

技术研究报告



项目名称：公寓式建筑综合改造关键技术

申报单位：中国建筑第五工程局有限公司

同济大学建筑设计研究院（集团）有限公司

浙江大学

同济大学

中建五局华东建设有限公司

目录

前言	1
1 研究背景与意义	2
1.1 课题研究的必要性	2
1.2 旧房改造	4
1.3 装配式建筑发展现状	6
1.4 混凝土框架结构连接的研究现状	8
1.5 剪力墙抗震性能的国内外研究现状	10
1.6 超高性能混凝土(UHPC)研究现状	11
1.7 依托工程概况	15
2 课题研究思路与方法	19
2.1 课题研究思路	19
2.2 课题研究方法	19
3 课题的技术内容及技术路线	25
3.1 基于黏滞阻尼墙的既有建筑减震加固改造技术研究	25
3.2 既有结构与预制构件新型连接技术研究	25
3.3 既有建筑改建施工关键技术研究	25
3.4 课题技术路线	27
4 课题的主要研究内容	28
4.1 基于黏滞阻尼墙的既有建筑减震加固改造技术研究	28
4.2 既有结构与预制构件新型连接技术研究	73
4.3 既有建筑改建施工关键技术研究	145
5 成果的创新点及技术水平	198
5.1 基于黏滞阻尼墙的既有建筑减震加固改造技术研究	198
5.2 既有结构与预制构件新型连接技术研究	200
5.3 既有建筑改建施工关键技术研究	202

6 成果应用状态 203

6.1 既有现浇结构建筑拆留及加固关键技术研究..... 203

6.2 既有现浇结构建筑地下室加层及局部补桩改造关键技术研究 203

6.3 既有现浇结构建筑电梯井坑及核心筒拆除及移位改造关键技术研究207

6.4 既有现浇结构建筑改建与装配式结合的结构体系设计施工关键技术研究 207

前言

中国已经郑重承诺，2030 年碳达峰，2060 年碳中和。根据相关机构研究数据，2018 年城乡建设领域碳排放 23.5 亿吨，预计到 2030 年，每年按照新开工房屋建筑面积 20 亿 m^2 、拆除改建面积 15 亿 m^2 的规模计算，建筑业碳排放将达 30.5 亿吨，做好建筑业碳减排工作意义重大。

建筑业是国民经济的支柱产业。改革开放以来，我国建筑业快速发展，建造能力不断增强，产业规模不断扩大，吸纳了大量农村转移劳动力，带动了大量关联产业，对经济社会发展、城乡建设和民生生活改善作出了重要贡献。但也要看到，建筑业仍然大而不强，监管体制机制不健全、工程建设组织方式落后、建筑设计水平有待提高、质量安全事故时有发生、市场违法违规行为较多、企业核心竞争力不强、工人技能素质偏低等问题较为突出。

装配式建筑是用预制部品部件在工地装配而成的建筑。发展装配式建筑是建造方式的重大变革，是推进供给侧结构性改革和新型城镇化发展的重要举措，有利于节约资源能源、减少施工污染、提升劳动生产效率和质量安全水平，有利于促进建筑业与信息化工业化深度融合、培育新产业新动能、推动化解过剩产能。为此中华人民共和国住房和城乡建设部发布了《“十三五”装配式建筑行动方案》（建科[2017]77 号），明确了装配式建筑的发展目标，从此拉开我国装配式建筑序幕。

当前我国城镇化率已超过 60%，步入城镇化较快发展的中后期，由大规模增量建设转为存量提质改造和增量结构调整并重。由于建成时间较长，老旧小区内的建筑较为陈旧，建设标准相对较低。建筑的建设年代久远，技术、工艺远远落后于今天，部分建筑构件出现老化、失效的问题，会影响到建筑的质量安全。城市更新中的老旧小区改造，主要以保障建筑安全和完善基础设施为目标，进而为居民创造安全、舒适的居住环境，提供优质的服务。城市更新中旧改关键技术的应用，主要侧重于改善民生，同时注重环保，坚持以人为本的理念，通过因素分析与数字化设计，促进旧改关键技术的融合，维持人、建筑、环境之间的和谐关系，联合周边单元，提高老旧小区改造的技术水平，增强城市更新效果。

1 研究背景与意义

1.1 课题研究的必要性

1.1.1 发展现状

建筑业是国民经济的支柱产业。改革开放以来，我国建筑业快速发展，建造能力不断增强，产业规模不断扩大，吸纳了大量农村转移劳动力，带动了大量关联产业，对经济社会发展、城乡建设和民生生活改善作出了重要贡献。

2011年至2016年建筑业增加值增速均高于国内生产总值增速，2017年至2020年建筑业增加值增速略低于国内生产总值增速，详图 1.1.1-1。但是自2011年以来，建筑业增加值占国内生产总值的比例始终保持在6.8%以上。2020年再创历史新高，达到了7.2%，在2015年、2016年连续两年下降后连续四年保持增长，详图 1.1.1-2，建筑业国民经济支柱产业的地位稳固^[1]。

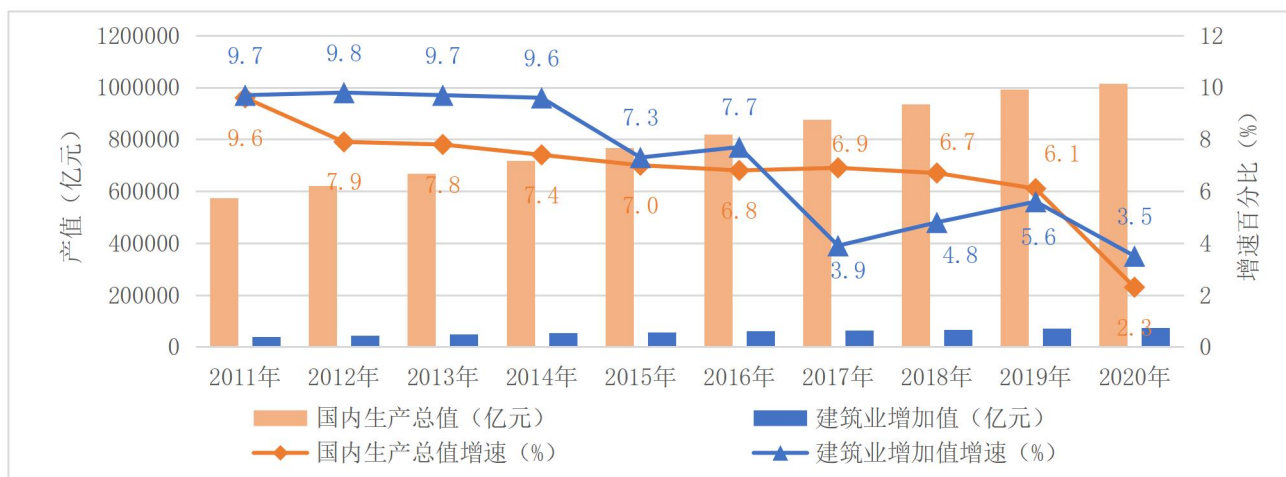


图 1.1.1-1 2011年-2020年国内生产总值及增速、建筑业增加值及增速

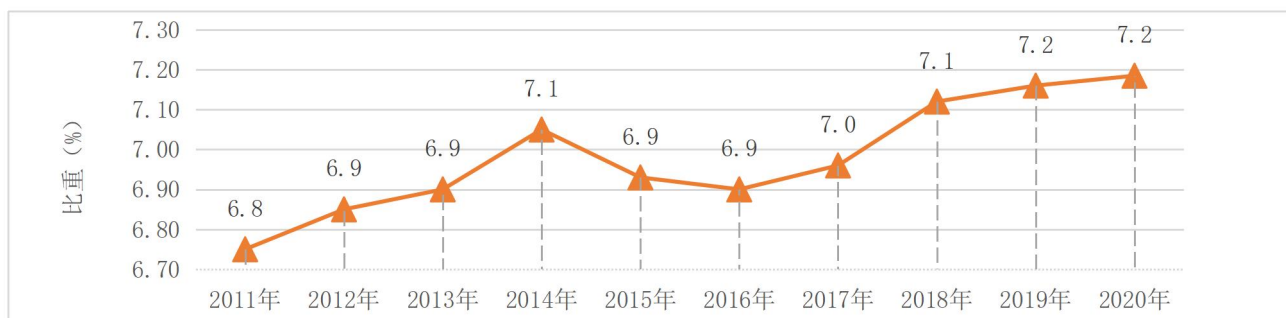


图 1.1.1-2 2011年-2020年建筑业增加值占国内生产总值比重

自2011年以来，全国建筑业企业房屋竣工面积均保持在30亿平方米以上。2014年竣工面积高达42.36亿平方米。自2016年连续四年下降，2020年下降达到4.4%，但竣工面积仍达38.5亿平方米。一方面，经过了几年的拆迁新建，各城市的危房、旧房、城中村等，大多都已经拆除殆尽。另一方面，拆迁的代价太大了，会给财政造成很大的压力。而且继续拆迁，也不利于楼市稳定健康发展。

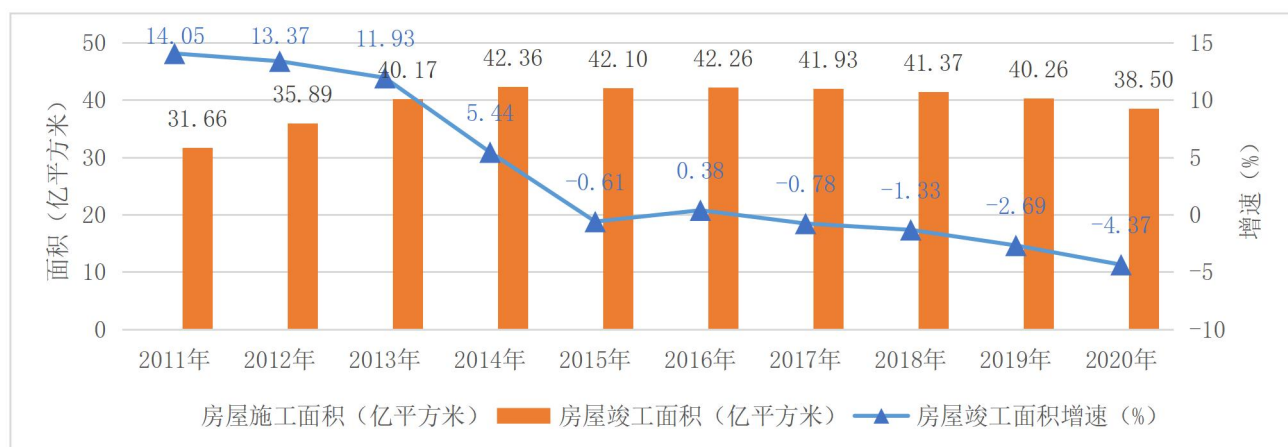


图 1.1.1- 3 2011 年-2020 年全国建筑业企业房屋竣工面积

由此可见，我国建筑业发展取得了巨大成绩。建筑业在国民经济中的支柱产业地位继续增强，为推进我国城乡建设和新型城镇化发展，改善人民群众居住条件，吸纳农村转移劳动力，缓解社会就业压力做出重要贡献。随着我国建筑业蓬勃发展，建筑业逐渐暴露了很多问题^[2]。

1.1.2 存在的问题

(1) 既有建筑不能满足城市更新需求

从城市发展理念来看，我国已经由关注城市规模扩张的“增量发展”转向关注城市居民生活质量的“存量发展”。需要通过城市更新改造，不断推动既有社区配套基础设施建设更加完善，实现城市功能的提升与转变。通过实施城市更新行动，及时回应群众关切，补齐基础设施和公共服务设施短板，进而改善人居环境、提高生活品质。

老小区由于建成时间较长，老旧小区内的建筑较为陈旧，建设标准相对较低。建筑的建设年代久远，技术、工艺远远落后于今天，部分建筑构件出现老化、失效的问题，会影响到建筑的质量安全。基础设施并不完善，公共服务相对较差，在安防监控、绿化景观、无障碍服务等方面存在明显的不足。

(2) 建筑业发展方式粗放

建筑业大而不强，仍属于粗放式劳动密集型产业，企业规模化程度低，建设项目组织实施方式和生产方式落后，产业现代化程度不高，技术创新能力不足，导致市场同质化竞争过度，企业负担较重，制约了建筑业企业总体竞争力提升。

(3) 建筑工人技能素质不高

建筑工人普遍文化程度低，年龄偏大，缺乏系统的技能培训和鉴定，直接影响工程质量和安全。建筑业企业“只使用人、不培养人”的用工方式，造成建筑工人组织化程度低、流动性大，技能水平低，职业、技术素养与行业发展要求不匹配。

(4) 监管体制机制不健全

行业监管方式带有计划经济色彩，重审批、轻监管。监管信息化水平不高，工程担保、工程保险、诚信管理等市场配套机制建设进展缓慢，市场机制在行业准入清出、优胜劣汰方面作用不足，严重影响建筑业发展活力和资源配置效率。

综合判断，建筑业发展总体上仍处于重要战略机遇期，也面临着市场风险增多、发展速度放缓的严峻挑战。必须准确把握市场供需结构的重大变化，下决心转变依赖低成本要素驱动的粗放增长方式，增强改革意识、创新意识，不断适应新技术、新需求的建设能力调整及服务模式创新任务的需要。必须积极应对产业结构不合理、创新任务艰巨、优秀人才和优质劳动力供给不足等新挑战，着力在健全市场机制、推进建筑产业现代化、提升队伍素质、开拓国际市场上取得突破，切实转变发展方式，增强发展动力，努力实现建筑业的转型升级。

1.2 旧房改造

现代化城市的建设与发展，需要对城区内的基础设施进行改进、升级，提升城市功能，为城市居民的生活、出行提供便捷的服务。城市更新应该以旧城改造为重点，对于老旧小区进行综合整治，对于基础设施不完善、配套功能不全等问题进行及时处理。城市更新中的老旧小区改造，安全性是需要重点考虑的内容。同时加强基础设施建设，完善其服务功能^[3]。

1.2.1 相关政策

2021年7月，时任住房和城乡建设部党组书记、部长王蒙徽在住房和城乡建设部官网发表题为《实施城市更新行动》的署名文章。文章指出，党的十九届五中全会通过的《中共中央关于制定国民经济和社会发展第十四个五年规划和二〇三五年远景目标的建议》明确提出实施城市更新行动，这是以习近平同志为核心的党中央站在全面建设社会主义现代化国家、实现中华民族伟大复兴中国梦的战略高度，准确研判我国城市发展新形势，对进一步提升城市发展质量作出的重大决策部署，为“十四五”乃至今后一个时期做好城市工作指明了方向，明确了目标任务。文章对“实施城市更新行动”进行了全面解读。文章指出，实施城市更新行动，总体目标是建设宜居城市、绿色城市、韧性城市、智慧城市、人文城市，不断提升城市人居环境质量、人民生活质量、城市竞争力，走出一条中国特色城市发展道路。主要任务包括：完善城市空间结构；实施城市生态修复和功能完善工程；强化历史文化保护，塑造城市风貌；加强居住社区建设；推进新型城市基础设施建设；加强城镇老旧小区改造；增强城市防洪排涝能力；推进以县城为重要载体的城镇化建设。

2021年8月10日，为深入贯彻党的十九届五中全会精神和“十四五”规划纲要部署要求，指导各地积极稳妥实施城市更新行动，防止沿用过度房地产化的开发建设方式，大拆大建，急功近利等问题，住房和城乡建设部就《关于在实施城市更新行动中防止大拆大建问题的通知（征求意见稿）》公开征求意见，意见指出，实施城市更新行动是党的十九届五中全会作出的重要决策部署，是国家“十四五”规划纲要明确的重大工程项目。实施城市更新行动，要顺应城市发展规律，尊重人民群众意愿，以内涵集约、绿色低碳发展为路径，转变城市开发建设方式，坚持“留改拆”并举、以保留利用提升为主，严管大拆大建，加强修缮改造，注重提升功能，增强城市活力。近期，各地积极推动实施城市更新行动，但在推进过程中，出现继续沿用过度房地产化的开发建设方式，大拆大建，急功近利的倾向，有些地方出现随意拆除老建筑、征迁居民、砍伐老树、变相抬高房价、提高生活成本，产生新的城市问题。

1.2.2 国际经验

(1) 日本

20 世纪 60 年代，日本政府为了振兴经济、调整城市功能及产业结构，在全国范围内启动 现代都市意义上的城市更新活动。纵观其发展 历史，日本早期以清除贫民窟等年久失修的建筑为主，随后逐步发展为区域性商业复苏及集 中住宅的改造。21 世纪初，日本城市更新理念逐步由“基于规划”向“基于项目”转变，在 坚持地方政府、企业开展自下而上社区营造的同时，自上而下推动国家层面重点地区、大规模的更新活动。

(2) 中国香港与中国台湾地区香港

香港和台湾地区的城市更新历史演变各有不同。香港因其高密度发展的背景以及保护原产权人、承租使用人利益的法定要求，1960 年代以来，从最初政府采取“积极不干预”政策的市场主导模式，到土地发展公司时期政府的有限度介入，再到成立香港市区重建局（URA，以下简称“市建局”），政府积极参与的新思维时期，城市更新策略在不断完善。台湾的城市更新以台北市为主要发展区域，其总体演变是从以政府为主推进，到奖励民间投资，再到公私合作投资的过程。

1.2.3 存在问题

(1) 建筑安全不能满足城市更新需求

当前我国城镇化率已超过 60%，步入城镇化较快发展的中后期，由大规模增量建设转为存量提质改造和增量结构调整并重，从“有没有”转向“好不好”，进入城市更新的新阶段。

老小区由于建成时间较长，老旧小区内的建筑较为陈旧，建设标准相对较低。建筑的建设年代久远，技术、工艺远远落后于今天，部分建筑构件出现老化、失效的问题，会影响到建筑的质量安全。基于城市更新的老旧小区改造，需要加强对建筑安全隐患的排查，并考虑地质灾害对建筑安全的影响。由于基础资料的缺失，难以获得完整的老旧小区施工图纸、文本资料，对于地下供热管网、电力设施以及给、排水管网等隐蔽工程缺乏了解。长期的使用的过程中，地下供热管、电力设施以及给、排水管会出现老化、损坏的情况，影响建筑安全。在老旧小区改造过程中，需要考虑到上述问题，并采取针对性的解决措施。结合当前的建筑建设标准，进行技术改造，及时处理建筑构件老化问题，并严格进行监督预警。在此基础上，拆除危房、险房，整治违章搭建，为城市居民提供更加安全的居住环境，满足其对于舒适生活的需求。

(2) 基础设施不能满足城市更新需求

老旧小区的建设年代早，基础设施并不完善，公共服务相对较差，在安防监控、绿化景观、无障碍服务等方面存在明显的不足。老旧小区的改造，在完善建筑功能的基础上，还应该以改善人居环境为目标，考虑到城市居民对于居住、出行等方面的需求。增设电梯、修复小区内通道，能够让居民的出行更加便捷。从人性化的角度出发，考虑到老年人、残疾人行动不便，有针对性地进行坡道改造，实施无障碍建设。合理规划小区内的公共照明，做好相关的维修、维护工作。另外，在停车管理、门禁、消防等方面，需要对相关的基础设施进行改进和完善。基础类改造以基础设施改造、维修为主，重点进行供排水、供电、供热、道路等方面的改造，满足人们的基本生活需求。完善类改造则是在原有生活设施的基础上，予以增加和补充，侧重于节能改造、加装电梯、建设文化休闲和体育锻炼设施等方面，丰富公共服务内容。提升类改造

则是以提高生活品质为目标，需要对老旧小区内的建筑、公共设施进行改造、升级，增加餐饮、家政、物流等专项服务内容。城市更新中的老旧小区改造，对于经济发展、社会进步均有促进作用。

(3) 既有建筑改建对装配式技术的需求

既有建筑在改建过程中面临如下几大问题：

- 1) 传统的结构加固方式湿作业较多、对环境污染严重、废料多、使用周期短；
- 2) 需要进行加固改造的既有建筑，多位于老城区，所在区域人口一般比较密集，为保证工程顺利实施、减少对周边居民的干扰，需采用低噪声、现场污染少、施工快捷的加固方式；
- 3) 既有建筑由于设计年代不同，抗震设防水平不一致，导致在强烈地震作用下，其抗震性能表现不一致，加固效果不稳定。
- 4) 改造后地下室防水效果不佳，地下室防水做法有待进一步研究。

地下室设计与施工中的防水、防渗技术影响到建筑结构的耐久性与正常使用，是地下室工程的重要内容之一。在住建部关于住房和城乡建设领域的全文强制性工程建设规范中，《住宅项目规范》征求意见稿的性能要求部分规定住宅建筑地下室防水的设计工作年限不低于结构设计工作年限。

在既有地下室改建项目中，除了常规部位的防水问题，还面临如何解决各类新老混凝土结合处防水、防渗问题等新情况。然而，目前国内外关于既有地下室改造过程中新老混凝土结合处的防水、防渗技术尚缺少系统的研究，施工中所采用的具体做法各异，对采用不同方法施工的新老混凝土结合处防水、防渗性能仍缺少完整的认识和统一的评价标准。有鉴于此，为了更好的保障既有地下室改造工程的可靠性，依托“保利世博村 B 地块改建项目”作为工程背景，将“既有地下室筏板改建防水技术”作为课题立项，开展科学研究。

装配式技术天然具有上述所需特点，还具有质量可控、节约资源等优点，在既有建筑改建工程中可发挥其扰民少、工期短、施工便捷等优势。本课题将装配式技术应用于既有建筑的改建工程中，提出了一种新型既有混凝土建筑改建与装配式结合的结构体系，其中包括多种新型装配式节点构造形式、消能减震技术以及地下室改建防水技术在既有混凝土结构改建中的应用。相比于传统改建的混凝土结构，新型结构体系能够在保证结构连接强度的情况下，提高了现场施工的便捷性，减少了为周边居民的干扰。同时采用消能减震技术，增强建筑抗震性能，提高改建后的建筑在强烈地震中的受力性能。

1.3 装配式建筑发展现状

装配式建筑是用预制部品部件在工地装配而成的建筑。发展装配式建筑是建造方式的重大变革，是推进供给侧结构性改革和新型城镇化发展的重要举措，有利于节约资源能源、减少施工污染、提升劳动生产效率和质量安全水平，有利于促进建筑业与信息化工业化深度融合、培育新产业新动能、推动化解过剩产能。

1.3.1 装配式主要政策

为全面贯彻党的十八大和十八届三中、四中、五中全会以及中央城镇化工作会议、中央城市工作会议精神，认真落实党中央、国务院决策部署，按照“五位一体”总体布局和“四个全面”战略布局，牢固树

立和贯彻落实创新、协调、绿色、开放、共享的发展理念，按照适用、经济、安全、绿色、美观的要求，推动建造方式创新，大力发展装配式混凝土建筑和钢结构建筑，在具备条件的地方倡导发展现代木结构建筑，不断提高装配式建筑在新建建筑中的比例。坚持标准化设计、工厂化生产、装配化施工、一体化装修、信息化管理、智能化应用，提高技术水平和工程质量，促进建筑产业转型升级。

2016 年 09 月 30 日国务院办公厅《关于大力发展装配式建筑的指导意见》（国办发〔2016〕71 号），发展新型建造方式：大力推广装配式建筑，减少建筑垃圾和扬尘污染，缩短建造工期，提升工程质量。制定装配式建筑设计、施工和验收规范。完善部品部件标准，实现建筑部品部件工厂化生产。鼓励建筑企业装配式施工，现场装配。建设国家级装配式建筑生产基地。加大政策支持力度，力争用 10 年左右时间，使装配式建筑占新建建筑的比例达到 30%。积极稳妥推广钢结构建筑。在具备条件的地方，倡导发展现代木结构建筑。

2020 年 7 月，住建部、发改委、科技部、工信部等 13 部委联合发布《关于推动智能建造与建筑工业化协同发展的指导意见》（建市〔2020〕60 号），指出发展目标：到 2025 年，我国智能建造与建筑工业化协同发展的政策体系和产业体系基本建立，建筑工业化、数字化、智能化水平显著提高，建筑产业互联网平台初步建立，产业基础、技术装备、科技创新能力以及建筑安全质量水平全面提升，劳动生产率明显提高，能源资源消耗及污染排放大幅下降，环境保护效应显著。推动形成一批智能建造龙头企业，引领并带动广大中小企业向智能建造转型升级，打造“中国建造”升级版。到 2035 年，我国智能建造与建筑工业化协同发展取得显著进展，企业创新能力大幅提升，产业整体优势明显增强，“中国建造”核心竞争力世界领先，建筑工业化全面实现，迈入智能建造世界强国行列。

2020 年 8 月，住建部、教育部、科技部、工信部等 9 部委联合发布《关于加快新型建筑工业化发展的若干意见》（建标规〔2020〕8 号），为全面贯彻新发展理念，推动城乡建设绿色发展和高质量发展，以新型建筑工业化带动建筑业全面转型升级，打造具有国际竞争力的“中国建造”品牌，提出以下意见：加强系统化集成设计、优化构件和部品部件生产、推广精益化施工、加快信息技术融合发展、创新组织管理模式、强化科技支撑、加快专业人才培养、加大政策扶持力度共九大加快新型建筑工业化发展的意见。

在国家和地方政府的推动下，我国的装配式建筑迎来了第三次发展浪潮，在充分总结之前发展装配式建筑的经验和教训，根据现阶段的技术水平，立足建筑业可持续发展的大方向，提出了发展装配式建筑的主要目标是减少人工作业，实现“四节一环保”，满足建筑多样化和个性化的需求以及提高建筑品质。

1.3.2 装配式发展现状

近年来装配式建筑呈现良好发展态势，在促进建筑产业转型升级，推动城乡建设领域绿色发展和高质量发展方面发挥了重要作用。据统计，2019 年全国新开工装配式建筑 4.2 亿 m^2 ，较 2018 年增长 45%，占新建建筑面积的比例约为 13.4%。2019 年全国新开工装配式建筑面积较 2018 年增长 45%，近 4 年年均增长率为 55%。

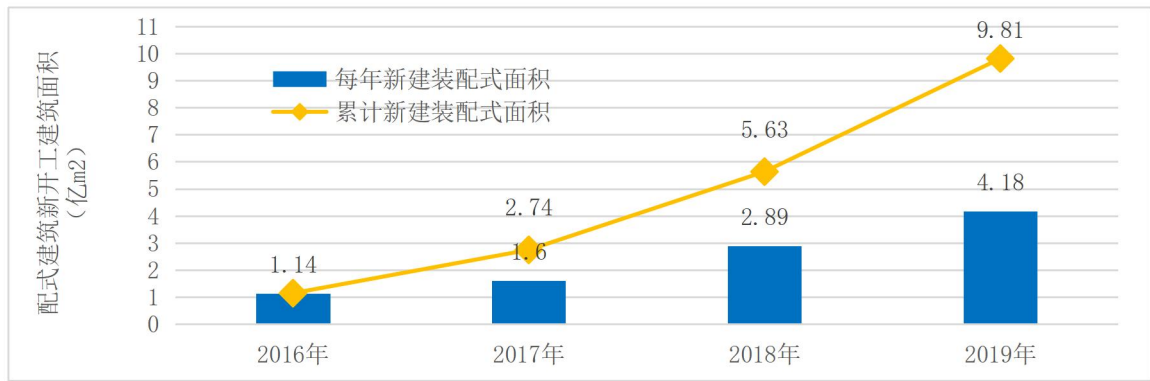


图 1.3.2- 1 2016-2019 年全国装配式建筑新开工建筑面积

1.4 混凝土框架结构连接的研究现状

1.4.1 国内研究现状

目前，国内关于混凝土框架梁柱连接节点的研究，多采用预制装配式节点形式居多，主要集中在通过对节点的外形或拆分方式创新和通过对节点处附加角钢或钢筋从而提升节点性能。

框架节点的外形或拆分方式创新方面：南京工业大学的张大长^[4]通过将框架结构中的梁做成 U 型外壳，而柱做成口型外壳的装配式 T 型节点；哈尔滨工业大学李世达^[5]、四川省建筑设计研究院^[6]，基于框架梁柱节点的拆分方式不同，提出了三种不同预制混凝土框架节点组装方式，从而组装成新型的装配式节点；最后，通过实验对比发现，以上装配式节点相比于现浇混凝土节点在整体抗震性能方面表现并无很大的差别，能够满足现行的抗震设计规范要求。

框架节点处附加角钢或钢筋方面：韩春^[7]在 2017 年曾提出一种混凝土梁与高强钢筋约束混凝土柱端板螺栓连接的新型全装配式预应力节点形式；廖显东^[8]提出一种有预制柱、预应力 T 形叠合梁和现浇节点核心区组成的新型节点；天津大学李忠献^[9]等研究了一种型钢接头连接的节点形式，重庆大学焦安亮^[10]、大连理工大学程万鹏^[11]等研究了一种贯穿节点的柱内预埋钢骨(方、圆)钢管接头的预制节点形式；通过对以上节点进行相应的低周往复荷载试验，结果均表明，上述节点形式的试件在抗震性能方面表现良好，可用于实际工程之中。此外，在钢筋的运用方面，管东芝^[12]提出通过附加直钢筋用来增强钢绞线锚入式子连接的后浇筑节点，并对该节点进行了抗震性能测试，结果表明：该方法十分有效，并且能够保证该节点的破坏为梁铰破坏模式。东南大学张晨^[13]等提出了一种新型的后张无粘结混合装配式预应力混凝土框架(PTHP)节点，将预应力筋运用至节点内部，利用预应力筋的回弹作用提升节点性能，并对该节点构件的抗震性能进行了测试。其结果表明，与现浇结构相比，PTHP 节点具有良好的刚度和耗能能力，且拥有更强的承载能力，其变形能力、自恢复能力更好，残余变形更小。

另外，武汉理工大学孔亚美^[14]为了研究在循环荷载作用下预制和现浇梁柱连接构件在力学性能上的差别，采用了数值模拟的方法对提出的两种新型梁柱钢板桶节点进行了受力性能分析。结果表明，相比于现浇节点，螺栓连接的节点试件抗震性能最好，也直接说明了螺栓连接在装配式节点中的重要性，其在工程实践的应用上更为合适。

1.4.2 国外研究现状

国外有关于混凝土框架节点的研究，多基于相应的工程实例的应运。Ercan Yukse[15]对于工业型接头的干式连接和用于住宅型接头的湿连接进行试验研究。结果表明，两者的连接均表现出良好的滞回性能，其连接节点能量耗散高，节点有达 2% 的结构位移角，但在位移角达到 3% 时，临界点的捏缩和退化程度严重。最后进行了数值模拟分析，其模拟结果与实验值非常接近。2015 年，Chintan B.Naik[16]对两种不同干式连接的预制梁柱边节点力学性能进行研究，通过对极限承载力、最大变形以及其力学性能进行评价。结果表明，两种预制连接方式都能够产生延性行为，但承载能力却明显小于现浇连接。

此外，关于钢筋和型钢在混凝土框架梁柱节点的运用，国外也有不少学者进行了相应研究。Sergio M.Alcocer[17]对预制混凝土框架中的两个足尺梁柱连接节点进行了试验研究。通过将其与预制软钢钢筋、预应力钢绞线连接的节点试件进行对比发现，梁柱的连接性能良好。该节点的强度是现浇节点结构强度的 80%，试样因其箍筋屈服且纵筋被拉断而发生破坏，而强度存在 3.5% 误差。Sunkuk Kim[18]提出了一种带钢接头的新型组合节点，通过对该节点的连接与钢结构的连接进行对比，分析得出使用带有型钢连接的预制混凝土结构可以有效提高其经济性和安装的速度。最后，基于预制混凝土框架结构的材料和施工综合特性，提出了嵌入式能源效应。

1.4.3 UHPC 在混凝土框架梁柱节点抗震中的研究现状

目前国内关于 UHPC 在建筑结构的运用正处于发展的初期，未来将会有广阔的发展前景。UHPC 在中国的第一次运用是在 2005 年，沈阳对工业厂房的楼板利用 UHPC 材料进行预制[19]。之后随着进一步的发展，已有将预制 UHPC 梁代替钢梁用于工业建筑之中的实例[20]，华新新材在十堰环保工程和华新长山口垃圾预处理厂等工程项目，利用预制工字型 UHPC 预应力梁替代钢梁，很好地解决了主梁在腐蚀环境中防腐和耐久问题。但国内还没有将 UHPC 用于高层建筑或制作框架的工程运用，学术界对于 UHPC 框架的研究也寥寥无几。仅提出有少量关于活性粉末混凝土(Reactive Powder Concrete, RPC)用于框架中梁柱节点抗震的研究。

王德弘[21]等为了研究活性粉末混凝土框架节点的抗震性能，对 4 个活性粉末混凝土梁柱节点进行了低周反复荷载试验，结果表明，采用活性粉末混凝土可以改善框架节点的延性和耗能能力等抗震性能，降低核心区箍筋率，便于施工。鞠彦忠[22]等运用 ABAQUS 有限元软件对 22 个 RPC 梁柱节点进行数值模型分析，得到各节点的滞回曲线和骨架曲线，研究得出柱的轴压比、节点核心区配箍率和梁、柱的纵筋配筋率对 RPC 梁柱节点和高强混凝土梁柱节点在受力性能变化规律上基本一致。

国外对于 UHPC 的研究更多的是用于桥梁结构中，对预制框架结构的运用和工程实例相对较少。更多的对框架的梁、柱节点采用更高强的螺栓或型钢进行连接，增加整体框架的刚度和整体性。其中在预制混凝土抗震研究历史上有重要影响的预制混凝土结构抗震研究项目 PRESSS(Precast Seismic Structural System Research Program)是美国和日本合作开展的，该项目的主要研究内容为首先考虑在地震地区对有发展前景的预制混凝土结构体系分别进行鉴别、评估，构建相应的规范以及修订相应的建议框架；其次是对节点进行试验研究；最后再对主要再框架结构进行进一步的试验研究[23]-[24]。

1.5 剪力墙抗震性能的国内外研究现状

20 世纪 60 年代开始,剪力墙结构得到推广。相对于其他结构,剪力墙结构具有较大的侧向刚度,在高层建筑中表现出良好的抗震性能,引起了学者们的关注。

Marwan T. Shedid 等人^[25]对 6 片钢筋混凝土剪力墙进行了抗剪性能试验,研究了在剪切破坏下剪力墙的刚度退化规律和变形能力。试验结果表明:当剪力墙的剪跨比为 2 时,剪切位移约占总水平位移的 30%;在位移角达到 0.1% 时,剪力墙的切线刚度变为初始刚度的一半。

Christian Greifenhagen 等人^[26]对 4 片钢筋混凝土剪力墙进行了抗剪性能试验,研究了剪力墙在剪切破坏下的承载力及变形能力。试验结果表明:在试验初期,剪力墙发生弹性变形;在剪切破坏下,剪力墙的位移达到极限时,其抗弯强度在总强度中仍占有较大比例。

Edward D. Thomson 等人^[27]提出钢筋混凝土剪力墙在水平往复荷载作用下的损伤本构模型,分析了斜向裂缝对刚度退化和强度退化的影响,并将理论模型运用于有限元软件模拟中。结果表明:理论计算值和模拟值吻合,理论模型可运用于剪力墙的计算和有限元软件模拟中。

Alfredo Sánchez-Alejandre 等人^[28]为了研究钢筋混凝土剪力墙的抗震性能,对比了 9 组不同的抗剪承载力模型,提出了简化的抗剪承载力模型。结果表明:理论计算值和参考文献的计算值的最小变异系数接近 1,提出的简化的模型可以较准确地计算钢筋混凝土剪力墙的抗剪承载力。

Ilker Fatih Kara 等人^[29]研究了钢筋混凝土剪力墙开裂后的水平位移和刚度,提出了基于概率的剪力墙有效刚度计算模型。结果表明:模型的理论计算值与参考文献中的试验值吻合,模型可以较准确地预测剪力墙的有效刚度。

Taewan Kim 等人^[30]分别模拟了 3 层、9 层和 20 层的钢筋混凝土剪力墙结构,研究了结构在 FEMA335F 下的性能表现。结果表明:FMEA 设计方法适用于钢筋混凝土剪力墙结构。

Nunziante Valoroso 等人^[31]对比了不同单元模拟钢筋混凝土剪力墙的效果,提出了新的单元计算公式,并运用于数值模拟中。结果表明:新的计算方法提高了有限元模拟的效率,能够捕捉集中力和弯矩的作用效果。

Dujian Zou 等人^[32]研究了钢筋混凝土高剪力墙结构的徐变规律,模拟了 1 年内剪力墙结构在长期荷载作用下的混凝土收缩和徐变。结果表明:徐变收缩和时间是独立的,与结构的体积-表面积比值相关。

T.R.S. Mullapudi 等人^[33]设计了一个适用于受剪为主的钢筋混凝土剪力墙模型,通过截面性质来代替混凝土和钢筋两种材料性质,研究了剪跨比等因素对剪力墙抗剪承载力的影响。结果表明:随着剪跨比减小和轴压比增加,剪力墙的抗剪承载力增加。

张松等人^{[34]-[35]}对 15 片钢筋混凝土剪力墙进行了抗震性能试验,提出了承载力、位移计算公式和三折线骨架模型,以屈服、峰值和极限点作为模型的特征点。结果表明:三折线骨架模型的理论计算值和试验值吻合,模型的计算方法具有简单、高效的特点。

李青宁等人^[36]进行了多片短肢剪力墙的低周往复荷载试验,对短肢剪力墙的滞回性能和截面变形规律进行了研究。试验结果表明:在横截面积相等的情况下,T 形截面的短肢剪力墙承载力最高,而 T 形截面在高厚比为 6.5 时表现出最佳的承载力和滞回性能。

剡理祯等人^[37]进行了 12 片剪力墙的变形性能试验,提出了一种新型模型来计算剪力墙变形。结果表明:剪力墙的变形计算模型可以有效地计算剪力墙在极限状态下的位移、转角和曲率。

李杰等人^{[38][39]}为了探索一种剪力墙的新型结构,设计了 1/3 缩尺的 4 层双连梁短肢剪力墙。试验结果表明:从荷载-位移全曲线和墙体破坏情况可知,联肢短肢剪力墙具有良好的抗震性能。对联肢短肢剪力墙进行了非线性有限元模拟,模拟结果表明:联肢短肢剪力墙的结构响应受混凝土材料的随机性影响,表现出较大的可变性,因此只能从均值的角度来描述结构的抗震性能。

李兵等人^[40]进行了 3 片不同轴压比下的剪力墙的压弯试验,研究了高剪力墙的滞回曲线。结果表明:剪力墙开裂时,其滞回骨架曲线存在一个拐点,有明显的屈服段和下降段。

韩小雷等人^[41]为研究钢筋混凝土剪力墙的变形能力,设计了 20 片剪力墙进行变形性能试验。试验结果表明:随着墙体的剪跨比降低,剪力墙更趋于发生剪切破坏;随着轴压比增加,剪力墙的变形性能下降。

黄志华等人^[42]对比了 7 片参考文献的剪力墙试验数据,分析了影响剪力墙的极限位移的因素,提供了一种基于性能的剪力墙设计方法,并对其进行了验证。结果表明:该设计方法准确高效。

李广等人^[43]对钢筋混凝土的剪力墙的徐变和收缩进行了研究,并对剪力墙进行了数值模拟。结果表明:剪力墙的徐变和收缩满足外部大于内部的规律;钢筋可以限制徐变的发展,减小内力在剪力墙中的转移。

1.6 超高性能混凝土(UHPC)研究现状

1.6.1 超高性能混凝土简介

超高性能混凝土(Ulte-High Performance Concrete, UHPC)是一种高强度、高韧性、低孔隙率的超高强度水泥基材料,具有优越的力学性能,其抗压强度大于 150MPa,抗拉强度大于 7 MPa,极限拉伸应变大于 0.2%,是一种类金属新型材料。同时具有自流平特性、自密实性能、易浇筑、易振捣、常温常压养护等超高施工性能^[44]。

随着科学技术的发展,混凝土强度等级一直在不断地提高,高强和超高强混凝土(6.0MP~140MPa)已经成功地应用于结构工程中。目前,国际上较为通用的配制高强混凝土(100MPa)的技术为“硅酸盐水泥+硅灰+高效减水剂”。但高强混凝土(High Strength Concrete, HSC)的抗弯抗拉强度仍然不高,必须通过配筋来增加结构的强度,而大量配筋又带来施工浇注的困难,同时,由于混凝土收缩变形受钢筋的约束还会引起应力,导致开裂,对耐久性产生不利的影响。在超高强混凝土中,粗骨料与浆体的界面薄弱区形成的缺陷也会造成混凝土强度与耐久性的降低。

针对以上问题,1993 年,法国 Bouygues 公司 Richard 等人率先研制出一种新的超高性能的水泥基复合材料—活性粉末混凝土(Reactive Powder Concrete, RPC)。RPC 强度高,根据组分和制备条件的不同,RPC 可以分为 RPC200 和 RPC800 两级,RPC200 的抗压强度可以达到 200MPa 以上,采用钢骨料的 RPC800 的抗压强度可以达到 800MPa^[45]。目前 RPC200 已得到较广泛的应用。

虽然 RPC 问世的时间不长,但因其具有良好的力学性能和优异的耐久性,在短短的几年内,它就已经在工程建设领域里获得了应用。世界上第一座以 RPC 为材料的步行桥位于加拿大魁北克省的 Sherebrooke 市,如图 1.6.1-1 所示。该桥采用钢管 RPC 空间桁架结构,跨度 60m,桥面宽 4.2m。桥面板采用 30mm 厚

RPC板,每隔1.7m设置高70mm的加强肋。桁架腹杆是直径为150mm、壁厚为3mm的不锈钢管、内灌RPC200。下弦为RPC双梁,梁高380mm;均按常规混凝土工艺预制;每个预制段长10m、高3m,节段内未配置普通钢筋,仅采用后张预应力拼装而成^[46]。该桥的结构设计特点是混凝土构件内无箍筋、分别在体内和体外布置预应力钢筋,并使用不锈钢钢管约束RPC,以提高其强度和延性。由于采用RPC,大大减轻了自重,提高了在高湿度环境、频繁受除冰盐腐蚀与冻融循环作用下结构的耐久性能。该桥在1999年获得Nova奖提名。



图 1.6.1- 1 加拿大 Sherbrooke 人行桥

1998年8月,在加拿大 Sherbrooke 市召开了第一次以RPC和高性能混凝土为主题的国际研讨会,会上就RPC的原理、性能和应用进行了广泛而深入的探讨。与会专家一致认为:作为一类新型混凝土材料,RPC具有广阔的应用前景。

由于RPC是一种专利产品,为了避免知识产权的纠纷,欧洲目前不再使用这个名词,而改称“超高性能混凝土”(Ultra-High Performance Concrete, UHPC)。2005年和2008年在德国 Kassel 大学召开了两次UHPC国际会议,深入探讨了UHPC的制备、微结构特征和性能,在会上介绍了许多实际工程应用案例,并讨论了相关欧洲技术标准的制订问题。

目前,由于各国学者对UHPC研究的侧重点不同,UHPC产品种类繁多且材料性能指标尚未完全统一,但是UHPC具有的代表性特征是不难明确的^[47]:

(1) UHPC是一种材料颗粒级配达到最佳的水泥基复合材料;

(2) 得益于掺入活性矿物细掺料和高效减水剂的使用,解决了混凝土和易性与水胶比的矛盾,在保证良好的和易性情况下减少了用水量。UHPC的水胶比一般小于0.25;

(3) UHPC材料的抗压强度不低于150MPa,通过掺入科学比例的微细钢纤维使得水泥基材料具有高抗拉强度、高韧性以及应变硬化行为,其开裂后维持抗拉强度不低于5~7Mpa;

(4) UHPC内部具有不连通孔结构,无论是在未开裂状态下还是在微裂缝状态下其基体具有较高抵抗气、液体渗透的能力,抗腐蚀性强,与普通混凝土和钢材相比耐久性优势突出。

从水泥基材料进化的层面来看,UHPC主要解决和优化了混凝土材料的一大核心问题便是通过掺入钢纤维高效的增强了材料的抗拉性能和弯曲韧性,同时实现应变硬化行为。与普通纤维增强混凝土所不同的是,UHPC在纤维增韧效率上强调从混凝土和钢纤维两方面入手。对于空间乱向分布的钢纤维,能有效提高纤维增韧效率和基体抗裂性的条件在于:与基体较强的黏结力,较大的长径比以及较小的断裂伸长率^[48]。但从

施工工艺上来讲,出于保证混凝土的和易性和流动性,钢纤维应尽量采用长径比较小的短粗钢纤维,但是长径比较小的钢纤维在拔出破坏时,其一半长度的锚固强度远低于纤维本身的抗拉强度,钢纤维多为拔出破坏且未能发挥纤维本身高抗拉强度的优势,这是传统纤维增强混凝土纤维界面黏结力不足的问题根源^[49]。而对于 UHPC 来讲,为了提高钢纤维的增韧效率,科研人员从纤维种类、形状、尺寸等方面做了相应改善,包括使用异型钢纤维提高纤维的机械咬合力,使用微细纤维来提高黏结比表面积和长细比从而提高纤维的握裹力,以及使用混掺纤维来增强纤维级配效应从而使混掺纤维发挥协同增韧作用。另一方面,UHPC 基体材料本身具有的超高强度有助于提高纤维界面黏结力。因此,UHPC 同时均衡、高效的发挥了钢与超高强混凝土的性能优势,使得两者之间的合作高度协调,从而实现超高性能混凝土构件的韧性破坏,形成了混凝土材料内钢与混凝土新的复合模式。

1.6.2 超高性能混凝土国内外研究现状

自超高性能混凝土材料问世以来,国外对材料的制备技术、力学性质及结构的抗震性能等进行了大量的研究,随后开展了超高性能混凝土的工程应用。

V Y Garas 等人^[50]对超高性能混凝土进行了一年多的试验,发现了温度对超高性能混凝土的徐变的影响。试验结果表明:常温下的超高性能混凝土的徐变速度显著地高于高温下的徐变,温度对拉伸徐变的影响大于拉伸强度。

Petr Máca 等人^[51]对比了超高性能混凝土和普通混凝土的各项力学性能,研究结果表明:与普通混凝土相比,超高性能混凝土的优点表现在抗拉强度,其断裂能是传统纤维增强混凝土的 5 倍。

A.M.T.Hassan 等人^[52]对比了多种测量超高性能混凝土力学性能的试验方法,提出一种简单有效的试验方法。试验结果表明:特别是对于测量超高性能混凝土的抗拉性能,狗骨试件的抗拉试验效果明显优于普通的抗拉试验。

Mo Alkaysi 等人^[53]进行钢筋拉拔超高性能混凝土的试验,研究了钢纤维掺量等因素对超高性能混凝土粘结强度的影响。试验结果表明:粘结强度随深入长度的增加而减少,受纤维掺量的影响较大(含量为 2% 时最佳);养护 7 天的粘结强度能达到峰值强度的 75%。

Shamsad Ahmad 等人^[54]将超高性能混凝土中不同含量的水泥和硅灰用火山灰代替,测试不同掺量比例下的混凝土力学性能。结果表明:用火山灰代替水泥(最多 30%)和硅灰(50%),不会显著影地影响超高性能混凝土的力学性能。

Hyun-Oh Shin^[55]进行了超高性能混凝土柱的轴心抗压试验,研究了配箍率等因素对轴心抗压性能的影响,提出了超高性能混凝土的约束本构模型。试验结果表明:配箍率显著地影响超高性能混凝土的轴心抗压强度。

Mohamadreza Shafieifa 等人^[56]进行了超高性能混凝土梁的弯曲试验,通过有限元模拟对梁的抗弯能力进行参数化分析。结果表明:有限元模型较好地预测超高性能混凝土梁的承载力、初始刚度和位移延性。

Muhammad Safdar 等人^[57]研究了超高性能混凝土对钢筋混凝土梁的加固作用,对实验梁进行了四点弯曲试验,并通过模拟分析超高性能混凝土在试验中的抗拉性能。结果表明:超高性能混凝土增加了试件刚度,延缓裂缝发展,提高了加固梁的耐久性。

E. Ferrier 等人^[58]对比了普通混凝土梁和超高性能混凝土梁的受弯性能，并用有限元软件对超高性能混凝土梁的受弯性能试验进行了模拟。结果表明：试验结果和模拟结果吻合较好，超高性能混凝土梁在上木工程结构有广阔的前景。

Pierre Rossi 等人^[59]为了验证弥散裂缝模型的正确性，模拟了超高性能混凝土梁在剪切破坏下的受弯试验，分析了梁的抗拉性能。结果表明：弥散裂缝模型能较好地分析超高性能混凝土梁的力学性能，反应纤维的非线性软化性能。

Ahmed Alyousif 等人^[60]进行了 12 根钢筋混凝土梁的抗剪试验，分析了剪跨比等因素对其抗剪承载力的影响。试验结果表明：对于三种不同剪跨比，超高性能混凝土显著地提高了梁的抗剪承载力。

Chen-Yu Chueh 等人^[61]对 6 根超高性能混凝土悬臂梁进行了加载试验，研究了钢纤维长度、纵筋配筋率，纵筋数量和位置对梁的影响。试验结果表明：钢纤维可以显著地增强了梁的韧性，即使只在顶部和底部，纵筋影响了梁的失效状态。

1998 年，覃维祖引进超高性能混凝土于国内，清华大学、同济大学等高校陆续地开展了相关的试验，研究了超高性能混凝土的微观机理、力学性能、结构的设计和性能评价方法。

覃维祖等人^[62]以普通混凝土为原料，通过去除粗骨料和掺入钢纤维等材料，制作了新一代的混凝土材料，并进行了抗压和抗折试验。试验结果表明：当水胶比为 0.16 时，混凝土的抗压强度最高。

杨剑等人^[63]使用刚性辅助框架的方法来增加试验机的刚度，以测出超高性能混凝土的受压应力—应变曲线，并依据试验数据提出了受压本构。试验结果表明：超高性能混凝土的抗压强度较高，单调加载下的曲线与其滞回骨架曲线吻合较好。

刘斯凤等人^[64]制备了抗压强度较高的超高性能混凝土，研究了养护条件、外掺料种类等因素对材料的影响。试验结果表明：养护条件、外掺料的种类和掺量对超高性能混凝土的影响非常明显，热水养护的的超高性能混凝土可用于市政工程。

王雪芳等人^[65]进行了超高性能混凝土抗裂性能的试验，研究了纤维掺量对抗裂性的影响。试验结果表明：纤维的掺入有利于提高其抗裂性，混杂纤维的效果更佳。

王俊颜等人^[66]进行了超高性能混凝土的弯曲性能试验，对弯曲性能的评价方法进行了分析。试验结果表明：超高性能混凝土的初裂现象并不明显，ASTM C1609 对弯曲性能的评价方法比较合理。

朋改非等人^[67]进行了超高性能混凝土的力学性能试验，研究了各种因素对其力学性能的影响，包括水胶比，骨料粒度，矿物掺合料和钢纤维掺量。结果表明：各种因素均有影响，尤其是水胶比和矿物掺合料的影响显著。

鞠彦忠等人^[68]进行了 21 组超高性能混凝土立方体试块的抗压试验，研究了影响抗压强度的各种因素。结果表明：相对于常温养护方式，高温养护和标准养护下的超高性能混凝土立方体试块的抗压强度有所提高，最佳的钢纤维掺量范围为 2%~3.5%。由于钢纤维的桥接作用，破坏后的试块仍保持为一个整体。

李云峰等人^[69]进行了超高性能混凝土抗压试验，研究了各种因素对抗压强度的影响，包括矿物掺和量、水胶比和龄期。试验结果表明：合理的矿物掺和量和水胶比能够提高混凝土上的强度，在相同掺量下，三种矿物掺和的抗压强度大于两种矿物掺和的。

田志敏等人^[70-71]进行了超高性能混凝土的冲击试验,研究了其变形和破坏特点。试验结果表明:在冲击载荷下,超高性能混凝土表现出脆性破坏,并且可以通过钢管约束显著地提高其抗冲击性。对钢管约束下的 17 个超高性能混凝土试件进行了轴向压缩试验,发现钢管约束提高了试件的延性,并提出了钢管约束超高性能混凝土的极限承载力的经验公式。

苏家战等人^[72-73]进行了超高性能混凝土梁的受弯性能试验,研究了钢纤维掺量等因素对受弯性能的影响。试验结果表明:超高性能混凝土梁的刚度和承载力均比普通混凝土梁的大,其屈服荷载和极限荷载都随着钢纤维掺量的增加而增加。对 11 根超高性能混凝土梁上进行了剪切试验,并提出了改进的超高性能混凝土梁的剪力计算公式。结果表明:钢纤维掺量对超高性能混凝土梁的抗剪能力的影响最大,其次为剪切跨度比和纵筋配筋率;改进的超高性能混凝土梁的剪力计算公式更为简要精确。

余自若等人^[74]进行了 10 块超高性能混凝土板的弯曲试验,研究了板的破坏形态、混凝土、钢筋的应变以及开裂、极限弯矩。结果表明:超高性能混凝土在试验中发生了明显的应变硬化,提出的抗弯承载力公式有效。

梁兴文等人^{[75]-[76]}进行了超高性能混凝土剪力墙的压弯试验,研究了影响剪力墙变形能力的因素,如轴压比、钢套管长度和塑性铰区超高性能混凝土高度等。试验结果表明:在剪力墙的塑性铰区使用超高性能混凝土可以增强其变形能力,在纵筋上设置钢套管可以改善剪力墙的耗能能力,此类剪力墙屈服后承载力降低缓慢。

1.7 依托工程概况

1.7.1 工程背景

(1) 既有建筑概况

本项目依托工程为世博东湖公寓酒店改扩建项目,原建筑为世博东湖公寓酒店(图 1.7.1-1),于 2009 年建成,原建筑包括 17 幢 8-20F 高层酒店式公寓、多幢 2F 附属设施以及三个地下一层的地下停车场(中间由连通道连接)。总计容建筑面积 144316 平方米,容积率 1.73。世博会后闲置多年,整体风貌陈旧;外立面饰面层剥落、城市形象受影响(图 1.7.1-2)。

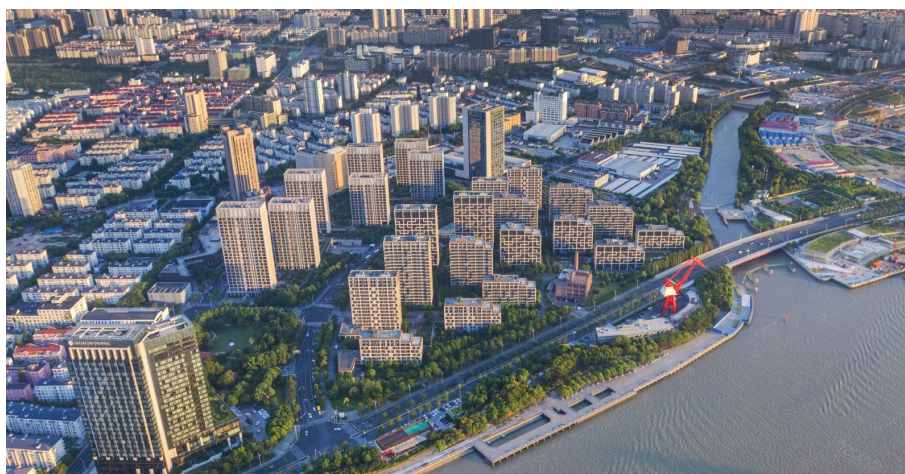


图 1.7.1-1 改建前鸟瞰图



图 1.7.1- 2 改建前项目效果

2012 年本地块控规重新编制，功能从酒店式公寓改为住宅，原状建筑不满足多项规范；且规划要求改建设计需继承原有城市空间，具体详见表 1.7.1-1。

表 1.7.1- 1 既有建筑不满足现行规范项

项次	现状	现行规范
间距	按公建控制，最小间距 24m	按 住宅 规范，最小间距 30m 且不小于南侧建筑高度的 0.5 倍
日照	无日照设计	每户有一个居室 冬至日 满窗日照有效时间不少于 连续一小时
停车	按当时 公建 设置， 898 个车位	按现行 住宅 配置，需 1505 个车位
结构	原设计采用《建筑抗震设计规范》（GB 50011-2001）版	现行规范《建筑抗震设计规范》（GB 50011-2010）[2016 年局部修订版]
消防	公建规范	剪刀梯两疏散口需有走道连通核心筒尺寸要求
其它住宅规范	楼梯踏步 177mm	住宅规范：小于 175mm
	卫生间：全暗卫	住宅规范： 多个卫生间时至少应有一间有 直接采光、自然通风 。
立面	破损、漏水形象破败	门窗及墙体保温要求住宅消防层间隔断要求

(2) 改建后概况

现由保利和世博投资将该项目重新开发为高端住宅，包括 5 栋 22 层住宅、1 栋 20 层住宅、1 栋 19 层住宅、1 栋 15 层住宅、6 栋 8 层住宅。地块总建筑面积 288417.72 平方米，计容总建筑面积 167348.40 平方米。



图 1.7.1-3 项目总平面布置图及改建建筑范围

规划要求图 1.7.1-3 中 1#、2#、4#、12#、13#共 5 栋 8 层框架-剪力墙结构公寓及周边地下室保留改建，其余建筑拆除重建。改建楼栋单栋面积约为 6000 m²，改建后建筑单体效果如图 1.7.1-4。



图 1.7.1-4 小区内部透视图（北立面）

项目一方面需满足新的规划设计条件和现行住宅建筑规范，另一方面坚持应留尽留，全力保留世博记忆原则，通过“留、改、拆”并举，保留利用部分既有建筑、保持原有格局尺度、延续世博特色风貌，因此项目整体改建方案如下：

尊重沿江整体风貌，维系滨江天际线：保留和改造的建筑统一侧向面江，保留世博大道临街第一界面多层建筑，并自西向东逐次抬升高度，形成通透而层次分明的滨江天际线。

尊重世博记忆，优化建筑平面立面：在改造中采用装配式技术，遵循标准化、模数化、少规格、多组合的建筑立面，保持与周边建筑群的统一协调。

(3) 装配式建筑实施要求

本项目按照《关于进一步明确装配式建筑实施范围和相关工作要求的通知》（沪建建材〔2019〕97 号）^{[[77]]}的政策要求，本项目需要 100% 实施装配式建筑，且装配式建筑目标指标为预制率 40%。

为此邀请相关专家经过多轮论证会后，在保留既有建筑改建的沿江 1#、2#、4#、12#、13#共 5 栋中采用预制夹心保温墙、预制叠合板、预制楼梯等装配式技术，既保留既有建筑的世博特色风貌，又采用了装配式建筑技术。

1.7.2 工程实施情况

沿江保留楼栋改建工程包括既有建筑内装饰及砌体拆除、既有建筑内部结构拆除、既有建筑外框梁柱保留并进行加固。采用预制夹心保温墙、预制叠合板、预制楼梯等装配式技术对既有建筑进行改建。

项目的施工按图 1.7.2-1 所示分为两期进行建设，目前正在进行一期的建设。



图 1.7.2-1 分期建设情况

本工程在建筑拆改的施工过程中进行装配式结构施工，是旧建筑改建与装配式施工的结合，是上海市乃至全国范围内首次在改建施工过程中结合装配式施工。

2 课题研究思路与方法

2.1 课题研究思路

2.2 课题研究方法

自本课题立项以来，研究团队迅速组建，对研究内容仔细分析，调研其可行性，于 2020 年 9 月完成课题开题工作，随后又组织团队根据专家组提出的意见对课题研究内容进行完善与拓展，多次组织对类似工程、类似作法进行调研学习，现场讨论实施可行性，分组对子课题进行前期设计与研究，对模拟数据讨论与改进。

在实验测试方面，派专人监控试验过程，多次验证实施可行性并分析加以改进。

在现场实施前，多次组织进行讨论与交底，在保证安全与质量的前提下，优化现场的可实施性与便利性，在实施过程中总结经验教训，研究优化施工作法。

2.2.1 课题开题

于 2020 年 9 月 11 日，由中国建筑股份有限公司王传博主持，在世博村 B 地块改建项目部召开了本课题的开题工作，邀请中建八局总工程师亓立刚、上海地固岩土工程有限公司董事长张继红、中国建筑上海设计研究院有限公司总工程师谭明、上海中森建筑装配式工程研究院总工程师马海英、江苏红轭环境岩土工程有限公司总经理张立伟等专家进行开题评审工作。与会专家对本课题研究内容予以肯定，贴合目前市场需求，结合实际工程研究更具有指导意义，研究技术路线可行，成果预期明确有高度；并对城市风貌改造、装配式建筑与改扩建工程中实际问题、地下室增层、地下水的控制等方面进行了指导。



图 2.2.1- 1 课题开题

2.2.2 课题完善

根据开题评审中专家提出的问题，邀请公司专家、同济大学、同济设计院等专家，多次组织讨论分析，完善课题立项书，将部分内容合并精简，对专家提出的建议，进行研究内容的延伸拓展。将构件新型连接方式、吊装难点等研究问题合并到“既有现浇结构建筑改建与装配式结合的结构体系设计施工关键技术研究”中；在“既有现浇结构建筑地下室加层及局部补桩改造关键技术研究”中细化增加底板结构保留和新旧混凝土接缝防水两个子模块；“既有现浇结构建筑电梯井坑及核心筒拆除及移位改造关键技术研究”中优化加固钢架，在确保安全可靠的情况下减少投入。



图 2.2.2- 1 讨论分析

2.2.3 调研学习

由课题负责人王深山带队，分别至类似工程、类似作法进行调研学习。



图 2.2.3- 1 调研学习

2.2.4 现场讨论与研究

由课题负责人王深山组织研究人员在项目现场与作业工人讨论传统作法的利弊，确保研究成果落地可行。



图 2.2.4- 1 现场调研

2.2.5 前期研究与讨论

对研究内容分组别、分模块进行前期设计与反复讨论，并邀请相关专家进行指导，通过 BIM 模型等手段力求达到最优选择。

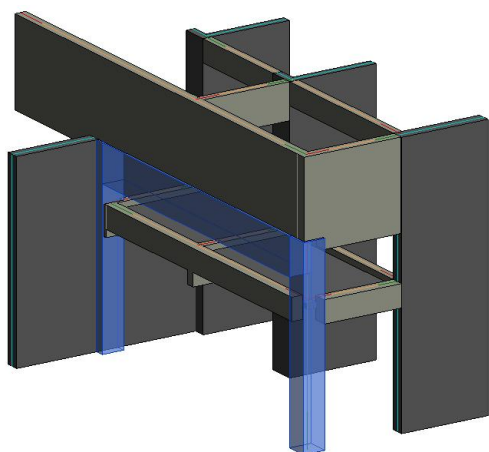


图 2.2.5- 1 BIM 模拟研究

2.2.6 数据模拟分析与研究

研究小组就新型框架节点与剪力墙节点形式进行讨论优化，并进行新型节点的数值模拟。

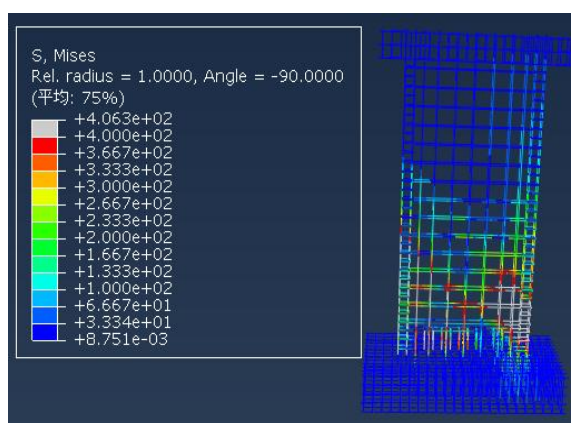
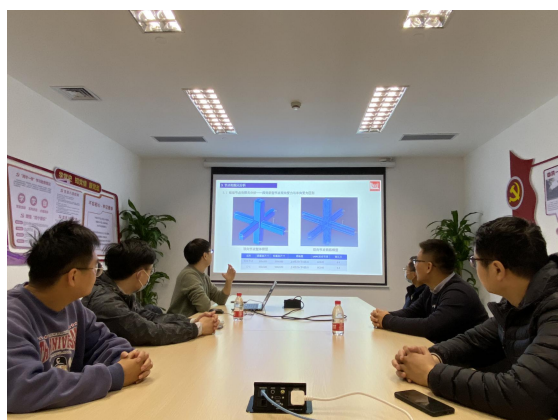


图 2.2.6- 1 有限元模拟分析

2.2.7 试验构件制作

安排专人负责试验构件制作，确保构件质量和试验芯片埋置满足要求。

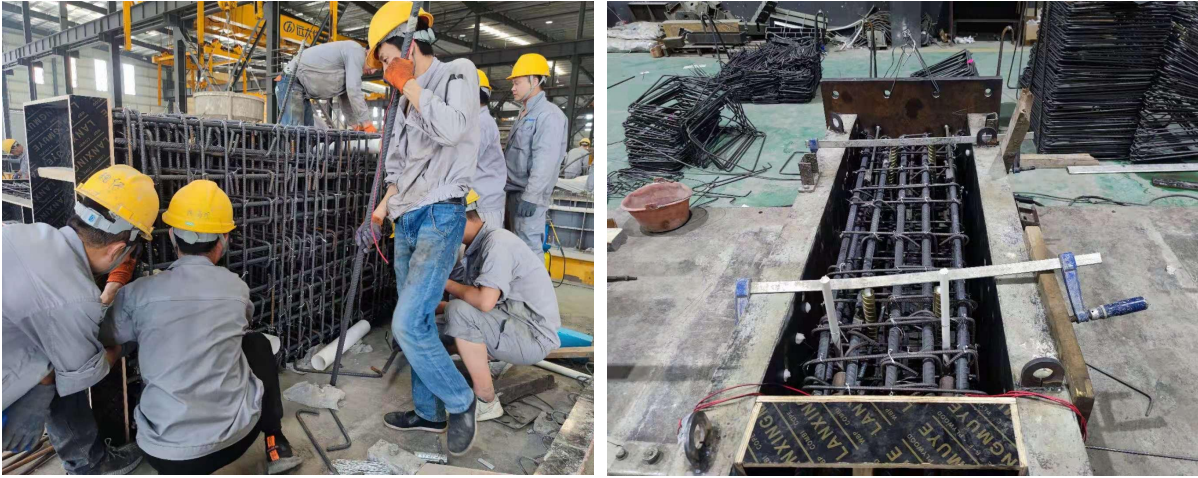


图 2.2.7- 1 试件制作

2.2.8 新型节点连接试验安装

对 PC 剪力墙、PC 框架结构等连接方式进行优化，简化操作流程，提高现场实施效率与成本。



图 2.2.8- 1 试验安装

2.2.9 节点试验

研究人员进行节点验证性试验研究，由课题负责人王深山与同济大学建筑设计院（集团）有限公司副总工程师吴宏磊共同指导试验。



图 2.2.9- 1 试件试验

2.2.10 试验结果分析

研究人员对试验现象及试验数据进行复盘分析，讨论新型节点受力性能。



图 2.2.10- 1 试验分析

2.2.11 交底与研讨

在现场实施前，对图纸与方案进行交底，技术人员与作业人员进行研讨，尽量避免在现场可能出现的问题。



图 2.2.11- 1 技术交底

2.2.12 现场实施

对每项研究内容，经过前期设计、数据模拟、试验后，在现场实施时，进行过程记录与分析，邀请局、公司、同济等相关专家到现场进行指导，完善优化研究内容，总结研究成果。



图 2.2.12- 1 样板验证

3 课题的技术内容及技术路线

3.1 基于黏滞阻尼墙的既有建筑减震加固改造技术研究

3.1.1 既有现浇结构建筑拆留技术研究

为保证保留结构的可靠性，综合工效、安全、经济性考虑，对不同拆除工艺适用性的影响因素（机械震动频率、分割砼块尺寸、拆除机械操作空间、拆除顺序、操作便捷性、风险源防控难度等参数）进行分析，研究拆除工艺的适用性评估方法，提出适用于既有现浇结构建筑拆留施工技术。

3.1.2 既有现浇结构建筑加固关键技术研究

对依托工程既有现浇结构建筑加固进行深化设计，优化加固节点，研究既有现浇结构建筑加固的施工方法，通过工程实践，总结形成既有现浇结构建筑加固关键技术。

既有混凝土结构改建中应用消能减震技术，通过合理布置消能减震装置，降低地震作用提升抗震性能，提高既有建筑的抗震性能，使其适应城市更新要求。

3.2 既有结构与预制构件新型连接技术研究

3.2.1 改建建筑既有现浇结构与装配式连接节点

基于结构安全可靠，同时考虑施工便捷性、施工质量可靠性；分析预制砼构件与现浇结构连接节点的受力特性（如验证外框架与 PCF 板连接节点的设计施工可行性、试验典型框架改造施工过程应力应变监测、试验验证 PC 墙与现浇结构现浇节点的设计施工可靠性），创新连接节点做法，优化现有装配结构的做法。

3.2.2 新型装配式梁、柱连接节点研发

相比于传统的装配式剪力墙节点构造方式，新型剪力墙节点通过下墙预留伸出筋，伸入上墙后在上墙相应位置用超高性能混凝土进行连接，省去灌浆的工序，在保证结构连接强度的情况下，提高了现场施工的便捷性，有利于建筑工业化的推广。

新型梁柱节点核心区采用超高性能混凝土进行浇筑，以取代柱纵筋灌浆套筒的连接方式，并且减少梁纵筋在节点核心区的锚固长度，极大提高施工质量和效率，有效提高现场的安装效率和结构的安全性、经济性。

3.2.3 新型装配式剪力墙连接节点研发

相比于传统的装配式剪力墙节点构造方式，新型剪力墙节点通过下墙预留伸出筋，伸入上墙后在上墙相应位置用超高性能混凝土进行连接，省去灌浆的工序，在保证结构连接强度的情况下，提高了现场施工的便捷性，有利于建筑工业化的推广。

3.3 既有建筑改建施工关键技术研究

3.3.1 地下室底板结构保留技术研究

(1) 地下室底板结构保留技术研究

依托工程地下室底板结构拆除时保留部分底板结构，为保证拆除时保留部分底板结构不受影响，拆除

构件能回收利用，进行施工方案比选，形成适用的施工方法。

(2) 地下室底板结构新旧混凝土接缝处理技术研究

在既有地下室改建项目中，除了常规部位的防水问题，还面临如何解决各类新老混凝土结合处防水、防渗问题等新情况。然而，目前国内外关于既有地下室改造过程中新老混凝土结合处的防水、防渗技术尚缺少系统的研究，施工中所采用的具体做法各异，对采用不同方法施工的新老混凝土结合处防水、防渗性能仍缺少完整的认识和统一的评价标准。有鉴于此，为了更好的保障既有地下室改造工程的可靠性，依托“保利世博村 B 地块改建项目”作为工程背景，将“既有地下室改建防水技术”作为课题立项，开展科学研究。

① 既有地下室新老混凝土结合部的构造措施

基于保利世博村 B 地块改建项目，提出改进地下室新老混凝土结合部抗渗能力的构造措施，采用有限元分析技术对所提出的构造措施进行全面分析，通过力学性能试验及耐久性能试验所提出的构造措施进行理论深入研究与验证，为其抗裂能力与抗渗能力的评定提供理论依据，为此类改进的新老混凝土结合部做法的进一步推广应用提供借鉴。

研究包括以下主要内容：（1）分析影响新老混凝土结合部抗裂能力与抗渗能力的主要因素，结合施工难度与技术水平提出适合地下室改造工程的新老混凝土结合部构造措施；（2）对所提出的新型构造措施进行有限元分析，了解其基本力学性能，为后续力学性能试验提供参考；（3）结合理论研究与计算分析结果，对新老混凝土结合部新型构造措施的抗裂能力与抗渗能力进行综合评估。

② 既有地下室新老混凝土结合部的施工工艺

结合地下室改建工程中刚性防水与柔性防水的特点，综合考虑垫层、防水材料、结构做法、施工条件以及质量控制等因素，形成质量可靠、便于施工、经济合理的成套施工工艺。

本项目研究包括以下主要内容：（1）针对新老混凝土企口型结合部的特点，研究原结构拆除时界面的施工技术要求；（2）选择合适的界面剂并提出相关性能要求以及施工技术措施；（3）对遇水膨胀橡胶止水条的性能以及安装过程中采取的技术措施提出要求；（4）研究合理的压密注浆工艺。

③地下室加层技术研究

根据要求，将原地下一层改造为地下二层，将主楼位置原地下一层改造为地下二层和夹层以及地下一层和夹层，基于分部结构保留的情况下，解决新老结构连接受力问题。

3.3.2 钢外架自稳定结构技术研究

建筑改造过程中受力发生变化，核心筒这一受弯关键结构的提前拆除，显著降低了建筑整体刚度，为确保结构及施工安全，需事先在楼栋内部及外围加设加固钢架。通过模型计算，加固钢架与建筑整体需满足拆改过程建筑的自稳要求。

3.3.3 地下室补桩技术研究

基于保留地下室内（小空间）进行补桩的工况，综合考虑开孔尺寸、桩抗压和抗拔承载力要求、桩长、桩基作业空间、桩接长质量等因素，分析各类桩型和施工工艺的可行性、安全性、便捷性、经济性，开展

保留地下室内补桩桩型设计及施工关键技术研究，提出狭小空间补桩桩型选择和配套的施工工艺。

3.4 课题技术路线

3.5.1 通过“产学研用”相结合，同济设计院、同济大学、浙江大学、中建五局、中建五局华东公司五方单位前期梳理国内外改建、装配式施工应用的成果案例，确定本课题的可行性，评估课题研究的市场价值和主要技术指标；

3.5.2 同济设计院基于规划要求、业主诉求、调研成果，形成初步设计文件。

3.5.3 同济设计院、同济大学、浙江大学、中建五局基于初步设计文件，由中建五局提供试验用的试件、辅助材料、加工制作和运输，同济设计院、同济大学、浙江大学由进行模拟分析、台架试验，取得相关数据。

3.5.4 同济设计院根据试验数据，对初步设计文件进一步完善，出具正式设计文件。

3.5.5 中建五局基于正式设计文件，现场实施并研发关键施工技术。

3.5.6 中建五局进行现场监测，并与浙江大学、同济大学、同济设计院对数据进行分析，论证设计、施工的科学性，总结课题成果。

4 课题的主要研究内容

4.1 基于黏滞阻尼墙的既有建筑减震加固改造技术研究

4.1.1 既有现浇结构建筑拆留技术研究

一期 2 栋沿江建筑（12#、13#），根据上海市规划要求保留沿江世博大道既有风貌，需保留原外立面风格大致不变。

如何划分原结构留与拆，特别是本项目地处上海市黄浦江畔，根据上海市气象统计，在近 50 年内台风季节风力最大达到 10 级，如何保证保留结构的稳定性，是本课题研究的关键。

分别对原有建筑、改造后建筑以及施工过程中仅保留外框架结构三个不同阶段的结构受力进行建模分析。

三个阶段结构整体模型模型渲染后的轴侧图见图 4.1.1-1：

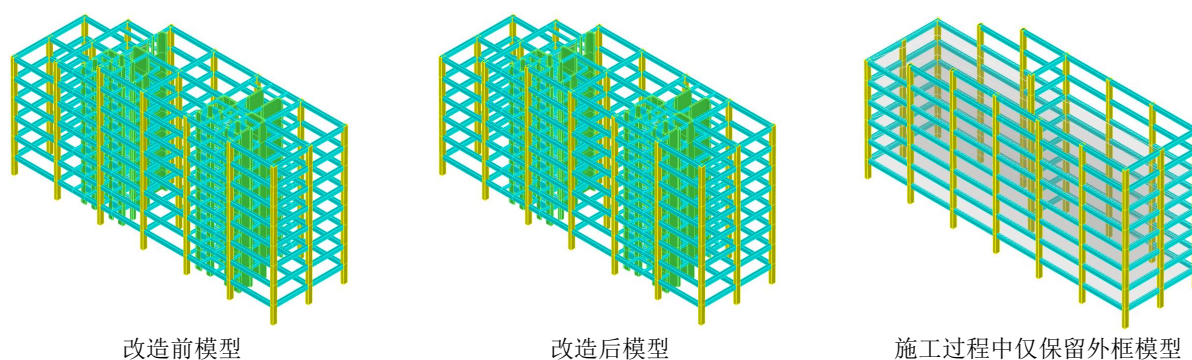


图 4.1.1-1 结构整体模型模型

(1) 结构位移指标

表 4.1.1-1 为改造前后及改造过程中在地震作用及风荷载作用下的楼层位移角的比较。各楼层层间位移及位移角如图 4.1.1-2~所示。

表 4.1.1-1 楼层最大层间位移角

12#楼	小震		风荷载	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
改造前（框剪）	1/1109	1/1125	1/4182	1/6220
施工过程中（框架）	1/1191	1/708	1/9999	1/569
改造后（框剪）	1/849	1/1116	1/9999	1/4872

可以看出，改造前和改造后的框剪结构两个方向的层间位移角均满足《高层建筑混凝土结构技术规程》3.7.3-2 条中层间位移角不大于 1/800 的要求。改造施工过程中，施工阶段仅剩余外框架时，风荷载起控制作用，满足框架位移角不大于 1/550 的要求，因此，在施工过程中，外框架在地震作用和风荷载作用下可以保持弹性。

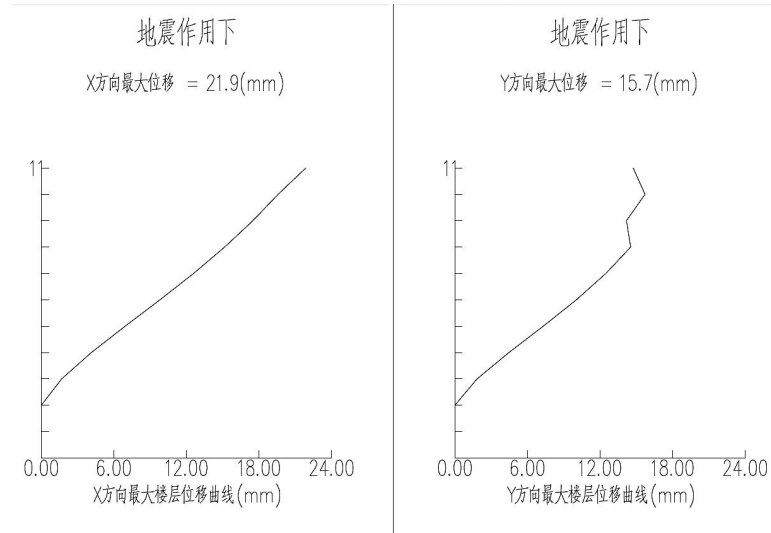


图 4.1.1- 2 改造前单体位移图

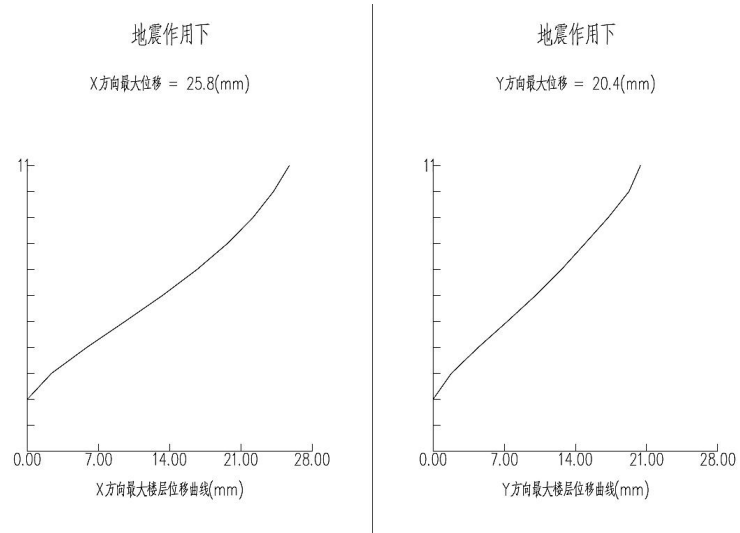


图 4.1.1- 3 改造后单体位移

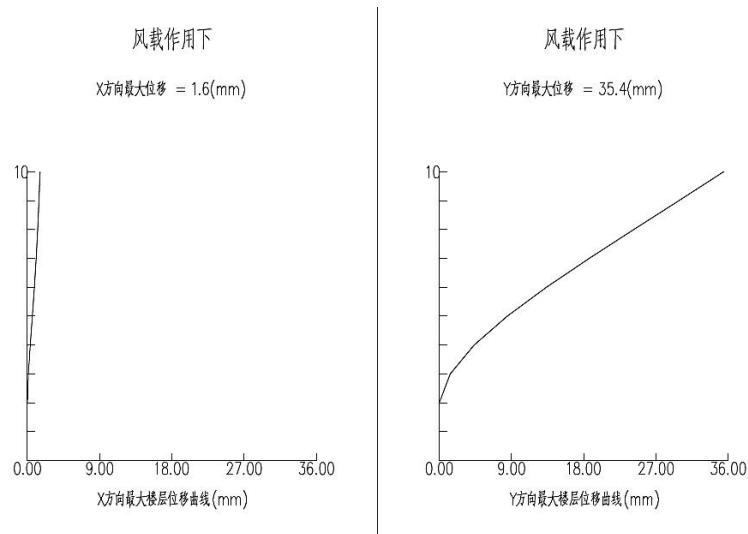


图 4.1.1- 4 施工阶段外框架风荷载作用下位移

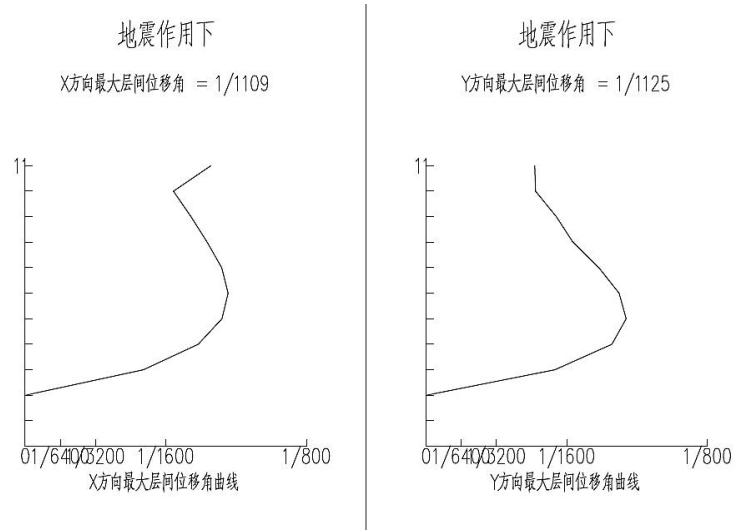


图 4.1.1- 5 改造前单体层间位移角

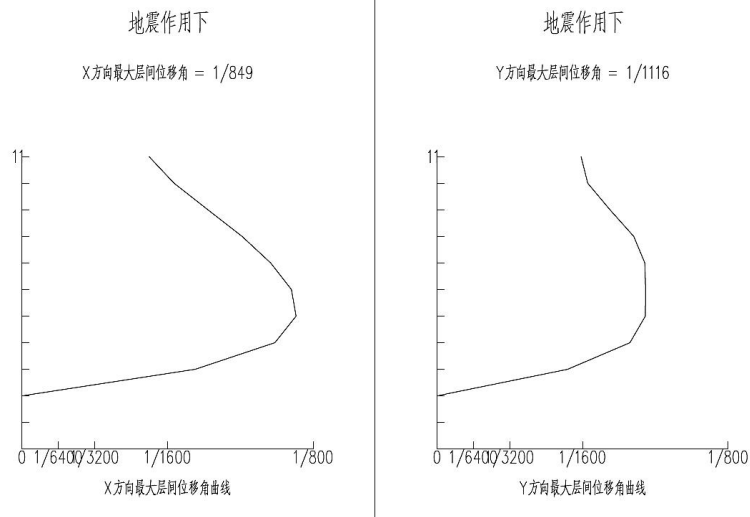


图 4.1.1- 6 改造后单体层间位移角

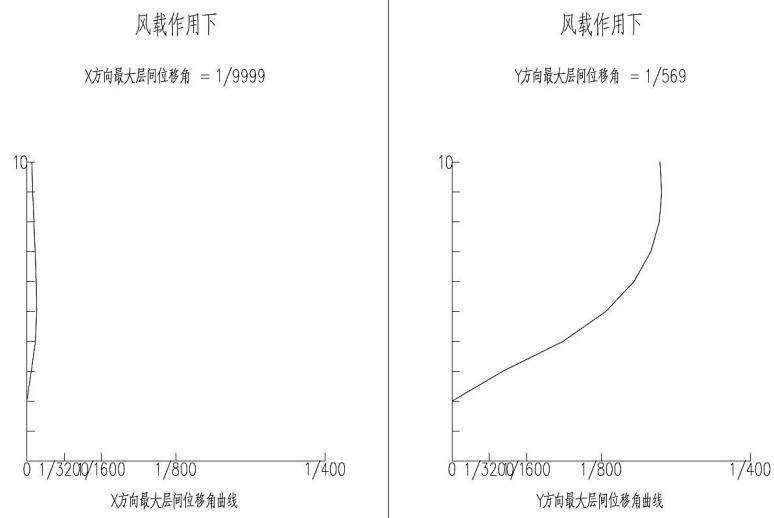


图 4.1.1- 7 施工过程中风荷载作用下最大层间位移角

(2) 楼层剪力

结构在地震作用下的楼层剪力分布图如图 4.1.1-8、图 4.1.1-9 所示。

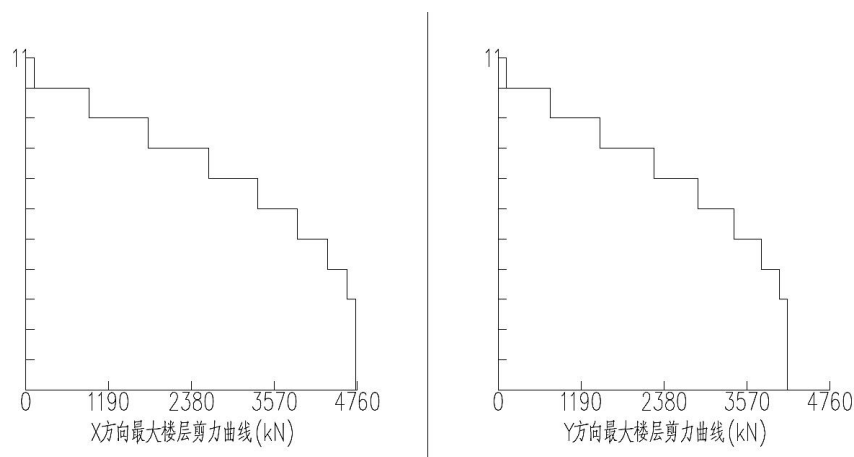


图 4.1.1-8 改造前单体地震楼层剪力

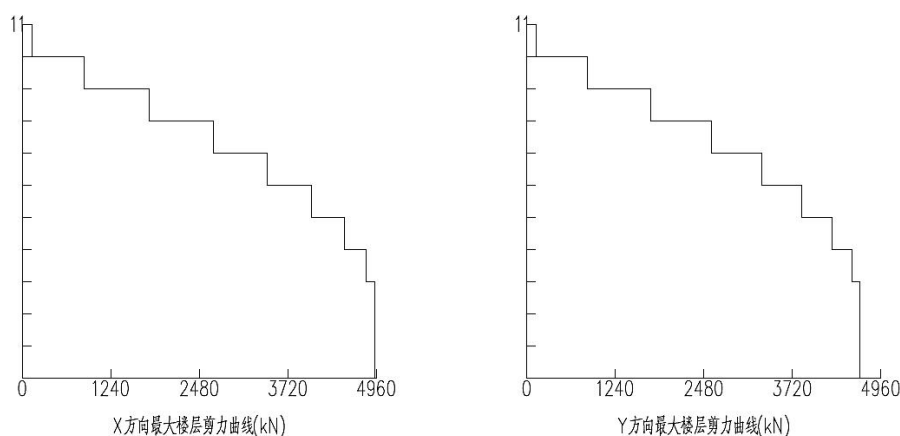


图 4.1.1-9 改造后单体地震楼层剪力

(3) 弹性分析结论

根据上述计算结果，结合规范规定的要求，可以得出如下结论：

- 1) 各楼第一扭转周期与第一平动周期之比均小于 0.85，最大值为 0.77，满足《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3-2010)第 3.4.5 条要求；
- 2) 各楼有效质量系数均大于 90%，所取振型数满足要求；
- 3) 改造前和改造后的层间位移角均小于 1/800，最大值为 1/849，满足《高层建筑混凝土结构技术规程》第 3.7.3 条的要求；
- 4) 各楼 X、Y 方向剪重比，均能满足《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)第 5.2.5 条要求；
- 5) 在偶然偏心地震荷载作用下，仅两栋楼的局部楼层最大扭转位移比大于 1.2，但不大于 1.4，其余塔楼扭转位移比均不大于 1.2。

