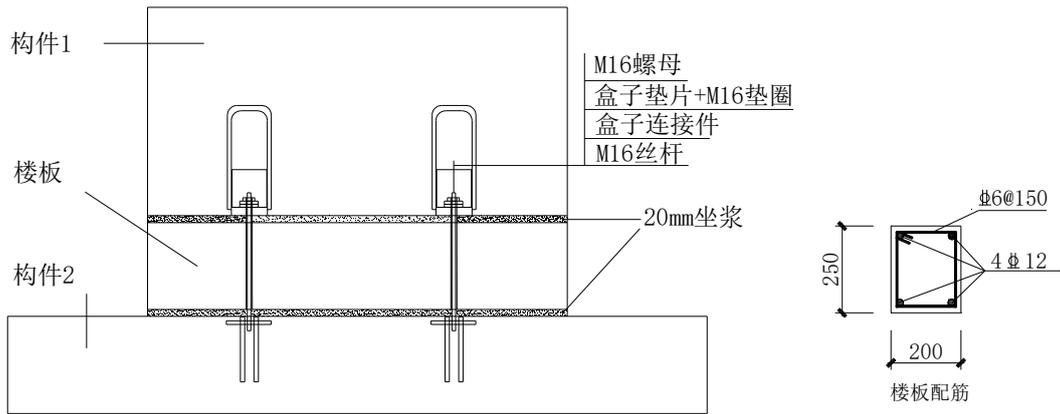


图 3.5 SS-5 墙板试件配筋及示意图

3.2.3 材料力学性能

混凝土强度等级为 C35；采用 32.5 号硅酸盐水泥，配合比见第 2 章表 2.2 所示。

表 3.1 混凝土立方体抗压强度平均值及灌浆料抗压强度平均值

试件编号	试验项目	$f_{cu,m}^m$ (MPa)	$f_{cu,m}^s$ (MPa)
SS-1		35.3	31.3
SS-2	墙板试件水平单调加载抗剪试验	35.1	32
SS-3		36.9	32.9
SS-4		35.1	33
SS-5	增加楼板的墙板试件水平单调加载抗剪试验	35.9	33.2
SS-6		37.2	33.5
SS-7	墙板试件水平低周往复加载抗剪试验	36.1	32.7
SS-8		35.4	33.5

注： $f_{cu,m}^m$ 指试件混凝土立方体抗压强度平均值， $f_{cu,m}^s$ 指灌浆料立方体抗压强度平均值。

浇筑构件 1、构件 2 以及外加的楼板构件时，分别制作标准立方体混凝土试

块 $150\text{mm} \times 150\text{mm} \times 150\text{mm}$ 用于检测混凝土立方体抗压强度，养护 28 后，按照《普通混凝土力学性能试验方法标准》(GB/T50081-2002)^[57]进行抗压试验，坐浆以及连接盒填实部分采用早强无收缩灌浆料进行后浇，同时制作标准立方体砂浆砌块 $70.7\text{mm} \times 70.7\text{mm} \times 70.7\text{mm}$ 用于检测灌浆料的立方体抗压强度，预埋套筒端试件和预埋连接盒端试件的混凝土立方体抗压强度平均值及灌浆料抗压强度平均值列于表 3.1。钢材力学性能指标查阅第 2 章表 2.4。

3.3 全装配式墙板结构水平单调加载抗剪试验

3.3.1 试验加载与量测

(1) 试验装置

为了考察水平拼缝界面的单调抗剪性能，先把试件的地梁用地锚螺杆固定在地面上，用液压千斤顶将力传感器顶在墙板和地梁的拼缝处，而千斤顶的反力则由龙门架来抵抗，使用支撑架来保证试件在试验的过程中发生较小的平面外运动。根据是否施加轴压力，设计了两款试验加载装置。设计轴压比为 0 的试验工况使用加载装置 A，如图 3.6 所示；设计轴压比为 0.05 的试验工况使用加载装置 B，如图 3.7 所示，加载装置 B 在试件上表面铺设钢板、滚轴和分配梁，通过上部千斤顶和力传感器的配合使用，施加预期的轴压力。

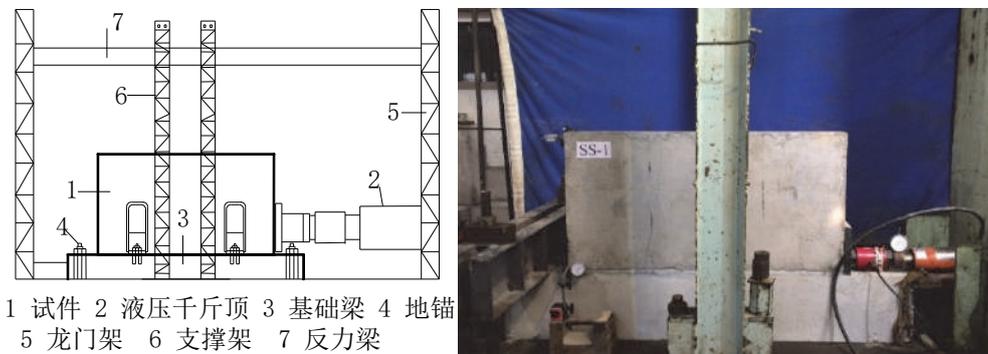


图 3.6 加载装置 A

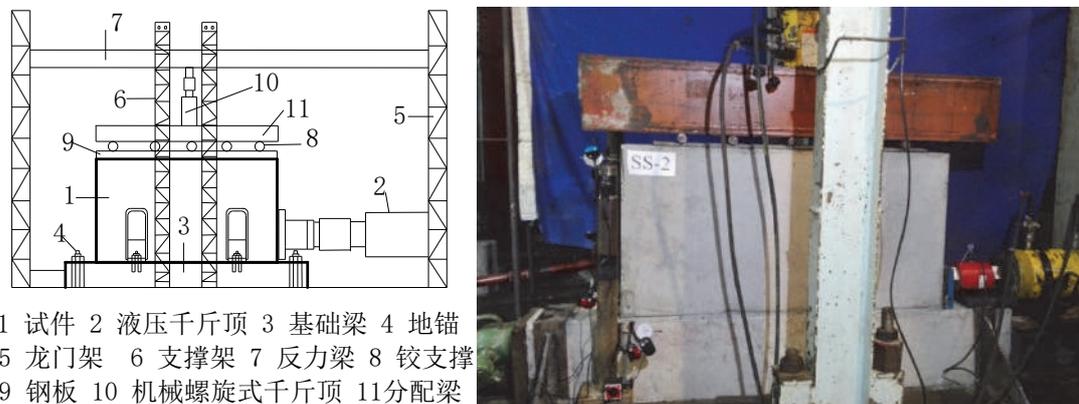


图 3.7 加载装置 B

(2) 加载制度

所有试件均为单调加载，试验初始以 5kN 为一级荷载匀速进行加载，当加载到预估极限承载力的 70%之后，以 2kN 为一级荷载加载步长，试件屈服之后以位移控制加载，2mm 为一个加载步长。

(3) 量测方案

试验采用液压千斤顶施加水平剪力，机械螺旋式千斤顶（或液压千斤顶）施加轴压力，通过分配梁、滚轴可动和钢板将集中轴压力转换成均布荷载，采用力传感器测量荷载，用 DH3818 静态应变测试仪进行采集，墙体、地梁的水平与竖向位移信号均用百分表采集。

针对试验装置和试件的不同，共设计了 3 种位移信号采集方案。采集方案 1 如图 3.8 所示，用于采集轴压比为 0 的墙体在加载过程中的位移，综合考虑 6 个百分表的读数情况，以表 1 和表 2 的差值近似表示试验观测点的实际位移；采集方案 2 如图 3.9 所示，用于采集轴压比为 0.05 的墙体在加载过程中的位移，综合考虑 3 个百分表的读数情况，以表 1 和表 2 的差值近似表示试验观测点的实际位移；采集方案 3 如图 3.10 所示，用于采集无轴压外加楼板的墙板试件在加载过程中的位移，综合考虑 6 个百分表的试验数据，以表 5 和表 1 的差值近似表示试验观测点的实际位移。

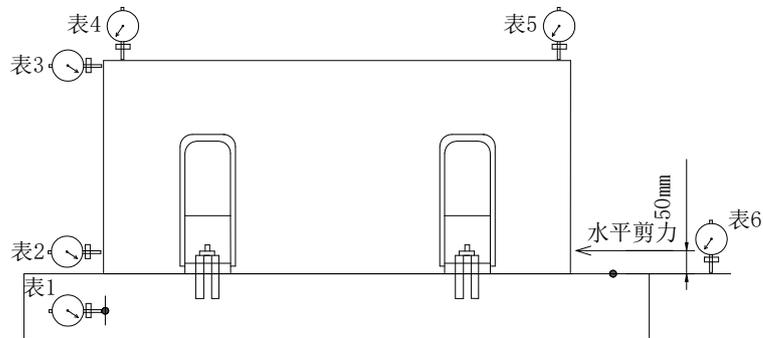


图 3.8 位移信号采集方案 1

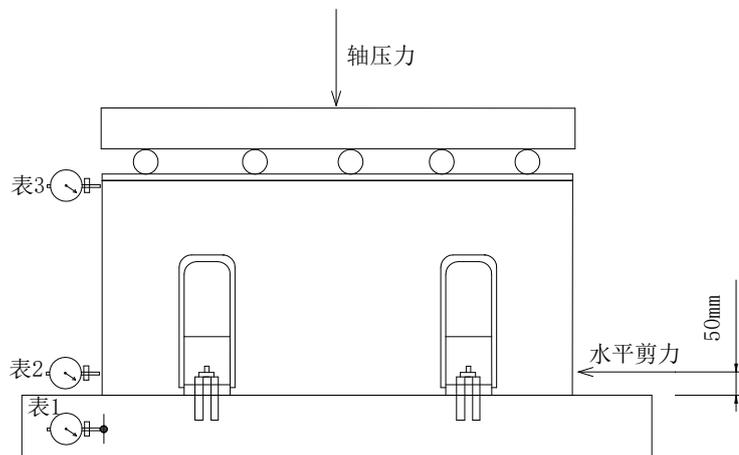


图 3.9 位移信号采集方案 2

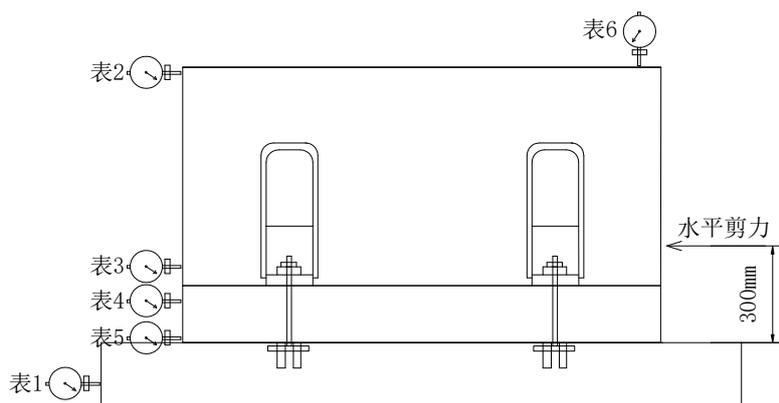


图 3.10 位移信号采集方案 3

根据试验研究目的，将全装配式墙板结构水平单调加载抗剪试验在不同工况下试验装置、位移信号采集方案的选取汇总如表 3.2。

表 3.2 不同工况下的试验加载与量测方案汇总

试件编号	螺杆等级	轴压比	轴压力/kN	试验装置	位移采集方案
SS-1	8.8	0	0.0	A	1
SS-2	8.8	0.05	200.4	B	2
SS-3	4.8	0	0.0	A	1
SS-4	4.8	0.05	200.0	B	2
SS-5	8.8	0	0.0	A	3

3.3.2 试验现象

(1) 试件 SS-1

随着荷载的增加，螺杆处的坐浆发生竖向开裂，墙板与地梁产生错动，听到砰地一声响后，螺杆被剪断，构件承载力迅速下降，试件破坏时接缝处的照片如图 3.11 所示。

(2) 试件 SS-2

随着荷载的增加，试件先处于弹性状态，达到极限承载力 413.02kN 后，听到第一声响，受剪承载力迅速下降，坐浆有裂缝产生，继续加载，承载力慢慢回升，达到第二次峰值荷载 306.75kN，听到第二声响，承载力再次下降，继续加载，承载力保持平稳状态，当荷载达到 238.49kN 时，听到第三声响，承载力接着下降，最终，承载力保持稳定不变。墙与地梁之间产生较大的相对位移，试件破坏时，坐浆接缝的照片如图 3.12 所示。



a) 整体试件



b) 连接盒灌浆处产生滑移



c) 坐浆处的水平滑移裂缝

图 3.11 SS-1 破坏形态照片



a) 整体试件



b) 墙与地梁产生相对位移



c) 墙梁水平拼缝破坏形态



d) 墙梁分离后地梁上表面破坏形态

图 3.12 SS-2 破坏形态照片

(3) 试件 SS-3

随着荷载的增加,试件先处于弹性状态,达到极限承载力 96.37kN 后,听到第一声响,抗剪承载力迅速下降,坐浆有裂缝产生,继续加载,承载力慢慢回升,达到第二次峰值荷载 85.21kN,听到第二声响,承载力再次下降,继续加载,荷载下降到 53.26kN 时听到第三声响,此时位移为 13.14mm,之后承载力几乎降到 0。墙与地梁产生较大的相对位移,二者完全分离,坐浆、墙底面、地梁顶面的照片如图 3.13 所示。



