

学校代号 10532
分类号 TU317+.5

学 号 S1501W0005
密 级 公开



湖南大学
HUNAN UNIVERSITY

工程硕士学位论文

全装配式墙-板结构连接盒试件抗拔抗剪 性能研究

学位申请人姓名 奚树杭
培 养 单 位 土木工程学院
导师姓名及职称 周云副教授 杨博铭高工
学 科 专 业 建筑与土木工程
研 究 方 向 装配式混凝土结构
论文提交日期 2018年6月01日

学校代号：10532
学号：S1501W0005
密级：公开

湖南大学硕士学位论文

全装配式墙-板结构连接盒试件抗拔抗 剪性能研究

国家重点研发计划项目（2016YFC0701400）
国家重点研发计划项目（2016YFC0701308）
湖南省重点研发计划项目（2017SK2223）
长沙市科技计划项目（kq1706019）

学位申请人姓名： 奚树杭
导师姓名及职称： 周云副教授 杨博铭高工
培 养 单 位： 土木工程学院
专 业 名 称： 建筑与土木工程
论文提交日期： 2018年6月01日
论文答辩日期： 2018年6月04日
答辩委员会主席： 易伟建教授

Research on Pull-out and Shear Performance of Box Connector on Bhouse
Structure

by

XI Shuhang

B.E. (Nanjing University of Science and Technology)2015

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Architecture and Civil Engineering

in the

Graduate School

of

Hunan University

Supervisor

Associate Professor ZHOU Yun & Senior Engineer YANG Boming

June, 2018

摘 要

住宅产业化是我国住宅建设的趋势，全装配式混凝土墙板结构体系是一种多层住宅结构体系，适应我国国情，发展的前景良好。就全装配式结构而言，墙板之间拼缝可靠的连接是保证抗震性能和结构整体性的关键点。本文以某公司旗下系列产品的墙板构件为研究对象，对全装配式混凝土墙板结构的抗拔抗剪性能进行了较为系统的分析。

主要研究内容如下：

(1)全装配式墙板结构连接装置抗拔承载力分析评估试验

试验的主要目的是分别研究构件预埋套筒端与预埋连接盒端的极限抗拔承载力，对整体构件进行薄弱环节分析，重点考察连接装置受力部分的应力变化。在连接装置抗拔试验结果的基础上，初步分析了连接装置的抗拔破坏机理。

(2)全装配式墙板结构连接界面抗剪承载力分析评估试验

试验的主要目的是研究不同工况下构件拼缝界面的抗剪承载力，研究了包括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。在连接界面的抗剪试验结果的基础上，初步分析了界面抗剪的破坏机理，并将试验值与依据规范计算所得的界面的抗剪承载力进行了对比分析。

(3)考虑粘结-滑移的全装配式墙板结构精细有限元模型分析

利用 ABAQUS 分别对预埋套筒端、预埋连接盒端进行了抗拔有限元分析，对已有全装配式墙板结构进行了水平单向荷载作用和水平低周往复荷载作用下的抗剪有限元分析。通过与试验数据的对比，证明了模型选用弹簧模拟界面以及各参数设定的合理性。在此基础上，进行参数分析，研究了连接螺杆强度等级和轴压比对全装配式混凝土墙板结构性能的影响。

(4)全装配式墙板结构盒式连接件优化设计

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、改变连接螺杆的强度等级，全面优化全装配式混凝土墙板结构连接装置的设计参数，评估优化之后试件的抗拔抗剪性能，并利用结构设计软件 PKPM 进行整体结构的抗拔抗剪承载力验算，为企业研发更高性价比的全装配式墙板结构提供理论依据。

关键词：全装配式混凝土墙板结构；抗拔性能；抗剪性能；粘结滑移；优化设计

Abstract

Residential industrialization is the development direction of residential construction in China, and the fully assembly concrete wallboard structure system is a multi-storey residential structure system adapted to China's national conditions, which has good development prospect. For the fully assembly structure, the reliable connection between prefabricated parts is the key to guarantee the integrity and seismic performance of the structure. This thesis takes the wall panel components of a company's serial products as the research object, the performance of the prefabricated concrete wallboard structure has made the detailed analysis.

The main research contents are as follows:

(1) Analysis and evaluation of the anti-pulling capacity of the fully assembly wall panel structure.

The main purpose of the test is respectively to investigate buries the sleeve end connected to the embedded box of the ultimate pull-out bearing capacity, the analysis of the weak link for the whole structure, focus on connecting device the stress variation in the mechanical parts. On the basis of the test results of the connecting device, the mechanism of the anti-pulling failure of the connecting device is preliminarily analyzed.

(2) Analysis and evaluation of shear bearing capacity of the fully assembly wall panel structure connecting interface.

Test under different working conditions, the main goal is to investigate the shear bearing capacity of the component interface and studied, including horizontal one-way loading shear and horizontal low cyclic reciprocating loading shear connection bolt strength grade under two kinds of load conditions, combinations of axial compression ratio, components of fully assembled wallboard structure connection interface shear bearing capacity. Based on the results of the interface shear test, the failure mechanism of the interface shear resistance is preliminarily analyzed, and the experimental value is compared with the calculated value of the interface shear capacity according to the existing code.

(3) Consider the fine finite element analysis model of the fully assembly wall panel structure with bonding and slip.

Using the large general finite element software ABAQUS respectively for

embedded sleeve end, buries the connection box end pulling finite element analyses, the existing fully assembled wallboard structure horizontal one-way load and horizontal low cycle loading under the action of shear finite element analysis. By comparing with the experimental data, the parameter selection of the finite element and the rationality of the interface spring simulation are verified. On this basis, parameter analysis is carried out to study the effect of the axial compression ratio and the strength grade of connecting bolt on the structural performance of the fully assembly concrete wallboard.

(4) Optimized design of box-type connectors for the fully assembly wall panel.

In the experimental data and based on the theory of the bond - slip ABAQUS finite element based on the analysis of the model, by adjusting the parameters of the model, including the change of u-shaped steel sleeve end anchorage length, the diameter of the u-shaped steel, change the connection box end change the strength level of the connecting bolt, comprehensive optimization have been used to design parameters of fully assembled concrete wallboard structure connection device. Assessing pull-out and shear resistance of the specimens after optimization, and checking the pull-out and shear capacity of the whole structure with the structural design software PKPM have been done. Research provided the theory basis for the enterprise to develop fully assembled wallboard structure with higher cost performance.

Key Words: Assembly concrete wallboard structures ; Anti-pulling capacity; Shear bearing capacity ; Bond and slip; Optimized design

目 录

| | |
|-----------------------------------|-----|
| 学位论文原创性声明 | 1 |
| 摘 要 | 11 |
| Abstract | 111 |
| 第 1 章 绪 论 | 1 |
| 1.1 课题背景及意义 | 1 |
| 1.2 文献综述 | 1 |
| 1.2.1 装配式墙板结构的连接形式及特点 | 1 |
| 1.2.2 锚钉连接件抗拔性能研究现状 | 5 |
| 1.2.3 混凝土界面抗剪性能研究现状 | 6 |
| 1.2.4 钢筋混凝土粘结-滑移研究进展 | 7 |
| 1.3 论文的主要研究内容 | 8 |
| 1.4 本章小结 | 9 |
| 第 2 章 全装配式墙-板结构连接装置抗拔性能分析评估 | 10 |
| 2.1 工程背景 | 10 |
| 2.2 试件概况 | 11 |
| 2.2.1 试验目的及主要内容 | 11 |
| 2.2.2 试件设计与制作 | 11 |
| 2.2.3 材料力学性能 | 16 |
| 2.3 预埋套筒端试件抗拔性能试验 | 17 |
| 2.3.1 试验加载与量测 | 17 |
| 2.3.2 试验现象 | 18 |
| 2.3.3 承载力与变形分析 | 20 |
| 2.3.4 应变测量结果与分析 | 21 |
| 2.4 预埋连接盒端试件抗拔性能试验 | 23 |
| 2.4.1 试验加载与量测 | 23 |
| 2.4.2 试验现象 | 24 |
| 2.4.3 承载力与变形分析 | 26 |
| 2.4.4 应变测量结果与分析 | 26 |
| 2.5 本章小结 | 28 |
| 第 3 章 全装配式墙-板结构界面抗剪性能分析评估 | 30 |
| 3.1 工程背景 | 30 |
| 3.2 试件概况 | 30 |
| 3.2.1 试验目的及主要内容 | 30 |

| | |
|--|-----------|
| 3.2.2 试件设计与制作 | 30 |
| 3.2.3 材料力学性能 | 32 |
| 3.3 全装配式墙板结构水平单调加载抗剪试验 | 33 |
| 3.3.1 试验加载与量测 | 33 |
| 3.3.2 试验现象 | 35 |
| 3.3.3 承载力与变形分析 | 39 |
| 3.4 全装配式墙板结构水平低周往复加载抗剪试验 | 41 |
| 3.4.1 试验加载与量测 | 41 |
| 3.4.2 试验现象 | 43 |
| 3.4.3 承载力与变形分析 | 45 |
| 3.5 全装配式墙板试件抗剪试验分析 | 46 |
| 3.5.1 连接件采用 8.8 级螺杆 | 46 |
| 3.5.2 连接件采用 4.8 级螺杆 | 49 |
| 3.5.3 连接件采用 8.8 级螺杆，增加楼板构件 | 52 |
| 3.6 本章小结 | 53 |
| 第 4 章 全装配式墙-板结构在 ABAQUS 有限元程序中的实现 | 54 |
| 4.1 ABAQUS 中混凝土的模型理论 | 54 |
| 4.1.1 ABAQUS 中混凝土的本构模型 | 54 |
| 4.1.2 混凝土的损伤、屈服条件及流动法则 | 55 |
| 4.2 粘结滑移有限元分析方法 | 58 |
| 4.3 有限元建模 | 59 |
| 4.3.1 单元类型 | 59 |
| 4.3.2 材料本构模型 | 60 |
| 4.3.3 定义相互作用关系 | 63 |
| 4.3.4 确定边界条件 | 64 |
| 4.3.5 施加荷载 | 64 |
| 4.3.6 有限元模型 | 64 |
| 4.4 本章小结 | 66 |
| 第 5 章 全装配式墙-板结构模型化结果分析 | 68 |
| 5.1 有限元与试验对比分析 | 68 |
| 5.1.1 预埋套筒端试件抗拔试验 | 68 |
| 5.1.2 预埋连接盒端试件抗拔试验 | 70 |
| 5.1.3 全装配式混凝土墙板结构抗剪试验 | 71 |
| 5.2 有限元参数分析 | 77 |
| 5.2.1 U 型钢筋锚固长度对套筒端抗拔承载力的影响 | 77 |

| | |
|----------------------------------|----|
| 5.2.2 U 型钢筋直径对连接盒端抗拔承载力的影响 | 77 |
| 5.2.3 轴压比影响性分析 | 78 |
| 5.3 盒式连接件优化设计 | 79 |
| 5.3.1 模型优化思路及方案 | 79 |
| 5.3.2 有限元建模 | 80 |
| 5.4 改进连接装置后的抗拔抗剪性能分析 | 81 |
| 5.4.1 抗拔性能分析 | 81 |
| 5.4.2 抗剪性能分析 | 83 |
| 5.5 全装配式整体结构抗拔抗剪性能评估 | 84 |
| 5.5.1 概述 | 84 |
| 5.5.2 建立整体模型 | 85 |
| 5.5.3 整体模型抗拔抗剪承载力验算 | 85 |
| 5.6 本章小结 | 88 |
| 结论与展望 | 89 |
| 参考文献 | 91 |
| 附录 A 攻读学位期间所发表的学术论文目录 | 96 |
| 致 谢 | 97 |

第 1 章 绪 论

1.1 课题背景及意义

建筑业是我国的支柱型产业，在国民经济中的占比达到 6.6%。在政策方面，《绿色建筑行动方案》^[1]也着重指出，要推动建筑工业化，并将装配式建筑、建筑产业化作为重点工作。目前国家已经出台多个文件，要加大对建筑行业现代化、工业化的扶持力度，指出要用 10 年的时间，将装配式建筑在新建建筑中的比例达到 30% 以上。装配式建筑是推动建筑行业劳动方式转变的重要动力，可以很好地解决这一类问题。通过装配式施工、工业化生产，既能够为施工人员提供良好的作业环境，还能提高施工质量与效率、减少施工现场的资源浪费。与传统建筑施工方式相比，装配式建筑最突出的优势就是能够大大缩短工期，这在人力成本日趋上升的当下，对于降低工程造价有着极为重要的意义。