- 6) 各楼剪力墙最大轴压比小于 0.50，满足规范对轴压比的规定；
- 7) 本工程各楼地上部分不存在本层侧向刚度与小于相邻上层 90% 的情形，不存在软弱层；作为底部嵌固层，首层与其上一层的侧向刚度比大于 1.5；
- 8) 本工程各楼的楼层受剪承载力均不小于上一层的 75%，受剪承载力比值最小为 0.85，不存在薄弱层；
- 9) 本工程各楼刚重比均大于 2.7，说明整体刚度较大，抗倾覆能力较强，不需考虑重力二阶效应的影响；
- 10) YJK 与 Midas Building 的计算结果相近，说明计算结果合理有效，计算模型符合结构的实际工作情况；
- 11) 风振加速度计算结果表明，本建筑可满足风振舒适度要求。
- 12) 计算结果表明，结构周期及位移符合规范要求，剪重比适中，构件截面取值合理，结构体系选择恰当。

(4) 改建完成后静力弹塑性 PUSHOVER 分析

① 静力弹塑性分析模型及荷载模式

静力弹塑性分析(Pushover 分析)采用 YJK 软件(2.0.3 版)。程序的单元库包括梁柱元和剪力墙元两种非线性单元。梁柱单元采用纤维束模拟，采用微观方法构造，单元切线刚度直接基于混凝土材料微元和钢筋材料微元的本构关系，这种模型被认为是一种较为精确的杆系有限元模型。同时，程序给出了直观的杆系单元端部塑性铰判断方法。PUSH 程序将 YJK 程序中使用的弹性墙单元进行了推广，考虑其弹塑性性质，使用弹塑性墙单元来模拟剪力墙。弹塑性墙元面内刚度也直接基于混凝土材料微元和钢筋材料微元的本构关系。由于墙元的面外刚度相对次要，程序用简化的弹塑性板元进行考虑。混凝土材料的受压本构关系采用 Saenz 曲线模拟，并考虑了其中的下降段。程序忽略了混凝土的抗拉能力。钢筋的本构关系采用理想弹塑性模型，为保证计算的稳定性，对流塑段也给予了一个微小斜率。

YJK 软件提供了 3 种荷载模式：倒三角形荷载、矩形荷载、弹性 CQC 地震力模式荷载，本工程采用的是 CQC 地震力模式荷载。PUSH 的加载过程分为两步，先施加竖向静力荷载，得到结构在竖向力作用下的初始状态，然后在这个初始状态的基础上施加侧推静力荷载，直到满足停机控制条件。计算分析时，构件配筋直接读取 YJK 计算配筋数值，材料的强度选用标准值。

② 结构的相对位移与结构整体抗震性能评价

大震作用地震影响系数 $\alpha_{\max}=0.45$ ，特征周期 $T_g=1.1\text{ s}$ ，结构阻尼比 $\zeta=5\%$ ，大震作用下性能点对应的结构塑性铰图，图 4.1.1-10~结构在大震作用下的 Pushover 位移需求。

表 4.1.1-2 说明结构在大震作用下的层间位移角满足抗震规范对结构弹塑性层间位移角的要求。从图 4.1.1-10~中可以看出随着推覆力的增加，连梁出现了塑性铰并且塑性铰的数量不断增加，其损伤程度也逐渐加深。在 X、Y 方向性能点处结构能力曲线仍有上升的趋势，关键构件底部加强区剪力墙未出现塑性铰，仍有承受地震作用的潜力。同时在预估罕遇地震作用下，弹塑性位移未超过规范限值 1/100，因此能够满足大震下“大震不倒”的性能要求。

表 4.1.1-2 大震作用下位移

荷载模式	弹性 CQC 地震力
------	------------

荷载模式		弹性 CQC 地震力	
X 向	顶点位移(mm)	117.75	
	层间位移角	1/183	
Y 向	顶点位移(mm)	91.73	
	层间位移角	1/296	

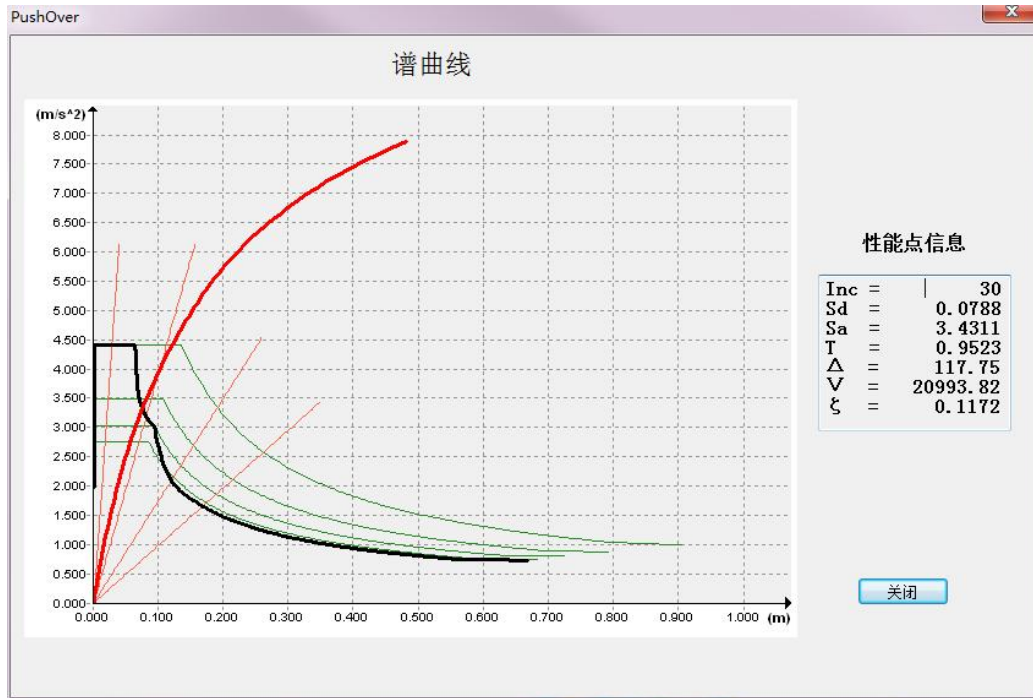


图 4.1.1- 10 X 向大震抗倒塌验算曲线

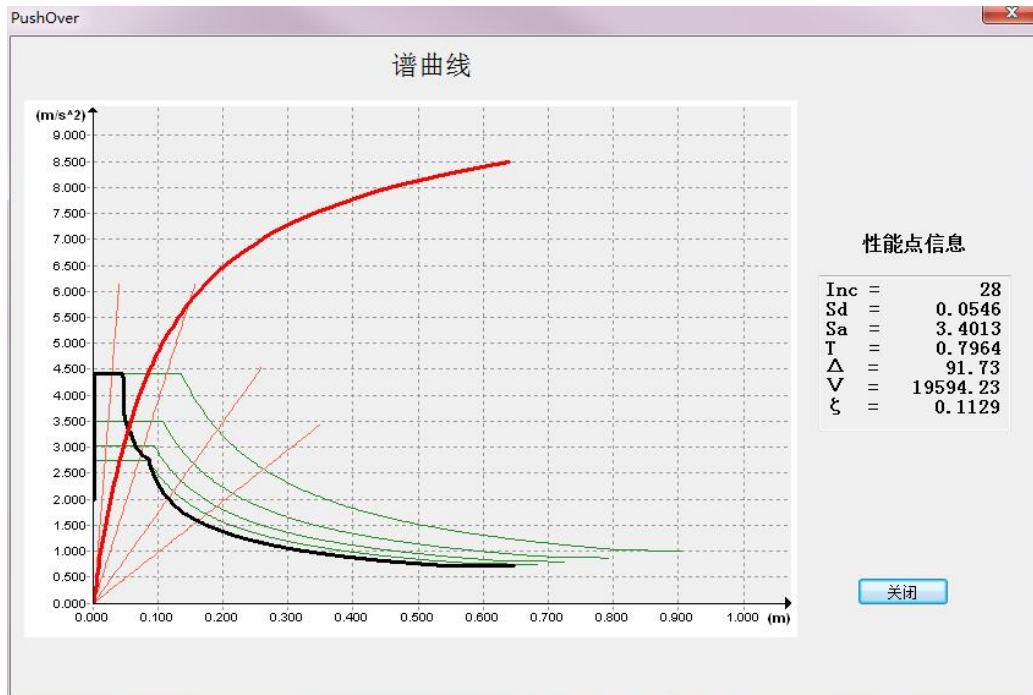


图 4.1.1- 11 Y 向大震抗倒塌验算曲线

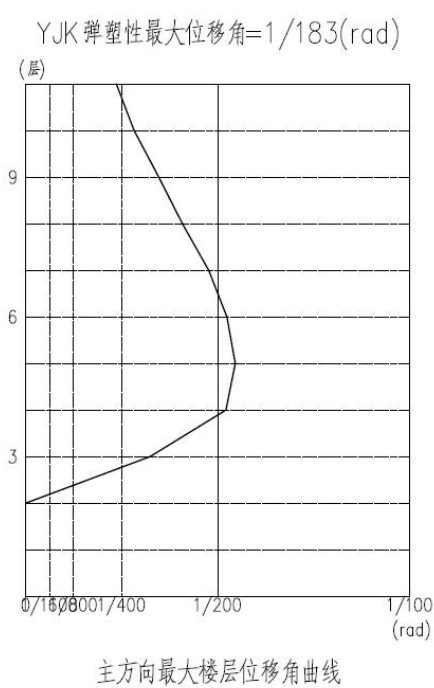


图 4.1.1- 12 X 向性能点最大层间位移角

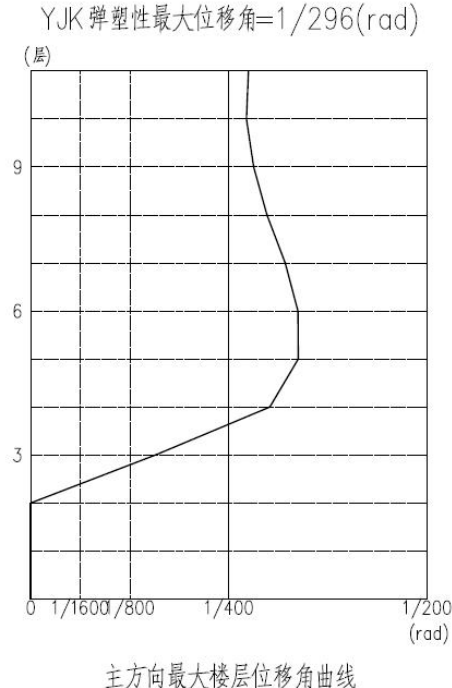


图 4.1.1- 13 Y 向性能点最大层间位移角

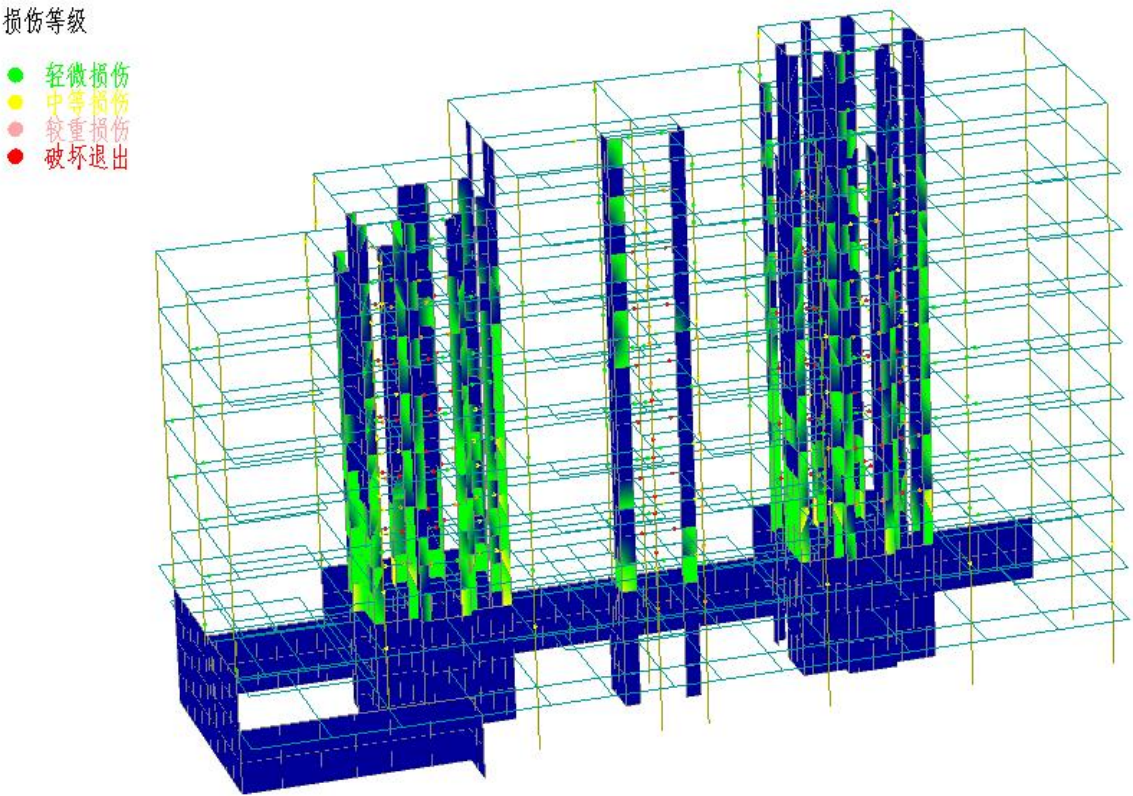


图 4.1.1- 14 结构塑性铰分布图 (X 向 push over 分析, 第 30 步)

损伤等级

● 轻微损伤
● 中等损伤
● 较重损伤
● 破坏退出

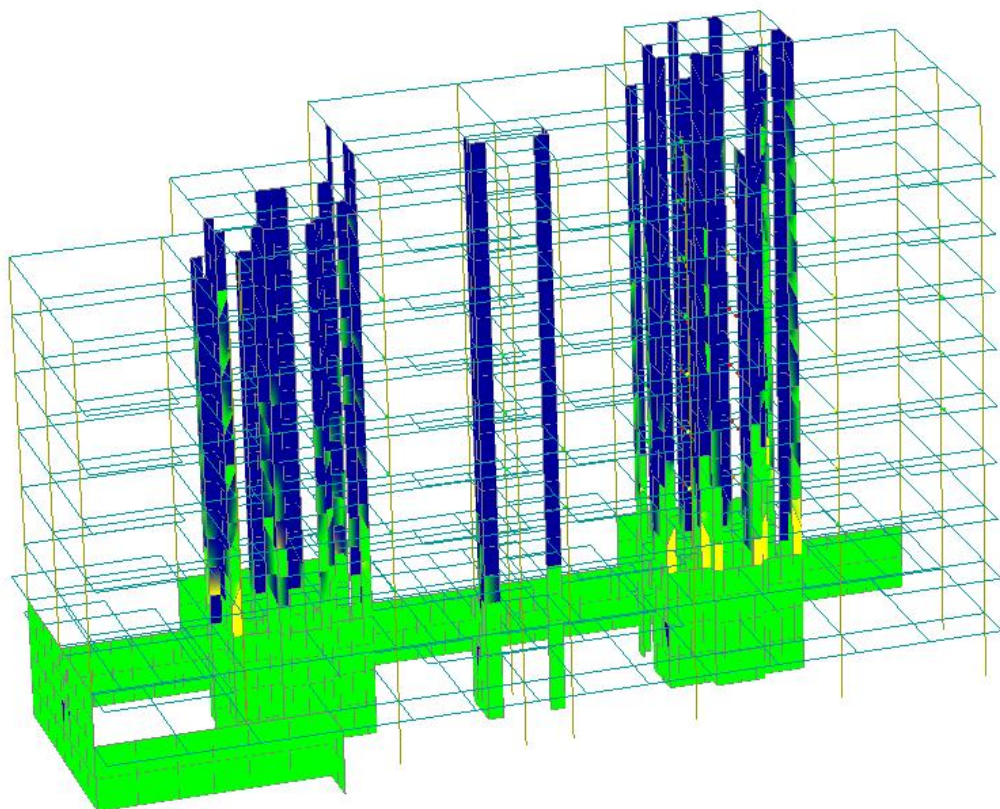


图 4.1.1-15 结构塑性铰分布图（Y 向 push over 分析，第 28 步）

③ Push Over 结论

(I) 通过弹塑性分析可知，绝大部分主要抗侧力构件没有发生严重破坏，多数连梁屈服耗能，整体结构层间位移角分别为 1/183（X 向）、1/296（Y 向），满足规范不大于 1/100 的要求，且有较大余量。

(II) 整体结构在推覆分析过程中，其弹塑性发展历程可以描述为：在罕遇地震下结构连梁最先出现塑性铰，随着地震波加速度的增大，连梁塑性变形逐步累积耗能，连梁的破坏程度由最初的轻微损伤向中等损伤、较重损伤演变；剪力墙基本处于弹性状态。在大震作用下，作为关键构件的底部加强区墙体基本未出现塑性铰。

(III) 整体来看，结构在罕遇地震作用下的弹塑性反应及破坏机制，符合结构抗震工程的概念设计要求，能达到预期的抗震性能目标。

(5) 设计模拟结论

以上叙述了对该结构体系的研究、线弹性分析、弹性时程分析及构件的验算。各层面分析结果表明目前的结构方案可以满足本项目中所制定的目标，各项性能指标均符合国家现行规范要求，该工程结构体系成立，是安全可行的。主要的分析结论如下：

1) 结构整体位移指标分析表明，多遇地震作用下，改造前和改造后的框剪结构两个方向的层间位移角均满足《高层建筑混凝土结构技术规程》3.7.3-2 条中层间位移角不大于 1/800 的要求。改造施工过程中，施工阶段仅剩余外框架时，风荷载起控制作用，满足框架位移角不大于 1/550 的要求，因此，在施工过程中，外框架在地震作用和风荷载作用下可以保持弹性。静力弹塑性分析结果表明在预估的罕遇作用下各楼的弹

塑形层间位移角均满足规范小于 $1/100$ 的要求，最大值为 $1/183$ ；

2) 各楼的第一阶和第二阶振动均为平动，前两阶周期较接近，扭转周期比最大为 0.78，表明结构具有合理的侧向刚度及较大的抗扭刚度；

3) 关键竖向构件在设防烈度地震作用下正截面满足屈服承载力要求，而斜截面能保证“中震弹性”要求。在预估的罕遇地震作用下，能满足钢筋混凝土构件的受剪截面限制条件，同一楼层处只有局部构件发生屈服破坏的现象；

4) 通过罕遇地震的下的静力弹塑性分析，表明在改造后的结构在罕遇地震作用下，弹塑性层间位移角均满足规范不大于 $1/100$ 的要求。由结构的出铰状态可以看出大震下结构主要通过连梁及框梁部分的塑性铰产生耗能，竖向构件部分只有局部产生屈服破坏，结构具有进一步的承载能力，能够保证“大震不倒”的性能目标。

(6) 现场实施



图 4.1.1- 16 原建筑物非承重构造拆除

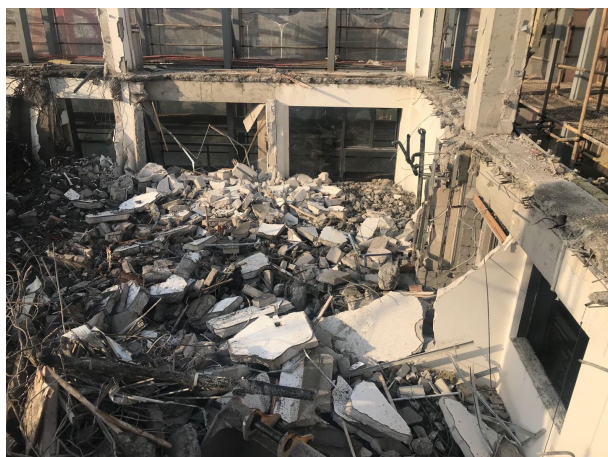




图 4.1.1- 17 T2 户型原有建筑拆除，保留外部框架结构

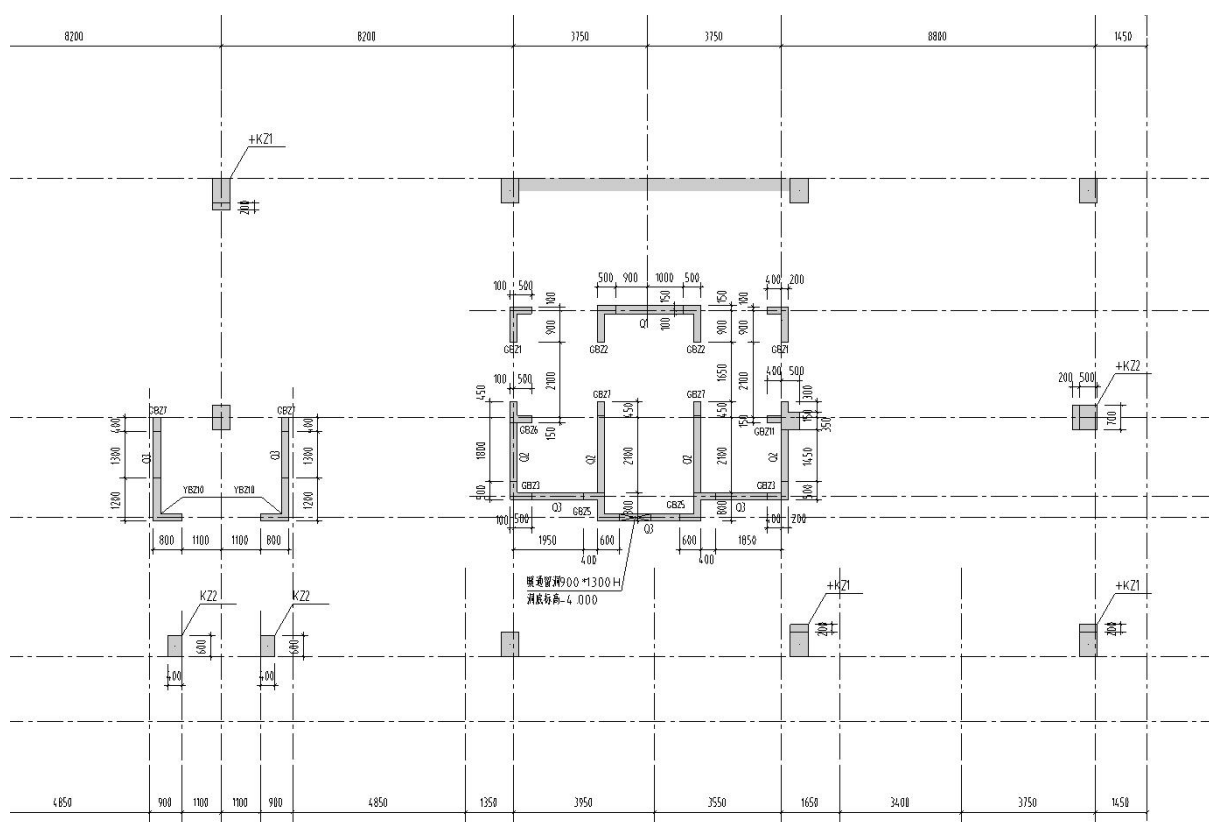


图 4.1.1- 18 保留柱加强位置

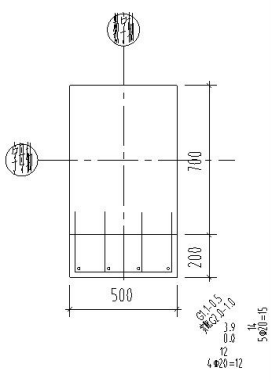
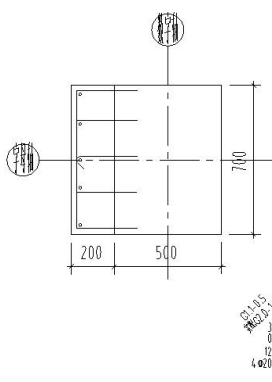
大样		
编号	+KZ1	+KZ2
标高(m)	基础顶~一层板面	基础顶~一层板面
纵筋	+2Φ25(角筋)+2Φ20	+5Φ25
箍筋	Φ10@100	Φ10@100
拉筋	Φ10@100	Φ10@100

图 4.1.1- 19 保留柱加强大样



图 4.1.1- 20 T2 户型保留柱加强，保留结构与新结构连接

4.1.2 既有现浇结构建筑减震加固改造关键技术研究

(1) 消能减震技术发展背景与既有混凝土消能减震改建应用案例调研

① 消能减震概念

为了有效保障建筑物安全，国内外学者开发了消能减震技术，形成了系统的消能减震设计技术，并广泛应用于实际工程当中，取得显著的经济效益与社会效益。

减震技术是通过在结构中附加设置减震装置，在地震作用下发挥耗能减震作用，从而减少输入到主体结构的地震能量，降低主体结构地震反应，达到预期的抗震防震要求。

传统的结构抗震方法通过增大构件截面、采用高强材料等方法来提高结构的刚度和强度，采用“强柱弱梁、强剪弱弯、强节点弱构件”的抗震概念设计来提高结构的延性，实现建筑“小震不坏、中震可修、大震不倒”的设防目标。但是该方法使建筑结构自身需要承担较大的地震作用，造成结构材料用量较多；同时，利用结构构件本身存储和耗散地震能量，存在震后建筑损伤严重，建筑结构修复量较大甚至无法修复的缺点。

与“硬抗”传统结构抗震方法不同，减震技术通过设置减震装置，耗散地震能量，降低结构响应，从而有效地保护建筑主体结构。减震技术通过附加材料屈服时产生的塑性变形（如金属阻尼器）、构件间相对位移时产生的摩擦（如摩擦阻尼器）或耗能材料的黏（弹）性滞回变形（如黏滞阻尼器和黏弹性阻尼器），在结构进入塑性变形前阻尼器先发生耗能，以耗散大部分地面运动传递给结构的能量。减震技术属于结构被动控制技术，其显著特点是不需要外部能量输入提供控制力，也不会向结构输入能量。

② 减震技术发展情况

减震方面，我国学者对结构消能体系的研究开始于 20 世纪 70 年代，20 世纪 80 年代周福霖院士等提出在结构中装设方框消能支撑进行消能减震，并完成 5 榀消能支撑结构模型试验。消能减震技术在我国真正蓬勃发展和应用始

于 1998 年启动的首都圈防震减灾示范区建设，北京饭店、北京火车站、中国革命历史博物馆和北京展览馆等一批标志性建筑加固均采用消能减震技术。2008 年汶川地震后，大量灾后建筑亟需抗震修复、加固及拆除重建，消能减震技术因其概念简单、减震机理明确、减震效果显著、应用范围广等优点获得广泛应用。2013 年四川芦山县地震中，采用隔震技术的芦山县人民医院门诊综合楼在地震中安然无恙，历经强震考验，为政府和社会各界树立了信心。2013 年，国家行业标准《JGJ 297-2013 建筑消能减震技术规程》颁布实施，为我国消能减震结构设计和施工提供了技术支撑和指导依据，也为消能减震技术在我国工程应用推广奠定了坚实的基础。随着社会民众对建筑抗震安全需求的日益增加，消能减震技术在国内抗震领域的应用已越来越多，目前已逐步成为结构抗震的主流技术之一。

近几年来，随着减震技术研究的深入及宣传推广的普及，减震建筑数量逐年增加。根据国家住房和城乡建设部工程质量安全监管司在 2015 年 2 月 25 日颁布的《关于印发 2014 年城乡建设抗震防灾有关统计数据的函》（建质抗函[2015]12 号）、在 2016 年 2 月 26 日颁布的《关于印发 2015 年城乡建设抗震防灾有关统计数据的函》（建质抗函[2016]7 号）以及在 2017 年 3 月 7 日颁布的《关于印发 2016 年城乡建设抗震防灾有关统计数据的函》（建质抗函[2017]8 号）的统计情况，截至 2014 年、2015 年和 2016 年，全国累计已

建成隔震房屋建筑工程分别为 2,662 栋、3,181 栋和 3,659 栋，全国累计已建成减震房屋建筑工程分别为 174 栋、270 栋和 432 栋，全国累计已建成减震房屋建筑工程分别为 2,836 栋、3,451 栋和 4,091 栋。

减震技术能使结构抗震安全性大幅度提高，近年来其优异的抗震效果在国内外大地震中得到了检验，以下是一些典型实例：

墨西哥市长大楼设置黏滞阻尼对角支撑，2003 年墨西哥发生 7.6 级地震，引起墨西哥超过 13000 幢居民建筑以及 600 幢商业建筑收到破坏，其中，超过 2700 个建筑被完全损坏。在 30s 的强地震动过程中，墨西哥市长大楼震感强度要比楼外的其他建筑小很多，由于结构采用了大量的黏滞阻尼器进行抗震设计，成功地起到了耗能减震作用，使结构保持在弹性范围内（图 4.1.2-1、图 4.1.2-2）。



图 4.1.2- 1 清水建设东京总部大楼

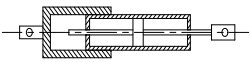

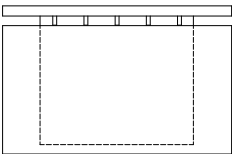



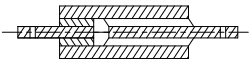

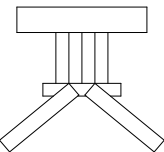



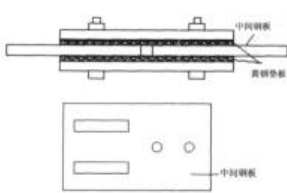

图 4.1.2- 2 仙石山森大厦

③ 常见消能减震装置介绍

根据与位移、速度的相关性，减震元件可分为速度相关型阻尼器、位移相关型阻尼器和复合型阻尼器。速度相关型阻尼器包括黏滞阻尼器（如杆式黏滞阻尼器和黏滞阻尼墙）和黏弹性阻尼器。位移相关型阻尼器包括金属阻尼器和摩擦阻尼器。常见阻尼装置如表 4.1.2-1。

表 4.1.2-1 消能减震装置

名称	类别	示意图	实物图
黏弹性 阻尼器	杆式黏滞阻尼器		
	黏滞阻尼墙		

黏弹性 阻尼器	黏弹性阻尼器		
金属 阻尼器	软钢阻尼器		
	屈曲约束支撑		
普通摩擦 阻尼器	摩擦阻尼器		

(I) 金属阻尼器

金属阻尼器主要是由金属材料制成，如软钢、低屈服点钢、铅、形状记忆合金等，利用金属屈服后发生塑性变形耗散能量。金属阻尼器根据金属材料的不同可分为钢阻尼器、铅阻尼器和形状记忆合金阻尼器。钢阻尼器又包括软钢阻尼器和低屈服点钢阻尼器。

20 世纪 70 年代初, Kelly 和 Skinner 等首先提出利用金属屈服后良好的滞回性能来控制结构的动力反应，并做了一些概念性和试验性的工作，最早提出了扭转梁、弯曲梁、U 形带等形式的耗能器，如图 4.1.2-3 所示。

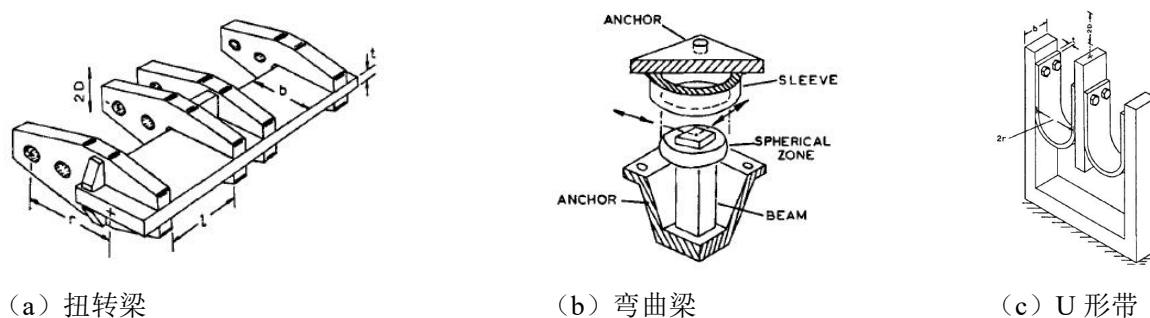


图 4.1.2-3 金属阻尼器

随后，针对金属阻尼器装置开发、分析、设计与应用，各国研究人员进行了一系列的研究工作，金属阻尼器的发展有了令人瞩目的进步。Tyler (1978) 提出了悬臂式变截面钢阻尼器 (图 4.1.2-4)，Whittaker (1989) 等提出了 X 形加劲耗能装置，由于 X 形加劲耗能装置不能消除竖向轴力对装置的影响，因此中国台湾 Tsai 等设计出了三角形加劲耗能装置。王亚勇和陈清祥 (2004) 等对 X 形加劲耗能装置 (ADAS) 做

了改进，提出了开孔式耗能装置（HADAS），如图 4.1.2-5 所示。此外还有蜂窝状耗能器、槽型耗能器、金属圆环耗能器、低屈服点钢剪切板耗能器、铅阻尼器等。

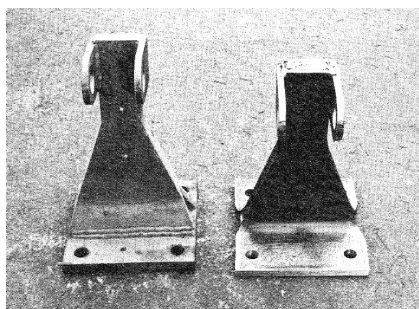


图 4.1.2-4 悬臂式变截面钢阻尼器



图 4.1.2-5 开孔式软钢阻尼器（HADAS）

为避免钢支撑在受压时易发生屈曲的问题，一些研究者开发出一种受压时不发生屈曲的构件，称为屈曲约束支撑。屈曲约束支撑的工作原理是在核心支撑的外面套一个约束构件，使核心支撑在承受压力时不发生屈曲，而是与受拉一样发生屈服，从而能够大量吸收输入整个体系的能量。屈曲约束支撑的概念最早由日本 Yoshino^[78]等于 1971 年提出，是在一钢板的外围浇筑混凝土面板，同时在混凝土与钢板之间设置一定的间隙，成为屈曲约束支撑构件的雏形。Wakabayashi（1973）等对屈曲约束支撑（内藏钢板支撑）进行了开创性的研究，提出保证支撑钢板只承受轴向力、外围屈曲约束单元只用于限制支撑钢板屈曲的关键在于设计合理的无粘结体系。早期的内藏钢板支撑与现今广泛应用的屈曲约束支撑有较大的区别，Kimura（1976）^[79]最早提出了改进普通支撑的想法，使其受压不屈曲而耗能，即由钢管或混凝土约束的管式屈曲约束支撑。

约束屈曲支撑一般由核心单元、约束单元及滑动机制单元组成，核心单元为主受力单元，由低屈服点的钢材制成、约束单元提供约束机制，以防止核心单元受轴压时发生整体失稳或局部屈曲，其可来用钢管混凝土、钢筋混凝土外套、圆形或多边形钢管等。滑动机制单元在核心单元与约束单元之间提供滑动界面，使消能支撑在受拉与受压时尽可能有相运的力学性能，避免核心单元因受压膨胀后与约束单元之间产生摩擦而造成轴力的增加。其实物形式如图 4.1.2-6 所示。

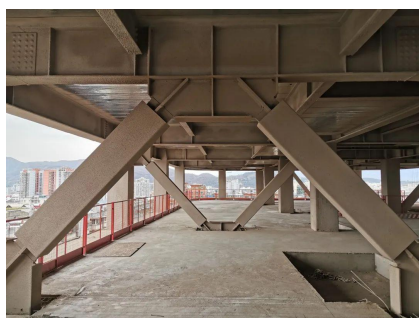


图 4.1.2-6 屈曲约束支撑实物安装图

通过相关试验与工程应用表面，金属阻尼器具有良好的低周疲劳性能、稳定的滞回特性、长期工作的可靠性和不受环境温度影响等优点；但由于地震时阻尼器反复发生弯曲和屈服，可能出现刚度和强度的退化，必要时应及时进行更换。

虽然各国学者开发了很多种金属阻尼器，但是经过理论分析、试验研究与工程实践等方式的检验，现

阶段主要形成以屈曲约束支撑和加劲型金属阻尼器应用为主。

(II) 摩擦阻尼器

摩擦阻尼器是由摩擦金属片在一定的预紧力下组成的装置，通过往复滑动产生的滑动摩擦力做功，从而达到耗能减震目的。摩擦阻尼器的发展始于 20 世纪 70 年代末，Pall 和 Marsh (1980) 首先设计出了有限滑动螺栓装置，随后于 1982 年提出了一种安装在 X 型支撑中央的双向摩擦器，通常称为 Pall 摩擦阻尼器，如图 4.1.2-7 所示。随后，各国学者陆续研制开发了多种摩擦阻尼器，比如 Sumitomo 摩擦阻尼器、摩擦剪切较阻尼器、滑移型长孔螺栓节点阻尼器、T 形芯板摩擦阻尼器、拟黏滞摩擦阻尼器、多级摩擦阻尼器等^[80]。尽管摩擦阻尼器具有构造简单、造价低、滞回曲线接近理想矩形等优点，但是屈服滑动发生以前阻尼器不发挥作用，当阻尼器长期处于不滑动状态时，会产生冷粘结而难以保持稳定的摩擦系数，从而影响阻尼器耗能性能的稳定性（摩擦力稳定性差），且滑动后会产生不可复原的残余变形，震后需检测和维修，替换摩擦片。

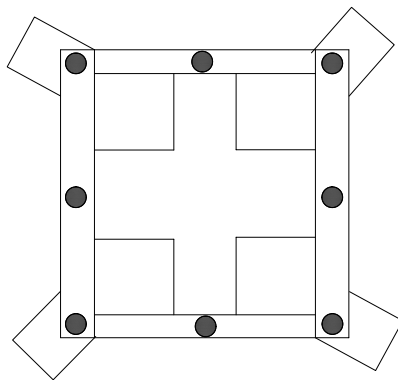


图 4.1.2-7 Pall 摩擦阻尼器构造

(III) 黏弹性阻尼器

黏弹性阻尼器由黏弹性材料和约束钢板胶结而成，通过黏弹性材料的往复剪切变形或拉压变形来耗散能量。

黏弹性材料最早于 20 世纪 50 年代应用于航空、航天和军工业进行振动控制，20 世纪 70 年代初才开始在土木工程中得到应用，最早用于结构的风振反应控制，随后才开始用于结构的地震反应控制。最早的典型黏弹性阻尼器是美国 3M 公司生产的由黏弹性材料和约束钢板叠合粘结而成的剪切型黏弹性阻尼器，并成功地首次用于 1973 年建成的 110 层美国纽约世贸中心大厦，在建筑周边和楼面系统桁架下弦杆之间安装了一万多个黏弹性阻尼器，用于抵抗风荷载。日本 Shimizu 公司 (1991) 开发了黏弹性阻尼墙，其工作原理同剪切型黏弹性阻尼器一样。

黏弹性耗能材料的性能是决定黏弹性阻尼器性能好坏的关键因素。虽然黏弹性材料具有较强的耗能能力，但是其对环境温度、激励频率、加载循环次数和应变幅值等因素较为敏感，且在大变形重复加载时会产生刚度退化现象，其耐久性和耐火性也较差。受以上因素的影响，现阶段市场上缺少性能稳定的黏弹性阻尼器产品，此类阻尼器在工程中应用不多。目前常见的黏弹性阻尼器有平板式黏弹性阻尼器和扇形黏弹性阻尼器，如图 4.1.2-8、图 4.1.2-9 所示。

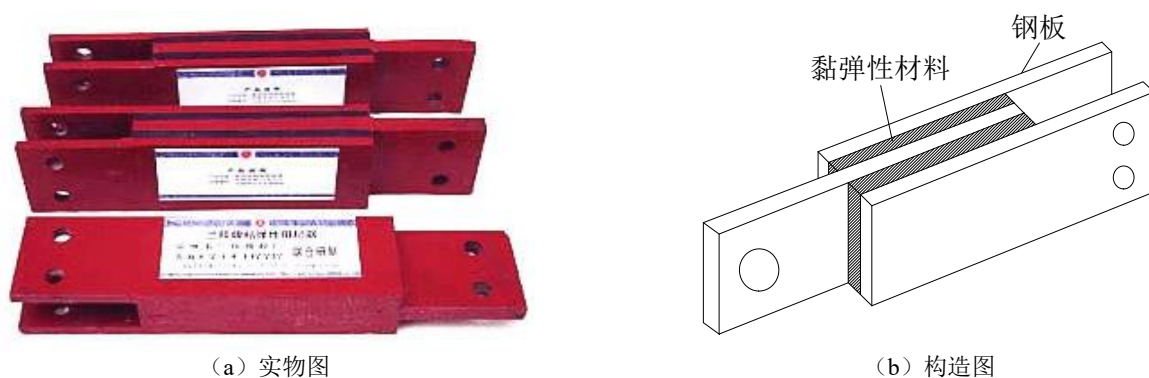


图 4.1.2- 8 平板式黏弹性阻尼器

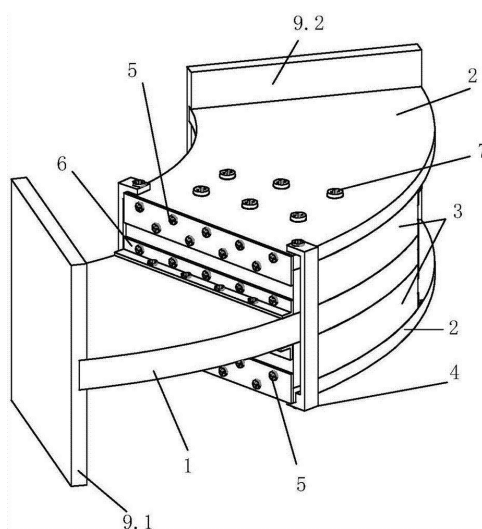


图 4.1.2- 9 扇形黏弹性阻尼器

(IV) 杆式黏滞阻尼器

自黏滞阻尼器于十九世纪中叶问世以来，首先应用于军工领域，然后逐渐在机械、车辆、航天等领域得到应用，直到二十世纪九十年代“冷战”结束，才开始在结构工程中推广使用。结构工程用的黏滞阻尼器虽然仅有 20 多年的发展历史，却发展迅速，对保护结构工程的安全发挥了巨大的作用。

黏滞消能器是以黏滞材料为阻尼介质的速度相关型消能器，可分为杆式黏滞消能器、圆筒式黏滞消能器等。杆式黏滞消能器是利用活塞运动使黏滞材料流过阻尼孔而产生的阻尼力来耗能；圆筒式黏滞消能器是利用圆筒或钢板的错动使得内部黏滞材料发生剪切变形而产生的阻尼力来耗能。

黏滞阻尼器常与钢支撑配合使用，形成黏滞阻尼器支撑，如图 4.1.2-10 所示。



图 4.1.2- 10 黏滞阻尼器支撑实物安装图

(V) 黏滞阻尼墙

如图 4.1.2-11 黏滞阻尼墙是一种可作为墙体安装在结构层间的阻尼装置，由日本学者 Mitsuo Miyazaki 首先于 20 世纪 80 年代发明。黏滞阻尼墙利用结构层间的相对运动，使内外钢板之间产生速度梯度引起黏滞材料剪切滞回耗能，进而降低结构的动力响应。



图 4.1.2- 11 黏滞阻尼墙

黏滞阻尼墙是一种性能良好的消能减震部件，用于建筑结构减震具有以下优点：

- (i) 制作、安装方便，不需要复杂的装置和特殊的材料；
- (ii) 通过改变黏滞液体的黏度、内外钢板之间的距离和钢板面积与数量，可以调整黏滞阻尼墙的阻尼力；
- (iii) 由于墙体与黏滞材料的作用面积较大，故可吸收较多的地震能量；
- (iv) 可以充分利用墙体所提供的空间，设置在建筑物的墙体位置，安装后不影响建筑使用功能及美观；
- (v) 可同时适用于多层、高层和超高层建筑结构的抗震和抗风设计，还能用于抗震加固和震后修复等方面。

④ 减震规范与图集的完善

随着减震技术研究、应用的发展，我国相应的规范、图集日趋完善，为设计人员提供了参考与依据。目前已出版的规范、图集有：

- (1) 《建筑消能减震技术规程》（JGJ297-2013）
- (2) 《建筑消能阻尼器》（JG/T 209-2012）

(3) 《建筑结构消能减震(振)设计图集》(09SG610-2)

减震规范、图集的完善有利于减震技术应用的进一步推广,也标志着我国减震技术的逐步成熟。

⑤ 既有建筑减震加固应用案例

(I) 北京饭店

北京饭店西楼为钢筋混凝土框架结构,建于 50 年代。整个结构分为东西两部分,由沉降缝和伸缩缝分开,总建筑面积为 19340m²,结构高 37m,总共 8 层,局部 9 层,含一个夹层。北京地区的地震基本烈度为 8 度,北京饭店西楼的场地类别为 II 类,原结构未考虑抗震,在 1976 年的唐山地震中有所损坏,震后结构第 7 层进行了加固处理。

结构抗震验算结果表明,原结构多数梁柱不满足抗震要求,如果逐个构件采用外包钢筋混凝土套进行加固,将带来很大的施工量和较长的施工工期。同时,外柱的加固将影响建筑外立面,而且现场进行混凝土作业也有一定难度。为此,提出采用消能减震和普通钢支撑组合体系对原结构进行抗震加固的方案。根据结构平面特点,每层在纵向(X 向)布置 13 道支撑,其中 7 道为消能支撑,6 道为普通钢支撑;横向(Y 向)布置 15 道支撑,其中 8 道为消能支撑,7 道为普通钢支撑;支撑布置平面如图 4.1.2-12、图 4.1.2-13 所示。



图 4.1.2-12 北京饭店外景

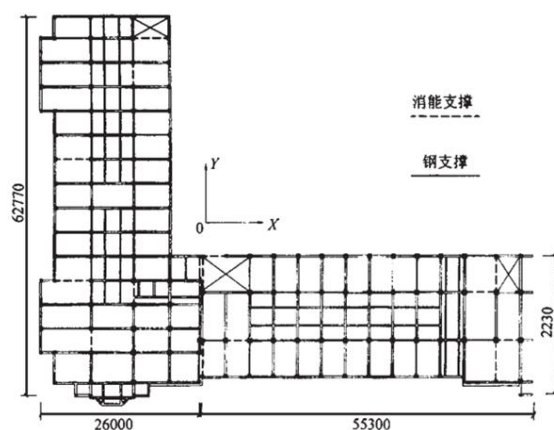


图 4.1.2-13 北京饭店结构支撑布置简图

结构在采用消能减震技术加固后,小震下层间位移显著减小,减大幅度达 50%~60%左右,各层层间位移角均控制在规范规定的限值 1/450 之内;结构柱的应力得到有效控制,绝大部分柱的配筋满足强度要求。在大震作用下,结构薄弱层位移显著减小,减大幅度达 50%左右,薄弱层位移角控制在规范规定的限值 1/50 以内。

消能减震器不仅给结构附加刚度,而且给结构附加阻尼。本项目采用的 JARRET 消能器给结构附加的阻尼比为 6%左右。

(II) 北京火车站

北京火车站是首都的重要门户之一,建筑总面积 4.8 万平方米,根据使用功能的要求分为 19 个候车大厅、电影厅、游艺厅等,中央大厅采用大型预应力钢筋混凝土双曲扁壳,结构轻巧、造型开朗优美,站后有入站高架天桥,北京火车站外景如图 4.1.2-14 所示。



图 4.1.2- 14 北京火车站外景

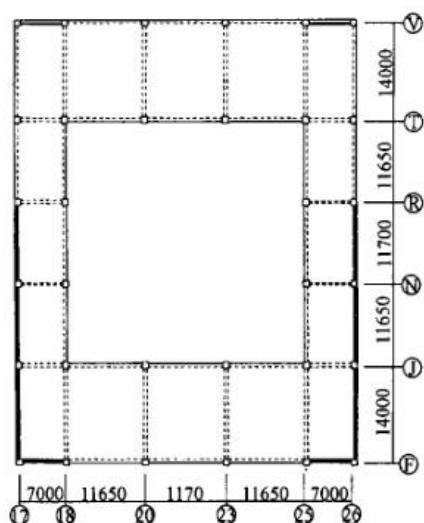


图 4.1.2- 15 广厅消能支撑设置位置图



图 4.1.2- 16 北侧支撑立面效果

北京火车站大楼为钢筋混凝土框架结构，原设计按苏联抗震规范规定进行了七度抗震设防，大楼于 1959 年竣工。随着我国经济的迅速发展，车站客流量较原设计成倍增加，大楼超负荷运转，加速了建筑、结构和设备的损坏，76 年唐山地震也影响了大楼的安全性与耐久性，因此有必要对其进行抗震鉴定与加固，结合抗震加固进行了建筑内外装修、设备更新。

北京火车站主要采用的加固技术有改变结构体系、消能减震加固、外包钢构套加固、树根桩加固等。其中消能减震加固通过设置消能支撑的形式实现。消能装置主要设置在原有框架填充墙部位（图 4.1.2-15），可利用建筑装修及大型广告牌予以遮挡，北侧消能支撑设于窗内，不影响外立面，大厅内采光也不受影响（图 4.1.2-16）。

计算表明消能器能吸收大量的地震能量，减少结构在地震作用下的变形，与周边结构的位移较协调，减少了发生碰撞的可能。

（III）中国国家博物馆

中国国家博物馆位于北京市中心天安门广场东侧，东长安街南侧，与人民大会堂相对称布局。受当时经济、技术、施工等条件所限，越来越难以满足现代化博物馆的要求。经过专家的反复研究论证，决定在不改变老馆主体外观的同时，通过改扩建对老馆存在的功能局限性进行改造，力求使新老建筑和谐统一、浑然一体，老馆的西、南、北三面整体保留，进行加固改造和维修。

中国国家博物馆总平面分区见图 4.1.2-18，其中 X 区为矩形平面，受建筑功能限制，沿短向不能按结构要求设置钢筋混凝土剪力墙，故在中间两跨增设门式消能支撑，以提高整体结构的消能减震能力。其中 Xa 区的消能支撑在上一期抗震加固中已施工完成。本工程设计在 Xb 区二层和三层，EC-EE/E38，EC-EE/E42 轴线上的混凝土梁、柱上布置钢消能支撑，它主要由耗能钢柱、耗能钢梁和阻尼器三部分串联组成；阻尼器是消能支撑的核心，起阻尼耗能作用。箱形钢柱与原混凝土柱形成独立组合钢柱，组合钢柱内浇灌 C30 混凝土，组合钢柱上端安装组合钢梁，连接方式为 M20 螺栓连接，原梁经加固后与组合钢梁空间为 270mm，在该空间内的 EC、EE 轴安装 30T 耗能器(型号:ARS300—150J)共计 8 只，设计目标为地震时耗能器运动变位消耗能量，避免或减轻地震对主体结构的破坏。消能支撑布置情况详见图 4.1.2-19 所示。



图 4.1.2-17 国家博物馆外景

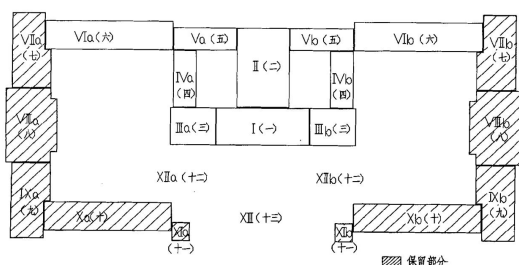


图 4.1.2-18 总平面分区示意

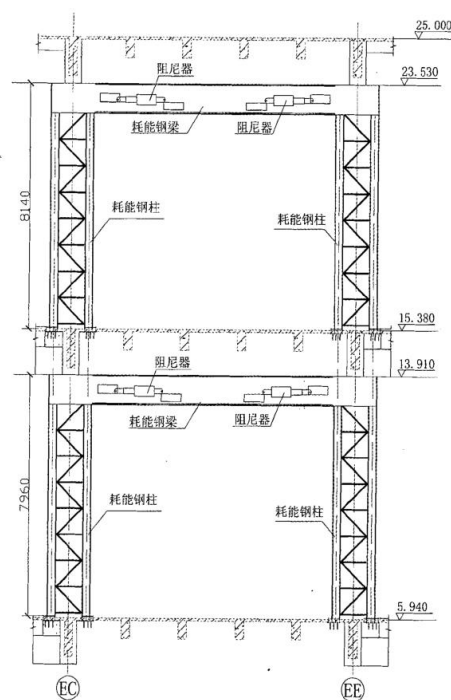


图 4.1.2-19 消能支撑布置图

(IV) 东京工业大学 G3 楼

东京工业大学 G3 楼的抗震加固改造项目中应用了摇摆墙体系。该楼建于 1979 年,是一栋 11 层钢筋混凝土框架结构的综合教学楼,屋面标高为 39.7 m,结构平面布置如图 9 所示。1981 年,日本对《建筑基准法》作了大幅修订。2006 年的抗震鉴定表明,G3 楼不满足日本 1981 年《建筑基准法》的要求,尤其在结构纵向(X 向)亟待进行抗震加固。

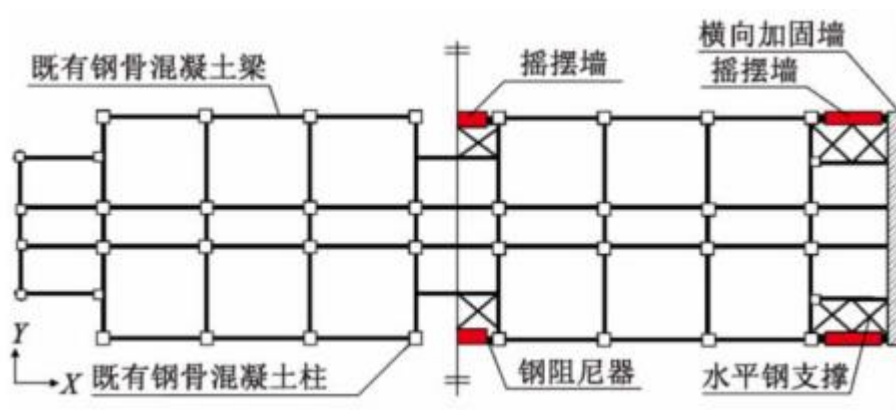


图 4.1.2-20 加固前后的结构平面布置

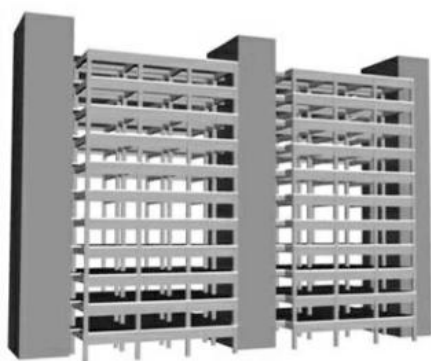


图 4.1.2-21 加固前的结构

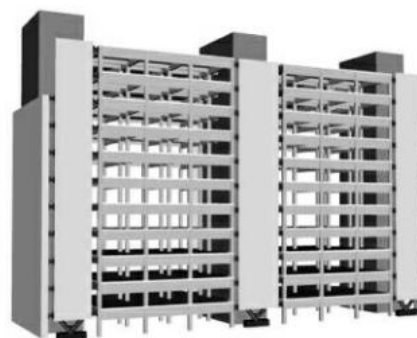


图 4.1.2-22 加固后的结构

G3 楼的加固方案并不局限于对原结构的各个构件进行加固,而是从控制结构整体损伤机制的角度出发,利用既有结构在平面上存在的 6 个凹槽(图 4.1.2-20),在结构外立面附建 6 片具有较大抗侧承载力和刚度的后张预应力混凝土摇摆墙,墙体底部与基础铰接,在地震作用下可绕其转动。沿摇摆墙两侧,在墙与既有框架柱之间安装钢阻尼器,增加结构的耗能能力。在每个楼层水平位置,通过水平钢支撑将摇摆墙与各层楼板相连。

通过摇摆墙体系控制结构在地震作用下的变形模式,强制结构以第 1 振型振动,可以有效地提高结构地震作用响应的可预测性,避免结构出现预料之外的破坏机制,也便于对预期的损伤和耗能部位进行设计,以充分发挥整体结构中不同构件的抗震能力,从而有效提高结构整体的抗震性能。

G3 楼于 2010 年采用摇摆墙体系加固完成。在 2011 年 3 月 11 日的里氏 9.0 级日本东北太平洋地震中,距离震中约 400km 的 G3 楼也经受了一定程度的地震地面运动。震后,该结构横向新建的普通剪力墙(即图 9 中的“横向加固墙”)底部出现许多剪切斜裂缝,最大裂缝宽度在 0.2 mm 以下,属轻微损伤。与之相比,结构纵

向的摇摆墙未发现任何损伤。在下部楼层摇摆墙与原结构间设置的钢阻尼器耗能腹板上可以看到斜向交叉的剪切变形痕迹,表明这些耗能腹板在地震作用下可能已经屈服并耗散地震输入能量。与传统的剪力墙体系相比,摇摆墙体系的损伤机制控制更加优越。

(2) 改建建筑使用消能减震装置选型研究

根据上一小节消能减震装置介绍可知,消能减震装置可分为金属型阻尼器、摩擦阻尼器、黏弹性阻尼器、黏滞阻尼器等。根据目前减震装置市场上常见的类型,选取一种金属型阻尼器——屈曲约束支撑,两种黏滞类阻尼器——杆式黏滞阻尼器、黏滞阻尼墙,两种黏弹性阻尼器——板式黏弹性阻尼器和扇形黏弹性阻尼器,一共 5 种消能减震装置作为本次研究的对象,研究不同消能减震装置在改造加固中的耗能效果和适用性。

为了研究消能减震装置在改建建筑中的应用,仍采用上一阶段改造加固结构作为基本参照结构,对改造后建筑的结构受力进行建模分析。结构整体模型的轴侧图如图 4.1.2-23 所示。

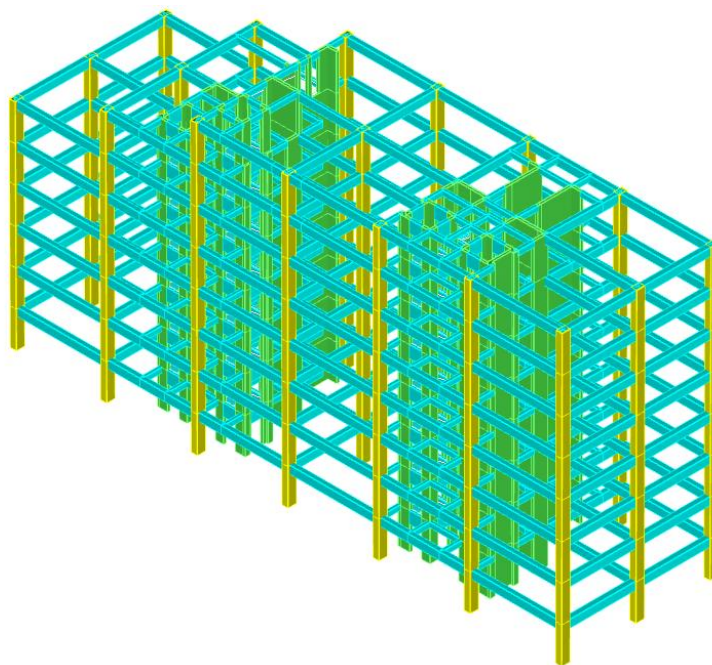


图 4.1.2-23 改造后结构模型

其基本结构信息归纳如下:

结构高度: 29m

地震烈度: 7 度 (0.10g)

地震分组: 第二组

场地类别: IV 类

基本风压: 0.30kN/m²

小震阻尼比: 0.05

特征周期: 0.9s

周期折减系数: 0.75。

选取七组地震波对结构模型进行时程分析，根据时程分析结果对结构耗能能力进行能力进行评价。不同类型的消能减震加固方案布置及耗能计算结果如下：

① 黏滞阻尼墙方案

黏滞阻尼墙一般利用隔墙位置布置。黏滞阻尼墙方案一共布置 24 片阻尼墙，3~6 层每层布置 6 片，X 方向和 Y 方向各布置 3 片。可以看出黏滞阻尼墙布置位置均位于建筑隔墙内，其厚度在 200~300mm，与普通隔墙接近，不影响建筑使用功能。

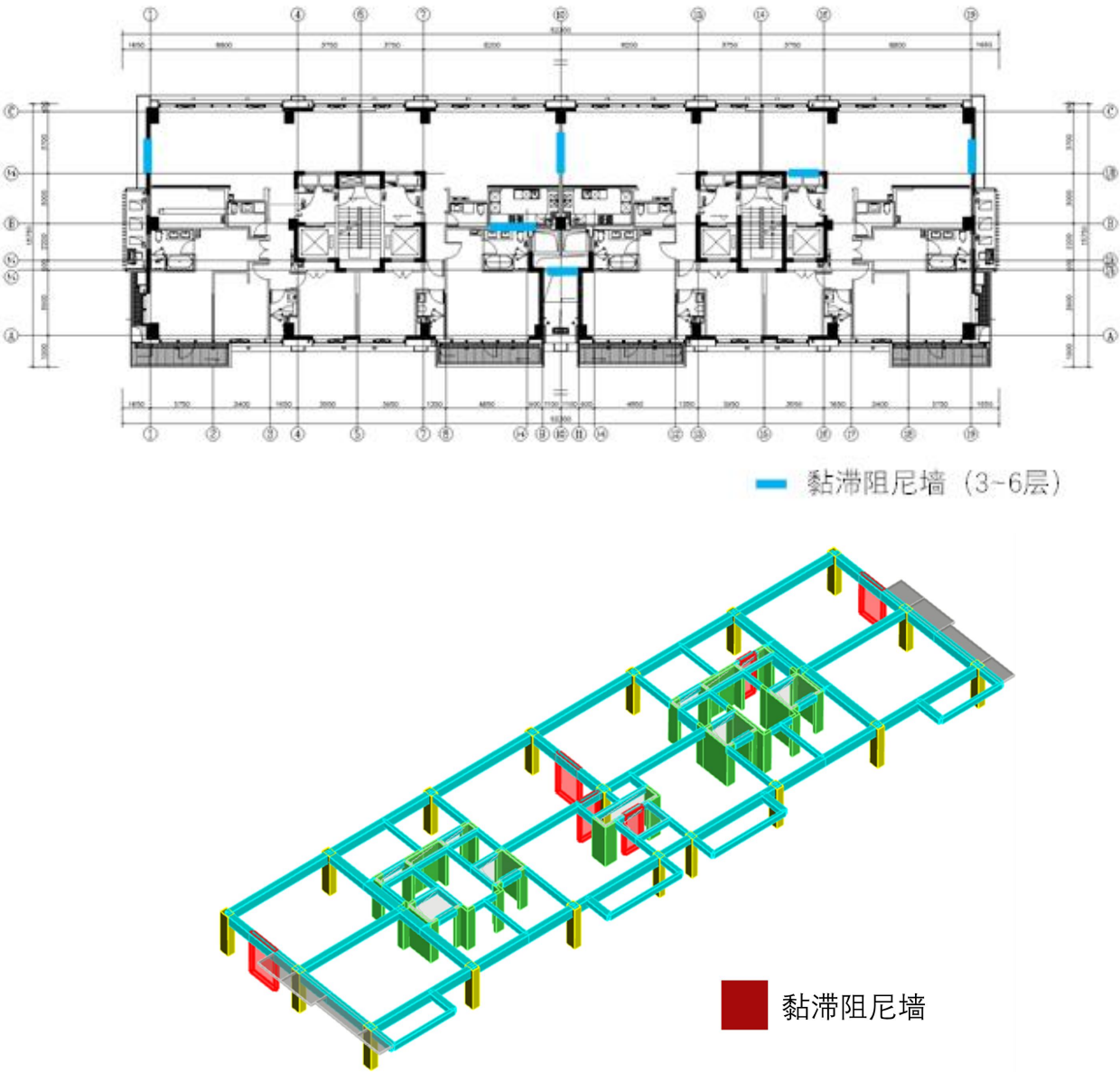


图 4.1.2- 24 黏滞阻尼墙布置

黏滞阻尼墙参数如表 4.1.2-2：

表 4.1.2- 2 黏滞阻尼墙参数

黏滞阻尼系数 KN · (s/m) 0.45	阻尼指数	设计阻尼力 KN	容许位移 mm	数量 (套)
500	0.45	250	30	24

设计计算结果显示,增加阻尼墙后小震下可为整体结构增加 X 向 3.4%、Y 向 3.2%的附加阻尼比。由于黏滞阻尼墙消耗地震能量,小震下主结构受到的地震作用显著减小,小震地震层剪力 X 向下降 16%,Y 向下降 14%。地震下整体结构的抗侧刚度也显著改善,小震地震 X 向层间位移角 1/1015,下降 16%,小震地震 Y 向层间位移角 1/1345,下降 17%。

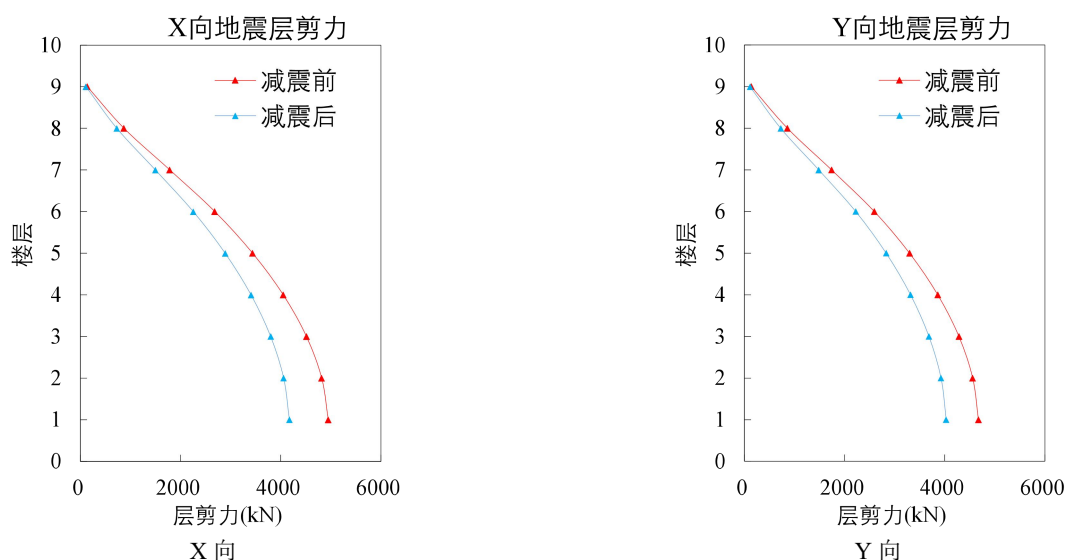


图 4.1.2- 25 黏滞阻尼墙方案小震层间剪力对比

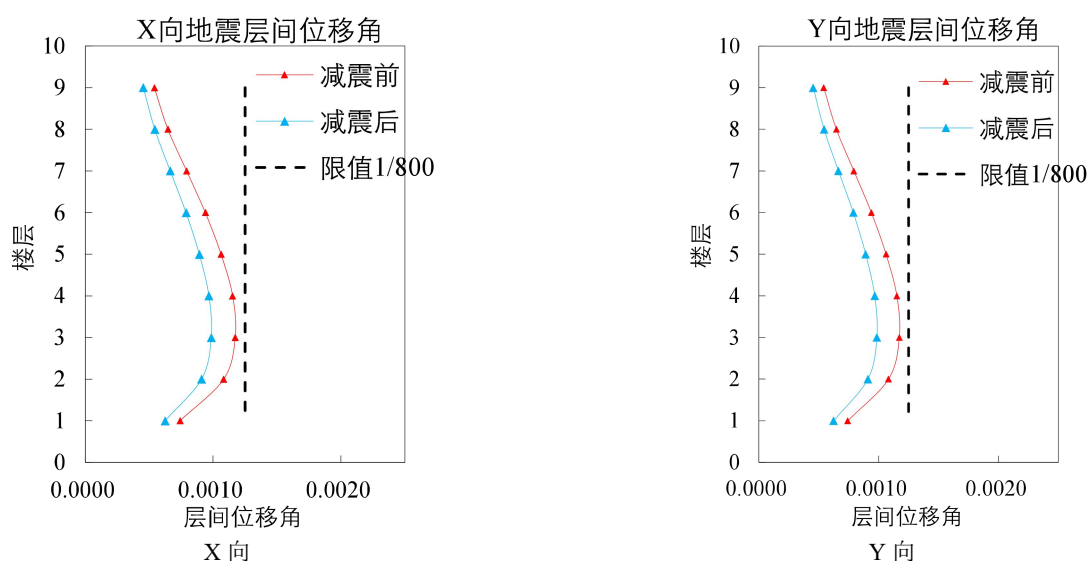


图 4.1.2- 26 黏滞阻尼墙方案小震层间位移角对比

由图 4.1.2-27 可见,地震作用下黏滞阻尼墙总计耗能约占 43%,模态阻尼耗能约占 57%,在多遇地震时可为结构提供 3.4%(X 向)、3.2%(Y 向)的附加阻尼比,在大震下可提供 1.5%(X 向)、1.4%(Y 向)的附加阻尼比,体现了良好的耗能机制,有效地保护了主体结构构件,改善了结构抗震性能。

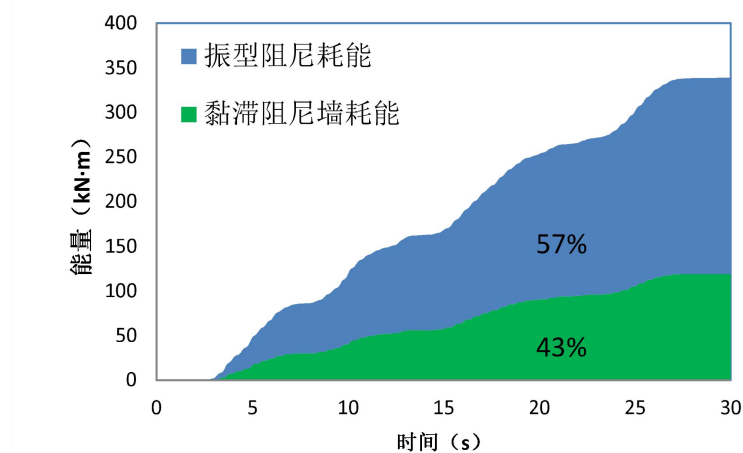


图 4.1.2-27 黏滞阻尼墙方案小震地震能量曲线

典型黏滞阻尼墙不同地震水平下滞回曲线如图 4.1.2-28，整个曲线较为饱满，体现了减震装置良好的耗能能力。

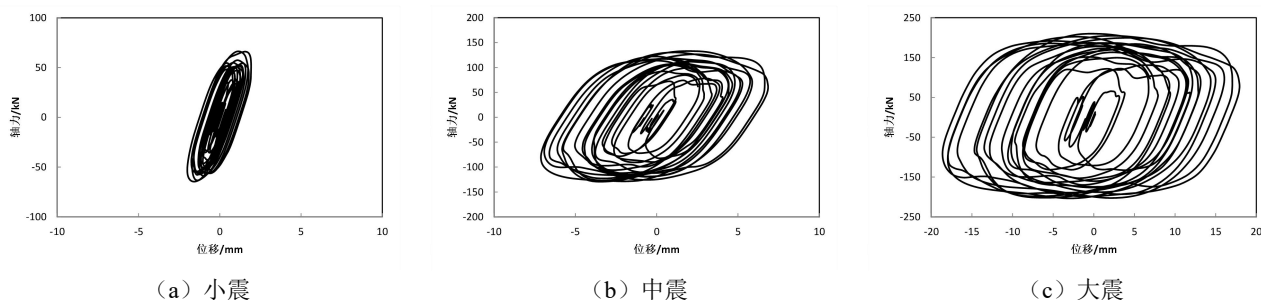
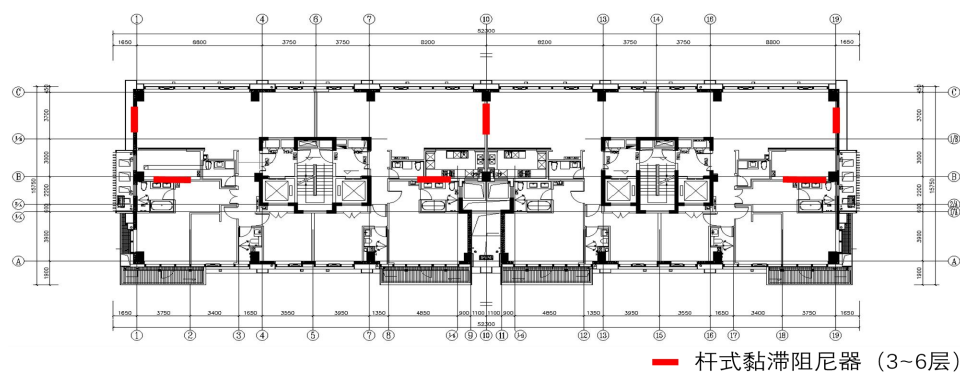


图 4.1.2-28 黏滞阻尼墙不同地震水平下的滞回曲线

② 杆式黏滞阻尼器方案

杆式黏滞阻尼器一般通过钢支撑或者混凝土牛腿等传力结构与主体结构连接。本项研究采用一种常见的黏滞阻尼器连接方式为：在人字形钢支撑与主体结构框架柱之间设置黏滞阻尼器，形成黏滞阻尼支撑，如下图所示。

黏滞阻尼支撑也一共布置 24 套，3~6 层每层布置 6 套，X 方向和 Y 方向各布置 3 套。黏滞阻尼支撑占用长度约 3~4m，靠近隔墙布置，对建筑使用功能影响较小。



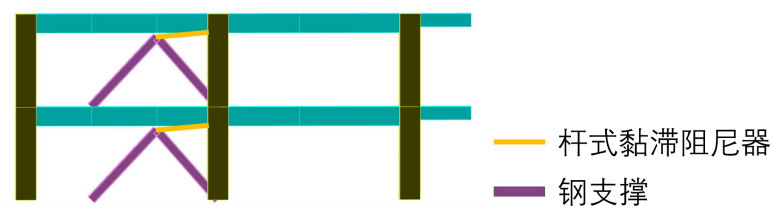


图 4.1.2- 29 杆式黏滞阻尼器布置

杆式黏滞器参数如表 4.1.2-3:

表 4.1.2- 3 杆式黏滞阻尼器参数

黏滞阻尼系数 KN · (s/m) 0.45	阻尼指数	设计阻尼力 KN	容许位移 mm	数量 (套)
800	0.45	300	30	24

设计计算结果显示,增加杆式黏滞器后小震下可为整体结构增加 X 向 2.5%、Y 向 2.3%的附加阻尼比。由于杆式黏滞阻尼器消耗地震能量,小震下主结构受到的地震作用显著减小,小震地震层剪力 X 向下降 13%, Y 向下降 11%。地震下整体结构的抗侧刚度也显著改善,小震地震 X 向层间位移角 1/980,下降 13%,小震地震 Y 向层间位移角 1/1296,下降 14%。

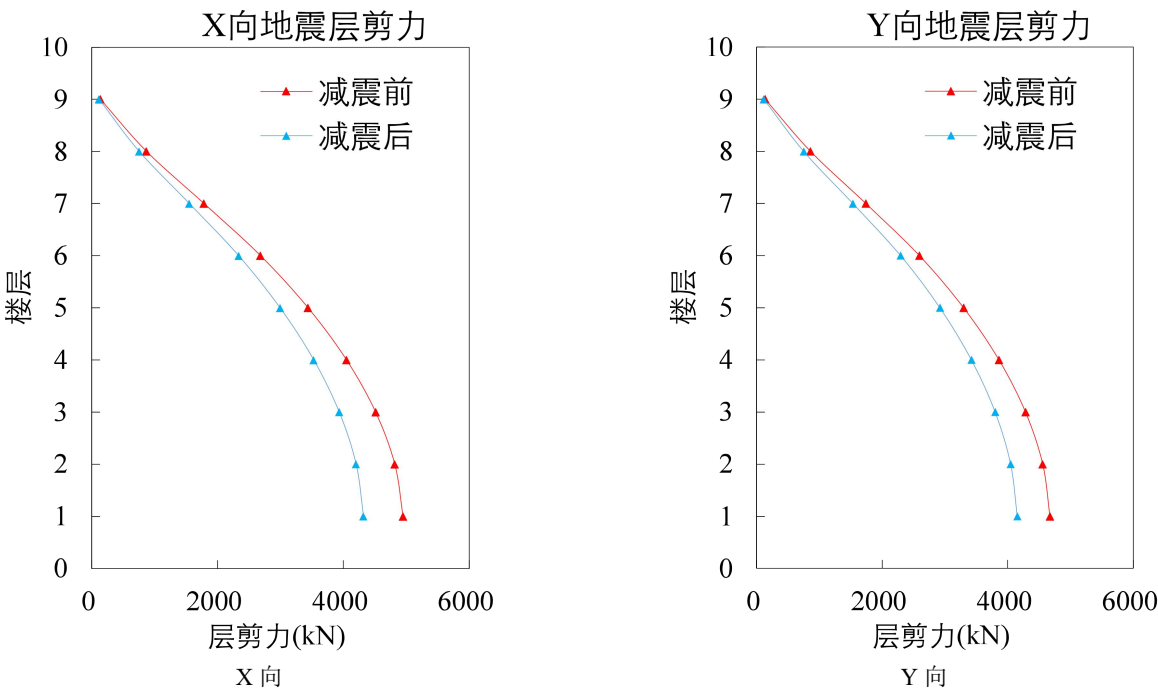


图 4.1.2- 30 杆式黏滞阻尼器方案小震层间剪力对比

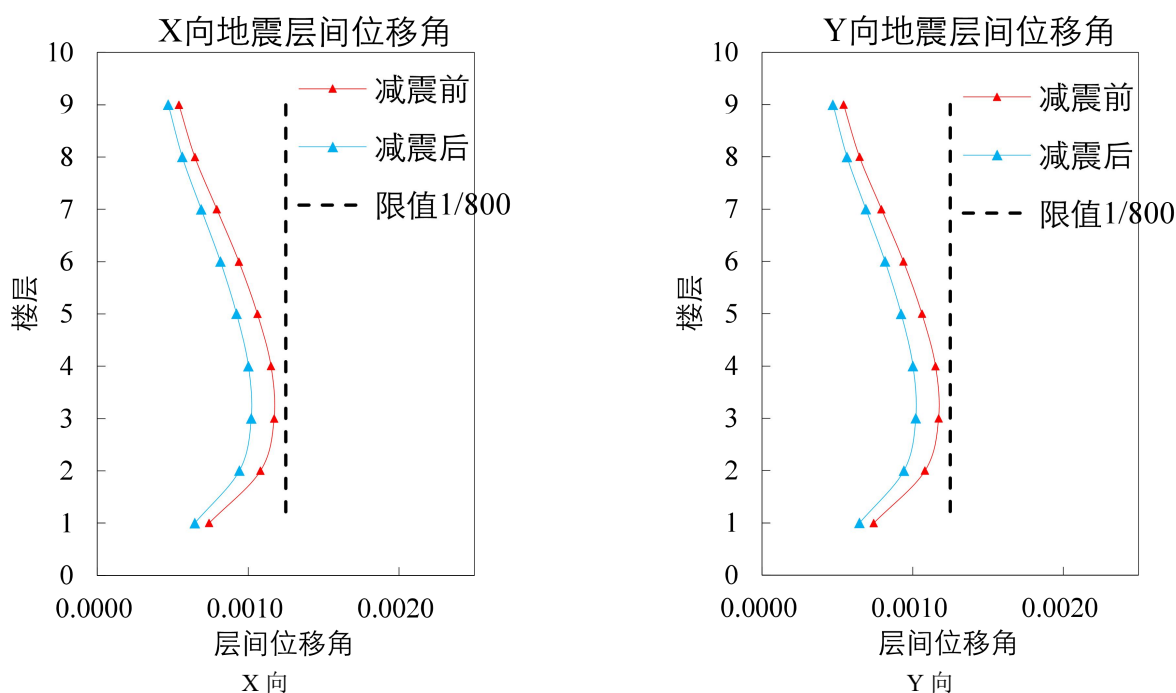


图 4.1.2- 31 杆式黏滞阻尼器方案小震层间位移角对比

由图 4.1.2-32 可见，地震作用下杆式黏滞阻尼器总计耗能约占 32%，模态阻尼耗能约占 68%，在多遇地震时可为结构提供 2.5%（X 向）、2.3%（Y 向）的附加阻尼比，在大震下提供 1.4%（X 向）、1.2%（Y 向）的附加阻尼比，体现了良好的耗能机制，有效地保护了主体结构构件，改善了结构抗震性能。

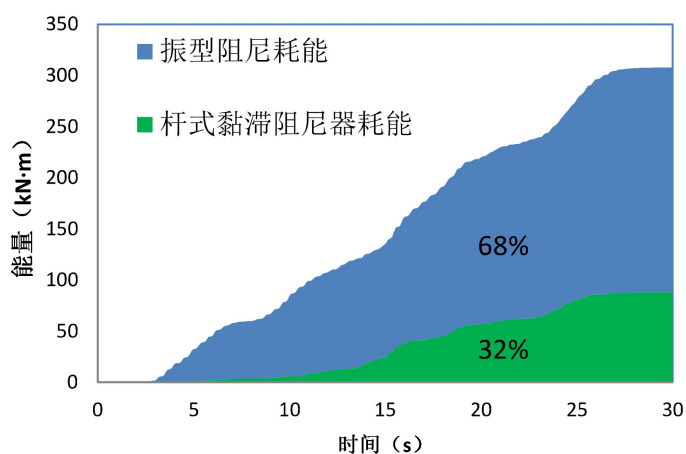


图 4.1.2- 32 杆式黏滞阻尼器方案小震地震能量曲线

典型杆式黏滞阻尼器不同地震水平下滞回曲线如图 4.1.2-33，整个曲线较为饱满，体现了减震装置良好的耗能能力。

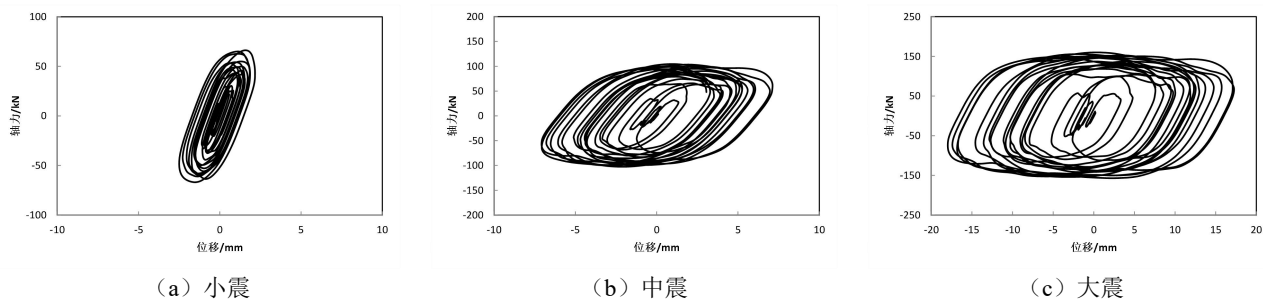


图 4.1.2- 33 杆式黏滞阻尼器不同地震作用下滞回曲线

③ 屈曲约束支撑方案

屈曲约束支撑一般利用隔墙位置布置。屈曲约束支撑一共布置 28 个，3~6 层每层布置 7 个，X 方向布置 4 个，两侧形成倒 V 型支撑，对走廊处净空略有影响，但仍可行走通过，Y 方向利用隔墙位置布置 3 个。可以看出除屈曲约束支撑布置除略微降低走廊处净高以外，基本不影响建筑使用功能。