图 3.13 SS-3 破坏形态照片

(4) 试件 SS-4

随着位移荷载的增加,试件先处于弹性状态,达到极限承载力后 263.74kN 后,听到第一声响,受剪承载力迅速下降,坐浆有裂缝产生,继续加载,承载力慢慢回升,达到第二次峰值荷载 200.09kN,听到第二声响,承载力再次下降,继续加载,承载力保持平稳状态,当位移达到 17.50mm,听到持续不断的小响声,最终,承载力保持稳定不变。墙与地梁产生较大的相对位移,二者完全分离,坐浆与墙体粘结较好,坐浆、墙底部、地梁底部的照片如图 3.14 所示。

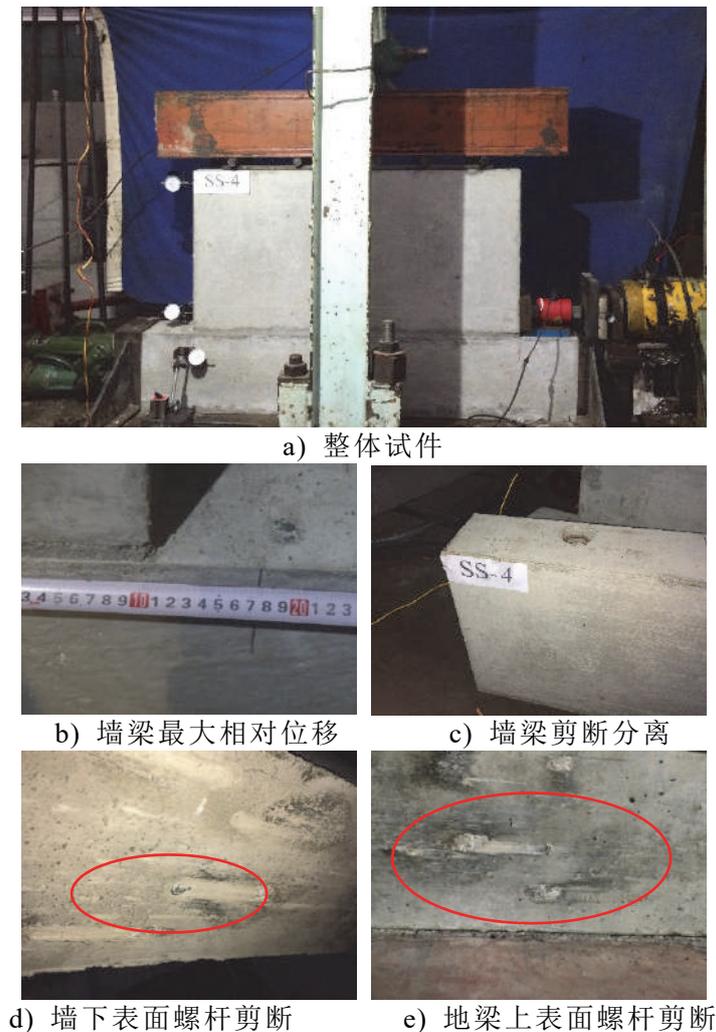


图 3.14 SS-4 破坏形态照片

(5) 试件 SS-5

随着荷载的增加，试件先处于弹性状态，达到极限承载力 147.57kN 后，听到第一声响，受剪承载力迅速下降，螺杆所在位置坐浆有裂缝产生，继续加载，承载力逐渐回升，达到第二次峰值荷载 130.32kN，听到第二声响，承载力再次下降，依此类推，总共听到 5 声响，最终，承载力几乎降为 0。墙与板未产生相对位移，板与地梁产生较大的相对位移，墙与板被整体抬起，靠近加载点的螺杆被拔出，远离加载点的螺杆被剪断，坐浆已经可以完全被抽出，破坏状态如图 3.15。

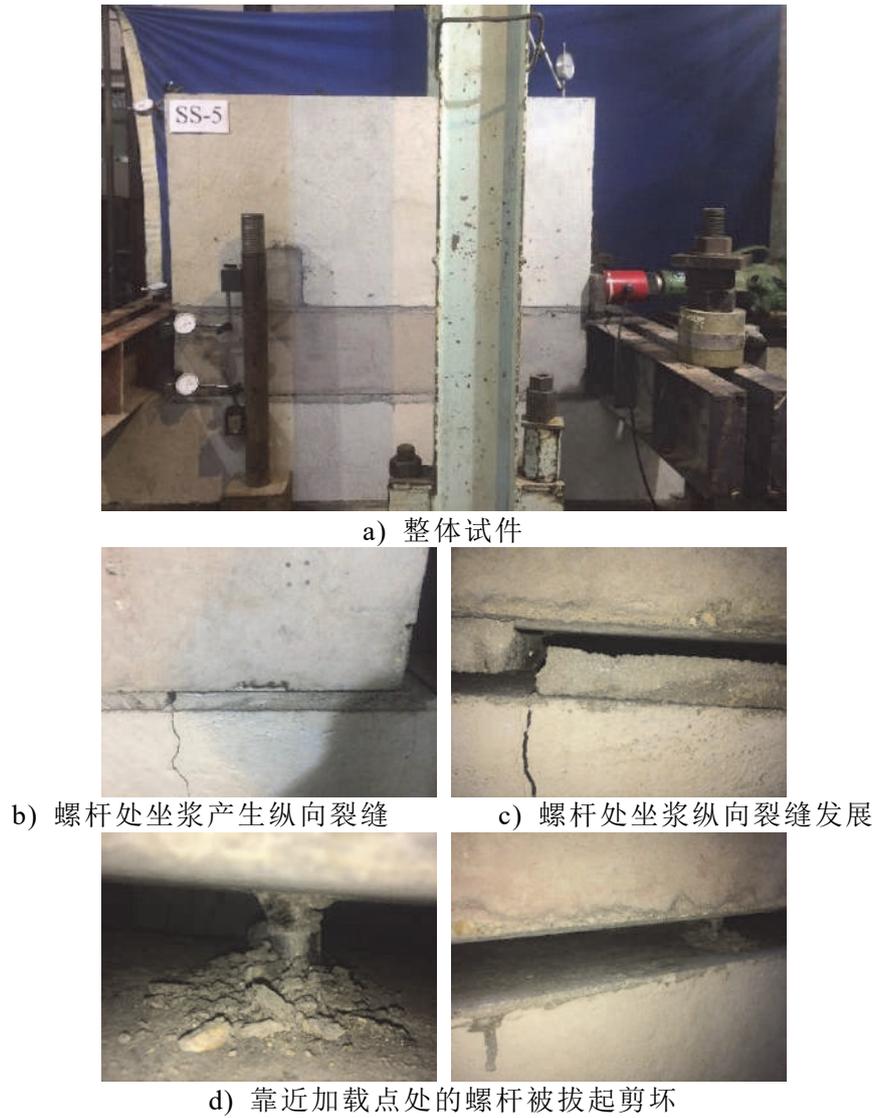


图 3.15 SS-5 破坏形态照片

3.3.3 承载力与变形分析

全装配式墙板结构水平单调加载试验荷载-位移曲线汇总如图 3.16 所示。SS-1 试件由于在听到试件发出砰地一声响后，初步判断试件已经完全被剪断，由于无经验，从而终止了试验，导致荷载位移曲线的不完整，后续的系列试验避免了这一问题。SS-1 试件测试所得到的极限承载力为 143.26kN，对应的位移为 0.31mm；SS-2 试件的极限承载力为 413.02kN，对应位移为 0.41mm；SS-3 试件的极限承载力为 96.37kN，对应位移为 0.07mm；SS-4 试件的极限承载力为 263.74kN，对应位移为 0.12mm；SS-5 试件的极限承载力为 147.57kN，对应位移为 0.50mm。

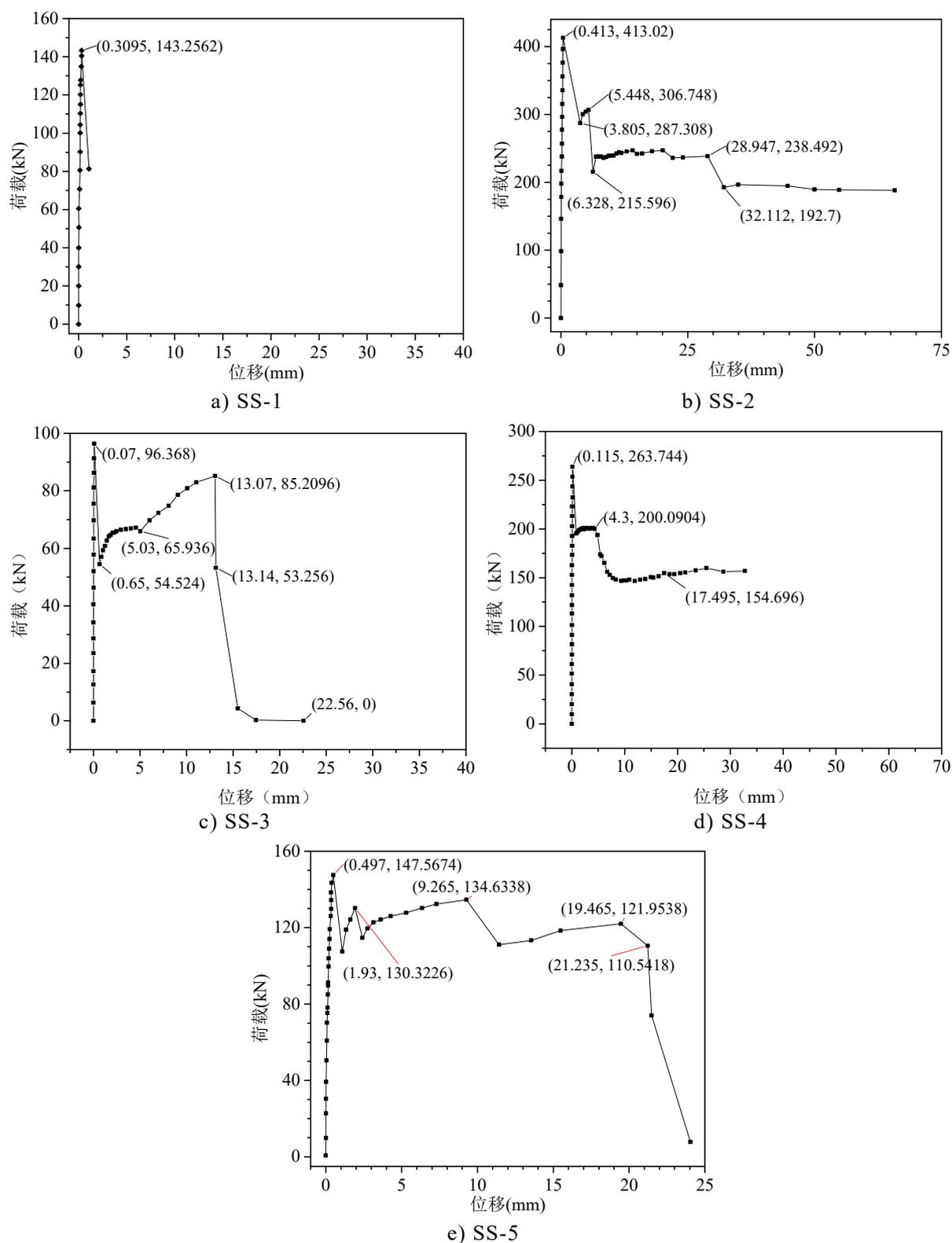


图 3.16 全装配式墙板结构水平单调加载试验荷载-位移曲线汇总

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。轴压比为 0 时，采用 8.8 级螺杆连接，抗剪承载力为 143.26kN；轴压比为 0 时，采用 4.8 级螺杆连接，抗剪承载力为 96.37kN；轴压比为 0.05 时，

采用 8.8 级螺杆连接，抗剪承载力为 413.02kN；轴压比为 0.05 时，采用 4.8 级螺杆连接，抗剪承载力为 263.74kN。

3.4 全装配式墙板结构水平低周往复加载抗剪试验

3.4.1 试验加载与量测

(1) 试验装置

为了考察水平拼缝界面的水平低周往复抗剪性能，先把试件的地梁用地锚螺杆固定在地面上，准备两套液压千斤顶顶住墙梁的拼缝处，分别提供水平低周往复荷载的正向荷载和负向荷载，使用分油管使两套液压系统协同作业。而千斤顶的反力则由龙门架来抵抗，使用支撑架来保证试件在试验的过程中发生较小的平面外运动。根据是否施加轴压力，设计了两款试验加载装置。设计轴压比为 0 的试验工况使用加载装置 C，如图 3.17 所示；设计轴压比为 0.05 的试验工况使用加载装置 D，如图 3.18 所示，加载装置 D 在试件上表面铺设钢板、滚轴和分配梁，通过上部千斤顶和力传感器的配合使用，施加预期的轴压力。