据前瞻产业研究院《中国装配式建筑行业市场前景与投资规划分析报告》的分析，当下我国装配式建筑的普及率还非常低，还不到 5%，而欧美、日本等已经达到了 50%-70%^[2]。因此，我国发展装配式建筑还有很大的空间。

全装配式墙板结构相较于现浇结构而言，也存在一定的不足，限制了其大规模的应用和推广，具体表现为：（1）前期投资大、技术实力要求高；（2）结构整体性较差，预制构件之间的连接节点容易形成薄弱环节；（3）运输成本高，预制构件往往尺寸较大且形式多样，运输途中还要采取一定的保护措施预防其开裂变形，需要大型专业设备。

某公司积极推动多栋装配式结构试点工程的建设。湖南大学等诸多高校也进行了相关的研究。本文以某公司系列产品（全装配式混凝土墙板结构）为背景，在湖南大学开展全装配式墙板结构连接盒试件抗拔抗剪试验，试验重点研究全装配式墙板结构连接装置的抗拔性能和连接界面的抗剪性能，并基于粘结-滑移的理论建立了有限元模型，模拟了试验的全过程。在修正模型的基础上进行参数分析，为企业制定相关行业规范和优化产品设计提供试验数据和理论依据。

1.2 文献综述

1.2.1 装配式墙板结构的连接形式及特点

对于全装配式墙板结构，水平拼缝传递水平剪力，同时传递上部荷载，因此其连接设计要确保在设计荷载作用下拥有足够的强度，能够均匀传递荷载，其次还要求连接部位具有较大的刚度和耗能能力，确保满足抗震的要求。几种主流的

水平拼缝连接形式的特点和研究的进展如下。

(1) 键槽连接

键槽连接是指预先在上下墙体接触界面设置键槽，待预制墙体吊装完毕后，在拼缝处后浇混凝土形成剪力键，将水平拼缝处传递的剪力转化为剪力键接触面间的压力，实现剪力的均匀传递。Sami H.Rizkalla 等^[3]进行了 7 个水平连接试件的抗剪试验如图 1.1 所示，对光滑界面和设置剪力键界面的刚度和极限抗剪承载力进行了比较，从剪力键的大小、轴压、形状等影响要素，提出了多重剪力键连接开裂和极限抗侧承载力的分析计算模型。

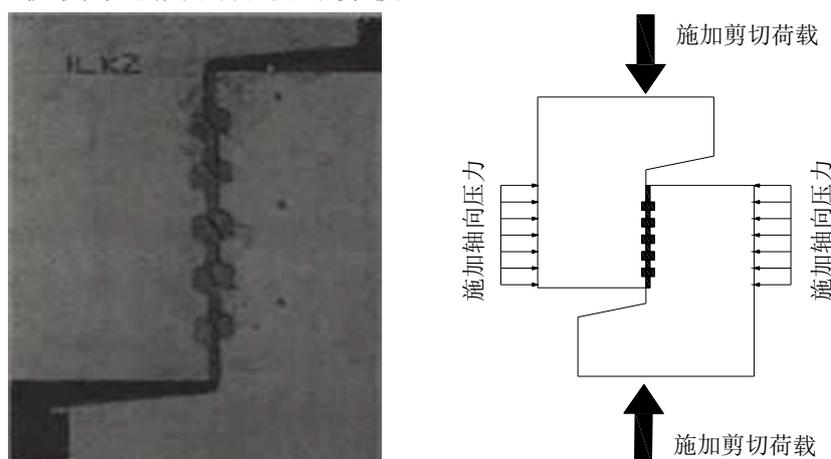


图 1.1 1LK2 试件开裂情况和试件加载示意图

宋国华等^[4-6]对 18 榀倒 T 形三齿槽试件进行低周往复加载试验，分析了这种连接方式的受力机理和抗震性能，表明拼缝处混凝土和连接钢筋分别通过斜压杆机理和压力摩擦机理来提供抗剪承载力且其大小随拼缝处配筋率的增大而增大，与拼缝宽度呈非线性关系。

张锡治等^[7]对 3 片钢筋混凝土剪力墙试件进行了在指定轴压比下的拟静力试验，比较了带现浇暗柱齿槽式预制钢筋混凝土剪力墙和现浇剪力墙的破坏形式，证明了齿槽式连接能够保证剪力墙在正常工作荷载作用下的受剪承载力且其延性满足抗震要求。

(2) 预留孔浆锚搭接

如图 1.2 所示混凝土预制墙板一侧为预留的灌浆孔，通过灌注灌浆料与螺纹钢筋连接，适用于各种直径钢筋的搭接。上层墙体受到的竖向荷载以剪力的形式传递给灌浆料，再传递给竖向预埋钢筋。

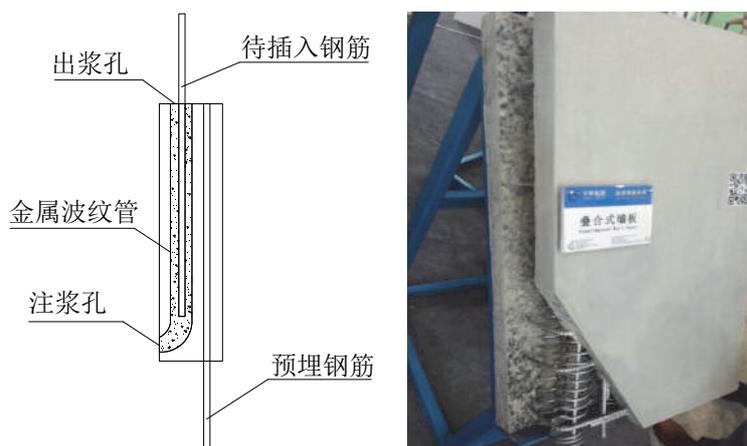


图 1.2 预留孔浆锚连接

Dougill J W 等^[8]对 13 个预留钢筋灌浆锚固节点试件进行了简支梁加载，研究节点在轴力和弯矩共同作用下的力学性能。通过改变节点处预留钢筋的位置以及预加轴力大小等参数，证明了浆锚连接节点处的破坏形式和预留钢筋尺寸关系较大，在抗震设计时应加强节点处钢筋的配置以保证节点抗震性能

Zheng L X 等^[9]对 10 个灌浆插筋连接柱进行了低周反复加载试验，并将试验结果和传统的钢筋混凝土理论计算结果进行比较，证明了浆锚插筋连接形式抗震性能可靠，但是预留插筋位置对试件破坏形式影响较大。

姜洪斌等^[10-11]对一系列钢筋搭接长度、钢筋直径等参数不同的预制混凝土结构插入式预留孔灌浆钢筋搭接试件进行了拉拔试验，分析了插入式预留孔灌浆钢筋搭接连接的破坏模式及尺寸参数对其承载力的影响规律，建立力学分析模型并给出了合理搭接长度的计算公式。

刘家彬等^[12]对两个矩形螺旋箍筋约束波纹管浆锚连接的足尺预制剪力墙试件和一个同尺寸现浇混凝土剪力墙试件进行了低周反复荷载试验。试验结果显示两预制构件的滞回曲线均较为饱满，极限位移角分别为 1/49 和 1/45，位移延性均为 4.0，说明了如果水平拼缝处构造合理且施工规范，采用螺旋箍筋约束波纹管浆锚连接的装配式剪力墙结构可以达到与现浇结构相当的延性、极限承载力和抗震耗能性能。

刘明等^[13]对 4 个剪跨比为 1.39 并且考虑了波纹管组合钢筋浆锚搭接长度的装配式混凝土墙肢进行了拟静力试验。4 个试件破坏形式均为边缘纵向钢筋受拉屈服破坏，墙体两侧下端部位混凝土被压碎破坏，为弯剪破坏形式。墙体破坏时承载力、延性和弹塑性层间位移角均符合我国规范要求，证明了考虑波纹管组合钢筋浆锚连接方式的剪力墙具有良好的抗震性能。

(3) 套筒灌浆连接

套筒灌浆连接是用带有凹凸槽的高强套筒连接上下墙体的受力钢筋，通过向

套筒内注入无收缩高强度灌浆料来使钢筋和套筒牢固得连接在一起，保证钢筋拉力能有效传递，如图 1.3 所示。套筒灌浆连接技术由于其具有力学性能稳定可靠，施工快捷的优点，在 20 世纪 80 年代就被日本、新西兰等国家用于工程实践^[14-15]。

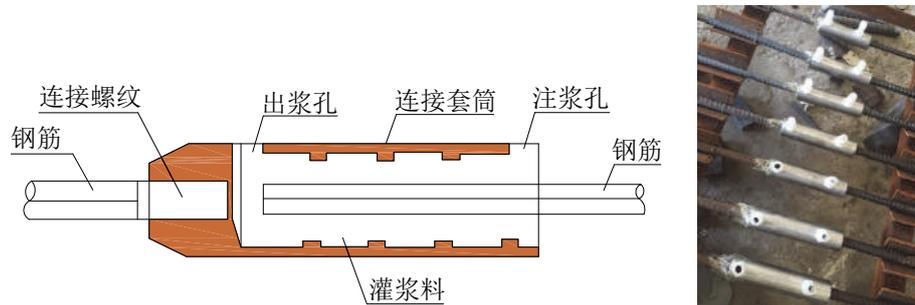


图 1.3 灌浆套筒连接

钱稼茹等^[16]对 5 个剪跨比为 2.25 的剪力墙试件进行了拟静力试验。试验结果表明：套筒浆锚连接能够有效传递连接界面处上下纵向受力钢筋的应力；预制构件和现浇构件的破坏形式均为边缘处钢筋受拉屈服、墙体两端下部区域混凝土受压破坏且预制构件的刚度和耗能能力与现浇构件相当，极限位移角达 1/59~1/48。证明了采用套筒灌浆连接的装配式剪力墙的受压承载力可按照现行规范计算。

Bellri A 等^[17]对 3 组共 6 个柱-基础节点试件进行了拟静力试验，试件变化参数为节点处锚固钢筋长度和锚固钢筋末端构造形式。在试验中套筒灌浆连接节点表现出了较好的抗震性能且主要破坏区域集中于柱底部 20 毫米区域内，这让预制节点相比现浇节点表现出了更好的可修复性。

Ameli M J 等^[18]对 2 个节点处采用套筒灌浆连接的倒 T 型梁柱节点试件和一个同尺寸现浇试件进行了低周反复加载实验。对比了套筒设置在帽梁内和柱内时预制构件的极限承载力，位移角和滞回曲线，表明将套筒设置在下部帽梁内时，节点表现出更好的抗震性能。

黄远等^[19]对 14 个钢筋半套筒灌浆连接试件进行了静力拉拔试验，试验变化参数为钢筋直径、套筒尺寸和钢筋偏位。试验中试件破坏形式有：钢筋刮犁式拔出、钢筋拉断以及套筒滑丝。工程实践中应严格控制套筒和钢筋的螺纹质量来避免套筒滑丝和钢筋刮犁式拔出破坏。

(4) 其他新型连接方式

随着装配式技术的不断发展，装配式结构领域不断涌现新型的连接方式。

黄远等^[20]对 5 个设置了界面软索连接的全装配式混凝土试件进行了静力加载试验并将试验结果与现有的界面抗剪承载力计算理论记性对比，分析了不同的界面尺寸及不同的砂浆类型对拼缝界面的抗剪切承载力的影响。

余志武等^[21]提出一种 U 型套筒连接方式，由预制构件分布钢筋或预留纵筋露出部分弯折形成套筒，再在套筒的四角设置垂直于套筒平面的通长钢筋，钢筋绑

扎牢固后浇筑拼缝处混凝土。作者对单个 U 型套箍连接试件进行了抗拔试验并对拼缝处应用 U 型套箍连接的预制剪力墙试件进行了拟静力试验,证明这种连接方式有与现浇构件相当的延性和耗能能力。

张剑^[22]提出一种装配式建筑墙板与楼板拉接铆榫一体节点,预先在上端预制墙体底部预埋连接盒,下端预制墙体顶部预埋丝杆并预留剪力槽。安装时将下端墙体顶部预埋丝杆伸入连接盒内并通过垫块、螺母拧紧固定,最后在连接空间内注入砂浆填实后形成整体剪力键。