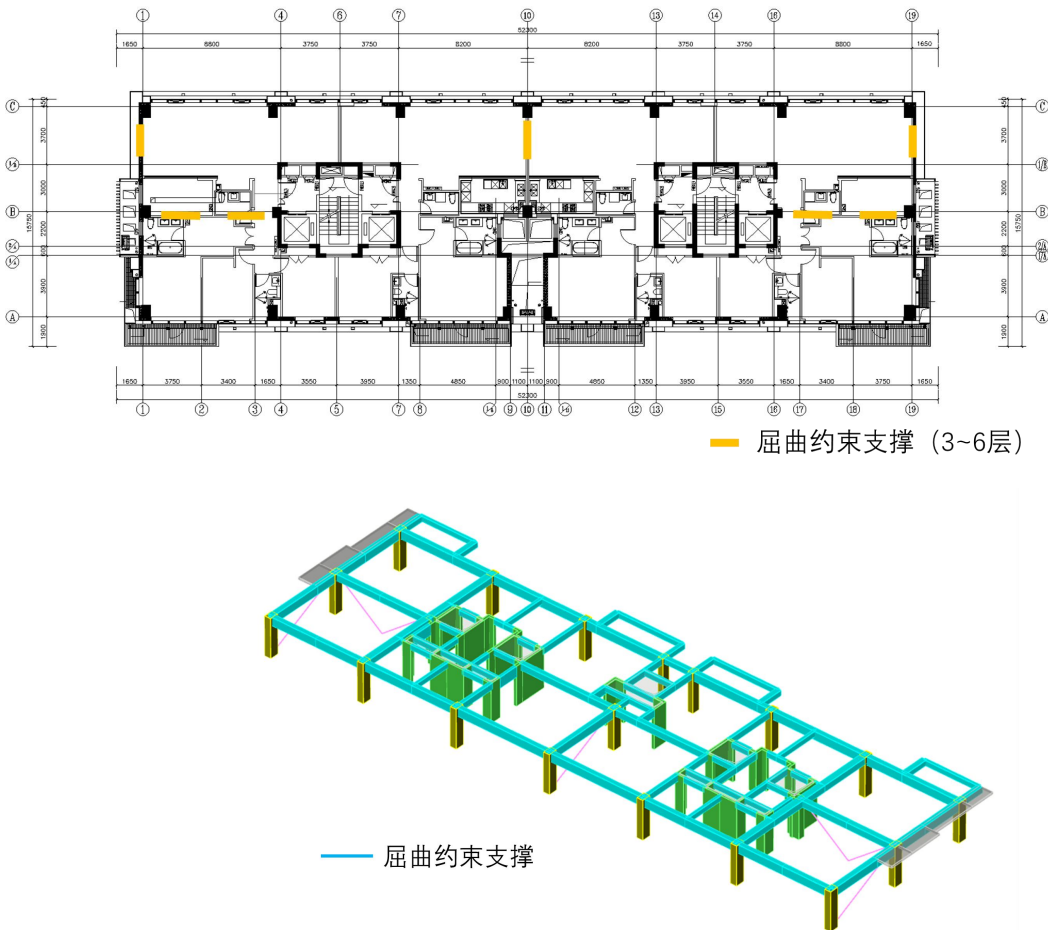


图 4.1.2- 34 屈曲约束支撑布置

屈曲约束支撑参数如表 4.1.2-4:

表 4.1.2- 4 屈曲约束支撑参数

芯材等级	芯材屈服点	芯材面积 mm ²	设计极限承载力 KN	容许冲程 mm	数量 (个)
LY160	160MPa	400	800	20	28

设计计算结果显示,增加屈曲约束支撑后小震下不屈服耗能,安装前后地震下层剪力基本不变,符合规范要求屈曲约束支撑在小震下保持弹性的要求。中震下开始屈服耗能,可为整体结构增加 X 向 0.8%、Y 向 0.9% 的附加阻尼比。同时,由于屈曲约束支撑可提供一定抗侧刚度,小震下主结构地震 X 向层间位移角明显下降 1/882,下降 7%,小震地震 Y 向层间位移角 1/1114,下降 8%。

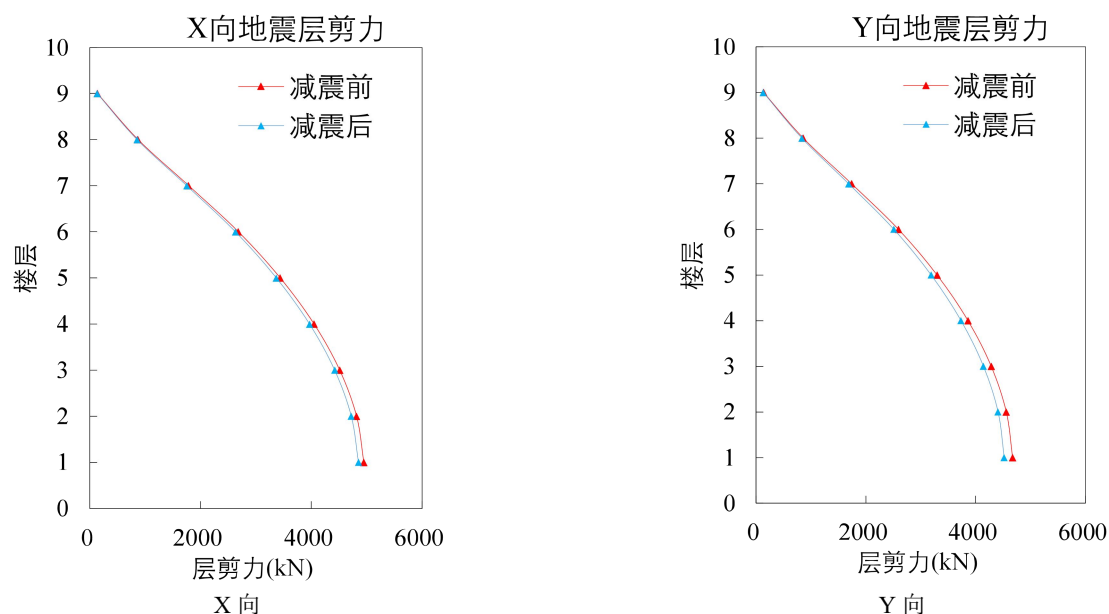


图 4.1.2- 35 屈曲约束支撑方案小震层间剪力对比

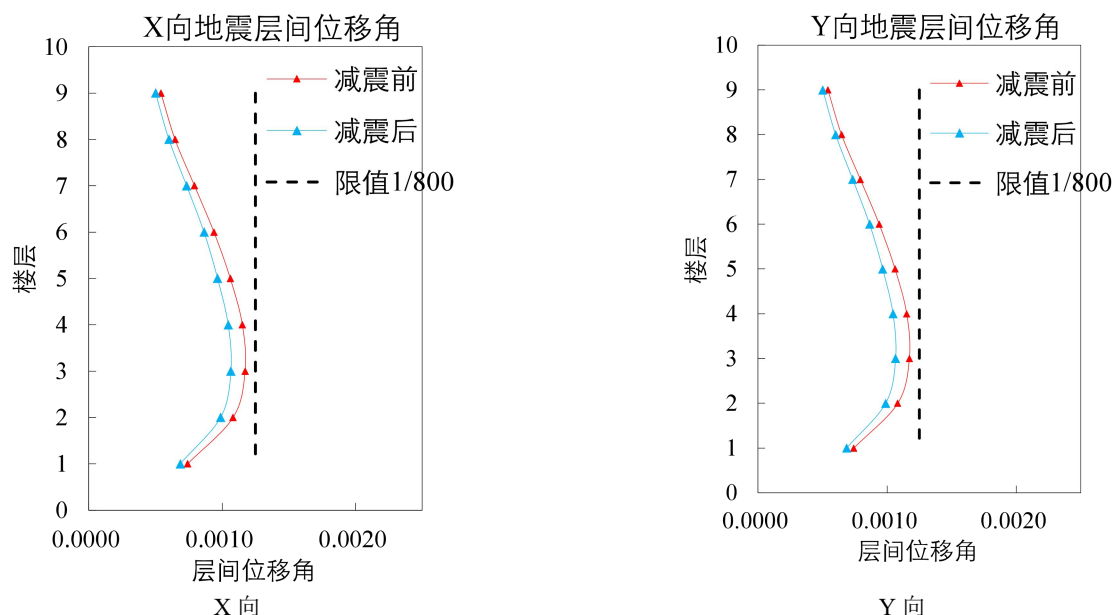


图 4.1.2- 36 屈曲约束支撑方案小震层间位移角对比

由图 4.1.2-37 可见,屈曲约束支撑在小震下不屈服耗能,在中震作用下黏滞阻尼墙总计耗能约占 15%,模态阻尼耗能约占 85%,在中震时可为结构提供 0.9% (X 向)、0.8% (Y 向) 的附加阻尼比,在大震下可提供 1.9% (X 向)、1.8% (Y 向) 的附加阻尼比。

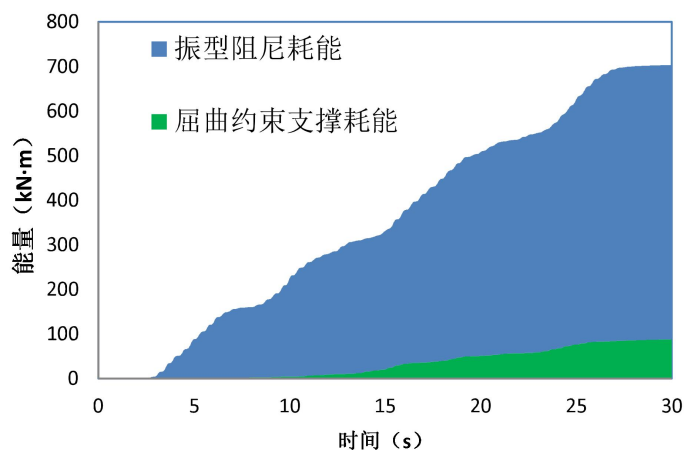


图 4.1.2- 37 屈曲约束支撑方案中震能量曲线

典型屈曲约束支撑不同地震水平下滞回曲线如图 4.1.2-38，整个曲线较为饱满，体现了良好的耗能能力。

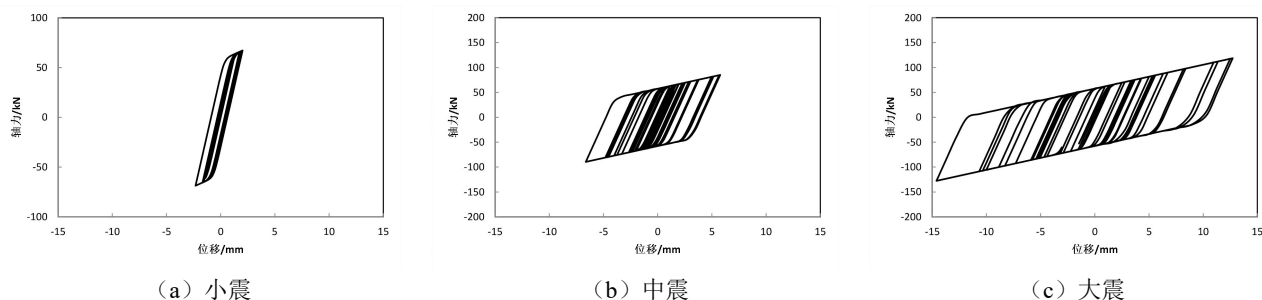


图 4.1.2- 38 屈曲约束支撑不同地震作用下滞回曲线

④ 平板式黏弹性阻尼器方案

平板式黏弹性阻尼器与屈曲约束支撑布置类似，平板式黏弹性阻尼器两端为钢结构构件，形成类似支撑的杆式结构，可以采取斜撑、V 型、倒 V 型等布置方式。一般利用隔墙位置布置。

平板式黏弹性阻尼器布置位置屈曲约束方案一致，一共布置 28 个，3~6 层每层布置 7 个，X 方向布置 4 个，两侧形成倒 V 型支撑，Y 方向利用隔墙位置布置 3 个。可以看出平板式黏弹性阻尼器对建筑使用功能的影响也较小。

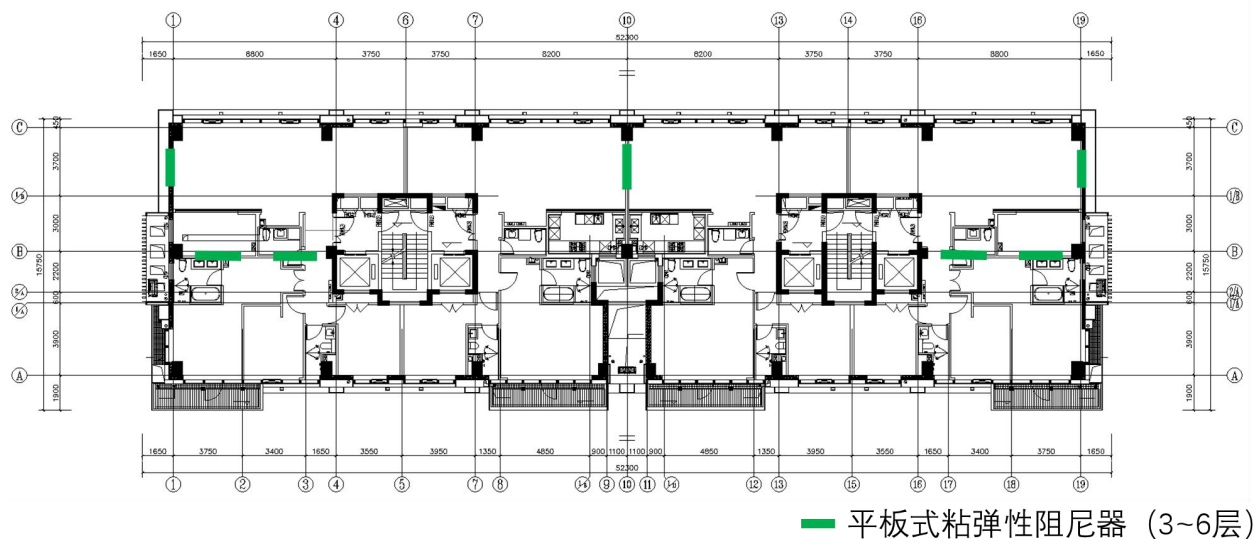


图 4.1.2- 39 平板式黏弹性阻尼器布置

黏弹性阻尼器的刚度与阻尼系数与频率有关。参考中华人民共和国建筑工业行业标准 JG/T209—2012《建筑消能阻尼器》，阻尼器试件在 1Hz 激励频率的表观剪切模量、损耗因子以及剪切损失模量参数如表 4.1.2-5 所示。

表 4.1.2- 5 平板式黏弹性阻尼器参数

损耗因子	极限荷载 kN	表观剪切模型 MPa	容许冲程 mm	数量（个）
0.6	300	0.8	25	28

设计计算结果显示，增加阻尼墙后小震下可为整体结构增加 X 向 0.8%、Y 向 0.7%的附加阻尼比。由于黏滞阻尼墙消耗地震能量，小震下主结构受到的地震作用显著减小，小震地震层剪力 X 向下降 8%，Y 向下降 9%。地震下整体结构的抗侧刚度也显著改善，小震地震 X 向层间位移角 1/984，下降 15%，小震地震 Y 向层间位移角 1/1224，下降 15%。

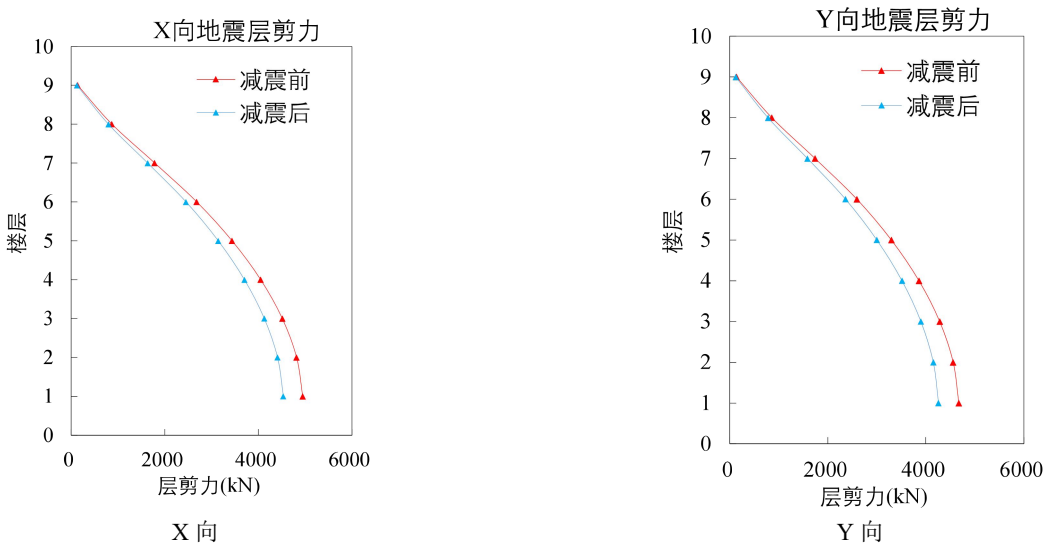


图 4.1.2- 40 平板式黏弹性阻尼器方案小震层间剪力对比

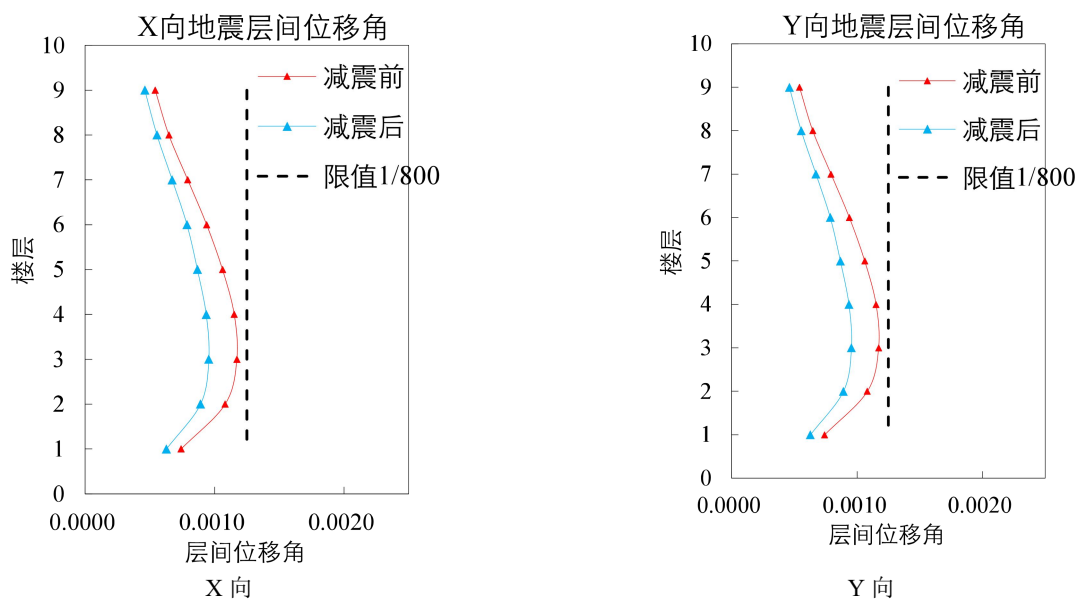


图 4.1.2-41 平板式黏弹性阻尼器方案小震层间位移角对比

由图 4.1.2-42 可见，平板式黏弹性阻尼器在小震下阻尼器总计耗能约占 11%，模态阻尼耗能约占 89%，在小震时可为结构提供 0.9%（X 向）、0.8%（Y 向）的附加阻尼比。在大震下可以为结构提供 1.5%（X 向）、1.3%（Y 向）的附加阻尼比。

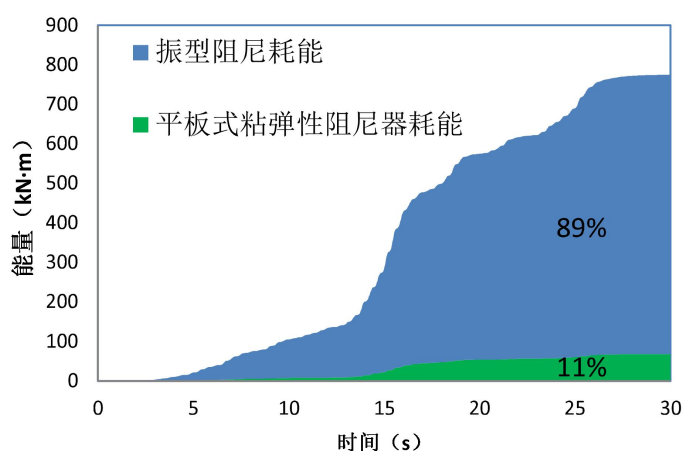


图 4.1.2-42 平板式黏弹性阻尼器方案地震能量曲线

典型的平板式黏弹性阻尼器不同地震水平下滞回曲线如图 4.1.2-43，整个曲线较为饱满，阻尼出力略高于屈曲约束支撑。

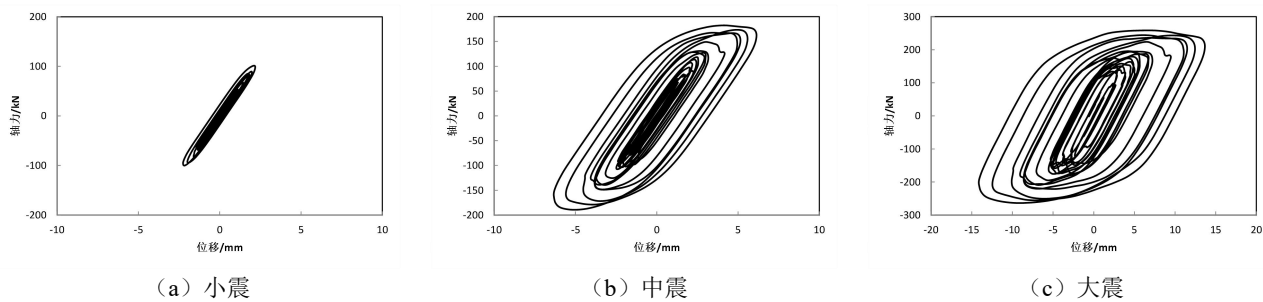


图 4.1.2- 43 平板式黏弹性阻尼器不同地震作用下滞回曲线

⑤ 扇形黏弹性阻尼器方案

扇形黏弹性阻尼器可以布置在框架柱与框架梁连接的角部位置，占用建筑空间不大，因此布置较为灵活。

扇形黏弹性阻尼器方案中，阻尼器布置在角柱和中柱与框架梁连接处，具体位置如下图所示。

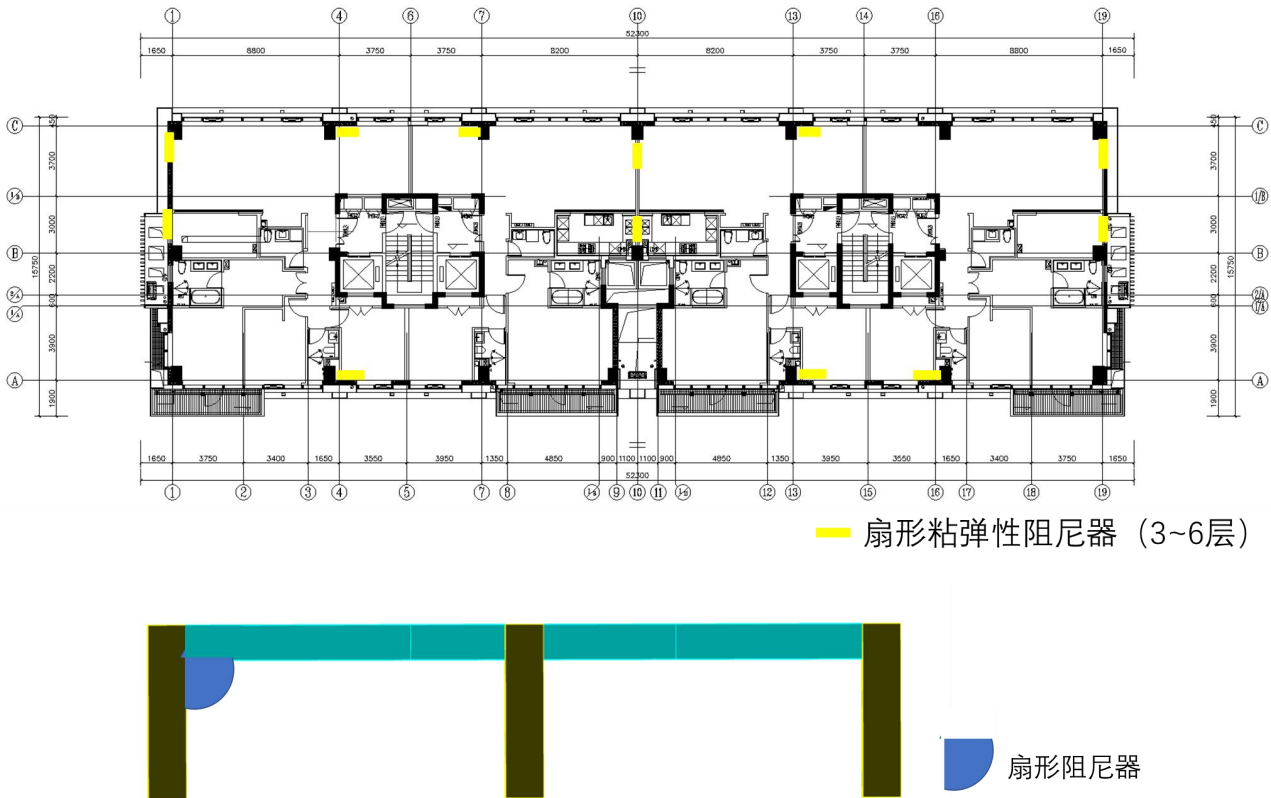


图 4.1.2- 44 扇形黏弹性阻尼器布置

与平板式黏弹性阻尼器类似，扇形黏弹性阻尼器的刚度与阻尼系数与频率有关。参考中华人民共和国建筑工业行业标准 JG/T209—2012《建筑消能阻尼器》，扇形黏弹性阻尼器在 1Hz 激励频率的表观剪切模量、损耗因子以及剪切损失模量参数如表 4.1.2-6 所示。

表 4.1.2- 6 扇形黏弹性阻尼器参数

损耗因子	极限荷载 kN	表观剪切模型 MPa	容许转角	数量（个）
------	------------	---------------	------	-------

损耗因子	极限荷载 kN	表观剪切模型 MPa	容许转角	数量 (个)
0.6	100	0.3	30°	48

设计计算结果显示, 由于框架-剪力墙结构整体刚度较大, 框架柱转角变形有限, 增加扇形黏弹性阻尼器后小震下仅可为整体结构增加 X 向 0.5%、Y 向 0.4% 的附加阻尼比。小震地震层剪力 X 向下降 4%, Y 向下降 3%, 小震地震 X 向层间位移角 1/869, 下降 8%, 小震地震 Y 向层间位移角 1/1140, 下降 7%。

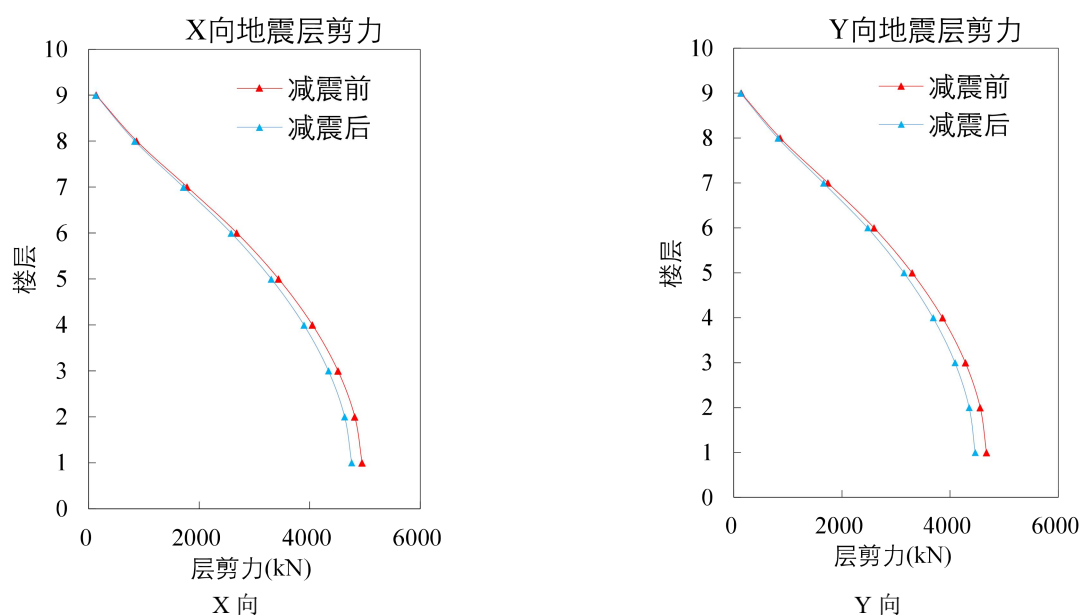


图 4.1.2- 45 扇形黏弹性阻尼器方案小震层间剪力对比

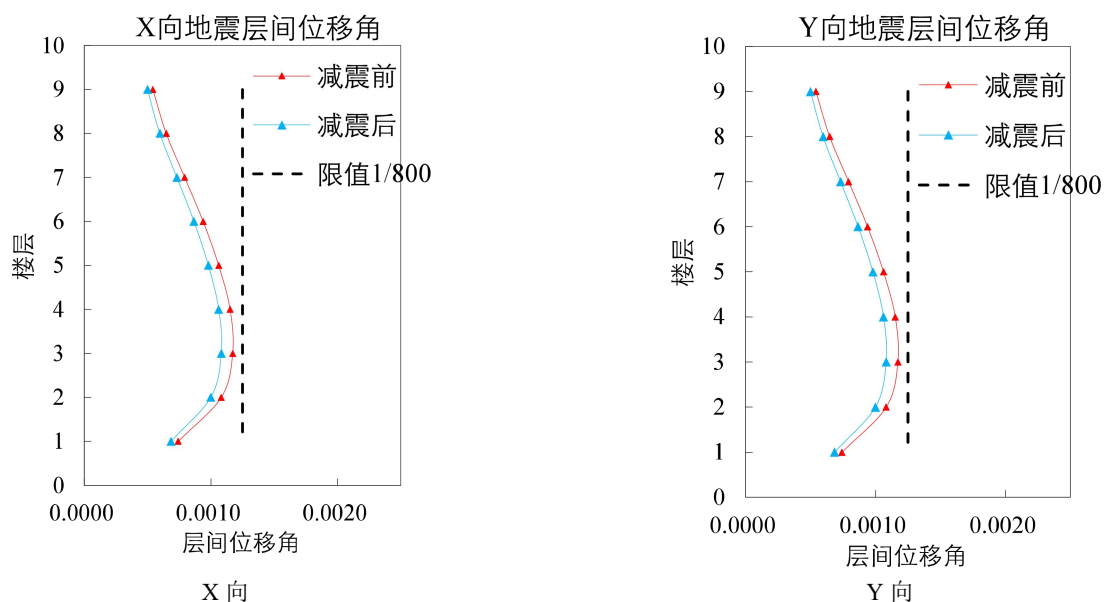


图 4.1.2- 46 扇形黏弹性阻尼器方案小震层间位移角对比

由图 4.1.2-47 可见, 扇形黏弹性阻尼器在小震下阻尼器总计耗能约占 8%, 模态阻尼耗能约占 92%, 在小震时可为结构提供 0.5% (X 向)、0.4% (Y 向) 的附加阻尼比。大震时可为结构提供 1.0% (X 向)、0.9% (Y 向) 的附加阻尼比。。

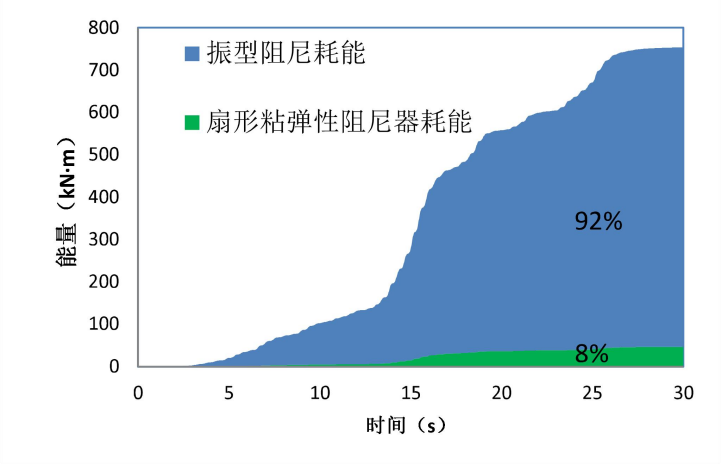


图 4.1.2- 47 扇形黏弹性阻尼器方案地震能量曲线

典型的扇形黏弹性阻尼器不同地震水平下滞回曲线如图 4.1.2-48（位移为角度等效弧长），滞回曲线不如平板式黏弹性阻尼器饱满，位移较小。

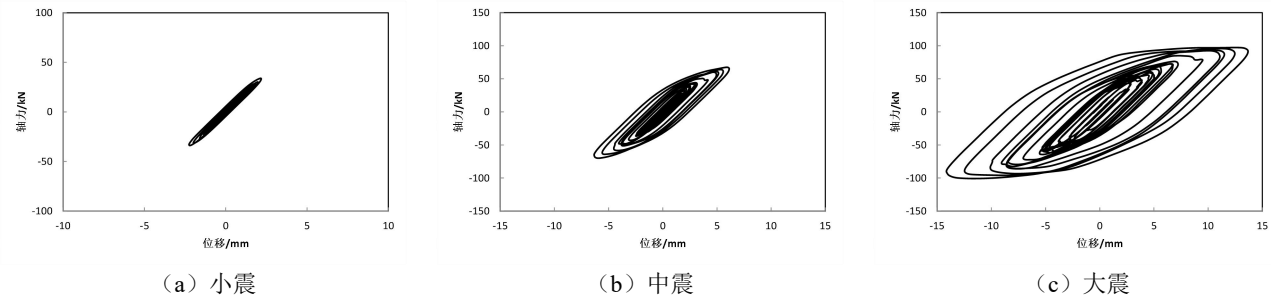


图 4.1.2- 48 扇形黏弹性阻尼器不同地震作用下滞回曲线

⑥ 小结

不同类型的消能减震方案耗能效果汇总如表 4.1.2-7 所示。附加阻尼比越大代表阻尼器对结构的减震效果越好。

表 4.1.2- 7 不同类型消能减震阻尼器耗能效果比较

序号	阻尼器类型	数量	小震附加阻尼比		中震附加阻尼比		大震附加阻尼比	
			X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
1	黏滞阻尼墙	24	3.4%	3.2%	2.6%	2.5%	1.5%	1.4%
2	杆式黏滞阻尼器	24	2.5%	2.3%	1.9%	1.8%	1.4%	1.2%
3	屈曲约束支撑	28	0%	0%	0.8%	0.9%	1.9%	1.8%
4	平板式黏弹性阻尼器	24	0.9%	0.8%	1.3%	1.0%	1.5%	1.3%
5	扇形黏弹性阻尼器	48	0.5%	0.4%	0.9%	0.7%	1.0%	0.9%

由上表可知，数量大致相同时：耗能能力黏滞阻尼墙最优，其次为杆式黏滞阻尼器，屈曲约束支撑、平板式黏弹性阻尼器和扇形黏弹性阻尼器一般；黏滞阻尼墙和黏滞阻尼器随地震水平耗能能力略有下降，而屈曲约束支撑、粘弹性阻尼器随地震水平耗能能力增强。对建筑使用功能的影响来看，黏滞阻尼墙可以放进隔墙中，对建筑功能几乎无影响，扇形阻尼器可以放在房间角落，对使用功能影响也较小，杆式黏滞

阻尼器、曲约束支撑、平板式黏弹性阻尼器需在隔墙旁边布置，需占用少量空间，对使用功能有一定影响；从造价角度，以上几种阻尼器均为较为成熟的减震产品，以本项目所用装置承载力吨位估算，屈曲约束支撑最低，杆式黏滞阻尼器、黏滞阻尼墙、平板式黏弹性阻尼器造价较低，扇形黏弹性阻尼器由于数量稍多造价较高。

综合比较来看，黏滞阻尼墙为本项目较为理想的改建建筑减震加固装置，具有安装方便、对建筑功能影响小的优点，同时拥有较好的耗能能力，见表 4.1.2-8。

表 4.1.2- 8 不同类型消能减震阻尼器综合评价

序号	阻尼器类型	耗能能力	减少对建筑功能影响	造价
1	黏滞阻尼墙	☆☆☆☆☆	☆☆☆☆	☆☆☆☆
2	杆式黏滞阻尼器	☆☆☆☆	☆☆☆	☆☆☆☆
3	屈曲约束支撑	☆☆	☆☆☆	☆☆☆☆☆
4	平板式黏弹性阻尼器	☆☆	☆☆☆	☆☆☆☆
5	扇形黏弹性阻尼器	☆	☆☆☆☆	☆☆

注：4~5 星为较优，2~3 星为一般，1 星为较差。

最终，本项目依托工程中选择黏滞阻尼墙方案，在既有现浇结构改造中安装黏滞阻尼墙，施工中安装照片如图 4.1.2- 49。



a) 阻尼墙整体安装照片



b) 阻尼墙与下部构件连接



c) 阻尼墙与上部结构连接

图 4.1.2- 49 黏滞阻尼墙安装照片

(3) 消能减震装置参数选取研究

经过消能减震装置选型研究对比后，黏滞阻尼墙方案较好的符合混凝土结构改建加固的较优方案。两者均为黏滞类阻尼器，耗能原理较为相似。本节采用控制变量法，以黏滞阻尼墙为例，研究参数的选取范围和优化方法。

黏滞阻尼墙采用等效阻尼系数来模拟。其本构关系如下：

$$F_d = C \dot{u}^\alpha$$

其中 F_d 为黏滞阻尼墙出力， C 为等效阻尼系数， \dot{u} 为剪切速度， α 为阻尼指数。

黏滞阻尼墙剪切速度与出力的关系大致如图 4.1.2-50 趋势：

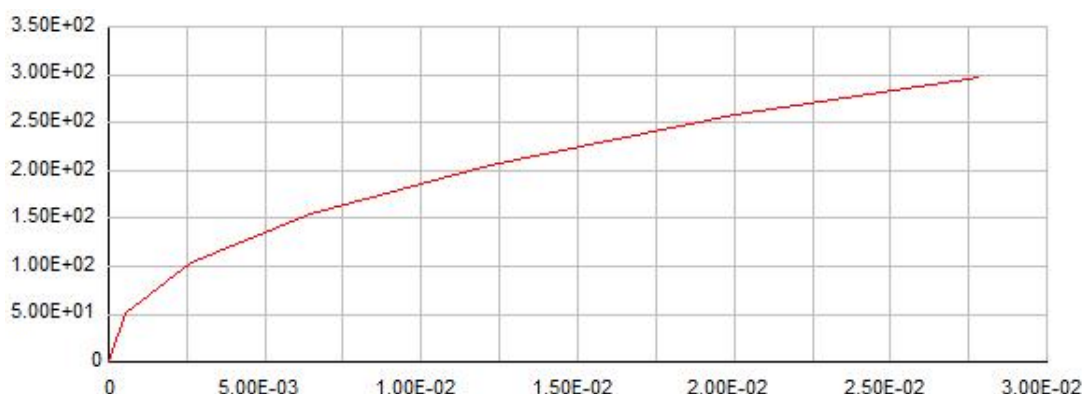


图 4.1.2-50 黏滞阻尼墙本构关系曲线

由此可见，黏滞阻尼墙优化参数主要有黏滞阻尼系数 C 和阻尼指数 α 两个参数。

① 黏滞阻尼墙参数选取范围

(I) 黏滞阻尼系数

根据市场上常见的黏滞阻尼墙参数，黏滞阻尼系数 C 的取值范围较大，为 $50 \sim 6000 \text{ KN} \cdot (\text{s/m})^\alpha$ ，黏滞阻尼墙黏滞系数越大，其出力也越大，加工难度随之提高。一般大于 $2000 \text{ KN} \cdot (\text{s/m})^\alpha$ 的黏滞阻尼墙由于其加工难度大造价较高。

(II) 阻尼指数

常见的黏滞阻尼指数 α 在 $0.2 \sim 0.5$ 之间，阻尼指数越大，滞回曲线越饱满，耗能能力越大。 α 值较小的阻尼器对于强度不大的地震下结构的震动控制较好， α 值较大的阻尼器对于高强度地震下的结构控制及结构的抗倒塌能力作用明显。

② 黏滞阻尼墙参数比选

采用黏滞阻尼墙布置方案，使用控制变量法研究黏滞阻尼系数 C 和阻尼指数 α 对耗能能力的影响。

(I) 黏滞阻尼系数

对比 5 种方案，固定阻尼指数为 0.45，研究黏滞阻尼系数对整体结构耗能能力的影响。黏滞阻尼系数的取值范围为 $200 \sim 3000 \text{ KN} \cdot (\text{s/m})^{0.45}$ ，如表 4.1.2-9 所示。

表 4.1.2-9 黏滞阻尼墙黏滞阻尼系数 C 方案对比

方案	黏滞阻尼系数 $\text{KN} \cdot (\text{s/m})^{0.45}$	黏滞阻尼指数
----	----------------------------------------------	--------

方案	黏滞阻尼系数 $\text{KN} \cdot (\text{s/m})^{0.45}$	黏滞阻尼指数
方案 1	200	0.45
方案 2	400	
方案 3	800	
方案 4	1600	
方案 5	3000	

采用不同的黏滞阻尼系数，对整体结构的耗能效果影响如图 4.1.2-51 所示。可以看出黏滞阻尼系数并非越大越好，随着黏滞阻尼系数的增大，剪切速度下降，带来的耗能能力也相应下降。黏滞阻尼系数对给定的结构有最优范围，可以通过不断调节参数选取最优参数方案。对于本结构，黏滞阻尼系数最优值约为 $800 \text{ KN} \cdot (\text{s/m})^{0.45}$ 左右，对应最大的附加阻尼比 3.3%。

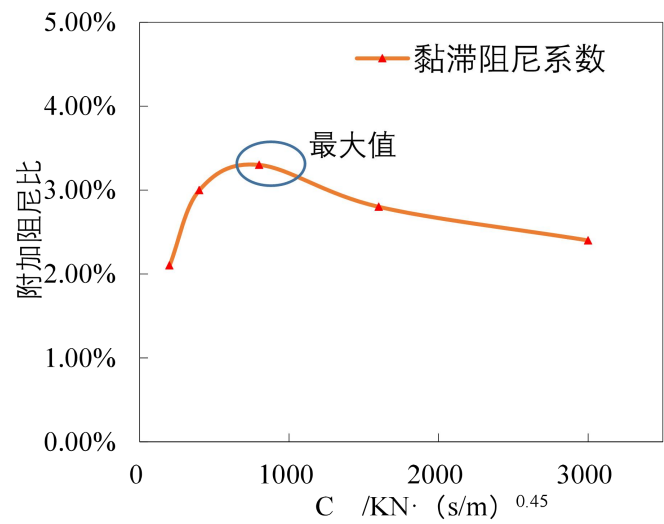


图 4.1.2- 51 黏滞阻尼系数对耗能效果的影响

(II) 阻尼指数

对比 5 种方案，固定粘滞阻尼系数为 $800 \text{ KN} \cdot (\text{s/m})^{0.45}$ ，研究阻尼指数对整体结构耗能能力的影响。阻尼指数的取值范围为 0.2~0.5，如表 4.1.2-10 所示。

表 4.1.2- 10 黏滞阻尼墙阻尼指数 α 方案对比

方案	黏滞阻尼系数 $\text{KN} \cdot (\text{s/m})^{0.45}$	黏滞阻尼指数
方案 1	800	0.2
方案 2		0.3
方案 3		0.4
方案 4		0.45
方案 5		0.5
方案 6		0.6

采用不同的阻尼指数，对整体结构的耗能效果影响如图 4.1.2-52 所示。可以看出，附加阻尼比随着黏

滞阻尼指数的提高而提高，到达 0.45 以后耗能能力区别不大。考虑到阻尼指数越高，其加工难度越大，对于本结构，阻尼指数可考虑取值 0.45，对应的附加阻尼比 3.3%。

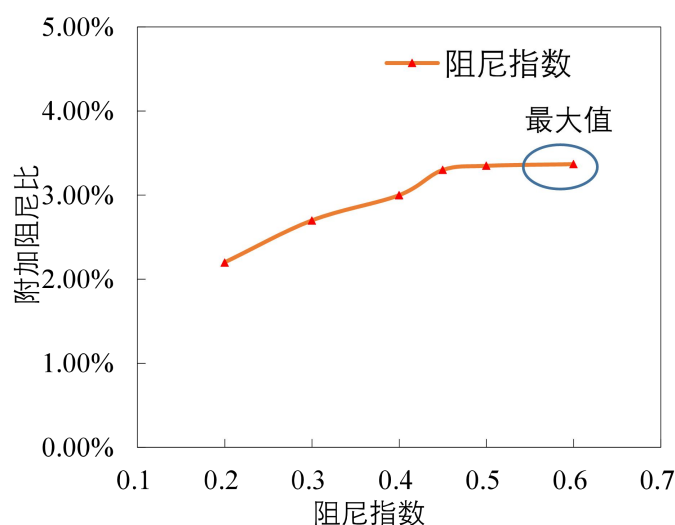


图 4.1.2- 52 阻尼指数对耗能效果的影响

(4) 消能减震装置在建筑中布置位置研究

装配式减震结构中，减震装置一般是和支撑(支承构件)一起布置在结构中，支撑(支承构件)和减震装置构成消能部件。常见的布置形式有单斜撑、“V”字形撑、“人”字形等，概念设计阶段应根据减震装置的类型、构造及原结构空间使用、建筑设计、施工和检修要求选择消能部件的类型。减震装置的设置，应便于检查、维护和替换，设计文件中应注明减震装置使用的环境、检查和维护要求。

抗震结构体系要求受力明确、传力途径合理、传力路线连续，消能部件的布置应使结构形成均匀合理的受力体系，减少不规则性，提高整体结构的消能能力。

确定减震结构设计方案时，减震装置的布置应符合下列规定：

减震装置的布置根据需要沿结构主轴方向对称、周边设置，宜使结构在两个主轴方向动力特性相近。

减震装置的竖向布置宜使结构沿高度方向刚度均匀，不宜使结构出现薄弱构件或薄弱层。

减震装置宜布置在相对位移或相对速度较大的楼层，同时可采用合理形式增加阻尼器两端的相对变形或相对速度的技术措施，提高阻尼器的减震效率。

① 黏滞阻尼墙平面布置研究

对于本项目，黏滞阻尼墙需结合交通筒或公共区域的隔墙位置，布置在结构的中下部。对比 3 种黏滞阻尼墙布置方案，如下图所示。

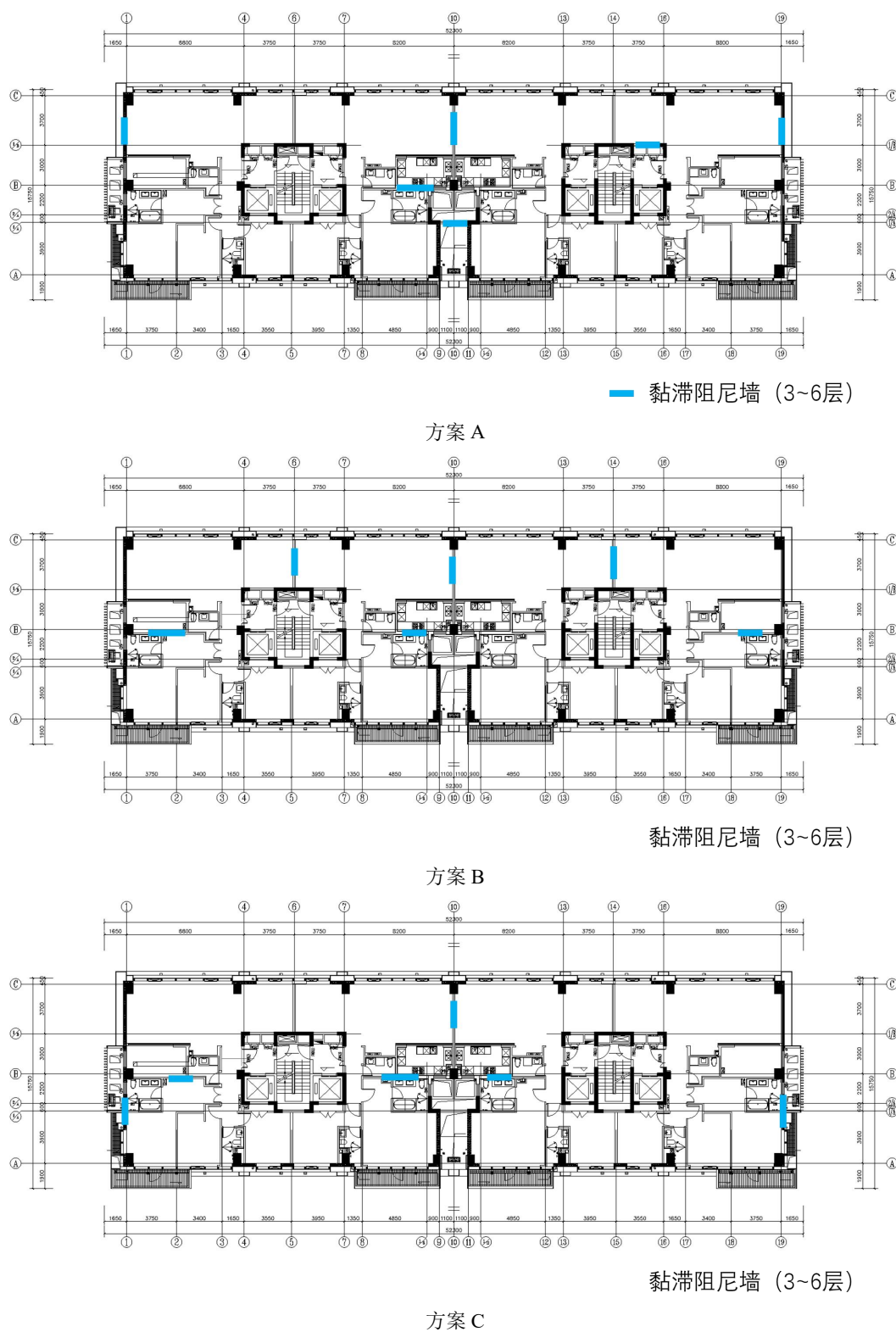


图 4.1.2- 53 黏滞阻尼器平面布置不同方案

对比三种布置方案的耗能能力，如表 4.1.2- 11 所示。

表 4.1.2- 11 不同黏滞阻尼墙平面布置方案耗能效果对比

方案	附加阻尼比	
	X 向	Y 向
方案 A	3.4%	3.2%
方案 B	2.6%	1.8%
方案 C	2.7%	3.1%

由方案 A 和方案 B 对比可知，黏滞阻尼墙一般应布置在结构框架柱或剪力墙等竖向构件之间。如果黏滞阻尼墙两侧无竖向构件，仅有框架梁等水平构件，其剪切变形较小，无法有效的将结构整体剪切变形传递到黏滞阻尼墙耗能装置上，导致结构整体耗能能力较弱。

由方案 A 和方案 C 对比可知，黏滞阻尼墙布置一般应分散布置，更容易发挥其耗能效率。如果黏滞阻尼墙集中布置在同一方向的同一榀框架，该榀框架剪切变形得到有效降低，但其他位置的剪切变形无法通过结构构件传递到该榀框架中，导致受力过于集中，黏滞阻尼墙耗能效率降低。

② 黏滞阻尼墙立面布置研究

对于本项目，黏滞阻尼墙可布置楼层为 1~9 层，对比 3 种不同楼层立面组合方案，如图 4.1.2- 54 所示。

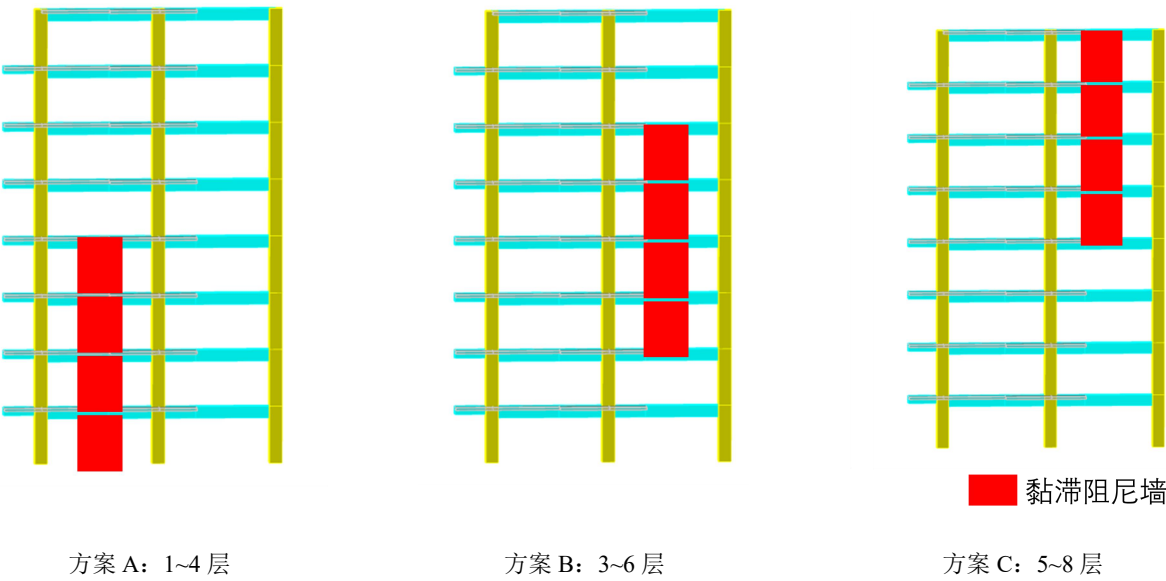


图 4.1.2- 54 黏滞阻尼器立面布置不同方案

计算分析三种布置方案的耗能能力，结果如表 4.1.2- 12 示。

表 4.1.2- 12 不同黏滞阻尼墙立面布置方案耗能效果对比

方案	附加阻尼比	
	X 向	Y 向
方案 A	2.6%	2.5%
方案 B	3.4%	3.2%

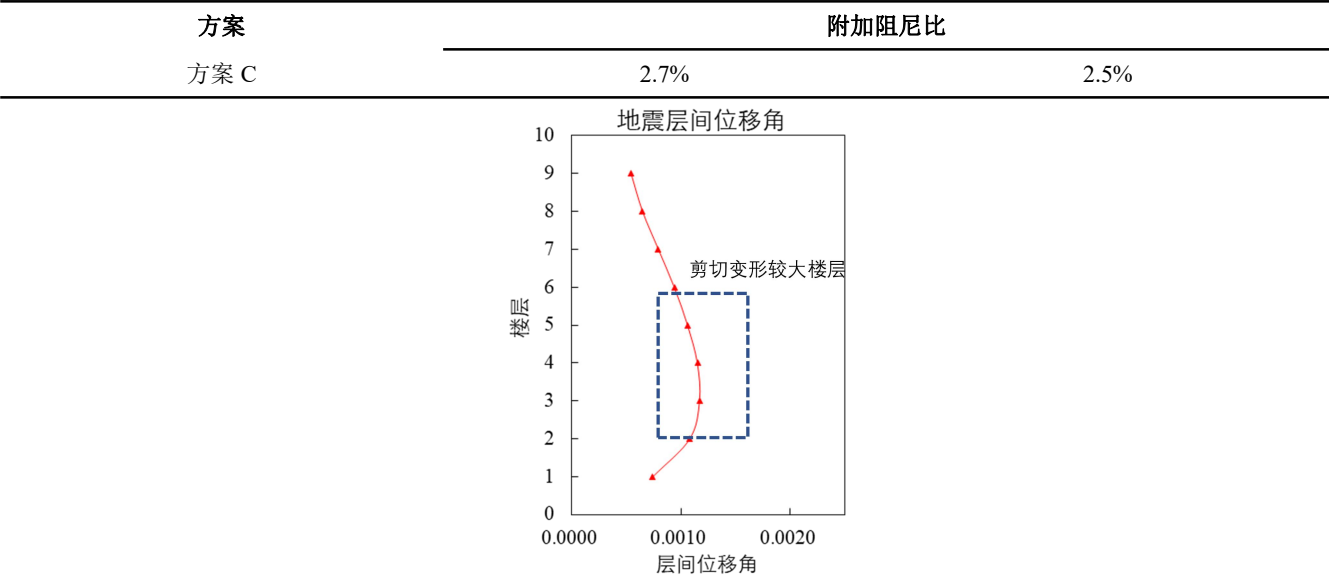


图 4.1.2- 55 剪切变形与黏滞阻尼器楼层的对应关系

三种方案对比显示方案 B 减震效率最高。由此可知，黏滞阻尼墙一般应布置结构剪切变形较大的楼层。下图为结构层间位移角曲线，可以看出结构最大的剪切变形在楼层中下部，黏滞阻尼墙布置在这些楼层可以有效利用层间剪切变形进行耗能，减震效率较高。

(5) 消能减震装置与既有混凝土结构的连接研究

针对上文中研究的多种减震装置，分别对其与既有混凝土结构连接节点进行研究。减震装置与既有混凝土结构的连接可大致分为墙式连接节点（以黏滞阻尼墙为代表）、支撑半刚性连接节点（以 BRB 为代表）、销轴式支撑连接节点（以杆式黏滞阻尼器为代表）三类。本项研究设计参考了减震装置节点的成熟做法和混凝土结构加固常用做法，具有较高的可实施性与可靠性。

① 黏滞阻尼墙

黏滞阻尼墙与装配式混凝土结构的连接为连接钢板+化学植筋的方式，图 4.1.2-56 为这种连接方式的具体构造示意图。化学植筋与表明连接钢板通过焊接连接，在阻尼墙与过渡梁连接时同样可以采用焊接或螺栓连接两种形式，图中采用螺栓连接。不论选取何种连接方式，均需要保证连接的可靠性，使得连接处不会先于阻尼墙发生破坏、滑移等现象。

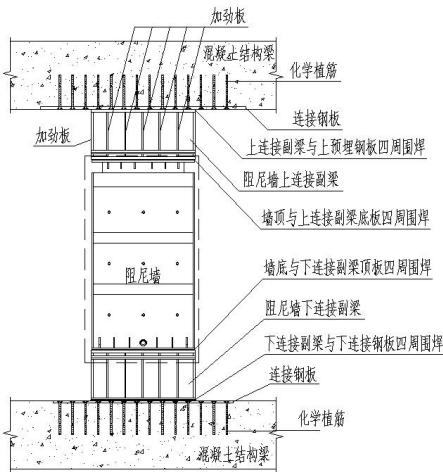


图 4.1.2- 56 既有混凝土结构中黏滞阻尼墙连接节点

当计算下部混凝土梁顶面和上部混凝土梁底面连接钢板时，计算内容包括锚筋的数量、直径、长度等，确保预埋件不会先于阻尼墙发生破坏、滑移。类似的，上、下连接副梁与阻尼墙及连接钢板之间焊接或采用螺栓连接，图中上、下连接副梁与阻尼墙及预埋钢板之间均采用了焊接的形式。

② 屈曲约束支撑

屈曲约束支撑在既有混凝土结构中装配式连接方式为在混凝土梁柱端部植筋埋件，屈曲约束支撑通过节点板和连接板与埋件焊接，具体构造如图 4.1.2-57 所示。在计算屈曲约束支撑与混凝土梁柱构件之间的连接节点时，植筋长度应满足规范要求，保证预埋件与混凝土梁柱之间不产生滑移；节点板的强度和稳定性应进行验算，计算加劲肋、节点板、预埋板之间的焊缝，使连接节点承载力高于屈曲约束支撑。焊接前还需对原有钢结构表面进行打磨处理，以保证焊接质量。

当屈曲约束支撑为人字形支撑时，顶部可以采用外包钢板的方式进行连接，如图 4.1.2-58 所示。当梁尺寸不超过 500mm 时，螺栓可以不穿透混凝土梁。钢板与混凝土梁之间采用水泥灌浆料或结构胶灌注；当受力较大且原结构节点处抗震构造措施较好时，螺栓应植入原混凝土梁内。

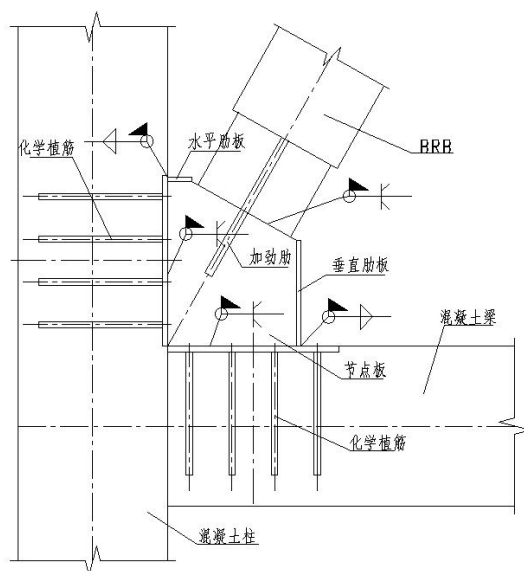


图 4.1.2- 57 既有混凝土结构中 BRB 连接节点（支撑角部）

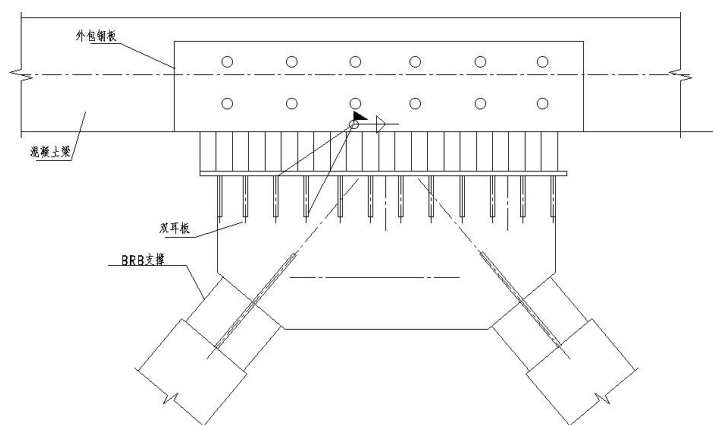


图 4.1.2- 58 既有混凝土结构中 BRB 连接节点（人字形支撑顶部）

③ 杆式黏滞阻尼器/黏弹性阻尼器

杆式黏滞阻尼器与黏弹性阻尼器的连接构造相似，在结构中有多种应用方式：如图 4.1.2-59 所示，与人字支撑组合成为黏滞阻尼支撑；此外，单个杆式阻尼器还能用作单斜杆黏滞阻尼支撑，如图 4.1.2-60 所示。

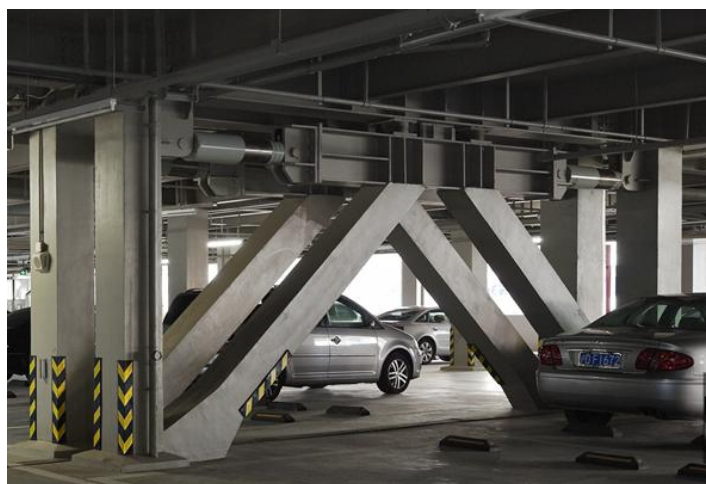


图 4.1.2- 59 组合黏滞阻尼支撑

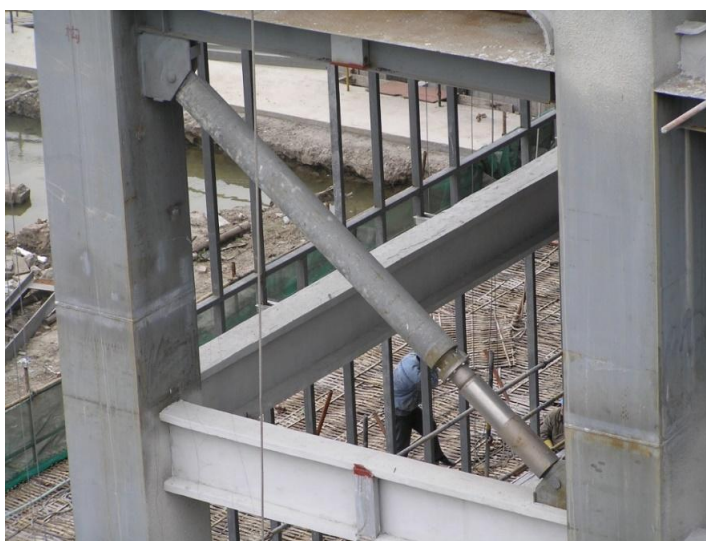


图 4.1.2- 60 单斜杆黏滞阻尼支撑

从这几幅图可以看出，尽管杆式黏滞阻尼器/黏弹性阻尼器有不同的应用方式，但与其他构件的连接方式较为类似，均是采用销轴连接的方式，因此这里仅以单斜杆黏滞阻尼支撑的连接节点为例对其构造进行设计。

类似黏滞阻尼墙与既有混凝土的连接，单斜杆黏滞阻尼器与既有混凝土结构的连接采用化学植筋的方式，在混凝土梁柱端部表面设置连接埋件时，节点连接构造如图 4.1.2-61 所示。双耳板焊接在预埋件上，杆式黏滞阻尼器通过销轴与双耳板连接。

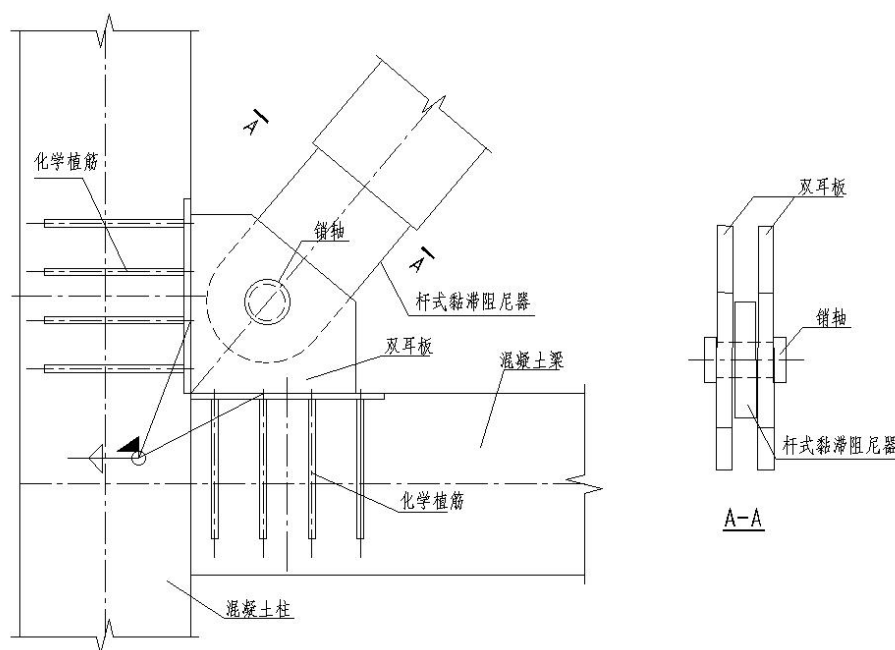


图 4.1.2- 61 既有混凝土结构与杆式黏滞阻尼器连接节点

在计算阻尼器与既有混凝土梁柱构件之间的连接节点时，应对节点板的强度和稳定性进行验算，并对销轴强度和刚度进行验算；同时需通过计算确定预埋钢板的厚度、锚筋直径、数量和长度以保证预埋件的安全性。

(6) 小结

1) 减震技术已经发展日趋成熟，在既有现浇建筑中，减震改造加固方法与传统的增加截面加固方法相比，可以通过减震装置消耗地震能量，而非通过结构“硬抗”对抗地震作用，因此可以大幅减小加固量，提高建筑内部空间使用率，具有广阔的应用前景。

2) 通过对比黏滞阻尼墙、杆式黏滞阻尼器、屈曲约束支撑、平板式黏弹性阻尼器和扇形黏弹性阻尼器 5 种消能减震装置的耗能情况和对建筑使用功能的影响程度，发现黏滞阻尼墙具有耗能能力强、安装方便、对建筑功能影响小等优点，对既有现浇建筑的减震改造适用性最高，最终改造项目中选择安装黏滞阻尼墙。

3) 经过选型研究，认为黏滞阻尼墙为最适合本项目的减震方案，在此基础上进行了黏滞阻尼墙的参数选取范围和布置位置研究。研究发现，黏滞阻尼墙平面中布分散布置，立面中布置结构剪切变形较大的中部楼层，可以获得较高的减震效率。

4) 针对常用的减震装置类型，本课题还研究设计了黏滞阻尼墙、杆式黏滞阻尼器、屈曲约束支撑、黏弹性阻尼器与既有混凝土结构的连接方式，主要连接方式有化学植筋+连接钢板、外包钢板连接等。

4.2 既有结构与预制构件新型连接技术研究

在装配式混凝土结构体系当中，预制构件间的连接（节点）对于结构的整体性、荷载传导、抗震耗能起着至关重要的作用，特别是承载力构件的连接。因此，在住宅产业化建设中推广应用更新、更好的连接方式，在设计中采用最为恰当的连接方式是装配式混凝土结构发展的重中之重。

预制构件的连接节点受力薄弱和施工不便，成为制约预制装配式建筑发展的主要障碍。针对预制装配

式建筑连接形式目前存在的问题，以新型预制构件连接方式为重点，基于结构安全可靠，同时考虑施工便捷性、施工质量可靠性；分析预制砼构件与现浇结构连接节点的受力特性，创新连接节点做法，优化现有装配结构的做法。

4.2.1 改建建筑既有现浇结构与装配式连接节点研究

一期2栋沿江建筑（12#、13#），根据上海市规划要求保留沿江世博大道既有风貌，需保留原外立面风格大致不变，根据上海市绿色建筑发展规划，本工程需将装配整体式结构体系应用到改建建筑中，预制率需达到40%。

在课题“既有现浇结构建筑拆留技术研究”中，我们解决了结构拆留的问题，而12#、13#为框架-核心筒结构，要满足40%的预制率，除叠合板和楼梯板外，还必须将整个外墙应用外墙PCF板（预制夹心保温外挂墙板），外墙PCF板如何与保留外框架结构相连，是本课题的研究重点。

与常规新建预制装配施工相比，本项目改建楼栋的保留框架部位，其预制装配的施工步骤比较多，过程控制比较复杂。为便于指导现场施工，在现场尚不具备施工条件的情况下，选取该项目一处典型保留框架进行设计模拟，然后在现场进行样板施工，模拟整个预制装配的施工过程，形成详细的指导现场作业的施工技术交底文件。

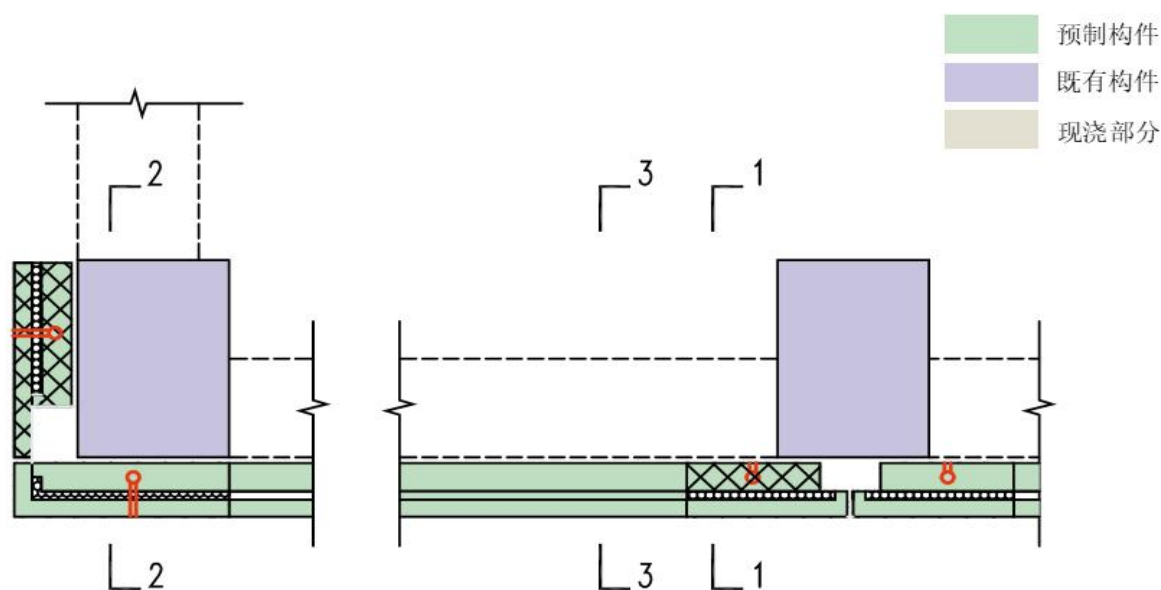


图 4.4.1-1 典型构件三处节点位置选取

(1) 预制外挂墙板上部节点设计

如图 4.4.1-2 所示，预制外挂墙板与主梁连接采用线连接方式，考虑施工误差和安装误差，设置 20mm 的误差缝。

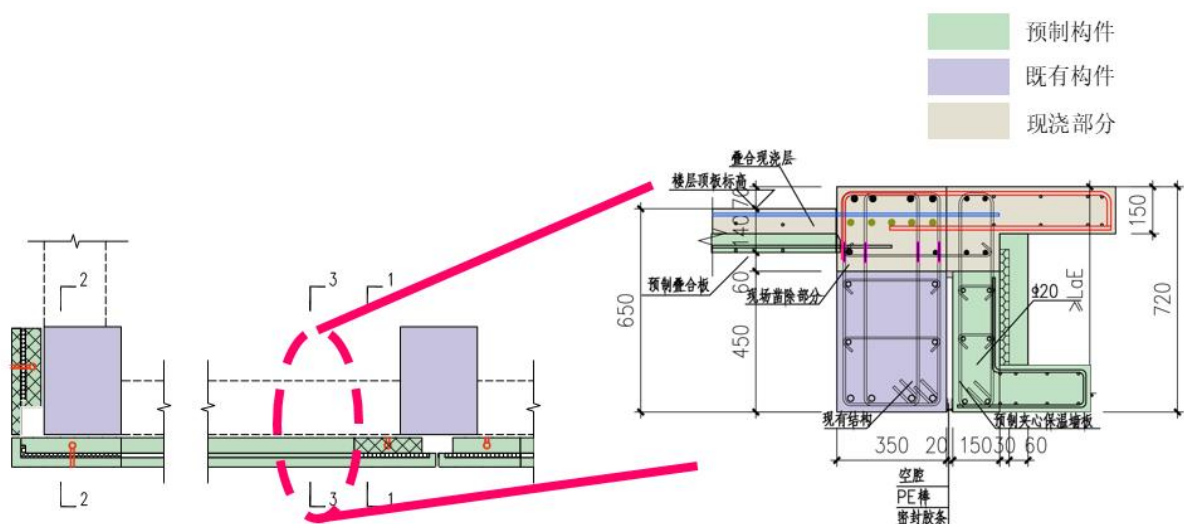


图 4.4.1-2 与主梁线连接方式

(2) 预制外挂墙板下部节点大样

如图 4.4.1-3 所示, 预制墙体下部, 预留 $\phi 40$ 螺纹盲孔, 下部预留插筋 $\phi 20$ 钢筋, 灌浆灌满。

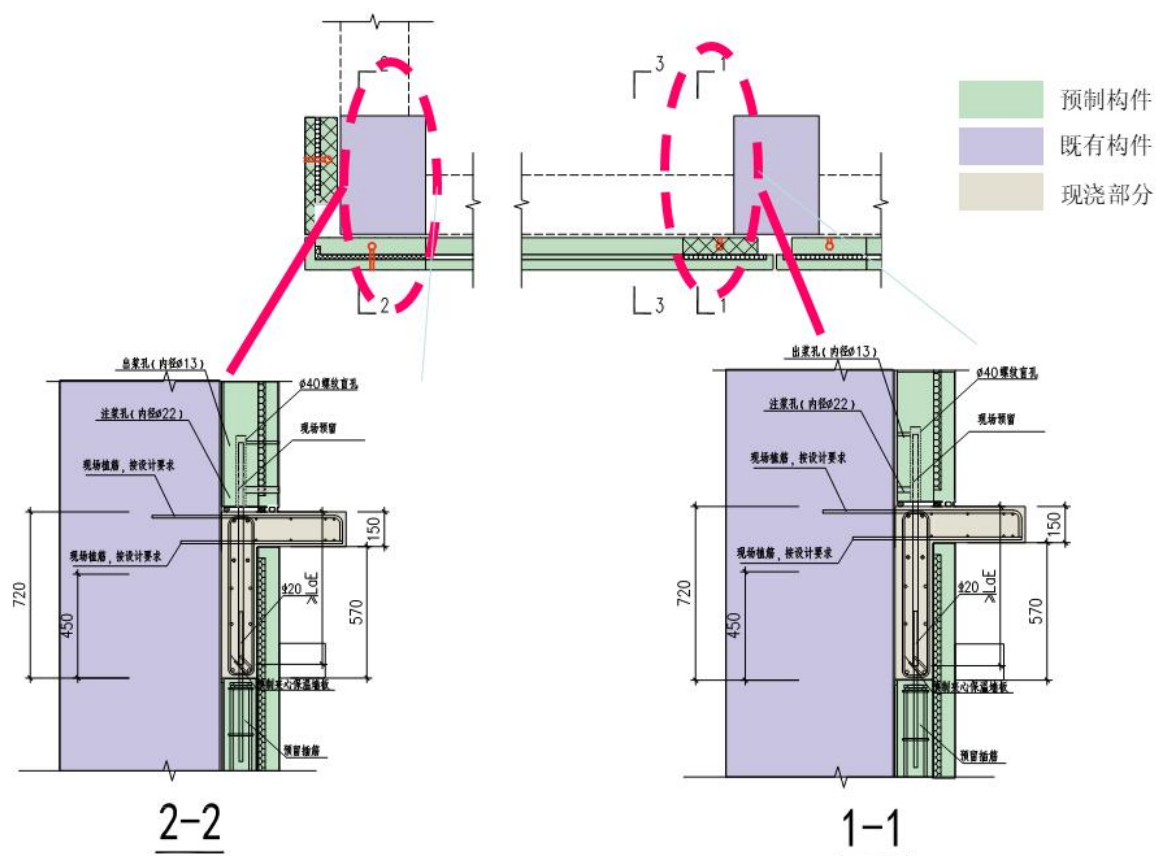


图 4.4.1-3 下部连接节点

(3) 预制外挂墙板竖缝节点大样

预制墙板之间的拼缝如图 4.4.1-4。

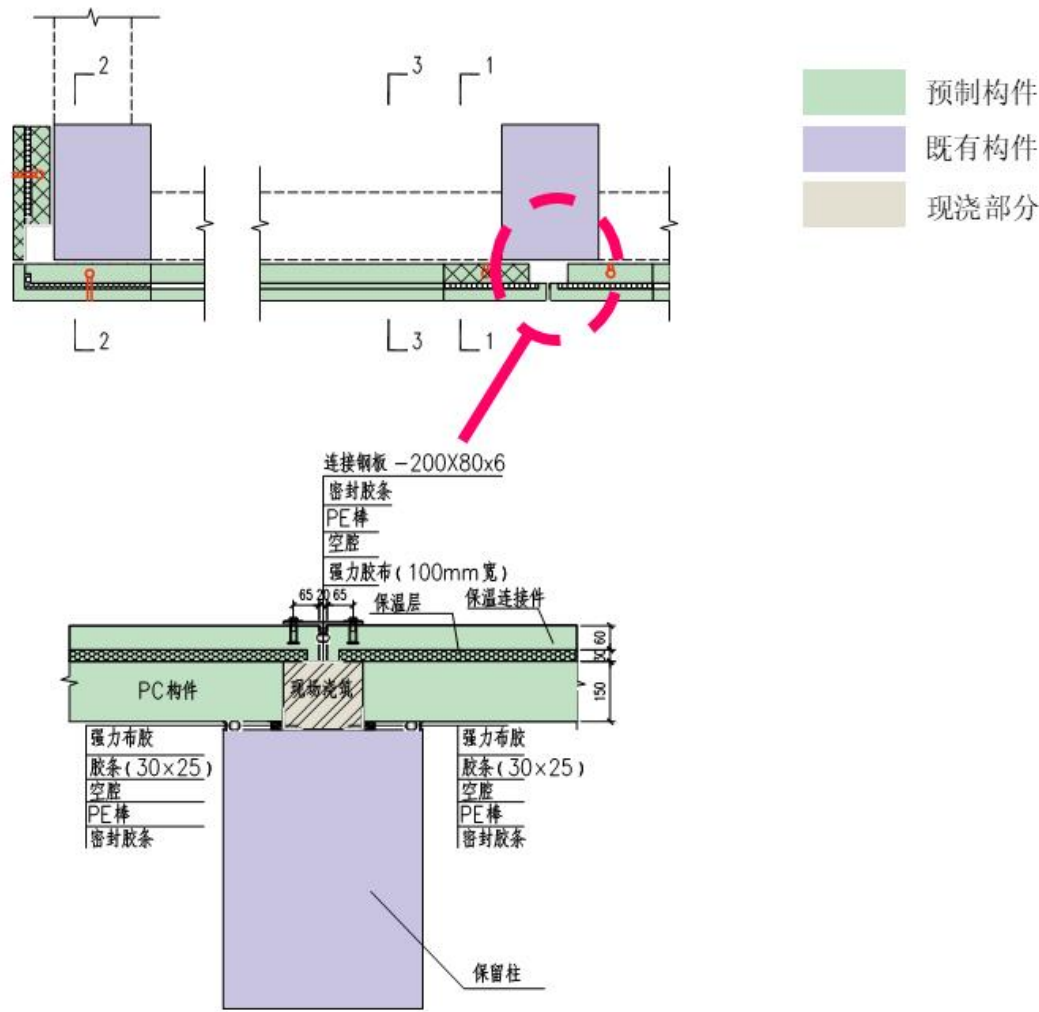


图 4.4.1-4 预制墙板竖缝节点大样

(4) 典型预制夹心保温外挂墙板

为了运输和施工便利，将预制夹心保温外挂墙板拆分成三个部分。

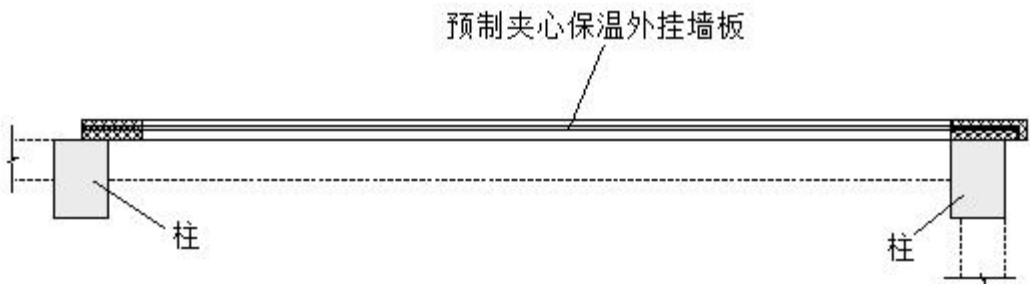


图 4.4.1-5 T2 户型所选取典型构件平面位置关系图

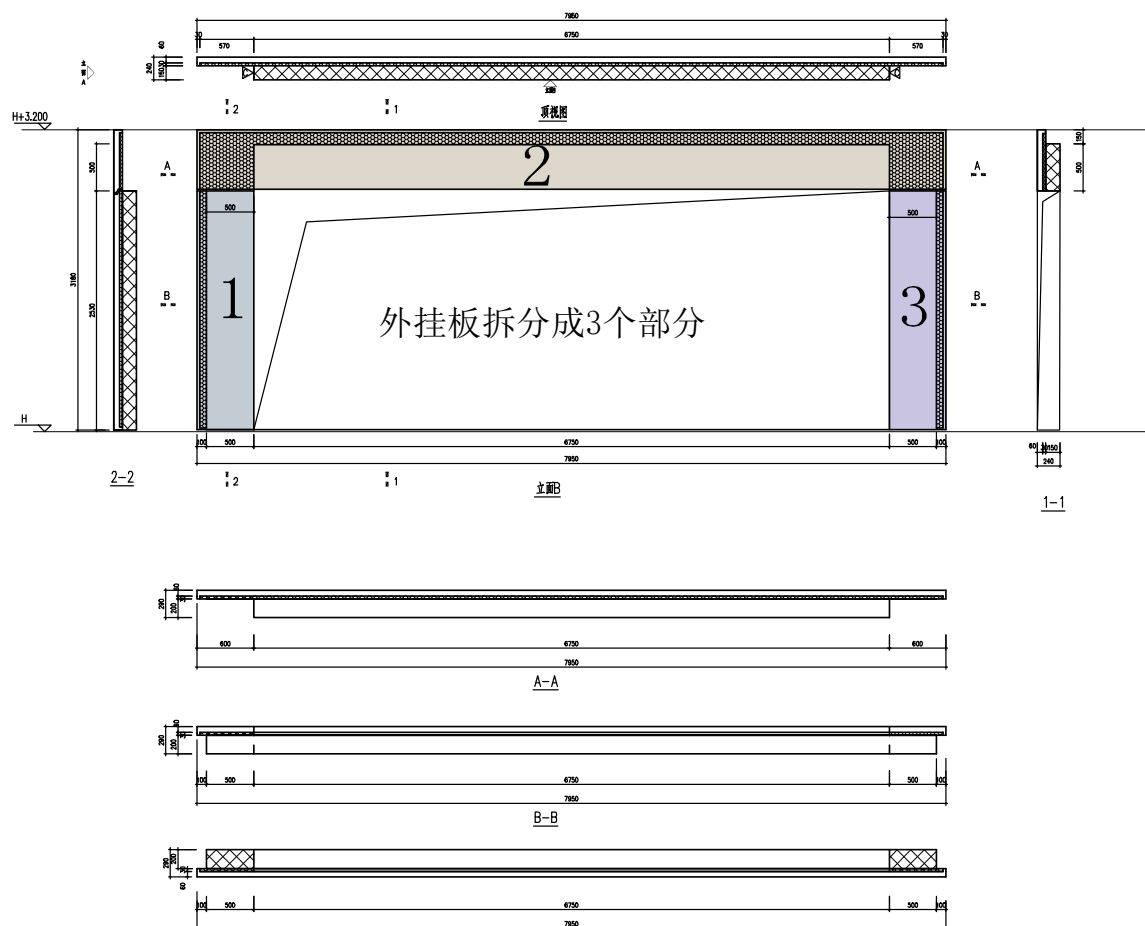


图 4.4.1-6 T2 户型所选取典型构件图

- ① 剔除已有梁顶面至指定标高；切除一定长度箍筋（预留伸出长度需满足焊接长度要求和施工操作空间）；纵筋切除中间部分，梁端预留一定长度的纵筋。如图 4.4.1-7 所示：