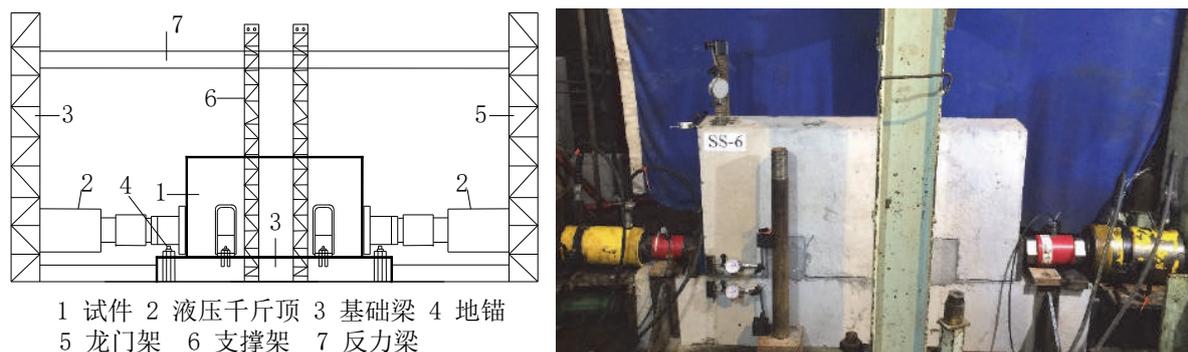


图 3.17 加载装置 C

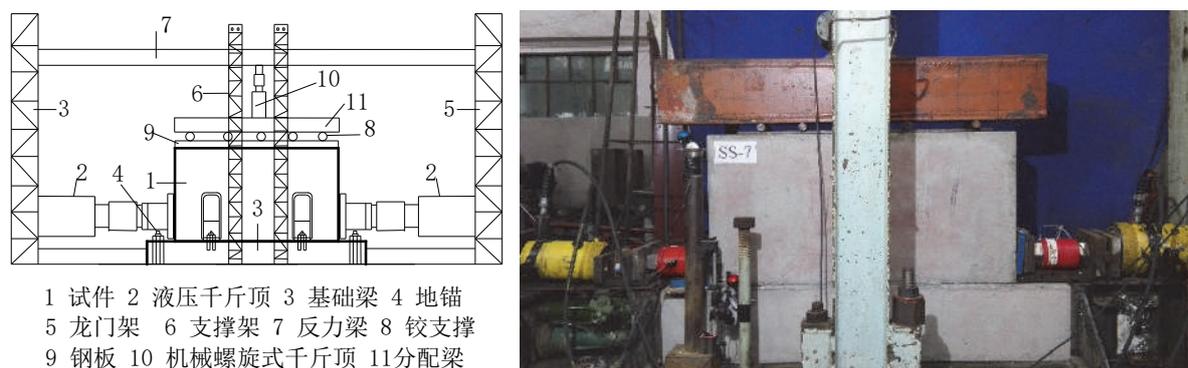


图 3.18 加载装置 D

(2) 加载制度

设计两套加载制度：记斜率突变点为屈服点，对于轴压比为 0 的试验采用加载制度 a，试件屈服前以 20kN 为一级，每级循环一次；屈服后以位移控制，位移

级数以屈服点对应的屈服位移的倍数增长，每级往复三次，加载制度 a 如图 3.19 所示。对于轴压比为 0.05 的试验采用加载制度 b，考虑到抗剪承载能力会提高，试件屈服前以 50kN 为一级，每级循环一次；屈服后以位移控制，位移级数以屈服点对应的屈服位移的倍数增长，每级往复三次，加载制度 b 如图 3.20 所示。

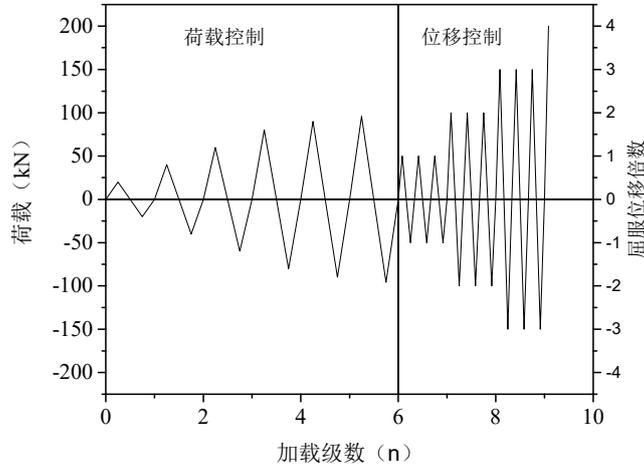


图 3.19 加载制度 a

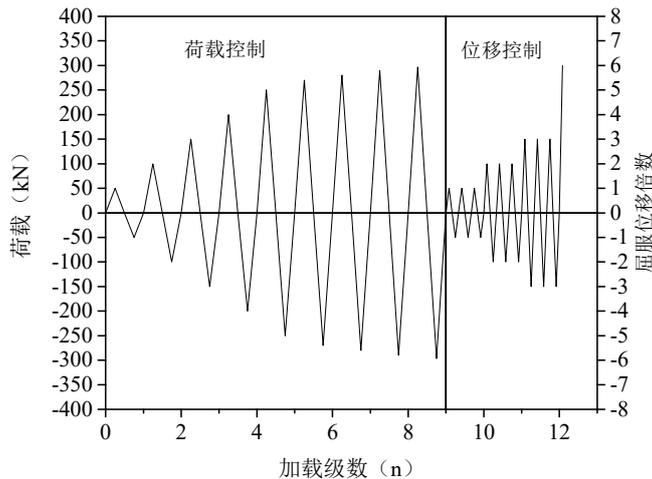


图 3.20 加载制度 b

(3) 量测方案

试验采用两台双向水平液压千斤顶施加荷载，机械螺旋式千斤顶（或液压千斤顶）施加轴压力，通过分配梁、可动滚轴和钢板将集中轴压力转换成均布荷载，采用力传感器将荷载转化为力信号，用 DH3818 静态应变测试仪进行采集，墙体、地梁的水平与竖向位移信号均用百分表采集。

针对试验装置的不同，共设计了 2 种位移信号采集方案。采集方案 4 如图 3.21 所示，用于采集轴压比为 0 的墙体在加载过程中的位移，综合考虑 5 个百分表的读数情况，以表 3 和表 4 的差值近似表示试验观测点的实际位移；采集方案 5 如图 3.22 所示，用于采集轴压比为 0.05 的墙体在加载过程中的位移，综合考虑

3 个百分表的读数情况，以表 2 和表 3 的差值近似表示试验观测点的实际位移。

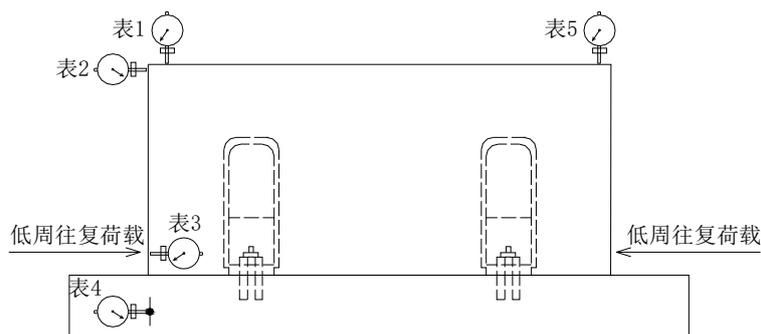


图 3.21 位移信号采集方案 4

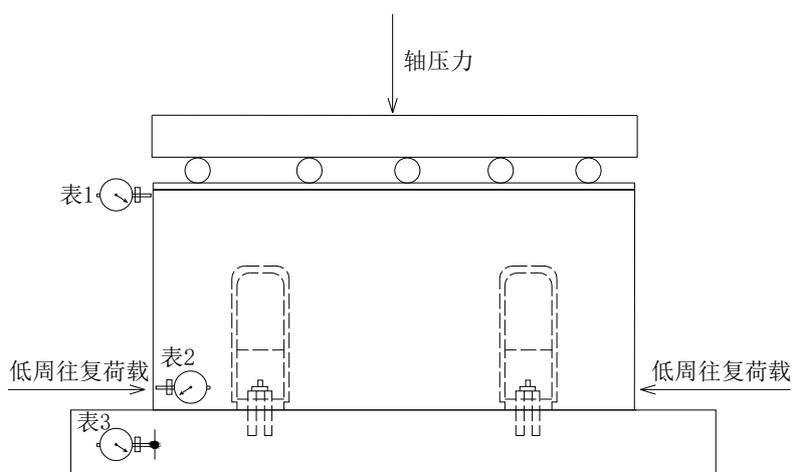


图 3.22 位移信号采集方案 5

表 3.3 不同工况下的试验加载与量测方案汇总

试件编号	螺杆等级	轴压比	轴压力/kN	试验装置	加载制度	位移采集方案
SS-6	8.8	0	0.0	C	a	4
SS-7	8.8	0.05	200.0	D	b	5
SS-8	4.8	0.05	200.0	D	b	5

根据试验研究目的，将全装配式墙板结构水平低周往复加载抗剪试验在不同工况下试验装置、加载制度以及位移信号采集方案的选取汇总如表 3.3。

3.4.2 试验现象

(1) 试件 SS-6

在荷载控制阶段，随着荷载级数的增加，构件从弹性阶段进入屈服阶段，在位移控制阶段，听到一声响，承载力迅速下降，坐浆出现裂缝。伴随加载过程，构件不断发出异响并有坐浆掉落，最终两处连接件，一处螺杆被剪断，一处套筒

被拔起破坏，破坏照片如图 3. 23。

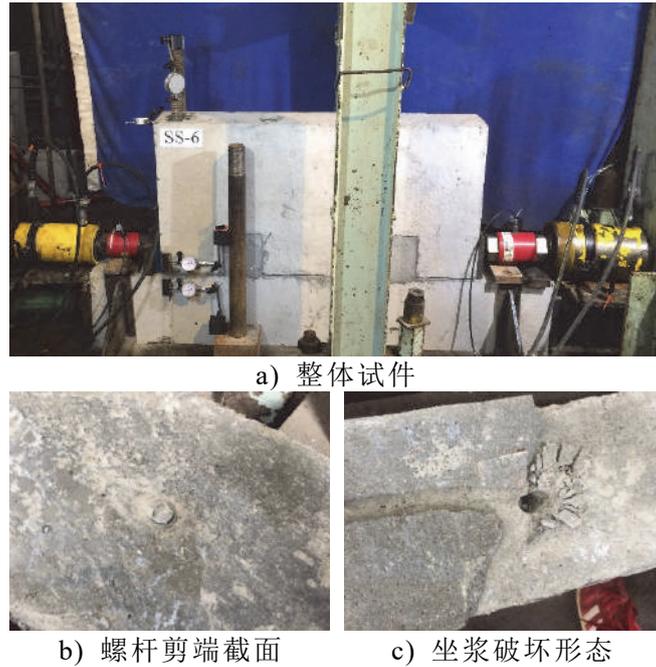


图 3. 23 SS-6 破坏形态照片

(2) 试件 SS-7

首先在荷载控制阶段，随着荷载级数的增加，构件从弹性阶段进入屈服阶段，随后进入位移控制阶段，在第七级加载来回推覆的过程中各听到一声响，承载力迅速下降，坐浆产生裂缝，第八级加载，听到两声响，承载力又下降一些，在之后的加载过程中，产生连续的异响，承载力维持在 200kN 左右，伴随加载过程，有部分坐浆掉落，最终试件被推坏，两根螺杆均被剪断，破坏状态如图 3. 24。