邱洪兴^[23]等提出了一种使用连接钢框和高强螺杆作为连接件干式连接形式。这种连接方式在预制墙体水平拼缝上下界面处设置内嵌边框,再将墙板内的分布钢筋的端部直接焊接在内嵌边框的内侧。水平拼缝上下端内嵌边框之间通过连接钢框、高强螺杆进行连接,从而通过钢构件来传递上下层荷载。

1.2.2 锚钉连接件抗拔性能研究现状

锚钉连接件作为典型的柔性连接件,因其工厂化生产、便于施工现场焊接、连接质量有保证、对钢筋布置影响较小等特点,已经成为工程中首选的剪力连接件形式。同时,锚钉连接件各方向刚度、强度相同,对于复杂的多向受力情况格外适用。近几十年,国内外学者对于锚钉连接件进行了大量研究,为组合结构连接件的设计提供了科学可靠的参考依据。

从 20 世纪 50 年代起,国内外学者 Ollgaard^[24]、聂建国^[25]等进行了大量推出试验,并提出了锚钉连接件抗剪承载力的计算方法,朱炯^[26]在其文章中汇总了几个具有代表性的公式,可以看到影响锚钉抗剪承载力的主要因素是:锚钉的参数包括直径、长度、材料强度等,以及混凝土的材料性质包括弹性模量、抗压强度等;只是不同学者及规范公式中反映各影响因素的权重不同,我国钢结构设计规范^[27]采用的计算公式为:

$$Q_u = 0.43\sqrt{E_c f_c} \leq 0.7 A_s f_u \quad (1.1)$$

式中,

Q_u ——锚钉抗拉承载力; E_c ——混凝土的弹性模量;
 f_c ——混凝土抗压强度; A_s ——剪力连接件截面面积;
 f_u ——剪力连接件强度。

随着锚钉连接件的应用逐渐广泛,学者们对已有研究进行多角度的补充和修正。聂建国等^[28]研究了高强混凝土组合梁锚钉连接件的剪切受力性能,并提出了修正公式。丁敏^[29]等研究了高性能混凝土组合梁中锚钉的抗剪性能。Smith A L^[30]对压型钢板组合梁进行了推出试验研究,提出了相应修正方法。Sengkw an Choi^[31]等研究了组合结构火灾下锚钉的工作性能,针对组合结构抗火性能较弱这一缺陷

展开了讨论。Hajjar^[32]通过改进推出试验实现了锚钉受剪状态下的往复加载试验，研究了锚钉抗剪的往复受力性能。刘文^[33]研究了考虑压型钢板影响的锚钉往复加载抗剪性能，并提出了锚钉恢复力模型和滞回规则，完善了组合梁的抗震设计方法。

1.2.3 混凝土界面抗剪性能研究现状

混凝土界面抗剪承载力一直是国内外学者的研究热点，而且随着装配式混凝土结构应用的推广，相应的研究也越来越深入，涉及到界面剂、界面锚筋、混凝土和砂浆的配合比以及温度等一系列影响因素。

Cholewicki^[34]等在抗剪试验基础上，提出了拼缝处有无斜裂缝两种情况下的抗剪承载力计算公式并分析了配筋率、剪力键形状和剪力键面积等参数对界面抗剪承载力的影响，推导出了界面最小配筋率并与各国规范标准进行了比较。

袁群等^[35]从试验出发，利用塑性极限分析方法推导了界面抗剪强度的理论公式，从机理上对各类因素的影响性进行了分析，发现界面的粗糙程度会很大程度影响混凝土界面的剪切强度。

郭进军等^[36-37]通过剪切试验，总结出了后浇混凝土强度和界面粗糙程度对剪切强度的影响机理，针对高温对混凝土界面剪切强度的影响作用进行研究，总结出高温作用下界面剪切强度的计算公式。

林拥军等^[38]通过对混凝土粘结试件界面的不同处理方法的试验研究，总结出混凝土界面剪切强度的计算公式。

张雷顺等^[39-40]对植筋法的混凝土的粘结试件进行抗剪试验研究，指出界面植筋能使试件延性破坏，提高了界面剪切强度，对不同植筋方式对混凝土界面抗剪性能的影响开展研究，对植筋粘合剂种类和植筋率进行了影响性分析。

陈锋等^[41]开展界面直剪研究，对界面剂、混凝土的强度、剪切钢筋进行了影响性分析，其中后浇混凝土为自密实混凝土。试验表明，植入剪切钢筋能够很大程度地提升界面剪切承载力。

肖成志等^[42]对比有无锚筋的混凝土试件界面劈拉和剪切试验，试验指出，界面锚筋可以明显增强界面的劈拉、剪切的强度。

Dane M.Shaw^[43]等对 36 个由轻骨料混凝土制作的且粘结界面处有连接钢筋的 Z 型试件进行了剪切试验。试验结果表明有连接钢筋穿过的轻骨料混凝土粘结界面的抗剪强度随着混凝土抗压强度的提高而显著提高。

Kristian Krc^[44]等对 40 年来混凝土界面抗剪试验数据进行了收集统计，并建立了数据库。将统计结果和 PCI 设计手册中的混凝土抗剪界面设计公式进行了对比分析并提出了修改意见。

1.2.4 钢筋混凝土粘结-滑移研究进展

不论钢筋混凝土构件还是全装配式混凝土构件，都是一种钢材和混凝土相组合的构件，螺杆或型钢与混凝土共同受力、保持协同。钢筋、螺杆与混凝土的材料不同，因此在受力过程中必然存在所谓的“临界面”，钢材和混凝土协调变形，并传递应力，粘结-滑移关系用来刻画这样的“临界面”受力机理，在达到“临界面”之前混凝土与钢材粘结完好，不产生相对的滑移。全装配式混凝土结构的粘结-滑移本构关系对于研究混凝土结构的受力特征和工作机理意义重大，同时，随着现代混凝土结构有限元分析技术的发展，考虑粘结-滑移等影响因素对于更加真实地仿真模拟混凝土结构构件也是不可或缺的^[45]。

钢筋混凝土粘结-滑移性能研究开展较早，1913年 Abram^[46]作拔出试验。根据研究目的不同，采用不同的粘结-滑移构件类型。对于研究局部粘结-滑移问题，采用的拔出试件^[47-48]如图 1.4(a)所示，其中间粘结区段很短，而用较长的锚固区段的拔出试件如图 1.4(b)所示，来研究钢筋搭接、锚固和主筋滑移的问题。

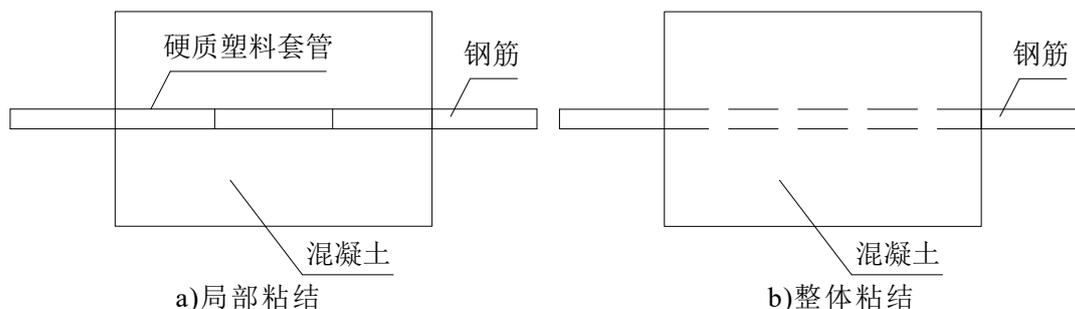


图 1.4 粘结拔出试件示意图

Tassios^[49]进行了粘结区段很短的粘结-滑移试验，这试验的设计很有效地减小了加载端的约束对粘结-滑移性能的影响，从而研究了钢筋混凝土局部粘结-滑移特性。根据试验结果分析总结了粘结-滑移数学模型，如图 1.5 所示。

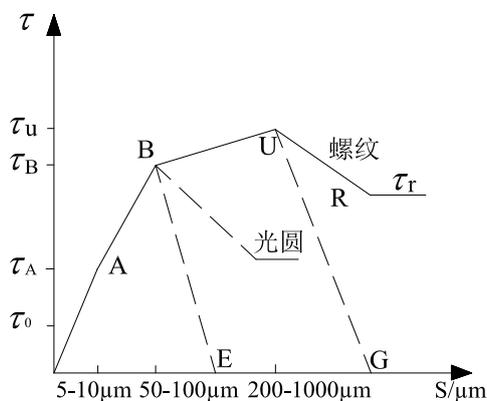


图 1.5 局部的粘结应力-滑移关系

Mo Y. L.^[50]进行了光圆钢筋和变形钢筋的拔出试验，研究了它们的锚固和粘

结性能，并考虑了钢筋类型、钢筋直径、粘结长度、混凝土强度等因素的影响，得出结论为：(1)光圆钢筋的粘结强度是变形钢筋的 28.6%；(2)光圆钢筋粘结失效时的滑移大于变形钢筋；(3)提高混凝土强度能够提高钢筋与混凝土的粘结性能。

Soroushian 和 Parviz^[51]主要研究了受箍筋约束混凝土和混凝土抗压强度对变形钢筋与混凝土的局部粘结-滑移性能的影响。他们的试验结果表明，箍筋能够有效地抑制粘结劈裂裂缝的开展，因此配箍率对局部粘结-滑移性能有着显著的影响。同时认为残余粘结强度与混凝土受压强度的平方根成正比关系。

Kayali 等^[52]通过对变形钢筋、镀锌钢筋、外包环氧树脂钢筋和光圆钢筋的粘结锚固性能对比，根据试验结果表明，镀锌钢筋的粘结锚固性能并未因为镀锌而有所减弱，而外包环氧树脂钢筋的的粘结强度则下降了 20%，并且伴随着混凝土劈裂粘结失效的同时，滑移值大约可达到 0.41mm。

同济大学李方元等^[53]通过改进的粘结-滑移试验装置，得出了钢纤维高强混凝土和钢筋的粘结-滑移关系、高强混凝土和变形钢筋的粘结-滑移关系，以此提出双折线形式的粘结-滑移关系曲线。

浙江大学金伟良^[54]等对钢筋应力、粘结应力以及相对滑移关系进行推导，依据试验数据，分析出了钢筋与混凝土不同位置处的粘结-滑移关系公式。

1.3 论文的主要研究内容

本文以某公司旗下全装配式系列产品的墙板构件为研究对象，对全装配式混凝土墙板结构的抗拔抗剪性能进行较为系统的分析。该系列产品广泛使用 37 系列紧固及固定预埋锚钉（本文称为“套筒”，如图 1.6 (a)所示）和连接盒（如图 1.6 (b)所示）作为全装配式混凝土墙板结构的连接装置。



a) 37 系列紧固及固定预埋锚钉



b) 连接盒示意图

图 1.6 全装配式墙板连接件

本文设计了与工程实际相匹配的若干试验构件，主要研究内容如下：

(1)全装配式墙板结构连接装置抗拔试验及性能分析

试验的主要目的是分别考察构件预埋套筒端与预埋连接盒端的极限抗拔承载力，对整体构件进行薄弱环节分析，重点考察连接装置受力部分的应力变化。在连接装置抗拔试验结果的基础上，初步分析连接装置的抗拔破坏机理。

(2)全装配式墙板结构连接界面抗剪试验及性能分析

试验的主要目的是研究不同工况下构件拼缝界面的抗剪承载力，研究包括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。以此为基础，初步分析界面抗剪的破坏机理，并将试验值与依据规范的计算值进行对比分析。

(3)考虑粘结-滑移的全装配式墙板结构精细有限元模型分析

利用 ABAQUS 分别对预埋套筒端、预埋连接盒端进行抗拔有限元分析，对已有全装配式墙板结构进行水平单向荷载作用和水平低周往复荷载作用下的抗剪有限元分析。对比试验数据，来验证模型选用弹簧模拟界面以及各参数的设定是否合理。修正模型后，研究连接螺杆强度等级和轴压比对全装配式混凝土墙板结构抗拔抗剪性能的影响。

(4)全装配式墙板结构盒式连接件优化设计

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、改变连接螺杆的强度等级，全面优化全装配式混凝土墙板结构连接装置的设计参数，评估优化之后试件的抗拔抗剪性能，并利用结构设计软件 PKPM 进行整体结构的抗拔抗剪承载力验算，为企业研发更高性价比的全装配式墙板结构提供理论依据。