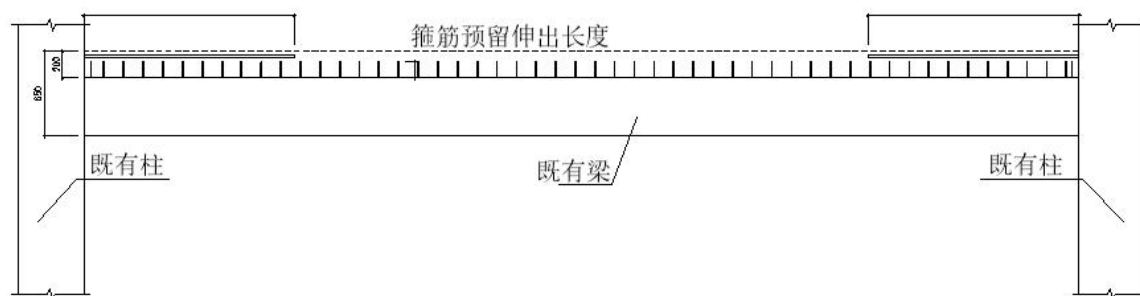


图 4.4.1-7 既有梁顶面凿除

- ② 原梁高 650mm，改造后梁高 720mm；梁顶纵筋植入梁柱节点核心区、梁顶纵筋焊接加密区的箍筋植入已有梁内；梁顶纵筋焊接，箍筋焊接。如下图所示：

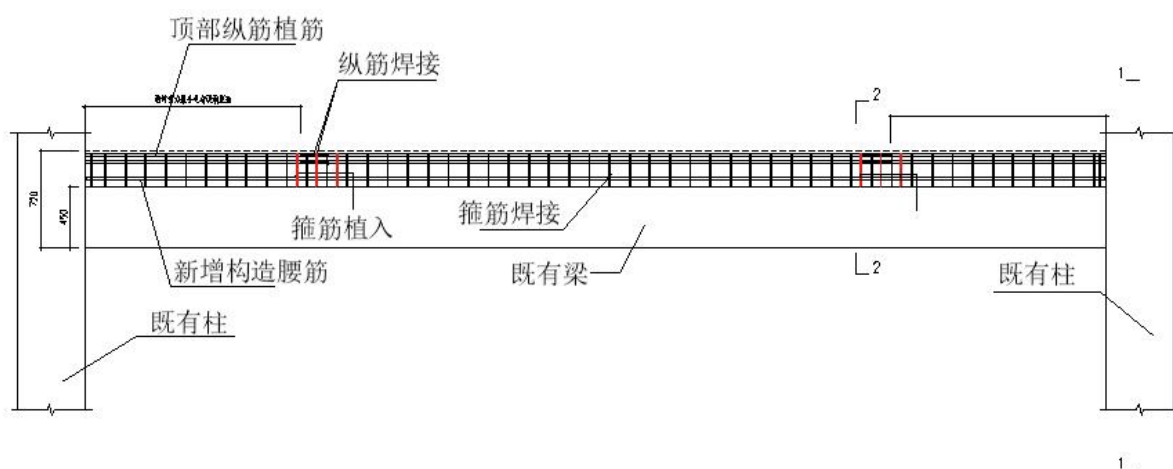


图 4.4.1-8 既有梁钢筋连接

- ③ 吊装外挂板第 2 部分到相应位置，设置支撑，安装模板；布置挑板钢筋及现浇区域相应纵筋。外挂板所受荷载是通过挑板伸入梁内的钢筋（红色标注）传递到主体结构，如图 4.4.1-9 所示：

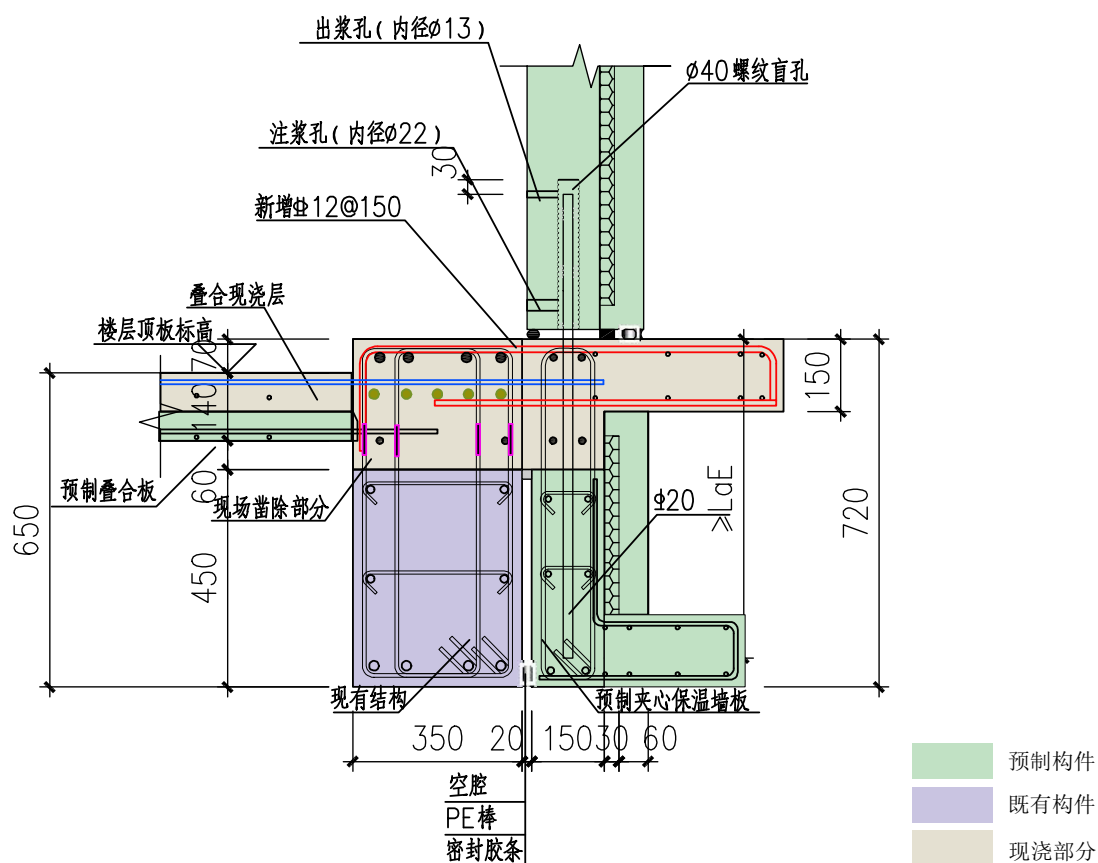


图 4.4.1-9 节点连接一

- ④ 吊装外挂板第 1 和 3 部分到相应位置，设置支撑，安装模板；螺纹盲孔插筋，布置挑板钢筋（需植入到梁柱节点核心区）。如图 4.4.1-10 所示：

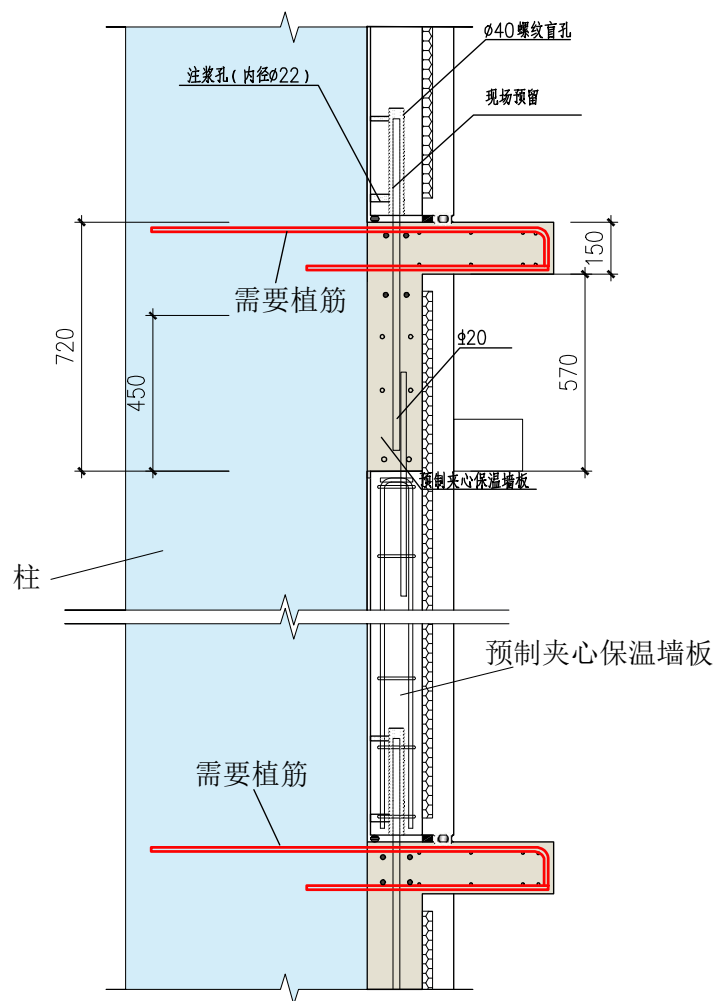


图 4.4.1-10 节点连接二

- ⑤ 预制外挂墙板第 1、3 部分与第 2 部分，通过预留伸出钢筋及后浇段连接。如下图所示：

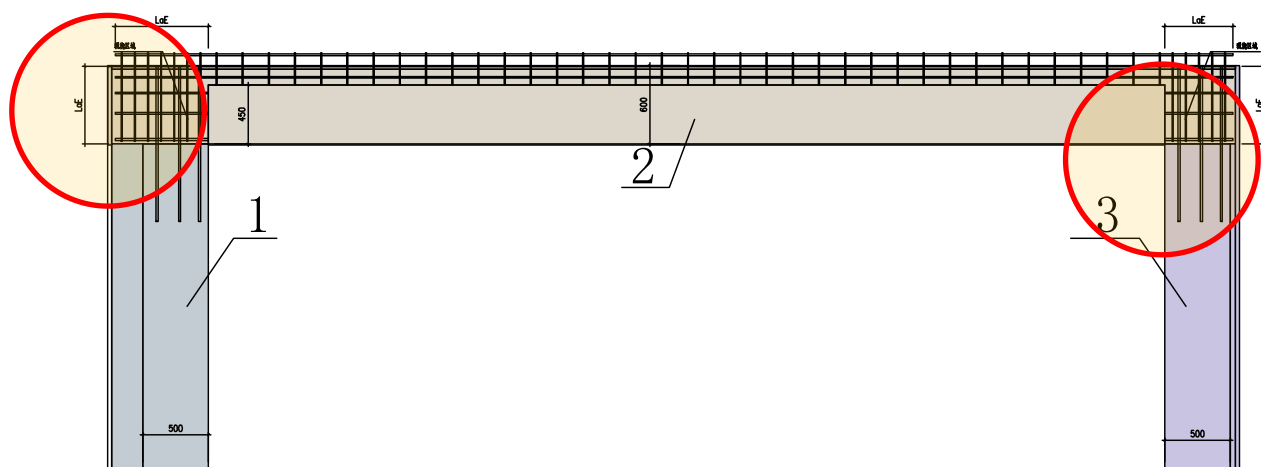


图 4.4.1-11 梁柱连接

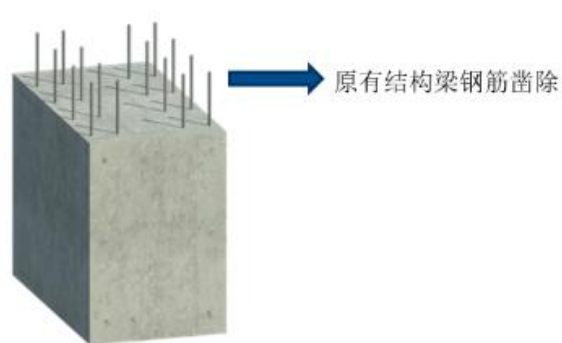
(5) 施工模拟

根据设计方案，改建建筑典型节点的现场施工分 11 道工序，并利用 BIM 技术形成可以指导现场施工的

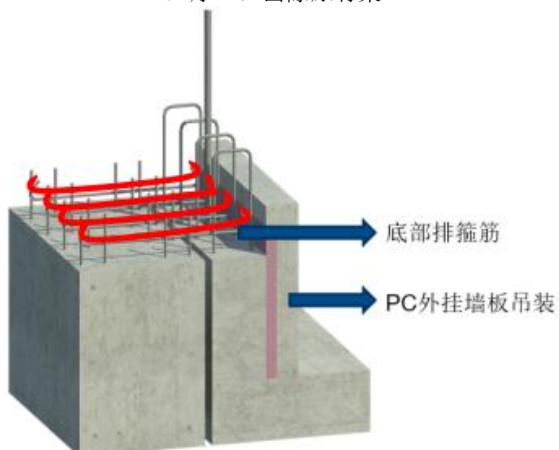
交底。



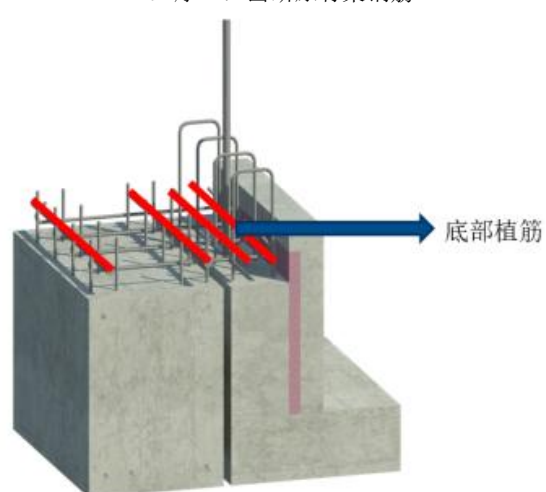
工序一：凿除原有梁



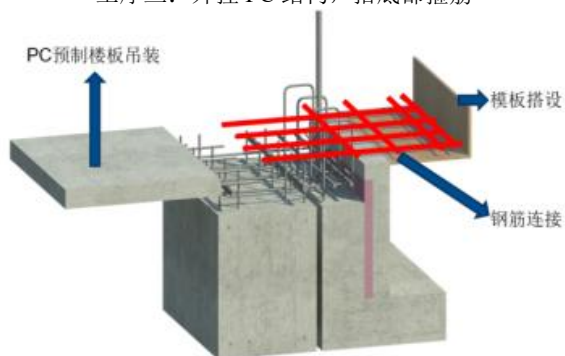
工序一：凿断原有梁钢筋



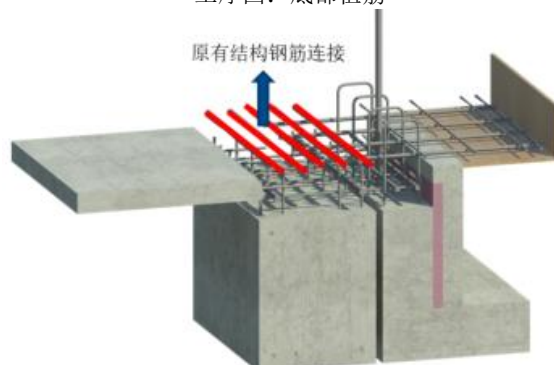
工序三：外挂 PC 结构，搭底部箍筋



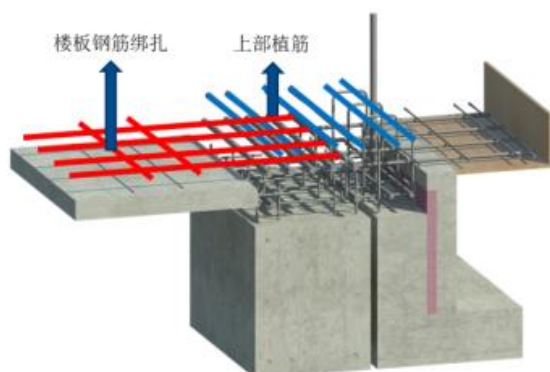
工序四：底部植筋



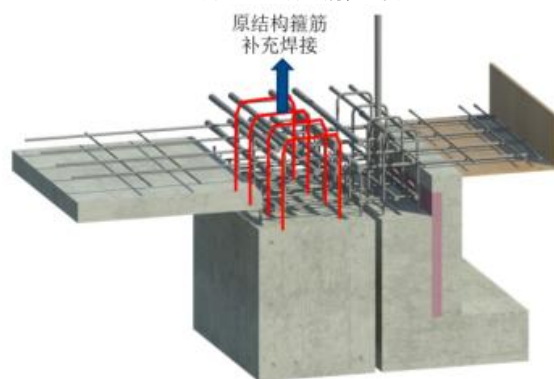
工序五:PC 楼板连接、模板搭设及钢筋连接



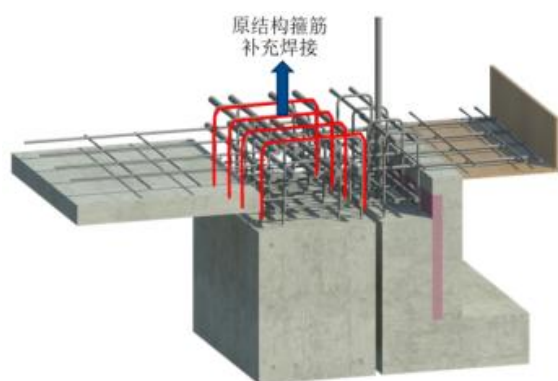
工序六:原有钢筋连接



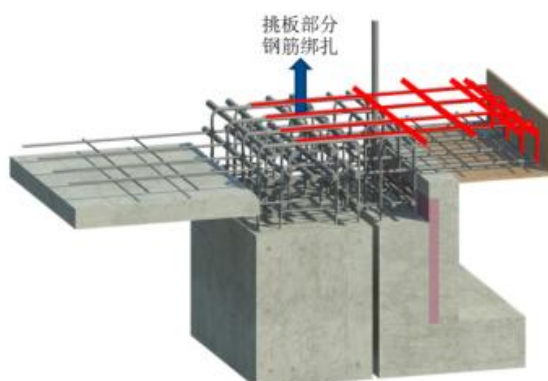
工序七：上部植筋及楼板钢筋绑扎



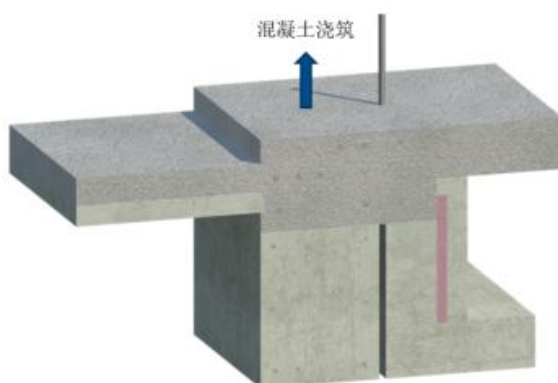
工序八:原结构箍筋补充焊接(一)



工序九：原结构箍筋补充焊接(二)



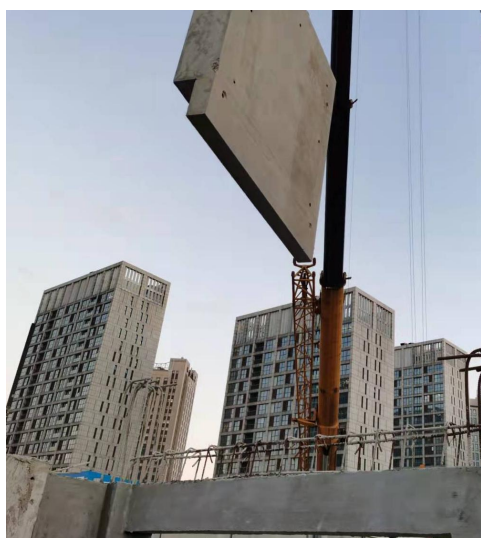
工况十：挑板部分钢筋绑扎



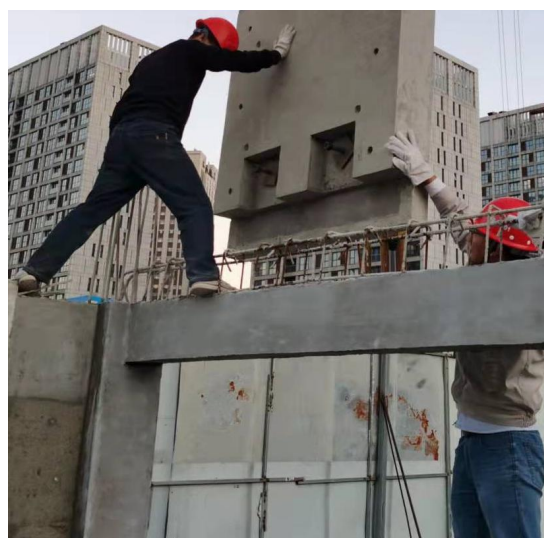
工况十一：混凝土浇筑施工

图 4.4.1-12 既有主体结构与外挂板改造连接节点施工流程示意图

(6) 现场实施照片



(a) 墙板的吊装



(b) 墙板的安装一



(c) 墙板的安装二



(d) 安装就位后的墙板

图 4.4.1- 13 装配式墙板的现场实施

4.2.2 超高性能混凝土（UHPC）的研究与应用

(1) UHPC 的原理^[9]

UHPC 是一种高强度、高韧性、低孔隙率的超高强水泥基材料。它的基本配制原理是：通过提高组分的细度与活性，不使用粗骨料，使材料内部的缺陷（孔隙与微裂缝）减到最少，以获得超高强度与高耐久性。

UHPC 所用材料与普通混凝土有所不同，其组成材料主要包括以下几种：水泥、级配良好的细砂、磨细石英砂粉、硅灰等矿物掺合料、高效减水剂。当对韧性有较高要求时，还需要掺入微细钢纤维。

① 提高匀质性，减少材料内部缺陷

对于大多数固体材料，理论抗压强度值一般为其弹性模量值的 $0.1 \sim 0.2$ 倍，但实测值只有其弹性模量的 $(0.1 \sim 0.2) \times 10^{-3}$ 倍。两者相差上千倍，其原因就是由于材料内部结构不完善、存在大量缺陷。因此要充分发挥材料的性能就必须尽量减少缺陷、提高匀质性。

普通混凝土硬化前，一方面，水泥浆体中的水分向亲水的集料表面迁移，在集料表面形成一层水膜，从而在硬化的混凝土中留下细小的缝隙；此外，浆体泌水也会在集料下表面形成水囊而形成裂缝；另一方面，由于骨料和硬化水泥浆体弹性模量不同（相差 $1 \sim 3$ 倍），由于环境湿度、温度变化而引起的变形不同，骨料与水泥浆体界面存在应力而产生微裂缝。这样，混凝土在承受荷载作用以前，界面处就充满了原始微裂缝。在荷载作用下，浆体与骨料的界面上产生剪应力和拉应力，导致原始微裂缝的扩展。随着应力的增长，裂缝不断生长并伸向水泥石，最终导致浆体的断裂。

所以 UHPC 在配制时，就需要采取措施消除上述不利影响，主要是通过以下途径来消除缺陷、提高 UHPC 的匀质性：

(I) 去除粒径大于 1mm 的粗骨料，以改善内部结构的均匀性

混凝土受到荷载作用后，粗骨料与砂浆界面处应力集中，极易引起破坏。骨料界面微裂缝的长度和宽度与骨料粒径尺寸有关，骨料粒径减小，裂缝长度和宽度也小。因此 UHPC 不用粗骨料，只用细骨料，可以极大地减少界面微裂缝的长度和宽度，同时骨料粒径的减少，其自身存在的缺陷的几率也减小，从而 UHPC 整个基体的缺陷也随之减少。

(II) 改善浆体的力学性能，强化浆体与骨料的界面

普通混凝土中的骨料和浆体界面由于水分的迁移而形成一个过渡区：越靠近骨料表面，水胶比越大，水泥水化生成的 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 越富集，取向程度也越大，硬化后孔隙率也越大。因此界面过渡区是混凝土的薄弱环节。水胶比是影响过渡区的主要因素，UHPC 有很低的水胶比（不大于 0.2），过渡区就很薄，而且由于含有较多硅灰，可与富集在骨料周围的 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 反应生成水化硅酸钙凝胶而大大削弱 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 的富集与取向；在热处理的过程中，石英粉也会与 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 发生反应。这都会大幅度地提高浆体的力学性能。UHPC 中骨料与硬化水泥石的弹性模量之比在 1 到 1.4 之间，两者不均匀性的影响几乎消除。

② 提高堆积密度

由晶体结构的研究表明，相同直径原子进行排列时，体心立方结构的紧密系数是 0.68，即使最密排列的面心立方或密排六方结构，其紧密系数也只有 0.74。为了进一步提高堆积密度，常在较大的单一粒径的

颗粒之间加入粒径较小的颗粒。这样先由直径最大的球体堆积成最密填充状态，剩下的空隙依次由次大的球体填充下去，使球体间的空隙减小。从而整体达到最大密实状态。

根据上述原理，在制备 UHPC 时，可采用以下措施来提高其密实度，降低孔隙率：

(1) 优选颗粒材料级配：选用相邻两级平均粒径差较大，但同级内级配连续的粉末材料，使颗粒混合料体系达到最密实状态。

(2) 优选与活性组分相容性良好的高效减水剂，改进搅拌条件，降低水胶比（一般控制在 0.20 以下），使浆体在最少用水量的条件下有良好的工作性。

(3) 在新拌混凝土凝结前和凝结期间对其加压可以达到以下目的：其一，挤出拌和物中包裹的空气，减少气孔的数量和体积；其二，当模板有一定渗透性时，可将多余的水分自模板间隙中排出；其三，可以消除在水化过程中化学收缩引起微裂缝。通过热养护还可加速活性粉末组分的水化反应，改善微观结构，提高界面的粘结力。

③ 改善微观结构

在 UHPC 凝固后进行热养护可以加速水泥水化反应的进程和火山灰效应的发挥。对于 200MPa 级的 UHPC，进行 20℃~90℃ 的常压养护就可以了，但这时候形成的水化物仍是无定形的。但随着温度的升高，其火山灰效应也相应提高，UHPC 的微观结构有所改善，主要表现为大于 100nm 孔径范围的有害孔体积降低，孔隙得到细化。

④ 提高韧性

混凝土的强度越高，脆性越大，在 UHPC 中掺有细微钢纤维，可以显著提高韧性和延性。

(2) UHPC 的性能

利用 UHPC 的超高抗渗性，可替代钢材制造压力管道和腐蚀性介质的输送管道，用于远距离油气输送、城市远距离大管径输水、城市下水及腐蚀性气体的输送，不仅可大大降低造价，而且可明显地提高管道的抗腐蚀能力，解决目前远距离油气输送所采用的中等口径高强混凝土管输送压力不够高，大口径钢管价格昂贵等问题。

利用 UHPC 的超高抗渗性与高冲击韧性，制造中低放射性核废料储藏容器，不仅可大大降低泄漏的危险，而且可大幅度延长使用寿命。UHPC 现已用于海洋石油平台的钢结构的外保护层，可大大提高水位变动区的支柱的使用寿命。

UHPC 的早期强度发展快，后期强度极高，用于补强和修补工程中可替代钢材和昂贵的有机聚合物，既可保持混凝土体系的整体性，还可降低成本。

UHPC 强度高，抗冲击性能好，可用于国防工程的防护结构，也可用于需要高承载力的特殊结构。

UHPC 的高密实性与良好的工作性能，使其与模板相接触的表面具有很高的光洁度，外界有害介质很难侵入到 UHPC 中去，而且 UHPC 中的着色剂等组分也不易向外析出，利用这一特点可把 UHPC 用作建筑物的外装饰材料。

综上所述，UHPC 材料具有很高的工程应用价值和广阔的市场前景。考虑到 UHPC 的经济性，它将适用于传统混凝土结构和钢结构之间的领域，甚至用于钢结构占统治地位的领域。

UHPC 的应用, 将改变传统的设计, 并将引入新的施工技术, 这将会对我国的建筑业产生重大而深远的影响

① 非常高的强度

相对于普通混凝土和高强混凝土而言, UHPC 材料表现出极好的力学性能, 如表 4.4.2-1 所示。

表 4.4.2-1 不同混凝土的强度

混凝土种类	RPC200	RPC800	HSC
抗压强度 (MPa)	170~230	500~800	60~100
抗折强度 (MPa)	30~60	45~140	6~10

② 优良的韧性

掺有微细钢纤维的 UHPC 的断裂能可达到 20000~40000J/m², 与普通混凝土相比, 抗折强度高一个数量级, 断裂能高两个数量级以上。因而, UHPC 属于高断裂能材料, 如图 4.4.2-1 所示。

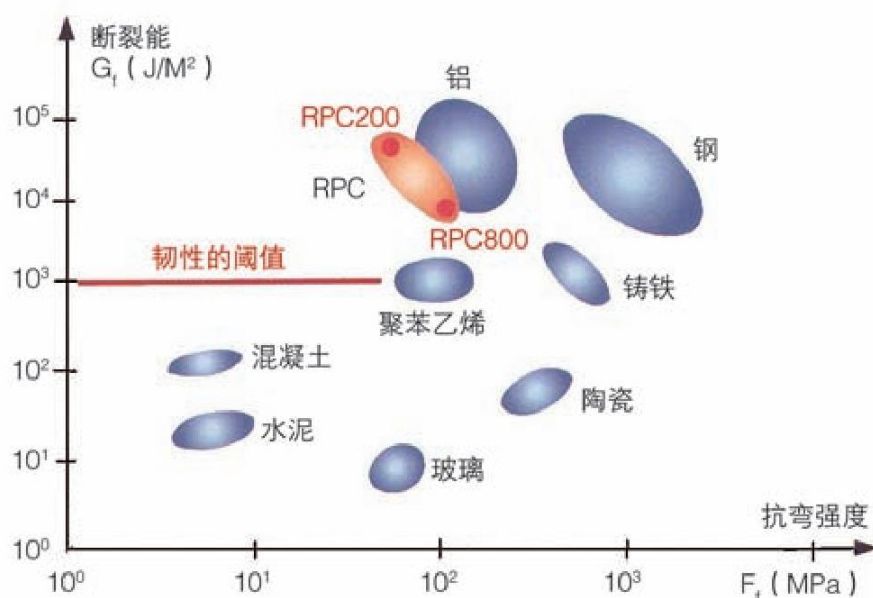


图 4.4.2-1 各种材料的断裂能

图 4.4.2-2 是加拿大魁北克省进行的一系列试验的结果。该研究成果用于建造 Sherbrooke 人行桥。如果改善混凝土凝结前后的加压技术, 则 UHPC 强度可以达到 350MPa 以上, Sherbrooke 人行桥工程使用了极限抗压强度为 385MPa 的 UHPC (原称作 RPC)。

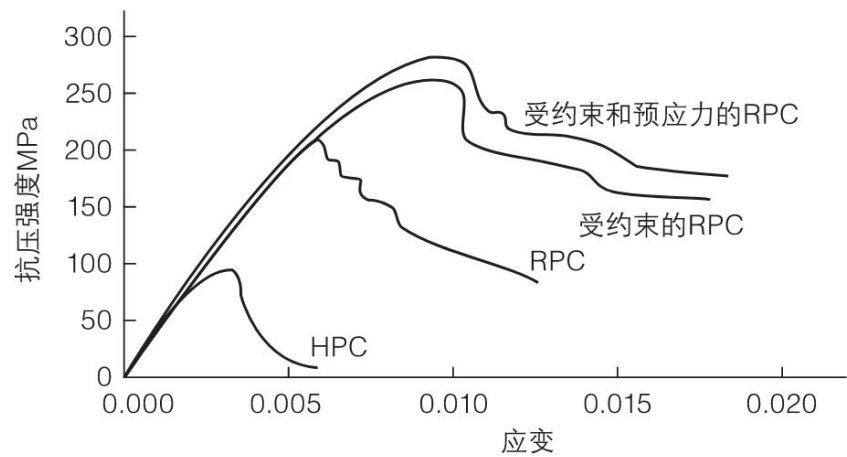


图 4.4.2- 2 各种材料的应力-应变关系

③ 优异的耐久性

UHPC 的水胶比低，具有良好的孔结构和较低的孔隙率，使其具有极低的渗透性、很高的抗有害介质侵蚀能力和良好的耐磨性。表 4.4.2-2 为采用氮吸附法测定的 UHPC 内部孔径分布情况，表 4.4.2-3 为 UHPC 与其它几种混凝土的耐久性比较。

表 4.4.2- 2 UHPC 的孔径分布

孔径	比表面积(m ² /g)	体积 (mm ³ /g)
<2nm	0.2	0.07
2.6nm	0.4	0.52
5nm	0.22	0.48
9nm	0.11	0.55
>15nm	0.11	1
总量	0.93	2.62

表 4.4.2- 3 普通混凝土、HSC 和 UHPC 的耐久性比较

性能	普通混凝土	HSC	UHPC
氯离子扩散 (×10 ⁻¹² m ² /s)	1.1	0.6	0.02
*碳化深度 (mm)	10	2	0
冻融剥落量 (g/m ²)	>1000	900	7
**腐蚀系数	4.0	3.8	1.3

④ 良好的总体经济性

与普通混凝土或高强混凝土相比较，UHPC 的单价偏高，特别是掺钢纤维的 UHPC，一次投资很大，目前只能用于一些不计较成本的结构。但是在实际工程中，UHPC 的应用不仅可以减少构件混凝土用量近 2/3，且结构性能更好，UHPC 的应用还可以减少结构构件中的配筋量，甚至完全取消钢筋。与具有相同承载力的钢结构比较，UHPC 结构的成本也相对便宜。由于 UHPC 的耐久性好，使用寿命可以更长，从全寿命成本来分析，其价格是可以接受的。

⑤ 应用范围

根据 UHPC 的高强度、高韧性、高耐久性等特点, UHPC 在工程中的应用主要集中在以下几个方面:

(1) 利用 UHPC 强度高的性质, 可以减小结构构件尺寸, 获得更多的使用空间。利用 UHPC 可以建造跨度更长、净空更大的桥梁; 可以减小高层建筑中底层柱子截面尺寸, 得到更多的使用面积。

(2) 利用 UHPC 高抗拉强度、耐腐蚀的性质可以制作输油、输气管道以替代造价较高的大口径厚壁钢管, 显著提高管道耐久性、降低成本。

(3) 利用 UHPC 的高抗渗性, 制造中低放射性核废料储存整体容器。

(4) 用于军事与安保领域, 制造抗爆炸、抗冲击装置。

(5) 制作装饰部件, 隔声屏障, 锚锭等

(6) 现场抢修, 结构加固等。

(3) UHPC 与钢筋的黏结性能研究

钢筋与混凝土的粘结性能是钢筋混凝土构件能够共同工作的重要因素, 粘结性能不足会使钢筋与混凝土之间产生相对滑移, 导致裂缝的产生, 使结构在抗弯、抗剪时过早破坏。安明喆等^[82]、贾方方^[83], 汤浩等^[84]研究了粘结长度和钢筋直径对 HRB400 钢筋与 UHPC 的粘结性能的影响, 司金艳等^[85]、邓宗才等^[86]文献研究了部分因素对 HRB500 钢筋与 RPC 粘结性能的影响。郑七振等^[87]、李鹏等^[88]研究在不同钢筋锚固长度下超高性能混凝土与钢筋黏结性能之间的差异, 包括极限拉拔荷载、极限黏结应力、自由端初始滑移荷载、峰值荷载对应的自由端滑移量与荷载-滑移曲线等。孙明德等^[89]采用 HRB400 和 HRB500 钢筋, 制作 RPC 立方体试件进行拔出试验, 研究高强钢筋与 RPC 的粘结性能, 分析钢筋粘结长度、保护层厚度、RPC 龄期、钢筋屈服强度、钢筋直径和箍筋等因素对粘结性能的影响。

从以上文献中可以看出: 钢筋最小锚固长度 l 、最小保护层厚度 C 、箍筋等对黏结性能的均有不同程度的影响。

① 钢筋最小埋长

邓宗才等^[86]通过 54 个立方体中心拉拔、6 个立方体偏心拉拔、6 个棱柱体中心拉拔、6 个板式中心拉拔共计 72 个拉拔试件, 研究高强钢筋与活性粉末混凝土(RPC)的黏结性能, 包括极限拉拔荷载、极限黏结应力、自由端初始滑移荷载、峰值荷载对应的自由端滑移量与荷载滑移全曲线等。探讨钢筋埋长、保护层厚度、钢筋直径、活性粉末混凝土强度变化、钢纤维掺率等因素对黏结性能的影响规律。研究表明: ①钢筋埋长 l 为 $3d$ 、 $4d$ (d 为钢筋直径) 时, 为钢筋拔出破坏; 钢筋埋长 l 为 $5d$ 、 $6d$ 时, 钢筋拔断破坏。②钢筋直径相同, 埋长增加, 自由端初始滑移荷载 F_{cr} 增加, 极限荷载 F_u 对应的自由端滑移量 S_u 减小。这是由于拉拔荷载由加载端向自由端传递, 钢筋埋长越大, 荷载从加载端传递到自由端的路径越长, 钢筋自由端附近黏结力被破坏时的 F_{cr} 增加; 自由端发生滑移后, 钢筋肋与肋之间的活性粉末混凝土未被彻底剪坏, 荷载由钢筋整个埋长承担。钢筋埋长增加, F_{cr}/F_u 增加, 自由端初始滑移量从零增加到 S_u 增速变快, 此过程累积的 S_u 减小。

郑七振等^[87]设计了 9 组共 27 个试件, 进行了中心拉拔试验, 研究不同参数取值对钢筋与 UHPC 之间的黏结性能的影响, 研究表明: 随着钢筋埋长 l 的增大, 自由端初始滑移荷载显著提高, U1-2 与 U1-3 相较 U1-1 分别提高了 85%, 99%, 而 U1-4 和 U1-5 试件钢筋直接拉断, 未产生自由端滑移。对比 U1 系列试件

可知钢筋埋长 l 在 $4d$ 时, 自由端初始滑移荷载与钢筋的屈服荷载基本保持一致, 建议将钢筋与 UHPC 黏结性能的合理埋长 l 至少取为 $4d$ 。

李鹏等^[88]通过对 15 个中心试件进行拉拔试验, 研究在不同钢筋锚固长度下超高性能混凝土与钢筋黏结性能之间的差异。研究结果表明: 钢筋锚固长度在 $3d$ 时, 发生的是钢筋拔出破坏, 拉拔荷载过峰值后下降较小, 荷载维持在较高水平, 且自由端产生大量滑移; 钢筋锚固长度在 $4d\sim 5d$ 时, 钢筋被拉断, 自由端滑移基本发生在峰值荷载以前, 荷载过峰值后即发生钢筋颈缩, 荷载急剧下降, 自由端滑移量基本不再变化; 钢筋锚固长度在 $7.5d\sim 10d$ 时, 钢筋被拉断, 荷载过峰值后发生钢筋颈缩, 荷载急剧下降, 自由端自始至终未产生滑移。同时我们还可以看出, 当钢筋直径相同时, 随着埋长增加, 自由端初始滑移荷载 F_{cr} 也会相应增加, 极限拉拔荷载 F_u 。对应的自由端滑移量 S_u 则相应减小, 但达到一定锚固长度后, 由于钢筋强度的限制, 峰值荷载未能超过钢筋与 UHPC 之间的化学黏结力, 自由端不再产生滑移, 此时钢筋的锚固长度不再是影响黏结性能的主要因素。

我们将钢筋达到屈服强度而自由端滑移量为零时的埋长称为临界锚固长度 $l_a^{[89]}$, 由以上研究表明, 钢筋埋长 l 在 $4d$ 时, 自由端初始滑移荷载与钢筋的屈服荷载接近, 为保证钢筋即使达到屈服荷载, 钢筋与 UHPC 的锚固依然良好, 因此, 建议用于测定超高性能混凝土与高强钢筋黏结强度的中心拉拔试件的合理锚固长度 l_a 取 $4d$ 。

② 保护层厚最小厚度

由于 UHPC 具有高耐久性, 则最小保护层厚度主要保证钢筋能发挥其强度并能与 UHPC 共同工作。立方体偏心拉拔主要研究在保护层较薄时, 保护层厚度变化对荷载、破坏形式的影响, 确定钢筋屈服前不被拔出的最小保护层厚度, 保证钢筋能充分发挥其强度。板式中心拉拔试验用于确定试件不发生刮犁式破坏或劈裂破坏的最小保护层厚度, 保证钢筋能与 UHPC 共同工作。

保护层厚度 C 较小时产生裂缝的原因是: 钢筋拔出时, 拉力主要由钢筋表面的摩擦力、与 RPC 的机械咬合力承担, 钢筋肋部对周围 UHPC 的挤压力在 UHPC 中产生环向拉应力, 当拉应力超过 UHPC 抗拉强度后, 试件内形成径向裂缝并沿钢筋纵向扩展到试件外表面。保护层厚度 C 增加, 裂缝条数减少, 宽度减小的原因是: 裂缝出现后, 由于保护层厚度的增加, UHPC 对钢筋的横向环箍作用增强, 约束了试件内部裂缝的开展, 抗裂能力提高, 减少了裂缝数量和宽度。

郑七振等^[87]试验通过由立方体偏心拉拔试验与板式中心拉拔试验确定最小保护层厚度。基于其实验分析, 随着保护层厚度的增加, 极限粘结应力也逐渐增大, 当增大到一定程度后, 基本保持稳定。因此, 适当增加保护层厚度可提高试件的极限粘结应力, 增加钢筋周围 RPC 抵抗裂缝的能力。

参考《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)^[90]建议板式构件最小保护层厚度 C 为钢筋直径 d 与 10mm 的较大值; 由于梁柱式构件钢筋直径一般较大, 且在棱柱体中心拉拔试件 $C=12\text{mm}$ 的试件发生整体劈裂, 所以建议其最小保护层厚度为 d 与 15mm 的较大值。

③ 箍筋对黏结性能的影响

孙明德等^[89]采用 HRB400 和 HRB500 钢筋, 制作 RPC 立方体试件进行拔出试验, 研究箍筋等因素对粘结性能的影响。研究表明, 箍筋能提高极限黏结应力, 与未配置箍筋的拔出试件相比, 配置箍筋且保护层厚

度 C 分别为 1、2、3 cm 的拔出试件粘结应力分别提高了 1.45、1.66、1.17 Mpa，延迟了裂缝的开展。

(4) UHPC 与普通混凝土界面黏结性能研究

UHPC 与普通混凝土 (Normal Concrete, NC) 两种材料在弹性模量、收缩徐变、热膨胀等物理性质上均存在明显的差别。因此，在外部荷载作用下，两者之间的界面会发现黏结失效，从而影响构件的服役能力，因此需要研究 UHPC 与 NC 界面黏结性能，从影响因素、力学性能与耐久性能三个方面梳理分析当前研究现状和存在问题。

① UHPC-NC 界面黏结性能影响因素

掌握影响 UHPC-NC 界面黏结性能的因素，有助于提高界面黏结性能。综合国内外文献发现，在 UHPC 纤维、界面处理情况、浇筑方位、养护方式及龄期等众多因素中，纤维与界面处理情况是影响界面黏结性能的重要因素。

(I) 纤维

通常在新混凝土中加入纤维材料，能够提高新老混凝土间的界面黏结性能。碳纤维受拉弹性模量超高，能明显提高混凝土基材的拉压比。CHEN P. W. 等^[91]、谢慧才等^[92]在新混凝土中加入碳纤维，发现新老混凝土界面黏结性能提高 80%~120%。SHUO F. 等^[93]研究了长 10mm 的碳纤维对 UHPC-NC 黏结界面的影响，结果表明：试件劈裂损伤延性被改善，其黏结界面滑移量比无纤维的增大 38%。

聚丙烯纤维、聚乙烯纤维和尼龙纤维等聚合物纤维，添加到修复材料中可显著增强界面黏附力^[94]。钢纤维是 UHPC 中常使用的材料，其自身强度高于聚合物纤维，形成强大纤维骨架对 UHPC 力学性能改善做出重要贡献。例如在动载作用下，含钢纤维 UHPC 的韧性比含聚合物纤维的高出 27.3%^[95]。

纤维增强 UHPC 主要是改变峰值后力学响应和约束裂缝。其研究理论有将纤维与基体看作多相体系来分析的复合材料力学理论、将纤维看作裂缝扩展约束的纤维间距理论和损伤力学理论等。纤维界面黏结增强原理如图 4.4.2-3 所示，主要有如下 3 方面：

①加入纤维后 UHPC 收缩量减小，能有效降低收缩应力和收缩裂缝风险；②无序乱向的纤维提高了 UHPC 界面的粗糙程度，交界处的纤维伸入普通混凝土界面的孔隙带来更高的机械咬合力；③界面受力过程中，纤维与纤维的桥连作用能有效抑制微裂缝发展，改变黏结面破坏形态。

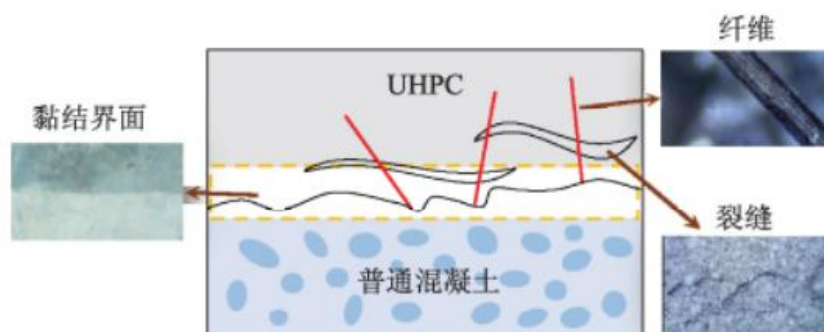


图 4.4.2-3 纤维界面黏结增强原理示意图

(II) 界面处理情况

表面粗糙情况、连接键设置、含水量、黏结材料和清洁程度等界面处理情况影响黏结强度。常用的 UHPC-NC 界面处理方式有钻孔、刷洗、喷砂、切槽和设置连接键等。研究表明：通过清洁混凝土表面灰尘杂质和松动结构，提高表面粗糙程度可以增加黏结性，但并不是混凝土表面越粗糙越好，当粗糙程度超过某一值时会造成原结构损伤，反而降低黏结性能^[96]。沈捷^[97]研究认为，UHPC 在实际工程中会出现的最大粗糙度界面为劈裂面（用试验机将已经成型的混凝土试块从中劈裂得到），当人工处理界面的粗糙度超过劈裂面的粗糙度时，反而使黏结面的性能降低。M. SAFRITTI^[98]使用盐酸处理普通混凝土表面，试验后所有的 UHPC-NC 试件黏结强度都低于表面未处理试件，说明表面损伤过度，造成黏结强度降低。

喷砂是较理想的混凝土表面处理方式，通过控制喷射速度和时间得到适合的表面粗糙度。B. A. TAYEH 等^[99]使用喷砂、钢丝刷刷洗、钻孔及切槽方法处理 UHPC-NC 黏结试件的 NC 表面，结果表明：处理组的黏结强度均好于未经处理组的，其中喷砂处理组的黏结强度最高，其界面黏结劈拉和斜剪强度比未处理组提高程度均大于 100%。LI Z. Q. 等^[100]研究了喷砂处理对 UHPC-NC 黏结性能的影响，使用铺砂试验和激光轮廓分析量化混凝土表面粗糙度，指出 NC 砂浆部分比粗骨料部分更容易变粗糙，结果表明试验中喷砂处理试件黏结面未破坏。

界面连接键能有效提高 UHPC-NC 的黏结性能。但与 NC 相比，UHPC 利用其强度与自重的优良比例，在复合构件中截面尺寸可明显减小，这时传统连接键适用性不强。为适应轻薄化的 UHPC 层，学者们^[101]认为短栓钉连接较为适用。王兴旺^[102]用凿毛、切槽、植入栓钉对 NC 表面处理，结果表明：栓钉极大提高 UHPC-NC 界面黏结抗剪强度和延性，其强度比未处理的提高 103.3%。张阳等^[103]对使用栓钉连接的 UHPC 加固箱梁顶板进行抗弯试验，试验后 UHPC-NC 黏结面强度未达到破坏强度，而是 NC 侧先出现滑移破坏，说明栓钉能够改善黏结面薄弱的情况。

UHPC-NC 界面连接键非必要，UHPC-NC 的黏结性能足以提供足够强度。L. HUSSEIN 等^[104]对 UHPC-NC、UHPC 和高强混凝土黏结试件进行了研究，指出 UHPC 与这 2 种材料间的黏结强度非常高，可不需要使用界面连接键。

界面干湿程度对 UHPC-NC 黏结性能有不确定影响。混凝土表面吸水产生气泡影响黏结密实程度，降低黏结性能，KANG S. H. 等^[105]的试验指出水分使黏结强度降低 37%。而 UHPC 水灰比极低，有大量未水化颗粒，UHPC 吸水饱和在黏结面过渡区产生新水化产物，提高黏结强度，KANG. S. H. 等^[105]的另一试验指出水分使黏结强度提高 34.7%。

对预制加固的情况，预制的 UHPC 表面也要经过处理并使用界面黏结材料，如结构胶、砂浆等。界面黏结材料的性能会影响界面过渡区的矿物特性和微观组织性质。张孝臣^[106]分别使用结构胶和灌浆料作为界面黏结材料，对使用结构胶黏结的试件只做清污除灰处理，对使用灌浆料黏结的试件表面切槽处理，结果表明结构胶试件组的界面剪切强度明显高于灌浆料试件组。

(III) 其它因数

UHPC 浇筑方位影响 UHPC-NC 界面黏结性能，垂直浇筑时黏结面易出现离析，使界面黏结层不均匀，水平浇筑能获得更好的黏结性能。沈捷^[97]通过试验研究指出水平浇筑的 UHPC-NC 黏结劈拉强度为垂直浇筑的 1.1~1.3 倍。提高 NC 强度也能在一定范围内提高界面黏结性能。经蒸汽养护的试件黏结强度要比常温

养护的高^[105]。

综上所述, UHPC 纤维、界面处理情况、浇筑方位、养护方式、养护龄期各因素对 UHPC-NC 黏结性能影响程度不同, UHPC 中的纤维参数以及混凝土表面处理方式对界面黏结性能影响显著。但需注意, 根据混凝土结构实际受力条件及身处环境, 选择适合因素组合才更具工程意义。

② 黏结抗剪性能

ACI 224.1 R-072007.03.01《混凝土结构开裂的原因、评估和修补》基于斜剪试验, 给出混凝土维修工程中维修材料的最小可接受黏结强度建议: 1d 龄期最小可接受强度为 2.76~6.90 MPa; 7d 龄期最小可接受强度为 6.90~12.41Mpa; 28d 龄期最小可接受强度为 12.41~20.68Mpa。

各国学者对 UHPC-NC 黏结抗剪性能开展了研究, 如 B. A. TAYEH 等^[99]、^[107]配制抗压强度为 170MPa 的 UHPC, 使用尺寸 100mm×100mm×300 mm, 斜剪角度 30° 的 UHPC-NC 棱柱体黏结试件进行斜剪试验, 使用 SEM/EDS 扫描电镜对黏结过渡区进行微观检测, 结果表明: 现浇 UHPC-NC 试件短期黏结强度较高, 破坏基本发生在 NC 结构中, UHPC-NC 界面黏结充分可靠, 其界面强度甚至高于 NC 强度。

J. SARKAR^[108]、M. A. CARBONELL MUÑOZ 等^[109]、A. F. ALHALLAQ 等^[110]也进行了类似的斜剪试验研究, 张孝臣^[106]还研究了 15° 和 30° 不同斜剪角度对 UHPC-NC 黏结性能的影响, 建立了界面黏结—滑移简化模型。M. SAFRITT^[98]对尺寸 Φ101.6mm×203.2mm、斜剪角度 30° 的 UHPC-NC 圆柱体黏结试件进行了斜剪试验, 并且使用 DIC 数字图像技术测试黏结试件的变形。KANG S. H.等^[105]配制了抗压强度为 155MPa 的 UHPC, 用尺寸为 150 mm×150mm×150 mm 的 UHPC-NC 立方体黏结试件(UHPC 部分尺寸为 100 mm×150 mm×150 mm)进行单面直剪试验研究其黏结性能》。王兴旺^[102]配制了抗压强度 116MPa 的 UHPC, 用尺寸为 400mm×460mm×300 mm(UHPC 部分尺寸为 50 mm×460mm×300 mm)的 UHPC-NC 黏结试件进行双面剪切试验, 建立 ANSYS 黏结数值模型, 给出 UHPC-NC 界面抗剪承载力计算公式。

统计了相关文献中 UHPC-NC 黏结抗剪性能试验数据。其中破坏模式: ①表示只有 NC 破坏; ②表示只有界面破坏; ③表示界面与 NC 破坏; ④表示 NC 与 UHPC 破坏而界面未破坏; ⑤表示只有 UHPC 破坏; “—”表示出现该类破坏模式但文献未给出具体数值。

表 4.4.2- 4 UHPC-NC 黏结抗剪性能试验研究结果

实验方法	破坏模式占比					抗剪强度 (Mpa)
	①	②	③	④	⑤	
1 单剪 ¹⁰⁵						0.60~9.08
2 单剪 ¹⁰⁶	—	—	—			2.10~3.94
3 双剪 ¹⁰²	50	50				1.92~4.96
4 斜剪 ⁹⁸		√			—	10.48~19.59
5 斜剪 ⁹⁹	22.7	6.8	70.5			8.39~17.74
6 斜剪 ¹⁰⁰	50.0	25.0		25.0		16.20~29.00
7 斜剪 ¹⁰⁶	40.0	25.0	35			8.91~21.03
8 斜剪 ¹⁰⁹	81.3	15.6	3.1			11.30~21.70
9 斜剪 ¹¹⁰	16.7	33.3	50.0			5.23~18.4

从表 4.4.2-4 可以看出: 斜剪试验获得的黏结抗剪强度约为 10~20 Mpa, 符合 ACI 混凝土维修指南给出的最小可接受强度。不同试验所得黏结抗剪强度有所差异, 纯剪黏结强度在 10 MPa 以内, 斜剪比纯剪的强

度高出约 4~5 倍,因为斜剪界面上的正压力提高了界面间摩擦力。不同试验所得结果的换算关系仍有待研究。从破坏模式分布可看出,单纯的黏结界面破坏(模式②)在总量中所占比重不大,出现最多的为 NC 破坏(模式①),说明连接节点采用 UHPC,预制构件采用 NC 时,UHPC 与 NC 的界面黏结有效可靠。

③ 黏结抗拉性能

ACI 混凝土维修指南基于直接拉伸试验,给出混凝土维修工程中维修材料的最小可接受黏结强度,1d 龄期最小可接受强度为 0.5~1.0 MPa;7d 龄期最小可接受强度为 1.0~1.7MPa;28d 龄期最小可接受强度为 1.7~2.1MPa。

COZYILDIRIM^[111]给出了混凝土界面黏结强度的评价等级,分 5 等:黏结强度 $\geq 2.1\text{MPa}$ 评价为极好;黏结强度为 1.7~2.1MPa 评级为很好;黏结强度为 1.4~1.7MPa 评级为好;黏结强度为 0.7~1.4MPa 评级为一般;黏结强度为 0~0.7MPa 评级为差。该评级是基于 UHPC 加固层与 NC 基层钻芯取样,在实验室进行轴心黏结拉拔试验给出。

近年来各国学者对 UHPC-NC 黏结抗拉性能开展了研究。B. A. TAYEH 等^[99]配制了抗压强度 170MPa 的 UHPC,用尺寸 $\phi 100\text{mm}\times 200\text{mm}$ 的 UHPC-NC 圆柱体黏结试件进行劈拉试验,用 SEM/EDS 扫描电镜对黏结过渡区进行微观检测,证明黏结过渡区是可靠的。J. SARKAR 等^[108]、A. F. ALHALLAQ 等^[110]也进行了类似的试验研究。LI Z. Q. 等^[100]配制了抗压强度为 123.5,158.2MPa 的 UHPC,使用尺寸 $75\text{mm}\times 75\text{mm}\times 285\text{mm}$ 的 UHPC-NC 棱柱体黏结试件进行 3 点抗弯试验,结果表明:试件整体性良好,破坏后也未出现界面分离。沈捷^[97]、F. J. ALAEE 等^[112]、B. A. TAYEH 等^[113]也进行了类似的弯拉试验研究。H. H. HUSSEIN 等^[114]配制了抗压强度 158.5MPa 的 UHPC,用尺寸 $\phi 75\text{mm}\times 150\text{mm}$ 的 UHPC-NC 钻芯圆柱体黏结试件进行直接拉伸试验,用试验结果反推摩擦系数。LI Z.Q.等^[100]B. A. TAYEH 等^[107]、M. A. CARBONELL MUÑOZ 等^[109]进行了类似的试验。

表 4.4.2-5 统计了相关文献中 UHPC-NC 黏结抗剪性能试验数据。其中破坏模式:①表示只有 NC 破坏;②表示只有界面破坏;③表示界面与 NC 破坏;④表示 NC 与 UHPC 破坏而界面未破坏;⑤表示只有 UHPC 破坏;“—”表示出现该类破坏模式但文献未给出具体数值。

表 4.4.2- 5 UHPC-NC 黏结抗拉性能试验研究结果

实验方法	破坏模式占比					抗剪强度 (Mpa)
	①	②	③	④	⑤	
1 3 点抗弯 ⁹⁷	—	—				3.67~22.73
2 3 点抗弯 ¹⁰⁰	100.00					6.50~6.70
3 3 点抗弯 ¹¹³	100.0					4.27~3.54
4 钻芯拉拔 ¹⁰⁰	100.0					1.50~2.30
5 钻芯拉拔 ¹⁰⁷	100.0					2.01~2.51
6 钻芯拉拔 ¹⁰⁹						2.20~2.60
7 钻芯拉拔 ¹¹⁴	33.4		33.3	33.3		2.95~6.00
8 劈拉 ⁹⁷	29.2	20.8	50.0			2.26~4.63
9 劈拉 ¹⁰⁴		33.3		66.7		11.12~11.97
10 劈拉 ⁹⁸	—	—				9.56~19.31
11 劈拉 ⁹⁹	69.2	10.3	20.5			1.55~4.16
12 劈拉 ¹⁰⁹	56.8	15.8	27.6			3.60~4.80
13 劈拉 ¹¹⁰	—				—	3.00~5.40

从表 4.4.2-5 可以看出:黏结抗拉试验获得的黏结抗拉强度离散性较大,但符合 ACI 混凝土维修指南给出的最小可接受强度。钻芯拉拔试件的黏结质量评价为好和极好。统计发现 UHPC-NC 界面黏结劈拉强度为 NC 整体的 65%~115%左右,而 NC-NC 黏结劈拉强度为 NC 整体的 62%~75%左右^[115]劈裂试验中,NC 整体试件沿着粗骨料与水泥基体界面破坏,级配优良、受拉区分布均匀的 UHPC 整体试件的破坏贯穿骨料。约有 30%的 UHPC-NC 黏结劈拉试件沿黏结面或其附近小范围破坏,这类试件界面黏结强度较低,与 NC-NC 黏结劈拉强度相比提高不大,因此有必要进一步提高 UHPC-NC 界面黏结强度,获得理想破坏模式。不同试验得出的黏结抗拉强度差异较大,差异原因有待分析。从破坏模式分布可看出,单纯的黏结界面破坏(模式②)在总量中所占比重很低,出现最多的为 NC 出现破坏(模式①),与黏结抗剪试件的模式分布相似,进一步说明连接节点采用 UHPC,预制构件采用 NC 时,UHPC 与 NC 的界面黏结有效可靠。

④ 黏结收缩性能

加固层浇筑后,新浇混凝土的收缩受旧混凝土约束产生拉应力,此拉应力大于界面黏结强度时会出现裂缝,降低界面黏结性能,有害物质通过裂缝入侵结构内部,进一步降低加固结构耐久性。针对 NC 约束收缩性能有较多研究。H. BEUSHAUSEN^[116]研究了新老混凝土黏结面在不同影响参数下(环境、养护条件、加固层厚度等)的收缩开裂,讨论了这些因素量化分离及相互组合的影响。刘健等^[117]用新老混凝土黏结试件研究了新混凝土约束收缩情况,建立出可计算界面黏结约束力和横截面应变的约束收缩力学模型。陈峰等^[118]用 Abaqus 软件建立新老混凝土黏结约束收缩有限元模型,使用当量温差法进行计算,分析指出黏结面两端存在严重应力集中现象。因 UHPC 超低水胶比和高胶凝材料量,其收缩量比 NC 高,UHPC 收缩总量为 $5 \times 10^{-4} \sim 7 \times 10^{-4}$ ^[119],而 NC 的为 $3 \times 10^{-4} \sim 5 \times 10^{-4}$ 。因此将 UHPC 作为加固材料时应考虑收缩影响。研究认为热养护是降低 UHPC 约束收缩开裂风险的有效措施。王兴旺^[102]测试了 UHPC 加固试件 NC 侧附加应变,发现 UHPC 在热养护后完成大部分收缩,试件未产生收缩裂缝。若能找到更有效降低 UHPC 收缩性的方法,如在配合比中使用高吸水性聚合物、减缩剂、优化胶凝材料等,既可降低初始收缩缺陷,也可减免实际加固工程中蒸汽养护的不便。

⑤ 小结

综上所述,UHPC-NC 黏结试件的破坏模式以 NC 部分出现破坏为主,证明 UHPC-NC 的界面黏结有效可靠,且比 NC-NC 界面黏结性能优越。UHPC-NC 界面存在约束收缩开裂的问题,蒸汽养护措施能够抑制界面约束收缩开裂。

4.2.3 新型装配式混凝土框架连接节点

(1) 新型装配式混凝土框架连接节点试验

① 试验目标

本试验的主要试验内容和目标为:

- (I) 考察梁、柱拼接节点在低周反复荷载作用下的应力分布和变形情况,给出节点的极限承载力,验证节点设计的安全性和可靠性;
- (II) 对梁、柱拼接节点的抗震性能进行研究,评估节点的滞回性能和耗能能力;
- (III) 对节点的破坏过程和模式进行评估;

(IV) 考察节点内部构造和传力路径，验证节点构造设计的合理性、以及施工工艺的可行性。

② 试验对象

试验共对 2 个新型装配式框架节点（JD-1 和 JD-2）以及 1 个现浇框架节点（JD-3）进行了低周反复荷载试验。新型装配式框架节点 JD-1 和 JD-2 的梁、柱均为混凝土预制构件，核心区采用 UHPC 进行浇筑，区别在于 JD-1 核心区布置有箍筋，JD-2 的核心区取消了箍筋。

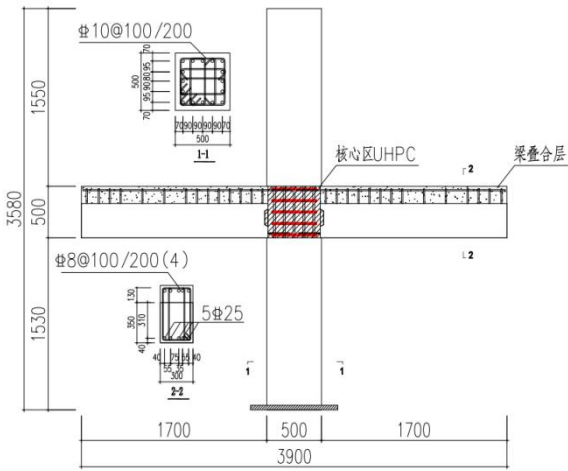
③ 试件设计

设计制作了 3 个梁柱节点试件，其中 JD-1 和 JD-2 为新型装配式梁柱节点，JD-3 为整体浇筑的梁柱节点，3 个节点几何尺寸、构件截面均相同。JD-1 和 JD-2 的主要区别在于，JD-1 核心区布置有与 JD-3 相同的箍筋，而 JD-2 的核心区取消了箍筋。新型节点试件的梁、柱均为混凝土预制构件，节点核心区采用 UHPC 浇筑。采用 UHPC 浇筑节点核心区不仅可以提高节点核心区的强度，而且能够有效减少箍筋的用量，缩短纵筋的锚固长度（钢筋锚固长度根据已有的研究^[120]，取 10 倍钢筋直径）。新型梁柱节点的预制柱纵筋没有采用常规的套筒连接形式，而是直接锚固在节点核心区。试验构件按照常规梁柱节点“弱节点强构件”的思路设计，以判断新型节点与常规节点核心区承载力的差别。各节点试件参数见表 4.4.3-1。试件构造图见图 4.4.3-1、图 4.4.3-2。

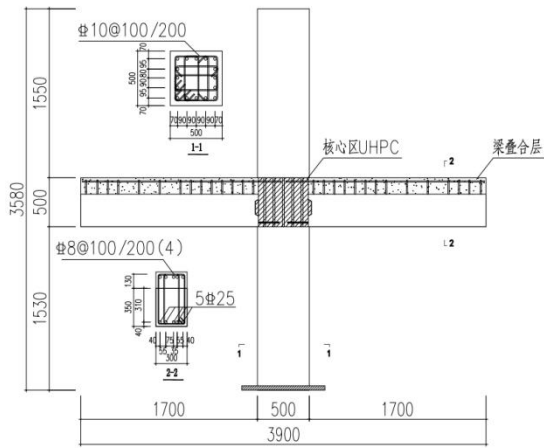
表 4.4.3- 1 试件设计参数

试件编号	梁截面尺寸	柱截面尺寸	梁纵筋	柱纵筋	核心区箍筋	UHPC 强度等级
JD-1	300×500	500×500	5 Φ 25+5 Φ 25	16 Φ 25	Φ 10@100	UC140
JD-2	300×500	500×500	5 Φ 25+5 Φ 25	16 Φ 25	-	UC140
JD-3	300×500	500×500	5 Φ 25+5 Φ 25	16 Φ 25	Φ 10@100	C35

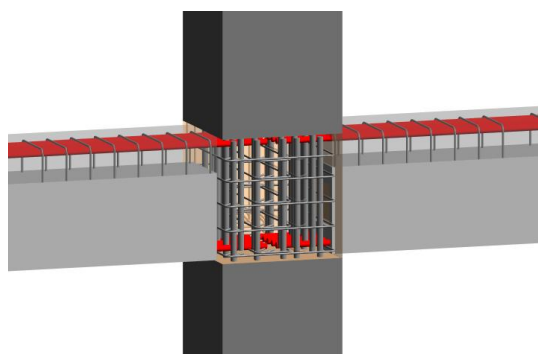
注：预制构件混凝土采用 C30，梁叠合层混凝土采用 C35，钢筋采用 HRB400。



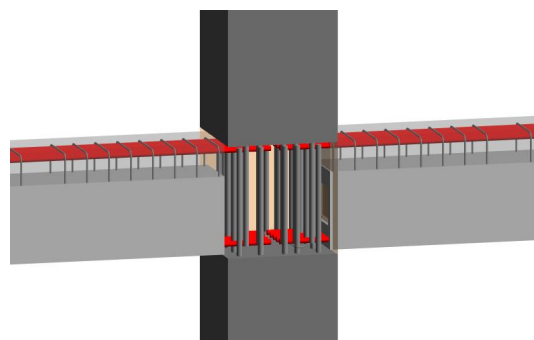
(a) JD-1 构造示意图



(b) JD-2 构造示意图



(c) JD-1 核心区构造三维模型



(d) JD-2 核心区构造三维模型

图 4.4.3- 1 新型预制装配式节点示意图

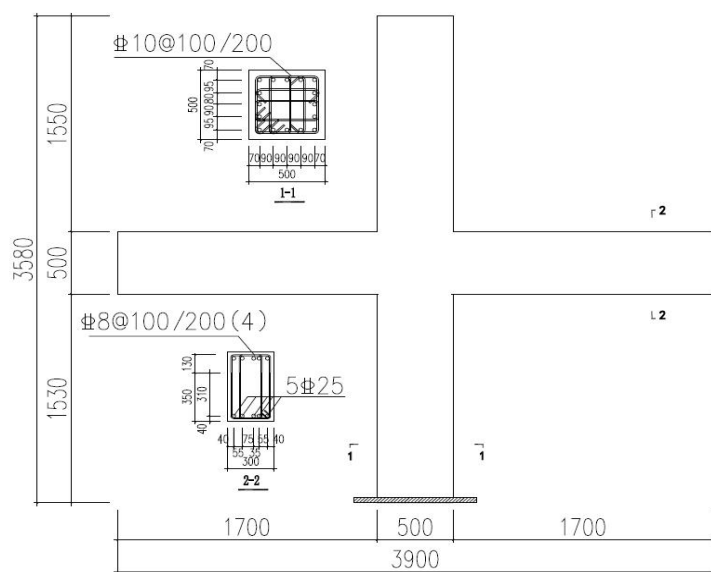


图 4.4.3-2 现浇节点示意图

构件的生产施工图如图 4.4.3-3 所示。



(a) 构件支模



(b) 构件浇筑



(c) 构件脱模



(d) 核心区浇筑 UHPC

图 4.4.3- 3 构件加工图

④ 加载装置

试验加载装置选用 10000kN 自研制大型多头多功能加载机，该多头加载机竖向最大压力 10000kN，最大拉力 3000kN；水平最大推力 1500kN，最大拉力 1500kN（两作动头）。图 4.4.3-4 所示为 10000kN 加载机的立面图。图 4.4.3-5 所示为试件的试验加载示意图，螺栓通过节点支座上预留的孔与地面锚孔相连以固定节点支座。

(1) 柱端加载方式

根据设计的轴压比对预制柱施加竖向荷载，荷载通过节点传递至柱下端铰接支座。

采用多通道电液伺服结构试验系统对柱端施加横向荷载。通过四根锚杆将钢板和双向作动器的钢接头连接。

(2) 梁、柱端固定方式

柱底面预留钢板，通过螺栓将柱底钢板与支座连接。将梁端搁置在梁端支座上，通过锚杆将钢板与梁端支座连接并对其进行锚固，防止梁端发生上下偏移。

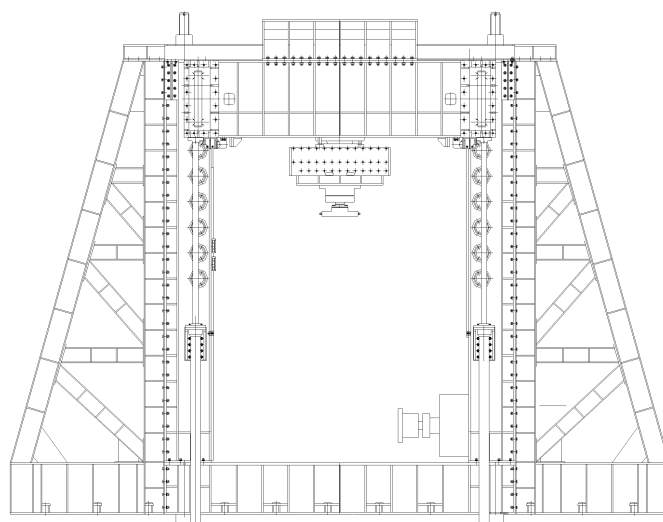


图 4.4.3- 4 加载机示意图

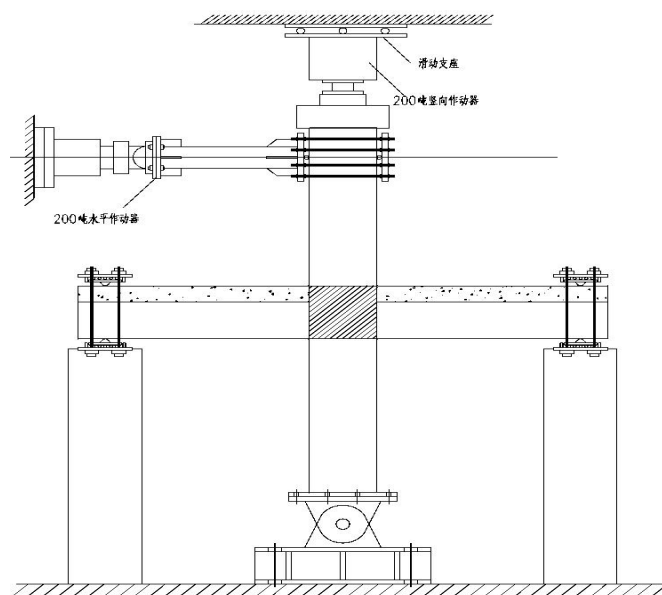


图 4.4.3- 5 加载装置示意图

节点试件加载装置实物图如图 4.4.3-6 所示。



图 4.4.3- 6 加载装置实物图

⑤ 加载方案

参考《建筑抗震试验规程》JGJ/T101-2015^[121]，根据装配式混凝土梁柱节点的设计特点，本次试验采用柱端横向加载。正式加载之前进行预加载，采用力控制，以检查各测试通道是否正常工作，核对各应变片读数和位移计读数。达到预加荷载之后，无异常现象缓慢卸载至零，准备正式加载。

具体加载方案为：试验前首先施加轴压力，试验过程中保持不变。按轴压比设计值 0.4，计算得施加轴力为 1100kN。通过多通道电液伺服结构试验系统对柱端施加横向的低周反复荷载。先加推力，为正向加载，

后加拉力，为反向加载。试件屈服前采用荷载控制，初始荷载为 75kN，每级增加 25kN，每级循环 1 次；待试件屈服后采用位移控制，位移步长取屈服位移 Δ 的整数倍，每级荷载循环 3 次，直至试件出现明显破坏或承载力下降到最大承载力的 85%时试验结束。加载制度如图 4.4.3- 7 所示，荷载分级加载过程如表 4.4.3-2 所示。

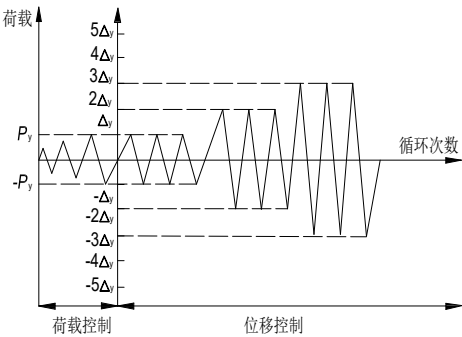


图 4.4.3- 7 加载方案示意图

表 4.4.3- 2 荷载分级加载表

荷载级数	水平作动器预估值(kN)	位移加载级数增加位移(mm)
预加载 1	5	-
预加载 2	10	-
预加载 3	15	-
1	75	-
2	100	-
3	125	-
4	150	-
5（屈服）	180	$\Delta=20\text{mm}$
6	-	2Δ
7	-	3Δ
8	-	4Δ
9	-	5Δ

⑥ 量测方案

(I) 位移计布置

图 4.4.3-8 给出了节点位移计布置方案图，在梁端、柱端、节点核心区布置了多个位移计，各位移计的布置方位和测量内容如表 4.4.3-3 所示。

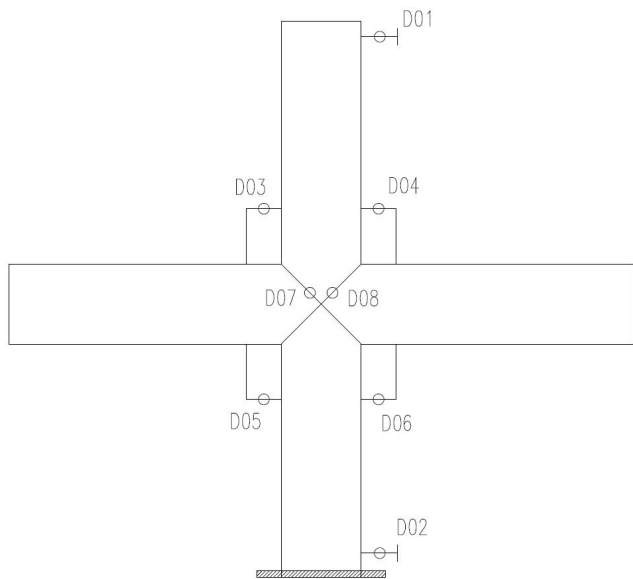


图 4.4.3- 8 位移计布置图

表 4.4.3- 3 梁试件位移计布置方位及测量内容

标号	布置方位	测量内容
D01	面内水平方向	测加载点水平位移
D02	面内水平方向	测柱脚转动
D03-D04	面内水平方向	测上柱转动角度
D05-D06	面外水平方向	测下柱转动角度
D07-D08	面内水平方向	测核心区剪切形变

(II) 应变片布置

新型装配式框架节点共布置 60 个应变片，应变片布置如图 4.4.3-9 所示。现浇框架节点工在梁端及核心区共布置 22 个应变片，应变片布置如图 4.4.3-10 所示。

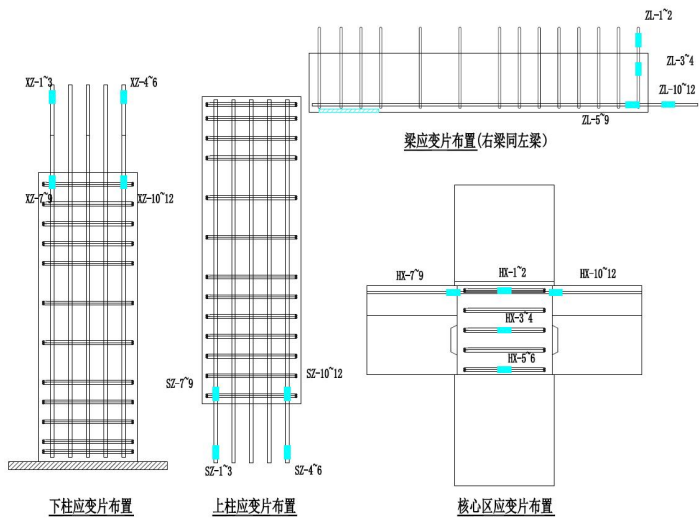


图 4.4.3- 9 新型装配式框架节点应变片布置示意图

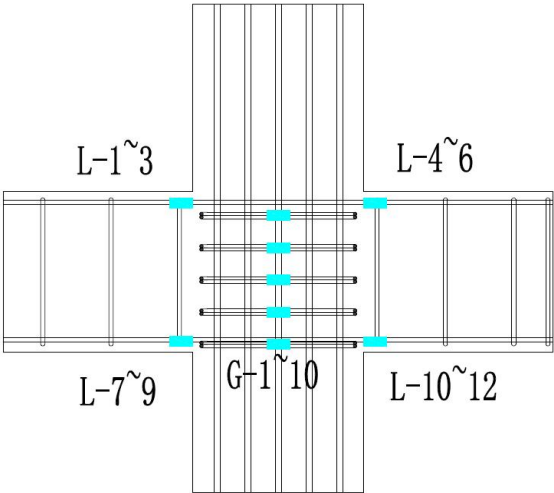


图 4.4.3- 10 现浇框架节点应变片布置示意图

(2) 试验结果与分析

① 材性试验

(I) 混凝土材性试验

梁、柱试件混凝土强度等级为 C30，梁叠合层混凝土强度等级为 C35，UHPC 强度等级为 UC140。浇筑试件时预留 150mm×150mm×150mm 的立方体标准试块进行混凝土强度测试，如图 4.4.3- 11 所示。



图 4.4.3- 11 混凝土材性试验测试图

立方体试块与试验构件在同等条件下养护，在试验开始前测试混凝土立方块强度，混凝土强度实测结果如表 4.4.3- 4 所示。

表 4.4.3- 4 混凝土立方体抗压强度

立方体抗压试块	荷载值 P (kN)	立方体抗压强度	折减后抗压强度	平均抗压强度
C30	873.0	38.8	36.9	37.0
C30	882.0	39.2	37.2	

立方体抗压试块	荷载值 P (kN)	立方体抗压强度	折减后抗压强度	平均抗压强度
C30	852.8	37.9	36.0	43.9
C30	924.8	41.1	39.0	
C30	904.5	40.2	38.2	
C30	823.5	36.6	34.8	
C35	1026.0	45.6	43.3	
C35	1075.5	47.8	45.4	
C35	999.0	44.4	42.2	
C35	1082.3	48.1	45.7	43.9
C35	1032.8	45.9	43.6	
C35	1017.0	45.2	42.9	

根据《混凝土结构设计规范》（GB50010-2010 2015 年版）^[122]规定，混凝土轴心抗压强度与混凝土立方体抗压强度 的关系按照下列公式确定：

$$f_{ck} = 0.88\alpha_{c1}\alpha_{c2}f_{cu,k} \quad (\text{式 } 4.4.3-1)$$

式中： α_{c1} 为棱柱体抗拉强度与立方体抗拉强度比值，C50 及以下的混凝土取 0.76； α_{c2} 为混凝土考虑折减系数，取 1.00。

根据上式计算得到 C30 混凝土轴心抗压强度 $f_{ck}=24.75\text{Mpa}$ ，C35 混凝土轴心抗压强度 $f_{ck}=29.36\text{Mpa}$ ，由计算可知材料抗压强度满足试验要求。

(II) 钢筋材性试验

根据 GB/T228.1-2010《金属材料拉伸试验第 1 部分：室温试验方法》^[123]，取试验同批的钢筋，在万能机上进行钢筋极限抗拉强度实验，如图 4.4.3-12 所示。钢筋实测抗拉强度如表 4.4.3-5 所示。



图 4.4.3-12 钢筋材性试验测试

表 4.4.3- 5 钢筋实测力学性能

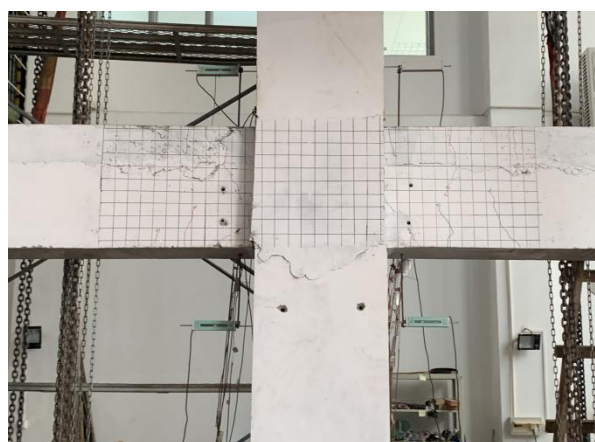
直径 d (mm)	屈服强度 (f_y /MPa)	极限强度 (f_u /MPa)	弹性模量 E_s /GPa
8	440.1	609.6	220.0
8	438.8	606.5	213.2
8	439.2	607.9	216.6
10	442.7	610.8	231.8
10	445.3	611.9	233.3
10	441.9	613.4	230.3
25	448.6	613.8	228.9
25	446.2	615.7	223.7
25	447.5	611.6	226.3