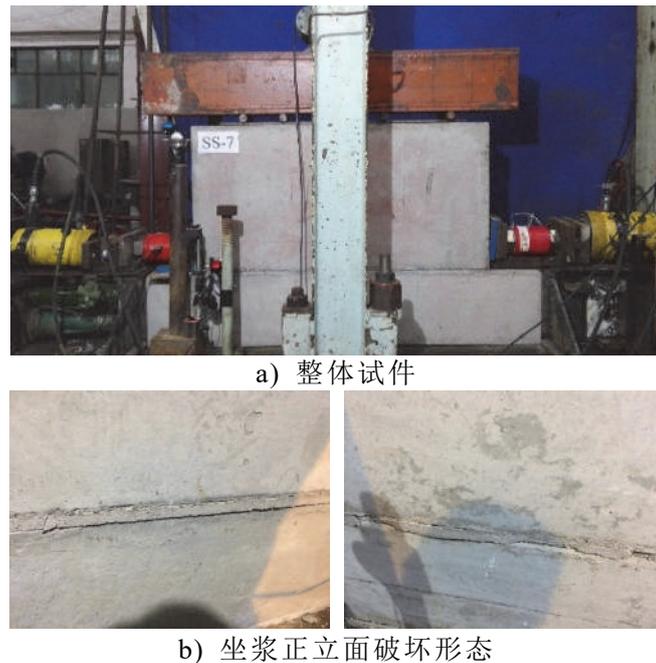


图 3. 24 SS-7 破坏形态照片

(3) 试件 SS-8

首先在荷载控制阶段,随着荷载级数的增加,构件从弹性阶段进入屈服阶段,位移控制阶段,在第五级加载过程中先后听到两声响,承载力迅速下降,第六级加载,听到两声响,承载力继续下降,在之后的加载过程中,产生连续的异响,承载力维持在 190kN 左右,伴随加载过程,坐浆掉落,破坏状态如图 3.25。



a) 整体试件



b) 坐浆产生纵向裂缝



c) 坐浆掉落地面

图 3.25 SS-8 破坏形态照片

3.4.3 承载力与变形分析

全装配式墙板结构水平低周往复加载试验荷载-位移曲线汇总如图 3.26 所示。SS-6 试件的极限承载力为 96.85kN, 对应位移为 0.4mm; SS-7 试件的极限承载力为 311.5kN, 对应位移为 0.15mm; SS-8 试件的极限承载力为 219.89kN, 对应位移为 0.18mm。

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。轴压比为 0 时,采用 8.8 级螺杆连接,抗剪承载力为 96.85kN;轴压比为 0.05 时,采用 8.8 级螺杆连接,抗剪承载力为 293.36kN,单个螺杆抗剪承载力试验值轴压比为 0.05 时,采用 4.8 级螺杆连接,抗剪承载力为 219.89kN。

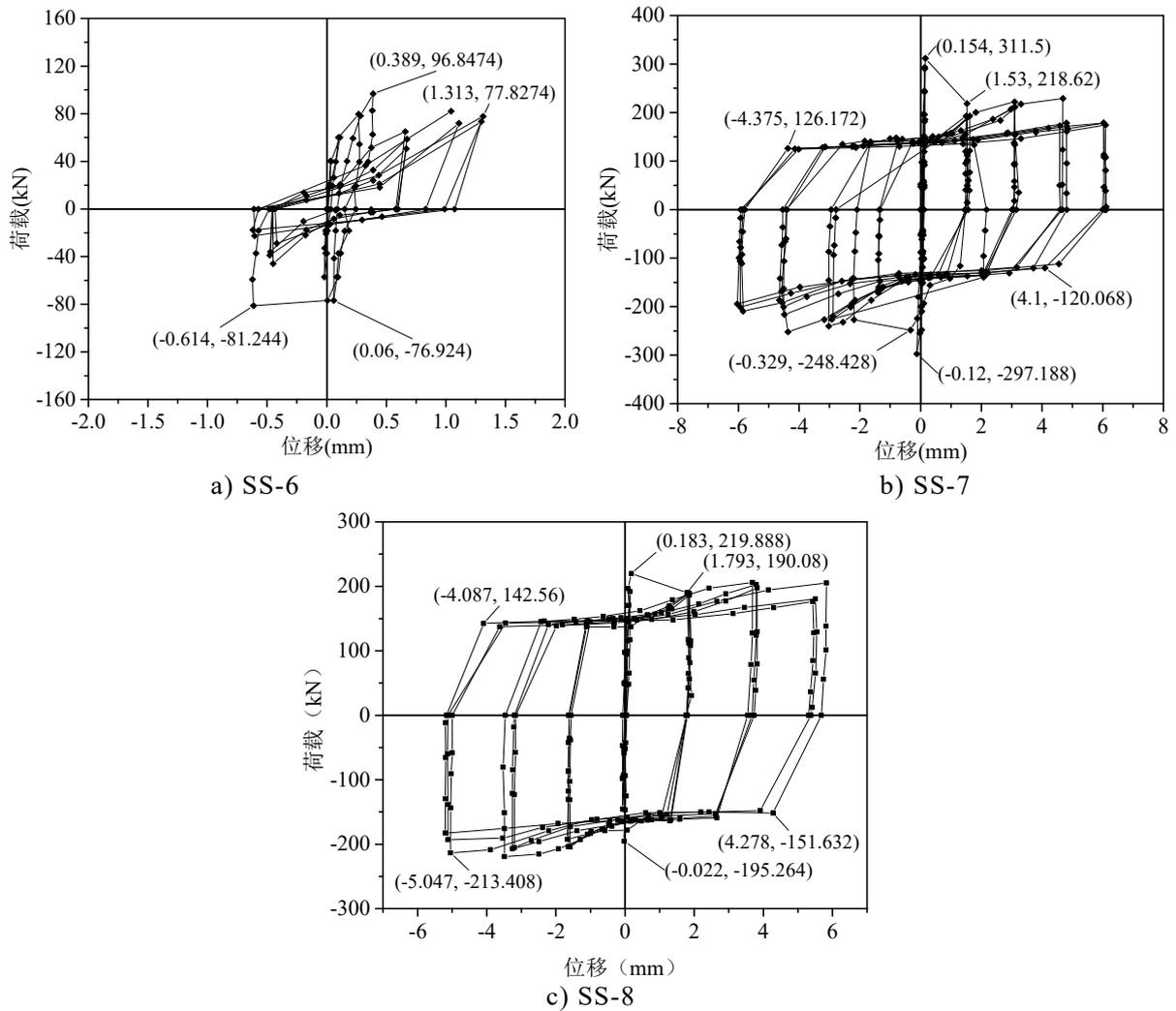


图 3.26 全装配式墙板结构水平低周往复加载试验荷载-位移曲线汇总

3.5 全装配式墙板试件抗剪试验分析

3.5.1 连接件采用 8.8 级螺杆

根据《钢结构设计规范 GB 50017-2003》规定^[27]，直径为 16mm 的 8.8 级普通螺杆的抗拉强度设计值为 400MPa。

(1) SS-1 (轴压比为 0, 连接件采用 8.8 级螺杆, 单剪试验)、SS-6 (轴压比为 0, 连接件采用 8.8 级螺杆, 低周往复试验) 由于无测试经验, 试验测试数据不理想, 仅记录峰值荷载作为其他试验的参考。

(2) 考察 SS-2 (轴压比为 0.05, 连接件采用 8.8 级螺杆, 单剪试验) 的试验数据如图 3.27 所示。

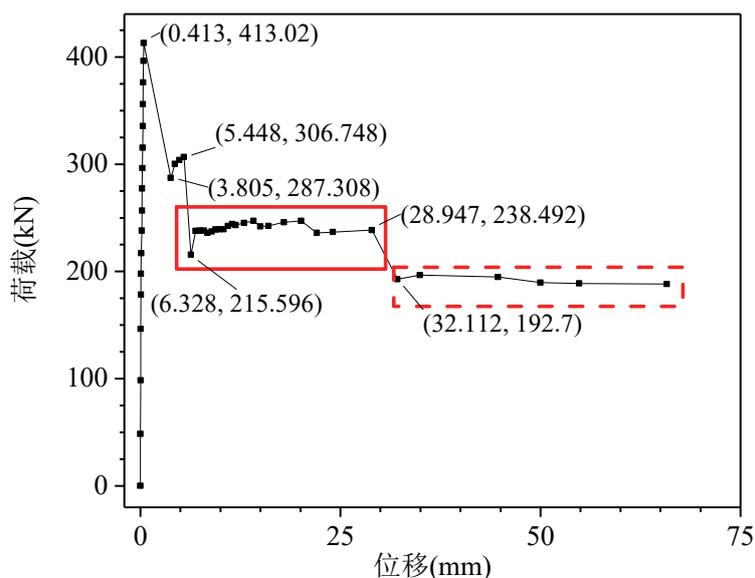


图 3.27 SS-2 荷载-位移曲线

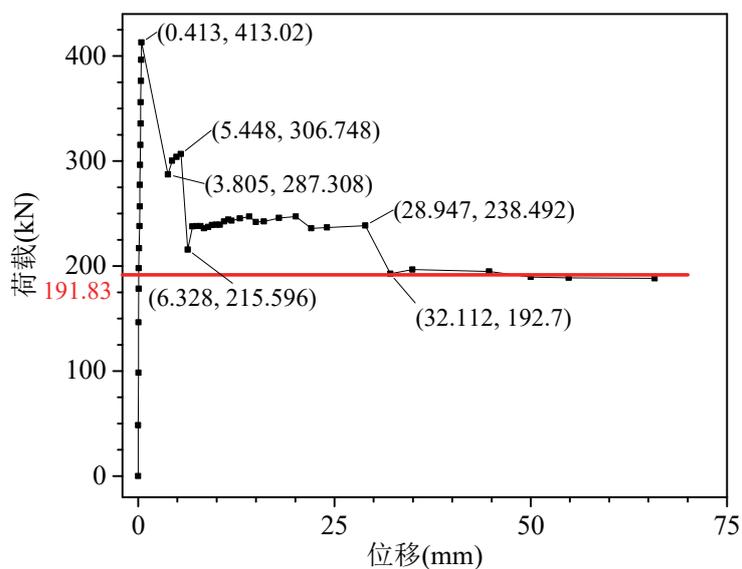


图 3.28 SS-2 中滑动段的平均值

结合试验现象，可初步判断构件在达到峰值荷载 413.02kN 后，螺杆与连接盒以及坐浆之间产生微小错动，承载力下降到 287.31kN。之后螺杆提供抗剪承载力，荷载上升，直到 306.75kN 螺杆剪断，荷载下降，此后全部抗剪承载力由轴压力产生的界面滑动摩擦力提供。试验过程中由于支撑竖向千斤顶的球铰安装存在缺陷，导致在滑动摩擦的阶段出现了如图 3.27 中实线框内的平台现象（本质上是由轴压力的增大所引起的），为减少轴压力变化以及坐浆在滑动中耗损带来的离散影响，舍弃实线框内的数据，并对虚线框内的数据求平均值 191.83kN 作为该曲线的滑动摩擦阶段，如图 3.28 所示。

初步分析可知，第二个峰值点 306.75kN 与红线之间的差值为两根螺杆提供

的抗剪承载力。根据《装配式混凝土建筑技术标准》(GB51231T-2016)^[55],

$$\begin{aligned} V_{uE} &= 0.5f_y A_{sd} + 0.5N \\ &= 0.5nN_v^b + 0.5N \end{aligned}$$

该公式中,前半部分为螺杆提供的抗剪承载力,可得垂直穿过结合面的单个连接件的抗剪设计值为

$$N_v^b = \frac{f_y A_{sd}}{n} = \frac{400\text{MPa} \times 200.96\text{mm}^2}{2} = 40.19\text{kN}$$

根据试验数据,单个螺杆提供的抗剪承载力试验值为,

$$N_v^s = \frac{306.75\text{kN} - 191.83\text{kN}}{2} = 57.46\text{kN}$$

安全系数,

$$n_s = \frac{N_v^s}{N_v^b} = \frac{57.46\text{kN}}{40.19\text{kN}} = 1.43 > 1.4$$

其中安全系数 1.4 是根据《建筑结构荷载规范》(GB 50009-2012)^[59]中对于荷载分项系数的规定而选定的,换言之,当试件的安全系数超过 1.4 时,试件的设计满足承载能力极限状态设计要求。

(3) 再考察 SS-7 (轴压比为 0.05, 连接件采用 8.8 级螺杆, 低周往复试验) 的试验数据, 如图 3.29 所示。

结合试验现象, 正向荷载达到 311.5kN 后, 位移突变, 荷载下降, 之后的加载由位移控制, 从 SS-7 滞回曲线的包络线可以看出正反向加载过程中均存在两个较明显的平台段, 初步分析可得, 实线框内的数据点可以表征抗剪承载力的峰值, 虚线框内的数据点可以表征滑动摩擦提供的抗剪承载力, 两者之差即为螺杆提供的抗剪承载力的试验值。以第一象限实线框为例, 求得其中数据点的均值作为正向加载的抗剪承载力的试验值, 同理可以作出其余三个平台段, 如图 3.30 所示。

为减少低周往复加载过程中出现装置缺陷以及坐浆掉落带来的离散影响, 将正向加载平台段之差与反向加载平台段之差求均值作为 SS-7 低周往复加载试验螺杆所提供的极限抗剪承载力, 则单个螺杆提供的抗剪承载力试验值为,

$$N_v^s = \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times (221.86 - 128.55 - 117.48 + 246.81) = 55.66\text{kN}$$

安全系数,

$$n_s = \frac{N_v^s}{N_v^b} = \frac{55.66\text{kN}}{40.19\text{kN}} = 1.38 \approx 1.4$$