1.4 本章小结

本章的主要内容是装配式混凝土结构的发展历程以及国内外装配式混凝土结构的发展现状。较为详细地介绍了键槽连接、预留孔浆锚搭接、套筒灌浆连接以及其他新型的装配式墙板结构的连接形式的特点。梳理了国内外锚钉连接件抗拔性能、混凝土界面抗剪性能、钢筋混凝土粘结-滑移关系的试验和理论研究进展。

最后本章指出了论文的研究内容和整体的研究思路，旨在通过系列试验获取全装配式混凝土墙板结构的抗拔抗剪性能，并以粘结-滑移理论为基础建立有限元模型，对连接装置进行优化设计，为企业制定相关规范和改善产品迭代提供试验和理论依据。

第 2 章 全装配式墙-板结构连接装置抗拔性能分析评估

2.1 工程背景

某公司生产全装配式别墅如所示。该别墅共三层，建筑的所有构件均在工厂加工完成，预制件中预埋套筒和连接盒。建筑的组装采用高强螺杆连接，包括墙-墙连接、板-板连接、墙-板连接。结构安全牢固，大幅度提高了抗震性能，同时实现了建筑的节能环保和可持续发展。

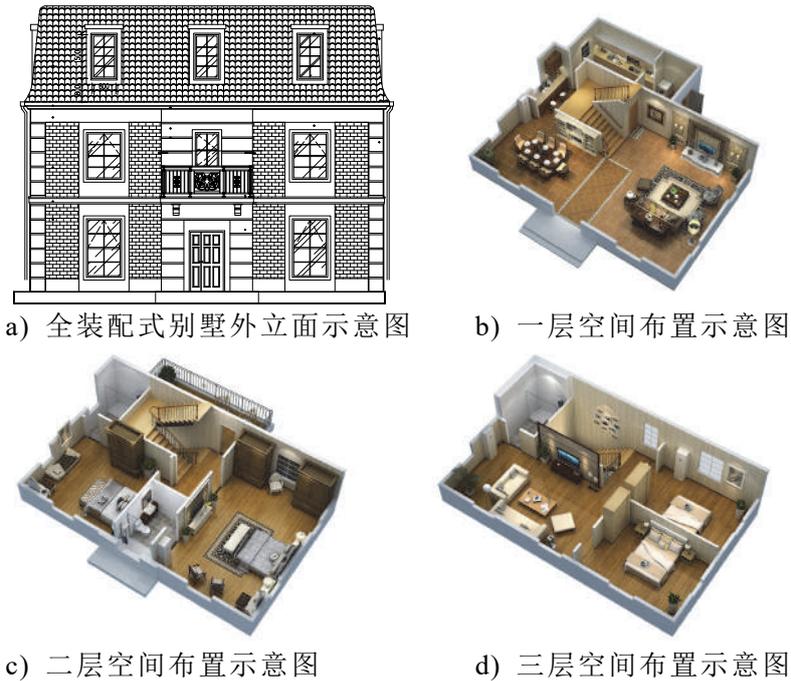


图 2.1 某型号全装配式别墅外立面及其内部空间示意图

在地震作用下，结构考虑最不利荷载组合的情况，整个建筑基底墙-板连接件的抗拔承载力必须满足最大轴力的设计值，因此墙-板（地板）的连接装置的抗拔性能是本章的考察重点。

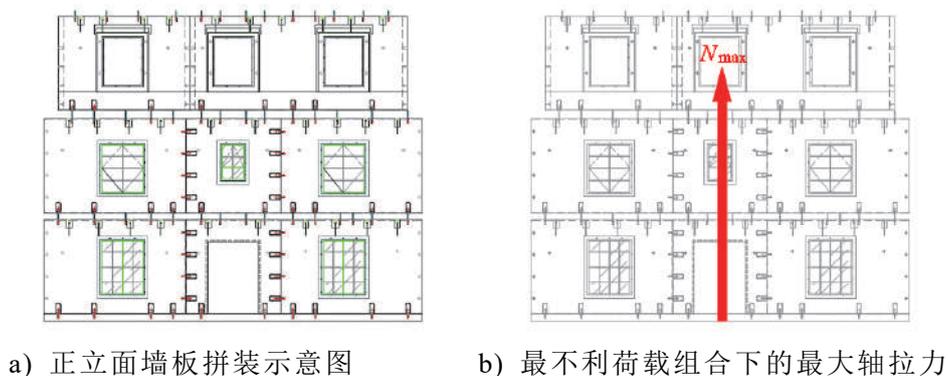


图 2.2 全装配式别墅墙板结构抗拔示意图

2.2 试件概况

2.2.1 试验目的及主要内容

试验的目的是研究全装配式建筑在轴向拉力作用下的抗拔性能以及破坏形式。针对该系列全装配式建筑墙板结构连接的特点，分别将套筒和连接盒预埋在可以真实反映建筑受力情况的试验构件内，分别对预埋套筒端试件和预埋连接盒端试件进行重复性试验。

基于以上目的，本次试验的主要内容包括：

- (1) 研究预埋套筒端试件的抗拔性能及破坏形式；
- (2) 研究预埋连接盒端试件的抗拔性能及破坏形式；
- (3) 对比预埋套筒端试件和预埋连接盒端试件抗拔性能的差异，研究全装配式墙板整体结构在轴向拉力作用下破坏的薄弱环节。

2.2.2 试件设计与制作

(1) 连接装置

连接盒预埋在墙板构件内，套筒预埋在地板中，如图 2.3 所示。安装时将螺杆下端拧入地板中预埋套筒的螺口内，上端则伸入连接盒内并通过垫块、螺母拧紧固定，最后在连接盒内注入砂浆填实后形成整体剪力键。

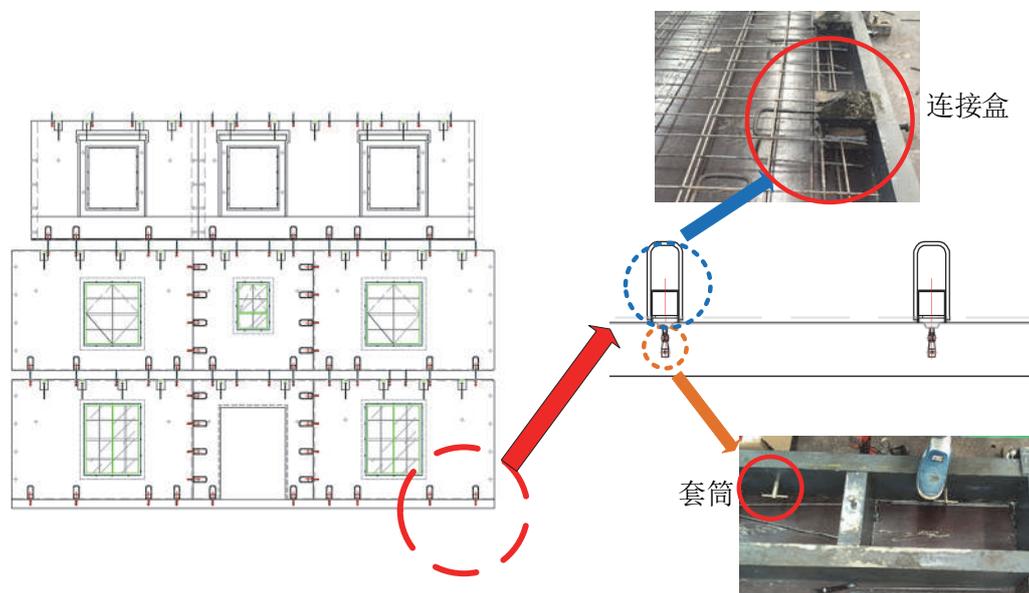


图 2.3 连接装置预埋

盒式连接件是预制构件之间连接的核心装置，包括套筒、螺杆和连接盒部件，现分别对其几何参数和材料特性作具体介绍。

(1) 套筒

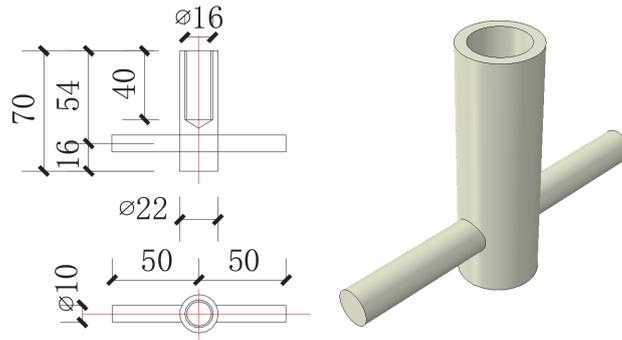


图 2.4 套筒的几何尺寸

套筒的产品型号为：3750-16-70-CP，其几何尺寸参见图 2.4，套筒采用 Q345 碳钢材质，表面镀锌，带 100mm 横杆，锚钉长度为 70mm，与之相匹配的螺纹直径为 16mm。为增加套筒的锚固能力，使用两根长 300mm 的 $\phi 10$ 钢筋弯折 180°，用电焊固定在横杆上，焊接位置如图 2.5 所示。

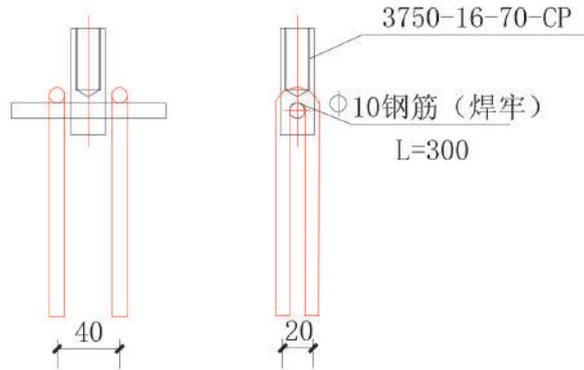


图 2.5 套筒横杆与锚固钢筋电焊固定

(2) 连接盒

连接盒由部件 1、部件 2 和部件 3 焊制而成，焊缝焊脚尺寸不小于 5mm，连接盒成品的几何尺寸如图 2.6 所示，其各部分的材料特性及技术要求见表 2.1。

表 2.1 各部件物理参数及技术要求

| 部件号 | 数量 | 材质 | 规格 | 重量 (kg) | 技术要求 |
|------|----|--------|-----------|---------|------|
| 部件 1 | 1 | HPB300 | $\phi 14$ | 1.00 | - |
| 部件 2 | 1 | Q235 | 5 | 1.90 | 焊接组合 |
| 部件 3 | 1 | Q235 | 20 | 0.63 | 冲孔成型 |

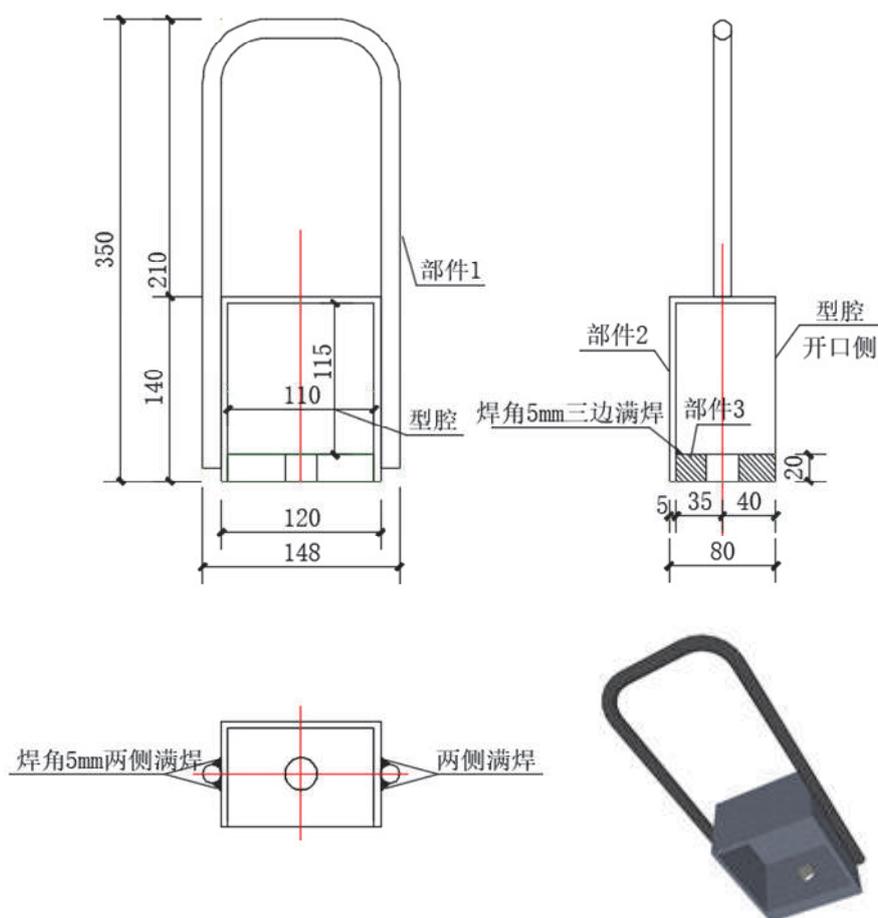


图 2.6 连接盒的几何尺寸

(2) 预埋套筒端试件

根据《装配式混凝土建筑技术标准》(GB51231T-2016)^[55]规定,当竖向分布钢筋采用“梅花形”部分连接时,连接钢筋的配筋率不应小于现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011)^[56]规定的剪力墙竖向分布钢筋最小配筋率要求,连接钢筋的直径不应小于 12mm,同侧间距不应大于 600mm,且在剪力墙构件承载力设计和分布钢筋配筋率计算中不得计入未连接的分布钢筋;未连接的竖向分布钢筋直径不应小于 6mm。故选取连接钢筋的最大间距 600mm 作为标准试件的长度,而厚度则取产品墙体的实际厚度 200mm,高度取为地梁的高度 300mm。考虑试验装置的大致尺寸,将用于连接套筒和连接盒的螺杆长度取为 800mm,预埋套筒端试件的具体几何尺寸、配筋以及套筒的定位尺寸如图 2.7 所示。