② 试验现象与破坏模式

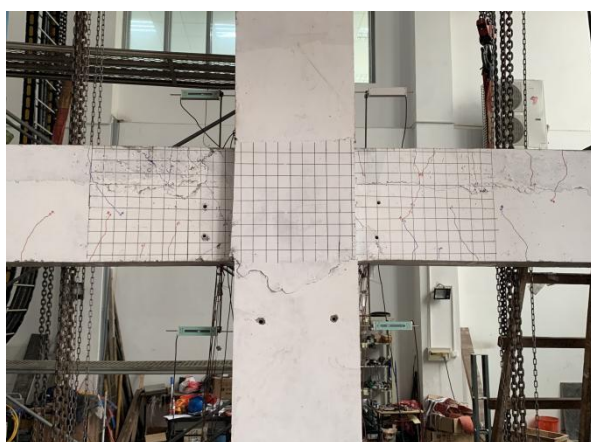
(I) JD-1 试验现象

JD-1 试验现象描述如页 110 表 4.4.3-6 所示。

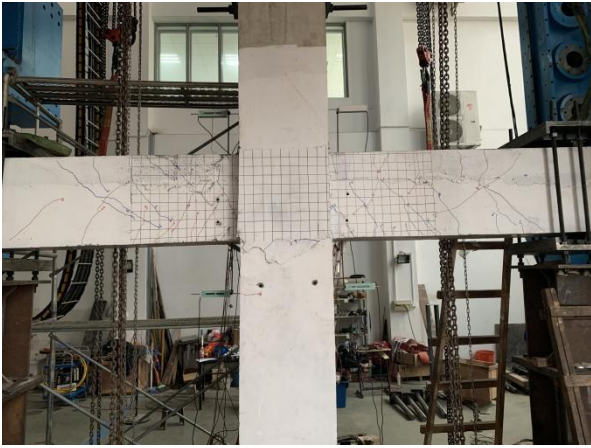
(1) 水平荷载加载至 100kN 时梁端开始出现裂缝, 裂缝主要分布在梁根部至 1/2 梁长范围内, 并向梁中性轴扩展。(2) 水平荷载加到 180kN 时, 荷载-位移曲线出现明显拐点, 表明试件已进入屈服阶段, $\Delta y=20\text{mm}$ 。(3) 以 $2\Delta y=40\text{mm}$ 加载时, 梁端钢筋屈服, 柱端和梁端裂缝持续发展, 梁端与核心区交界处出现裂缝, 核心区出现裂纹。(4) 以 $3\Delta y=60\text{mm}$ 加载时, 柱扩散角边缘出现裂缝, 核心区裂缝发展较慢。(5) 以 $4\Delta y=80\text{mm}$ 加载时, 试件达到峰值荷载。(6) 以 $5\Delta y=100\text{mm}$ 加载时, 梁端与核心区交界处裂缝较为密集, 柱端扩散角处混凝土趋于剥落。(7) 当加载达到 $6\Delta y=120\text{mm}$ 时, 柱端扩散角混凝土剥落, 核心区裂缝宽度增大到 3mm, 承载力下降至最大承载力的 85%, 试验结束。JD-1 试验现象如图 4.4.3-13 所示。



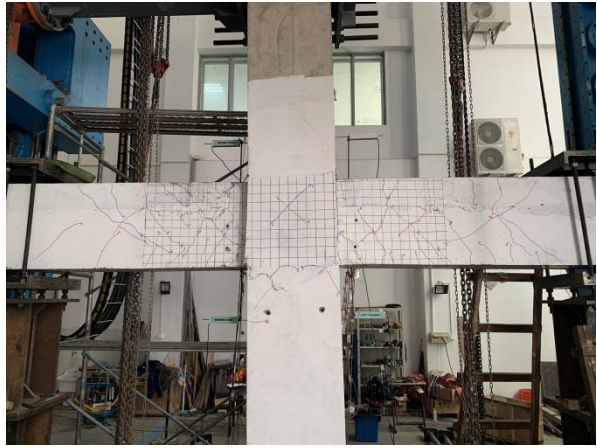
(a) 梁端开始产生裂缝



(b) 梁端裂缝向中性轴发展



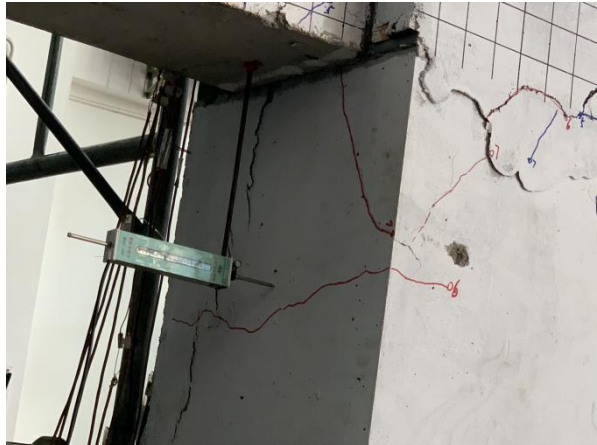
(c) 裂缝宽度增大，柱端产生裂缝



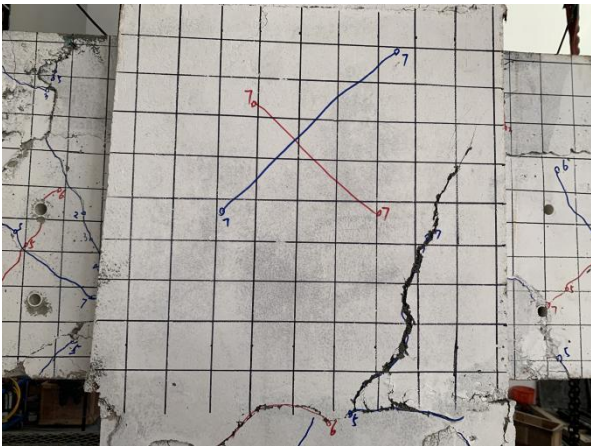
(d) 核心区产生裂缝



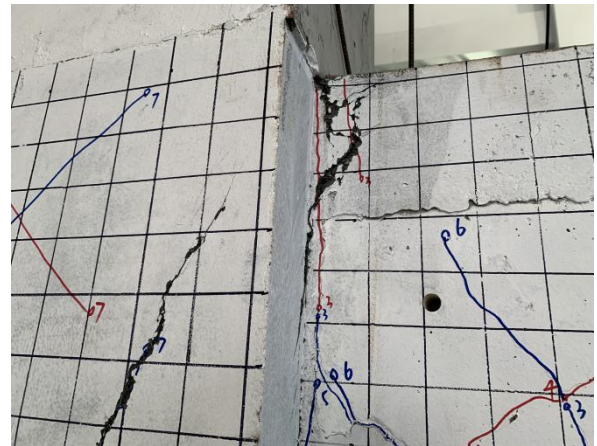
(e) 核心区出现新裂缝，柱扩散角产生裂缝



(f) 扩散角裂缝发展迅速



(g) 核心区一条裂缝宽度达 3mm



(h) 梁端混凝土轻微压碎

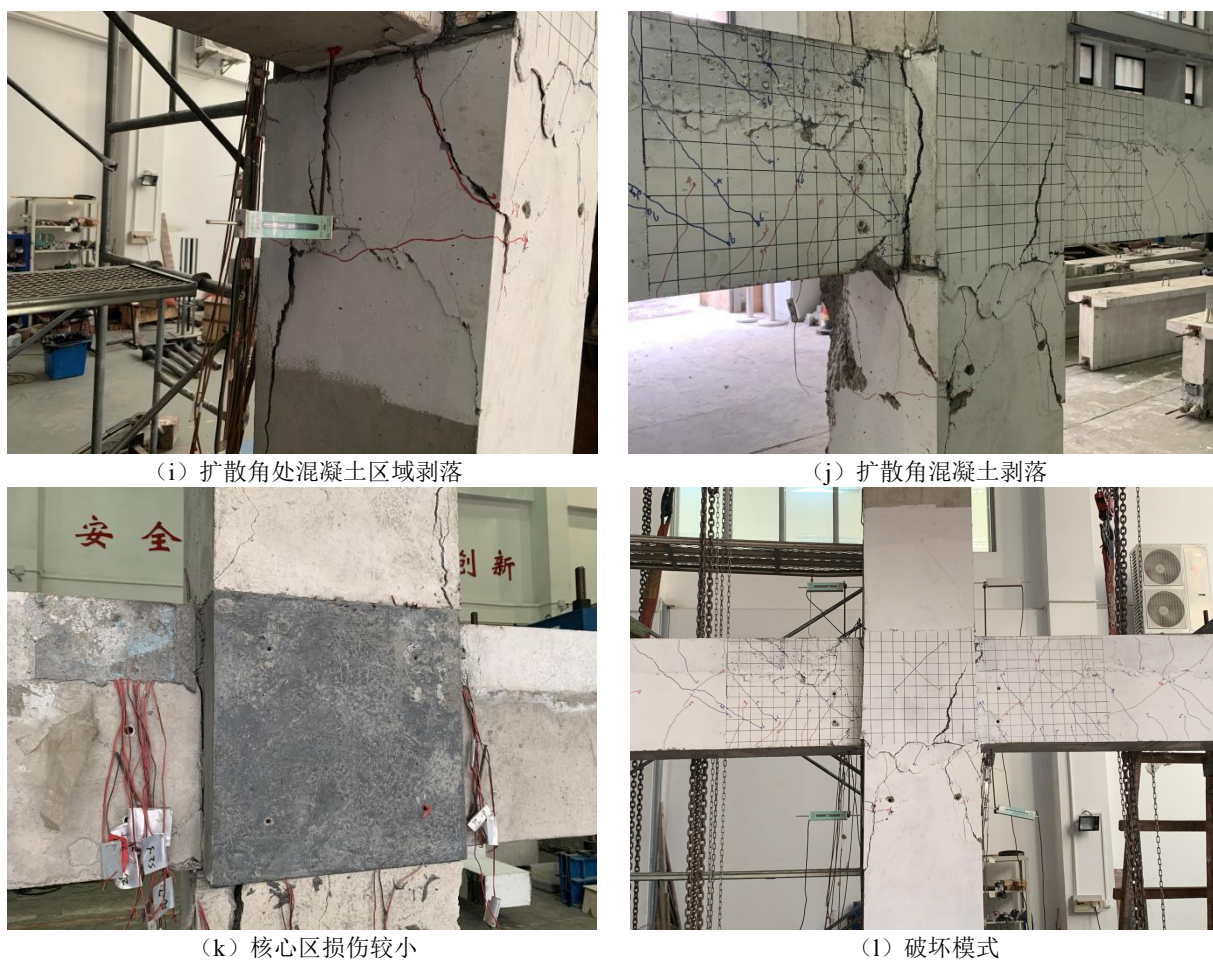
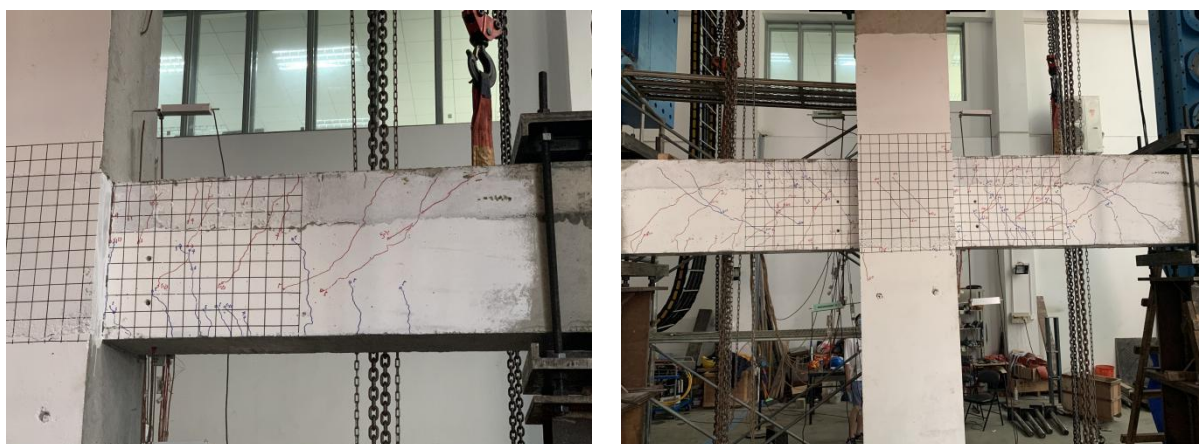


图 4.4.3- 13 JD-1 试验现象

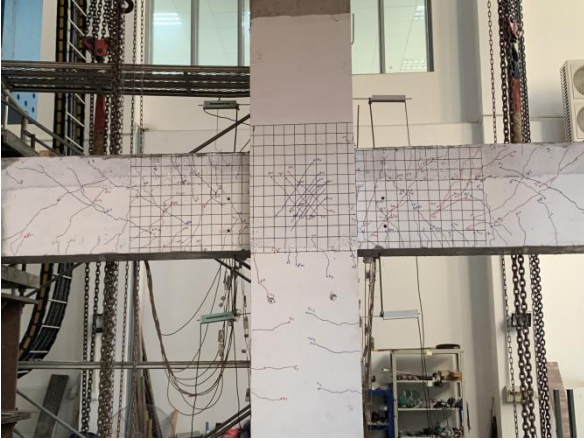
(II) JD-2 试验现象

(1) 水平荷载加载至 175kN 时，荷载-位移曲线出现明显拐点，表明试件进入屈服阶段， $\Delta y=20\text{mm}$ 。

(2) 以 $2\Delta y=40\text{mm}$ 加载时，梁端与核心区交界处出现裂缝，核心区也出现细小裂纹 (3) 以 $3\Delta y=60\text{mm}$ 加载时，试件达到峰值荷载。(4) 以 $4\Delta y=80\text{mm}$ 加载时，梁端与核心区交界处裂缝增多，柱扩散角开裂，核心区裂缝宽度增大到 5mm。(5) 以 $5\Delta y=100\text{mm}$ 加载时，柱扩散角剥落，梁端混凝土压碎，试件退出工作，试验结束。JD-2 试验现象如图 4.4.3-14 所示。



(a) 梁端裂缝持续发展



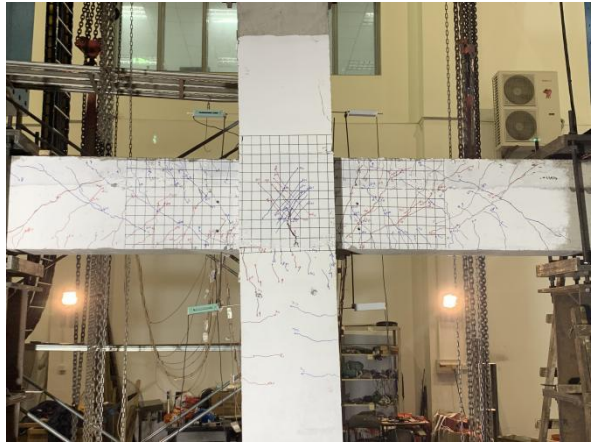
(b) 核心区出现裂缝



(c) 核心区裂缝增多



(d) 梁端轻微压碎



(e) 柱扩散角处裂缝宽度达 1cm



(f) 核心区一条裂缝宽度达 8mm



(g) 柱扩散角混凝土剥落

(h) 核心区开裂

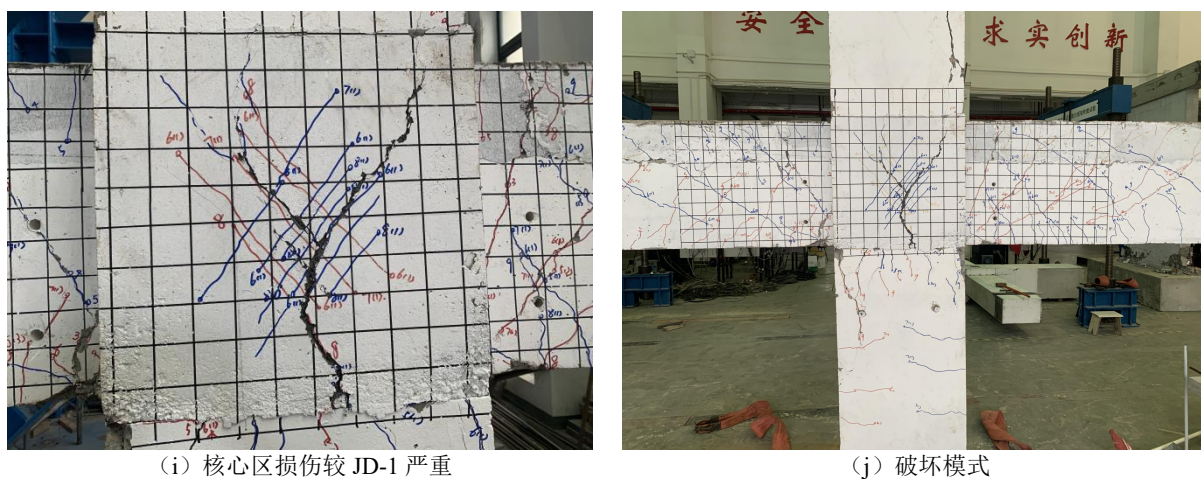
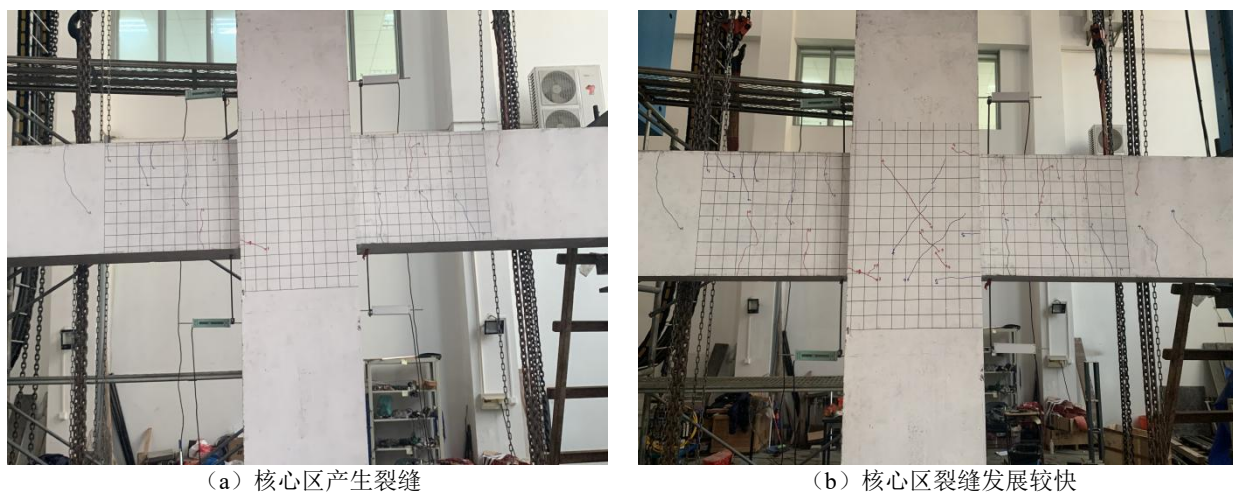


图 4.4.3-14 JD-2 试验现象

(III) JD-3 试验现象

(1) 水平荷载加载到 150kN 时,核心区出现交叉裂缝,荷载-位移曲线出现明显拐点,表明试件进入屈服阶段, $\Delta y=20\text{mm}$ 。(2) 以 $2\Delta y=40\text{mm}$ 加载时,交叉裂缝发展迅速,贯穿整个核心区。(3) 以 $3\Delta y=60\text{mm}$ 加载时,核心区发生剪切破坏,核心区斜裂缝宽度达 3cm,不断有碎骨料从核心区掉落,试件达到峰值荷载。(4) 当加载位移达到 $5\Delta y=100\text{mm}$ 时,核心区混凝土压碎,钢筋露出,试件承载力下降到极限承载力的 85% 以下,试验结束。试件破坏时柱扩散角混凝土剥落,核心区破坏严重,试件破坏属于脆性破坏。JD-3 试验现象如图 4.4.3-15 所示。





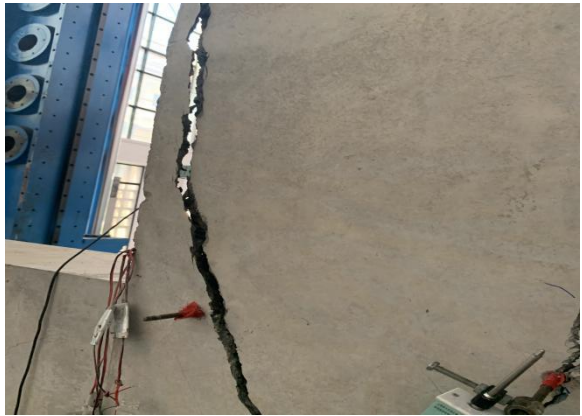
(c) 核心区裂缝延伸至柱扩散角



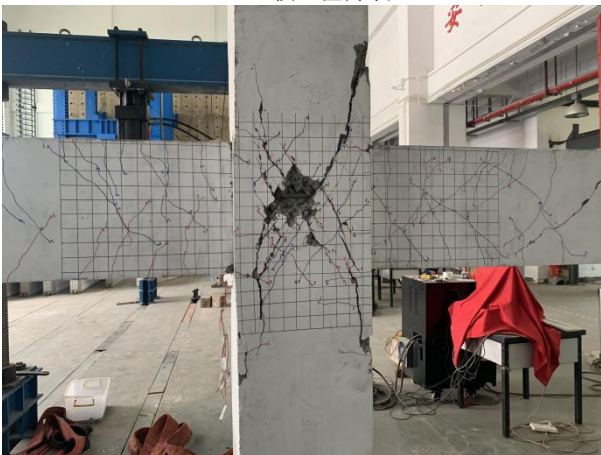
(d) 核心区裂缝持续发展



(e) 核心区开裂



(f) 柱扩散角混凝土剥落



(g) 混凝土剥落，钢筋露出



(h) 破坏模式

图 4.4.3- 15 JD-3 试验现象

(IV) 试验现象对比分析

JD-1、JD-2 和 JD-3 的各节点破坏现象如图 4.4.3-16 所示。

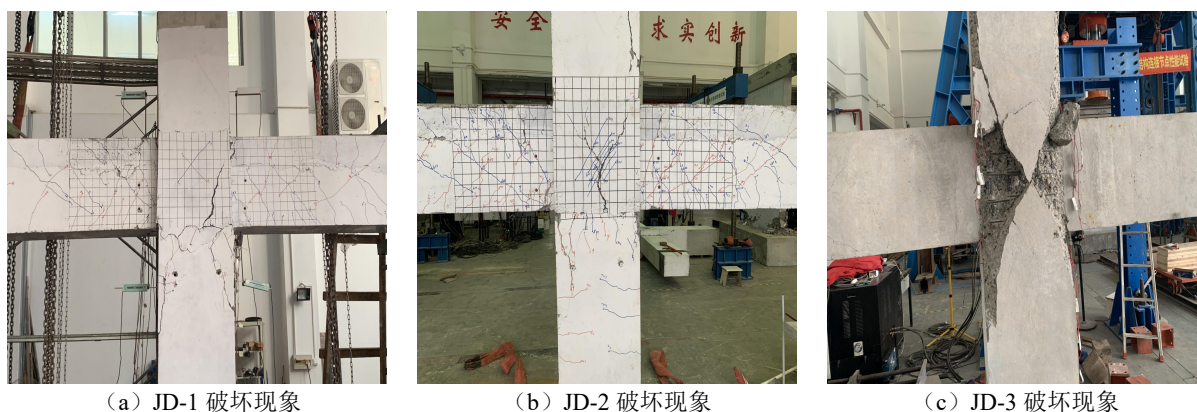


图 4.4.3- 16 各节点破坏现象

从宏观试验现象来看, JD-1 和 JD-2 核心区开裂较晚, 且裂缝发展较慢, 原因在于钢纤维的阻裂效应, 跨越裂缝和靠近裂缝尖端的钢纤维将应力传递至裂缝的上下表面, 裂缝尖端应力集中程度减小, 裂缝扩散速率下降。试件破坏时, JD-1 和 JD-2 的核心区损伤较小, 节点核心区抗震性能良好, 满足“强节点弱构件”的设计理念要求; 而 JD-3 由于柱截面相对较小, 且核心区混凝土强度较低, 节点核心区受剪承载力低于梁端承载力, 节点核心区发生剪切破坏。新型装配式梁柱节点核心区强度大于整浇节点。

③ 试验数据分析

(I) 滞回曲线

滞回曲线是结构在低周反复荷载作用下, 位移与荷载关系的曲线。滞回曲线可以很直观的反映整个加载过程中, 试验构件从弹性, 到弹塑性, 再到塑性, 直至破坏的这一系列过程中的耗能能力、承载力退化趋势及刚度退化规律, 这些参数都是衡量结构抗震性能的重要指标。JD-1、JD-2、JD-3 的滞回曲线如图 4.4.3-17 所示。

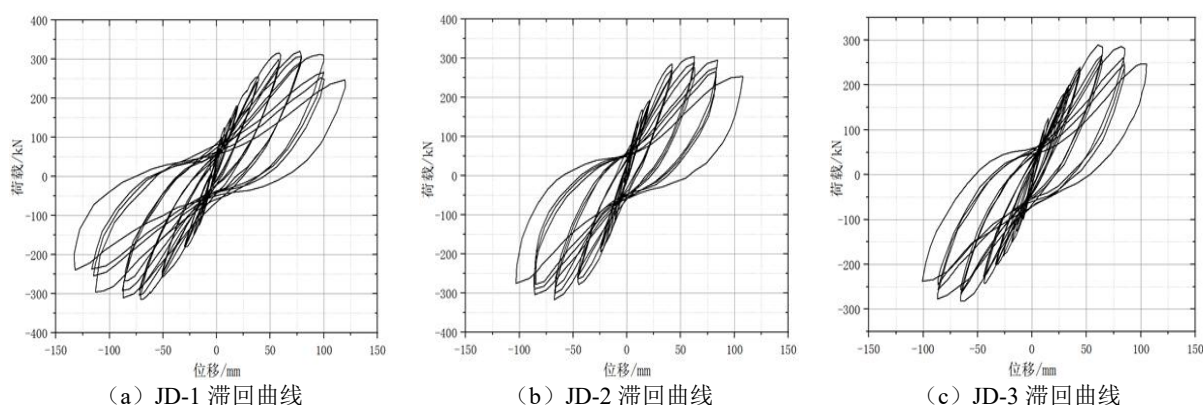


图 4.4.3- 17 各节点滞回曲线

(1) JD-1 和 JD-2 的滞回曲线较为饱满, 说明 JD-1 和 JD-2 具有很好的抗震性能。原因在于 UHPC 具有优异的抗剪切能力, 可以显著提高节点核心区的抗剪刚度, 保证节点核心区在大地震力作用下的耗能能力。

(2) 与新型装配式节点相比, JD-3 滞回曲线更加“捏拢”, 极限承载力也弱于新型装配式节点, 这主要因为 JD-3 柱截面相对较小, 且核心区混凝土强度较低, 导致核心区的抗剪切能力较弱, 加载初期核心区

即出现裂缝，刚度降低，故 JD-3 承载力较低，耗能能力较差。

(3) 对比图 (a) 和 (b)，JD-1 的极限承载力比 JD-2 的极限承载力大，破坏时的位移也大于 JD-2。原因在于 JD-1 核心区的箍筋对其内部混凝土的约束作用，提高了节点核心区的刚度，增大了节点的承载力与变形能力。

总的来说，相较于整浇节点，新型装配式节点核心区承载力更高，耗能能力更强

(II) 骨架曲线

骨架曲线是将滞回曲线每级加载的峰值点连接起来形成到包络线。骨架曲线可以直观的看出结构的屈服点和峰值点，并通过这些数据计算出结构的延性、刚度等衡量结构抗震性能指标。各试件的骨架曲线如图 4.4.3-18 所示。

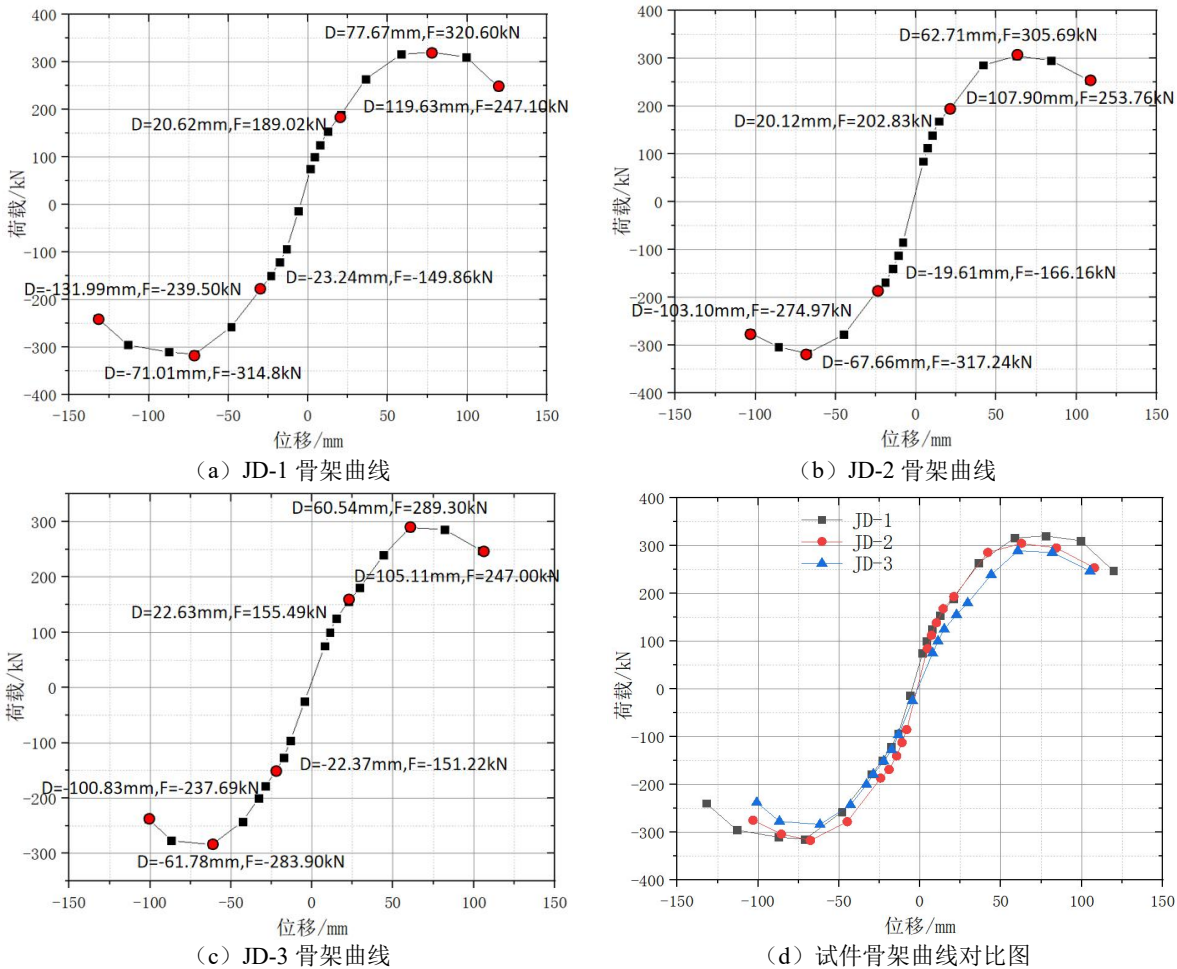


图 4.4.3-18 各节点骨架曲线

对各试件骨架曲线进行分析和对比，可以得出以下结论：

(1) JD-1 和 JD-2 的初始刚度大于 JD-3，原因在于 JD-3 核心区抗剪能力较差，在加载初期就产生裂缝，故 JD-3 初始刚度较小。

(2) JD-3 极限荷载低于新型装配式节点，这是由于 JD-3 核心区相对较弱，破坏模式为核心区剪切破坏，而新型节点核心区强度大，破坏时核心区损伤较小，故 JD-3 极限荷载相对偏低。

(3) 对比 JD-1 和 JD-2 曲线可知, 达到极限荷载以后, 随着荷载继续增大, JD-1 能够更加稳定地保持水平力, 表现出很强的持荷变形能力。JD-2 持荷变形能力稍有降低。原因在于加载过程中, JD-1 核心区箍筋产生相应的拉应力来约束内部混凝土的变形, 维持核心区的变形能力, 而 JD-2 核心区缺少箍筋的约束, 故 JD-1 持荷变形能力优于 JD-2。

(4) 对比 JD-2 和 JD-3 曲线可知, JD-2 的极限承载力和水平持荷能力优于 JD-3, 原因在于 JD-2 核心区的 UHPC 具有较强的抗剪能力, UHPC 中的钢纤维在加载过程中起到了一定的阻裂作用, 降低了裂缝扩展速率, 提高核心区的变形能力, 保证核心区一直处于稳定的受力状态, 并且由于钢纤维的约束作用, 节点核心区的极限荷载也有所增加。而 JD-3 核心区抗剪刚度低, 达到峰值荷载以后, 发生剪切破坏, 承载力下降速度快, 节点承载力和变形能力较差。可以看出, 新型装配式节点适当降低核心区配箍率依旧可以保证节点核心区的变形能力和抗剪能力。

(III) 骨架曲线的特征状态分析

通过对骨架曲线的数据进行整理, 可以得到节点屈服点、峰值点和破坏点所对应的位移和荷载, 并由此推算出节点的延性系数。在地震中, 结构要想吸收部分能量, 产生适度的变形而不是直接倒塌, 就要求结构具有足够的延性。延性可以直观地反映结构塑性变形能力的大小。结构的延性一般通过延性系数 μ 来表示。 μ 的表达式为:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (\text{式 4.4.3-2})$$

各节点特征点及延性系数如表 4.4.3-6 所示。由表中数据可知, JD-1 的正向承载力比 JD-3 高 10.8%, 负向承载力比 JD-3 高 9.4%; JD-2 的正向承载力比 JD-3 高 5.7%, 负向承载力比 JD-3 高 11.7%, 说明当使用 UHPC 浇筑节点核心区时, 适当降低核心区的配箍率依然可以满足节点承载力要求。

通过对各节点试件延性系数进行对比可以发现, 新型装配式节点延性系数高于整浇节点, 在 5.26~5.80 之间, 结构延性较好, 符合结构抗震设计的要求, 这主要因为节点核心区 UHPC 优异的抗剪能力, 使得节点核心区在大地震荷载作用下依旧能够保证稳定的变形能力和受力性能。

表 4.4.3-6 节点特征点与延性系数

	JD-1		JD-2		JD-3	
	正	负	正	负	正	负
屈服位移 (mm)	20.62	-23.24	20.12	-19.61	22.63	-22.37
屈服荷载 (kN)	189.02	-149.86	202.83	-166.16	155.49	-151.22
峰值位移 (mm)	77.67	-71.01	62.71	-67.66	60.54	-61.78
峰值荷载 (kN)	320.60	-314.8	305.69	-317.24	289.30	-283.90
破坏位移 (mm)	119.63	-131.99	107.90	-103.10	105.11	-100.83
破坏荷载 (kN)	247.10	-239.50	253.76	-274.97	247.00	-237.69
延性系数	5.80	5.68	5.36	5.26	4.64	4.51

(IV) 刚度退化

在低周反复荷载实验中, 塑性损伤会随着结构或构件的破坏不断积累, 从而引起刚度的下降。刚度退

化的程度也是判断结构或构件在地震作用下抵抗变形能力与使用性能的一个重要依据。本课题采用等效刚度法定量分析各个试件的刚度特征。其表达式如下所示：

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+X_i| + |-X_i|} \quad (\text{式 4.4.3-3})$$

式中 F_i 表示记载到第 i 级的峰值荷载， X_i 表示加载到第 i 级的峰值荷载所对应的位移；正负号代表正向和负向加载。根据 P-Δ 曲线计算出各节点刚度退化与位移的关系曲线，各节点刚度退化曲线如图 4.4.3-19 所示。

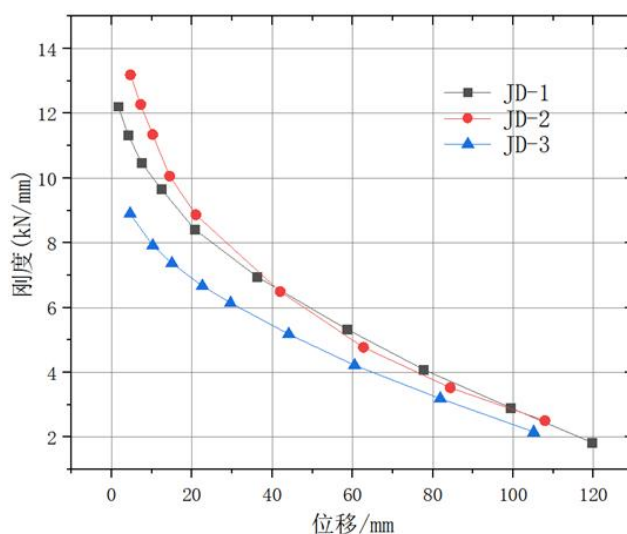


图 4.4.3-19 试件刚度退化曲线对比图

通过对各节点刚度退化曲线的分析，可以得出以下结论：JD-1 和 JD-2 的初始刚度大于 JD-3。在加载过程中，JD-3 的刚度始终低于新型装配式节点，原因在于 JD-3 核心区在加载初期就已产生裂缝，在加载过程中，JD-3 核心区的混凝土压碎，损伤不断累积，最终发生剪切破坏，而新型装配式节点在加载过程中核心区完整性较好，受力状态良好，故与新型装配式节点相比，JD-3 的刚度偏低。

(V) 承载力退化

试件在低周反复荷载作用下，内部出现损伤，在施加的水平荷载不变的情况下，节点试件承载力随循环次数的增大而降低，这种现象叫做承载力退化。承载力退化是衡量结构抗震能力的重要指标，承载力退化越慢，则结构抵抗地震力作用的能力越强，结构抗震性能也就越强。本课题采用承载力退化系数表示试件在加载过程中的强度退化。

$$\lambda_j = \frac{P_j}{P_{max}} \quad (\text{式 4.4.3-4})$$

式中： P_j 为同一级加载中第 j 次循环的峰值荷载；

P_{max} 为同一级加载中第 1 次循环的峰值荷载。

根据上述公式，可以得到各节点承载力退化与位移的关系曲线，本文给出不同试件每级加载第二循环的承载力退化系数与位移的关系曲线，各节点试件承载力退化曲线如图 4.4.3-20 所示。

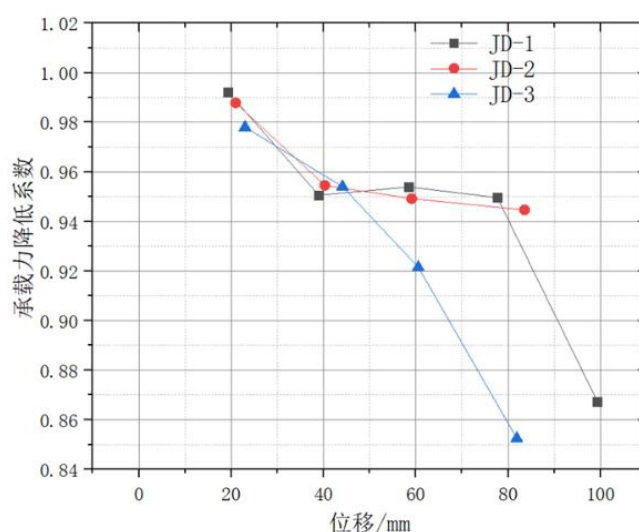


图 4.4.3-20 试件承载力退化曲线对比图

通过对各节点承载力退化曲线的分析,可以得出以下结论:随着荷载的不断增大,节点试件内部损伤不断累积,梁纵筋屈服,混凝土压碎剥落,导致节点整体承载力降低,又由于钢筋、混凝土性能的不稳定,钢筋和混凝土之间产生不同程度的相对滑移导致节点承载力退化呈不规则性。

结合各试件破坏现象可知,JD-1 和 JD-2 加载到 40mm 以后,裂缝发展基本稳定,钢筋逐渐屈服,试件整体承载力退化系数趋于稳定。JD-3 核心区抗剪刚度较低,在加载到 60mm 时,核心区混凝土损伤较大,故对应的承载力退化系数持续快速降低,直至试件破坏。新型装配式节点承载力退化性能更加稳定,结构整体的安全性更高。

(VI) 耗能能力

结构在遭遇地震荷载时会吸收和耗散一定的能量,从而减小地震力的传递,降低地震的破坏程度,这种能力叫做耗能能力。结构的耗能能力通常以能量耗散系数 E 或等效粘滞阻尼系数 ξ_e 来表征,本课题采用等效粘滞阻尼系数 ξ_e 定量分析结构的耗能能力。计算公式如下:

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{S_{OBE} + S_{ODF}} \quad (\text{式 } 4.4.3-5)$$

等效粘滞阻尼系数计算示意图如图 4.4.3-21 所示。

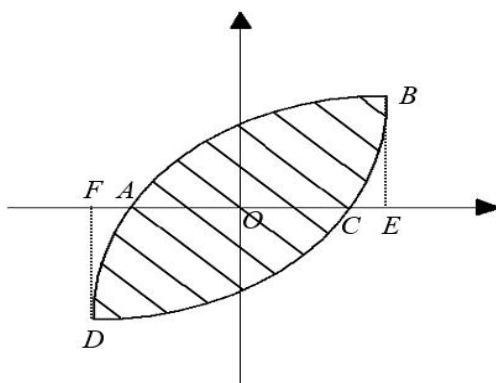


图 4.4.3-21 等效粘滞阻尼系数计算示意图

各个试件采用公式 3.5 计算所得各个试件的等效粘滞阻尼系数-位移图，如图 4.4.3-22 所示。

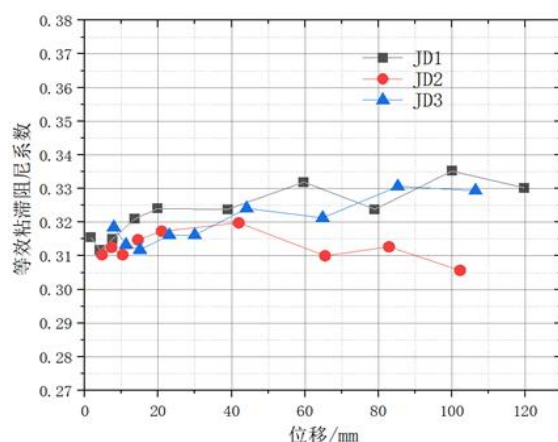


图 4.4.3-22 各试件的等效粘滞阻尼系数对比

由各试件的等效粘滞阻尼系数对比可以看出，JD-1 和 JD-2 前期耗能较小，当加载位移达到 20mm 时，试件屈服，耗能开始增加，总体耗能能力呈上升趋势。结合试验现象，JD-1 和 JD-2 核心区损伤较小，主要依靠梁端纵筋的塑性耗能，因此耗能能力良好。JD-3 核心区较为薄弱，虽然加载前期依靠钢筋屈服和混凝土开裂，使试件的耗能能力得到一定的提升，但是加载后期核心区发生剪切破坏，限制了试件的耗能能力。由此看出，新型装配式节点耗能能力优于整浇节点。

(VII) 核心区剪切变形

节点核心区的剪切变形由核心区布置的交叉位移计测得，核心区的剪切应变可通过式 4.4.3-6 计算。

$$\gamma = \frac{\sqrt{|AB|^2 + |AD|^2}}{2 \times |AB| \times |AD|} (\Delta|AC| + \Delta|BD|) \quad (\text{式 4.4.3-6})$$

式中 γ 为节点核心区剪切变形， $|AB|$ 为节点核心区竖向距离； $|AD|$ 为节点核心区水平距离； $\Delta|AC|$ 为核心区 AC 方向的变形幅度； $\Delta|BD|$ 为节点核心区 BD 方向的变形幅度。节点剪切变形示意图如图 4.4.3-23 所示。

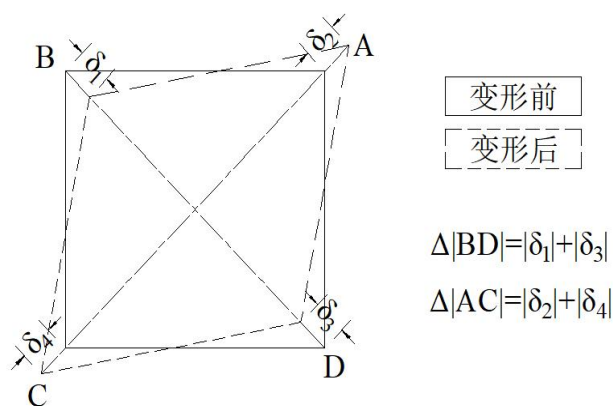


图 4.4.3- 23 核心区剪切变形示意图

图 4.4.3-24 给出了各试件节点核心区的剪切变形随加载位移增大的变化情况。荷载加载至最后一级时，JD-3 核心区开裂位移计掉落，未测得剪切变形数据。由图可以看出，与 JD-1 相比，JD-2 加载中后期的核心区剪切变形大于 JD-1，这主要是由于 JD-2 核心区缺少箍筋约束造成的。但是 JD-2 在加载全过程中，核心区剪切变形均小于 JD-3，表明 JD-2 核心区强度大于 JD-3。新型装配式节点构造可以显著提高核心区的抗剪刚度，限制核心区的剪切变形。

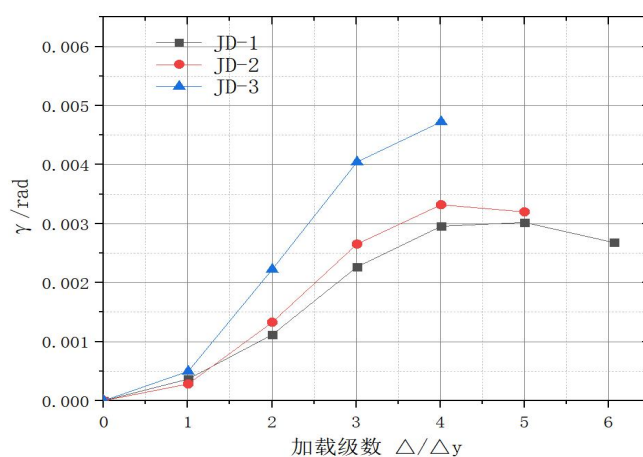


图 4.4.3- 24 试件核心区剪切变形

(VIII) 钢筋应变分析

图 4.4.3-25 试件核心区箍筋应变曲线。节点核心区箍筋的应变变化情况与节点的宏观开裂破坏现象非常吻合。

JD-1 和 JD-3 的核心区箍筋在加载前中期现象类似：核心区开裂前，节点处于弹性阶段，核心区箍筋的应变均很小；当节点核心区出现裂缝时，核心区箍筋的应变突然增大。

加载后期，JD-1 核心区损伤较小，箍筋应变曲线基本保持稳定。而 JD-3 在加载位移达到 36mm 时，核心区损伤较大，箍筋屈服。箍筋应变现象表明新型装配式节点核心区具有较好的抗剪承载力。

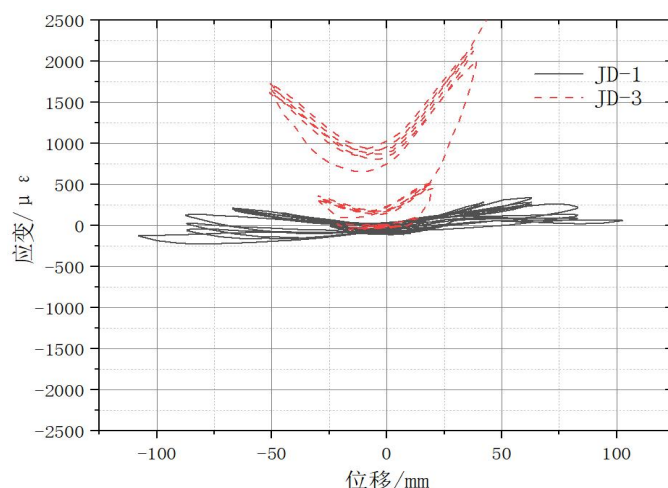


图 4.4.3- 25 核心区箍筋应变

④ 本章小结

本文进行了 3 个梁柱节点试件在低周反复荷载作用下的试验研究和分析，作如下总结：

(1) 本试验试件按照“弱节点强构件”的设计方法设计。试件破坏时，新型装配式节点试件核心区损伤较小，整浇节点试件核心区发生剪切破坏；

(2) 新型装配式节点试件滞回曲线较为饱满，整浇节点试件滞回曲线较捏缩；

(3) 新型装配式节点试件承载力比整浇节点试件高 10% 左右，延性优于整浇节点试件；

(4) 节点破坏时，新型装配式节点试件核心区剪切变形小于整浇节点试件；

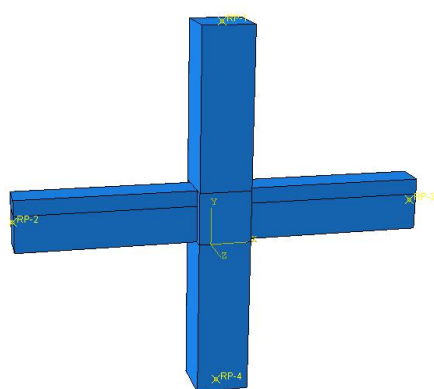
(5) 综合来看，新型装配式节点构造可显著提高结构的延性和承载力，缓解刚度退化并增强耗能能力，满足结构的受力能力需求

(3) 有限元分析

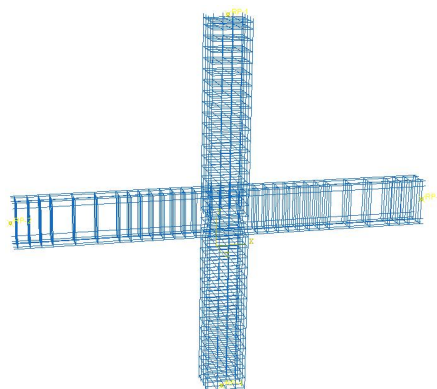
① 有限元模型的建立

(I) 几何模型

根据梁柱节点的组成部分与尺寸，建立有限元模型，JD-1 整体模型与钢筋笼如图 4.4.3-26 所示。



(a) JD-1 整体模型



(b) JD-1 钢筋笼模型

图 4.4.3- 26 JD-1 有限元模型

(II) 材料属性

(1) 混凝土和钢筋本构

模型选用混凝土塑性损伤模型，以充分考虑混凝土在受压及受拉性能上的差异和损伤导致的刚度退化。混凝土本构采用 2015 版《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)中提供的本构关系曲线。钢材本构采用双折线模型，取屈服后的弹性模量为初始弹性模量的 0.01。混凝土材料参数见表 4.4.3-7，混凝土和钢筋本构关系见图 4.4.3-27。

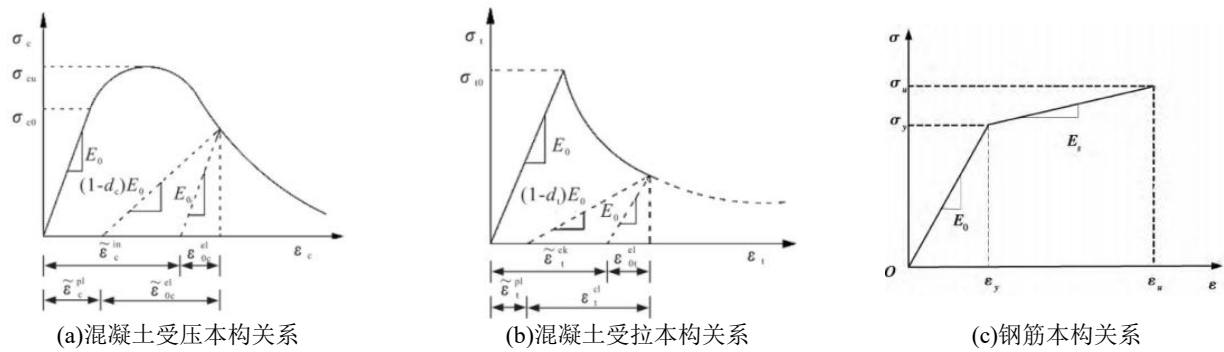


图 4.4.3- 27 材料本构关系

表 4.4.3- 7 混凝土材料参数

混凝土	质量 密度(kg/m³)	弹性 模量(N/mm²)	泊松比	膨胀角	偏心率	$\frac{f_{b0}}{f_{c0}}$	K_c	粘性系数
C30	2400	25907	0.2	30	0.1	1.16	0.667	0.001
C35	2400	27651	0.2	30	0.1	1.16	0.667	0.001

(2) UHPC 本构

UHPC 选用混凝土塑性损伤模型，以模拟 UHPC 在反复荷载下的受力破坏情况。模型中，UHPC 的抗拉和抗压强度以及弹性模量均采用材性试验数据，UHPC 的泊松比 ν 取 0.2。UHPC 本构关系采用《超高性能混凝土结构技术规程》规定的 UHPC 单轴受拉和受压应力-应变曲线关系，如图 4.4.3-28 所示。

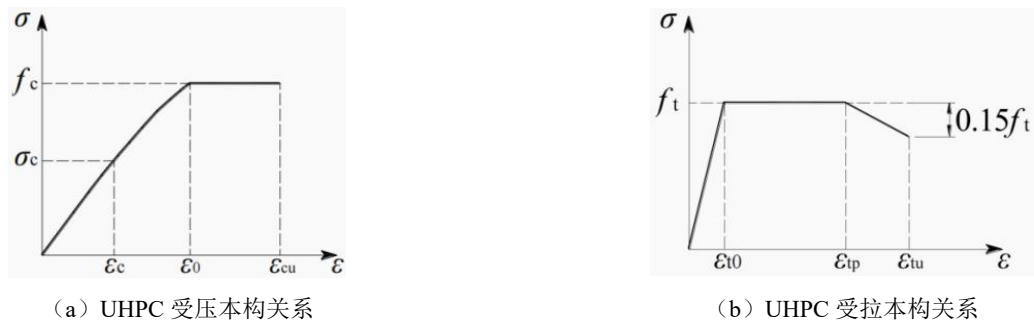


图 4.4.3- 28 UHPC 本构关系

UHPC 的受压本构关系，即：

$$\sigma_c = \begin{cases} f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^n \right] & \epsilon_c < \epsilon_0 \\ f_c & \epsilon_0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \end{cases} \quad (式 4.4.3-7)$$
$$n = 1.2 - 0.001(f_{cu,k} - 100)$$

$$\varepsilon_0 = 0.0025 + 0.5 \times (f_{cu,k} - 100) \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0042 - 0.3 \times (f_{cu,k} - 100) \times 10^{-5}$$

UHPC 的受拉本构关系，即：

$$\sigma_t = \begin{cases} E_c \varepsilon_t & \varepsilon_t \leq \varepsilon_{t0} \\ f_t & \varepsilon_{t0} < \varepsilon_t \leq \varepsilon_{tp} \\ f_t + 0.15 f_t \frac{(\varepsilon_{tu} - \varepsilon_t)}{\varepsilon_{tu} - \varepsilon_{tp}} & \varepsilon_{tp} < \varepsilon_t \leq \varepsilon_{tu} \end{cases} \quad (\text{式 } 4.4.3-8)$$

式中： $\sigma_c(\sigma_t)$ 为压（拉）应力； $f_c(f_t)$ 为轴心抗压（拉）强度设计值； $f_{cu,k}$ 为立方体抗压强度标准值； $\varepsilon_0(\varepsilon_{t0})$ 为峰值应力 $f_c(f_t)$ 对应的压（拉）应变； $\varepsilon_{cu}(\varepsilon_{tu})$ 为极限压（拉）应变； ε_{tp} 为 UHPC 拉应力开始随应变增加而减小时的拉应变。

混凝土塑性损伤模型中，UHPC 材料参数的取值具体见表 4.4.3-8。

表 4.4.3-8 UHPC 材料参数

强度等级	质量密度 (kg/m ³)	弹性模量 (N/mm ²)	泊松比	膨胀角	偏心率	$\frac{f_{b0}}{f_{c0}}$	K _c	粘性系数
UC140	2400	45200	0.2	30	0.1	1.05	0.667	0.00001

(III) 相互作用

模型中主要涉及 3 种相互作用的定义：（1）由于新型装配式梁柱节点中，预制混凝土、叠合层现浇混凝土以及 UHPC 两两之间并非一次成型，故其之间存在接触面，为更准确地模拟接触面的受力性能，将接触面设置为表面与表面接触；（2）模型中钢筋笼嵌入到混凝土中；（3）柱（梁）端加载点和柱（梁）端面间设置耦合约束。

(IV) 单元类型和网格划分

混凝土和 UHPC 选用实体单元 C3D8R，钢筋选用桁架单元 T3D2。通过网格划分将模型中框架节点划分成规则的六面体单元，划分前先将各框架节点分割成简单的几何形状，以便于划分能顺利进行。

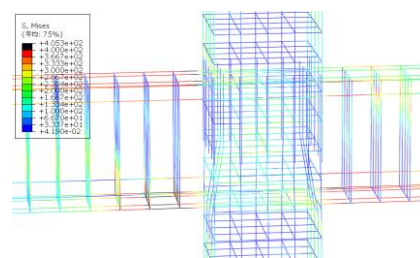
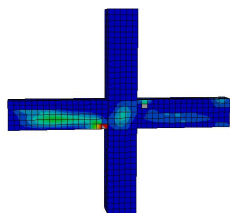
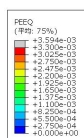
(V) 边界条件和载荷施加

根据试验轴压比，在上柱柱端施加 1100kN 轴力，试验过程中保持不变；根据试验加载制度，在上柱柱端施加水平向低周反复荷载，以位移形式加载；根据试验实际工况设置梁端和下柱柱端的边界条件，下柱柱端只允许有平面内转动，梁端只允许有轴向位移和平面内转动。

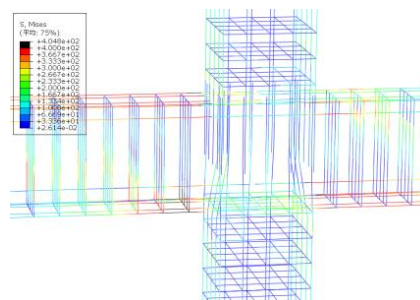
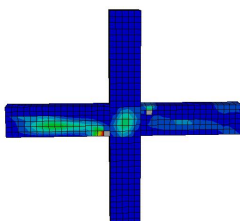
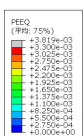
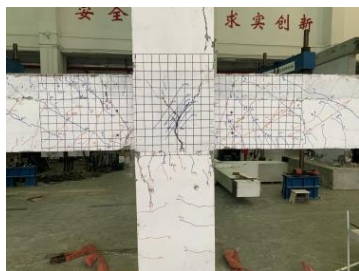
② 有限元模拟结果验证

(I) 破坏特征对比

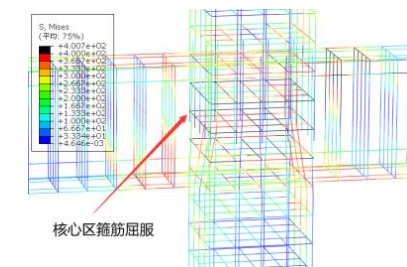
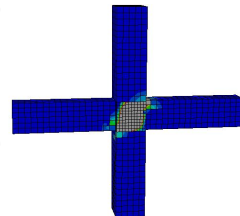
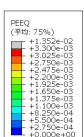
试件加载试验的破坏特征和有限元模拟的破坏特征对比如图 4.4.3-29 所示。试验中，JD-1 和 JD-2 破坏时核心区损伤较小，梁端混凝土压碎，钢筋受拉屈服；JD-3 加载到后期节点核心区箍筋屈服，混凝土压碎，节点核心区先于梁端发生剪切破坏。由有限元模拟结果可以看出，JD-1 和 JD-2 核心区损伤较小，JD-1 核心区箍筋尚未屈服，JD-3 核心区箍筋屈服，核心区混凝土破坏严重，说明有限元模拟的结果与试验结果高度吻合。



(a) JD-1 核心区损伤较小, 核心区箍筋未屈服



(b) JD-2 核心区损伤较小

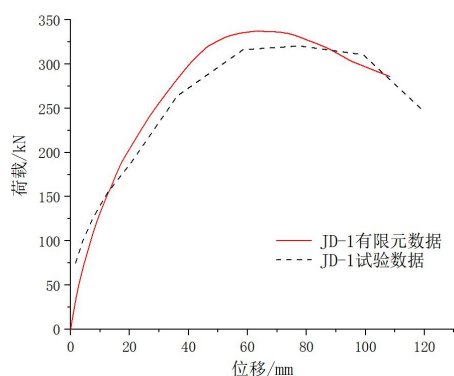


(c) JD-3 核心区破坏严重, 核心区箍筋屈服

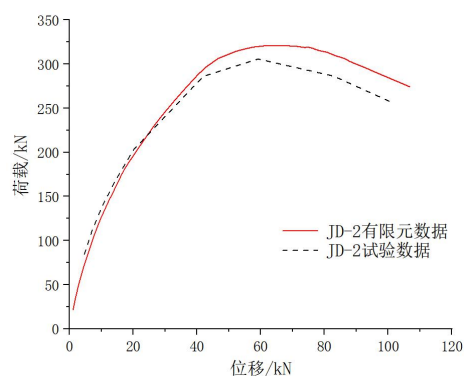
图 4.4.3-29 试验与有限元破坏特征对比

(II) 骨架曲线对比

试验与有限元骨架曲线的对比如图 4.5 所示。由图 4.4.3-30 可知, 各节点有限元模拟与试验结果具有相似的变化趋势, JD-1 和 JD-2 的模拟结果与试验更是高度相似。JD-3 加载前期核心区即产生裂缝, 试件刚度下降较快, 而有限元模拟时未考虑混凝土开裂后受力性能的下降, 故与试验骨架曲线相比, 模型的骨架曲线更加饱满光滑, 前期刚度更大。



(a) JD-1 对比结果



(b) JD-2 对比结果

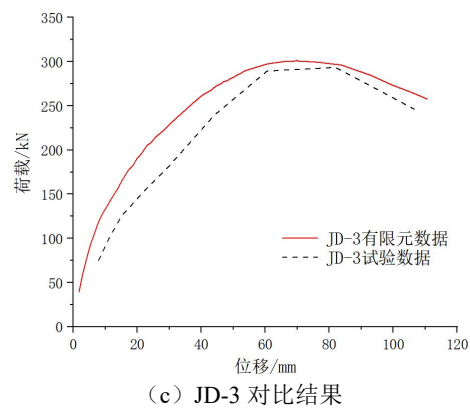


图 4.4.3- 30 试验与有限元骨架曲线对比

有限元模拟得出的峰值荷载如表 4.4.3-9 所示。由表 4.4.3-9 知，有限元模拟与试验得出的峰值荷载相差均小于 6%，模型吻合较好。有限元模拟的结果较试验偏大的主要原因是：（1）有限元模拟时忽略了加载装置间隙、基础转动等对试验造成的不利影响；（2）有限元建模时未考虑钢筋与混凝土和 UHPC 之间的相对滑移。

表 4.4.3- 9 试验与有限元模拟的峰值荷载对比

试件编号	$P_{m,t}/\text{kN}$	$P_{m,f}/\text{kN}$	相对误差
JD-1	321	337	5.2%
JD-2	306	321	5.0%
JD-3	293	301	2.7%

注： $P_{m,t}$ 为试验数据的峰值荷载， $P_{m,f}$ 为有限元模拟数据的峰值荷载。

③ 有限元参数化分析

(I) 参数化分析试件分类

基于经验证有效的节点有限元模型，对 JD-1 进行参数化分析。参数化分析基本参数如表 4.4.3-10 所示。

表 4.4.3- 10 有限元模拟试件分类

节点类型	核心区混凝土强度等级	核心区箍筋	轴压比
JD-1	C40	10@100	0.4
	C50	10@100	0.4
	C60	10@100	0.4
	UC120	10@100	0.4
	UC140	10@100	0.4
	UC160	10@100	0.4
	UC140	10@100	0.1
	UC140	10@100	0.2
	UC140	10@100	0.3

(II) 轴压比参数化分析

保持 JD-1 其他参数不变，改变试件的轴压比，轴压比分别为 0.1、0.2、0.3、0.4，计算结果图 4.4.3-31

以及表 4.4.3- 11 所示。

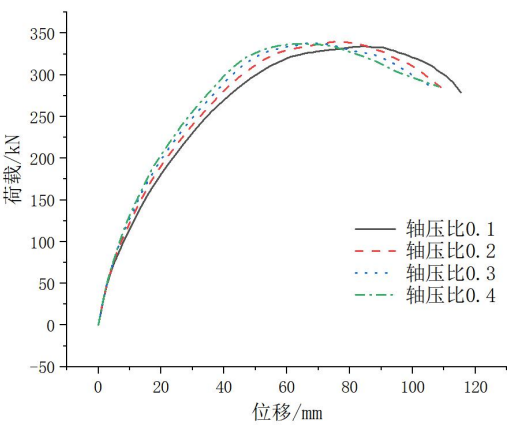


图 4.4.3- 31 不同轴压比试件骨架曲线

表 4.4.3- 11 各试件骨架曲线特征点

轴压比	屈服荷载/kN	屈服位移/mm	峰值荷载/kN	峰值位移/mm	极限荷载/kN	极限位移/mm	延性系数
0.1	230	30	336	85	284	113	3.78
0.2	239	30	340	75	288	106	3.57
0.3	248	30	338	66	287	105	3.51
0.4	258	30	337	67	286	100	3.29

由图 4.4.3- 31 可知，各试件骨架曲线在加载前期基本重合，表明轴压比对装配式梁柱节点屈服前的刚度影响较小。以轴压比为 0.1 的节点为基准，随着轴压比的增大，节点的屈服荷载分别增大了 3.9%、7.7%、12.2%，屈服荷载提高较大；峰值荷载分别增大了 1.1%、0.4%、0.2%，峰值荷载变化不明显。说明增大轴压比对节点承载能力影响不大，但是对屈服荷载提升较大。随着轴压比的增大，节点极限位移逐渐减小，位移延性系数不断降低，说明轴压比的增大会降低节点延性。

(III) 核心区混凝土强度参数化分析

JD-1 其他参数保持不变，改变试件核心区混凝土强度，强度分别为 C40、C50、C60、UC120、UC140、UC160，计算结果如图 4.4.3- 32 所示。

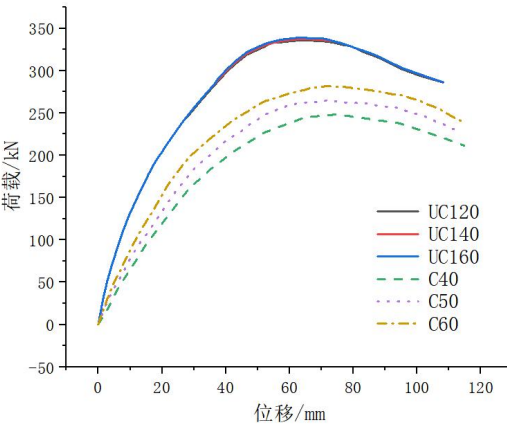


图 4.4.3- 32 不同核心区混凝土强度试件骨架曲线

从图 4.4.3-32 可以看出,随着核心区混凝土强度的增大,节点的承载力显著提高,当核心区混凝土强度达到 UC120 以后,节点骨架曲线几乎重合。UHPC 在已经满足强度要求的情况下,继续提高 UHPC 强度对提高节点受力性能作用很小。

④ 本章小结

基于 ABAQUS 有限元分析软件,对试验的三个试件进行有限元分析,根据拟静力试验结果验证有限元建模方法的可靠性,以轴压比、核心区混凝土强度为参数研究其对新型装配式梁柱节点抗震性能的影响,得出以下结论:

1) 对 1 个整浇梁柱节点试件和 2 个新型装配式梁柱节点试件进行数值模拟,模拟与试验得到的破坏现象、骨架曲线、峰值荷载吻合良好,模型具有较好的准确性和可行性。

2) 有限元参数化分析结果表明:轴压比对节点峰值荷载影响不大,对节点极限荷载对应的位移及结构延性影响较大,随着节点轴压比增大,节点极限荷载对应的位移减小,节点延性降低;随着核心区混凝土强度的提高,节点核心区的承载力显著增大,当核心区混凝土强度达到 UC120 以后,节点骨架曲线几乎重合,说明 UHPC 强度超过 UC120 后,继续提高 UHPC 强度对提高节点受力性能作用很小。

3) 本文建立的有限元模型可用于更为系统的数值参数分析,用于新型装配式梁柱节点计算公式的提出和验证,可为新型装配式梁柱节点的设计提供参考依据。

(4) 结论

为研究采用 UHPC 浇筑核心区的新式装配式梁柱连接节点的抗震性能,本文对 3 个梁柱节点试件进行了低周反复荷载试验,并利用 ABAQUS 软件建立了现浇梁柱节点和装配式梁柱节点的有限元模型,验证了模型的准确性并进行了参数化分析,主要得出以下结论:

1) 本试验试件按照“弱节点强构件”的设计方法设计。试件破坏时,新式装配式节点试件核心区损伤较小,整浇节点试件核心区发生剪切破坏;

2) 新式装配式节点试件滞回曲线较为饱满,整浇节点试件滞回曲线较捏缩;

3) 新式装配式节点试件承载力比整浇节点试件高 10%左右,延性优于整浇节点试件;

4) 节点破坏时,新式装配式节点试件核心区剪切变形小于整浇节点试件;

5) 综合来看,新式装配式节点构造可显著提高结构的延性和承载力,缓解刚度退化并增强耗能能力,满足结构的受力能力需求。

6) 对 1 个整浇梁柱节点试件和 2 个新式装配式梁柱节点试件进行数值模拟,模拟与试验得到的破坏现象、骨架曲线、峰值荷载吻合良好,模型具有较好的准确性和可行性。

7) 有限元参数化分析结果表明:轴压比对节点峰值荷载影响不大,对节点极限荷载对应的位移及结构延性影响较大,随着节点轴压比增大,节点极限荷载对应的位移减小,节点延性降低;随着核心区混凝土强度的提高,节点核心区的承载力显著增大,当核心区混凝土强度达到 UC120 以后,节点骨架曲线几乎重合,说明 UHPC 强度超过 UC120 后,继续提高 UHPC 强度对提高节点受力性能作用很小。

8) 本文建立的有限元模型可用于更为系统的数值参数分析,用于新式装配式梁柱节点计算公式的提出和验证,可为新式装配式梁柱节点的设计提供参考依据。

4.2.4 新型装配式剪力墙连接节点研究

(1) 新型装配式混凝土剪力墙连接节点试验

① 试验目标

本试验的主要试验内容和目标为：

- 1) 考察新型剪力墙节点在低周反复荷载作用下的应力分布和变形情况，给出剪力墙节点的极限承载力，验证剪力墙节点设计的安全性和可靠性；
- 2) 对新型剪力墙节点的抗震性能进行研究，评估节点的滞回性能和耗能能力；
- 3) 对新型剪力墙节点的破坏过程和模式进行评估；
- 4) 考察新型剪力墙节点内部构造和传力路径，验证节点构造设计的合理性、以及施工工艺的可行性。

② 试验对象

试验共对 1 个整浇剪力墙（RCQ）和 1 个新型装配式剪力墙（PCQ）进行了低周反复荷载试验。通过对剪力墙试件施加低周反复荷载来考察各剪力墙在地震力作用下的受力性能。

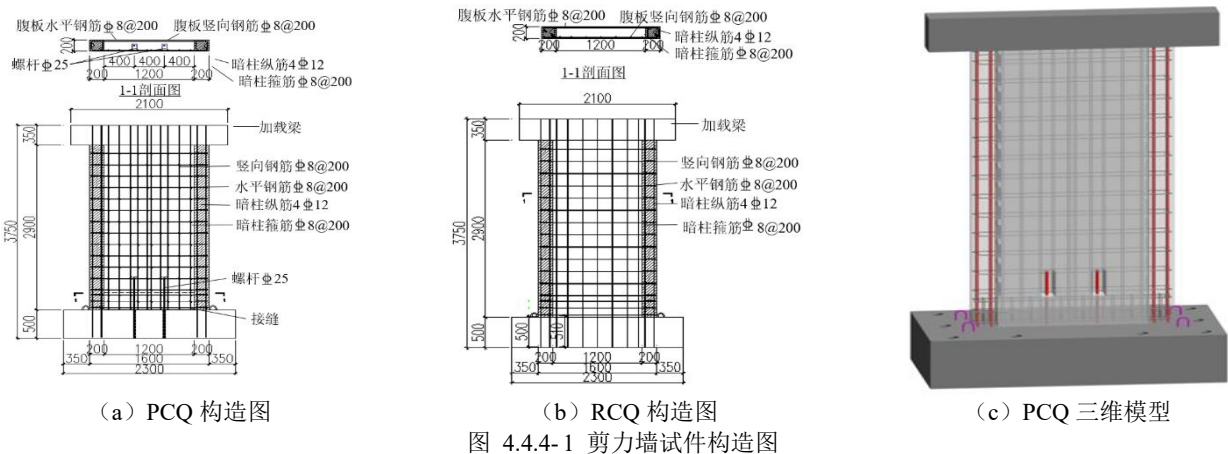
③ 试件设计

为了更加贴合实际工程，剪力墙不进行缩尺处理，按照 1:1 的尺寸设计。最终确定剪力墙的尺寸：剪力墙墙体宽 1.2m，两边边缘构件各 0.2m，高 2.9 m，高宽比为 1.8，厚 200 mm。现浇与预制混凝土强度等级均为 C30，钢筋采用 HRB400 级钢筋。两片剪力墙试件参数见表 4.4.4- 1。

表 4.4.4- 1 剪力墙试件参数表

试件编号	截面高度 b×h×t (mm)	高宽比	混凝土强度	轴压比	边缘构件纵筋	边缘构件箍筋	墙体纵筋
PCQ	1600×200×2900	1.8	C30	0.4	4Φ12	Φ8@200	Φ8@200
RCQ	1600×200×2900	1.8	C30	0.4	4Φ12	Φ8@200	Φ8@200

新型装配式剪力墙（PCQ）试件制作时，墙体与基础梁先分开浇筑再组装，组装时墙体采用两根直径为 25mm 的螺杆代替现浇剪力墙的连接钢筋，两根螺杆通过 UHPC 锚固在墙体内，锚固长度根据已有研究取 10d（d 为钢筋直径）。整浇剪力墙（RCQ）试件制作时，纵向钢筋贯通，钢筋骨架由基础梁、墙体、边缘构件和顶部加载梁绑扎一起，混凝土一次浇筑完成。PCQ 与 RCQ 的试件构造如图 4.4.4-1 所示。



④ 加载装置

试验加载装置选用 10000kN 自研制大型多头多功能加载机，该多头加载机竖向最大压力 10000kN，最大拉力 3000kN；水平最大推力 1500kN，最大拉力 1500kN（两作动头）。图 4.4.4-2 所示为 10000kN 加载机的立面图。

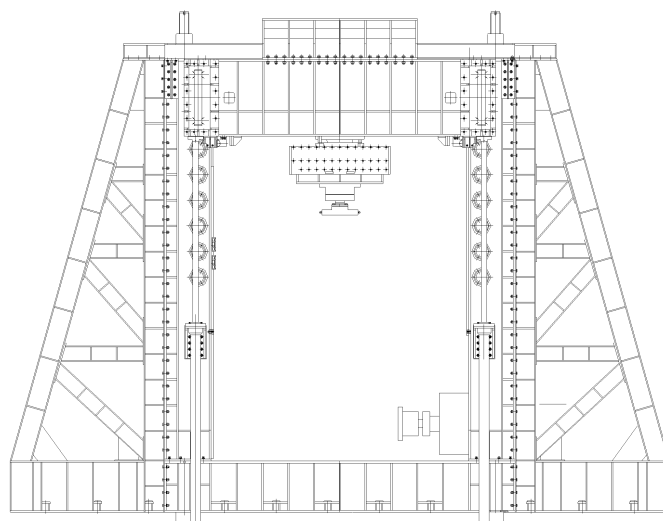


图 4.4.4-2 加载机示意图

试验装置如图 4.4.4-3 所示，螺栓通过基础梁预留的孔道与地面锚孔相连以固定试件，水平荷载由数控电动液压伺服作动器提供。试验加载装置实景图如图 4.4.4-4 所示。

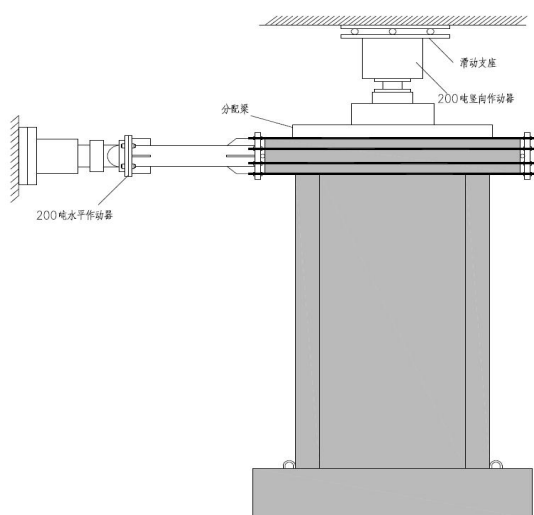


图 4.4.4-3 加载装置示意图

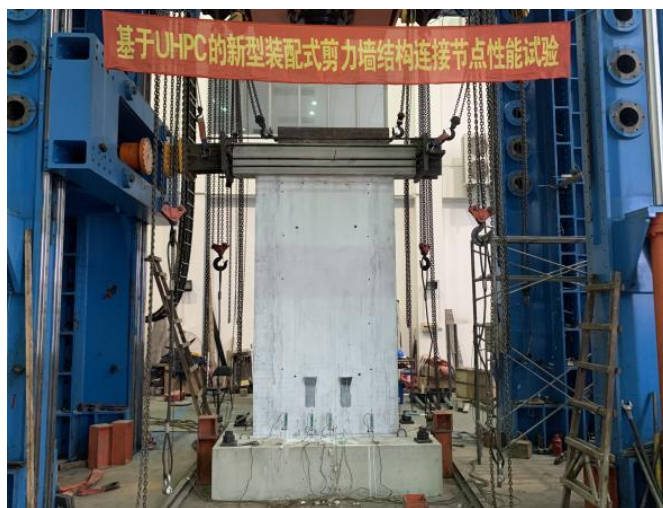


图 4.4.4-4 加载装置实景图

⑤ 加载方案

参考《建筑抗震试验规程》JGJ/T101-2015^[124]，根据剪力墙试件的设计特点，本次试验采用墙顶横向加载。正式加载之前进行预加载，采用力控制，以检查各测试通道是否正常工作，核对各应变片读数和位移计读数。达到预加荷载之后，无异常现象缓慢卸载至零，准备正式加载。

具体加载方案为：首先按照轴压比设计值 0.4 施加 1850kN 的竖向轴压力，且要保持轴向力恒定。随后，

通过多通道电液伺服结构试验系统对梁端施加往复水平荷载。为了防止试件的初始非弹性变形对试验结果的影响，在正式加载试验前先进行预加载。试验加载过程中采用荷载-位移混合控制机制，加载制度如图 4.4.4-5 所示，试件出现破坏或当荷载降低到峰值荷载的 85%时试验结束，荷载分级加载过程如表 4.4.4-2 所示。

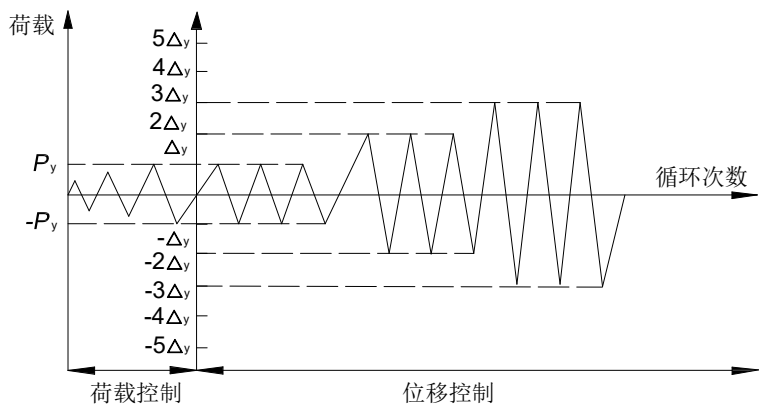


图 4.4.4- 5 加载方案示意图

表 4.4.4- 2 荷载分级加载表

荷载级数	水平作动器预估值(kN)	位移加载级数增加位移(mm)
预加载 1	10	-
预加载 2	20	-
预加载 3	30	-
1	150	-
2	250	-
3	300	-
4	350	-
5（屈服）	350	Δ
6	-	2Δ
7	-	3Δ
8	-	4Δ
9	-	5Δ
10	-	7Δ
11	-	8Δ

⑥ 量测方案

(I) 位移计布置

液压加载系统自带的位移传感器和力传感器，能实时采集剪力墙顶部加载点的水平位移和荷载。位移计布置如图 4.4.4-6 所示，在梁端、柱端、节点核心区布置了多个位移计，各位移计的布置方位和测量内容如表 4.4.4-3 所示。

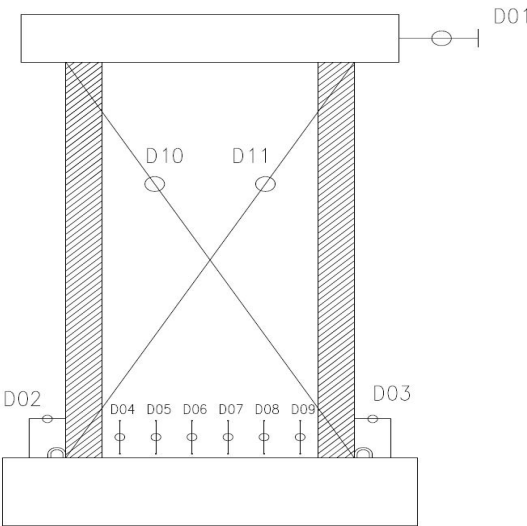


图 4.4.4- 6 剪力墙试件位移计布置示意图

表 4.4.4- 3 梁试件位移计布置方位及测量内容

标号	布置方位	测量内容
D01	面内水平方向	测加载点水平位移
D02-D03	面内水平方向	测墙体转动角度及墙脚位移
D04-D09	竖向	测墙体底部竖直方向位移
D10-D11	-	测墙体剪切变形

(II) 应变片布置

装配式剪力墙共布置 40 个应变片，现浇剪力墙共布置 46 个应变片，应变片布置如图 4.4.4-7 所示。

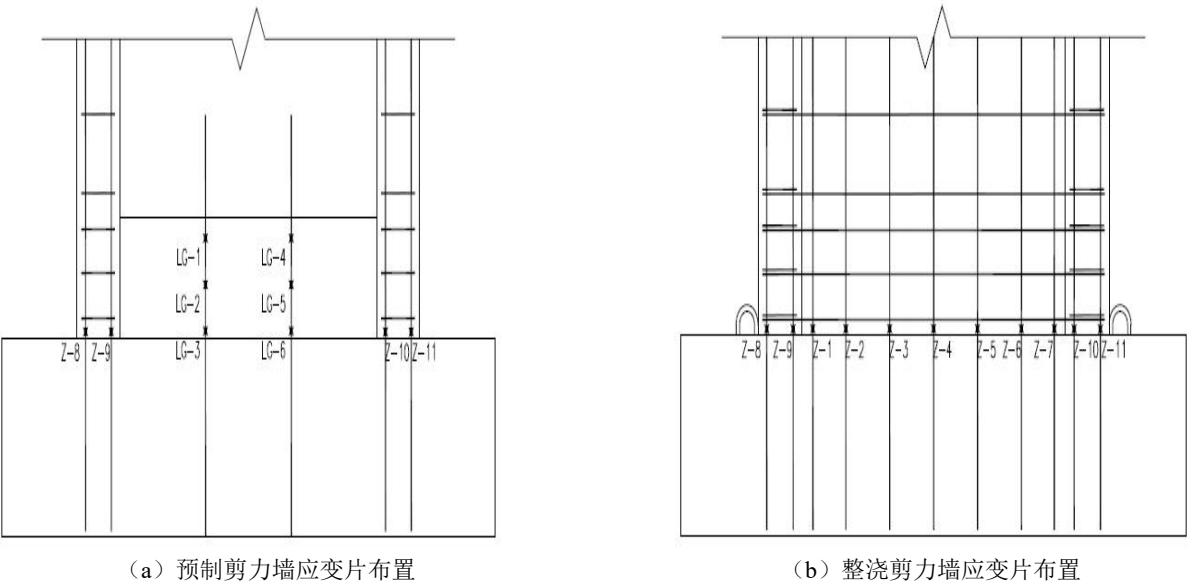


图 4.4.4- 7 剪力墙试件应变片布置示意图

(2) 试验结果与分析

① 材性试验

(I) 混凝土材性试验

剪力墙试件混凝土强度等级为 C30, UHPC 强度等级为 UC140。浇筑试件时预留 150mm×150mm×150mm 的立方体标准试块进行混凝土强度测试, 如图 4.4.4-8 所示。



图 4.4.4-8 混凝土材性试验测试图

立方体试块与试验构件在同等条件下养护, 在试验开始前测试混凝土立方块强度, 混凝土强度实测结果如表 4.4.4-4 所示。

表 4.4.4-4 混凝土立方体抗压强度

材料	f_c/MPa
C30	37.2
UHPC	141.3

(II) 钢筋材性试验

根据 GB/T228.1-2010《金属材料拉伸试验第 1 部分: 室温试验方法》^[125], 取试验同批的钢筋, 在万能机上进行钢筋极限抗拉强度实验, 如图 4.4.4-9 所示。钢筋实测抗拉强度如表 4.4.4-5 所示。



图 4.4.4-9 钢筋材性试验测试

表 4.4.4- 5 钢筋实测力学性能

钢筋等级	直径/mm	屈服强度 f_y /MPa	极限强度 f_u /MPa	伸长率%	弹性模量 E_s /GPa
HRB400	8.0	438.1	609.6	24.7	217.0
HRB400	12.0	440.8	607.9	25.6	222.0
HRB400	20.0	442.7	610.8	26.3	232.0
HRB400	25.0	448.6	613.8	28.0	226.0