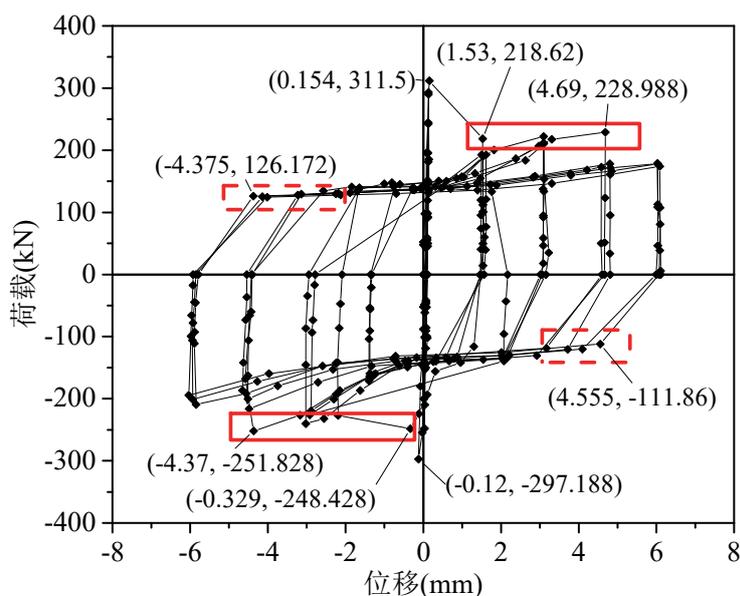


图 3.29 SS-7 荷载-位移曲线

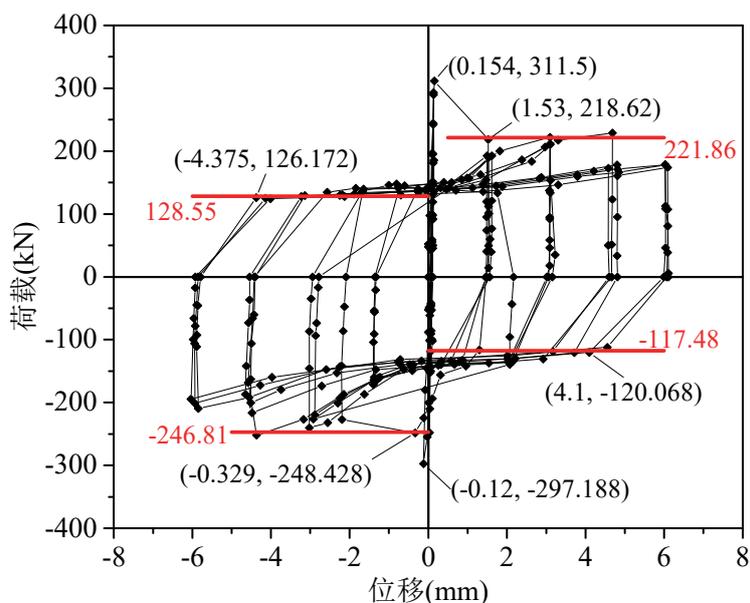


图 3.30 SS-7 滞回曲线的四个平台段

3.5.2 连接件采用 4.8 级螺杆

根据《钢结设计规范》(GB 50017-2003)^[27]规定,直径为 16mm 的 4.8 级普通螺杆的抗拉强度设计值为 170MPa。

(1) SS-3 与 SS-4

SS-3 是轴压比为 0,连接件采用 4.8 级螺杆的单剪试验,SS-4 是轴压比为 0.05,连接件采用 4.8 级螺杆的单剪试验,两试验的试验结果对比如图 3.31 所示。

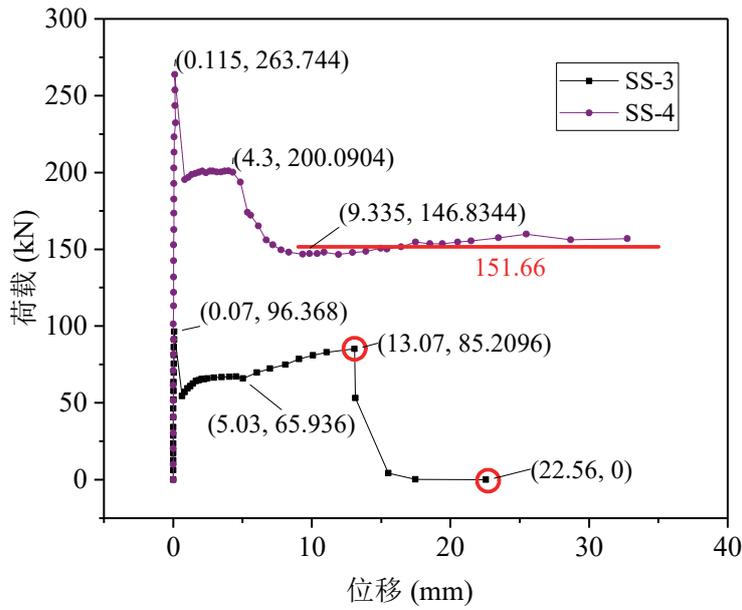


图 3.31 SS-3 与 SS-4 荷载-位移曲线对比图

对比 SS-3 和 SS-4 可以发现，在线性增长范围内，两曲线的斜率基本保持一致。其中 SS-4 与 SS-2 类似，在达到峰值荷载 263.74kN 后，螺杆与连接盒以及坐浆之间产生微小错动，荷载下降，之后螺杆提供抗剪承载力，荷载上升至 200.09kN 螺杆被剪断，荷载再次下降，此后全部抗剪承载力由轴压力产生的界面滑动摩擦力提供，与 SS-2 处理方法类似，由滑动摩擦力提供的抗剪承载力的均值为 151.66kN，故螺杆提供的极限抗剪承载力为 48.43kN。

而 SS-3 由于没有轴压力作用，当螺杆被剪断后，抗剪承载力几乎掉为零，故螺杆提供的极限抗剪承载力为 85.21kN。

对于 SS-3 而言，垂直穿过结合面的单个连接件的抗剪设计值为

$$N_v^b = \frac{f_y A_{sd}}{n} = \frac{170\text{MPa} \times 200.96\text{mm}^2}{2} = 17.08\text{kN}$$

根据试验数据，单个螺杆提供的抗剪承载力试验值为，

$$N_v^s = \frac{85.21\text{kN}}{2} = 42.61\text{kN}$$

安全系数，

$$n_s = \frac{N_v^s}{N_v^b} = \frac{42.61\text{kN}}{17.08\text{kN}} = 2.49 > 1.4$$

对于 SS-4 而言，根据试验数据，单个螺杆提供的抗剪承载力试验值为，

$$N_v^s = \frac{48.43\text{kN}}{2} = 24.22\text{kN}$$

安全系数，

$$n_s = \frac{N_v^s}{N_v^b} = \frac{24.22\text{kN}}{17.08\text{kN}} = 1.42 > 1.4$$

(2) SS-4 与 SS-8

SS-4 是轴压比为 0.05，连接件采用 4.8 级螺杆菌的单剪试验，SS-8 是轴压比为 0.05，连接件采用 4.8 级螺杆菌的低周往复试验，两试验的试验结果对比如图 3. 32 所示。

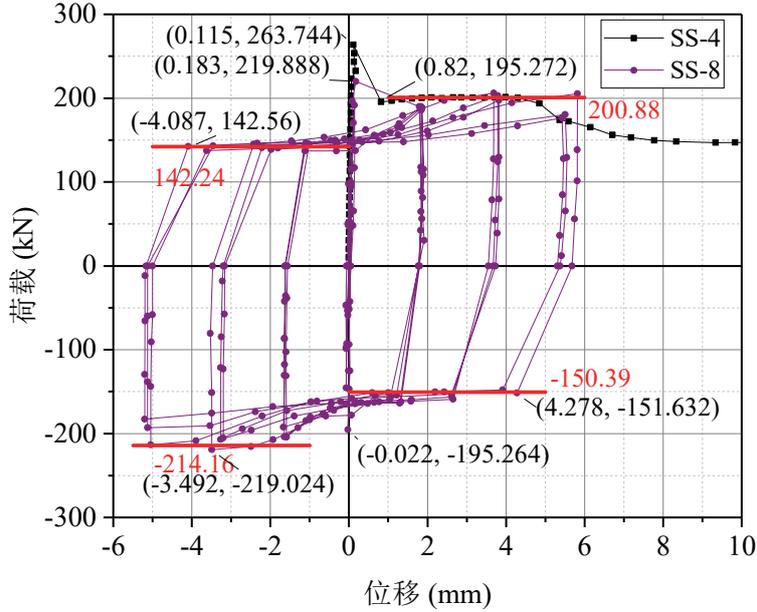


图 3. 32 SS-4 与 SS-8 荷载-位移曲线对比图

从图中可以看出，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。当螺杆菌与连接盒、坐浆之间产生微小错动后，SS-8 低周往复正向加载过程中表征极限抗剪承载力的数据点与 SS-4 极限抗剪承载力的数据点吻合得较好，SS-4 螺杆菌被剪断之后的抗剪承载力也几乎与 SS-8 低周往复正向加载过程中表征滑动摩擦提供的抗剪承载力的数据点持平。

与 SS-7 计算类似，为减少低周往复加载过程中出现装置缺陷以及坐浆掉落带来的离散影响，将正向加载平台段之差与反向加载平台段之差求均值作为 SS-8 低周往复加载试验螺杆菌所提供的极限抗剪承载力，则单个螺杆菌提供的抗剪承载力试验值为，

$$N_v^s = \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times (200.88 - 142.24 - 150.39 + 214.16) = 30.61\text{kN}$$

安全系数，

$$n_s = \frac{N_v^s}{N_v^b} = \frac{30.61\text{kN}}{17.08\text{kN}} = 1.79 > 1.4$$

3.5.3 连接件采用 8.8 级螺杆，增加楼板构件

SS-1（轴压比为 0，连接件采用 8.8 级螺杆，单剪试验）、SS-5（轴压比为 0，连接件采用 8.8 级螺杆增加楼板，单剪试验）、SS-3 轴压比为 0，连接件采用 4.8 级螺杆，单剪试验）这三者都是无轴压单剪试验，将三者荷载位移曲线进行对比分析，如图 3.33 所示。从图中可以看出，同样采用 8.8 级螺杆的 SS-1 和 SS-5 在发生错动之前，极限承载力接近，线性增长的程度也接近。对比 SS-5 和 SS-3 可推断，SS-5 在达到峰值荷载 147.57kN 后螺杆与套筒、坐浆发生错动，荷载下降，之后螺杆开始发挥抗剪作用。

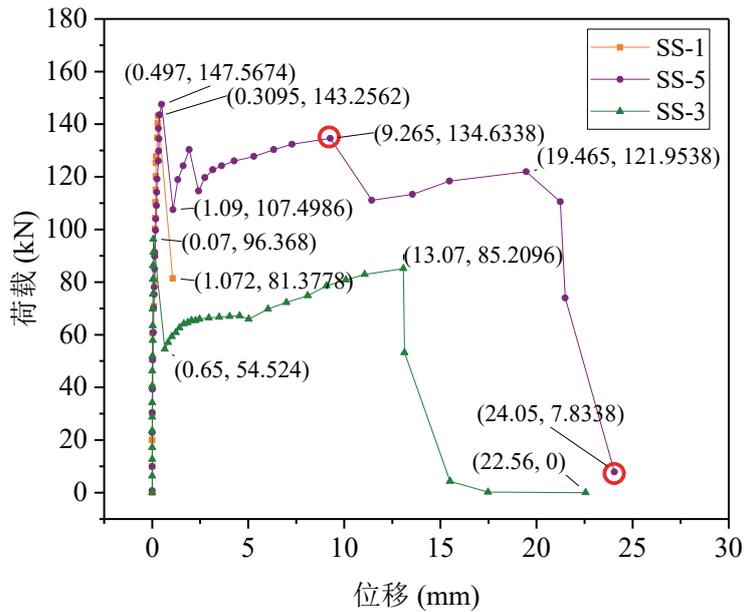


图 3.33 SS-1、SS-3 和 SS-5 荷载位移曲线对比图

考虑到 SS-5 的加载点与试验实际破坏面之间存在一个长度不小于板厚的力臂，从而对于整个试件产生了不可忽略的弯矩，由于没有轴压力的作用，螺杆在承受剪力的同时也会承受弯矩产生的轴向拉力，这也是该试验前后共听到五声响的原因。

当螺杆最终被剪断时，试件的抗剪承载力几乎降为零，因此螺杆提供的极限抗剪承载力为图中圈出来的两点纵坐标之差，则单个螺杆提供的抗剪承载力试验值为，

$$N_v^s = \frac{134.63\text{kN} - 7.83\text{kN}}{2} = 63.4\text{kN}$$

安全系数，

$$n_s = \frac{N_v^s}{N_v^b} = \frac{63.4\text{kN}}{40.19\text{kN}} = 1.58 > 1.4$$

3.6 本章小结

本章设计制作了全装配式墙板结构和增加楼板的全装配式墙板结构两种试件，并进行了抗剪试验，分别考察水平单向加载剪切和水平低周往复加载剪切两种荷载工况下连接螺杆的强度等级、轴压比、构件的组合形式对全装配式墙板结构连接界面抗剪承载力的影响。得出如下结论：