水平分布钢筋采用直径为 8mm 的 HRB400 钢筋,间隔 150mm;竖向分布钢筋采用直径为 8mm 的 HRB400 钢筋,间隔 200mm; $\Phi 6$ 拉筋呈梅花形布置;在套筒横杆上方附近布置 200mm \times 150mm 钢筋网片 $\Phi 6@50$,增强局部的抗拔性能。

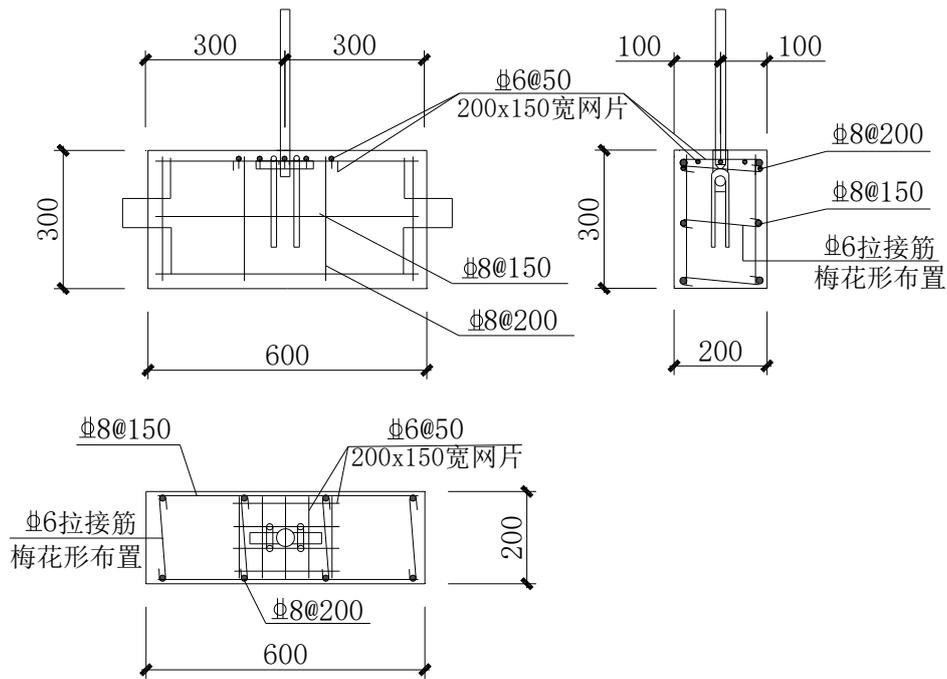


图 2.7 预埋套筒端试件配筋示意图

试件的制作采用钢模板支模，套筒和焊接的 U 型钢筋在贴上应变后预先固定在钢模指定位置，如图 2.8 所示，再浇筑 C35 混凝土，养护 28d 后吊装至湖南大学实验室。考虑到试验结果受到材料离散性、加载条件不确定性的影响，为了是试验结果更能反映出规律性，共制作了 3 个预埋套筒端试件，分别编号为 US-1、US-2 和 US-3 用于重复性试验。



图 2.8 预埋套筒端试件工厂制作过程

(3) 预埋连接盒端试件

与预埋套筒端试件设计类似，预埋连接盒端试件的配筋要求、最大连接钢筋间距均应满足《装配式混凝土建筑技术标准》(GB51231T-2016)、《建筑抗震设计规范》(GB50011) 的规定。考虑到组成连接盒的 U 型钢筋 (部件 1) 尺寸约为与套筒端焊接 U 型钢筋的 2 倍，因此整个标准试件在长宽不变的情况下，高度取为

预埋套筒端试件高度的两倍为 600mm，预埋连接盒端试件的具体几何尺寸、配筋以及连接盒的定位尺寸如图 2.9 所示。

水平分布钢筋采用直径为 8mm 的 HRB400 钢筋，间隔为 200mm；竖向分布钢筋采用直径为 8mm 的 HRB400 钢筋，间隔 200mm； $\Phi 6$ 拉筋呈梅花形布置；连接盒提供拧螺母的操作空间，因此在实际组装过程中先浇筑主体部分的墙体，混凝土养护完成后，再将 800mm 螺杆插入连接盒内用 M16 六角螺母和钢垫片将其拧紧固定，最后用灌浆料将其填充。

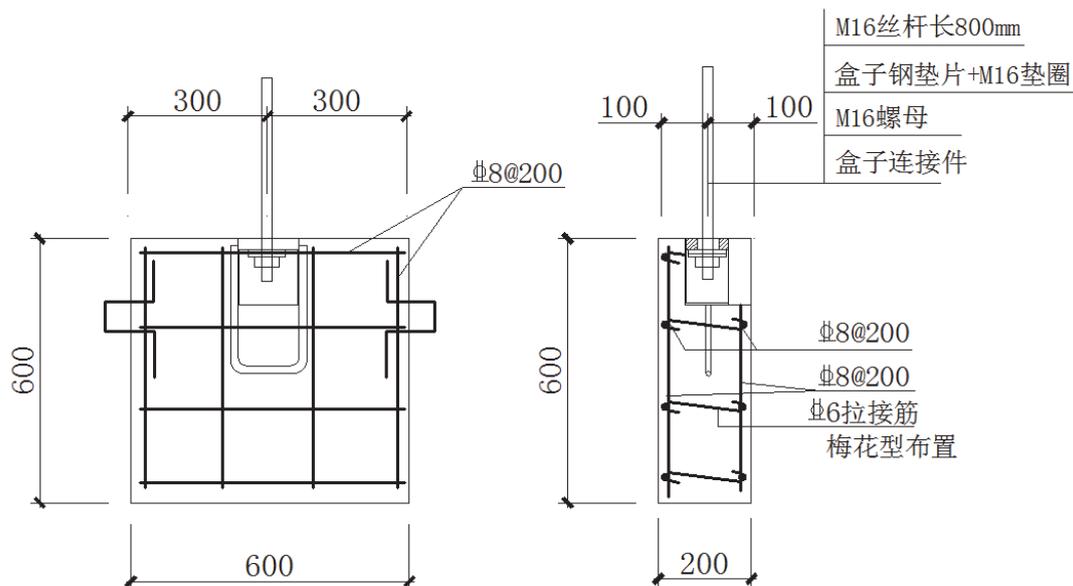


图 2.9 预埋连接盒端试件配筋示意图

制作的试件与预埋套筒端试件为同一批次产品，采用钢模板支模，连接盒的 U 型钢筋部位（部件 1）在贴上应变后预先固定在钢模指定位置，如图 2.10 所示，再浇筑 C35 混凝土，养护 28d 后安装螺杆，再用灌浆料将连接盒开口部分填充，如图 2.11 所示。预埋连接盒端试件同样制作了 3 个，分别编号为 BS-1、BS-2 和 BS-3 用于重复性试验。



图 2.10 预埋连接盒端试件工厂制作过程

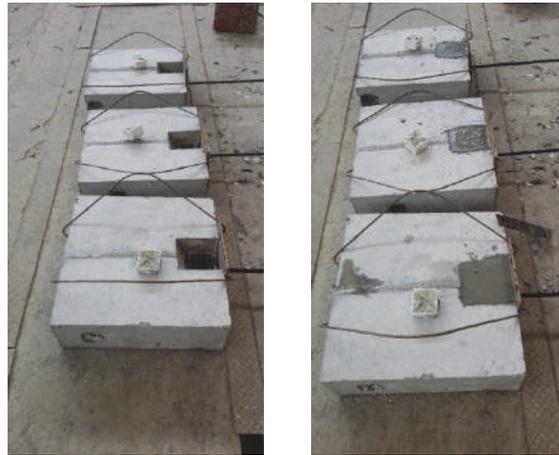


图 2.11 安装螺杆、灌浆填充过程

2.2.3 材料力学性能

预制试件的混凝土在实验室配置，混凝土强度等级为 C35；采用 32.5 号硅酸盐水泥，配合比如表 2.2 所示。

表 2.2 混凝土配合比

| 标号 | 水泥 | 水 | 砂 | 石子 |
|-----|----|------|-------|-------|
| C35 | 1 | 0.44 | 1.225 | 2.485 |

表 2.3 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) |
|------|------------|--------------------|--------------------|
| US-1 | | | |
| US-2 | 预埋套筒端抗拔试验 | 35.5 | - |
| US-3 | | | |
| BS-1 | | | |
| BS-2 | 预埋连接盒端抗拔试验 | 35.7 | 33.0 |
| BS-3 | | | |

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。

浇筑预埋套筒端试件和预埋连接盒端试件时，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，连接盒操作空间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 2.3。按照《金属材料室温拉伸试验方法》(GB/T228-2002)^[58]对钢材进行材料性能试验，钢材力学性能指标如表 2.4 所示。

表 2.4 钢材材料性能

| 材料类型 | f_y (MPa) | f_u (MPa) | E_s (MPa) | ν | ε_y ($\times 10^{-6}$) |
|---------|-------------|-------------|--------------------|-------|--------------------------------------|
| Q235 | 257.4 | 439.5 | 2.06×10^5 | 0.288 | 1250 |
| HPB300 | 335.2 | 486.4 | 2.10×10^5 | 0.280 | 1596 |
| HRB400 | 425.8 | 547.3 | 2.08×10^5 | 0.280 | 2047 |
| 4.8 级螺杆 | 337.6 | 417.2 | 2.06×10^5 | 0.278 | 1639 |
| 8.8 级螺杆 | 687.6 | 783.5 | 2.09×10^5 | 0.269 | 3120 |

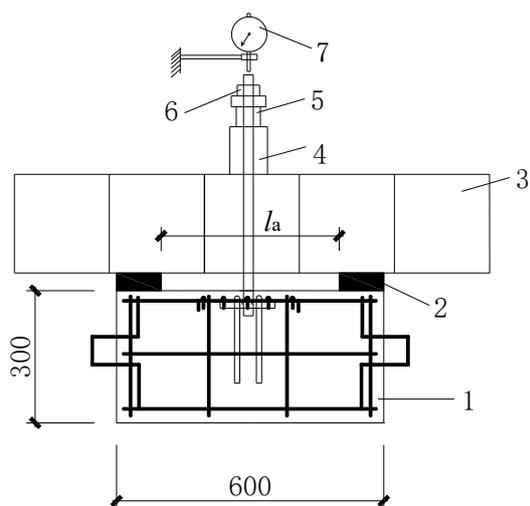
注： f_y 为屈服强度， f_u 为极限强度， E_s 为弹性模量， ε_y 为钢筋屈服时的应变