② 试验现象与破坏模式

(I) PCQ 试验现象

(1) 水平荷载在到达 450kN 之前, 无明显现象。(2) 施加荷载为 450kN 时, 墙体出现裂缝, 且裂缝发展速度较快, 此时试件屈服, 进入弹塑性状态, 此级加载位移为 $\Delta=8\text{mm}$ 。(3) 施加位移 $\Delta=16\text{mm}$ 时, 试件正面裂缝发展至中线区域, 墙角处裂缝较为密集。(4) 加载位移为 $\Delta=24\text{mm}$ 时, 墙角混凝土轻微压碎, 小块混凝土剥落。(5) 加载位移为 $\Delta=32\text{mm}$ 时, 墙角混凝土严重压碎, 边缘纵筋裸露, 墙体侧面裂缝持续发展, 从墙体左侧延伸至墙体右侧。(6) 加载位移为 $\Delta=40\text{mm}$ 时, 墙角处混凝土压溃, 边缘构件纵筋断开, 荷载降低到峰值荷载的 85%, 试验结束, PCQ 试验现象如图 4.4.4- 10 所示。

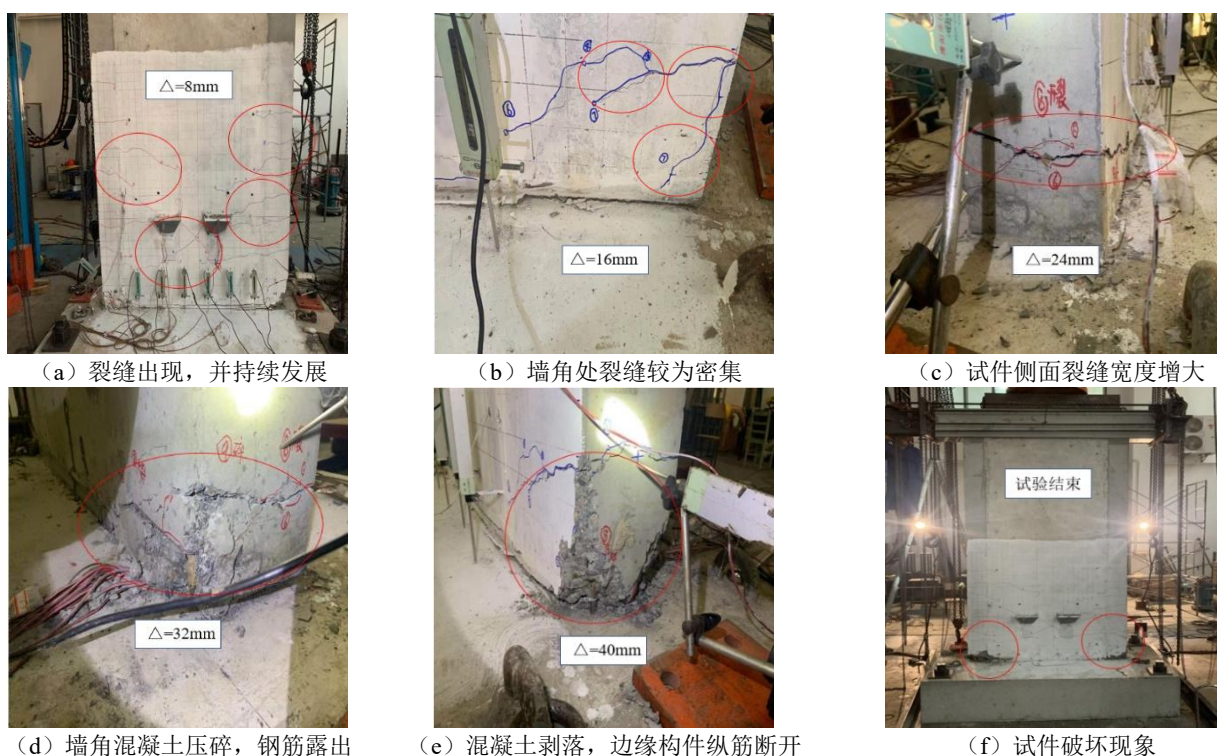


图 4.4.4- 10 PCQ 试验现象

(II) RCQ 试验现象

(1) 水平加载至 400kN 时, 墙体正面和侧面开始出现裂缝, 裂缝主要分布在墙体底部至 1/2 墙高范围内。(2) 当荷载增加到 450kN 时, 试件正面裂缝从边缘一直延伸至墙体正面中心线区域, 暗柱竖向钢筋屈服, 进入弹塑性状态, 此级加载位移为 $\Delta=8\text{mm}$ 。(3) 对试件施加位移 $\Delta=16\text{mm}$ 时, 墙体裂缝持续发展,

墙角处裂缝较为密集。(3)对试件施加位移为 $\Delta=24\text{mm}$ 时,墙角混凝土被轻微压碎、小块剥落。(4)加载位移为 32mm 时,墙角混凝土被严重压碎、大块剥落,受压侧暗柱钢筋屈曲外鼓。(5)加载位移达到 $\Delta=40\text{mm}$ 时,墙角混凝土被压溃,钢筋断开,荷载降低到峰值荷载的 85% ,试验结束,RCQ试验现象如图4.4.4-11所示。

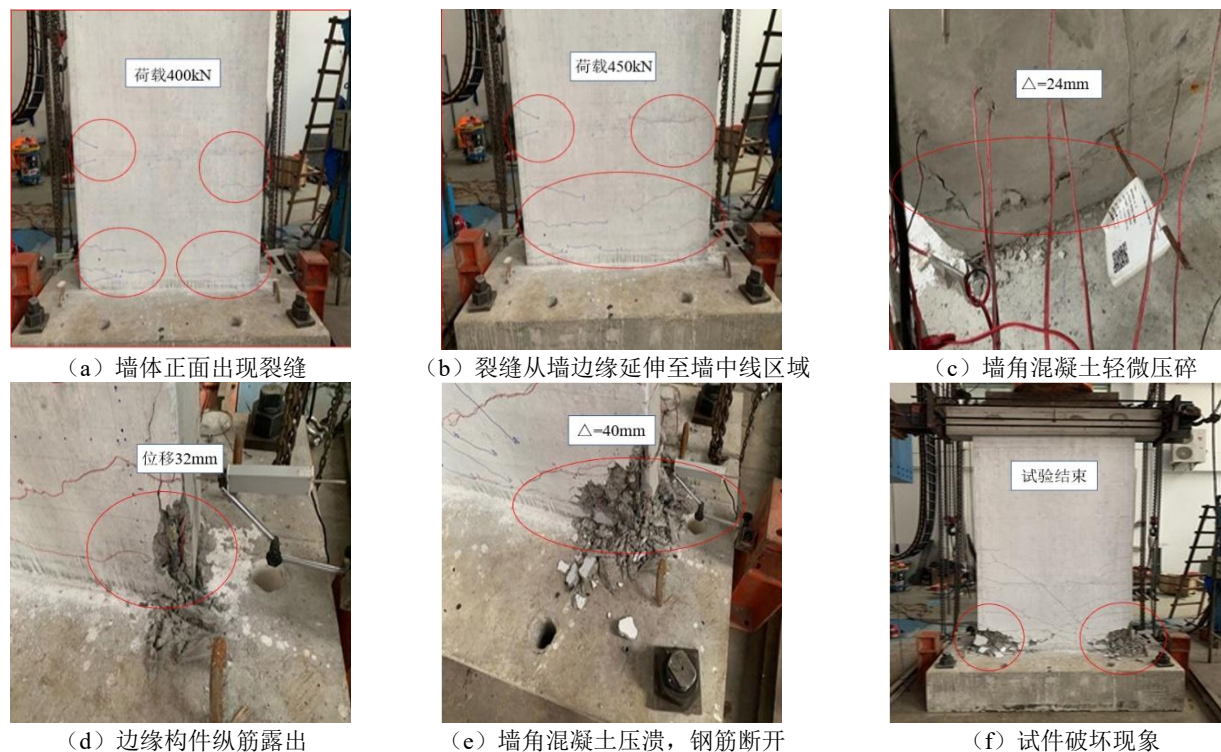


图 4.4.4- 11 RCQ 试验现象

(III) 试验现象对比分析

两个试件的破坏形态较为相似,均表现为暗柱纵筋屈服、底部混凝土被压溃的弯曲破坏。在力控制阶段,首条裂缝出现在试件侧面,继续加载,裂缝不断发展延伸至混凝土受压区,暗柱竖向钢筋屈服,最后受压区边缘混凝土被压溃,保护层剥落,墙体产生较少的交叉斜裂缝,边缘构件纵筋断开,结构被破坏。RCQ试件、PCQ试件分别在加载到 400kN 、 450kN 时,出现第一条裂缝,则说明PCQ试件的抗裂能力较RCQ试件有所提高。新型装配式剪力墙与整浇剪力墙受力机理相同,新型装配式剪力墙的构造方式可靠。

③ 试验数据分析

(I) 滞回曲线

滞回曲线又称恢复力曲线,即试验加载过程中试件的水平荷载-水平位移变形曲线。一般来说,滞回曲线有四种形状,分别是反S形,梭形,Z形及弓形,反映了不同的受力性能。滞回曲线可以很直观的反映整个加载过程中,试验构件从弹性,到弹塑性,再到塑性,直至破坏的这一系列过程中的耗能能力、承载力退化趋势及刚度退化规律,这些参数都是衡量结构抗震性能的重要指标。各个剪力墙试件滞回曲线如图4.4.4-12所示

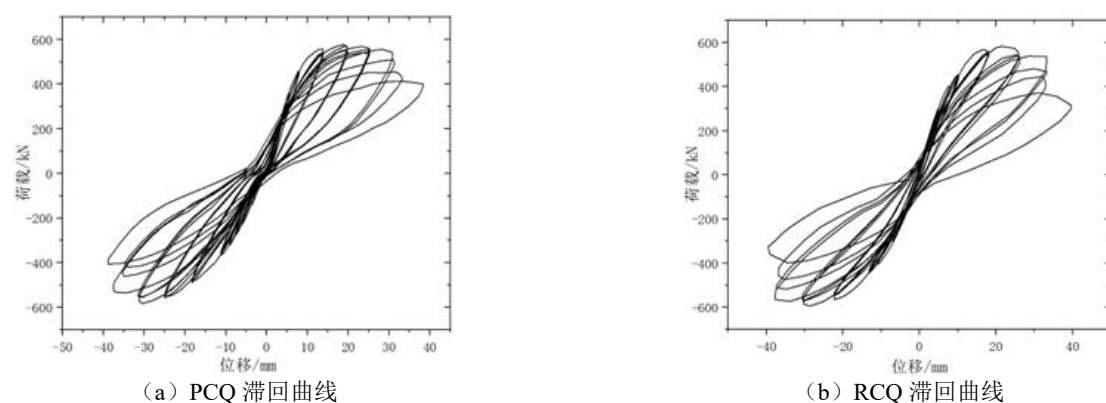


图 4.4.4-12 剪力墙试件滞回曲线

PCQ 和 RCQ 的滞回曲线如图 4.4.4-12 所示。(1) 两个剪力墙试件的滞回曲线形状相似, 均呈弓形。(2) 加载初期, 滞回曲线面积很小近似为直线, 残余变形很小, 耗能能力较弱, 试件处于弹性状态; 继续加载, 试件逐渐屈服, 结构刚度逐渐退化, 残余变形累计增加, 滞回环面积逐渐增大, 试件开始由弹性发展成弹塑性; 在试验加载后期, 试件刚度和承载力不断下降, 结构有较大的残余变形, 混凝土压溃, 当承载力降低到峰值荷载的 85% 时, 试件被破坏。(3) 在加载过程中, 两个剪力墙试件的滞回曲线均出现了一定“捏缩”现象, 主要原因是墙体混凝土的开裂、墙体底部混凝土压溃。在试验加载后期, PCQ 滞回曲线的“捏缩”程度比 RCQ 大, 主要是因为 RCQ 墙体边缘分布有与基础梁相连接的纵筋, 阻碍墙体进一步变形, 而 PCQ 墙体的连接钢筋距离墙体边缘较远, 对墙体边缘变形的约束较小, 试验后期 PCQ 墙体边缘的变形较大, 试件受滑移影响较大。

(II) 骨架曲线

骨架曲线是将滞回曲线每级加载的峰值点连接起来形成到包络线。骨架曲线可以直观的看出结构的屈服点和峰值点, 并通过这些数据计算出结构的延性、刚度等衡量结构抗震性能的指标。各剪力墙试件的骨架曲线如图 4.4.4-13 所示, 骨架曲线特征值见表 4.4.4-6。

对各剪力墙试件骨架曲线和骨架曲线特征值进行分析和对比, 可以得出以下结论: (1) 两片剪力墙试件的骨架曲线走势相似, 均呈“S”型。(2) 两片剪力墙试件均出现弹性-弹塑性-塑性破坏的阶段。(3) 加载初期, 普通整浇混凝土剪力墙试件和新型装配式剪力墙试件的骨架曲线呈线性, 残余变形很小, 处于弹性状态; 混凝土的开裂、墙体底部混凝土压溃, 剪力墙试件刚度逐渐退化, 试件开始由弹性状态进入弹塑性阶段; 试验加载后期, 竖向钢筋产生塑性变形, 试件刚度和承载力明显下降, 曲线呈下降趋势, 直至试件被破坏。(4) 由于试件在生产过程中存在一些误差, 试件在试验中正向和负向的受力性能略有区别。(5) RCQ 与 PCQ 在整个加载过程中表现出相似的受力性能, 同时在加载后期 PCQ 承载力比 RCQ 下降缓慢表现出较好的延性。

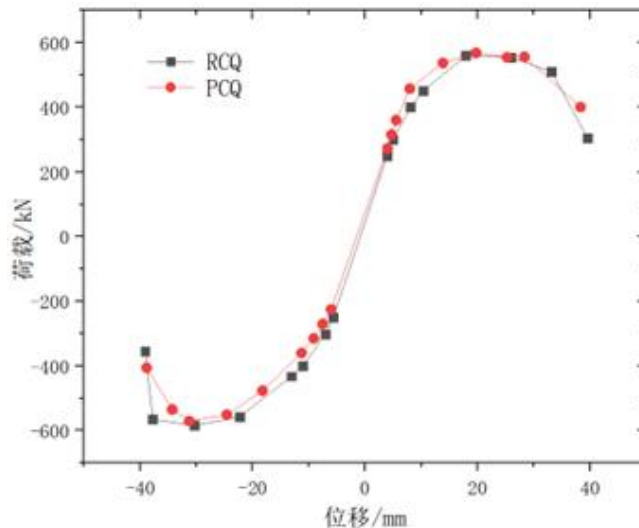


图 4.4.4-13 各剪力墙试件骨架曲线

RCQ 与 PCQ 的骨架曲线特征点如表 4.4.4-6 所示，其中，根据 Park 法确定试件的屈服点，以 0.85 倍的峰值荷载作为试件的极限状态，采用延性系数($\mu = \Delta u / \Delta y$)对试件的延性进行评价。相对于剪力墙试件 RCQ，剪力墙试件 PCQ 屈服荷载、极限荷载分别提高了 10.1%、22.3%，峰值荷载下降了 0.5%。主要原因：1) 新型装配式剪力墙中的 UHPC 强度大、锚固性能好，采用大直径的螺杆代替常规剪力墙连接钢筋的方式能有效地传递钢筋应力；2) 整浇混凝土剪力墙在生产制作时产生一些误差，混凝土的密实度相对较差。由表 4.4.4-6 可知：PCQ 与 RCQ 的屈服位移、峰值位移、极限位移均相差不大，延性系数相当，新型装配式剪力墙试件 PCQ 可看作等同于整浇混凝土剪力墙试件 RCQ。

表 4.4.4-6 各剪力墙试件骨架曲线特征值

试件	方向	屈服位移 (mm)	屈服荷载 (kN)	峰值位移 (mm)	峰值荷载 (kN)	破坏位移 (mm)	破坏荷载 (kN)	延性系数
PCQ	正向	7.66	457.29	19.75	568.17	38.33	400.32	5.00
	负向	-7.85	-315.00	-31.28	-570.60	-38.87	-405.63	4.95
RCQ	正向	8.09	400.00	17.91	559.80	39.60	304.40	4.89
	负向	-8.02	-301.30	-30.38	-585.20	-39.12	-354.40	4.88

(III) 刚度退化

在低周反复荷载实验中，塑性损伤会随着结构或构件的破坏不断积累，从而引起刚度的下降。刚度退化的程度也是判断结构或构件在地震作用下抵抗变形能力与使用性能的一个重要依据。本课题采用等效刚度法定量分析各个试件的刚度特征。其表达式如下所示：

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+X_i| + |-X_i|} \quad (\text{式 } 4.4.4-1)$$

式子中 F_i 表示记载到第*i*级的峰值荷载， X_i 表示加载到第*i*级的峰值荷载所对应的位移；正负号代表正向和负向加载。根据 P-Δ 曲线计算出各节点刚度退化与位移的关系曲线，各剪力墙试件刚度退化与位移的关系曲线如图 4.4.4-14 所示。

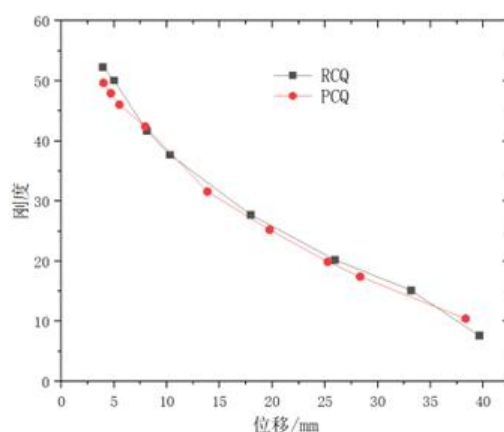


图 4.4.4-14 各剪力墙试件刚度退化曲线对比图

通过对各剪力墙刚度退化曲线的分析，可以得出以下结论：

- (1) 两片剪力墙试件的刚度退化曲线变化趋势相似；加载初期，试件刚度退化较快；墙体开裂后，试件刚度退化较缓；加载后期，裂缝趋于稳定，试件的刚度也达到基本稳定状态，试件的刚度退化更加缓慢；
- (2) RCQ 的初始刚度略高于 PCQ，但最终刚度略低于 PCQ，主要原因是：预制装配式剪力墙连接钢筋距离墙体边缘较远，加载前期连接钢筋受力较小，而整浇剪力墙墙体边缘分布有纵筋，可在加载前期分担边缘构件纵筋的拉力；加载后期，新型装配式剪力墙中的 UHPC 发挥强度大、锚固牢的性能。

(IV) 承载力退化

试件在低周反复荷载作用下，内部出现损伤，在施加的水平荷载不变的情况下，节点试件承载力随循环次数的增大而降低，这种现象叫做承载力退化。承载力退化是衡量结构抗震能力的重要指标，承载力退化越慢，则结构抵抗地震力作用的能力越强，结构抗震性能也就越强。本课题采用承载力退化系数表示试件在加载过程中的强度退化。

$$\lambda_j = \frac{P_j}{P_{max}} \quad (\text{式 } 4.4.4-2)$$

式中： P_j 为同一级加载中第 j 次循环的峰值荷载；

P_{max} 为同一级加载中第 1 次循环的峰值荷载。

根据上述公式，可以得到各节点承载力退化与位移的关系曲线，本文给出不同试件每级加载第二循环的承载力退化系数与位移的关系曲线，各剪力墙试件承载力退化曲线如图 4.4.4-15 所示。

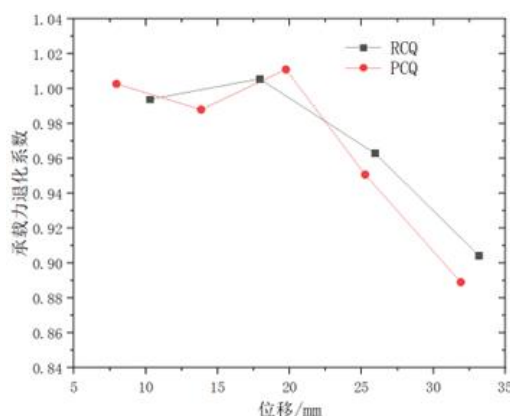


图 4.4.4- 15 各剪力墙试件承载力退化曲线对比图

通过对各剪力墙试件承载力退化曲线的分析，可以得出以下结论：

试件承载力退化曲线表明：（1）从承载力退化系数范围来看，RCQ 为 0.90~1.01；PCQ 为 0.89~1.01；（2）两个试件的承载力退化系数比较稳定，大致在 1.0 上下浮动；（3）加载后期，承载力退化系数随着位移荷载的增加而表现为降低的趋势，主要原因是：钢筋屈服，混凝土压碎剥落，导致试件整体承载力降低；（4）两片剪力墙试件的承载力退化曲线走势相似，相差不大，说明采用 UHPC 实现纵向连接钢筋锚固的新型装配式剪力墙中大直径螺杆锚固性能好，受力性能基本等同于整浇剪力墙试件。

（V）耗能能力

结构在遭遇地震荷载时会吸收和耗散一定的能量，从而减小地震力的传递，降低地震的破坏程度，这种能力叫做耗能能力。结构的耗能能力通常以能量耗散系数 E 或等效粘滞阻尼系数 ξ_e 来表征，本课题采用等效粘滞阻尼系数 ξ_e 定量分析结构的耗能能力。计算公式如下：

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{S_{OBE} + S_{ODF}} \quad (\text{式 4.4.4-3})$$

等效粘滞阻尼系数计算示意图如图 4.4.4-16 所示。

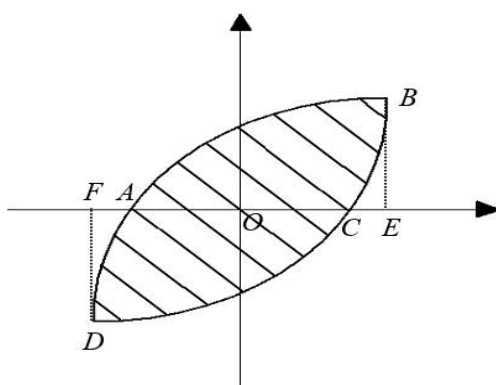


图 4.4.4- 16 等效粘滞阻尼系数计算示意图

各个试件采用公式 3.3 计算所得各个剪力墙试件的等效粘滞阻尼系数-位移图，如图 4.4.4-17 所示。

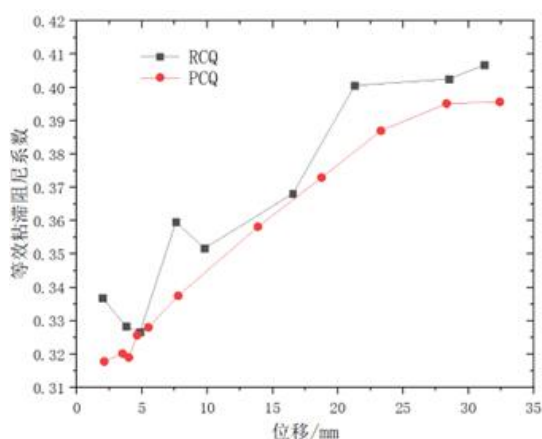


图 4.4.4-17 各剪力墙试件的等效粘滞阻尼系数

由各剪力墙试件的等效粘滞阻尼系数对比可以看出：

(1) 两片剪力墙试件的等效粘滞阻尼系数曲线走势相似，均呈上升趋势，主要原因是：剪力墙试件主要依靠边缘构件纵筋的塑性耗能，两个剪力墙试件边缘构件的构造相同；(2) RCQ 的等效粘滞阻尼系数曲线始终在 PCQ 的上方，主要原因是：在整个加载过程中，整浇剪力墙内的纵向钢筋存在屈服现象，墙板开裂严重，耗散了部分能量；新型装配式剪力墙内的大直径螺杆锚固于 UHPC 中，未发生屈服现象，墙板开裂程度不是很严重，耗散能量较少，新型装配式剪力墙耗能能力略低于整浇剪力墙。

④ 本章小结

根据试件 RCQ 和 PCQ 的低周反复荷载试验结果，可以得出以下结论：

(1) 新型剪力墙墙体通过大直径的钢筋与基础梁相连。连接钢筋在接头处采用 UHPC 进行锚固，试验中 UHPC 与钢筋共同受力性能良好，未产生相对滑移。

(2) 两片剪力墙试件破坏现象均为墙角混凝土压溃，边缘构件竖向钢筋拉断。由破坏形态可以看出，新型剪力墙与整浇剪力墙有着相同的受力机理，构造方式合理。

(3) 新型装配式混凝土剪力墙与整浇混凝土剪力墙的力学性能相似。加载过程中两片剪力墙的承载力、位移延性、耗能能力与整浇剪力墙试件相当；新型装配式混凝土剪力墙的抗裂能力较整浇剪力墙试件有所提高。

(4) 新型装配式剪力墙不仅在整体性和承载能力、延性、耗能能力等各项抗震性能指标基本等同整浇，而且与常规的装配式剪力墙相比显著地减少了连接钢筋数量，规避了套筒灌浆操作，有效地提高了施工效率，具有一定的推广性。

(3) 有限元分析

① 有限元模型的建立

(I) 几何模型

根据剪力墙节点的组成部分与尺寸，建立有限元模型，PCQ 整体模型与钢筋笼如图 4.4.4-18 所示。

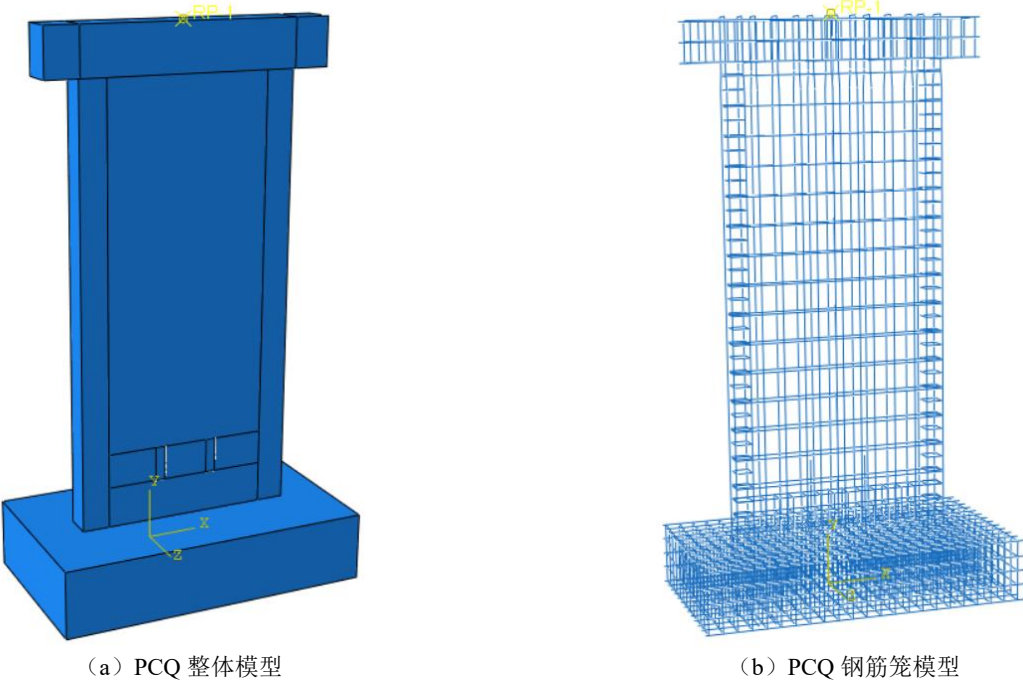


图 4.4.4- 18 PCQ 有限元模型

(II) 材料属性

混凝土和钢筋本构

模型选用混凝土塑性损伤模型，以充分考虑混凝土在受压及受拉性能上的差异和损伤导致的刚度退化。混凝土本构采用 2015 版《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)中提供的本构关系曲线。钢材本构采用双折线模型，取屈服后的弹性模量为初始弹性模量的 0.01。混凝土材料参数见表 4.4.4-7，混凝土和钢筋本构关系见图 4.4.4-19。

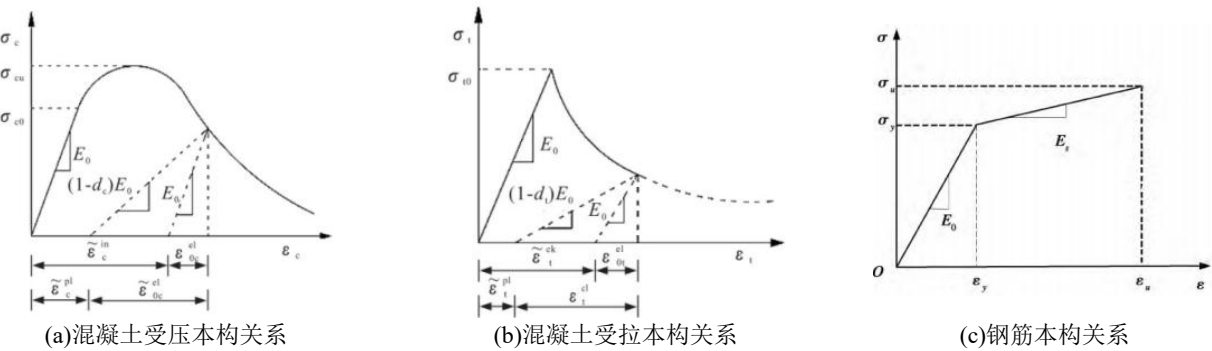


图 4.4.4- 19 材料本构关系

表 4.4.4- 7 混凝土材料参数

混凝土	质量密度 (kg/m ³)	弹性模量 (N/mm ²)	泊松比	膨胀角	偏心率	$\frac{f_{b0}}{f_{c0}}$	K _c	粘性系数
C30	2400	25907	0.2	30	0.1	1.16	0.667	0.001

UHPC 本构

UHPC 选用混凝土塑性损伤模型，以模拟 UHPC 在反复荷载下的受力破坏情况。模型中，UHPC 的抗

拉和抗压强度以及弹性模量均采用材性试验数据, UHPC 的泊松比 ν 取 0.2。UHPC 本构关系采用《超高性能混凝土结构技术规程》规定的 UHPC 单轴受拉和受压应力-应变曲线关系, 如图 4.4.4-20 所示。

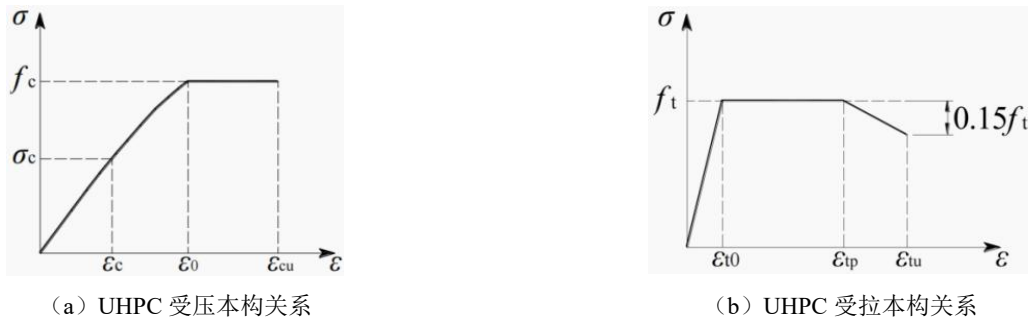


图 4.4.4-20 UHPC 本构关系

UHPC 的受压本构关系, 即:

$$\sigma_c = \begin{cases} f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^n \right] & \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \\ f_c & \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (\text{式 4.4.4-4})$$

$$n = 1.2 - 0.001(f_{cu,k} - 100)$$

$$\varepsilon_0 = 0.0025 + 0.5 \times (f_{cu,k} - 100) \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0042 - 0.3 \times (f_{cu,k} - 100) \times 10^{-5}$$

UHPC 的受拉本构关系, 即:

$$\sigma_t = \begin{cases} E_c \varepsilon_t & \varepsilon_t \leq \varepsilon_{t0} \\ f_t & \varepsilon_{t0} < \varepsilon_t \leq \varepsilon_{tp} \\ f_t + 0.15 f_t \frac{(\varepsilon_{tp} - \varepsilon_t)}{\varepsilon_{tu} - \varepsilon_{tp}} & \varepsilon_{tp} < \varepsilon_t \leq \varepsilon_{tu} \end{cases}$$

式中: σ_c (σ_t) 为压 (拉) 应力; f_c (f_t) 为轴心抗压 (拉) 强度设计值; $f_{cu,k}$ 为立方体抗压强度标准值; ε_0 (ε_{t0}) 为峰值应力 f_c (f_t) 对应的压 (拉) 应变; ε_{cu} (ε_{tu}) 为极限压 (拉) 应变; ε_{tp} 为 UHPC 拉应力开始随应变增加而减小时的拉应变。

混凝土塑性损伤模型中, UHPC 材料参数的取值具体见表 4.4.4-8。

表 4.4.4-8 UHPC 材料参数

强度等级	质量密度 (kg/m ³)	弹性模量 (N/mm ²)	泊松比	膨胀角	偏心率	$\frac{f_{b0}}{f_{c0}}$	K_c	粘性 系数
UC140	2400	45200	0.2	30	0.1	1.05	0.667	0.00001

(III) 相互作用

模型中主要涉及 3 种相互作用的定义: (1) 由于新型装配式剪力墙节点中, 预制混凝土、现浇混凝土以及 UHPC 两两之间并非一次成型, 故其之间存在接触面, 为更准确地模拟接触面的受力性能, 将接触面设置为表面与表面接触; (2) 模型中钢筋笼嵌入到混凝土中, 不考虑钢筋与混凝土之间的相对滑移; (3)

竖向和水平荷载作用于同一加载点上，加载点和加载梁顶面间设置耦合约束。

(IV) 单元类型和网格划分

混凝土和 UHPC 选用实体单元 C3D8R，钢筋选用桁架单元 T3D2。通过网格划分将模型中剪力墙节点划分成规则的六面体单元，划分前先将剪力墙节点分割成简单的几何形状，以便于划分能顺利进行。

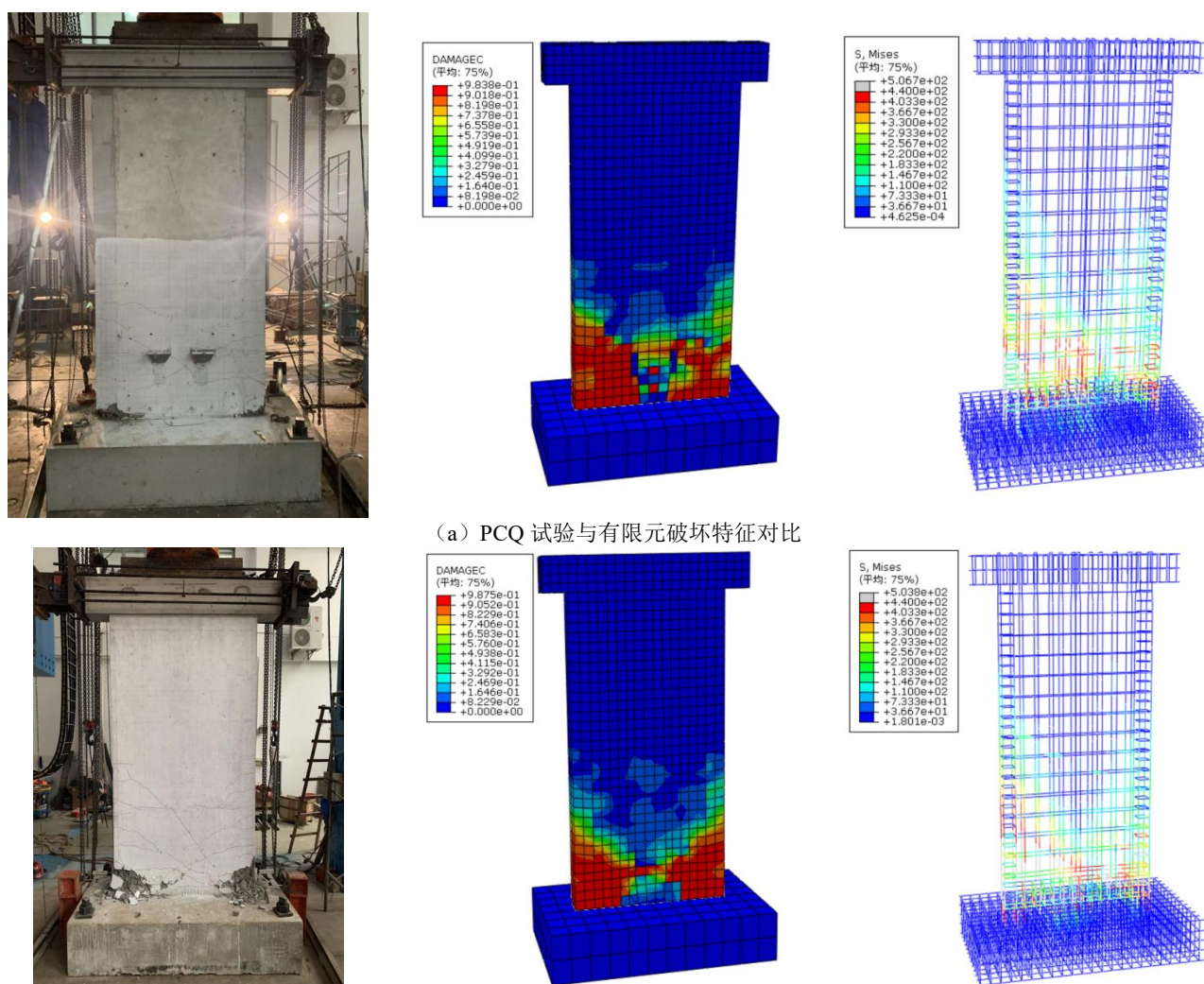
(V) 边界条件和载荷施加

根据试验轴压比，在加载梁顶面施加 1850kN 轴力，试验过程中保持不变；根据试验加载制度，在加载梁顶面施加水平向低周反复荷载，以位移形式加载；根据试验实际工况设置基础梁的边界条件为固结。

② 有限元模拟结果验证

(I) 破坏特征对比

剪力墙极限位移下的混凝土受压损伤云图和钢筋应力云图如下图 4.4.4-21 所示。试验中，两个试件均表现为暗柱纵筋屈服、底部混凝土被压溃的弯曲破坏。从钢筋应力云图可以看出，在极限荷载作用下，PCQ 和 RCQ 的暗柱纵筋都已屈服，与两个试件的钢筋屈服试验现象相符。从混凝土受压损伤云图可以看出，PCQ 和 RCQ 的墙角混凝土受压损伤严重，而 PCQ 的 UHPC 后浇区基本没有发生破坏。PCQ 和 RCQ 模型中的混凝土破坏位置及损伤程度与试验中剪力墙的破坏形态基本相似，说明有限元模拟的结果与试验结果高度吻合。



(b) RCQ 试验与有限元破坏特征对比

图 4.4.4- 21 试验与有限元破坏特征对比

(II) 滞回曲线与骨架曲线对比

剪力墙滞回曲线和骨架曲线的有限元模拟与试验的对比如图 4.4.4-22 和图 4.4.4-23 所示。从图中可以看出,有限元模拟的 PCQ 及 RCQ 滞回曲线和骨架曲线的形状和变化趋势与试验结果吻合较好,而有限元模拟的试件屈服前刚度普遍比试验测得的刚度大,这是因为有限元模拟是把钢筋嵌入到混凝土中,不考虑钢筋锚固和滑移的影响,钢筋与混凝土间的连接性能良好,使得模拟出的结构刚度比试验值大。直到试件屈服后,混凝土不再参与受拉,只通过钢筋承受拉力,使得两者的刚度逐渐趋于一致。

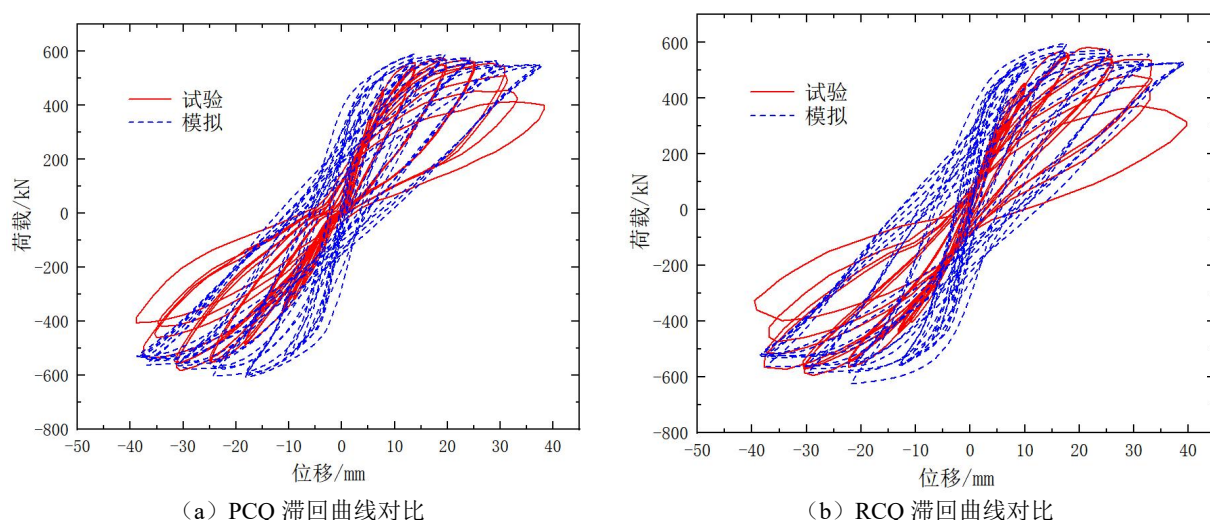


图 4.4.4- 22 试验与有限元滞回曲线对比

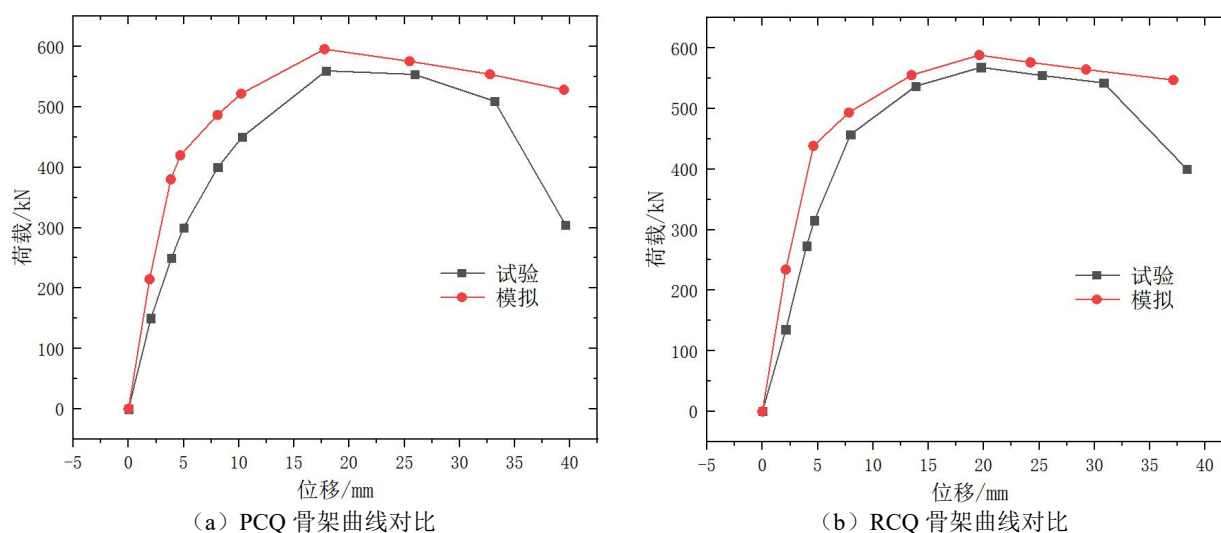


图 4.4.4- 23 试验与有限元骨架曲线对比

模拟与试验的骨架曲线各特征值及延性系数如表 4.4.4-9 所示。由表 4.4.4-9 知,有限元模拟与试验得出的 PCQ 峰值荷载相差 3.7%, RCQ 的峰值荷载相差 6.4%; PCQ 和 RCQ 模拟出的位移延性系数与试验相比也很接近,说明本文采用的建模方法准确度较高。有限元模拟的结果较试验偏大的主要原因是:(1)有限元模拟时忽略了加载装置间隙、基础转动等对试验造成的不利影响;(2)有限元建模时未考虑钢筋与混

凝土和 UHPC 之间的相对滑移。

表 4.4.4-9 各剪力墙试件骨架曲线特征值

试件		屈服位移 (mm)	屈服荷载 (kN)	峰值位移 (mm)	峰值荷载 (kN)	极限位移 (mm)	极限荷载 (kN)	延性系数
PCQ	模拟	8.43	500.39	19.59	588.44	37.12	547.18	4.40
	试验	7.66	457.29	19.75	568.17	38.33	400.32	5.00
RCQ	模拟	8.83	499.79	17.75	595.76	39.46	528.41	4.47
	试验	8.09	400.00	17.91	559.80	39.60	304.40	4.89

③ 有限元参数化分析

(I) 参数化分析试件分类

经验证本文采用的有限元模型准确度较高，故基于此模型对 PCQ 进行参数化分析。参数化分析基本参数如表 4.4.4-10 所示。

表 4.4.4-10 有限元模拟试件分类

高宽比	试件编号	截面高度 (mm)	混凝土强度	轴压比	边缘纵筋	边缘箍筋	分布筋	螺杆直径 (mm)	构造方式
1.8	SW0-0	1600×200×2900	C30	0.4	4 Φ 12	8@200	8@200	-	整浇剪力墙
	SW1-1	1600×200×2900	C30	0.1	4 Φ 12	8@200	8@200	25	预制剪力墙 竖向分布筋螺杆连接
	SW1-2	1600×200×2900	C30	0.2	4 Φ 12	8@200	8@200	25	
	SW1-3	1600×200×2900	C30	0.3	4 Φ 12	8@200	8@200	25	
	SW1-4	1600×200×2900	C30	0.4	4 Φ 12	8@200	8@200	25	
1.2	SW2-1	1600×200×1900	C30	0.1	4 Φ 12	8@200	8@200	25	预制剪力墙 竖向分布筋螺杆连接
	SW2-2	1600×200×1900	C30	0.2	4 Φ 12	8@200	8@200	25	
	SW2-3	1600×200×1900	C30	0.3	4 Φ 12	8@200	8@200	25	
	SW2-4	1600×200×1900	C30	0.4	4 Φ 12	8@200	8@200	25	

(II) 轴压比参数化分析

本文对高宽比为 1.8 和 1.2 的装配式剪力墙各进行了四组轴压比参数化分析，轴压比分别为 0.1、0.2、0.3、0.4，有限元模拟结果如图 4.4.4-24 和图 4.4.4-25，以及表 4.4.4-11 和表 4.4.4-12 所示。

(i) 高宽比 1.8 剪力墙

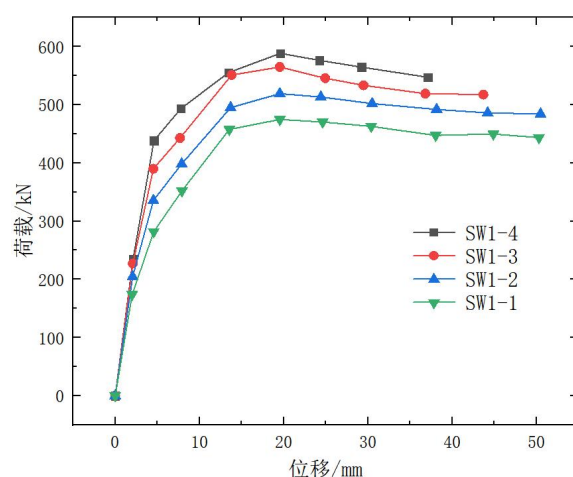


图 4.4.4-24 不同轴压比试件骨架曲线

表 4.4.4-11 各剪力墙试件骨架曲线特征值

轴压比	屈服位移 (mm)	屈服荷载 (kN)	峰值位移 (mm)	峰值荷载 (kN)	极限位移 (mm)	极限荷载 (kN)	延性系数
0.1	9.85	392.15	19.54	474.72	50.30	443.41	5.11
0.2	9.91	426.14	19.54	519.11	50.49	484.12	5.09
0.3	8.84	463.05	19.55	564.91	43.71	517.49	4.94
0.4	8.43	500.39	19.59	588.44	37.12	547.18	4.40

由图 4.4.4-24 可知，各试件骨架曲线在加载前期基本重合，表明轴压比对装配式剪力墙节点屈服前的刚度影响较小。以轴压比为 0.1 的节点为基准，随着轴压比的增大，节点的屈服荷载分别增大了 8.6%、18.1%、27.6%，屈服荷载提高较大；峰值荷载分别增大了 9.4%、19.0%、24.0%，峰值荷载提高也较大；延性系数分别减少了 0.3%、3.3%、13.9%。随着轴压比增大，试件的屈服荷载提升，且轴压比越大，试件整体承载力越大，延性越小。

(ii) 高宽比 1.2 剪力墙

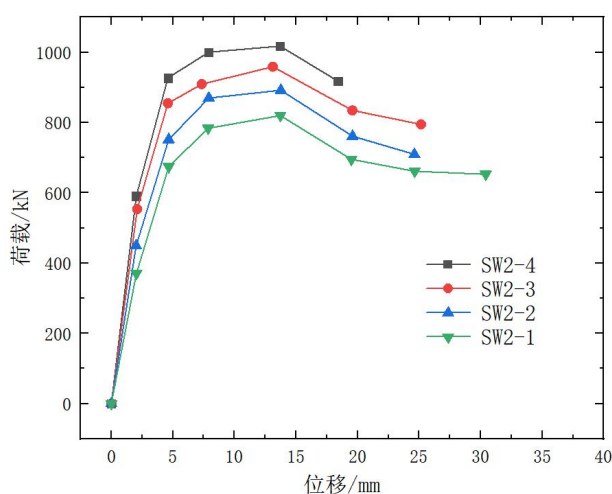


图 4.4.4-25 不同轴压比试件骨架曲线

表 4.4.4-12 各剪力墙试件骨架曲线特征值

轴压比	屈服位移 (mm)	屈服荷载 (kN)	峰值位移 (mm)	峰值荷载 (kN)	极限位移 (mm)	极限荷载 (kN)	延性系数
0.1	6.03	720.79	13.73	819.90	30.41	652.96	5.04
0.2	5.49	782.02	13.77	891.96	24.61	709.56	4.48
0.3	5.05	863.88	13.12	958.72	22.38	814.91	4.43
0.4	4.64	927.99	13.71	1017.65	18.41	917.82	3.97

由图 4.4.4-25 和表 4.4.4-12 可知, 以轴压比为 0.1 的节点为基准, 随着轴压比的增大, 节点的屈服荷载分别增大了 8.5%、19.9%、28.7%, 屈服荷载提高较大; 峰值荷载分别增大了 8.8%、16.9%、24.1%, 峰值荷载提高也较大; 延性系数分别减少了 11.1%、12.1%、21.2%。说明增大轴压比对节点承载能力和屈服荷载提升都较大, 随着轴压比的增大, 节点极限位移逐渐减小, 位移延性系数不断降低, 说明轴压比的增大会显著降低节点延性。

(III) 高宽比参数化分析

保持其他参数不变, 改变装配式剪力墙的高宽比, 有限元计算结果如图 4.4.4-26 和表 4.4.4-13 所示。

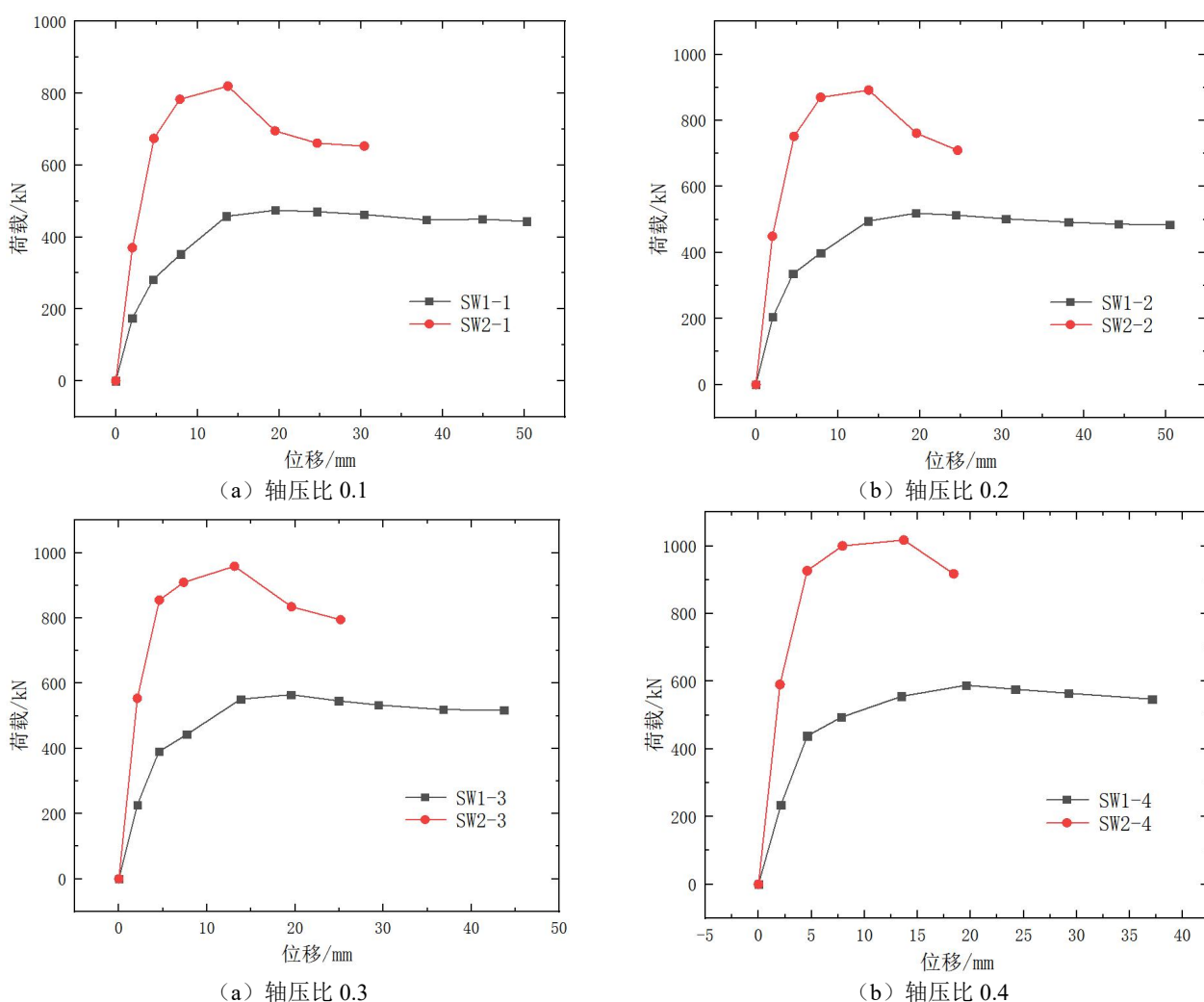


图 4.4.4-26 不同高宽比试件骨架曲线对比

表 4.4.4-13 各剪力墙试件骨架曲线特征值

轴压比	试件	屈服位移(mm)	屈服荷载(kN)	峰值位移(mm)	峰值荷载(kN)	极限位移(mm)	极限荷载(kN)	延性系数
0.1	高墙	9.85	392.15	19.54	474.72	50.30	443.41	5.11
	矮墙	6.03	720.79	13.73	819.90	30.41	652.96	5.04
0.2	高墙	9.91	426.14	19.54	519.11	50.49	484.12	5.09
	矮墙	5.49	782.02	13.77	891.96	24.61	709.56	4.48
0.3	高墙	8.84	463.05	19.55	564.91	43.71	517.49	4.94
	矮墙	5.05	863.88	13.12	958.72	22.38	814.91	4.43
0.4	高墙	8.43	500.39	19.59	588.44	37.12	547.18	4.40
	矮墙	4.64	927.99	13.71	1017.65	18.41	917.82	3.97

从图 4.9 可以看出,在其他因素不变的情况下,高宽比越小,剪力墙的破坏形式越趋于剪切破坏,高宽比越大,剪力墙的破坏形式越趋于弯曲破坏。高宽比越大,承载力越小,但结构延性提高。

从表 4.4.4-13 可以得出,轴压比 0.1 的情况下,高宽比 1.2 与高宽比 1.8 的剪力墙相比,承载力和延性分别相差+72.8%和-1.4%。轴压比 0.4 的情况下,高宽比 1.2 与高宽比 1.8 的剪力墙相比,承载力和延性分别相差+72.9%和-9.8%。轴压比越大,高宽比对结构延性影响越大;高宽比对结构承载力的作用受轴压比影响较小。

④ 本章小结

基于 ABAQUS 有限元分析软件,对试验的两个试件进行有限元分析,根据拟静力试验结果验证有限元建模方法的可靠性,以轴压比、高宽比为参数研究其对新型装配式剪力墙节点抗震性能的影响,得出以下结论:

(1) 对 1 个整浇剪力墙节点试件和 1 个新型装配式剪力墙节点试件进行数值模拟,模拟与试验得到的破坏现象、滞回曲线、骨架曲线、峰值荷载和延性系数吻合良好,模型具有较好的准确性和可行性。

(2) 有限元参数化分析结果表明:随着轴压比增大,试件的屈服荷载提升,且轴压比越大,试件整体承载力越大,延性越小。高宽比越大,承载力越小,但结构延性提高。轴压比越大,高宽比对结构延性影响越大;但是高宽比对结构承载力的作用受轴压比影响较小。

(3) 本文建立的有限元模型可用于更为系统的数值参数分析,用于新型装配式剪力墙节点计算公式的提出和验证,可为新型装配式剪力墙节点的设计提供参考依据。

(4) 结论

为研究采用超高性能混凝土(UHPC)实现大直径螺杆代替纵向连接钢筋锚固的新型装配式剪力墙节点的抗震性能,本文对 2 个剪力墙节点试件进行了低周反复荷载试验,并利用 ABAQUS 软件建立了现浇剪力墙节点和装配式剪力墙节点的有限元模型,验证了模型的准确性并进行了参数化分析,主要得出以下结论:

(1) 新型装配式混凝土剪力墙与整浇混凝土剪力墙试件的整体破坏形态相同,均为典型的弯曲破坏。各试件破坏时的现象均表现为墙体底部混凝土压碎,边缘构件竖向钢筋屈服,部分边缘构件竖向钢筋拉断。

(2) 新型装配式混凝土剪力墙与整浇混凝土剪力墙的力学性能相似。加载过程中两片剪力墙的承载力、

位移延性、耗能能力与整浇剪力墙试件相当；新型装配式混凝土剪力墙的抗裂能力较整浇剪力墙试件有所提高。

(3) 新型装配式混凝土剪力墙构造可靠。在整个加载过程中两片剪力墙的刚度退化、承载力退化规律相近，表明 UHPC 锚固性能良好，采用大直径的钢筋代替常规剪力墙连接钢筋的方式能有效地传递钢筋应力。

(4) 新型装配式剪力墙不仅在整体性和承载能力、延性、耗能能力等各项抗震性能指标基本等同整浇，而且与常规的装配式剪力墙相比显著地减少了连接钢筋数量，规避了套筒灌浆操作，有效地提高了施工效率，具有一定的推广性。

(5) 有限元参数化分析结果表明：随着轴压比增大，试件的屈服荷载提升，且轴压比越大，试件整体承载力越大，延性越小。高宽比越大，承载力越小，但结构延性提高。轴压比越大，高宽比对结构延性影响越大；但是高宽比对结构承载力的作用受轴压比影响较小。

(6) 本文建立的有限元模型可用于更为系统的数值参数分析，用于新型装配式剪力墙节点计算公式的提出和验证，可为新型装配式剪力墙节点的设计提供参考依据。

4.2.5 样板楼验证

现场设置展示样板。

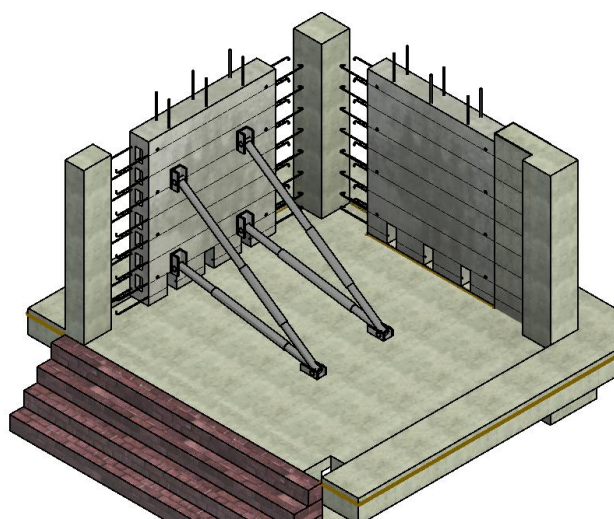


图 4.4.5-1 样板三维模型图

①样板构件采用三面墙体参观样板，上图采用 PCQ 墙体，采用新型节点构件，一侧已完成灌浆，另外一侧未灌浆，支撑未拆除。

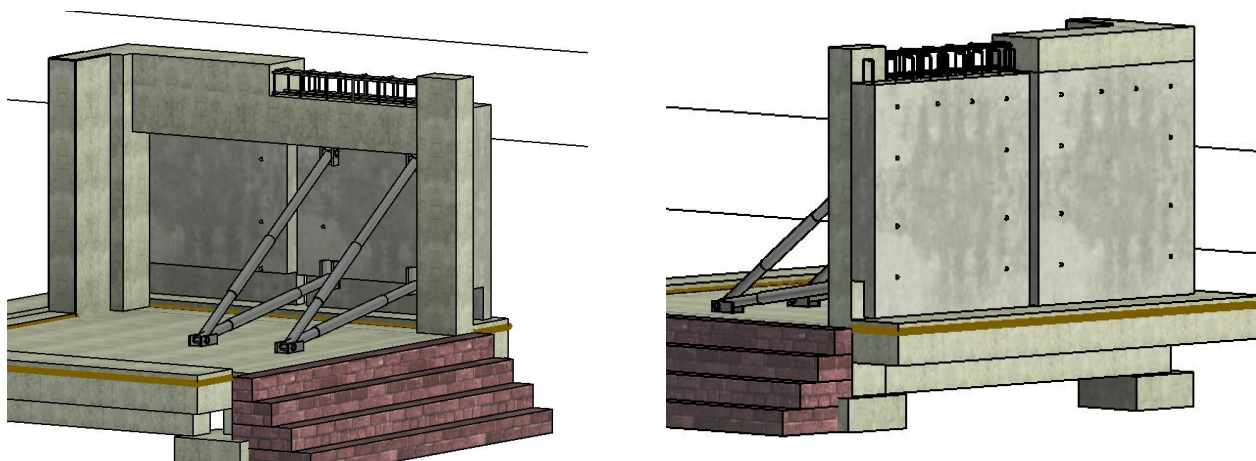


图 4.4.5- 2 剪力墙模型

②另外一侧采用 PCF 墙体，由两块 PCF 构件组成，一块已完成浇筑，另一块已安装完成，但未浇筑混凝土。为展示施工完成样板及组装完成未浇筑样板。

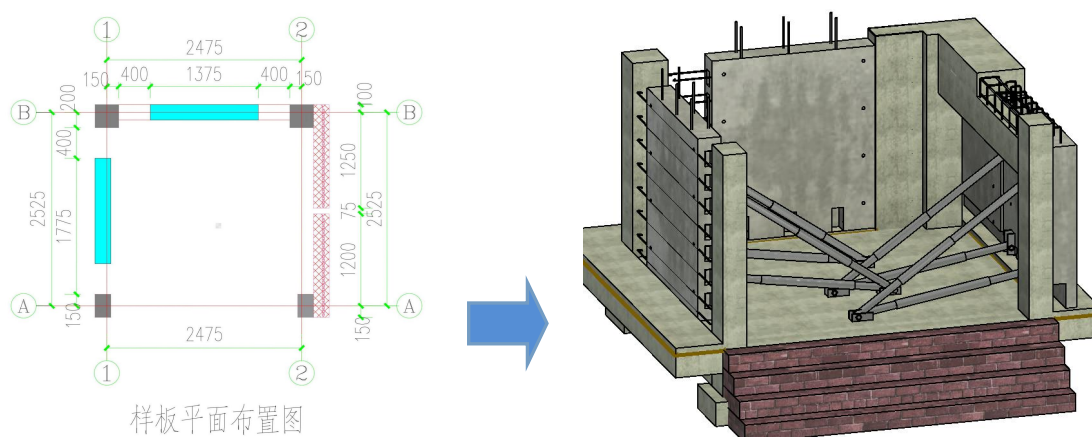


图 4.4.5- 3 PCF 墙模型



图 4.4.5- 4 现场样板施工

4.3 既有建筑改建施工关键技术研究

4.3.1 地下室底板结构新旧混凝土接缝处理技术研究

地下室的防水防渗性能受防水设计、材料质量以及施工技术与管理等多方面因素的影响。根据以往工程经验以及相关研究，施工缝、变形缝以及后浇带等位置往往是结构自防水的薄弱环节，成为地下室防水防渗的关键点。在地下室改建项目中，存在大量的新老混凝土交界，这些部位作为结构受力与抗渗的薄弱部位，其处理是否得当，直接影响到改建地下室的防水防渗能力。依托本项目，将“地下室底板结构新旧混凝土接缝处理技术研究”拓展为“地下室新旧混凝土防水技术”作为课题立项，开展科学研究。

本项目研究为保利世博村 B 地块改建项目地下室新老混凝土结合部的防水性能与构造措施等方面进行必要的验证，提出改进地下室新老混凝土结合部抗渗能力的构造措施，采用有限元分析技术对所提出的构造措施进行仿真分析，为其受力性能评定提供理论依据，并为此类改进的新老混凝土结合部做法的进一步推广应用提供参考借鉴。

本项目研究包括以下主要内容：（1）分析影响新老混凝土结合部抗裂能力与抗渗能力的主要因素，结合施工难度与技术水平提出适合地下室改造工程的新老混凝土结合部构造措施；（2）对所提出的新型构造措施进行有限元分析，了解其基本力学性能，为后续的进一步研究与工程应用提供参考；（3）结合有限元分析进行理论深入研究，找出新型构造措施抗渗性能的薄弱环节和不利因素；（4）结合理论研究与计算分析结果，对新老混凝土结合部新型构造措施的防裂抗渗能力进行综合评估。

（1）既有地下室新老混凝土结合部的质量影响因素与新型构造措施

① 既有地下室新老混凝土结合部防裂抗渗性能的主要影响因素

国内外对新老混凝土结合部的受力性能与抗渗性能进行过大量的研究，综合来看，影响新老混凝土结合部质量的主要因素包括：粘结面的处理方式、粘结面粗糙度、老混凝土的性能、界面剂的性能、新混凝土的性能、钢筋的配置、结合部构造措施以及施工工艺等。对于地下室新老混凝土结合部，除了混凝土结构自防水，还需要考虑垫层、柔性防水以及建筑面层等因素的影响。

结合本项目背景工程“保利世博村 B 地块改建项目”中既有地下室改建的工程特点，主要从新老混凝土粘结面性状、新老混凝土结合部构造措施以及施工工艺这几个主要影响因素展开研究。

（I）新老混凝土粘结面性状

研究表明，新老混凝土粘结面的一些性质与状况是影响新老混凝土粘结性能的重要因素之一，其中最主要的性状包括：（1）粘结面粗糙度、（2）粘结面完好程度、（3）粘结面洁净程度、（4）粘结面及其附近老混凝土在浇筑新混凝土前的状况。

粘结面粗糙度是影响新老混凝土粘结性能的重要因素，适当的粗糙度不仅可以保证新老混凝土的粘结质量，而且可以节约施工成本，提高施工效率。粘结面的处理方法与粗糙度的评价方法是保证和衡量粘结面粗糙度的两个关键因素，因此，对于既有地下室新老混凝土粘结面应合理选取其表面处理方法，并采用适合的粗糙度检测方法进行度量。关于粘结面处理方法与粗糙度检测方法的合理选用在后续（II）、（III）部分分别阐述。

粘结面完好程度主要涉及粘结面处理时老混凝土的损伤程度，以及新混凝土浇筑后粘结面的受损伤情

况，损伤越轻，产生的微裂缝越少，则完好程度越高。较高的粘结面完好程度有利于保障新老混凝土粘结的质量。因而，在进行老混凝土表面处理时，应清除粘结面上所有损坏、松动以及附着的骨料、砂浆等杂物，并使部分骨料露出表面；在新混凝土浇筑后的凝结过程中，应做好养护并避免对新老混凝土结合部位的扰动，以得到良好的粘结质量。

粘结面洁净程度主要指老混凝土粘结面残留砂石、粉尘、油脂等杂质杂物的情况，在新混凝土浇筑前应对老混凝土粘结面进行清洁处理，以避免新老混凝土结合面存在微小杂质与夹层的情况。

粘结面及其附近老混凝土在浇筑新混凝土前的状况主要是指在进行新老混凝土粘结前，老混凝土粘结面对于界面剂的要求以及对老混凝土粘结面附近湿润状况的要求。

(II) 新老混凝土结合部构造措施

实际工程中可以通过采取一些实用的构造措施来提高新老混凝土交界面的粘结性能，例如采用斜缝代替直缝的方法可以在一定程度上增大粘结面积以及改变受力状态。在新老混凝土结合部还可以采用企口缝以增大粘结面积，延长渗流路径，这种构造做法在公路、桥梁工程中应用得较多，目前在既有地下室改建工程中应用得较少。此外，为增强新老混凝土界面的受力均匀性，提高新老混凝土结构的整体性与粘结强度，有专家提出在新老混凝土界面设置三维钢筋网垫等构造措施。

本项目研究针对地下室结构的构造特点，综合考虑刚性防水、柔性防水以及垫层等因素，提出一种便于既有地下室结构施工的新型企口型结合部，并在此基础上提出“多道防线、综合防渗”的思路。

鉴于柔性防水不可避免的存在材料老化问题，地下室防水要达到不低于结构使用年限的标准其根本仍在于结构自防水，并通过柔性防水层来弥补刚性防水容易开裂渗漏的不足，即“以刚为本，刚柔结合”。本项目研究提出的新型企口型新老混凝土结合部构造措施可以增大粘结面积，延长渗流路径，并且便于施工；通过沿结合面设置止水条带，可以阻断可能的渗流路径，提升抗渗能力。对在老混凝土表面处理施工过程中受到扰动的垫层，通过在新老混凝土结合部附近注浆的方式可以对其抗渗能力损失进行补偿。

在后续的设定做法中具体确定了适用于既有地下室改建工程的新老混凝土结合部构造措施。

(III) 新老混凝土结合部施工工艺

新老混凝土结合部的施工工艺是否合理，不仅关系到新老混凝土结合部的粘结质量，而且影响到既有地下室改建工程的工期与造价。首先在采取合适的新老混凝土结合部构造措施的基础上，对于老混凝土粘结面应选取合适的表面处理方法，并对其粗糙度进行定量的评价；其次，对于新浇筑混凝土的强度、膨胀性能以及外加剂的使用等方面应根据工程特点提出具体要求；另外，对于施工工序的合理性也需要展开研究、进行优化并提出相应的要求。

② 既有地下室新老混凝土粘结面的处理方法

目前，新老混凝土粘结面常见的处理方法主要包括：（1）钢刷刷毛法、（2）人工凿毛法、（3）气锤凿毛法、（4）电钻凿孔法、（5）切槽法、（6）高压水射法、（7）喷砂（丸）法、（8）植筋法、（9）酸浸蚀法等。

其中：方法（1）采用钢刷在基底混凝土表面进行划毛处理，该方法对于基底混凝土处于初凝后、终凝前的状态时较容易进行表面处理，对于已硬化的既有地下室老混凝土的界面，该方法只能做轻度处理。方

法（2）为实际工程中较常采用的界面粗糙度处理方法，其优点为施工技术简单，无需大型机械设备，工程造价低；其缺点是对混凝土界面扰动较大，容易产生附加的微裂缝，损伤新老混凝土粘结性能。方法（3）采用气动凿毛机械对老混凝土表面进行凿毛处理，该方法操作简单，但对老混凝土引起扰动，容易形成微裂缝；方法（4）采用轻型电钻在老混凝土表面按一定要求进行成排钻孔，其缺点是对老混凝土结构的损伤较为严重。方法（5）是由郑州大学张雷顺教授等提出的一种比较新式的老混凝土表面处理方法，它采用人工或机械在老混凝土表面按一定深度进行间隔切槽，以达到提高粘结面粗糙度的目的。其优点在于施工质量控制方便，粗糙度均匀性良好。方法（6）采用高压水枪对老混凝土粘结面进行冲毛处理，水枪压力一般宜控制在 100~250MPa，通过控制喷水速度和喷射距离来控制老混凝土粘结面的冲毛程度。该方法的优点是机械化程度高，施工便捷高效，无振动、噪声与灰尘，对老混凝土扰动小，处理界面凹凸均匀；其缺点是所用设备昂贵，工程费用高。方法（7）采用喷射机向老混凝土喷射不同直径的钢球或不同粒径的小碎石，通过控制喷射速度和喷射密度对新老混凝土粘结面进行处理，该方法的表面处理效果较好，污染和噪声较小。方法（8）通过将锚筋或锚栓植入老混凝土中达到预埋钢筋的效果，可以增强新老混凝土之间的粘结，但对于既有地下室老混凝土，因结构中已配置钢筋，故通常不需额外植筋。方法（9）采用酸浸蚀液对老混凝土表面进行处理，为化学处理方法。由于一些酸浸蚀液含有可能腐蚀钢筋的氯化物，并且可能对环境带来污染，故除特殊需要的情况下，不建议采用此方法来处理既有地下室老混凝土粘结面。

综上所述，方法（1）、（8）通常较少应用于既有地下室的老混凝土粘结面处理；方法（2）、（3）、（4）、（5）在处理老混凝土粘结面时伴随有新的微裂缝产生，扰动周围混凝土，使粘结强度降低，而且伴有噪声和粉尘等污染；但由于不需要昂贵的设备，故在工程实际中应用得较多，比较适合既有地下室新老混凝土粘结面处理。方法（6）、（7）表面处理效果较好，但需要较为昂贵的设备，需结合工程实际情况采用。方法（9）鉴于其可能对既有地下室工程带来腐蚀钢筋与污染环境的不良影响，故不建议在此类工程中采用。

结合既有地下室改建工程的特点，建议优先考虑人工凿毛法并控制凿毛力度，即采用锤、钻对老混凝土粘结面轻凿处理；在条件允许的情况下可采用切槽法与高压水射法。

③ 既有地下室新老混凝土粘结面粗糙度的检测方法

粘结面粗糙度是影响新老混凝土粘结性能的重要因素，因而对于既有地下室改建工程，有必要对结合面的粗糙度进行可靠、定量的评价。目前，对于如何量化粗糙度有不同的计算指标，同时有学者提出了多种测量方法。根据度量的原理可分为粗糙度度量的一般方法与分形维数方法；根据测量手段的数字化、信息化程度，可分为非数字化方法与数字化方法。本研究根据上述第二种分类方法进行相关内容的阐述。

混凝土结合面粗糙度检测的非数字化方法指的是测量过程不涉及或几乎不涉及使用计算机进行数据处理；数字化方法是指检测过程借助了数字化成像等信息化手段进行数字化处理。常见的非数字化方法包括：

（1）机械探针法、（2）灌砂法、（3）硅粉堆落法、（4）观察法等。常见的数字化方法包括：（1）数字测量仪法、（2）摄影测量法、（3）圆形纹理仪法等、（4）3D 激光扫描法。

其中，灌砂法是诸多粗糙度定量检测方法中最为简单的一种，该方法采用标准方法在待检粗糙面上铺灌粉材（通常为细砂），通过测量灌砂体积换算灌砂平均深度，并将灌砂平均深度作为粗糙度指标。该方

法所需仪器设备简单，是一种工程中最常用的快速测量粘结面粗糙度的成熟方法。但采用该方法时，要求待检面必须保持水平，对于地下室结构中的非水平结合面不能直接采用。

3D 激光扫描法是一种新型的数字化检测方法，它通过 3D 激光扫描仪发射激光束并检测目标反射信号来测量到目标的距离，并且随着发射激光束角度的不断变化，可以高速测量并记录目标不同点位到扫描仪的距离以及角度，计算得出点位的三维坐标，从而得到目标表面的形状信息，并得出基于灌砂法的粗糙度。

针对本项目研究的既有地下室改建工程，以地下室底板为例，其新老混凝土粘结面无法保持水平，且待检测面位置较低，不便于使用脚架式 3D 激光扫描仪，因而，综合各种常见粗糙度检测方法，建议在既有地下室改建工程新老混凝土粘结面粗糙度检测中采用手持式激光扫描仪的 3D 激光扫描法；对于精确度要求不高的情况可采用观察法；对于需要采用灌砂法的情况，可采用对相同条件与相同施工工艺处理的水平粘结面进行灌砂法对照检测来间接评估非水平粘结面的粗糙度。

(2) 拟定作法

在查阅大量文献资料与参考多个工程案例的基础上，综合考虑结构性能与施工难度，结合地下室改建工程的特点，提出一种新型的改进地下室新老混凝土结合部抗渗能力的构造措施，如图 4.2.2-1~所示。该技术通过采用便于施工的企口型结合部，设置遇水膨胀橡胶止水带并进行注浆处理，提高了地下室混凝土底板新老混凝土结合部的防水防渗性能，同时施工较为简便，易于操作。

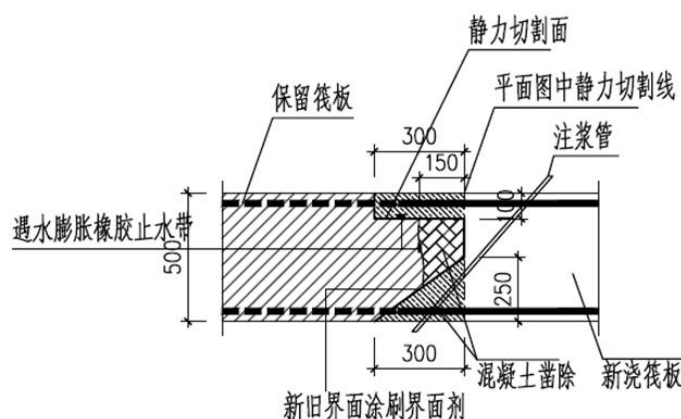


图 4.2.2-1 地下室新老混凝土结合部新型构造措施

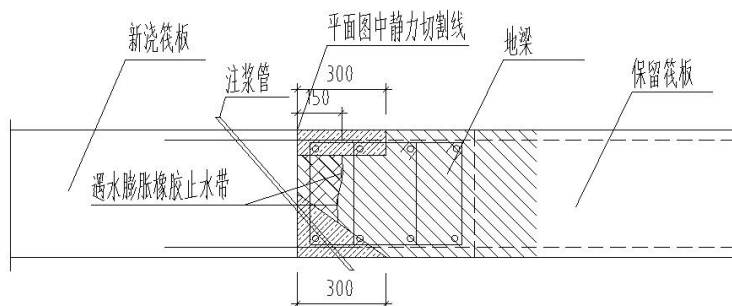


图 4.2.2-2 地梁保留界面

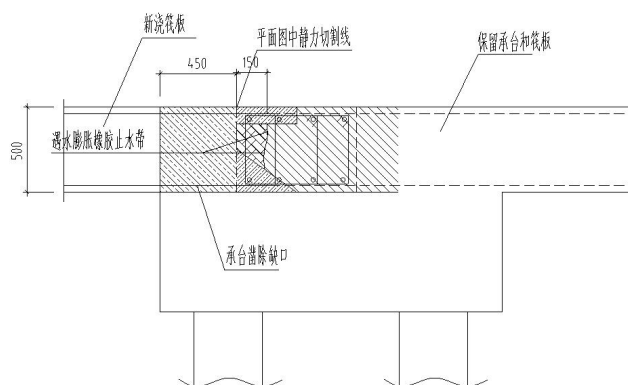


图 4.2.2-3 承台保留界面

这种新型的新老混凝土企口型结合部增大了粘结面面积，延长了沿交界面的渗流路径，同时其“上平下斜”的企口形式有利于现场对老混凝土的切割操作。沿交界面布置两道膨胀止水带，可以有效阻断沿交界面的渗流路径，进一步提升了新老混凝土结合部的抗渗能力。而底板下方的注浆措施，则可以补偿因垫层扰动而对其抗渗能力带来的损失。

在既有地下室改建工程中，对于受力情况较为复杂的地下室底板，建议采用这种新型的新老混凝土企口型结合部，对于受力情况相对简单的地下室顶板以及外墙的新老混凝土结合面，可以采用常规的直接做法。

(3) 理论分析

以往国内外对新老混凝土结合部性能的研究多集中于粘结面为平缝的情况，本课题研究所提出的新老混凝土结合部新型构造措施采用了便于施工的企口型粘结面，包括竖向粘结面、水平粘结面以及斜向粘结面。这种构造做法具有增大粘结面积、延长渗流路径的优点，然而其受力性能与平缝相比更加复杂。以轴向受拉为例，根据材料力学可知，企口型粘结面除了在竖向粘结面主要承受拉应力以外，还在水平粘结面承受剪应力、在斜向粘结面承受拉应力与剪应力的复合作用。有鉴于此，本课题对所提出的新老混凝土结合部新型构造措施进行了理论分析，探索此类结合部的力学性能，以期为保证该部位在荷载作用下的抗渗可靠性提供理论基础，并为后续试验研究以及工程实践提供有益的参考依据。

参考《混凝土物理力学性能试验方法标准（GB/T50081-2019）》以及相关文献资料，对新老混凝土结合部的受力性能进行了一系列有限元分析。首先进行了新老混凝土试件的抗拉与抗剪弹性有限元分析，以模拟劈拉试验与直剪试验，验证有限元分析模型的适用性。其次，分别对整浇混凝土模型与粘结面为平缝的新老混凝土模型进行了轴拉弹性有限元分析，以作为新型新老混凝土结合部计算模型的对比分析。最后，根据本课题所提出的新老混凝土结合部新型构造措施建立了用于对比研究的缩尺有限元模型，并进行了轴拉作用下的弹性有限元分析。

① 粘结面劈拉有限元分析

对新老混凝土平缝粘结面的抗拉性能进行研究，参照《混凝土物理力学性能试验方法标准（GB/T50081-2019）》中的混凝土粘结强度试验，对新老混凝土平缝粘结面进行劈拉有限元分析。为与已有试验结果进行对照，有限元模型采用与文献2中大连理工大学粘结劈拉试验的 CON1 试件所对应的物理

参数。该试件采用边长 150mm 的立方体试块，其对称面两侧的新、老混凝土强度等级分别为 C25、C20；其 28 天劈拉强度为 2.55MPa，破坏荷载为 90.1kN。相应的弹性分析有限元模型采用与上述试验相同的几何参数；新、老混凝土的弹性模量分别取为 $2.80 \times 10^4 \text{MPa}$ 与 $2.55 \times 10^4 \text{MPa}$ ；加载宽度为 20mm。模拟试验模型与计算模型如图 4.2.2-4、图 4.2.2-5 所示。

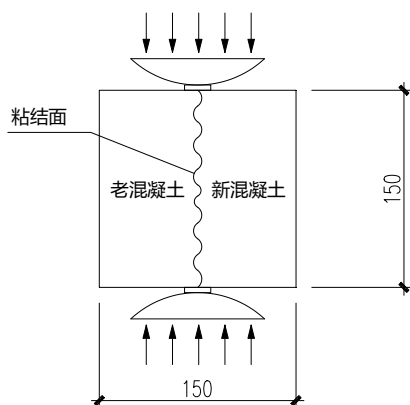


图 4.2.2-4 劈拉模型示意图

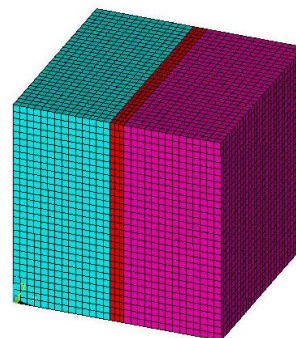


图 4.2.2-5 劈拉有限元模型

有限元分析得到的试件变形结果如图 4.2.2-6 所示，图 4.2.2-7 为 X 向应力分布。分析结果表明：在 91.9kN 荷载作用下，粘结面附近的主拉应力约为 2.5~3.0MPa。计算结果与对照试验的破坏荷载和劈拉强度结果相符，应力分布模式与相关研究吻合。

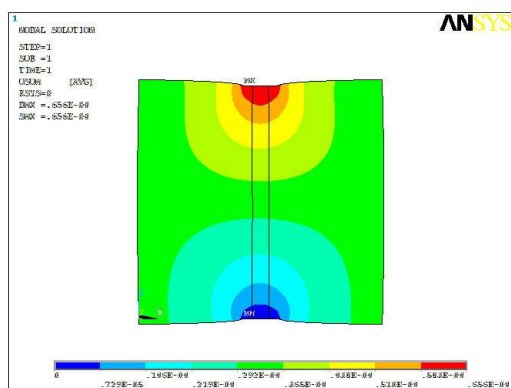


图 4.2.2-6 劈拉模型在侧向荷载作用下的变形

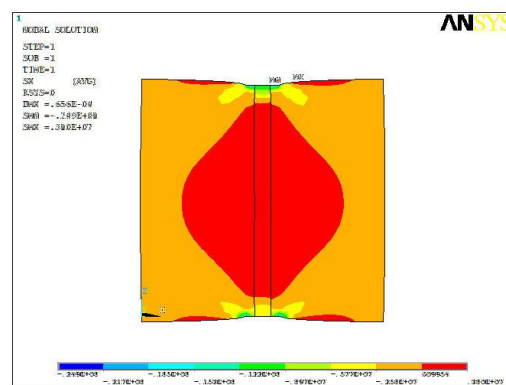


图 4.2.2-7 劈拉模型 X 向应力

② 粘结面直剪有限元分析

在复杂应力状态下，新老混凝土的粘结面受拉应力与剪应力共同作用。为了解新老混凝土粘结面的抗剪性能与粘结剪切强度，通常采用试验与数值分析的方法来进行研究。《混凝土物理力学性能试验方法标准（GB/T50081-2019）》没有规定混凝土抗剪试验的具体方法，通常采用 Z 型试件来进行新老混凝土粘结面的直剪试验。