(1)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单向加载极限抗剪承载力对应的位移也与轴压比和连接螺杆的强度有关，随着轴压比的增大而增加，随着螺杆强度的降低而减小。

(2)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。

(3)连接盒增加楼板试件单向水平加载极限抗剪承载力与不增加楼板试件保持一致，剪切破坏发生在楼板与地梁的交界面，同时比不增加楼板的试件最终破坏时多听到两声巨响。

第 4 章 全装配式墙-板结构在 ABAQUS 有限元程序中的实现

4.1 ABAQUS 中混凝土的模型理论

本文使用的 ABAQUS 是一款专业的非线性分析有限元软件。ABAQUS 有限元分析的三个基本步骤是：前处理、计算求解和后处理。建立部件、定义材料属性、装配、定义分析部、定义相互作用关系、划分网格、设置荷载、设置边界条件等属于前处理部分；提交作业后开始进行计算分析求解；后处理部分输出结果数据，并可进行可视化操作。

4.1.1 ABAQUS 中混凝土的本构模型

ABAQUS 给出了三种非线性混凝土的本构模型，分别是脆性断裂混凝土本构模型(Brittle Cracking Model)、弥散裂纹混凝土本构模型(Smeared Cracking Model)和混凝土损伤塑性模型(Concrete Damaged Plasticity Model)。

脆性断裂混凝土本构模型、弥散裂纹混凝土本构模型分别适用于瞬态动力和普通静力的分析，本文基于以下几点原因并与试验的加载特性相结合，选用混凝土损伤塑性模型：

(1)混凝土损伤塑性模型是结合了各向同性弹性损伤理论和各向同性拉压塑性理论来呈现混凝土的非弹性特性，根据塑性的连续介质损伤模型，其损坏是在破坏或屈服面上的屈服及流动。

(2)模型通过引入了损伤系数来对混凝土的弹性刚度矩阵进行折减，从而模拟了混凝土的卸载刚度随着损伤的增大而降低的特点，即混凝土的刚度退化。单轴受力时，用损伤系数 d_c 和 d_t 来模拟混凝土在受压和受拉时由于损伤而引起的混凝土弹性刚度的退化。

(3)模型是将非关联硬化引入了混凝土弹塑性本构模型之中，可以模拟混凝土的受压弹塑性特性。

(4)模型也适用于单调加载和往复加载两种情况，能人为地控制裂缝在闭合前后的各种行为，还可以对在低围压下的混凝土分别受单调、动力、循环荷载作用的力学特性进行模拟，适用于分析例如抗震分析的往复循环荷载作用下的构件。

在 ABAQUS 里，通过有效应力 $\bar{\sigma}$ 和硬化变量 $\bar{\epsilon}^p$ 定义了混凝土损伤塑性模型中的弹塑性本构关系，分别用式(4.1)(4.2)和(4.3)来表达应变率、应力-应变关系、有效应力，本构关系中的三要素：也要用有效应力 $\bar{\sigma}$ 和硬化变量 $\bar{\epsilon}^p$ 来表达屈服准则、硬化规律和流动法，其表达公式分别为(4.4)(4.5)和(4.6)。

$$\text{应变率:} \quad \dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{\text{el}} + \dot{\varepsilon}^{\text{pl}} \quad (4.1)$$

$$\text{应力-应变} \quad \sigma = (1-d) E_0 (\varepsilon - \varepsilon^{\text{pl}}) = E (\varepsilon - \varepsilon^{\text{pl}}) \quad (4.2)$$

$$\text{关系:}$$

$$\text{有效应力:} \quad \bar{\sigma} = E_0 (\varepsilon - \varepsilon^{\text{pl}}) \in \left\{ \bar{\sigma} \mid F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}) \leq 0 \right\} \quad (4.3)$$

$$\text{屈服条件:} \quad F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}) \leq 0 \quad (4.4)$$

$$\text{硬化变量:} \quad \dot{\tilde{\varepsilon}}^{\text{pl}} = h(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}) \cdot \dot{\varepsilon}^{\text{pl}} \quad (4.5)$$

$$\text{流动法则:} \quad \dot{\varepsilon}^{\text{pl}} = \lambda \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (4.6)$$

式中 $\dot{\varepsilon}$ —— 应变率; ε^{pl} —— 塑性应变;
 $\dot{\varepsilon}^{\text{el}}$ —— 弹性应变率; E_0 —— 初始(无损)弹性刚度;
 $\dot{\varepsilon}^{\text{pl}}$ —— 塑性应变率; E —— 有损弹性刚度;
 σ —— 应力; $\dot{\tilde{\varepsilon}}^{\text{pl}}$ —— 等效塑性应变率;
 $\bar{\sigma}$ —— 有效应力; $\tilde{\varepsilon}^{\text{pl}}$ —— 等效塑性应变。
 ε —— 应变;

4.1.2 混凝土的损伤、屈服条件及流动法则

(1) 混凝土的损伤

混凝土的受力、破坏过程是由材料内部缺陷引起的, 会加速混凝土的劣化。ABAQUS 中的混凝土损伤机理是由混凝土的受拉损伤变量 d_t 和受压损伤变量 d_c 所组成。损伤变量 d_t 和 d_c 是与塑性应变、温度和场变量有关的函数, 用下式表达:

$$d_t = d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}}, \theta, f_i); 0 \leq d_t \leq 1 \quad (4.7)$$

$$d_c = d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}, \theta, f_i); 0 \leq d_c \leq 1 \quad (4.8)$$

d_t 和 d_c 的取值范围是从 0 到 1, 0 表示混凝土无损伤, 1 表示混凝土完全损伤。

式中 $\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}}$ —— 等效塑性拉伸应变; $\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}$ —— 等效塑性压缩应变;

θ —— 温度; f_i —— 其他预定义场变量。

因本文忽略温度和其他场变量的影响, 则凝土在拉压情况下的损伤状态由 $\tilde{\varepsilon}_t^{\text{pl}}$ 和 $\tilde{\varepsilon}_c^{\text{pl}}$ 表示。其大小能表明混凝土中的裂缝的多少, 值越大微裂缝越多, 同时与能反应混凝土屈服面的演化、弹性刚度的退化。

由式(4.2)可以分别得到单轴拉伸和单轴压缩荷载作用下的应力-应变关系式如下:

$$\sigma_t = (1-d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) = E(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (4.9)$$

$$\sigma_c = (1-d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) = E(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (4.10)$$

联立(4.2)和(4.3), 应力和有效应力的关系如下:

$$\sigma = (1-d)\bar{\sigma} \quad (4.11)$$

将上式带入(4.9)和(4.10)式, 得到单轴荷载作用下的有效拉伸与压缩应力:

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{1-d_t} = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (4.12)$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{1-d_c} = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (4.13)$$

比较典型的损伤模型包括: Loland 损伤模型^[60]、Mazars 损伤模型^[61]、分段线性损伤模型^[62]和分段曲线损伤模型^[63]等。

ABAQUS 里的混凝土损伤塑性模型是基于塑性的连续损伤模型^[64]。在假设条件的基础上, 根据材料不同的本构方程推出不同的损伤演变方程。本文选定混凝土轴心拉压应力-应变曲线, 基于应力等价性假设, 反演计算出损伤变量 d_c 和 d_t 的方程。

根据损伤力学的原理, 采用应力等价性假设 (在外力作用下, 材料受损与无损伤的本构关系形式相同), 把其中的应变替换为等效应变, 混凝土的损伤本构关系表示如下:

$$\sigma = E_0\tilde{\varepsilon} = E_0(1-d)\varepsilon \quad (4.14)$$

式中 $\tilde{\varepsilon}$ ——等效应变; d ——损伤变量; E_0 ——初始弹性模量。

(2) 屈服条件

屈服条件是指试件的某个截面刚开始发生塑性变形而产生的内力或应力应满足的条件。一般用屈服函数表示屈服条件, 用来划分弹性和塑性阶段之间的界限。弹性阶段是内力或应力落在屈服面以内, 塑性阶段则是落在屈服面以外。ABAQUS 中的混凝土损伤塑性模型由 Lubliner 等提出, 而 Lee 和 Fenve 基于混凝土拉压两种情况下因强度不同而对 Lubliner 提出的屈服条件进行修正, 用有效应力 $\bar{\sigma}$ 来表达:

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} \left(\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \hat{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\hat{\sigma}_{\max} \rangle \right) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \leq 0 \quad (4.15)$$

式中

α 、 γ ——无量纲的材料常数； \bar{p} ——有效静水压力；

\bar{q} ——Mises 等效应力； $\hat{\sigma}_{\max}$ ——有效应力 $\bar{\sigma}$ 最大主特征值。

根据初始等双轴和单轴抗压屈服应力，系数 α 表示如下：

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}} \quad (4.16)$$

混凝土的试验结果表明， $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$ 的值在(1.10, 1.16)这个区间内，代入式(4.15)

得到了系数 α 的取值范围为(0.08, 0.12)。在 ABAQUS 中 $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$ 的缺省值是 1.16。

通过对屈服条件是沿着拉子午线还是沿压子午线的比较来确定系数 γ 。在这里可以先定义拉亚子午线：当满足条件 $\hat{\alpha}_{\max} = \hat{\alpha}_1 > \hat{\alpha}_2 = \hat{\alpha}_3$ 时，此时的应力轨迹状态就作为拉子午线(TM)；当满足条件 $\hat{\alpha}_{\max} = \hat{\alpha}_1 = \hat{\alpha}_2 > \hat{\alpha}_3$ 时，此时的应力轨迹状态就作为压子午线(CM)；在这里， $\hat{\alpha}_1$ ， $\hat{\alpha}_2$ ， $\hat{\alpha}_3$ 是有效应力张量的三个主应力。

因此可以分别定义拉、压子午线为： $(\hat{\alpha}_{\max})_{TM} = \frac{2}{3}\bar{q} - \bar{p}$ 和 $(\hat{\alpha}_{\max})_{CM} = \frac{1}{3}\bar{q} - \bar{p}$ ，从

而可以得到当 $\hat{\sigma}_{\max} < 0$ 时的屈服条件如下：

$$\left(\frac{2}{3}\gamma + 1 \right) \bar{q} - (\gamma + 3\alpha)\bar{p} = (1-\alpha)\bar{\sigma}_c \quad (\text{TM}) \quad (4.17)$$

$$\left(\frac{1}{3}\gamma + 1 \right) \bar{q} - (\gamma + 3\alpha)\bar{p} = (1-\alpha)\bar{\sigma}_c \quad (\text{CM}) \quad (4.18)$$

这里假定对任意给定的静水压力值 \bar{p} ， $K_c = \bar{q}(\text{TM})/\bar{q}(\text{CM})$ ，则有

$$K_c = \frac{\gamma + 3}{2\gamma + 3} \quad (4.19)$$

而对于混凝土材料来说， $K_c = \frac{2}{3}$ ，所以 $\gamma = 3$ 。

由此可见，ABAQUS 中为混凝土塑性损伤模型提供包括了多种材料参数的屈服函数，混凝土材料对应于不同的 K_c 值($K_c = \frac{2}{3}$ 和 $K_c = 1$)的偏平面的屈服面，见图

4.1，平面应力状态下的屈服面可见图 4.2。

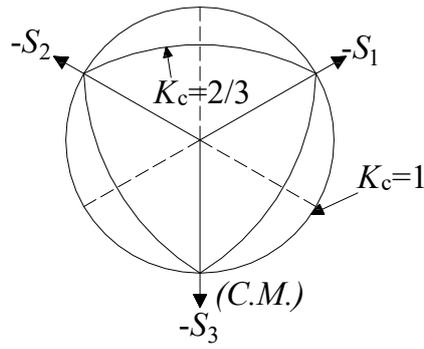


图 4.1 $K_c = \frac{2}{3}$ 和 $K_c = 1$ 的偏平面的屈服面

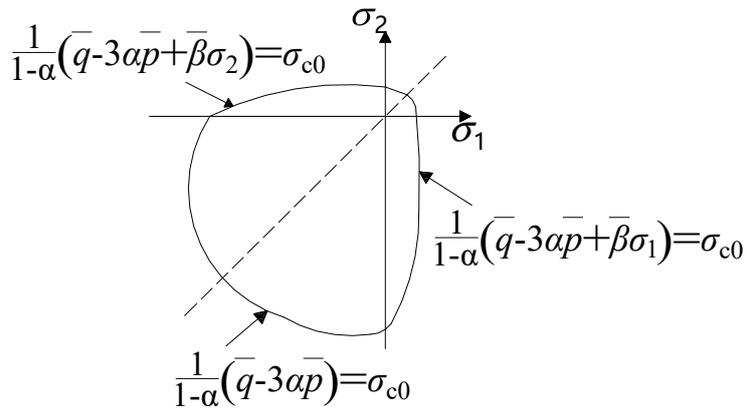


图 4.2 平面应力状态下的屈服面

(3) 流动法则

ABAQUS 中混凝土的损伤塑性模型采用非关联流动法则：

$$\dot{\epsilon}^{pl} = \lambda \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (4.20)$$