2.3 预埋套筒端试件抗拔性能试验

2.3.1 试验加载与量测

(1) 试验装置

试件采用 8.8 级螺杆拧紧固定在套筒上，用穿心式液压千斤顶对螺杆施加荷载，整个加载装置为自平衡体系，液压千斤顶架设在反力组合钢梁上，再通过垫块将反力施加于混凝土试件，其中垫块之间未约束混凝土的长度为 l_a ；力传感器架设在穿心式液压千斤顶上表面，并用锚固夹具、垫片、螺母将其约束在螺杆上。试验装置如图 2.12 所示。



1 试件 2 垫块 3 反力钢梁 4 穿心式千斤顶
5 力传感器 6 高强螺母 7 百分表



图 2.12 预埋套筒端抗拔试验装置图

(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

试验采用力传感器测量荷载大小，螺杆顶端位移信号则用百分表采集。在套筒结构的 U 型拉结钢筋处预埋应变片，应变片沿着 U 型钢筋纵向布置，右侧 U 型钢筋在距离套筒远端对称布置应变片 S1、S4，在距离套筒近端对称布置应变片 S2、S3；同理，在左侧 U 型钢筋上布置应变片 S5、S8、S6、S7，钢筋应变片的布置如图 2.13 所示，用以采集加载过程中 U 型拉结筋靠近套筒端和远离套筒端的应变数据。试验中力信号、应变信号均使用 DH3818 静态应变测试仪采集。

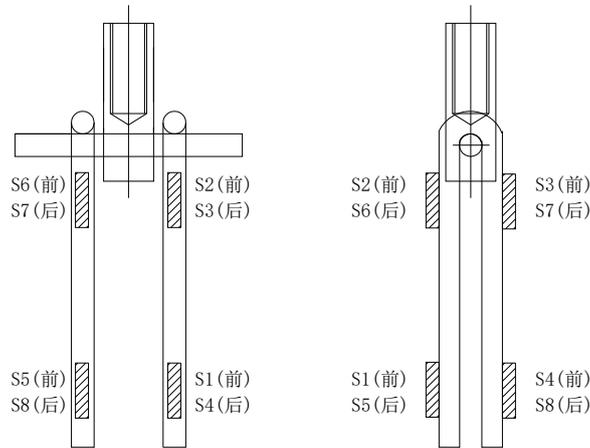


图 2.13 U 型拉结钢筋应变片布置图

为了考察约束混凝土区域的长度对构件抗拔承载力的影响，设计垫块之间的距离 l_a 分别为 220mm、400mm 和 400mm，并将试验工况汇总如表 2.5。

表 2.5 预埋套筒端抗拔试验工况汇总

| 试件编号 | 螺杆等级 | 加载形式 | 未约束区混凝土长度 | 测量项目 |
|------|-------|------|------------|--------------|
| | | | l_a (mm) | |
| US-1 | 8.8 级 | 单向加载 | 220 | 荷载、位移、 应变 |
| US-2 | | | 400 | |
| US-3 | | | 400 | |

2.3.2 试验现象

(1) 试件 US-1

试验过程中，US-1 试件随着荷载不断地增大，混凝土出现开裂，裂缝以套筒

为中心向四周扩散,沿着未受约束混凝土表面的对角线发展直到约束的边界为止。撬开破碎的混凝土表面可以发现,套筒的横杆产生较大的弯曲变形,U型拉结钢筋与混凝土产生滑移,构件达到承载能力极限状态,螺杆未被拉断,破坏时的照片如图 2.14 所示。



图 2.14 US-1 破坏形态照片

(2) 试件 US-2

US-2 随着荷载不断地增大,混凝土出现开裂,裂缝以套筒为中心向四周扩散,相比 US-1 试件的测试现象,US-2 试件的顶部表面裂缝没有沿着对角线方向发展,试件正立面裂缝从中心向约束区发展,大致呈现出倒三角形,最终整个构件失去承载能力,破坏时照片如图 2.15 所示。



图 2.15 US-2 破坏形态照片

(3) 试件 US-3

随着荷载的不断增大，混凝土出现开裂，裂缝以套筒为中心向四周扩散，裂缝发展形式与 US-2 类似，正立面裂缝从中心向约束区发展，最终整个构件不具承载能力，破坏时照片如图 2.16 所示。

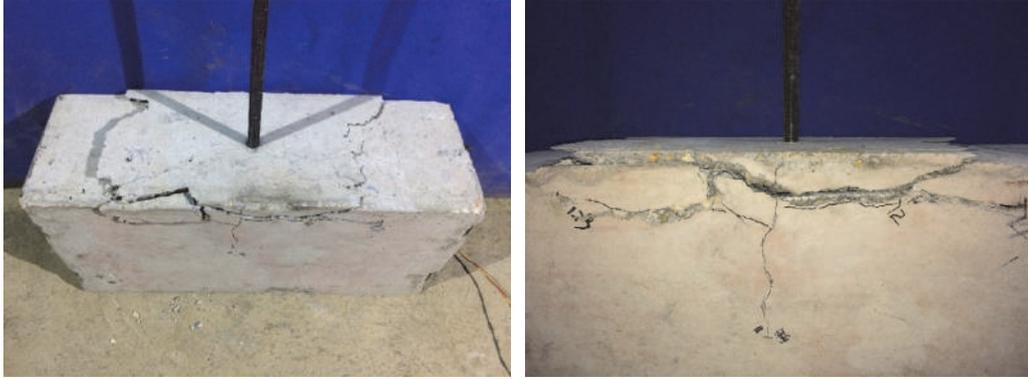


图 2.16 US-3 破坏形态照片

最后将试件 US-1、US-2、US-3 最终破坏形态进行对比，整理试验现场照片如图 2.17 所示。



图 2.17 预埋套筒端试件破坏形态汇总

2.3.3 承载力与变形分析

对应于编号为 US-1、US-2、US-3 三个试件，其荷载-位移曲线如图 2.18 所示。峰值荷载 F_0 取的是曲线峰值所对应的水平荷载，对应的位移 Δ_0 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。预埋套筒端试件的峰值荷载、峰值位移、破坏荷载、破坏位移的试验值如表 2.6 所示。

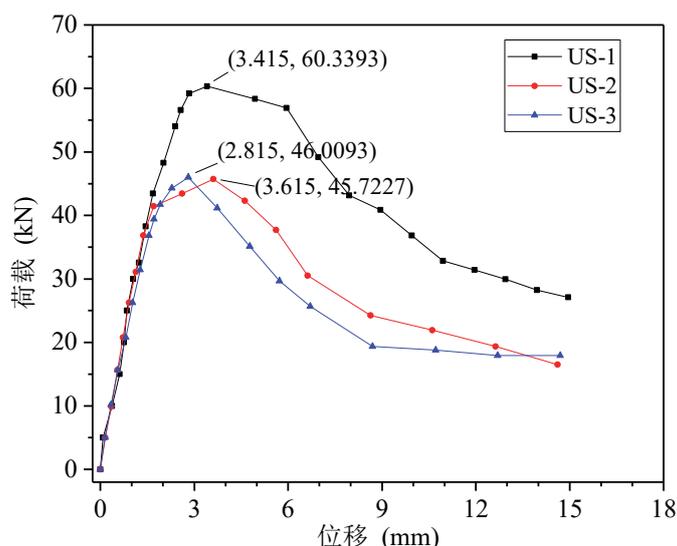


图 2.18 预埋套筒端试件荷载-位移曲线对比分析图

表 2.6 预埋套筒端试件特征荷载和特征位移的试验值

| 试件编号 | 峰值荷载 F_b /kN | 峰值位移 Δ_b /mm | 破坏荷载 F_u /kN | 破坏位移 Δ_u /mm |
|------|-------------------|------------------------|-------------------|------------------------|
| US-1 | 60.339 | 3.42 | 51.288 | 6.64 |
| US-2 | 45.723 | 3.62 | 38.864 | 5.45 |
| US-3 | 46.009 | 2.82 | 39.108 | 4.12 |

通过对三个预埋套筒端试件荷载-位移曲线的分析,可以发现 US-2 与 US-3 的曲线性状基本相符,而 US-1 承载力明显高于另外两者。分析可知,预埋套筒端试件抗拔试验时的抗拔承载力随着约束支座距离 l_a 的增大而减小,当支座之间的距离 l_a 达到 400mm 时,没有约束混凝土裂缝的开展,试件的极限抗拔承载力为 45.72kN。此外从三条曲线可以看出在弹性阶段,试件的初始刚度是一致的,为 24.30kN/mm。

2.3.4 应变测量结果与分析

US-1、US-2 和 US-3 的荷载-应变曲线分别如图 2.19、图 2.20 和图 2.21 所示,为减小由于浇筑过程中混凝土非均质性及套筒受力变形过程中应力集中造成的试验结果的离散,U 型钢筋靠近、远离套筒处的应变值分别取对应位置处四个应变片应变的均值。