本课题项目组对新老混凝土平缝粘结面的直剪受力性能进行了研究，建立了有限元计算模型。模拟试验模型与计算模型如图 4.2.2-8、图 4.2.2-9 示，均为 100x200mm。粘结面两侧的新、老混凝土强度等级分

别取为 C60、C50；相应的弹性分析有限元模型中新、老混凝土的弹性模量分别取为 $3.60 \times 10^4 \text{Mpa}$ 与 $3.45 \times 10^4 \text{Mpa}$ ；加载宽度为 100mm。

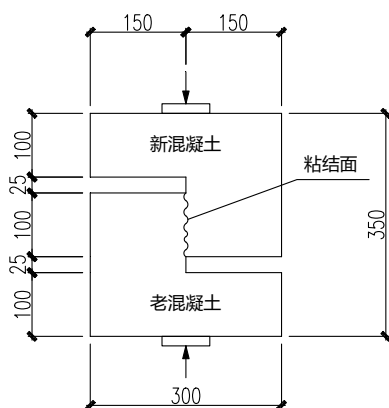


图 4.2.2- 8 直剪模型示意图

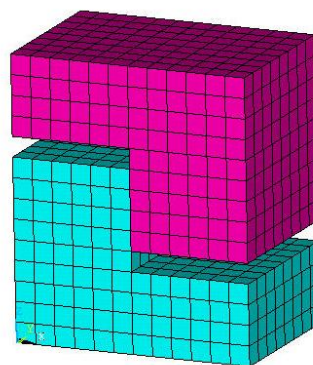


图 4.2.2- 9 直剪有限元模型

有限元分析得到的试件变形结果如图 4.2.2-10 所示，图 4.2.2-11 为 XZ 向剪应力分布。分析结果表明：在 111.6kN 荷载作用下，粘结面上的最大剪切应力约为 4.7MPa 左右。

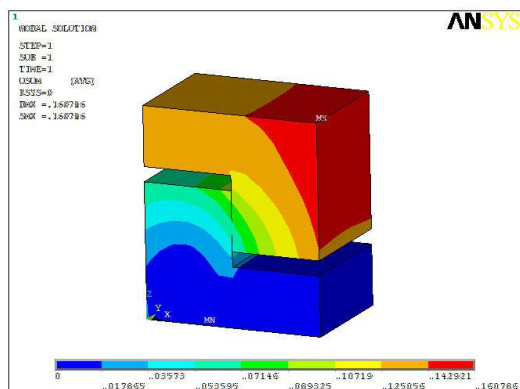


图 4.2.2- 10 直剪模型在竖向荷载作用下的变形

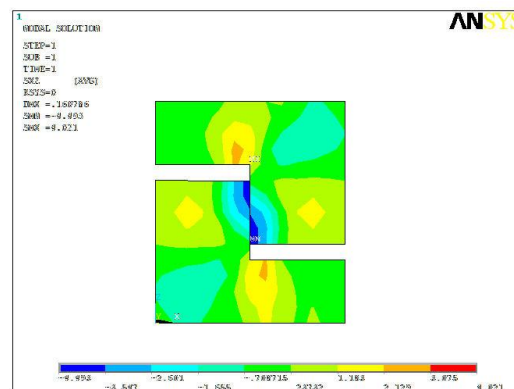


图 4.2.2- 11 直剪模型 XZ 向剪应力

③ 粘结面受拉性能的有限元分析

在既有地下室改建工程中，原有混凝土基本上已完成收缩变形，新浇混凝土的收缩受到老混凝土的约束，将在新老混凝土结合部产生沿轴向的拉力。本课题所提出的新老混凝土结合部新型构造措施采用了便于施工的企口型粘结面，在轴线拉力作用下处于较为复杂的受力状态。

根据《混凝土物理力学性能试验方法标准（GB/T50081-2019）》中的轴向拉伸试验，分别建立了标准尺寸的整浇混凝土模型与粘结面为平缝的新老混凝土模型，并进行了轴拉弹性有限元分析，以作为新老混凝土企口型结合部计算模型的对比分析。同时，根据本课题所提出的新老混凝土结合部新型构造措施建立了用于对比研究的缩尺有限元模型，并进行了轴拉作用下的弹性有限元分析。其中，整浇模型的混凝土强度等级取为 C35，弹性模量取为 $3.15 \times 10^4 \text{Mpa}$ ；平缝粘结面和企口缝粘结面模型的新、老混凝土强度等级一致取为 C40、C35，相应的弹性模量取为 $3.25 \times 10^4 \text{Mpa}$ 和 $3.15 \times 10^4 \text{Mpa}$ 。上述三种轴向拉伸模型的试验段均为边长 100mm 的立方体。模拟实验模型与计算模型分别如图 4.2.2-12~23 所示。

有限元分析得到的三种模型的变形结果和试验段的 X 向应力分布分别如图 4.2.2-15、图 4.2.2-19、图 4.2.2-23 所示。分析结果表明：整浇模型与平缝模型试验段的拉应力分布较均匀，拉应力分布形式较接近；

平缝模型试验段新混凝土的拉应力略大于老混凝土的拉应力；企口型的粘结面上的应力分布较为复杂，并且在企口型结合部的水平粘结面上存在应力集中，显示该处可能成为此类结合部的受力薄弱环节，在后续工程施工中，应充分保证其表面处理效果，提高其粗糙度，并确保混凝土浇筑质量。

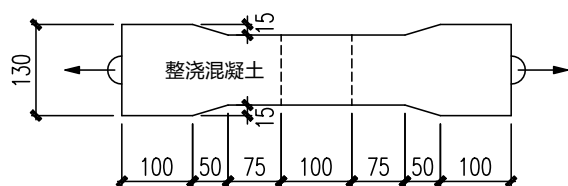


图 4.2.2- 12 整浇轴拉模型示意图

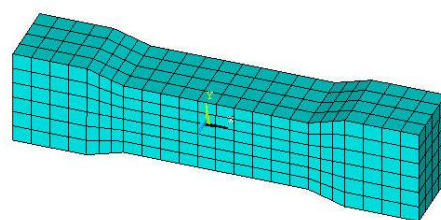


图 4.2.2- 13 整浇轴拉有限元模型

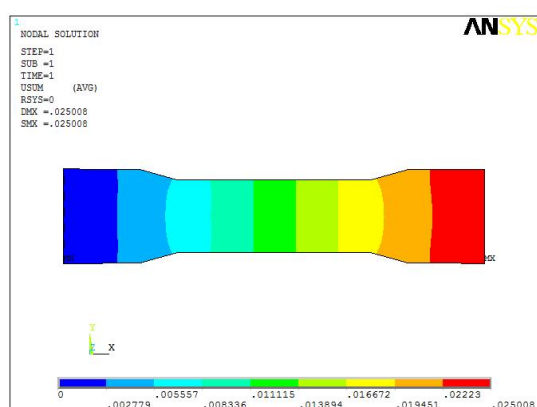


图 4.2.2- 14 整浇模型在轴向拉伸作用下的变形

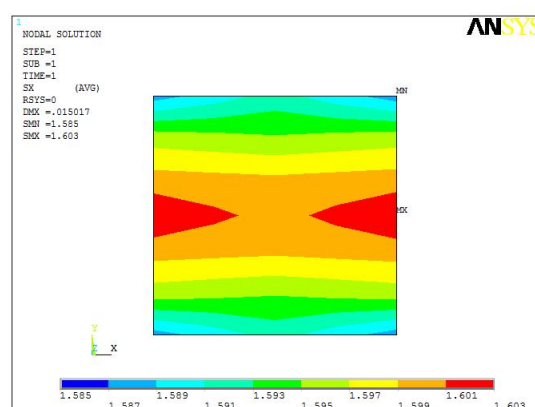


图 4.2.2- 15 整浇轴拉模型试验段 X 向应力

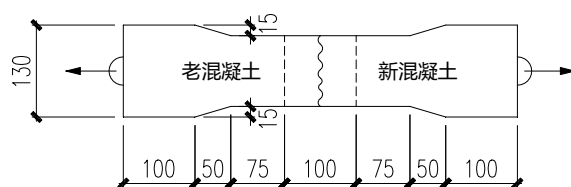


图 4.2.2- 16 平缝轴拉模型示意图

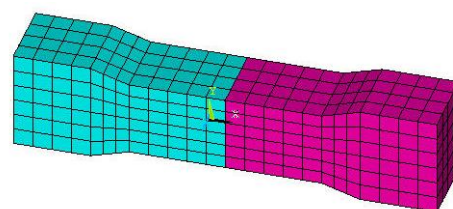


图 4.2.2- 17 平缝轴拉有限元模型

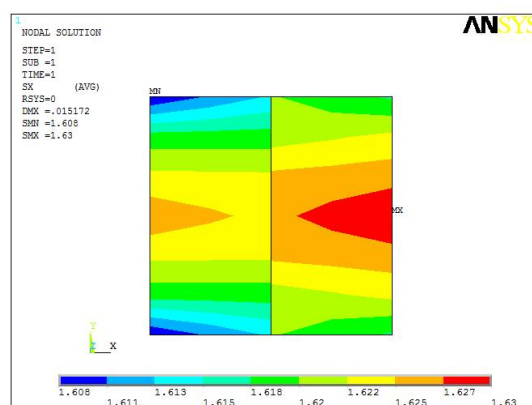
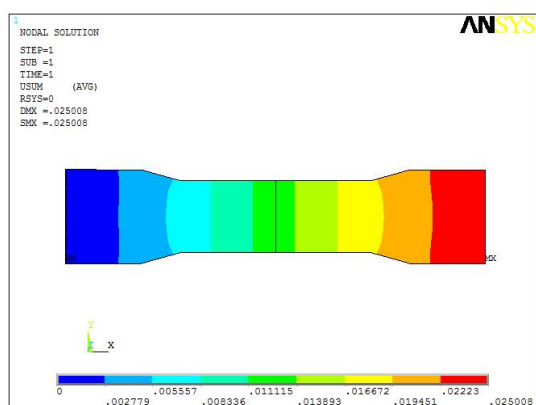


图 4.2.2- 18 平缝模型在轴向拉伸作用下的变形

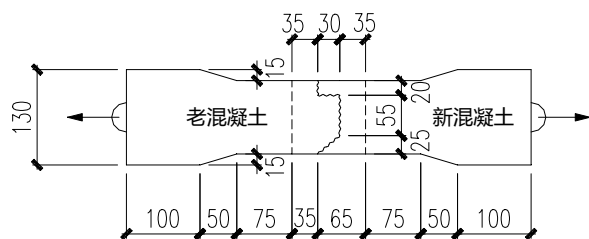


图 4.2.2- 20 企口缝轴拉模型示意图

图 4.2.2- 19 平缝轴拉模型试验段 X 向应力

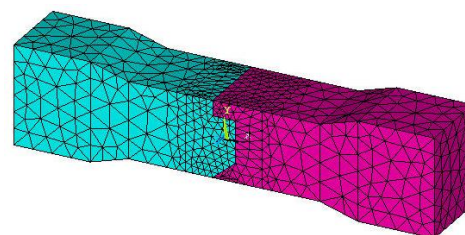


图 4.2.2- 21 企口缝轴拉有限元模型

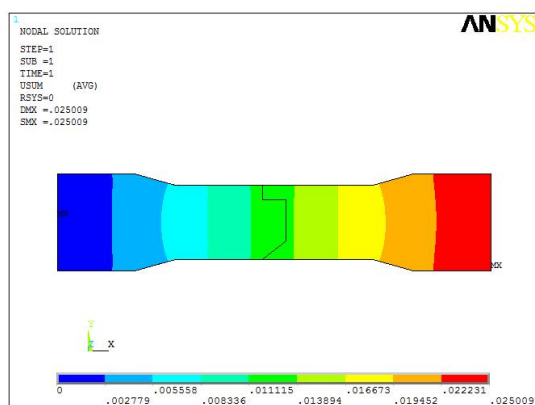


图 4.2.2- 22 企口缝模型在轴向拉伸作用下的变形

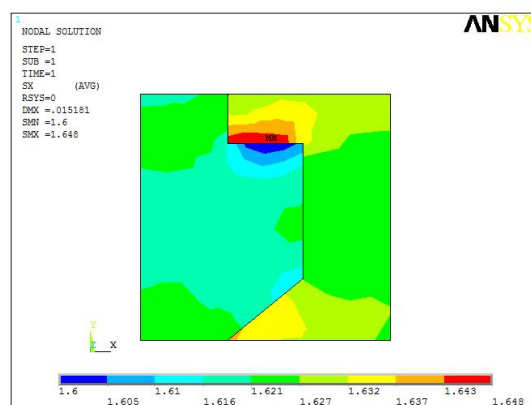


图 4.2.2- 23 企口缝轴拉模型试验段 X 向应力

④ 小结

通过本课题项目组所进行的弹性有限元分析，得出以下结论与建议：

9) 本课题研究所提出的新老混凝土结合部新型构造措施具有增大粘结面积、延长渗流路径的优点，同时采用设置膨胀止水条带以及底板下注浆等技术措施，有效保障了新老混凝土结合部的抗渗可靠性。该构造措施具有“多道防线、综合防渗”的技术特点，有利于综合提升地下室新老混凝土结合部的受力性能与防水抗渗能力。

10) 本课题研究所提出的新老混凝土结合部采用新型企口型界面，其粘结面受力情况较复杂，应进行细致的数值分析以揭示其受力性能。

11) 此类新型企口型结合部在轴向拉伸作用下，其水平粘结面上存在应力集中，该处可能成为此类结合部的受力薄弱环节，宜在工程施工中采取适当措施，充分保证其粘结效果。

12) 新老混凝土结合部新型构造措施的弹性有限元分析结果可以为施工工艺提供指导，后续如需对既有地下室改建工程新型新老混凝土结合部力学性能做进一步深入研究，建议采用弹塑性有限元模型进行仿真分析。

13) 本课题研究所提出的新老混凝土结合部新型构造措施在新混凝土浇筑前，宜结合工程实际情况采用适当的表面处理方法对老混凝土粘结面进行处理，以使新老混凝土粘结面具有适当的粗糙度；同时宜采用

合适的检测方法对新老混凝土粘结面的粗糙度进行量化评估。

(4) 施工方案

本研究为保利世博村 B 地块改建项目地下室新型新老混凝土结合部具体构造措施的实施进行必要的验证, 检验按我国现行设计、施工规范来保证地下室新型新老混凝土结合部抗渗能力的施工可行性。结合地下室改建工程中刚性防水与柔性防水的特点, 综合考虑垫层、防水材料、结构做法、施工条件以及质量控制等因素, 形成质量可靠、便于施工、经济合理的成套施工工艺。

本研究包括以下主要内容: 1) 针对新老混凝土企口型结合部的特点, 研究原结构拆除时界面的施工技术要求; 2) 选择合适的界面剂并提出相关性能要求以及施工技术措施; 3) 对遇水膨胀橡胶止水条的性能以及安装过程中采取的技术措施提出要求; 4) 研究合理的压密注浆工艺。

① 原结构拆除时界面的处理要求

- 1) 切割后的企口形状凿除应采用保护性拆除, 不得采用风镐、大功率电镐或重锤等机具进行破坏性拆除;
- 2) 保证企口形状的完整性;
- 3) 界面要清理至密实基层, 松散碎屑要清理干净;
- 4) 粗糙度检测: 对于处理完成的界面采用直接观察法进行观测粗糙度, 对不符合要求的部位需重新处理;

② 界面胶

- 1) 结构界面胶性能符合 GB50728-2011 《工程结构加固材料应用安全性鉴定规范》的相关要求;
- 2) 界面整体涂刷 (除粘贴橡胶止水带部位);
- 3) 界面剂涂刷后浇筑混凝土的时间遵照界面胶的使用说明, 确保界面胶的粘结效果。界面剂指触干燥前须完成混凝土浇筑。

③ 遇水膨胀橡胶止水条安装

- 1) 安装止水带部位的基面打磨平整, 并清洗干净;
- 2) 材料满足 GB 18173.3-2014 《高分子防水材料 第 3 部分: 遇水膨胀橡胶》性能要求, 采用制品型, 膨胀率不小于 400%, 宽度 30mm;
- 3) 止水条采用止水胶粘结。参考 SikaSwell A 和 SikaSwell S-2 的系统。
- 4) 搭接接头、转角 (尤其阴角) 的构造等, 应结合厂家产品使用说明制定专项方案。
- 5) 止水带安装后不得放置时间过长, 避免未浇筑混凝土时膨胀。

④ 压密注浆

间距 1m 布置注浆孔进行注浆, 注浆完成 14d 后, 抽取 6 个孔进行取芯, 并观察注浆效果。注浆与取芯观测系统如图 4.2.2-24 所示。

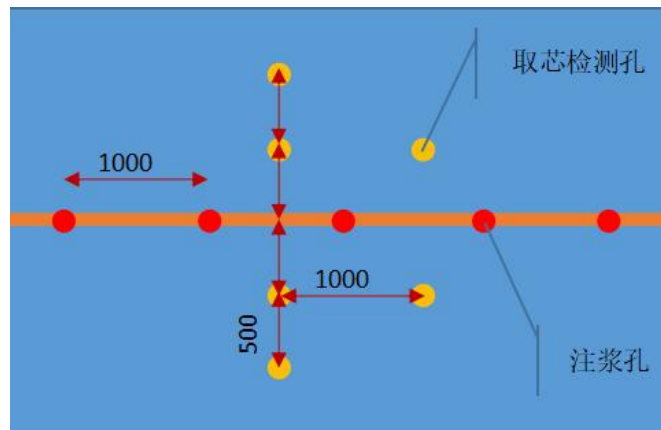


图 4.2.2- 24 试验段注浆孔布置

(5) 现场实施

在新筏板浇筑前，对保留筏板进行凿除，根据试验要求，进行凹槽、遇水膨胀止水带、注浆管等 5 道防水做法。



图 4.2.2-25 混凝土凿除



图 4.2.2-26 贴遇水膨胀止水条



图 4.2.2-27 浇筑新筏板，预留注浆管

4.3.2 钢外架自稳定结构技术研究

(1) 现场工况分析

本项目拟对 12#、13#楼（原楼号为 10#、7#楼）进行整体改造工程，地上层数为 8 层，地下一层，结构最高处高度为 25.530m，地下室底板面标高为-6.8m。单体投影面积为 658 m²。建筑物地处原世博村 B 地块，为酒店式公寓，周边绿植管线众多，其中西侧存在历史保护建筑宝来纳酒店，详图 4.3.2-1。

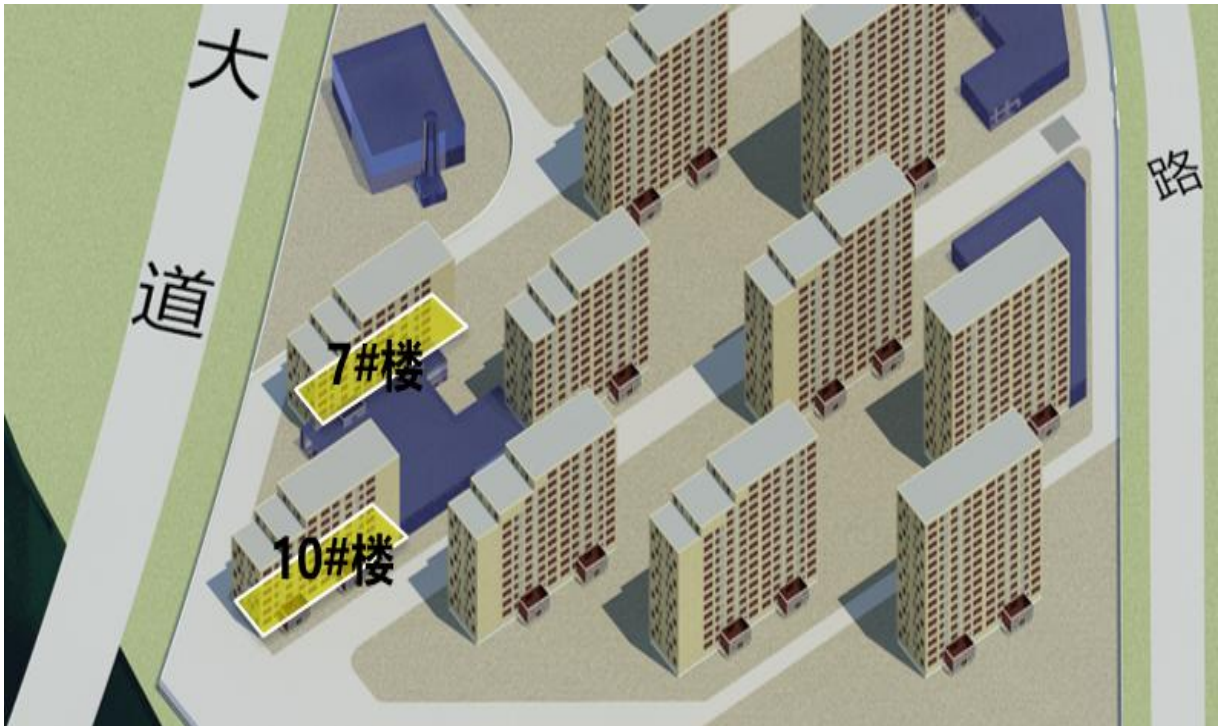


图 4.3.2- 1 12#、13#楼（原 10#、7#）平面位置示意图

本次改建保留 12#、13#楼原结构外框架和地下室底板，拆除内部机电、装饰、主体结构及外立面，改造工程量较大，对周边影响显著，出于对原保留框架结构的稳定和施工安全的考虑，需事先在 12#、13#楼四周搭设好外围护钢架，作为维护架兼做施工脚手架，见图 4.3.2-2、图 4.3.2-3。



图 4.3.2- 2 12#、13#楼（原 10#、7#）底板示意图

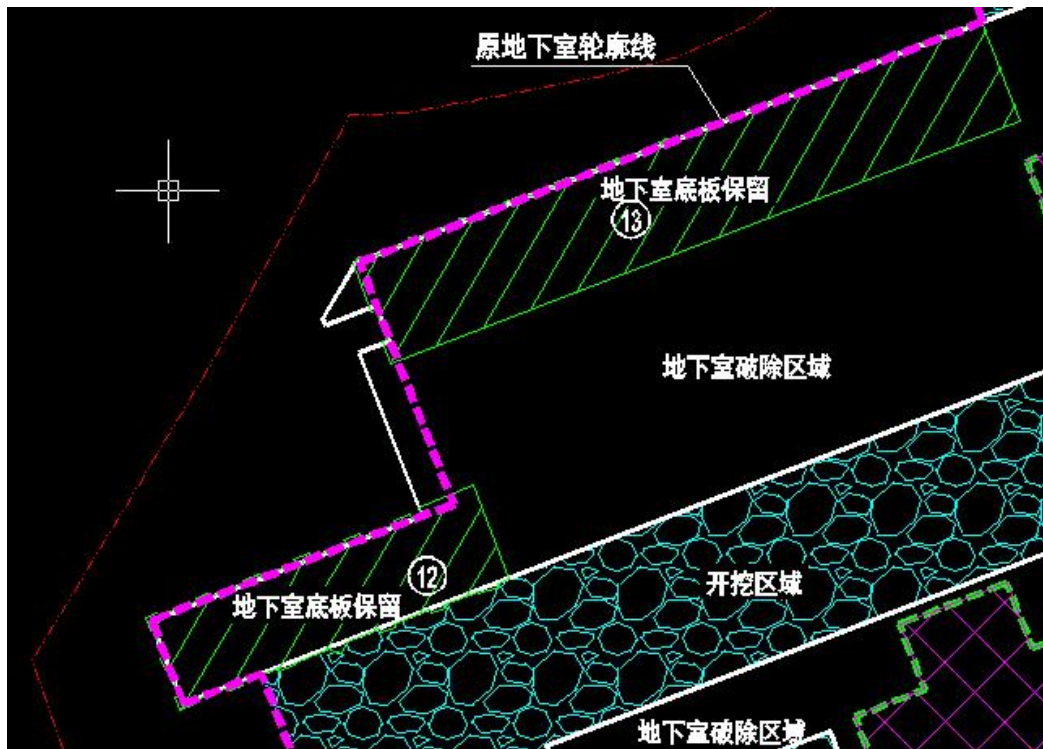


图 4.3.2- 3 12#、13#楼（原 10#、7#）改造平面示意图

如图 4.3.2-4 所示，白色所示均为场内主要运输道路，宽度基本为 6m。



图 4.3.2- 4 运输道路平面示意图

由于高压旋喷桩位置部分在道路以内，且 13#地下室外墙西侧及北侧需保留，待拆除负一层顶板后，外墙变为悬臂结构；外墙外土体在土方车、运输车辆等的挤压下，对地下室外墙会造成较大的侧向力，有较

大的的可能对外墙造成开裂等质量隐患，故要求在外侧加设钢板桩，以保护外墙。

考虑到钢外架整体性和安全性，拟将架体尽量放置在筏板上，故 13#西北两侧，12 号楼北面、西面和南面的地下室筏板都需要外扩（超出地下室外墙）。13#楼东西两侧外扩 3.8m，北侧外扩 2.9m，南侧外扩 4.5m。12#北面外扩 2.9m，南面外扩 2.5m，西边外扩 3.8m，南面 2.6m。由于 12#东侧和部分南侧紧贴高压旋喷桩，筏板无法外扩，所以钢架只能立在高压旋喷桩上。外扩筏板的厚度和钢筋构造和同位置筏板一样。同时外扩筏板部分钢架的外部立杆底部和高压旋喷桩放置钢外架的部位要进行补桩。

(2) 钢外架选型分析

建筑改造过程中受力发生变化，核心筒这一受弯关键结构的提前拆除，显著降低了建筑整体刚度，为确保结构安全，同时考虑到施工工期、质量、安全和合同要求，故在选择方案时，应充分考虑以下几点：

- ① 架体的结构设计，力求做到结构要安全可靠，造价经济合理。
- ② 在规定的条件下和规定的使用期限内，能够充分满足预期的安全性和耐久性。
- ③ 选用材料时，力求做到常见通用、可周转利用，便于保养维修。
- ④ 结构选型时，力求做到受力明确，构造措施到位，升降搭拆方便，便于检查验收。
- ⑤ 综合以上几点，脚手架的搭设，还必须符合 JGJ59-2011 检查标准要求，并且符合相关文明标化工地的有关标准。

结合以上维护架设计原则，同时结合本工程实际情况，综合考虑了以往的施工经验，决定采用图图 4.3.2-5 外围护架方案：自稳定性全钢维护架。

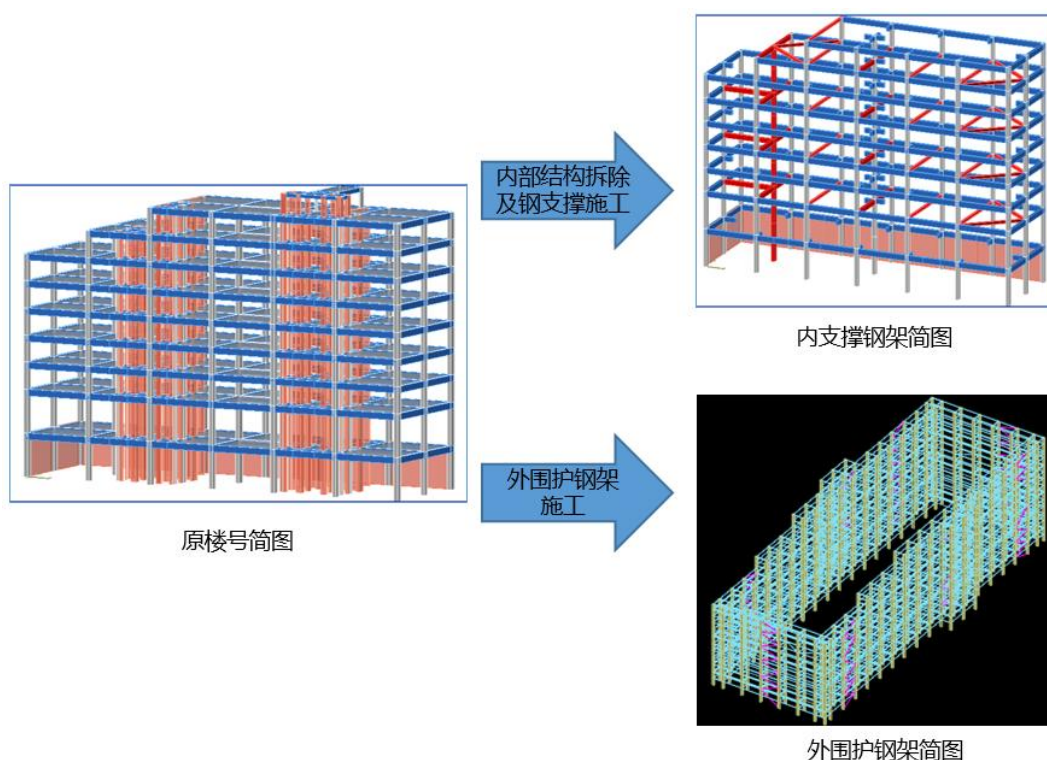


图 4.3.2-5 自稳定性全钢维护架

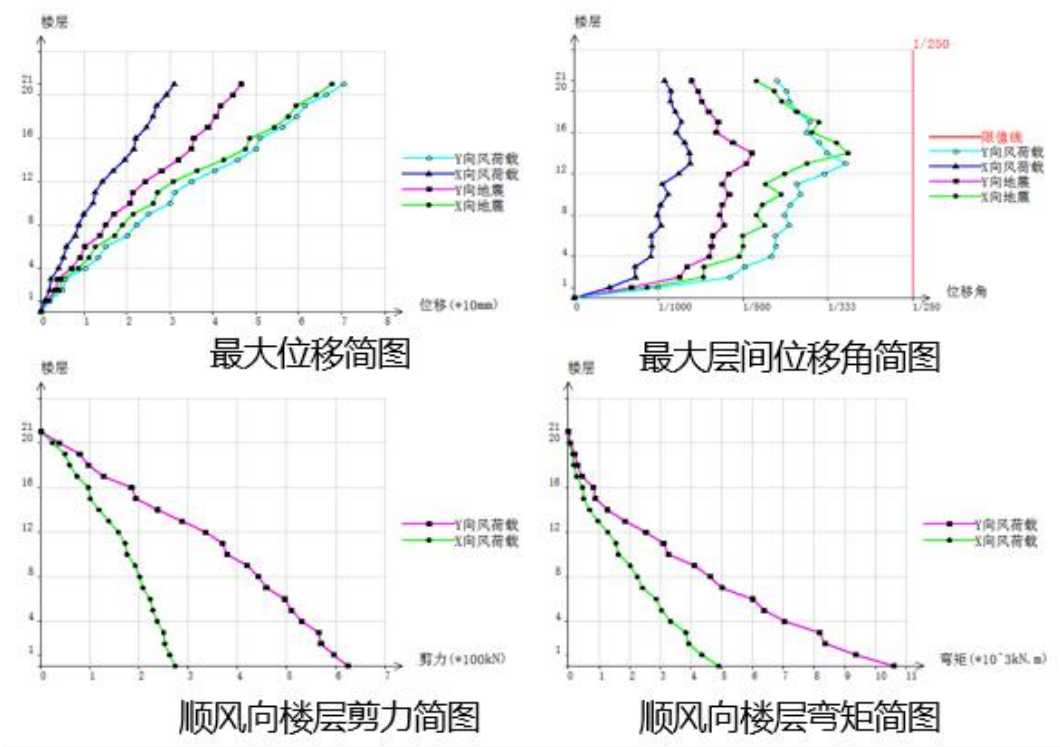


图 4.3.2- 6 自稳体系结构分析

(3) 钢外架设计

① 模型概况

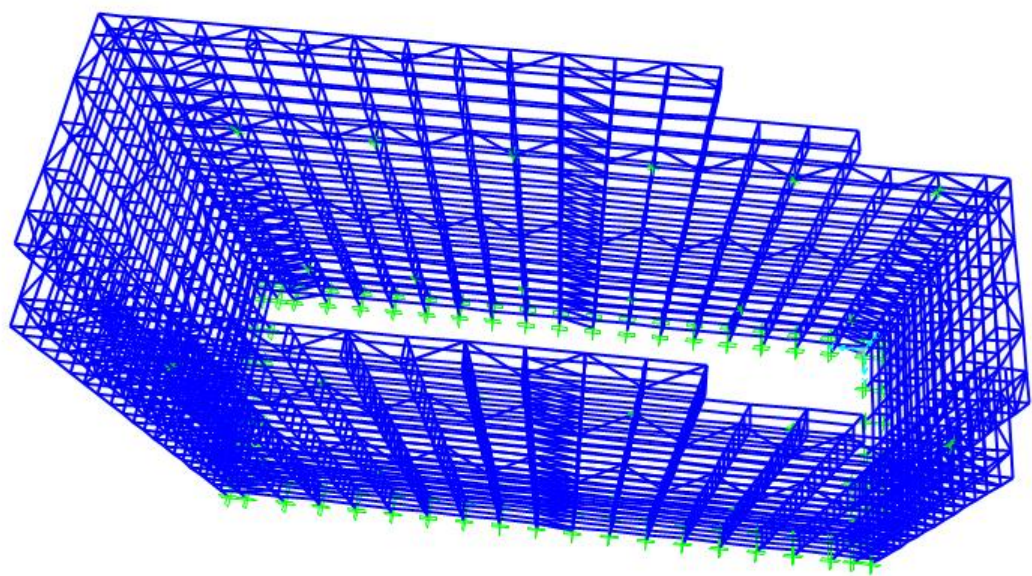


图 4.3.2- 7 28.2m 高模型

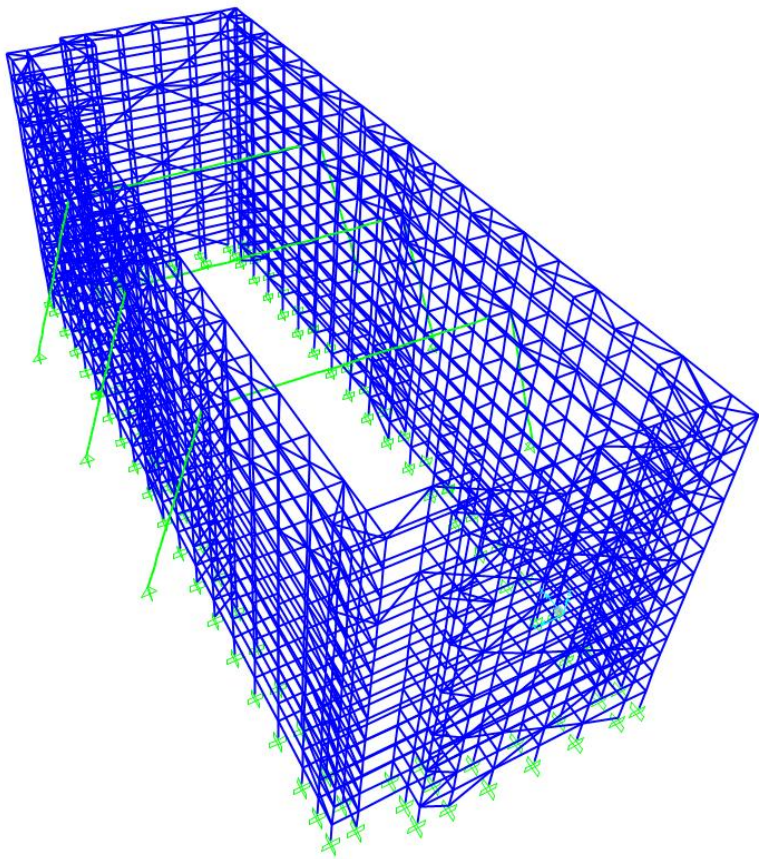


图 4.3.2- 8 16.2m 高模型

外钢架为桁架结构，桁架内设置有柱、梁次梁、水平支撑、斜支撑、预应力索等。模型存在两种情况，一种是外钢架修至 28.2m、旧建筑未拆除，在标高±0、和标高 19.8m 处，每隔 9 米对节点进行水平限位，模拟连墙件的情况，如图 4.3.2-7 所示；另一种是，旧建筑拆除完，钢架保留到 16.2m 处的情况，如图 4.3.2-8 接下来先对图 4.3.2-7 外架模型的情况进行计算。

② 材料和属性

模型中，材料列表如下：

表 4.3.2- 1 构件材料和属性

构件号	构件名称	截面	材料属性	模拟单元
GZ1	柱	箱 200X300x6x6	Q345	框架单元
GL1	梁	普[12 120X53X5.5X9	Q235	框架单元
L1	次梁	普[8 80X43X5X8	Q235	框架单元
GL2	水平支撑	HN150X75X5X7	Q345	框架单元
ZC1	斜向支撑	箱 100X100x5x5	Q235	框架单元
	预应力索	2∅15.2	JTGD62 fpk1860	索单元

③ 荷载

(I) 恒载

取计算单元

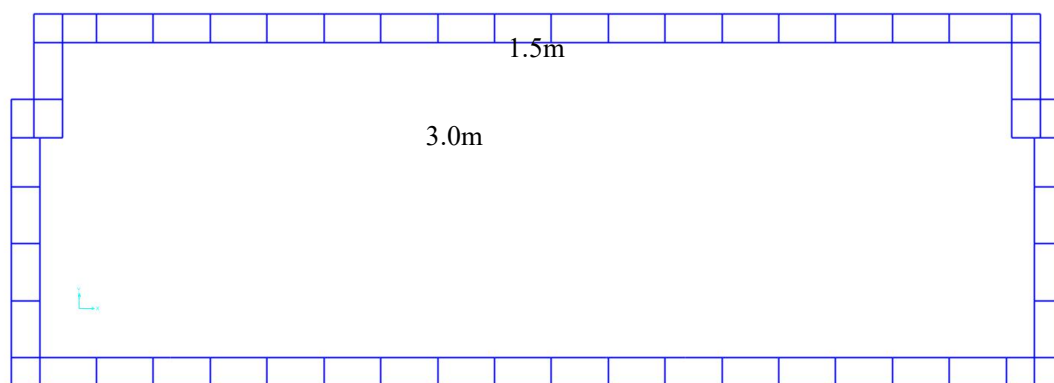


图 4.3.2- 9 结构计算平面图

恒载 $q = 0.5\text{kN/m}^2$ ，钢维护结构每跨 3m，宽度 1.5m，取其中一跨作为计算单元，作用在两个节点上，每个节点承受恒载 $0.5 \times 3 \times 1.5 \div 2 = 1.125\text{kN}$ 。

(II) 活载

活载 $q = 3.0\text{kN/m}^2$ ，钢维护结构每跨 3m，宽度 1.5m，取其中一跨作为计算单元，作用在两个节点上，每个节点承受恒载 $3.0 \times 3 \times 1.5 \div 2 = 6.75\text{kN}$ 。

(III) 风荷载

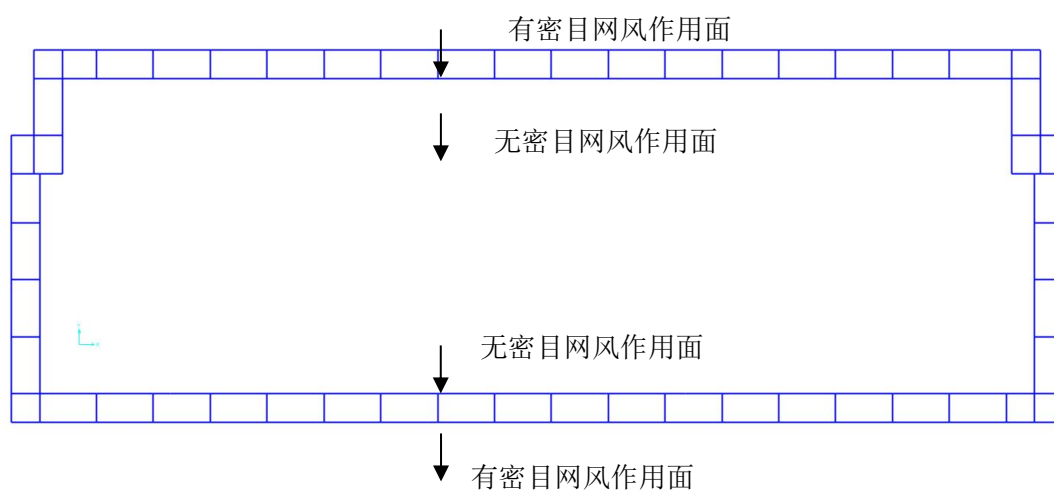


图 4.3.2- 10 风作用面示意图

在旧建筑拆除后，新建筑未出土时，为风荷载作用的最不利时期，结构周期 $T=0.42641\text{s}$ ，外钢架前后两面桁架，单独考虑风荷载作用。风荷载按照最不利的四个面作用进行荷载计算。

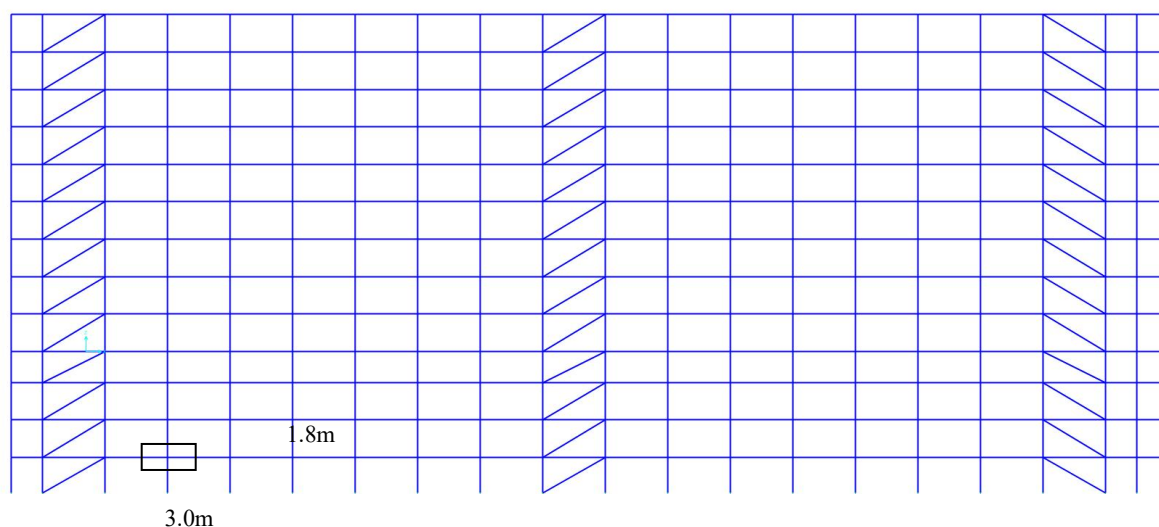


图 4.3.2- 11 风作用面示意图

体型系数 $\mu_s = 1.3\Phi$ ， Φ 为挡风系数，钢维护结构，每跨 3.0m，层高 1.8m，取一个节点作为计算单元。

有密目网时， $\Phi = 0.8$ ， $\mu_s = 1.3 \times 0.8 = 1.04$ ， $1.04 > 1$ ，取 $\mu_s = 1.0$

无密目网时， $\Phi = \text{型钢挡风面} / \text{计算单位面积} = 0.208$

1) 基本风压计算过程如下：

(1) 基本信息：

基本风压 $\omega_0 = 0.55 \text{ kN/m}^2$

体型系数 $\mu_s = 1.00$

计算风压处高度 $z = 16.2 \text{ m}$

地面粗糙度 B 类

房屋类型：钢结构 高层结构

结构基本周期 $T_1 = 0.43 \text{ s}$

房屋高度 $H = 16.2 \text{ m}$

房屋底部宽度 $B_0 = 55.5 \text{ m}$ 顶部宽度 $B_h = 55.5 \text{ m}$

房屋迎风面宽度(计算风压处宽度) $B_z = 55.5 \text{ m}$

(2) 高度变化系数 μ_z

根据《荷载规范》表 8.2.1，高度变化系数 $\mu_z = 1.156$

(3) 风振系数 β_z

(a)、计算脉动风荷载的共振分量因子 R

结构第一阶自振频率 $f_1 = 2.35 \text{ Hz}$

地面粗糙度修正系数 $k_w = 1.00$

结构阻尼比 $\zeta_1 = 0.01$

根据《荷载规范》8.4.4-2 式算得 $x_1 = 94.87$

根据《荷载规范》8.4.4-1 式，计算得到共振分量因子 $R = 1.586$

(b)、计算脉动风荷载的背景分量因子 B_z

根据《荷载规范》表 G.0.3, 由 $z/H = 1.00$ 得结构第一阶振型系数 $\Phi_1(z) = 1.000$

根据《荷载规范》8.4.6-1 式, 竖直方向相关系数 $\rho_z = 0.874$

根据《荷载规范》8.4.6-2 式, 水平方向相关系数 $\rho_x = 0.903$

根据《荷载规范》表 8.4.5-1, 系数 $k = 0.670$, 系数 $\alpha_1 = 0.187$

根据《荷载规范》8.4.5 式, 计算得到背景分量因子 $B_z = 0.770$

(c)、计算风振系数 β_z

峰值因子 $g = 2.5$

10m 高度名义湍流强度 $I_{10} = 0.14$

根据《荷载规范》8.4.3, 计算得到风振系数 $\beta_z = 2.010$

风压标准值 ω_k

风压标准值 $\omega_k = \beta_z \times \mu_s \times \mu_z \times \omega_0 = 2.010 \times 1.00 \times 1.156 \times 0.55 = 1.28 \text{ kN/m}^2$

(d) 风压标准值 ω_k 取值

计算不同高度风压基本值, 如下表所示,

表 4.3.2- 2 风压随高度变化表

高度 m	有密目网基本风压 kN/m ²	无密目网基本风压 kN/m ²
16.2	1.28	0.27
14.4	1.16	0.24

图 4.3.2- 12 风压分段取值示意图

取标高 14.4m 处风压作为计算的标准风压, $\pm 0\text{m}$ 一下风压取 0.

如图 4.3.2-12 所示, 结构每跨 3.0m, 层高 1.8m, 取一个节点单元计算节点承担的风压荷载。

0~14.4m,

有密目网: 风压换算成节点受力, $3.0 \times 1.8 \times 1.16 \text{ kN} = 6.26 \text{ kN}$,

无密目网: 风压换算成节点受力, $3.0 \times 1.8 \times 0.24 \text{ kN} = 1.30 \text{ kN}$ 。

把计算的风荷载施加在节点上。

④ 工况

计算工况主要有：恒+活、恒+风、恒+活+风。

⑤ 节点位移

根据《钢结构设计规范》A.2.1 无桥式吊车的单层框架的柱顶位移 $H/150$ 。本结构 $H=16.2\text{m}$ ，柱顶位移限值 $H/150=108\text{mm}$ 。

如图 4.3.2-13 所示，本结构最大位移 $U2=-91.28\text{mm}<108\text{mm}$ 。满足规范要求。

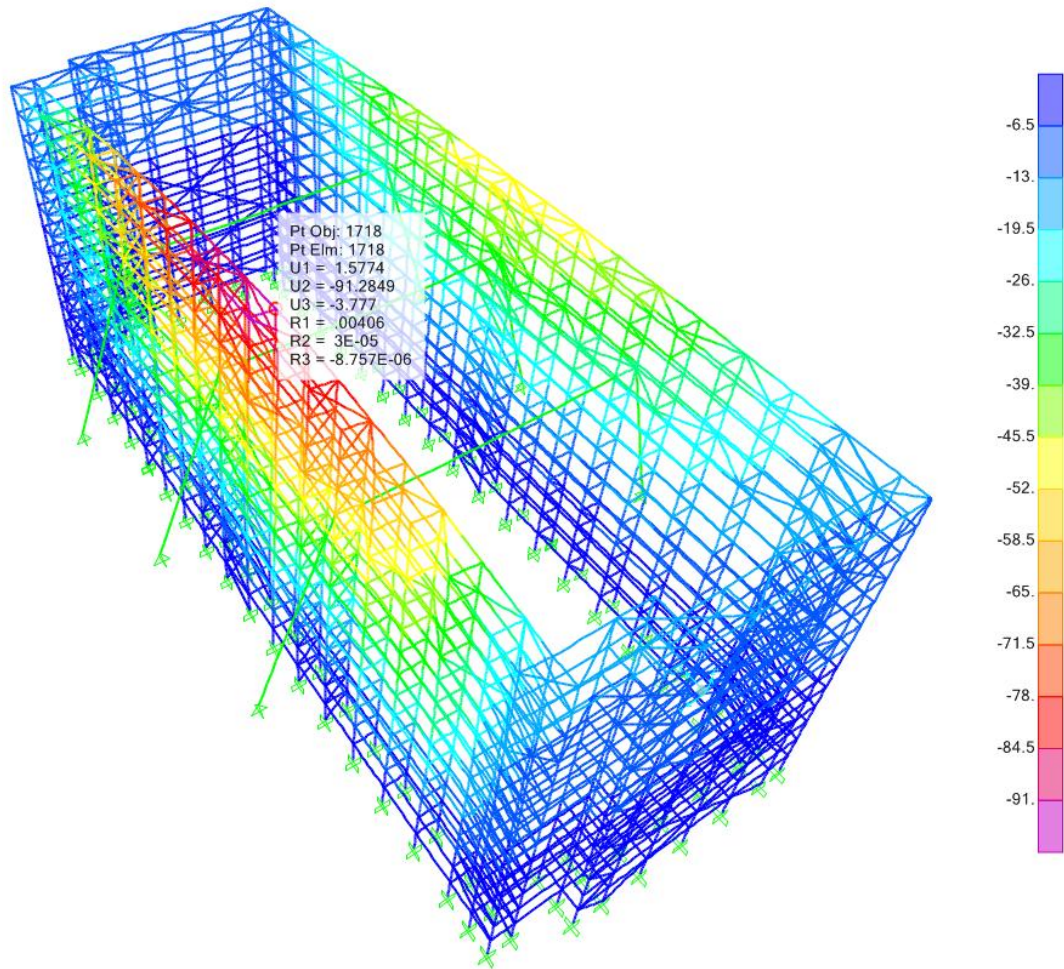


图 4.3.2-13 结构位移图

⑥ 支座反力

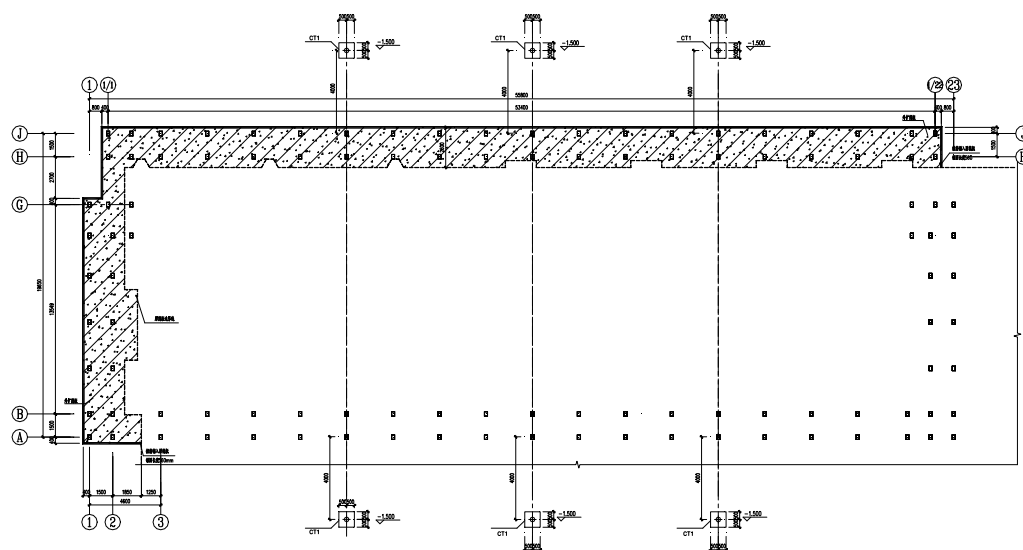


图 4.3.2-14 外扩筏板

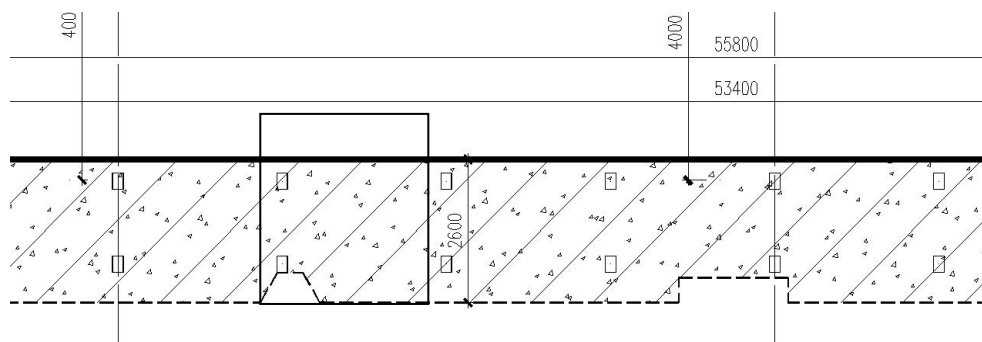


图 4.3.2-15 外扩筏板局部放大

结构节点较多，数据量较大，支座反力单独作为文档保存，这里提取支座反力的最大值（压）或者最小值（拉）。

工况恒+活，并排两个节点最大支座反力为（201.32kN，191.2kN）。

如图 4.3.2-14~15，外扩筏板宽度 2.600m，并排柱与并排柱之间间距 3.000m，以两个并排柱作为一个计算单元，根据《世博村 B 地块改建项目 岩土工程勘察报告》，支座所在土层承载力特征值为 60Kpa，地基能提供的承载力为，

$$2.6 \times 3.0 \times 60 \text{ kN} = 468 \text{ kN} > 201.32 \text{ kN} + 191.2 \text{ kN} = 392.52 \text{ kN}。$$

地基承载力满足要求。

工况恒+活+风，恒+风，并排两个节点最大支座反力

（-263kN，+641.9 kN）、（-393 kN，+472 kN）

最大的拉力为-393 kN，最大的压力为 641.9 kN。

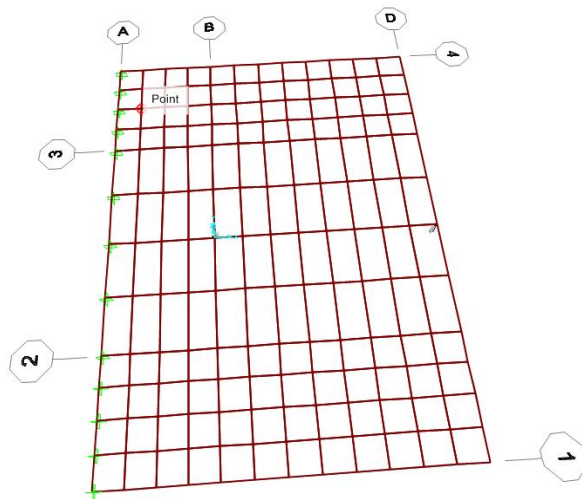


图 4.3.2- 16 外扩筏板建模分析,

取一个计算单元对外扩筏板进行建模分析, 如图 4.3.2-16,

原点处为中柱位置, 施加荷载 650kN (>641.9), 在对应的边柱位置, 施加荷载-400kN(>-393 kN), 进行建模计算。

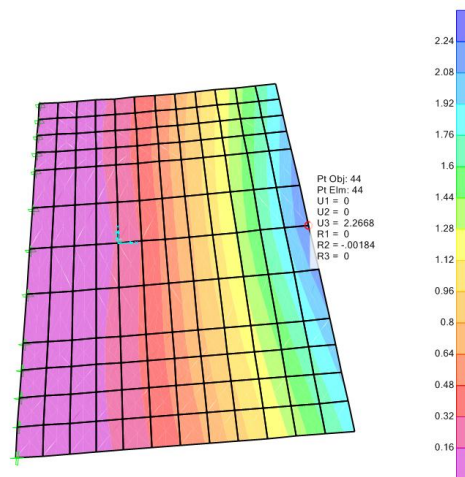


图 4.3.2- 17 位移云图

如图 4.3.2-17 所示, 最大位移为 2.27mm。

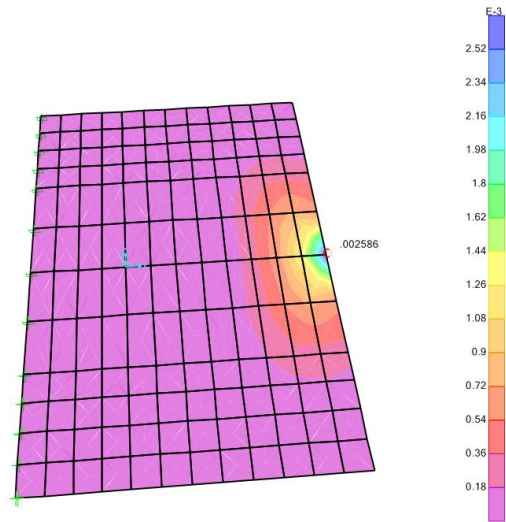


图 4.3.2- 18 配筋率云图

如图 4.3.2-18 所示，最大配筋率为 0.259%，HRP400

实际筏板为两层双向配筋， $16@150$ ，取一个分布单元计算配筋率，配筋率为， $3.1415 \times 8 \times 8 / (150 \times 450) = 0.3\% > 0.259\%$ 满足配筋要求。

⑦ 验算结果

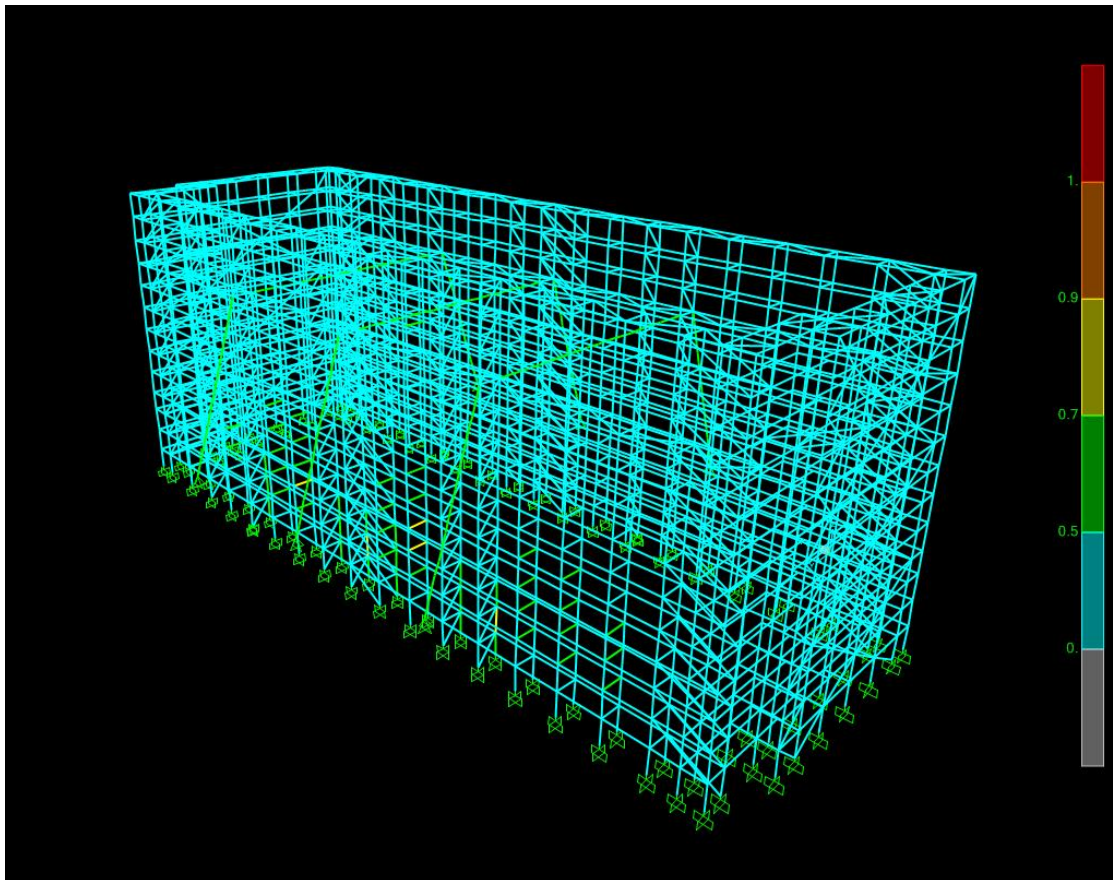


图 4.3.2- 19 钢架应力验算结果

如图 4.3.2-19, 为 sap2000 在中国规范 2010 下的应力验算结果, 最大应力比为 $0.709 < 1$ 。满足强度要求。

⑧ 28.2m 高模型计算

(I) 荷载

28.2m 模型, 恒载和活载, 和 16.2m 模型一致, 对风荷载单独进行计算。

1) 基本信息

基本风压 $\omega_0 = 0.55 \text{ kN/m}^2$

体型系数 $\mu_s = 1.00$

计算风压处高度 $z = 28.2 \text{ m}$

地面粗糙度 B 类

房屋类型: 钢结构 高层结构

结构基本周期 $T_1 = 0.74 \text{ s}$

房屋高度 $H = 28.2 \text{ m}$

房屋底部宽度 $B_0 = 55.5 \text{ m}$ 顶部宽度 $B_h = 55.5 \text{ m}$

房屋迎风面宽度(计算风压处宽度) $B_z = 55.5 \text{ m}$

2) 高度变化系数 μ_z

根据《荷载规范》表 8.2.1, 高度变化系数 $\mu_z = 1.365$

3) 风振系数 β_z

(1)、计算脉动风荷载的共振分量因子 R

结构第一阶自振频率 $f_1 = 1.35 \text{ Hz}$

地面粗糙度修正系数 $k_w = 1.00$

结构阻尼比 $\zeta_1 = 0.01$

根据《荷载规范》8.4.4-2 式算得 $x_1 = 54.52$

根据《荷载规范》8.4.4-1 式, 计算得到共振分量因子 $R = 1.908$

(2)、计算脉动风荷载的背景分量因子 B_z

根据《荷载规范》表 G.0.3, 由 $z/H = 1.00$ 得结构第一阶振型系数 $\Phi_1(z) = 1.000$

根据《荷载规范》8.4.6-1 式, 竖直方向相关系数 $\rho_z = 0.847$

根据《荷载规范》8.4.6-2 式, 水平方向相关系数 $\rho_x = 0.845$

根据《荷载规范》表 8.4.5-1, 系数 $k = 0.670$, 系数 $\alpha_1 = 0.187$

根据《荷载规范》8.4.5 式, 计算得到背景分量因子 $B_z = 0.656$

(3)、计算风振系数 β_z

峰值因子 $g = 2.5$

10m 高度名义湍流强度 $I_{10} = 0.14$

根据《荷载规范》8.4.3, 计算得到风振系数 $\beta_z = 1.988$

4) 风压标准值 ω_k

风压标准值 $\omega_k = \beta_z \times \mu_s \times \mu_z \times \omega_0 = 1.988 \times 1.00 \times 1.365 \times 0.55 = 1.49 \text{ kN/m}^2$

5) 风压标准值 ω_k 取值

计算不同高度风压基本值，如下表所示，

表 4.3.2- 3 风压随高度变化表

高度 m	有密目网基本风压 kN/m ²	无密目网基本风压 kN/m ²
28.2	1.493	0.3106
27	1.437	0.299
25.2	1.357	0.282
23.4	1.284	0.267
14.4	0.9015	0.1875
10.8	0.725	0.1509

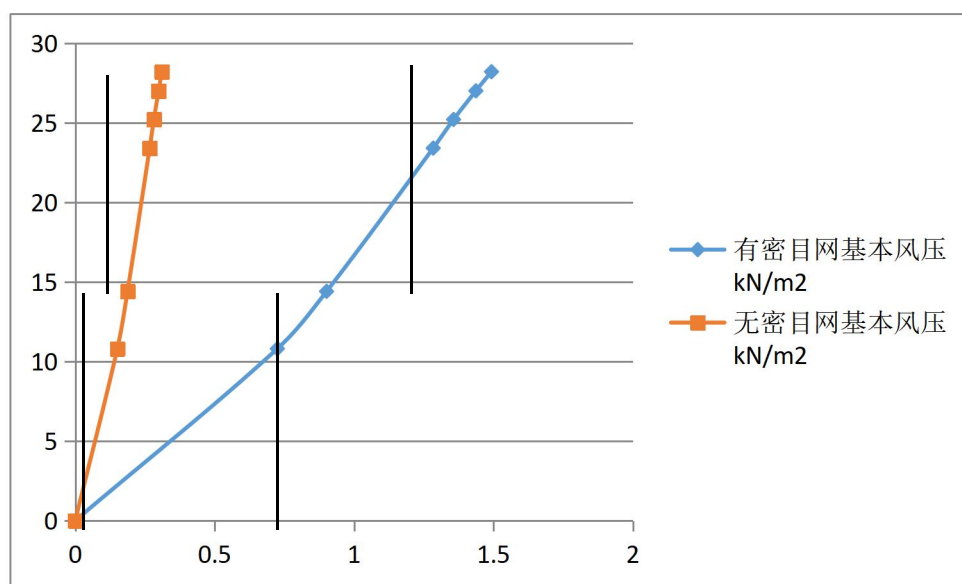


图 4.3.2- 20 风压随高度变化图

为尽可能的模拟风荷载，风荷载取两段高度进行输入，0~14.4m（1/2 楼高）取一个风压值，14.4m 处风压，有密目网基本风压，0.9015 kN/m²，无密目网基本风压，0.1875 kN/m²，14.4m~28.2m，取一个风压值，27m 处风压，有密目网基本风压，1.437kN/m²，无密目网基本风压，0.299 kN/m²，±0m 下风压值为 0 kN/m²。

如图 4.3.2-21 所示，结构每跨 3.0m，层高 1.8m，取一个节点单元计算节点承担的风压荷载。

0~14.4m，

有密目网：风压换算成节点受力， $3.0 \times 1.8 \times 0.9015 \text{ kN} = 4.868 \text{ kN}$ ，

无密目网：风压换算成节点受力， $3.0 \times 1.8 \times 0.1875 \text{ kN} = 1.0125 \text{ kN}$ 。

14.4m~28.2m，

有密目网：风压换算成节点受力， $3.0 \times 1.8 \times 1.437 \text{ kN} = 7.76 \text{ kN}$ ，

无密目网：风压换算成节点受力， $3.0 \times 1.8 \times 0.299 \text{ kN} = 1.615 \text{ kN}$ 。

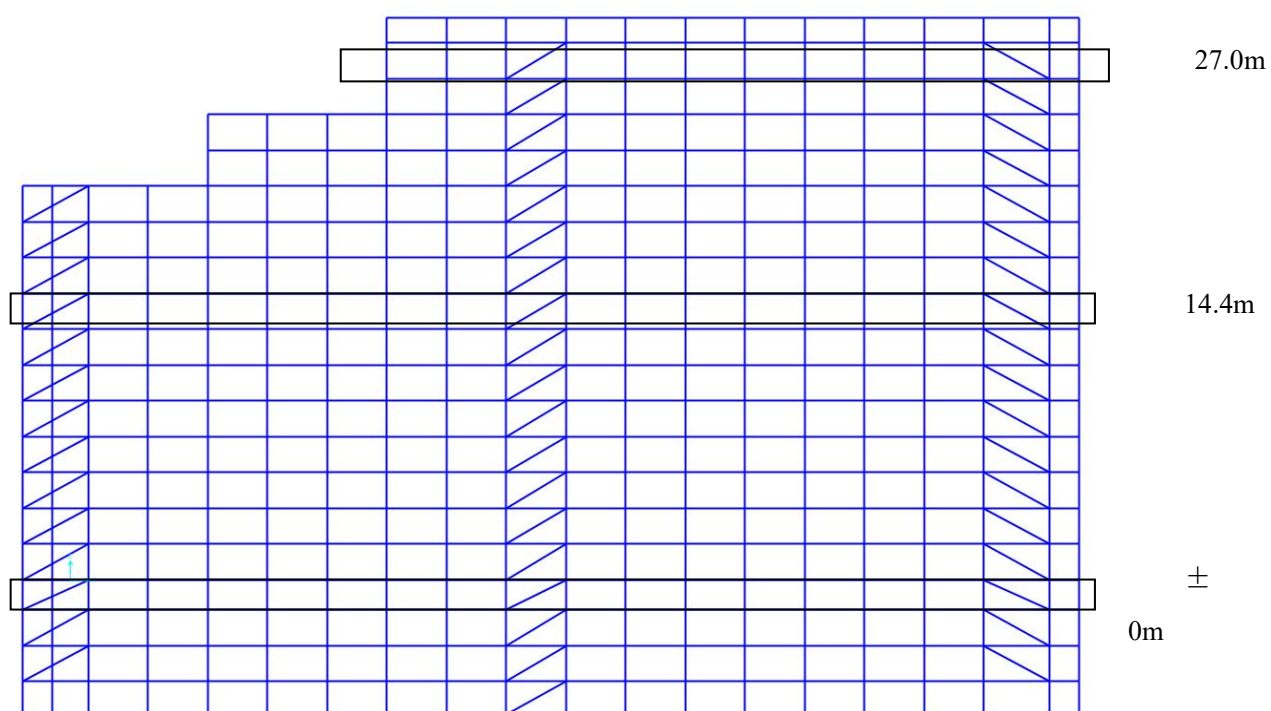


图 4.3.2- 21 风压分段取值示意图

(II) 计算工况

计算工况主要有：恒+活、恒+风、恒+活+风。

(III) 计算结果

1) 位移云图。

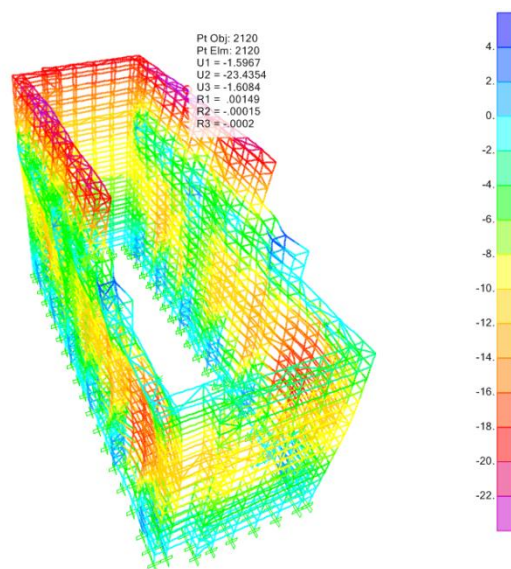


图 4.3.2- 22 位移云图

如图 4.3.2-22 所示，最大位移， $u_2 = -23.43\text{mm} < H/150$ ，满足规范要求。

2) 支座反力

支座反力以单独文件保存，这里提供最大支座反力值。

工况恒+活下，两并排柱最大支座反力为，（207.1kN，193.6kN），合力为 400.7kN，小于 $2.6 \times 3.0 \times 60 \text{kN} = 468 \text{kN}$ ，满足承载力要求。

3) 验算结果

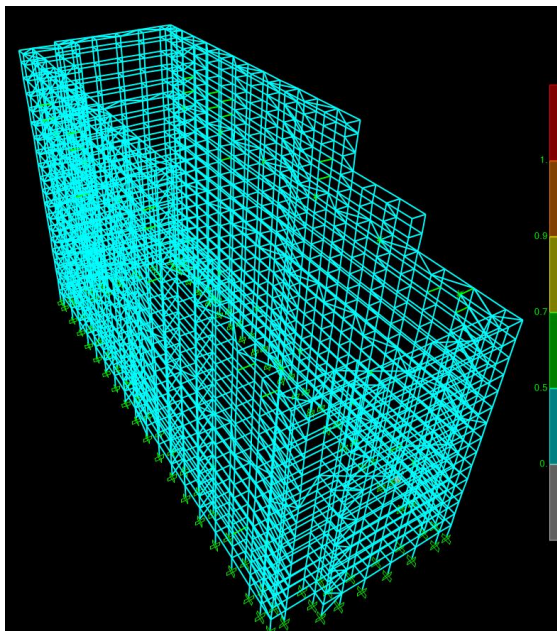


图 4.3.2- 23 应力云图

如图 4.3.2-23，为 sap2000 在中国规范 2010 下的应力验算结果，图中没有出现黄色和红色，最大应力比不超过 0.7。满足强度要求。

(4) 钢外架施工

① 基础施工

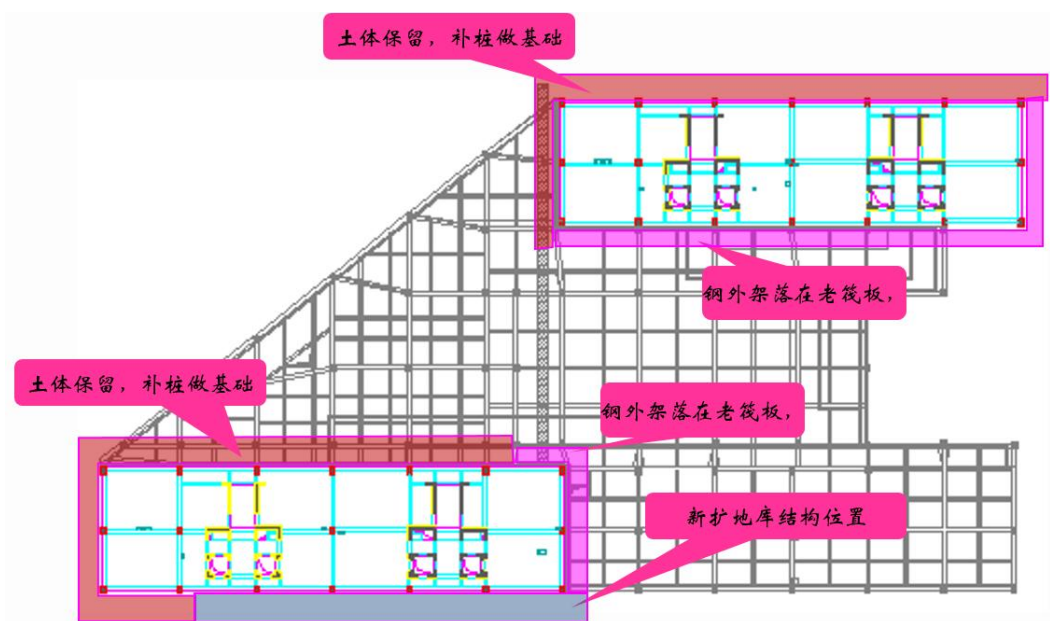
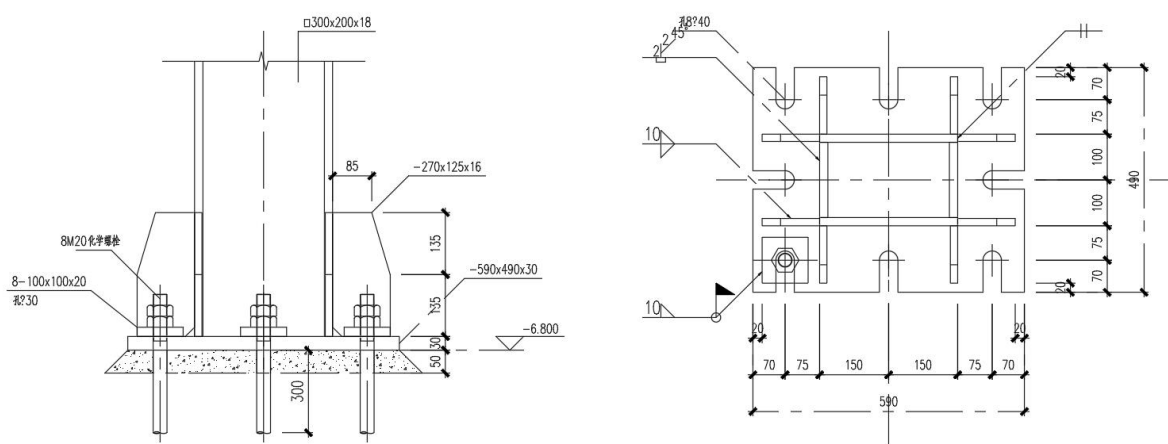


图 4.3.2- 24 基础土体加固图

上图蓝色位置，先将土体开挖至筏板底标高，再将底板外扩，确保钢外架能平整固定在底板上，新老筏板连接处理。

上图棕色部位，先将按图纸将土体平整后进行补桩，然后将条形基础土方开挖，接着对条形钢筋混凝土基础预埋钢外架基础件、浇筑、养护，确保钢外架能平整固定在条形基础板上。

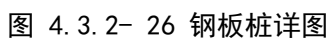
上图紫色部位，将老筏板清理整平，用高强螺栓将基础固定在老筏板上，空隙部位用 C40 无收缩细石混凝土或铁销砂浆填实。



柱脚与原筏板连接节点

图 4.3.2- 25 柱脚与原筏板连接节点图

蓝色与棕色高差部位用钢板桩处理。如下图：



② 树根桩施工

根据本工程桩基实际情况和上海地区土质特征，树根桩施工采用回转钻进正循环成孔、原土造浆护壁工艺，填灌 5~25mm 的碎石，注浆，钢筋笼采用现场制作。本工程采用直径 300 的树根桩，桩长 27 米，当桩顶标高为-1.250 米时，单桩竖向承载力特征值为 350KN，单桩压力控制值为 630KN，单桩抗拔承载力特征值为 250KN；当桩顶标高为-7.150 米时，单桩竖向承载力特征值为 540KN，单桩抗拔承载力特征值为 360KN；具体见下图：

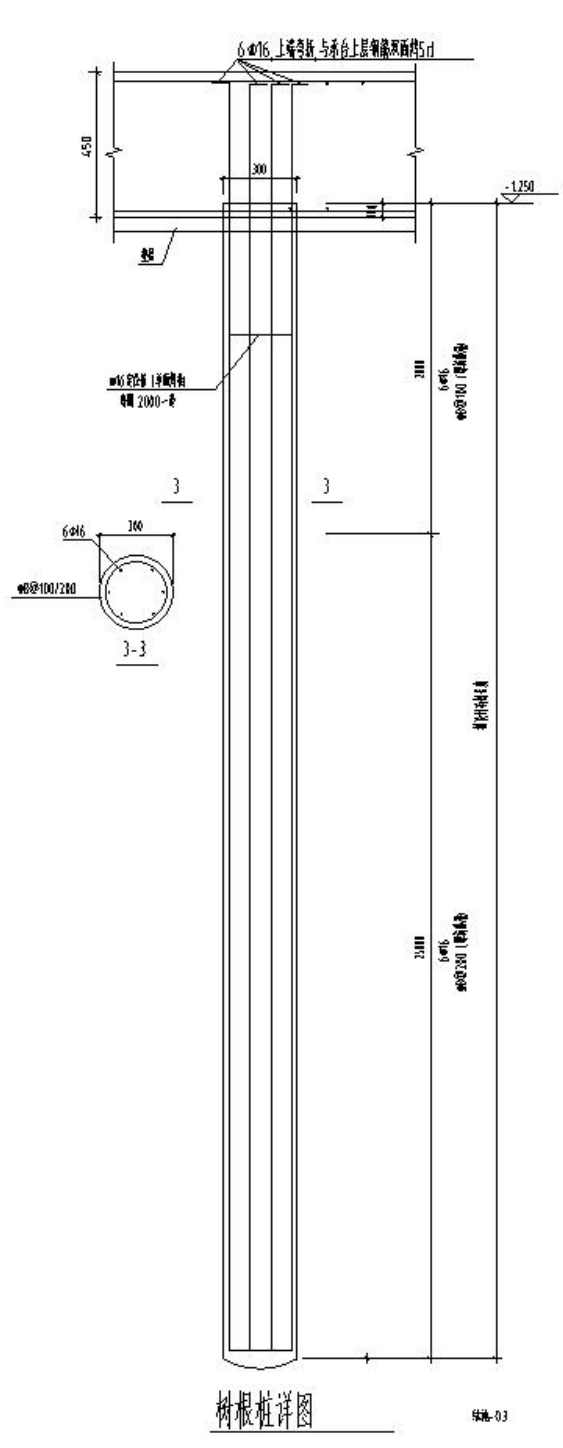


图 4.3.2- 27 树根桩详图

(I) 轴线定位、定桩位

每个桩位应按设计要求，用经纬仪、钢卷尺定放，具体做法如下：

根据业主、总包单位提供控制轴线，利用经纬仪、钢卷尺进行桩位定位放样，并请总包、监理方进行复核、签证。

开工前，用水准仪对施工现场标高进行测量，并计算出平均值，作为地坪标高。当桩孔定好后，对桩孔附近地坪进行标高测量，以此控制成孔深度。

放桩位线：从各轴线引出桩位线，允许偏差为 1cm。桩位中心点处用红漆做出三角标志，以标志为圆心、桩半径为半径画控制圆。桩位线及标志要经常检查，看不清时及时补上。轴线桩及桩位线放好后，须进行自检，再请建设单位、监理单位组织人员认真检查，并及时办理复核手续。

(II) 开挖桩孔

定好桩位后，先在桩位控制圆外侧弹出桩位十字线以便控制桩位，再粉碎地坪混凝土进行开挖，并清除地下障碍物。

(III) 钻机就位

钻机就位后，底座必须用水平尺打好水平，达到平整、稳固，以确保钻进中不发生倾斜和移动；转盘中心与桩位中心的允许偏差应小于 20mm。

(IV) 成孔、清孔

采用 1 台工程钻机进行树根桩成孔施工，钻机达到设计深度后，将钻杆提起 200mm 左右，注入清水开动钻机空转，进行清孔作业，到孔中流出的泥浆比重小于 1.2 为止，从而完成置换泥浆清孔的目的。

(V) 钢筋笼施工及注浆管吊放

钢筋笼分节制作，一般分节长度为 9m，分节吊放，吊拼焊接而成；主筋的搭接以 50% 错开，单面焊接长度应大于或等于 10d；焊缝宽度不应小于 0.7d，厚度不小于 0.3d。钢筋笼制作前，应将主筋校直、除锈，下料长度要准确；主筋保护层为 25mm，允许偏差为 $\pm 10\text{mm}$ ，为保证保护层厚度，每节钢筋笼设置两组水泥饼，每组三块，平面上呈 120 度角布置，且上下两组均匀错开。环形箍筋、螺旋箍筋与主筋的连接采用直接点焊固定。成型钢筋笼应平卧堆放，且不得超过二层。现场使用钢筋必须具有质保书，并经现场抽样检测后方可使用，钢筋以每 60T 抽检一组。

清孔后，将钻具提出孔外，测量其孔深、孔径及孔斜，并做好记录。吊放钢筋笼时，可利用钻架及时吊放钢筋笼。为保证钢筋笼的安放深度符合设计标高，安放前由施工员测定具体标高尺寸，确定吊筋长度，以保证偏差在 $\pm 100\text{mm}$ 以内。钢筋笼吊放入孔时，不得碰撞孔壁。为防止灌注混凝土时钢筋笼移位及上浮现象发生，钢筋笼下到设计位置后必须固定好，以确保钢筋笼保护层偏差为 $\pm 20\text{mm}$ ，笼顶、底标高偏差在 $\pm 50\text{mm}$ 之间。钢筋笼吊放时，应确保钻孔和钢筋笼的同心度。

钢筋笼吊放完后，进行注浆管的安放，注浆管应放至桩孔底部。

(VI) 填灌碎石

当注浆管安放完毕，上口应密封，然后填灌 5~25mm 的碎石，至设计标高。

(VII) 注浆

注浆采用 BW-250 型高压泥浆泵。注浆采用根据设计配合比合理配制水泥砂浆，配合比为水：水泥：砂 = 0.5：1：0.3（重量比），砂粒粒径不宜大于 0.5mm，水泥采用 32.5# 普硅水泥，采用注浆泵进行注浆，注浆应均匀，注意搅拌罐中严禁有杂物及硬块，最后进行打压注浆，直至浆液泛出孔口为止，注浆泵最大工作压力应不小于 1.5MPa。第一次注浆后稳定半小时左右，再进行第二次注浆，第二次注浆应边注浆边将注浆管往外拔。

（VIII）拔注浆管、移位

注浆结束，拔出并清洗注浆管，移位至下一个桩孔。

③ 条形基础施工

（I）施工测量放线

依据原结构的外墙面，保持钢柱与原外墙面的间隙在 60 公分的距离作为围护架的内侧控制线，两端点位出来后用经纬仪测出一条直线。开挖基础的外侧撒上白灰，作为开挖基槽的外边界线，靠内侧挖至地下剪力墙的部位。外侧开挖自然放坡是按 1：0.5；还是 1:0.75 或是做成阶梯状与现场的土质坍塌情况和现场的操作面来进行控制调整。

基槽开挖边界定位线放好后，在堆土区的外侧设置钢管围挡。

（II）基槽土方开挖

本次开挖基槽采用 60 型小型挖机配合人工清理基底的施工方法开挖基槽，先确定开挖顺序、路线及开挖深度，向机械司机详细交底，其内容包括挖槽断面、堆土位置、现有地下构筑物情况和施工要求等；由专人指挥，并配备测量人员随时进行测量，防止超挖或欠挖。本次开挖沟槽机械先开挖到 1.4 米深，再在沟槽内放一次外侧边界线，由人工进行垂直开挖并清底，外侧基础以后不装模板。