流动能 G 为 Drucker-Prager 双曲线函数：

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (4.21)$$

式中， σ_{t0} ——屈服时的单轴拉应力； ψ ——高侧压力 p - q 面的膨胀角；

ϵ ——偏心率，用来表示函数接近渐进线的速率，ABAQUS 中的缺省值是 $\epsilon = 0.1$ 。

4.2 粘结滑移有限元分析方法

关于研究粘结-滑移的有限元分析方法最早在 1943 年提出，随着计算机的迅速发展使有关粘结-滑移有限元分析在理论研究中得到广泛的应用。2003 年赵鸿铁对型钢混凝土粘结滑移力学性能的研究及基本问题^[65]进行了全面地回顾和分

析。之后，2006年杨勇结合目前广泛应用的大型商业有限元分析软件 ANSYS 程序，对型钢混凝土（SRC）结构进行非线性有限元数值模拟^[66]的实用技术和方法进行研究，结合了型钢混凝土梁试验，对试件进行全过程数值模拟，并对采用 ANSYS 程序进行型钢混凝土结构数值模拟所涉及到的材料模型定义、几何模型建立、钢筋单元生成、约束条件、粘结滑移模拟、加载控制、计算参数设定以及后处理等问题进行了系统全面地介绍，重点介绍了型钢混凝土结构在 ANSYS 程序中的建模技术和方法，并介绍了采用非线性弹簧单元（Combination39 单元）对型钢与混凝土之间的粘结-滑移进行准确模拟的实用方法。

目前，构成装配式墙板结构的有限元分析模型与钢筋混凝土有限元分析模型^[67]主要有 3 种方式，分别为整体式、组合式和分离式。整体式适用于分析整个结构在外荷载作用下的宏观反映，例如结构的总体位移、应力分布情况、峰值荷载以及峰值荷载对应的位移等，此方式并不考虑钢筋混凝土的粘结-滑移的影响；组合式模型是假定钢筋与混凝土及连接件与混凝土两者间的相互粘结良好，不会存在相对滑移；而分离式是把分布钢筋、连接件和混凝土墙分别采用不同的单元来考虑，并且在二者交界面上插入模拟集中钢筋和混凝土之间及连接件和混凝土之间粘结-滑移特性的联结单元，而本文是为了研究全装配式混凝土拼缝界面的粘结性能，不考虑钢筋与混凝土之间的粘结滑移，因此本文应采用分离式和整体式相结合的方式来进行有限元分析，即钢筋和混凝土之间采用整体式模型，而剪力墙和地梁之间采用分离式模型来考虑二者之间的粘结-滑移特性。

如何在装配式墙板结构有限元分析中建立更为合理的边界联结模型，国内外学者对类似问题进行了大量的分析研究。在 ABAQUS 中，应用不同的 elements 进行建模分析。主要连接关系属于 ABAQUS 的连接单元(connector elements)。连接类型主要分为 basic types, assembled types, complex types, MPC types。连接都属于刚性连接。ABAQUS 中的柔性连接主要依靠 special-purpose elements 实现，例如其中的 flexible joint elements。而 samcef 的装配关系都集中在 assembly 中，能够同时处理线性和非线性问题，有少数几个与 samcef 中的 assembly 关系对应。Assembly 中连接关系可以直接用于柔性部件的连接，相对于 ABAQUS 及其他多体软件的装配更方便容易。

4.3 有限元建模

4.3.1 单元类型

ABAQUS 为用户提供了丰富的单元库，在对一个问题进行分析时，可以根据情况选择使用，以期达到更为精确的收敛解。

ABAQUS 中对于单元的分类，每种单元特定的使用范围，各种单元类型的节

点数目、单元形状、插值函数阶次以及单元构造的方式等都会直接影响建模所使用的单元类型。

ABAQUS 中最常用的单元包括实体(Solid)单元、壳(Shell)单元和梁(Beam)单元。

基于以上对单元的理解，由于本文研究的模型会定义接触和弹塑性材料，故二次单元 C3D20 和 C3D20R 不符合要求；经过试算六面体完全积分单元 C3D8 与减缩积分单元 C3D8R 的计算结果差别很小，为了提高模型的计算效率，本文全装配式混凝土墙板和地梁选用的是 8 节点六面体线性减缩积分单元 C3D8R。

为了考虑套筒与混凝土、连接盒与混凝土之间的粘结滑移情况，套筒和连接盒同样采用实体单元，由于几何形状的不规则，采用 4 节点四面体线性单元 C3D4。考虑到粘结滑移的影响，在套筒与混凝土之间、连接盒与混凝土之间、混凝土拼缝界面间增加连接单元来模拟粘结滑移，采用非线性弹簧单元 Spring2。

钢筋、与套筒相焊接的 U 型钢筋、与连接盒相焊接的 U 型钢筋均采用 2 节点三维线性桁架单元 T3D2，能更好的反映其受力特性，提高计算效率。

4.3.2 材料本构模型

(1) 混凝土本构模型

本文所选用的是《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)附录 C 中推荐的混凝土单轴应力-应变关系曲线如图 4.3 所示，混凝土受拉、受压的应力-应变曲线示意图绘于同一坐标系中，但取不同比例。符号取“受拉为负、受压为正”。

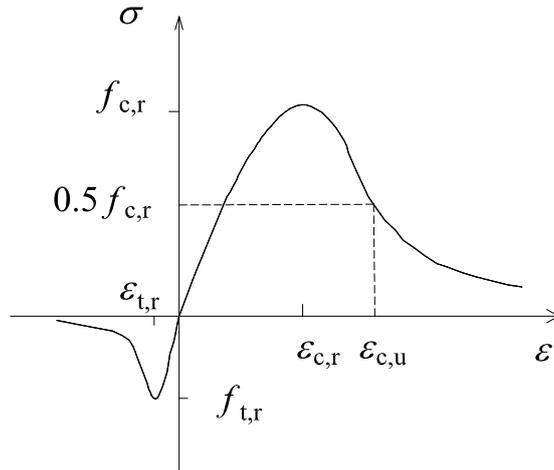


图 4.3 混凝土单轴应力-应变曲线

本文模型使用的是 C35 混凝土，材性试验结果见表 2.3。根据 4.2 节介绍的 ABAQUS 混凝土模型理论，最终得到在 ABAQUS 中输入的混凝土真实压缩应力和塑性应变的关系以及真实拉伸应力和塑性应变的关系如表 4.1 所示。

表 4.1 混凝土压缩应力和塑性应变

压缩应力/MPa	塑性应变	拉伸应力/MPa	塑性应变
18.63107	0.00000	2.933026	0.000000
26.64222	0.00074	2.791316	0.000024
24.76958	0.00126	2.357222	0.000066
21.36147	0.00183	1.862607	0.000110
18.12520	0.00239	1.507636	0.000150
15.46333	0.00294	1.260222	0.000186
13.35186	0.00347	0.950616	0.000252
11.67999	0.00398	0.649797	0.000375
10.34280	0.00448	0.416910	0.000609
8.79163	0.00522	0.260473	0.001066
7.14295	0.00631	0.161589	0.001973
5.54865	0.00791	0.100175	0.003780
4.14163	0.01027	0.062169	0.007381
2.76952	0.01480	0.038687	0.014544
		0.024222	0.028717
		0.010922	0.095310

(2) 钢材本构模型

钢材的应力-应变关系本文采用双折线线性强化模型，如图 4.4 所示。钢材屈服后，为保证计算收敛，应力-应变关系可以简化为一段上升平缓的斜直线，当达到极限应变后，再以一段下降的直线描述钢筋断裂的卸载过程，钢材屈服强度见第 2 章表 2.4。取钢材屈服之后的切线模量 $E_t=0.01E_s$ 。使用 Von-Mises 屈服准则作为钢材的屈服准则，ABAQUS 分析时，只要作等效塑性应力的转化即可。

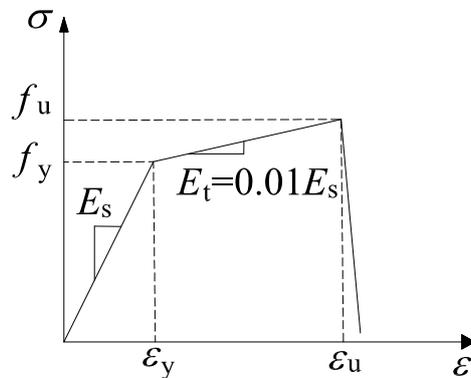


图 4.4 钢筋双折线线性强化模型

(3) 界面切线本构模型

使用 ABAQUS 中的非线性弹簧 Spring2 来模拟混凝土界面的切向粘结-滑移关系。混凝土界面的抗剪强度可以分解为粘结强度、摩擦剪切强度和销栓抗剪强度三个部分的总和^[68]。本文有限元模型使用聂建国^[69]等提出的三阶段界面剪切受力模型，如图 4.5 所示。

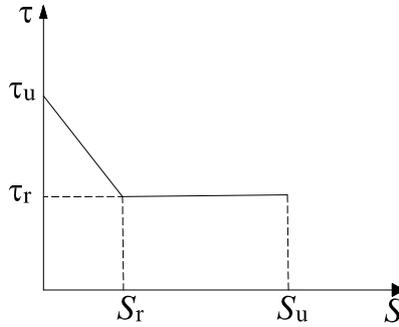


图 4.5 界面切向本构

根据试验的结果，在装配式构件发生剪切错动之前，界面滑移量很小，合理假设界面的剪应力-滑移模型初始刚度无限大，实际建模过程中，初始阶段取成斜上升段。达到 τ_u 之后拼缝错动，界面承载力部分由连接螺杆承担。之后连接螺杆在屈服之前，界面会产生滑移 S_r 。当连接螺杆屈服后，剪切强度 τ_r 保持恒定，再根据试验曲线确定极限变形 S_u 。

根据文献^[70]提出的 Mohr-Coulomb 界面破坏准则，拼缝界面的极限剪切强度表示如下：

$$\tau_u = cf_t + \mu\sigma \quad (4.22)$$

式中： f_t ——混凝土抗拉强度； σ ——界面正应力； c 和 μ 根据文献^[71]确定见表 4.2。

表 4.2 c 与 μ 的取值

界面类型	适用情况	c	μ
非常平滑	钢、塑料、特质的木模	0.25	0.5
平滑	未经特殊处理的表面	0.35	0.6
粗糙	3mm 深间距 40mm 粗糙表面	0.45	0.7
齿咬合	-	0.5	0.9

连接螺杆贡献的剪应力按下式计算：

$$\tau_r = f_y \rho_s \quad (4.23)$$

式中： ρ_s ——穿过混凝土界面连接螺杆的配筋率； f_y ——螺杆的屈服强度。

滑移量 S_r 简化等于连接螺杆达到完全屈服前的伸长量，按下式计算：

$$S_r = l_s \varepsilon_y \quad (4.24)$$

式中： l_s ——连接螺杆长度； ε_y ——连接螺杆屈服应变。

(4) 界面法向本构模型

界面法向本构同样使用 Spring2 进行模拟。假设混凝土界面受压是理想的弹性，当达到极限抗压强度 f_c 后，承载力保持恒定；混凝土达到极限抗拉强度以后，承载力迅速降为零。界面的正应力-滑移本构关系如图 4.6 所示。

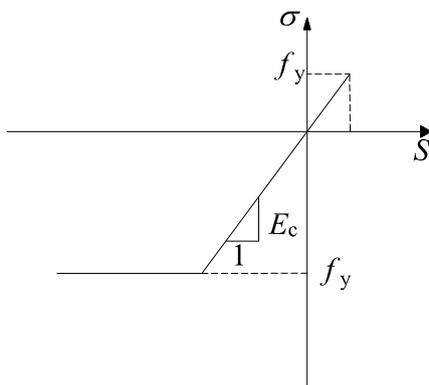


图 4.6 界面法向本构

4.3.3 定义相互作用关系

试验中，连接盒、套筒与混凝土的关系采用面面接触。钢材设定为主面，混凝土定义为从面。定义切向行为与法向行为的接触属性：用罚函数定义切向行为，用“硬”接触定义法向行为。

螺杆与套筒、螺杆与连接盒、连接盒与 U 型钢筋、套筒与 U 型钢筋均采用绑定定义约束类型。

U 型钢筋与混凝土、钢筋笼与混凝土均采用内嵌定义约束类型。

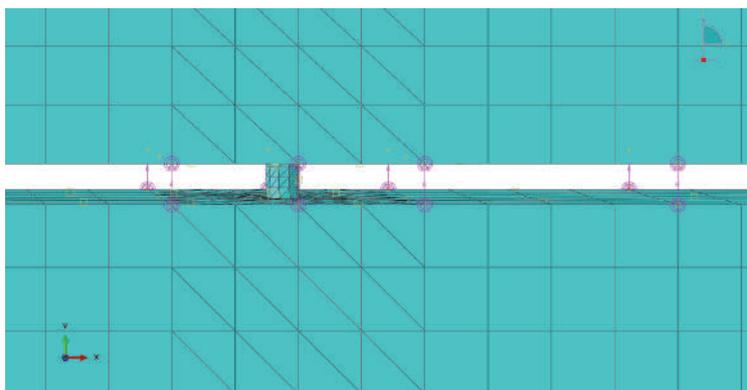


图 4.7 墙-梁界面设置弹簧单元

墙板与地梁拼缝界面的粘结滑移关系使用 Spring2 来模拟如图 4.7 所示，由于试验工况避免了墙体的平面外运动，所以仅需考虑 UX（平行于加载方向）和 UY（施加轴压力方向）两个方向的粘结滑移关系，粘结滑移本构关系采用所选用