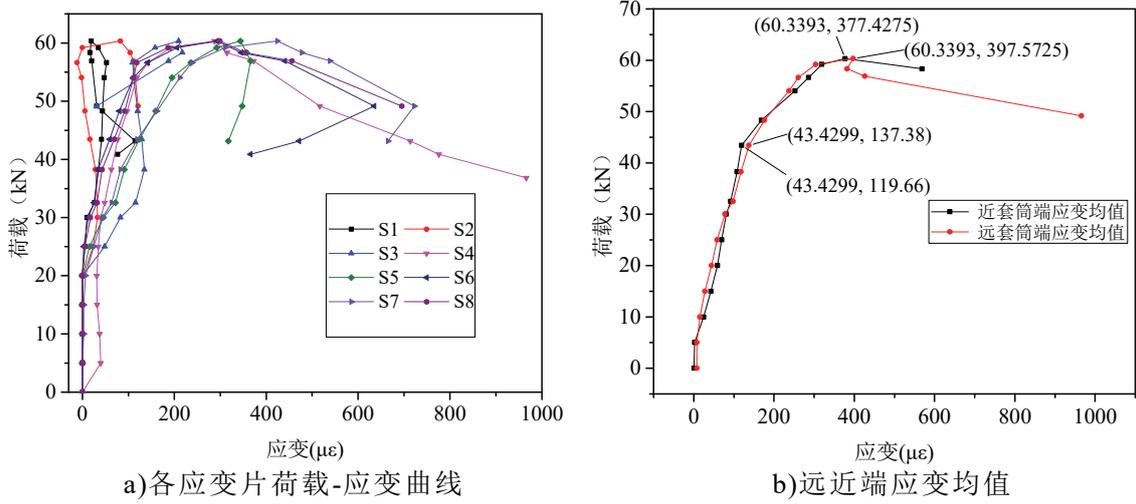


图 2.19 US-1 荷载-应变曲线

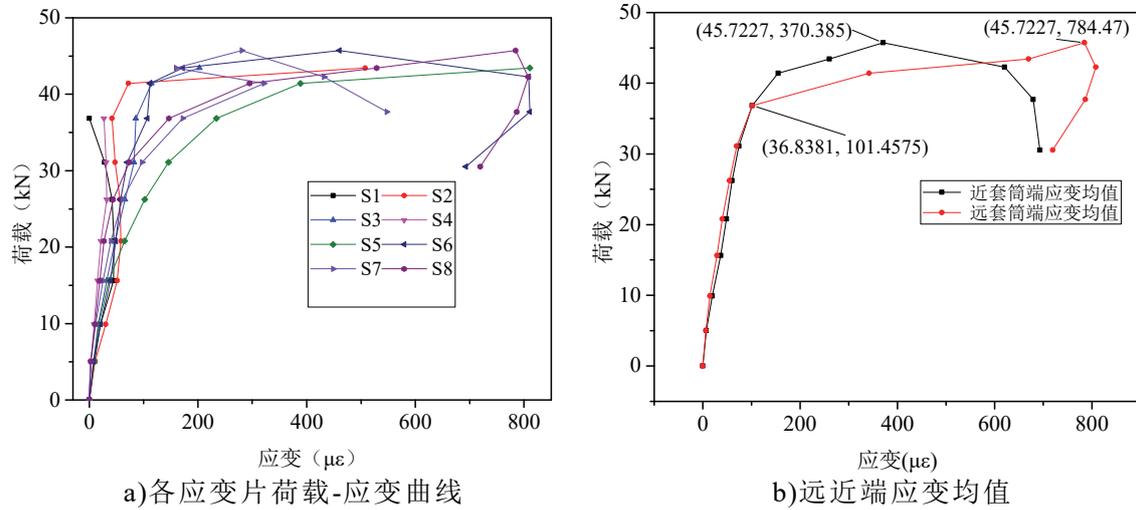


图 2.20 US-2 荷载-应变曲线

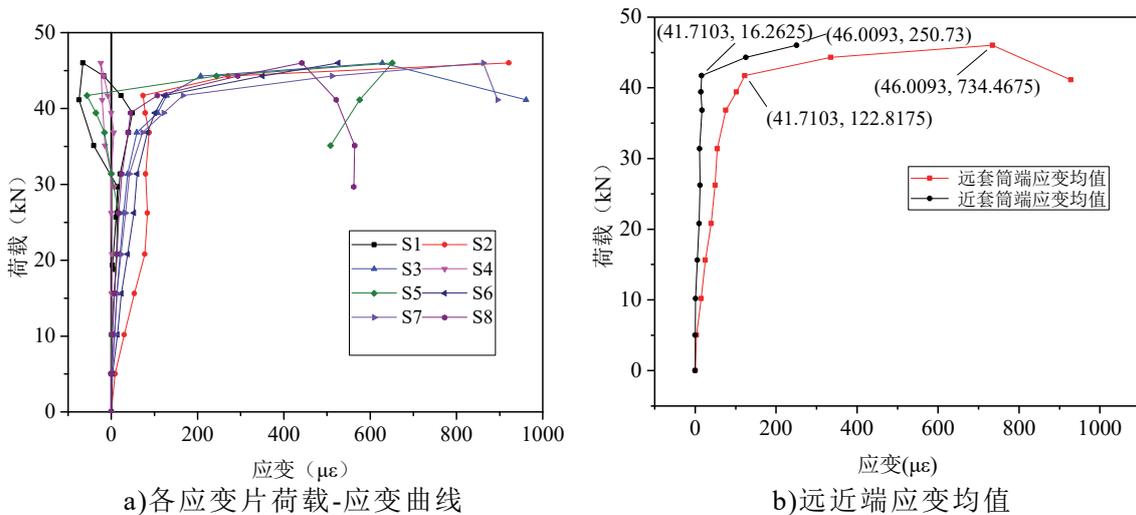


图 2.21 US-3 荷载-应变曲线

试验表明, 在荷载小于比例极限对应的荷载 F_c 时, U 型钢筋的远近端应变基本呈线性增长, 之后是一段非线性增长, 达到峰值荷载 F_b 后, 曲线开始下降, 峰值荷载对应的 U 型钢筋近端平均应变为 $\bar{\varepsilon}_1$, 远端平均应变为 $\bar{\varepsilon}_2$ 。预埋套筒端试件的比例极限荷载、峰值荷载以及峰值荷载对应的近端应变和远端应变如表 2.7 所示。

由表分析可知, 在峰值荷载下, 远端应变较近端应变更大, 最大应变为 $784.5 \mu\varepsilon$, 均小于 Q235 钢筋的屈服应变 $1250 \mu\varepsilon$, 表明在试件达到峰值荷载时 U 型拉结筋并没有屈服, 这是由于套筒横杆发生较大的弯曲变形, 不能进一步将荷载传递给 U 型拉结筋, 这也很好地解释了曲线产生非线性现象的原因。此外, 随着约束支座距离 l_a 的增大, U 型拉结筋远近端的相对应变会增大, 从微观层面验证了支座对混凝土存在约束作用。

表 2.7 预埋套筒端试件特征荷载和特征应变的试验值

| 试件编号 | 比例极限荷载 F_c / kN | 峰值荷载 F_b / kN | 近端应变 $\bar{\varepsilon}_1 / \mu\varepsilon$ | 远端应变 $\bar{\varepsilon}_2 / \mu\varepsilon$ |
|------|-----------------------------|---------------------------|--|--|
| US-1 | 43.43 | 60.34 | 377.4 | 397.6 |
| US-2 | 36.84 | 45.72 | 370.4 | 784.5 |
| US-3 | 41.71 | 46.01 | 250.7 | 734.5 |

2.4 预埋连接盒端试件抗拔性能试验

2.4.1 试验加载与量测

(1) 试验装置

试件采用 8.8 级螺杆拧紧固定在连接盒内并用灌浆料进行了填充, 用穿心式液压千斤顶对螺杆施加荷载, 整个加载装置为自平衡体系, 液压千斤顶架设在反力组合钢梁上, 再通过垫块将反力施加于混凝土试件, 其中垫块之间未约束混凝土的长度为 l_d ; 力传感器架设在穿心式液压千斤顶上表面, 并用锚固夹具、垫片和螺母将其约束在螺杆上。试验装置如图 2.22 所示。

(2) 加载制度

所有试件均为单调加载, 试验初始阶段以 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

试验采用力传感器测量荷载, 螺杆顶端位移信号则用百分表测量。在连接盒

的 U 型拉结钢筋处（部件 1）预埋应变片，应变片沿着 U 型钢筋纵向布置，在距离连接盒远端对称布置应变片 S1、S3，在距离连接盒近端对称布置应变片 S2、S4，钢筋应变片的布置如图 2.23 所示。试验中力信号、应变信号均使用 DH3818 静态应变测试仪采集。

设计垫块之间的距离 l_a 分别为 400mm，试验工况汇总如表 2.8。

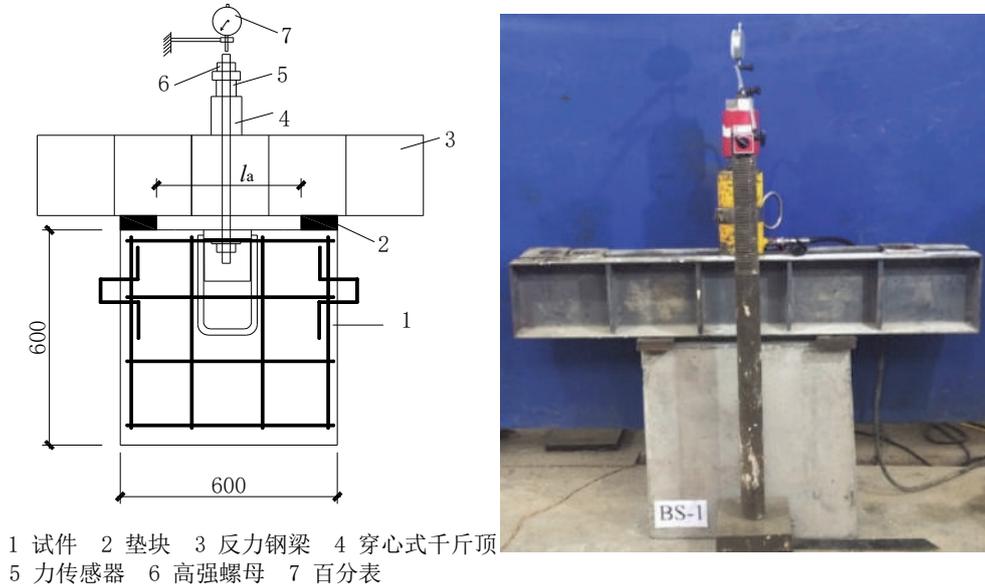


图 2.22 预埋连接盒端抗拔试验装置图

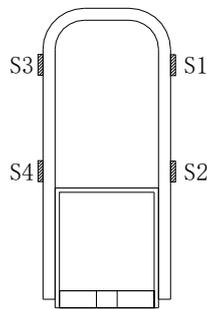


图 2.23 U 型拉结钢筋应变片布置图

表 2.8 预埋连接盒端抗拔试验工况汇总

| 试件编号 | 螺杆等级 | 加载形式 | 未约束区混凝土长度 l_a (mm) | 测量项目 |
|------|-------|------|----------------------|----------|
| BS-1 | | | | 荷载、位移、应变 |
| BS-2 | 8.8 级 | 单向加载 | 400 | |
| BS-3 | | | | |

2.4.2 试验现象

试验过程中，BS-1、BS-2 和 BS-3 连接盒以及混凝土试块外表面均没有出现

开裂等破坏现象，在达到极限承载力之后听到一声巨响，螺杆颈缩断裂，锚固螺母弹出，破坏时照片如图 2.24 所示。此外，BS-1 由于螺杆可供锚固的长度有限，选择了较薄的垫片，最终破坏时，垫片发生挤压变形，对试验结果可能造成一定的影响。



a) BS-1 破坏形态照片



b) BS-2 破坏形态照片



c) BS-3 破坏形态照片

图 2.24 BS 系列试件破坏形态照片

2.4.3 承载力与变形分析

对应于编号为 BS-1、BS-2、BS-3 三个试件，其荷载-位移曲线如图 2.25 所示。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 的试验值如表 2.9 所示。

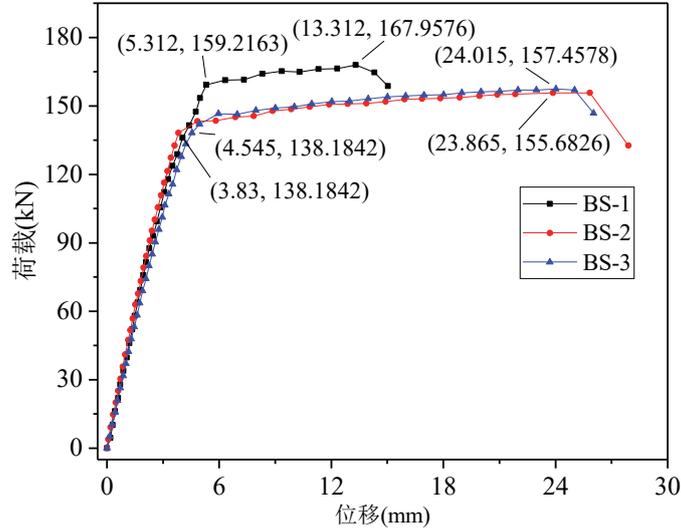


图 2.25 预埋连接盒端试件荷载-位移曲线对比分析图

表 2.9 预埋连接盒端试件特征荷载和特征位移的试验值

| 试件编号 | 屈服荷载 F_y /kN | 屈服位移 Δ_y /mm | 破坏荷载 F_u /kN | 破坏位移 Δ_u /mm |
|------|-------------------|------------------------|-------------------|------------------------|
| BS-1 | 159.22 | 5.31 | 167.96 | 13.31 |
| BS-2 | 138.18 | 3.83 | 155.68 | 23.87 |
| BS-3 | 138.18 | 4.55 | 157.46 | 24.02 |

试验过程中，连接盒以及混凝土外表面没有出现开裂等破坏现象，而螺杆完全被拔断，可以初步判断预埋连接盒端试件极限抗拔承载力全部由 8.8 级螺杆控制。通过对三个预埋连接盒端试件荷载-位移曲线的分析，可以发现 BS-2 与 BS-3 的曲线性状基本相符，而 BS-1 承载力略高于另外两者，这是由于锚固端锚固方式存在缺陷(垫片过薄，被挤压扭曲)，对试验结果产生一定的影响。故选取 BS-2 和 BS-3 两试件极限荷载的较小值作为预埋连接盒端试件的极限抗拔承载力，其值为 155.68kN。同样，从三条曲线可以看出在弹性阶段，试件的初始刚度是一致的，为 35.27kN/mm。

2.4.4 应变测量结果与分析

BS-1、BS-2 和 BS-3 的荷载-应变曲线分别如图 2.26、图 2.27、图 2.28 所示，为减小由于浇筑过程中混凝土非均质性造成的试验结果的离散，U 型钢筋靠