的界面切向和界面法向本构模型。ABAQUS 中的 CAE 不支持 Spring2 的非线性性质，需要在 INP 文件中对其非线性进行定义，此外为了防止出现应力集中，需要设置一个参考点与加载面耦合。

4.3.4 确定边界条件

拉拔试验中，试件是平放在刚性地面上，利用自平衡的方式进行均匀加载。因此需要对混凝土模型上表面对应于钢梁垫块处和模型下表面与地面接触处设置位移约束。

抗剪试验中，地梁被牢牢锚固在刚性地面上，有限元模型把地梁完全固定在刚性地面上，使得边界条件与试验保持一致。

4.3.5 施加荷载

抗拔试验中，荷载施加在螺杆上，和试验加载方式一致。面面接触属于高度接触非线性，混凝土材料也是非线性的，因此为了保证模型计算收敛，用 *control 设置较大的允许迭代次数。分析时在螺杆顶面设置一个参考点，与作用面耦合，给参考点定义位移/旋转边界条件，在荷载作用方向定义与试验相一致的极限位移。

水平单调抗剪试验中，水平剪力施加在墙与梁的交界处，设置一个参考点，与作用面耦合，对于有轴压的试验定义两个分析步，先施加竖向均布力，再施加水平剪力，同样考虑非线性问题，为加强收敛，用 *control 设置较大的允许迭代次数。分析时给参考点定义位移/旋转边界条件，在荷载作用方向定义与试验相一致的极限位移。

水平低周往复抗剪试验与单调抗剪试验类似，但是需要根据试验加载制度定义分析步，每一分析步通过控制参考点的位移来进行加载，位移控制值参考试验结果，位移方向的改变通过位移数值的正负号来实现，从而实现低周往复荷载的施加。

4.3.6 有限元模型

(1) 预埋套筒端试件

模型按照试件的实际尺寸建造，由于套筒部分是不规则的几何体，故将混凝土部分进行了几何划分，既满足核心研究对象——套筒的精细化建模，又在尽可能减少单元数量的基础上使得网格的划分更加规整从而提高整体模型的计算效率。混凝土网格划分尺寸大约是 20mm，套筒和螺杆的网格划分尺寸约为 3mm，这样划分网格可以保证计算的稳定性以及收敛性。

此外针对 US-1 和 US-2 试件试验工况的不同，分别建立 $l_a = 220\text{mm}$ 和 $l_a = 400\text{mm}$ 两种约束情况。

预埋套筒端试件的 ABAQUS 模型实现如图 4.8 所示。

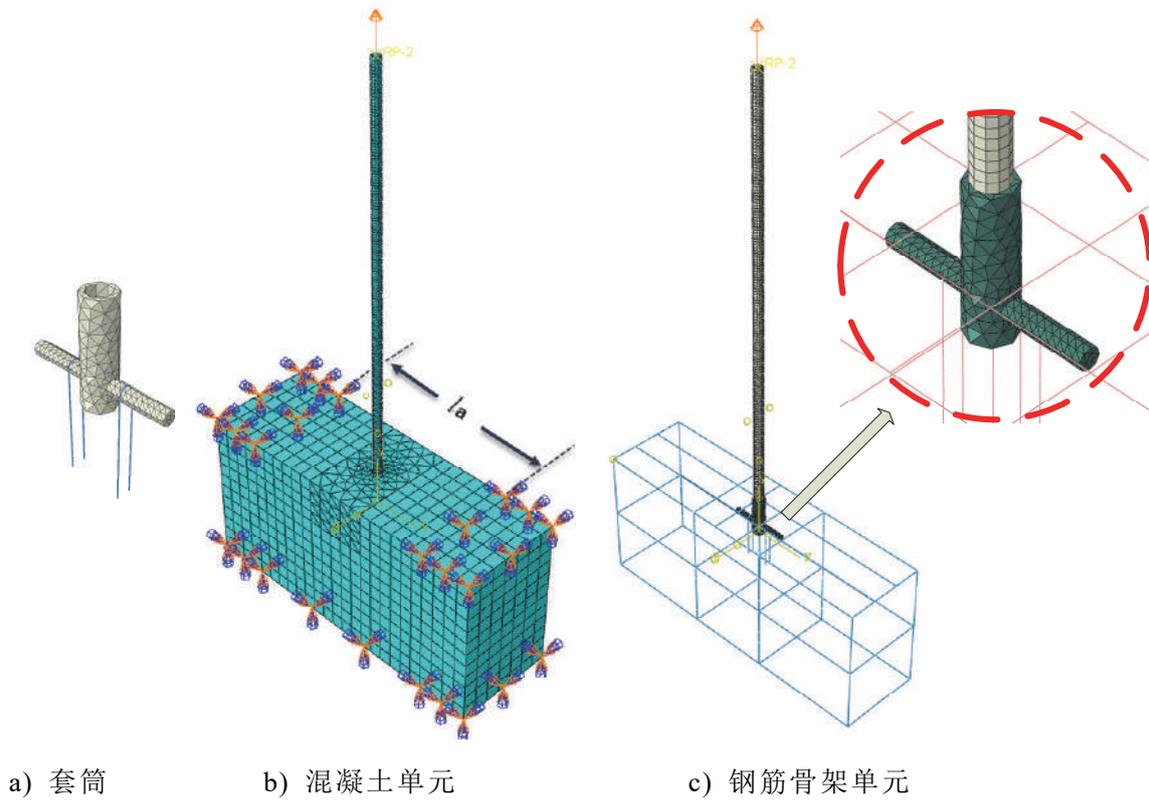


图 4.8 预埋套筒端试件有限元模型

(2) 预埋连接盒端试件

预埋连接盒端试件的 ABAQUS 模型实现如图 4.9 所示。

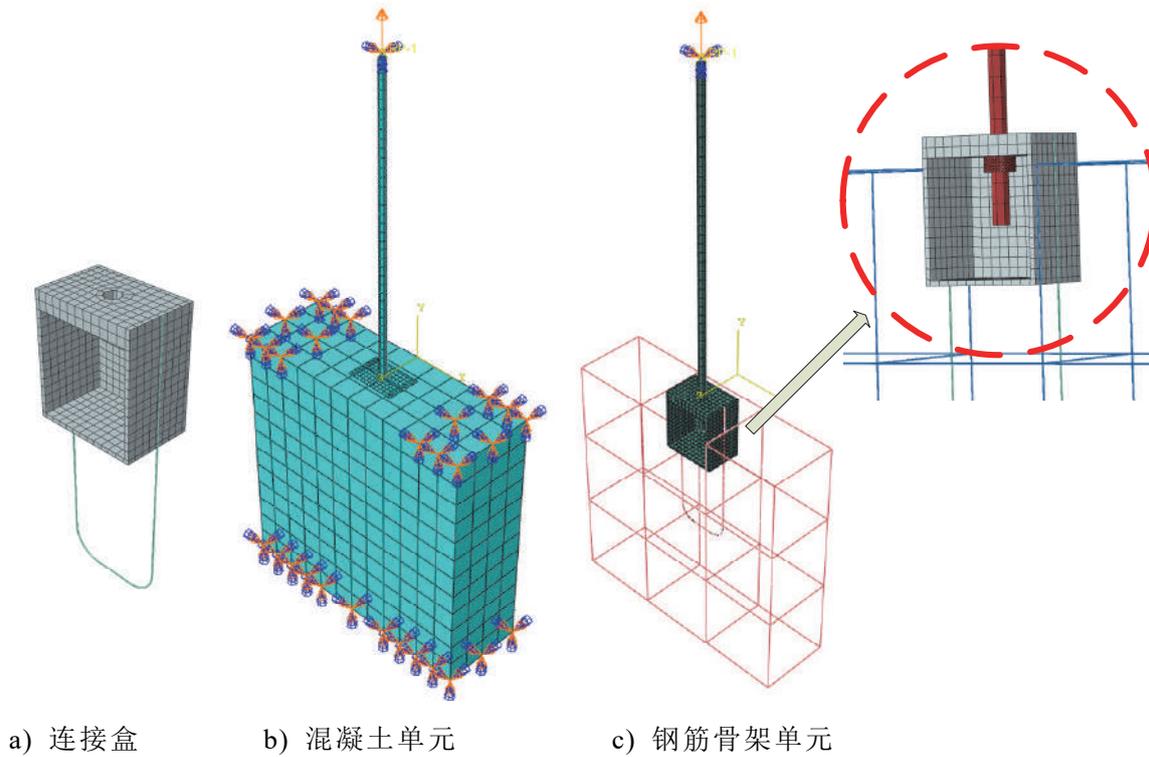


图 4.9 预埋连接盒端试件有限元模型

与预埋套筒端建模思路类似，网格划分重点要做好连接盒和混凝土墙体交界处的细化，混凝土网格划分尺寸大约是 50mm，连接盒、螺杆和螺母的网格划分尺寸约为 10mm，经试算，这样划分网格可以保证计算的稳定性以及收敛性。

(3) 全装配式墙板试件

有了前面预埋套筒端试件和预埋连接盒端试件的建模基础，整个装配式的墙板试件所需要做的工作就是将前面建的模型装配起来，当然，部分细节需要进一步优化，重点研究的对象——墙-梁拼缝界面需要深化建模，通过建立非线性弹簧单元（Spring2）来模拟装配式混凝土拼缝界面的粘结滑移关系。

模型在垂直于剪力墙上表面设置了均布压力，可选择 0MPa 和 0.83MPa 分别模拟轴压比为 0 和轴压比为 0.05 的两种工况；根据表 2.4 改变螺杆的材料属性，可模拟 4.8 级螺杆连接和 8.8 级螺杆连接两种工况；通过设置更多分析步，并交错变更位移荷载的符号可模拟水平单调加载和水平低周往复加载两种工况。

在网格划分部分，混凝土、套筒与连接盒均延续了之前的网格划分方案，能够保证计算良好的收敛性和稳定性。

全装配式墙板试件的 ABAQUS 模型实现如图 4.10 所示。

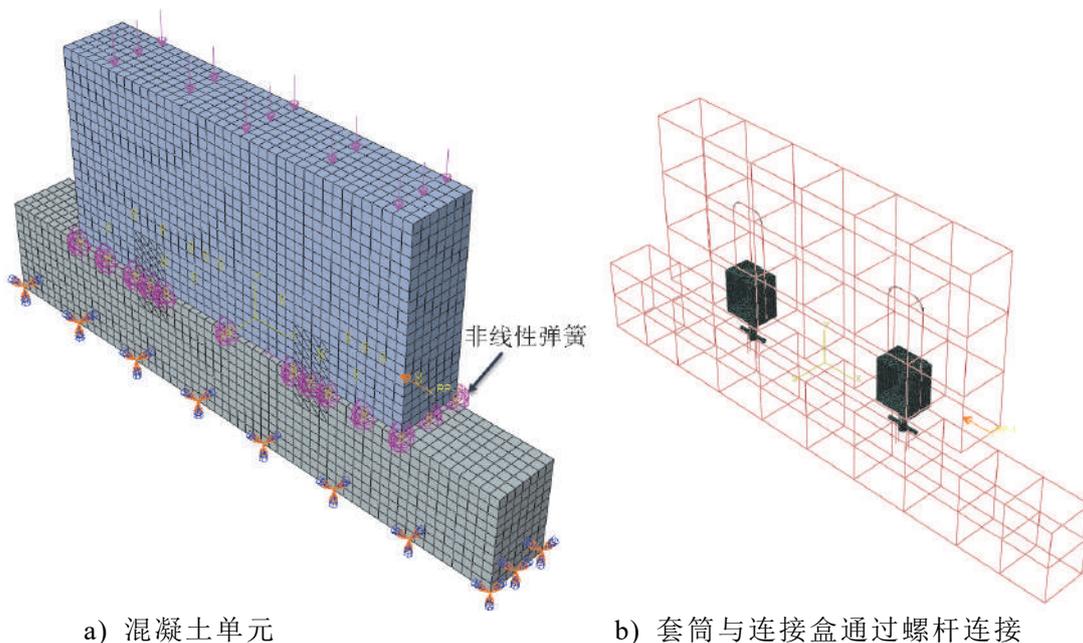


图 4.10 全装配式墙板试件有限元模型

4.4 本章小结

本章主要论述了全装配式墙板结构如何在 ABAQUS 有限元程序中实现，主要内容如下：

- (1) 确定了全装配式墙板结构的单元类型，混凝土、螺杆采用 C3D8R 实体