近、远离连接盒处的应变值分别取对应位置处两个应变片应变的均值。

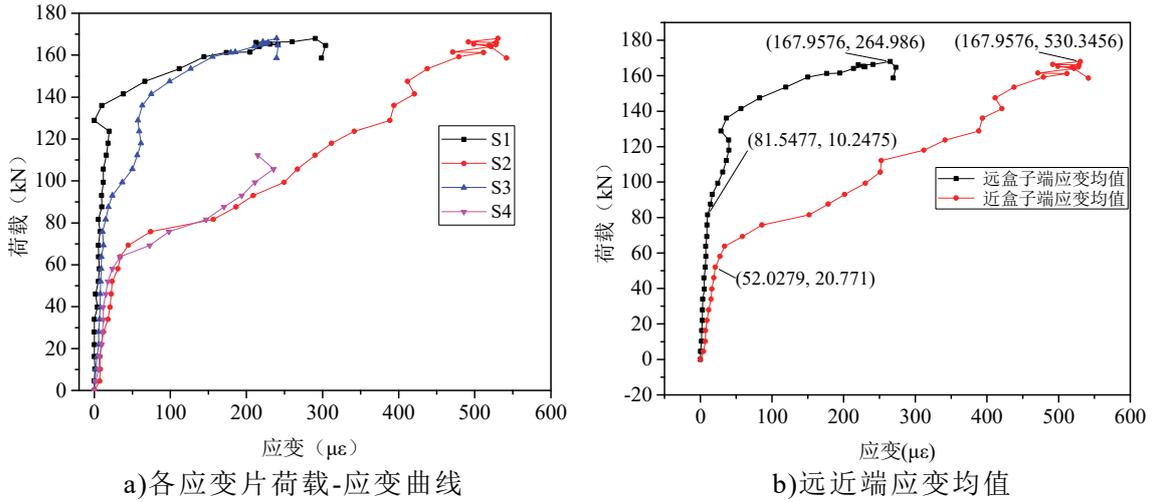


图 2.26 BS-1 荷载-应变曲线

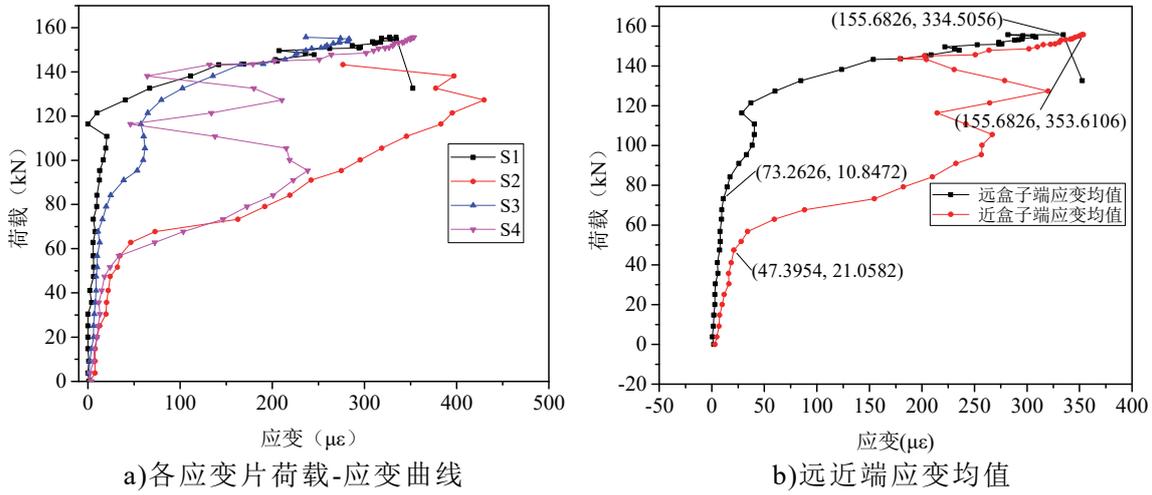


图 2.27 BS-2 荷载-应变曲线

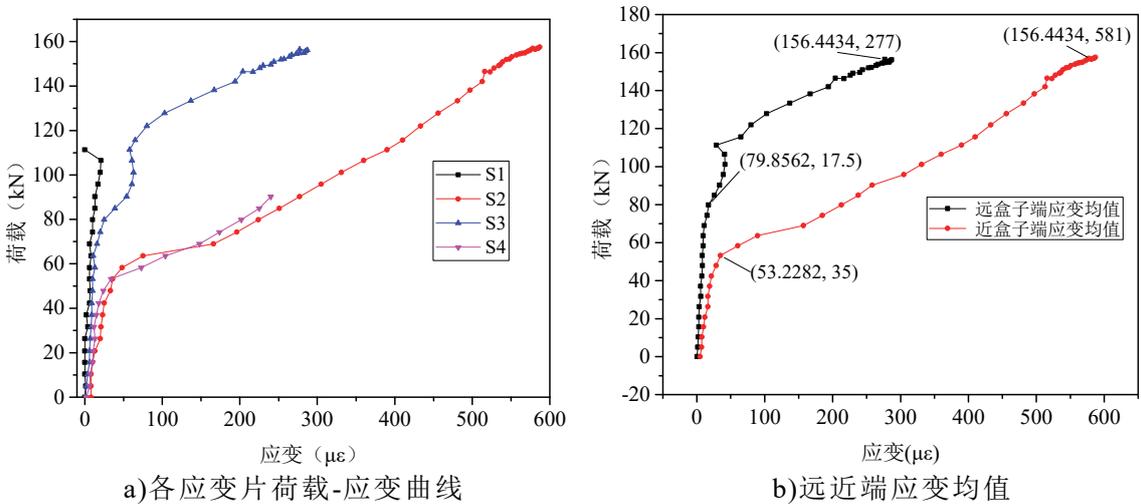


图 2.28 BS-3 荷载-应变曲线

试验表明,在荷载小于比例极限对应的荷载 F_{e1} 时, U 型钢筋的近端应变基本呈线性增长,此时近端的应变均值为 $\bar{\varepsilon}_{e1}$,在荷载小于比例极限对应的荷载 F_{e2} 时, U 型钢筋的远端应变基本呈线性增长,此时远端的应变均值为 $\bar{\varepsilon}_{e2}$,之后是一段非线性增长,达到峰值荷载 F_b 后,峰值荷载对应的 U 型钢筋近端平均应变为 $\bar{\varepsilon}_{b1}$,远端平均应变为 $\bar{\varepsilon}_{b2}$ 。预埋连接盒端试件的近端比例极限荷载 F_{e1} 及对应的应变 $\bar{\varepsilon}_{e1}$ 、远端比例极限荷载 F_{e2} 及对应的应变 $\bar{\varepsilon}_{e2}$ 、峰值荷载 F_b 、峰值荷载对应的近端应变 $\bar{\varepsilon}_{b1}$ 和远端应变 $\bar{\varepsilon}_{b2}$ 如表 2.10 所示。

由表分析可知,加载过程中远近端应变且均小于 HPB300 钢筋的屈服应变 $1596 \mu\varepsilon$,表明在试件达到峰值荷载时,U 型拉结筋并没有屈服,这是由于连接盒、混凝土在试验过程中均没有出现开裂等破坏现象,螺杆的极限抗拔承载力远低于使 U 型钢筋屈服所需要施加的荷载。

不同于套筒端 U 型钢筋远近端的应变规律,盒子端 U 型钢筋近端产生更大应变,主要原因是 U 型钢筋近端焊接在盒子外壁上,螺杆受拉使得盒子局部变形,引起近端应变;而 U 型钢筋远端被外观毫无损伤的混凝土约束住,尚未开裂的混凝土与其变形协调,故 U 型钢筋远端产生的应变会更小。

此外,曲线产生非线性现象的原因则是由卸载效应引起的。

表 2.10 预埋连接盒端试件特征荷载和特征应变的试验值

| 试件编号 | F_{e1}/kN | $\bar{\varepsilon}_{e1}/\mu\varepsilon$ | F_{e2}/kN | $\bar{\varepsilon}_{e2}/\mu\varepsilon$ | F_b/mm | $\bar{\varepsilon}_{b1}/\mu\varepsilon$ | $\bar{\varepsilon}_{b2}/\mu\varepsilon$ |
|------|--------------------|---|--------------------|---|-----------------|---|---|
| BS-1 | 52.03 | 20.77 | 81.55 | 10.25 | 167.96 | 530.35 | 264.99 |
| BS-2 | 47.40 | 21.06 | 73.26 | 10.85 | 155.68 | 353.61 | 334.51 |
| BS-3 | 53.23 | 35.00 | 79.86 | 17.50 | 156.44 | 581.00 | 277.00 |

2.5 本章小结

本章从全装配式墙板中分离出了预埋套筒端和预埋连接盒端两种试件,并进行了抗拔试验,分别考察构件预埋套筒端与预埋连接盒端的极限抗拔承载力的差异,分析制约全装配式墙板结构抗拔能力的薄弱环节,重点考察连接装置受力部位的应变情况。得出如下结论:

(1)预埋套筒端试件抗拔试验时的抗拔承载力随着约束支座距离的增大而减小,当支座之间的距离达到 400mm 时,没有约束混凝土裂缝的开展,试件的极限抗拔承载力为 45.72kN。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,套筒横杆受弯屈服。

(2)预埋连接盒端试件抗拔试验时混凝土与连接盒部分未出现开裂滑移等破坏现象,预埋连接盒端试件的极限抗拔承载力实际上就是 8.8 级螺杆的极限承载

力,为 155.68kN。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。

(3)在峰值荷载下,套筒端 U 型钢筋远端应变较近端应变更大,且 U 型拉结筋没有屈服。随着约束支座距离 l_a 的增大,U 型拉结筋远近端的相对应变会增大,从微观层面验证了支座对混凝土存在约束作用。

(4)达到峰值荷载时,连接盒端 U 型拉结筋没有屈服,U 型钢筋近端产生更大应变,主要原因是 U 型钢筋近端焊接在盒子外壁上,螺杆受拉使得盒子局部变形,引起近端应变。

第 3 章 全装配式墙-板结构界面抗剪性能分析评估

3.1 工程背景

在水平地震作用下，结构考虑最不利荷载组合的情况，整个建筑基底墙-板连接件的抗剪承载力必须满足最大剪力组合设计值，因此墙-板（地板）的连接装置的抗剪性能是本章的考察重点。针对全装配建筑的特点，本章对全装配式墙-板界面的抗剪性能开展了试验与分析。

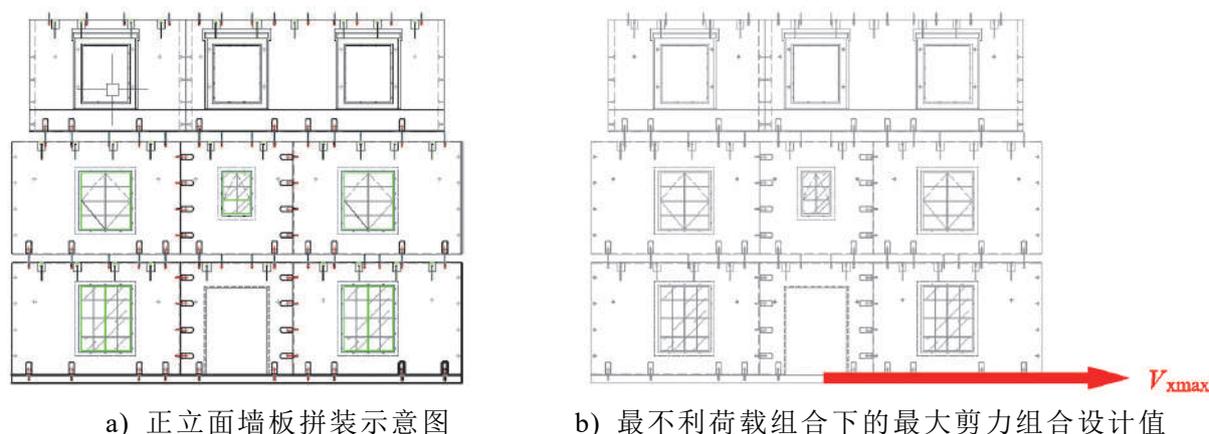


图 3.1 全装配式别墅墙板结构抗剪示意图

3.2 试件概况

3.2.1 试验目的及主要内容

试验的目的主要是对墙板试件的连接装置开展抗剪性能研究，主要内容包括：

- (1) 研究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栓的强度等级对全装配式墙板结构连接界面抗剪承载力的影响；
- (2) 研究轴压比对界面抗剪承载力的影响；
- (3) 研究构件的组合形式对界面抗剪承载力的影响。

3.2.2 试件设计与制作

根据预埋套筒端试件和预埋连接盒端试件的设计理念，由于采用“梅花形”连接竖向连接钢筋的同侧间距不能超过 600mm，因此取其极限 600mm 作为一组套筒连接盒的间距制作标准段试件。与抗拔试件尺寸相对应，构件 1（墙体部分）几何尺寸为 1200mm×600mm×200mm，水平和纵向分布钢筋均采用直径为 8mm 的 HRB400 钢筋，间隔 200mm； Φ 6 拉筋呈梅花形布置，构件 1 的具体几何尺寸、配筋以及连接盒的定位尺寸如图 3.2 所示；构件 2（地梁部分）几何尺寸为