开挖沟槽的土方的土方全部在现场进行堆放，后续要全部进行回填进行基础压重用；堆土应堆放在距槽边 1m 以外，堆土不得掩埋消防栓、雨水口、测量标志、各种地下管道的井盖等。施工现场土方应集中堆放，用密目网满覆盖或采取固化等措施，避免大风天气造成扬尘。

开挖放坡沟槽时，应分层按坡度要求做出坡度线，每隔 3m 左右做出一条，进行修坡。机械开挖时，随时开挖随时人工修坡。人工清底按照设计图纸和测量的边线进行。严格按标高拉线清底找平，不得破坏原状土，确保基槽尺寸、标高符合设计要求，机械开挖配合人工清底。基坑开挖时，如发现边坡裂缝或不断掉土块时，施工人员应立即撤离操作地点，并应及时分析原因，采取有效措施处理。在基槽中挖掘时，使用镐、锹的人相互间应保持一定距离，防止相互致伤。树根桩头的清理采用空压机和电镐进行凿除和修整。

（III）基槽底板模板安装及钢筋绑扎

本次基槽外侧不安装模板只在地槽的侧边用钢筋打出测设的基础底板浇筑的水平标高控制点，内侧安装定型木模板，模板安装时保持模板的上口平直及模板安装牢固。钢筋事先按放样下单在加工区制作好，下到基底现场进行绑扎。板筋绑扎成型后将树根桩的桩头钢筋弯曲绑扎固定在板筋上。由于基底无垫层板筋需要用砼垫块垫起保护层 5 公分。

（IV）地脚螺栓埋设

地脚螺栓的埋设精度很重要：底板钢筋绑扎完成后，用经纬仪测出 2 条长边的中心线，并根据

中线点弹出墨线，短边用钢卷尺一档一档分格出中心线，定出预埋件的位置，根据投测的中心点，将工厂制作好的角钢辅助支撑架摆放就位，将角钢辅助支撑架徐徐打入地基中并用水平仪测设控制其标高（后续需做在伐板上的支撑架 4 支脚部加焊一块零件板，用铁钉钉牢在模板上）。支架就位后将两条中心线刻划在 4 条边上。这时将预埋件安放进支架内。预埋件上的四边中心线对齐支架上的中心线将其定位进行点焊固定，预埋钢板标高和水平度符合要求合格后，即将螺杆焊牢在钢筋网上并固定，（同时每间隔一定的距离利用短钢筋将桩头的钢筋与预埋件两端搭接进行焊接作避雷接地用）。保证在底板混凝土浇筑过程中的螺栓稳定。混凝土浇筑完后及时复测各个柱脚的地脚螺栓偏移状况并作出标志。

（V）基槽混凝土浇筑

混凝土浇筑之前，提前 3 天算好混凝土方量，报至商混站。混凝土浇筑前及时收听天气预报，尽量选择晴天，避开阴雨天气。混凝土浇筑开始时间最好在上午。清整现场道路，保证混凝土运输通畅。引道泵车架设就位；振捣器等机具经检验试运转正常；检查安全设施、劳动力配备是否妥当，能否满足浇筑速度要求。现场各项准备工作就绪后通知搅拌站开始出料。准备 2 台振动棒，1 台平板振动器。振动棒振捣密实后上表面再用平板振动器振动拉平。砼铺料后，按标高线对基础面标高进行总体找平，采用 2m 铝合金刮尺刮平、调整，并复合标高，误差控制在 5mm 内。砼终凝前，操作人员携 300×300mm 的垫板，采用木抹子进行第二次抹平，混凝土终凝前用铁抹将基础表面再次压光并将预埋件表面清理干净，混凝土浇筑后，应立即采取覆盖保温养护措施，并保持湿润，严防脱水、裂缝。待在钢柱安装就位后及时分层回填基槽土方并用蛙式打夯机分层夯实。

④ 钢架现场安装

根据本次安装构件的实际情况及为了减少高空作业的危险性，将考虑分节段在地面上每二层为一个节段；由 4 支钢柱拼装组成一组高架平台进行现场吊装就位安装。本次工程主构件中，钢柱为矩形钢管柱，单件最大重量约为 250 公斤；小横杆为 H 型钢梁，单件重量为 21 公斤；大横杆为 10#槽钢钢梁，单件重量为 30 公斤；垂直支撑及水平支撑为 100 方管；根据计算组合的高架平台单件最大重量约为 1500 公斤，所有构件起吊高度不超过 26 米，作业半径也不大于 10 米。

采用一台 30 吨汽车吊为主机进行安装，一台 20 吨汽车吊配合卸车及现场抬吊和吊装次结构。另配备一台 3T 铲车配合卸货及拼装。吊装吊索配备 8 付 20mm 钢丝绳；K 值=8；6*19 的钢丝绳，单根起重量为 22T；6 付 22mm 钢丝绳；6*19 的钢丝绳，单根起重量为 230KN；K 值=8；每根钢丝绳可起吊重量 28KN。采用综合吊装法，安装顺序根据施工图纸和安装图纸，为确保空间的稳定性和多组件的叠加误差，长边方向的平台吊装应优先选择中间跨开始起步向两边方向顺序推进进行吊装。

（I）钢架起吊

组合钢平台的吊装方法与吊装龙门架相似，亦为旋转吊装法和滑行吊装法。可采用双机抬吊的方法进行吊装。将汽车吊钢丝绳绑扎好钢柱和吊点，并用缆风绳将钢柱一头绑好，辅助起吊，起吊时先进行试吊，找准起吊点后方可起吊，双机同时将组合钢平台平吊吊起来，。起吊时吊机将平台缓缓吊起离地 20cm 后暂定，检查吊索牢固和吊车稳定，然后双机同时提升回转刹车，由主机单独吊装，当平台吊装回直后，拆除辅机下吊点的绑扎钢丝绳，由主机单独将平台的 4 支钢柱下放到离安装面 40-100mm，对准基准线，指挥吊

车下降,把4支柱子插入锚固螺栓临时固定,钢柱经初校正后,待垂直度偏差控制在20mm以内方可使起重机脱钩,钢柱的垂直度用经纬仪检验,如有偏差立即进行校正,在校正过程中随时观察底部和标高控制垫块之间是否脱空,以防校正过程中造成水平标高误差。

平台柱子的垂直校正,测量用两台经纬仪安置在纵横轴线上,先对准柱底垂直翼缘板或中线,再渐渐仰视到柱顶,如中线偏离视线,表示柱子不垂直,可指挥调节缆风绳或支撑,可用敲打等方法使柱子垂直。偏离中线一般不得大于5mm。校正就位后将地脚螺栓紧固并将底板与预埋件进行焊接,后续补漆人员要对埋入土中的钢柱部位进行补涂2遍沥青防护层。

吊装的顺序间隔一跨吊一平台,中间次构件补缺采用4米长厚木跳板搭桥进行操作。每一节段平台安装完成固定好后再吊装上一节平台。上节段平台柱是焊接在下节段柱顶部的封口板上的。

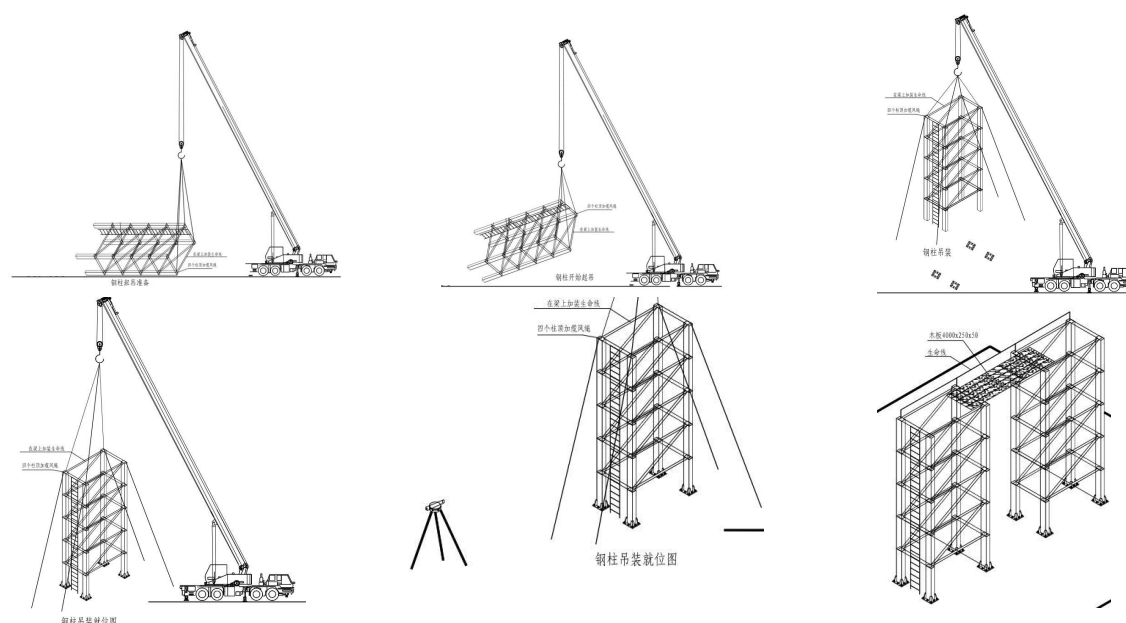


图 4.3.2-28 钢构件吊装流程图

大小横杆的次构件及走道板由于重量较轻全部采用人工吊装的方式进行就位安装。

(II) 高强度螺栓的安装

高强螺栓进场后开箱随机抽检其质量,室内防潮存放。

在安装前对钢构件连接处的接合面进行检查,连接板必须平整无弯曲。

高强螺栓安装必须遵守 GB50205-2001 规范要求。安装时必须能自由穿入螺孔,且穿入方向在应以方便施工为准时同一节点处螺栓方向一致。错孔在 2MM 时可以采用先用普通螺栓把紧连接板再用铣刀铣孔的方法处理,当错孔大于 5MM 以上时,先电焊补孔,再重新钻孔。

高强螺栓的安装应在结构构件校正合格调整后进行。

对于每一个节点,紧固高强螺栓终拧顺序应从中间到四周。

高强螺栓贴面上严禁有电焊、气割、毛刺等不洁物。

高强螺栓终拧前严禁雨淋。

高强螺栓施工必须采用力矩扳手和电动扳手,按 GB50205-2001 规范要求严格操作。高强螺栓施工时必须分两次进行,第一次初拧时达紧固力的 50%,终拧时梅花头拧断。

(III) 安装节点焊接

钢结构焊接评定工作，主要是参照 GB50205-2001《钢结构工程施工及验收规范》和 JGJ81-2002《建筑钢结构焊接规程》会同监理、工厂制作技术、质检部门共同商讨，决定焊接工艺评定项目和内容，本次构件现场安装焊接可按照工厂制作构件焊接工艺评定的各项数据进行施作。

(IV) 平立面图

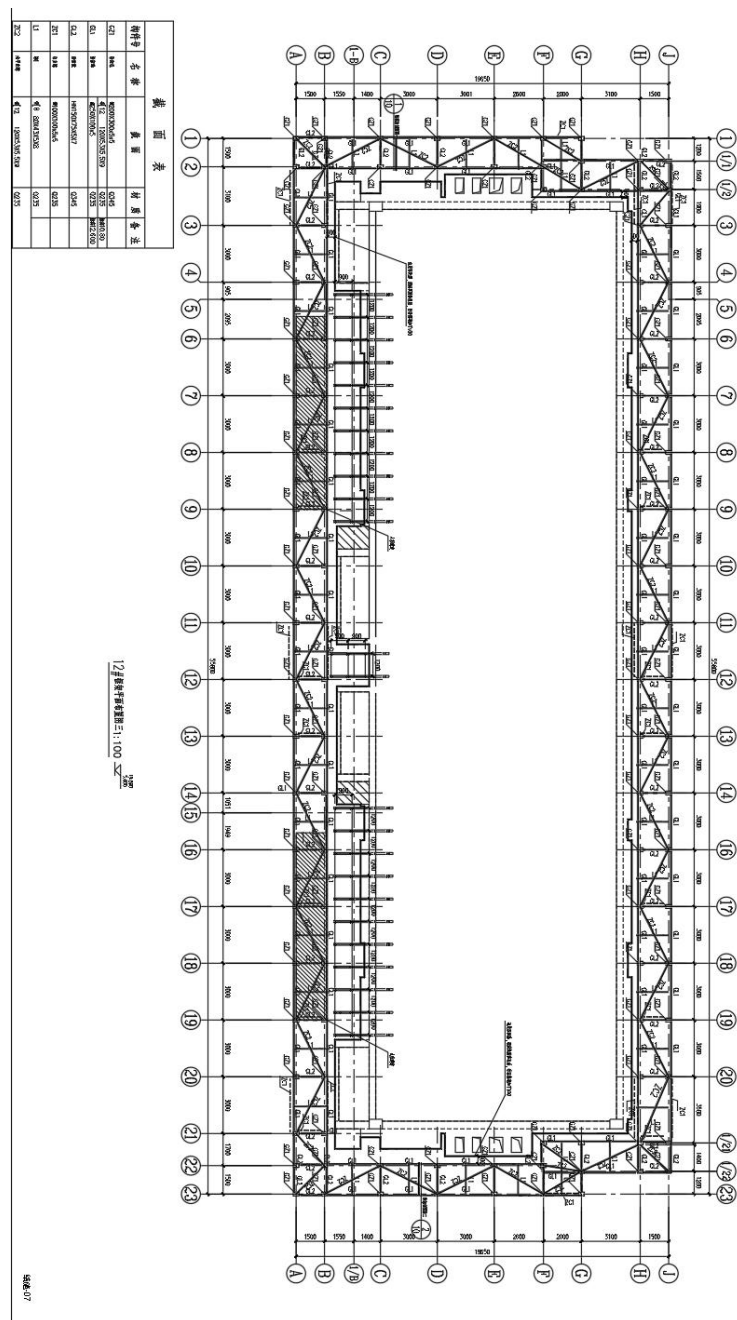


图 4.3.2-29 钢结构外架平面图

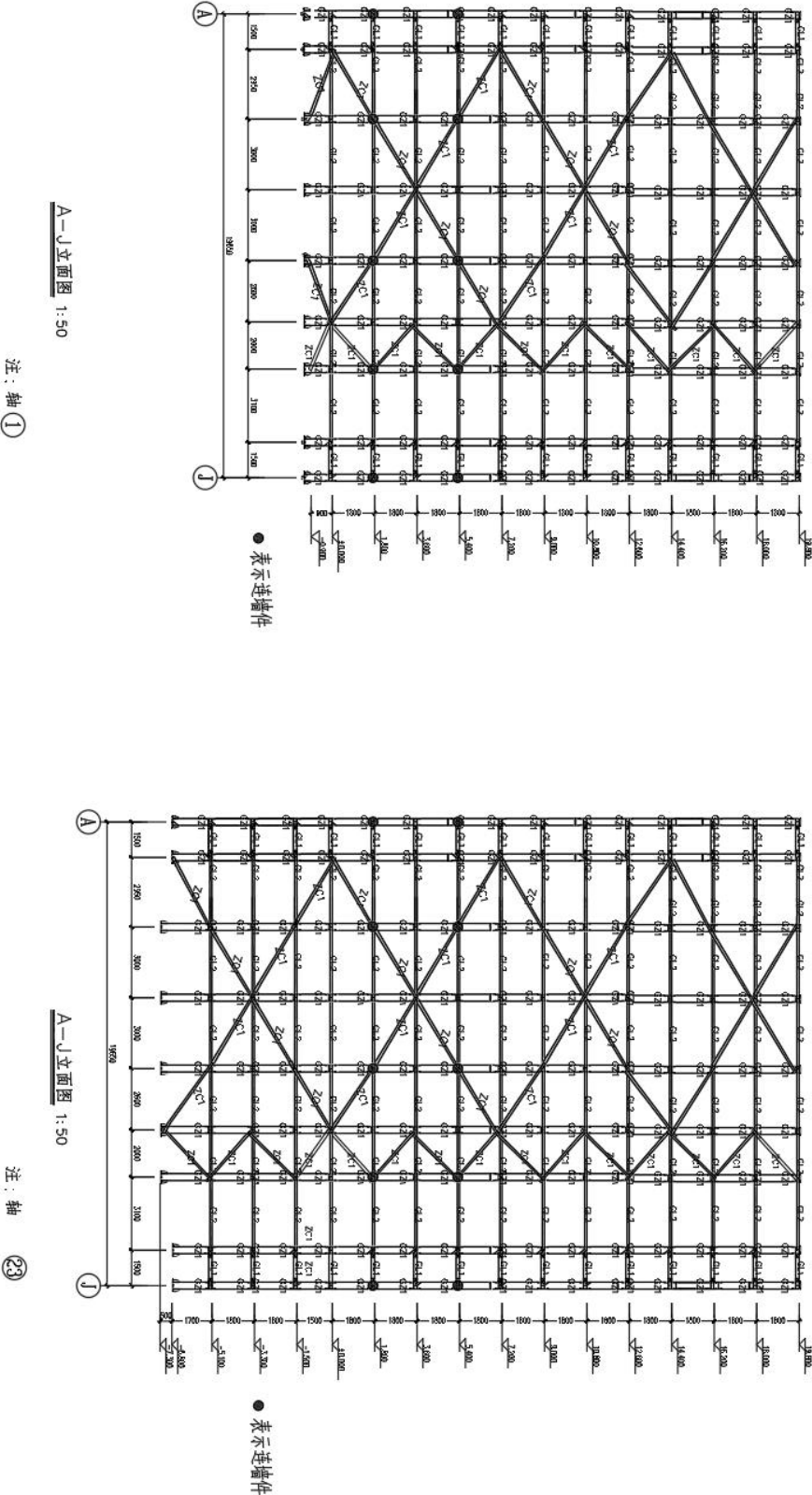


图 4.3.2- 30 钢结构外架立面图

(V) 安装节点详图

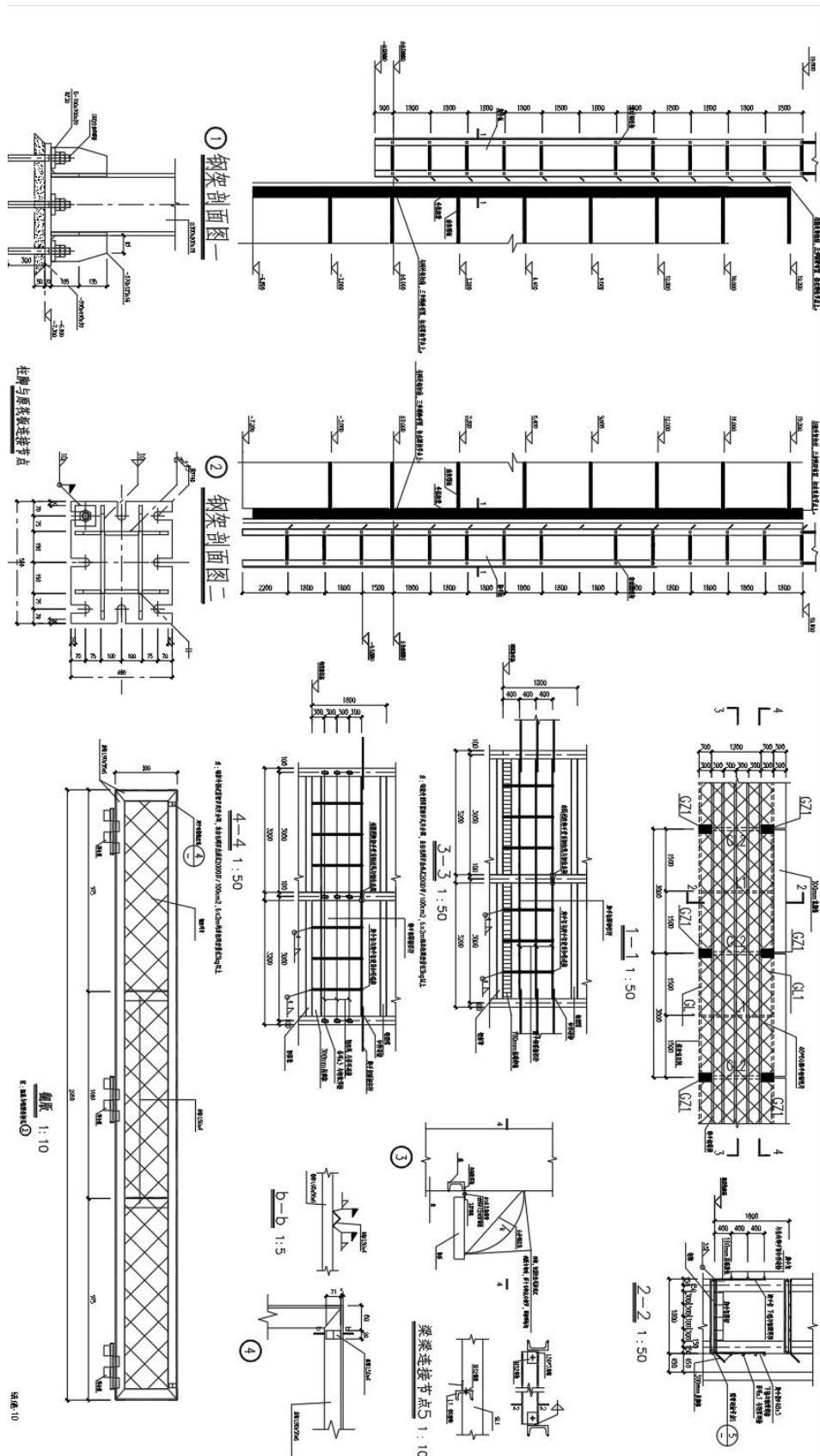


图 4.3.2-31 钢结构安装节点图 1

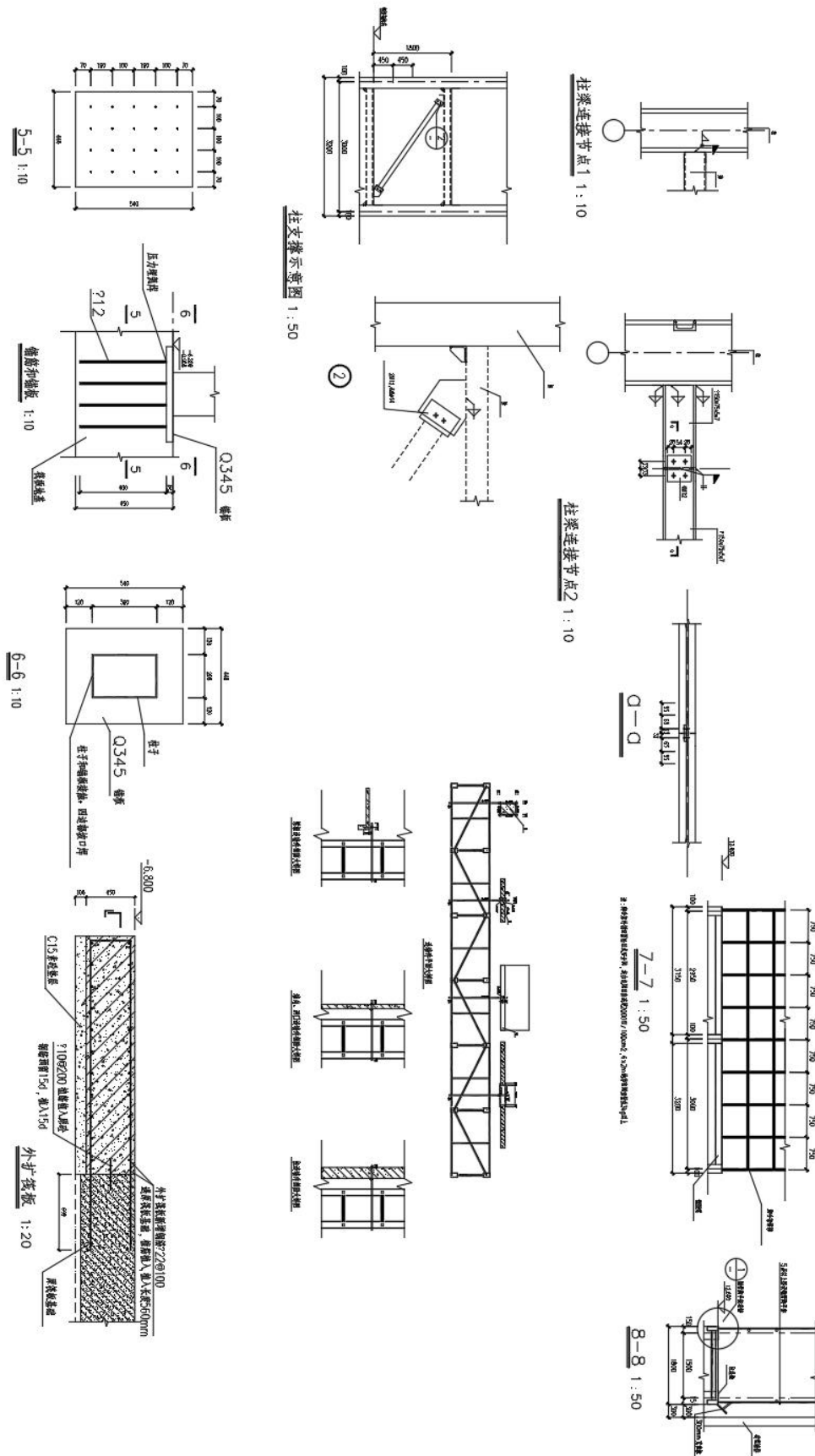


图 4.3.2-32 钢结构安装节点图 2

⑤ 钢架现场拆除

(I) 拆架前的准备工作

拆架前技术人员必须进行安全技术交底，并对人员进行分工，且通信可靠。

拆架时必须切实注意安全，必须先卸除所有使用荷载，清除架体上的所有建筑垃圾等。

拆架前必须准备好所有拆架工具，如所需扳手等。

架上作业人员，必须戴好安全帽，穿防滑鞋，系好安全带。

整个拆除过程中，操作人员应严格遵守钢结构围护外架的有关安全规定，严禁抛扔。

架子拆除后应及时将设备、构配件及架子材料运走或分类堆放整齐。

架子利用塔吊向上提升拔出时，整个架子上严禁站有任何人员。

① 钢架拆除

钢结构围护外架的拆除顺序与其组装顺序相反，具体操作步骤如下：架体清理垃圾，准备拆除→将密目网拆除→将要拆除的架体内所有连墙件拆除→安装起吊点→略收紧塔吊绳→拆除单元间连接螺栓→拆除上下节连接螺栓→收紧塔吊绳使上下节略脱开→吊拆上节单元→吊拆下节单元→地面上拆除架体单元→材料退场。

拆除前应根据塔吊半径和吊重载荷能力确定分片拆除顺序和拆除单元大小，为保证安全按塔吊极限吊重的一半确定拆除单元的大小。单元重量按 5KN/m 计。如汽车吊吊重为 6T，则单元长度为 $60/5=12\text{m}$ ，考虑到架体全高分上下两节，各占重量约 1/2，故按架体自然单元分节拆除吊装。

拆除前注意应选择无风或微风时进行，并注意设警戒线，杜绝人员进出。

拆除的单元上预先在立杆上绑两根缆风绳，用于起吊过程中稳定单元，防止摆动。

(5) 现场实施



图 4.3.2- 33 树根桩施工

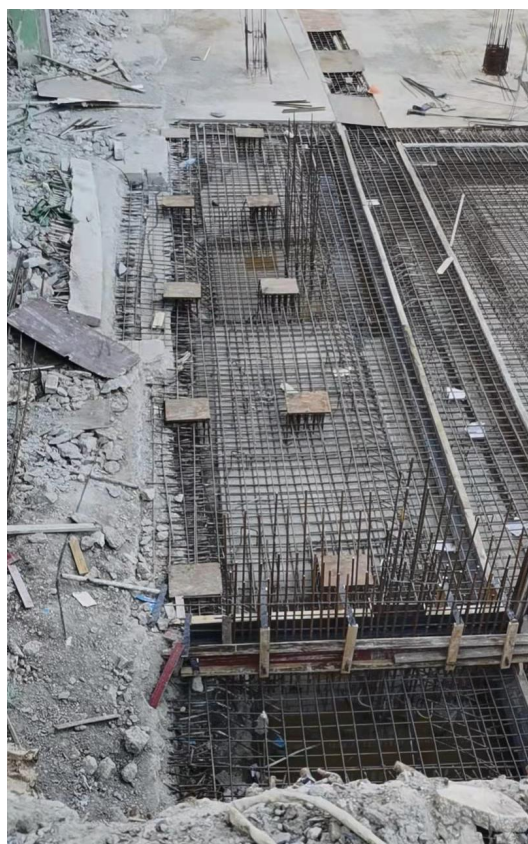


图 4.3.2- 34 钢外架预埋基础

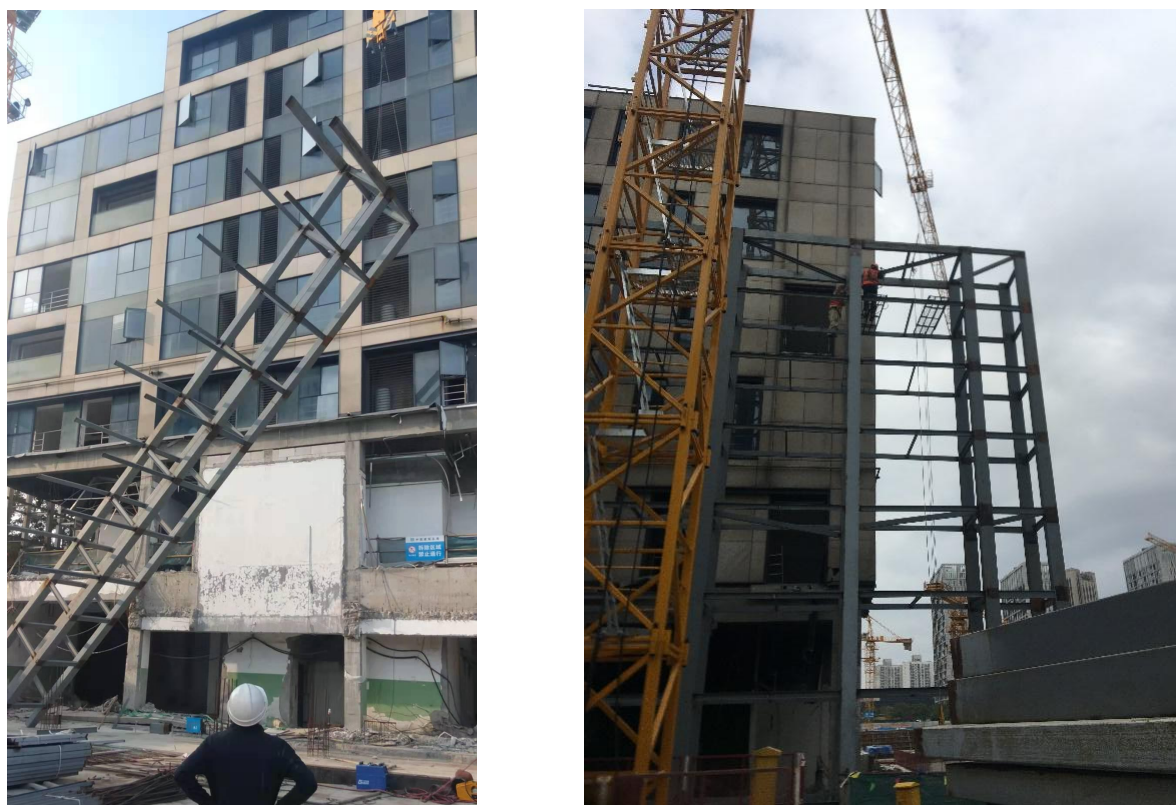


图 4.3.2- 35 钢外架安装

4.3.3 地下室补桩技术研究

(1) 拟定做法

由于 12#、13#老底板保留、外框架结构保留，内部建筑、结构，外部建筑构造全部拆除，原有桩筏结构在上部结构大部分拆除，核心筒移位、核心筒区域部分老底板割除的情况下，不能满足抗浮，可能造成底板开裂等问题，如何在拆除上部结构前，基于保留地下室内（小空间）进行补桩的工况，综合考虑开孔尺寸、桩抗压和抗拔承载力要求、桩长、桩基作业空间、桩接长质量等因素，分析各类桩型和施工工艺的可行性、安全性、便捷性、经济性，且满足抗浮的前提下，完成补桩作业，是本课题研究的关键点。

原结构 PHC400 管桩，依据上海市浦东房屋质量检测站提供的检测报告，本项目被检房屋地基基础可评定为无严重静载缺陷，可不进行其他低级基础的抗震鉴定。保留桩基的单桩承载力可以采用原设计图纸为依据，原桩基单桩承载力设计值为 1500kN，本工程原桩基承载力设计值取 1500kN，同原设计图纸。

由于核心筒切割移位，需对移位区域局部进行补桩加强，选用锚杆静压桩，桩采用 20#无缝钢管，型号： $\phi 426 \times 10$ 钢管桩，单桩长 36m，每节长 2m，桩内后填 C30 混凝土，桩尖采用开口型钢桩尖，单桩抗压承载力特征值不小于 1000kN，压桩力不小于 2000kN，单桩抗拔承载力不小于 500kN，桩尖进入持力层为 7-2 粉砂，且进入持力层不小于 1.5m。

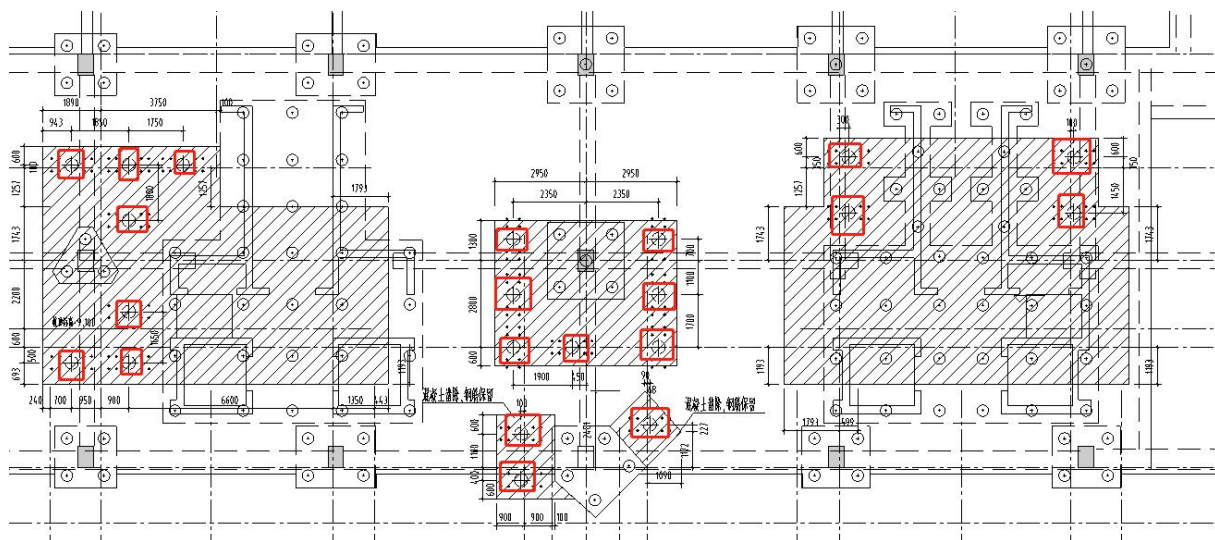


图 4.2.1-1 12#楼补桩 21 根

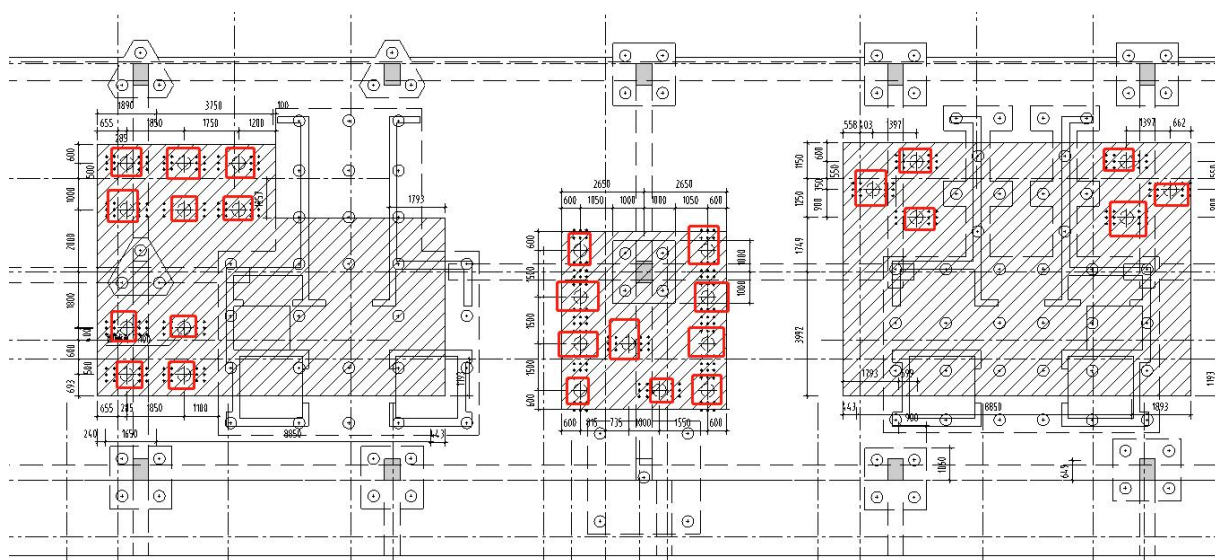


图 4.2.1-2 13#补桩 26 根

12#楼、13#楼下图中“凸”字形的剪力墙核心筒不满足新的消防规范要求，需拆除然后改为双线所示的剪力墙核心筒。除局部承载力不足外，原桩基与改建后的上部结构还存在较大偏心。如图 4.2.1-3 中 X 向偏心距 2399mm，Y 向偏心距 1166mm，超出《建筑地基基础设计规范》的最大偏心距限值：X 向 $\leq 853\text{mm}$ ，Y 向 $\leq 253\text{mm}$ 。锚杆静压桩补桩兼顾调整荷载中心与群桩重心的作用，补桩后如图 4.2.1-4 所示：X 向偏心距 396mm，Y 向偏心距 142mm，达到纠偏目的，偏心距远小于规范限值。

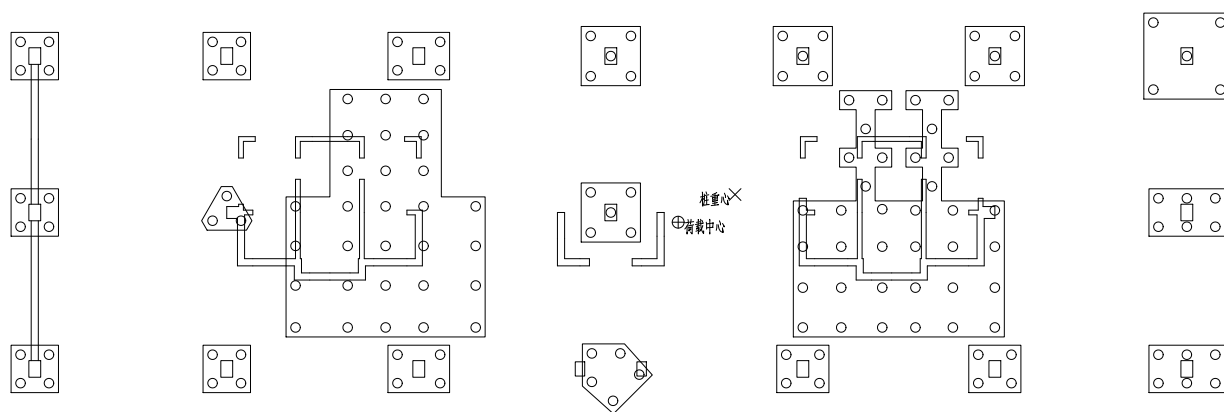


图 4.2.1-3 上部结构荷载中心与原桩重心偏心图

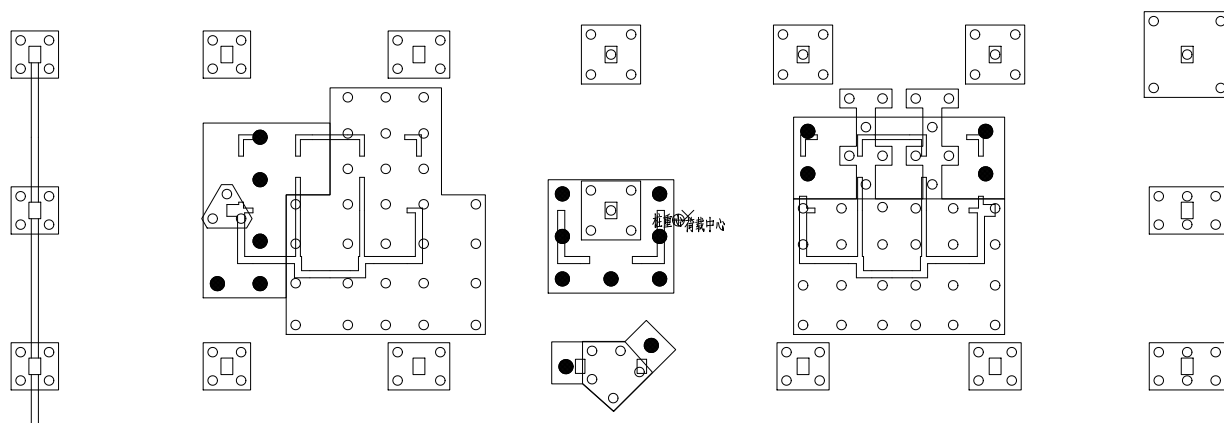


图 4.2.1-4 上部结构荷载中心与补桩后桩重心偏心图

(2) 施工方案

① 施工准备

锚杆静压桩补桩应在主楼拆除之前补桩施工完成。

施工前须探明地下管线及障碍物，在施工中要加强对外围建筑物及管线等监测，以防不测。

施工前应进行试压 3 根，确定压桩力，并校验压桩设备、施工工艺及技术措施是否适宜，实验结果满足设计要求后方可进行施工。施工后需进行检测性静载试验 3 根。

压桩前须根据总平面图定位复核本项目定位。压桩施工的控制以设计桩入土深度控制为主，最终压桩力控制为辅。如有异常情况，应立即向设计部门反映，以便及时采取对策。

② 开凿压桩孔

平面偏差不得大于 $\pm 10\text{cm}$ ；桩位测放结束需经监理或管理公司验收通过后，方能进行下道工序施工。压桩孔呈锥形圆孔，下大上小，采用取芯机取孔，本工程补桩区域后期底板拆除并重新浇筑底板，压桩孔可不用设置锥形圆孔。

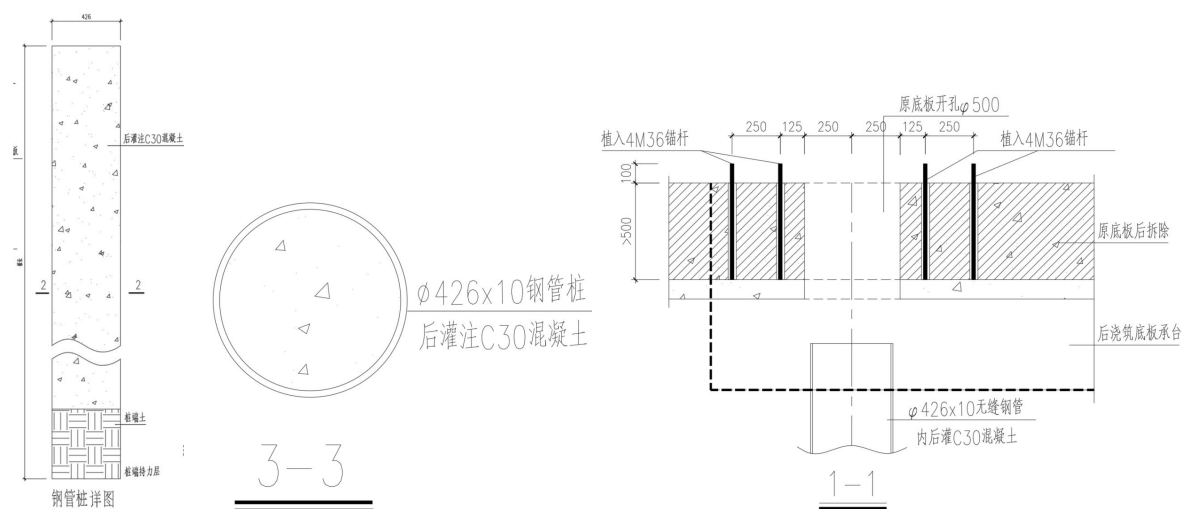


图 4.2.1- 5 钢管桩详图

③锚杆设置

锚杆选用 M36（HRB400 或 8.8 级螺杆），锚杆埋设于后浇混凝土筏板基础中或植入原筏板中，埋入总长度不小于 500，露出部位不小于 100mm。

压桩孔和埋设锚杆孔位取芯完成后，应用木板进行防护，防止人踏入洞内造成不必要的安全事故。

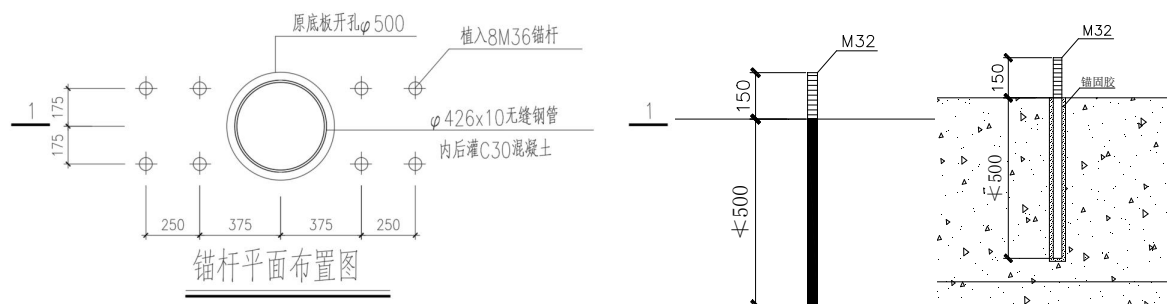


图 4.2.1- 6 锚杆详图

④安装压桩反力架

压桩机就位时，应对准桩位，保证桩架垂直稳定，施工中不发生倾斜、移动。

⑤压桩

施工时需注意压桩顺序，压桩施工顺序采用先压中间部分桩，再压外围部分桩，每块承台不得超过两根同时压，避免原结构基础产生不利影响。

压桩施工时，根据本工程布桩和周围环境具体条件，合理安排沉桩顺序，必要时控制沉桩速率，减小沉桩产生的影响。

压桩架应保持竖直，锚固锚杆的螺帽应均衡紧固，压桩过程中应随时拧紧松动的螺帽。就位的桩节应保持竖直，使千斤顶、桩节及压桩孔轴线重合，不得偏心加压，压桩时应垫钢板或桩垫，套上钢桩帽后再进行压桩。桩位允许偏差不得超过 $\pm 20\text{mm}$ ，桩节垂直度允许偏差应为桩节长度的 1.0%。

压第一节桩时，先将桩压入土一个行程，再使桩稳定垂直，可采用经纬仪和水平尺校正。

压桩施工应一次连续压到设计标高，当必须中途停压时，桩端应停留在软弱土层中，并且尽量减少停

顿时间，停压的间隔时间不超过 24h 为宜。本工程的钢管桩长约 25m 和 36m，为保证能够一次性压到位，可采取增加电焊工并使用气保焊的方法，缩短接桩时间，保证压桩的连续作业。

压桩施工应对称进行，不应数台压桩机在小范围内同时加压，压桩时再按照先中间，后两边的次序进行，本工程安排每栋楼 1 台压桩设备施工。

封桩前应凿毛和刷洗干净桩顶侧表面后再涂混凝土界面剂。

压桩采用双控原则，压桩力达到 2000kN。



图 4.2.1- 7 压桩详图

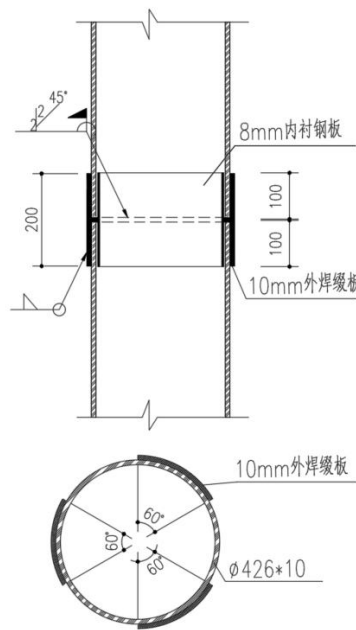
⑥接桩

接桩时钢管桩接桩处表面清理干净，上下节之间的间隙应用铁片垫实焊牢，采用内套钢管的方式接桩，426 钢管套管外径 402mm，长 150mm，厚 8mm，可预先将其焊接在上段桩的底部，焊缝应连续满焊，桩位偏差不得大于 20mm，桩身垂直度不得大于 0.5%，当大于 1%时，必须拔出纠偏。

接桩时，应对准上、下节桩的垂直轴线，可采用经纬仪或水平尺进行校正。焊接时应连续满焊，焊缝应饱满、无气孔、无杂质，焊缝高度为 11mm（按《既有建筑地基基础加固技术规范》(JGJ 123-2012)第 11.4.3 条第 2 小条规定：钢管桩接桩焊缝高度应为 $h=t+1$ （mm， t 为壁厚），本项目钢管壁厚为 10mm）。

每节接桩焊接完成后，应等待 5~10min，待焊接点冷却后方可继续进行压桩。

每个接桩点焊缝总长度为 3.87m，现场每台压桩设备配置两台气保焊机，一个桩接点所需要时间约为 12~15 分钟左右，对应 12 号楼 25m 长桩，每根桩接桩点 13 个，焊接不超过 3 小时；对应 13 号楼 36m 长桩，每根桩接桩点 17 个，焊接不超过 4 小时。现场根据实际情况可灵活安排增加焊工。



钢管桩接桩详图

桩材质:20#无缝钢管,外表面防锈漆二度.
焊条:按《钢筋焊接及验收规程(JGJ 18-2012)》执行。

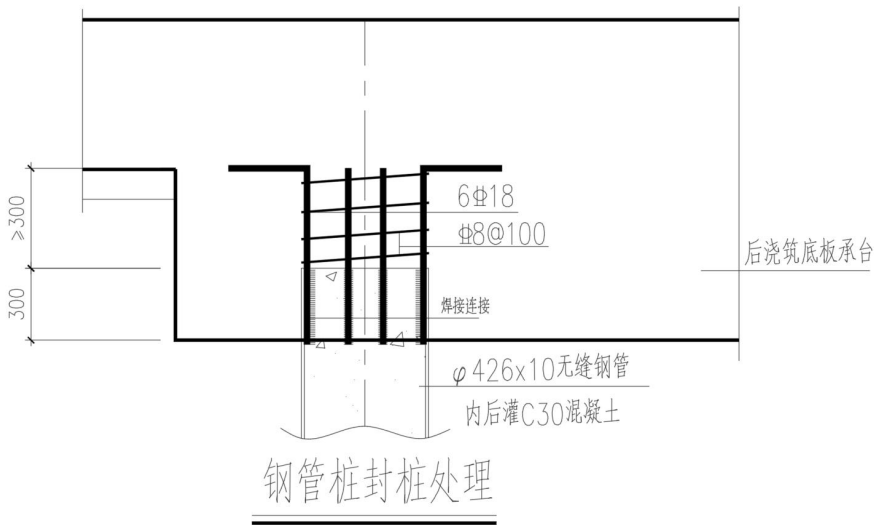
图 4.2.1- 8 钢管桩接桩详图

⑦桩身灌混凝土

压桩完毕后，必须把桩孔内杂物清理干净，排除积水，然后用 C30 微膨胀早强混凝土填灌，并予以捣实。

⑧永久封桩

待需要补正范围底板拆除后，重新绑扎底板钢筋时，补桩桩头按设计要求后与新浇筑底板整体浇筑封桩。



钢管桩封桩处理

图 4.2.1- 9 钢管桩封桩详图

⑨质量要点

最终压桩力与桩压入深度，应符合设计要求。

桩帽、交叉钢筋及焊接质量，应符合设计要求。

桩位允许偏差应为 $\pm 20\text{mm}$ 。

桩节垂直度允许偏差不应大于桩节长度的 1.0%。

钢管桩平整度允许偏差应为 $\pm 2\text{mm}$ ，接桩处的坡口应为 45° ，接桩处焊缝应饱满、无气孔、无杂质，焊缝高度应为 $h=t+1$ （mm，t 为壁厚）。

桩身试块强度和封桩混凝土试块强度，应符合设计要求。

(3) 现场实施



图 4.2.1- 10 在拆除原建筑物前，在保留筏板上开孔，进行钢管桩补桩

4.3.4 建筑电梯井坑及核心筒拆除及移位技术研究

(1) 根据原结构与新结构电梯井坑及核心筒位置变化进行比对，在子课题 2 的研究基础上，对核心筒结构变化进行研究，并出具施工图纸。

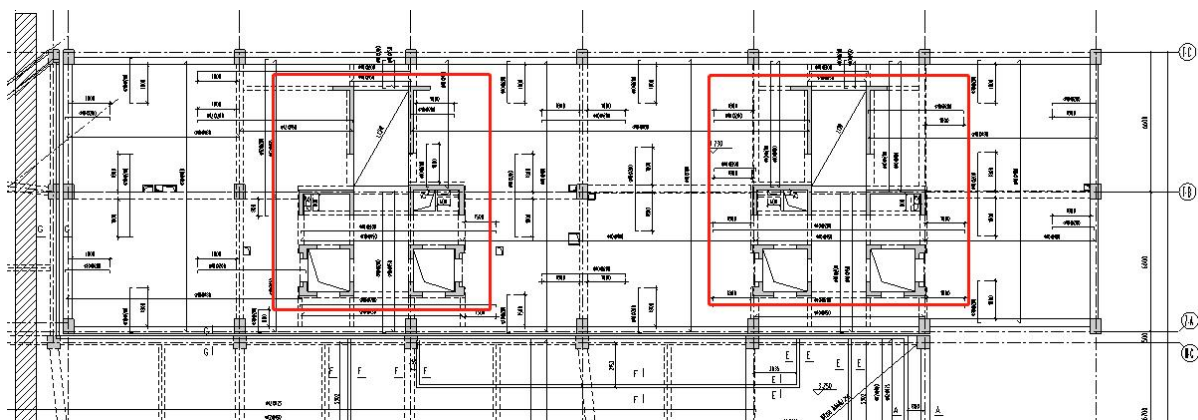


图 4.3.1-1 原结构核心筒位置（以 13#为例）

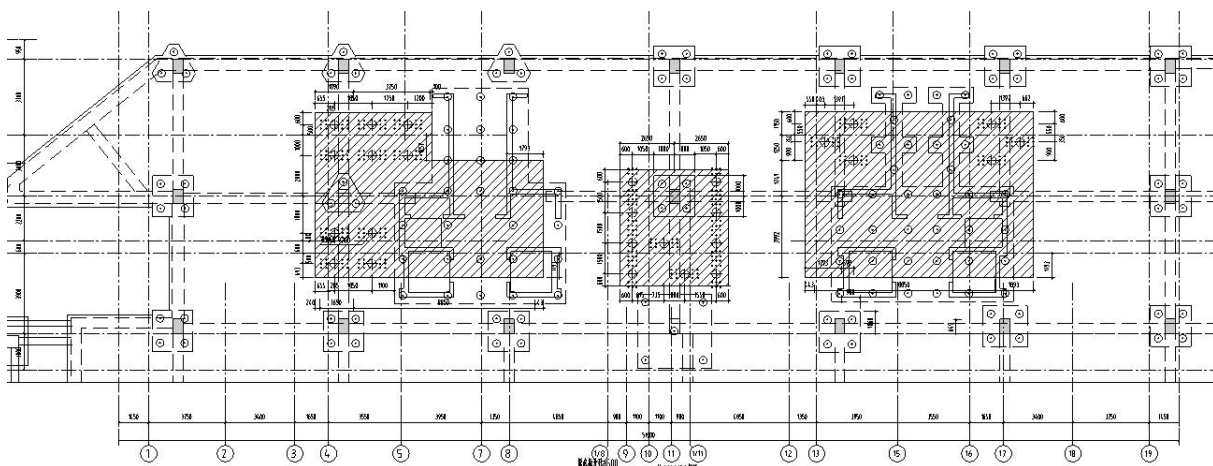


图 4.3.1-2 阴影区域为筏板切除位置（以 13#为例）

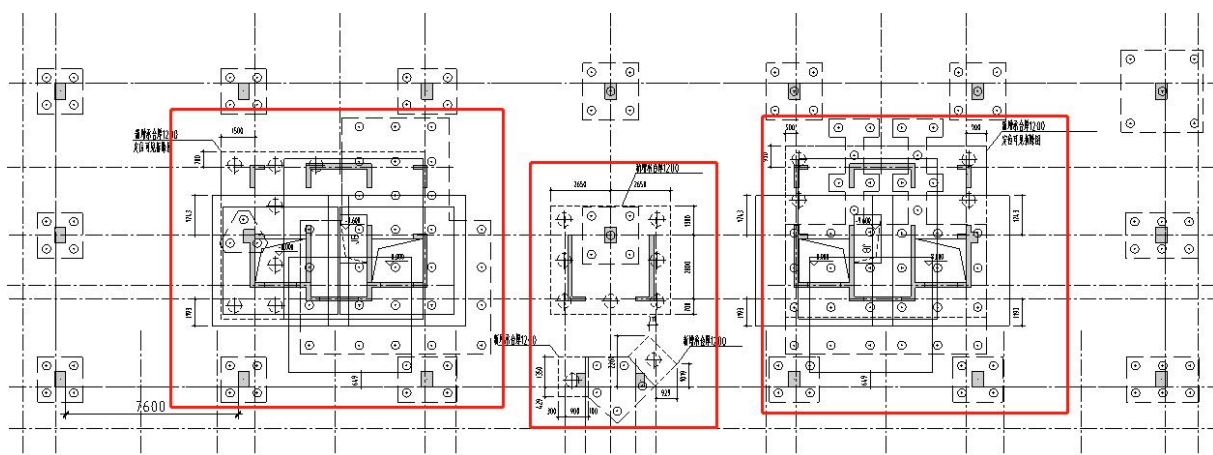


图 4.3.1-3 新结构核心筒区域（以 13#为例）

(2) 施工过程中的问题

在 12#、13#破除老结构底板的过程中，由于电梯井、集水井位置开挖深度均超过 4.5 米，在切割的过

程中，需要分三层切割，水钻施工用水量较大，经过一周时间的浸泡，导致原底板下土层坍塌。



图 4.3.1- 3 核心筒基坑工况图

(3) 问题研究及解决方式

1、针对现场实际情况，研究团队以“安全质量第一”为首要原则，避免坍塌加剧，内侧坍塌深度约 4.8 米深，坍塌宽度约 3.1 米，沿底板破除边线一圈内侧打拉伸钢板桩，然后在钢板桩内侧进行砖胎膜施工，砖胎膜从原有侧壁或底板底部进行植筋（C18@200 间距）拉结、设置外部水平撑以及斜撑，砖胎膜需随着挡土高度的增加而加厚至 480mm。最后进行混凝土浇筑。

2、基底土坍塌桩基的水平承载力影响很大，为保证主楼桩基的稳定性及水平承载力，采取措施完成基底的回填密实。侧边做好支挡后，采用黄砂中粗砂进行回填，同时止水钢板等防水作法要确保落实到位。最后再采用注浆工艺将填土挤密。

3、对砖胎膜，从原有侧壁或底板底部进行植筋拉结、设置外部水平撑及斜撑，砖胎膜需随着挡土高度的增加而加厚至 480mm。

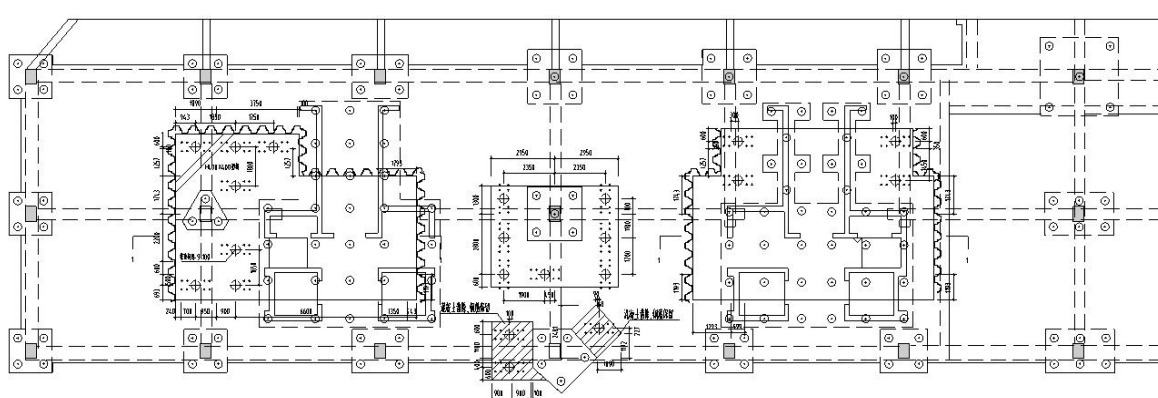


图 4.3.1- 3 12#楼基坑支护范围

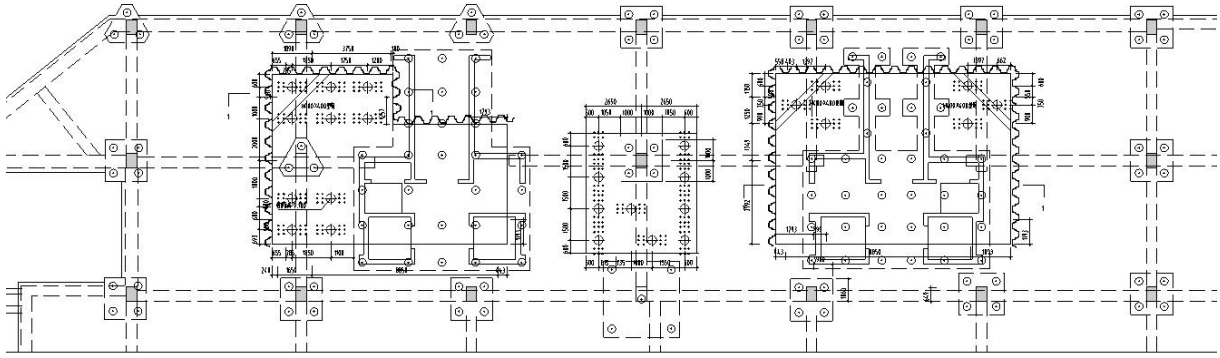
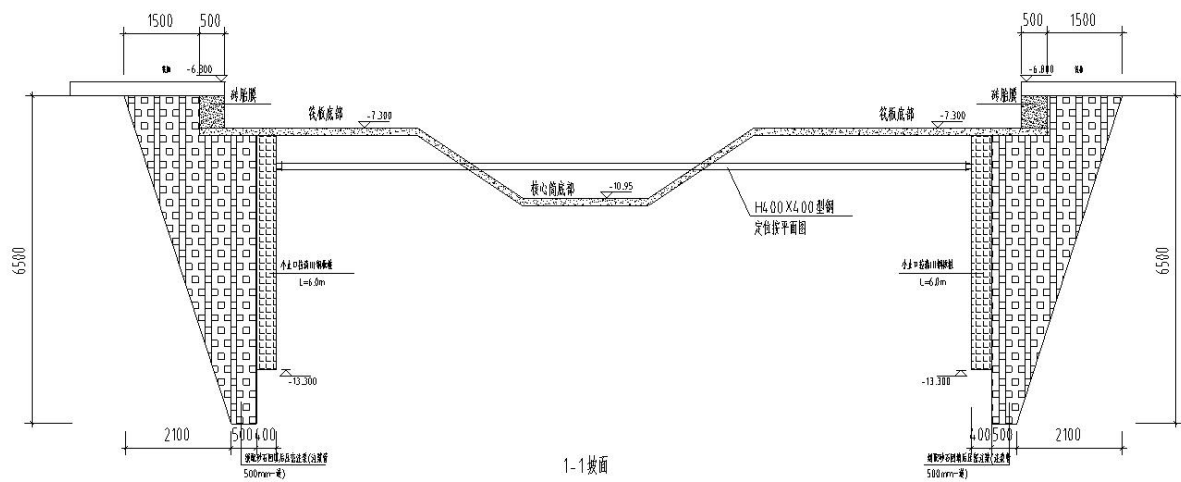


图 4.3.1- 3 13#楼基坑支护范围



说明:

1. 设计依据《建筑基坑支护技术规程》JGJ120-2012;
2. 新开挖基坑开挖深度4.10m;
3. 基坑支护采用小止口拉森三号钢板桩+一道水平钢支撑(含斜撑), 钢板桩长度6.0m, 及数量约180根;

图 4.3.1- 3 1-1 基坑支护剖面

(4) 现场实施



图 4.3.1- 3 原电梯井结构移位施工

4.3.5 地下室夹层技术研究

(1) 拟定做法

本项目将原地下一层改造地下室二层和夹层，12#、13#主楼区域由地下室一层改为地下一层和夹层。原地下一层改造为地下室二层在破除底板后，向下施工即可解决问题，而 12#、13#主楼区域在保留地下室底板和外墙的情况下，由地下室一层改为地下一层和夹层，外墙水平方向与夹层楼板连接，外墙竖向方向新老结构连接，以及老外墙的受力问题，如何选择合适的连接方式，确保新老结构的质量安全是本课题研究的关键点。

根据要求，将原地下一层改造为地下一层和夹层，由原地下一层层高 5m 改造为新地下一层层高 3.68m，夹层层高 3m。地下室外墙轮廓外的部分，夹层外圈梁上翻墙至一层板面，原外墙高度不足进行接高处理。植筋按规范处理，并召集各方形成会议纪要。

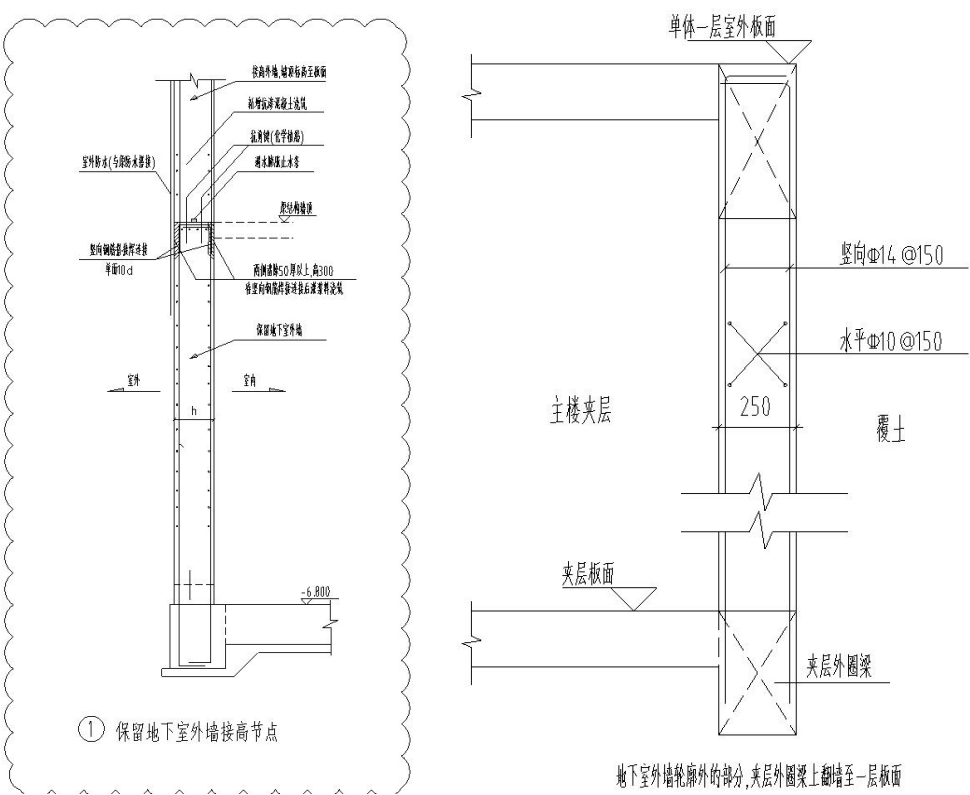


图 4.2.3- 1 外墙接高处理与夹层圈梁上翻处理

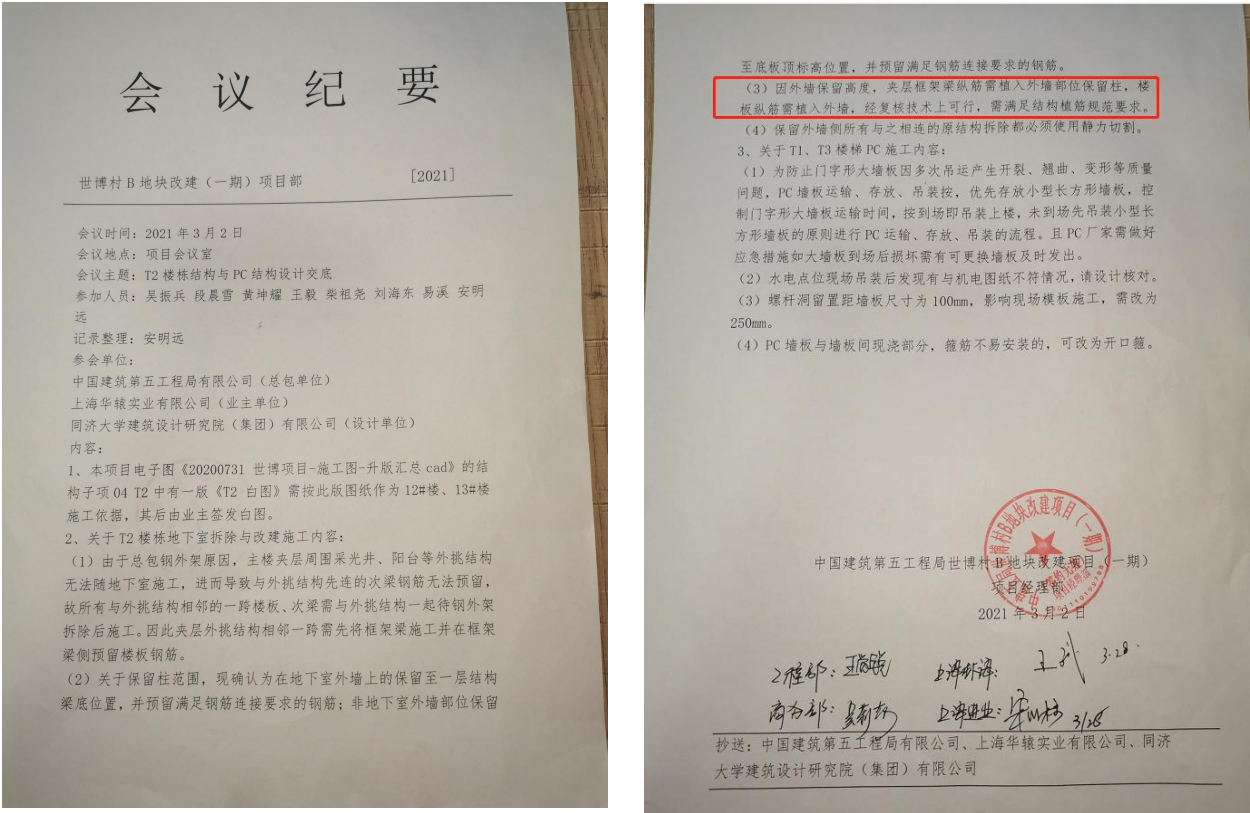


图 4.2.3- 2 会议纪要

(2) 现场实施



图 4.2.3- 2 T2 户型原地下室一层新增夹层, 植筋与局部接高

5 成果的创新点及技术水平

5.1 基于黏滞阻尼墙的既有建筑减震加固改造技术研究

5.1.1 既有现浇结构建筑拆留技术

分别对原有建筑、改造后建筑以及施工过程中仅保留外框架结构三个不同阶段的结构受力进行建模分析。

1) 改造前和改造后的框剪结构两个方向的层间位移角均满足《高层建筑混凝土结构技术规程》3.7.3-2条中层间位移角不大于 $1/800$ 的要求。改造施工过程中, 施工阶段仅剩余外框架时, 风荷载起控制作用, 满足框架位移角不大于 $1/550$ 的要求, 因此, 在施工过程中, 外框架在地震作用和风荷载作用下可以保持弹性。

2) 弹性分析:

(I) 各楼第一扭转周期与第一平动周期之比均小于 0.85, 最大值为 0.77, 满足《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3-2010)第 3.4.5 条要求;

(II) 各楼有效质量系数均大于 90%, 所取振型数满足要求;

(III) 改造前和改造后的层间位移角均小于 $1/800$, **最大值为 $1/849$** , 满足《高层建筑混凝土结构技术规程》第 3.7.3 条的要求;

(IV) 各楼 X、Y 方向剪重比, 均能满足《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)第 5.2.5 条要求;

(V) 在偶然偏心地震荷载作用下, 仅两栋楼的局部楼层最大扭转位移比大于 1.2, 但不大于 1.4, 其余塔楼扭转位移比均不大于 1.2。

(VI) 各楼剪力墙最大轴压比小于 0.50, 满足规范对轴压比的规定;

(VII) 本工程各楼地上部分不存在本层侧向刚度与小于相邻上层 90%的情形, 不存在软弱层; 作为底部嵌固层, 首层与其上一层的侧向刚度比大于 1.5;

(VIII) 本工程各楼的楼层受剪承载力均不小于上一层的 75%, 受剪承载力比值最小为 0.85, 不存在薄弱层;

(IX) 本工程各楼刚重比均大于 2.7, 说明整体刚度较大, 抗倾覆能力较强, 不需考虑重力二阶效应的影响;

(X) YJK 与 Midas Building 的计算结果相近, 说明计算结果合理有效, 计算模型符合结构的实际工作情况;

(XI) 风振加速度计算结果表明, 本建筑可满足风振舒适度要求。

(XII) 计算结果表明, 结构周期及位移符合规范要求, 剪重比适中, 构件截面取值合理, 结构体系选择恰当。

3) 改建完成后静力弹塑性 PUSHOVER 分析

(I) 通过弹塑性分析可知, 绝大部分主要抗侧力构件没有发生严重破坏, 多数连梁屈服耗能, 整体结构层间位移角分别为 $1/183$ (X 向)、 $1/296$ (Y 向), 满足规范不大于 $1/100$ 的要求, 且有较大余量。

(II) 整体结构在推覆分析过程中, 其弹塑性发展历程可以描述为: 在罕遇地震下结构连梁最先出现塑

性较，随着地震波加速度的增大，连梁塑性变形逐步累积耗能，连梁的破坏程度由最初的轻微损伤向中等损伤、较重损伤演变；剪力墙基本处于弹性状态。在大震作用下，作为关键构件的底部加强区墙体基本未出现塑性铰。

(III) 整体来看，结构在罕遇地震作用下的弹塑性反应及破坏机制，符合结构抗震工程的概念设计要求，能达到预期的抗震性能目标。

4) 设计模拟结论

(I) 结构整体位移指标分析表明，多遇地震作用下，改造前和改造后的框剪结构两个方向的层间位移角均满足《高层建筑混凝土结构技术规程》3.7.3-2 条中层间位移角不大于 $1/800$ 的要求。改造施工过程中，施工阶段仅剩余外框架时，风荷载起控制作用，满足框架位移角不大于 $1/550$ 的要求，因此，在施工过程中，外框架在地震作用和风荷载作用下可以保持弹性。静力弹塑性分析结果表明在预估的罕遇作用下各楼的弹塑性层间位移角均满足规范小于 $1/100$ 的要求，最大值为 $1/183$ ；

(II) 各楼的第一阶和第二阶振动均为平动，前两阶周期较接近，扭转周期比最大为 0.78 ，表明结构具有合理的侧向刚度及较大的抗扭刚度；

(III) 关键竖向构件在设防烈度地震作用下正截面满足屈服承载力要求，而斜截面能保证“中震弹性”要求。在预估的罕遇地震作用下，能满足钢筋混凝土构件的受剪截面限制条件，同一楼层处只有局部构件发生屈服破坏的现象；

(IV) 通过罕遇地震的下的静力弹塑性分析，表明在改造后的结构在罕遇地震作用下，弹塑性层间位移角均满足规范不大于 $1/100$ 的要求。由结构的出较状态可以看出大震下结构主要通过连梁及框梁部分的塑性铰产生耗能，竖向构件部分只有局部产生屈服破坏，结构具有进一步的承载能力，能够保证“大震不倒”的性能目标。

5.1.2 既有现浇结构建筑减震加固改造关键技术

对依托工程既有现浇结构建筑加固进行深化设计，优化加固节点，研究既有现浇结构建筑加固的施工方法，通过工程实践，总结形成既有现浇结构建筑加固关键技术。

既有混凝土结构改建中应用消能减震技术，通过合理布置消能减震装置，降低地震作用提升抗震性能，提高既有建筑的抗震性能，使其适应城市更新要求。

1) 通过对比黏滞阻尼墙、杆式黏滞阻尼器、屈曲约束支撑、平板式黏弹性阻尼器和扇形黏弹性阻尼器 5 种消能减震装置的耗能情况和对建筑使用功能的影响程度，发现黏滞阻尼墙具有耗能能力强、安装方便、对建筑功能影响小等优点，对既有现浇建筑的减震改造适用性最高，最终改造项目中选择安装黏滞阻尼墙。

2) 经过选型研究，黏滞阻尼墙为最适合本项目的减震方案，在此基础上进行了黏滞阻尼墙的参数选取范围和布置位置研究。研究发现，黏滞阻尼墙平面中布分散布置，立面中布置结构剪切变形较大的中部楼层，可以获得较高的减震效率。

3) 针对常用的减震装置类型，研究设计了黏滞阻尼墙、杆式黏滞阻尼器、屈曲约束支撑、黏弹性阻尼器与既有混凝土结构的连接方式，主要连接方式有化学植筋+连接钢板、外包钢板连接等。

5.2 既有结构与预制构件新型连接技术研究

5.2.1 改建建筑既有现浇结构与装配式连接节点

预制构件的连接节点受力薄弱和施工不便，成为制约预制装配式建筑发展的主要障碍。针对预制装配式建筑连接形式目前存在的问题，以新型预制构件连接方式为重点，基于结构安全可靠，同时考虑施工便捷性、施工质量可靠性；分析预制砼构件与现浇结构连接节点的受力特性，创新连接节点做法，优化现有装配结构的做法。

5.2.2 新型装配式混凝土框架连接节点

目前国内关于 UHPC 在建筑结构的运用正处于发展的初期，针对国内还没有将 UHPC 用于高层建筑或制作框架的工程运用，学术界对于 UHPC 框架的研究也寥寥无几，仅提出有少量关于活性粉末混凝土 (Reactive Powder Concrete, RPC) 用于框架中梁柱节点抗震的研究。为此创新的将超高性能混凝土（简称“UHPC”）与装配式结构技术融合，研发并形成预制普通混凝土梁柱-超高性能混凝土现浇核心区连接技术（简称“NPC-UHPCC 连接技术”）：梁柱采用普通混凝土预制（简称 NPC），预制普通混凝土梁柱，通过采用超高性能混凝土 UHPC 在节点核心区现浇进行连接的连接技术。利用 UHPC 的超高强度性能、抗拉性能、抗剪性能，作为梁柱核心区材料，实现普通混凝土预制构件之间简单、高效的连接。NPC-UHPCC 连接技术具有以下特点：

(1) 性能优于现浇体系：

NPC-UHPC C 连接节点构造可显著提高结构的延性和承载力，缓解刚度退化并增强耗能能力，满足结构的受力能力需求。

- 1) 节点核心区损伤较小，整浇节点核心区发生剪切破坏；
- 2) 滞回曲线较为饱满，整浇节点试件滞回曲线较捏缩；
- 3) 承载力比整浇节点试件高 10% 左右，延性优于整浇节点；
- 4) 节点破坏时，NPC-UHPCC 连接节点核心区剪切变形小于整浇节点。

(2) 施工易、效率高、质量高

可显著降低核心区钢筋密度，避免钢筋打架，提高施工效率。取消套筒，降低施工缺陷，保证节点连接质量。

(3) 经济性好

充分发挥超高性能混凝土性能，综合造价低。

5.2.3 新型装配式剪力墙连接节点

针对既有建筑改建与装配式结合的结构体系存在的问题，充分考虑 UHPC 作为后浇材料对预制装配式结构中心钢筋连接方式、节点构造方式、施工方式等影响，创新地提出一种采用 UHPC 进行纵向连接钢筋锚固的新型装配式剪力墙节点——UHPC 锚固连接技术，该技术经过理论推导、有限元模拟分析、试验验证、BIM 施工模拟，均验证 UHPC 锚固连接的安全性、耐久性，提高节点施工的简便性、高效性，提升装配式建筑的结构连接质量。本技术主要有以下优点：

(1) 等同现浇体系

新型装配式剪力墙不仅在整体性和承载能力、延性、耗能能力等各项抗震性能指标基本等同甚至优于整浇体系：

1) 新型装配式混凝土剪力墙与整浇混凝土剪力墙试件的整体破坏形态相同，均为典型的弯曲破坏。各试件破坏时的现象均表现为墙体底部混凝土压碎，边缘构件竖向钢筋屈服，部分边缘构件竖向钢筋拉断。

2) 新型装配式混凝土剪力墙与整浇混凝土剪力墙的力学性能相似。但新型装配式混凝土剪力墙的抗裂能力较整浇剪力墙试件有所提高。

3) 新型装配式混凝土剪力墙构造可靠。在整个加载过程中两片剪力墙的刚度退化、承载力退化规律相近，表明 UHPC 锚固性能良好，采用大直径的钢筋代替常规剪力墙连接钢筋的方式能有效地传递钢筋应力。

(2) 施工易、效率高、质量高

1) 新型装配式剪力墙不仅在整体性和承载能力、延性、耗能能力等各项抗震性能指标基本等同整浇，而且与常规的装配式剪力墙相比显著地减少了连接钢筋数量，规避了套筒灌浆操作，有效地提高了施工效率。

(3) 经济性好

充分发挥超高性能混凝土性能，综合造价低。

5.3 既有建筑改建施工关键技术研究

5.3.1 地下室底板结构新旧混凝土接缝处理技术

(1) 既有地下室新老混凝土结合部的构造措施

基于保利世博村 B 地块改建项目，提出改进地下室新老混凝土结合部抗渗能力的构造措施，采用有限元分析技术对所提出的构造措施进行全面分析，通过力学性能试验及耐久性能试验所提出的构造措施进行理论深入研究与验证，形成了以下创新技术。

- 1) 适合地下室改造工程的新老混凝土结合部构造措施；
- 2) 可对新老混凝土结合部新型构造措施的抗裂能力与抗渗能力进行综合评估。

(2) 既有地下室新老混凝土结合部的施工工艺

结合地下室改建工程中刚性防水与柔性防水的特点，综合考虑垫层、防水材料、结构做法、施工条件以及质量控制等因素，形成质量可靠、便于施工、经济合理的成套施工工艺：

- 1) 原结构拆除时界面的施工技术要求；
- 2) 合适的界面剂并提出相关性能要求以及施工技术措施；
- 3) 遇水膨胀橡胶止水条的性能以及安装过程中采取的技术措施；
- 4) 压密注浆工艺。

5.3.2 钢外架自稳定结构技术

建筑改造过程中受力发生变化，核心筒这一受弯关键结构的提前拆除，显著降低了建筑整体刚度，为确保结构安全，采用围护钢架方案，外钢架为桁架结构，桁架内设置有柱、梁次梁、水平支撑、斜支撑、预应力索等。模型存在两种情况，一种是外钢架修至 28.2m、旧建筑未拆除，在标高±0、和标高 19.8m 处，每隔 9 米对节点进行水平限位，模拟连墙件的情况，另一种是，旧建筑拆除完，钢架保留到 16.2m 处的情况。使用 SAP2000 对两种情况分别计算，均满足强度要求。

5.3.3 地下室补桩技术

基于保留地下室（小空间）进行补桩的工况，综合考虑开孔尺寸、桩抗压和抗拔承载力要求、桩长、桩基作业空间、桩接长质量等因素，分析各类桩型和施工工艺的可行性、安全性、便捷性、经济性。

5.3.4 建筑电梯井坑及核心筒拆除及移位技术

根据原结构与新结构电梯井坑及核心筒位置变化进行比对，对核心筒结构变化进行研究，出具施工图纸，由于电梯井、集水井位置开挖深度均超过 4.5 米，在切割的过程中，需要分三层切割，水钻施工用水量较大，经过长时间的浸泡，可能会导致原筏板下土层坍塌，故提前采取增加拉森钢板桩等加固措施。

5.3.5 地下室夹层技术

(1) 依据上海市房屋质量检测站提供的检测报告，本项目被检房屋地基基础无严重静载缺陷，可不进行地基基础的抗震鉴定。按原设计图纸为依据，因核心筒切割移位，需对移位区域进行补桩，设计选用锚杆静压桩。

(2) 采用有限元分析技术对既有地下室新老混凝土结合部的防水性能与构造措施等方面进行必要的验证。首先进行了新老混凝土试件的抗拉与抗剪弹性有限元分析,以模拟劈拉试验与直剪试验,验证有限元分析模型的适用性。其次,分别对整浇混凝土模型与粘结面为平缝的新老混凝土模型进行了轴拉弹性有限元分析,以作为新型新老混凝土结合部计算模型的对比分析。最后,根据本课题所提出的新老混凝土结合部新型构造措施建立了用于对比研究的缩尺有限元模型,并进行了轴拉作用下的弹性有限元分析。

6 成果应用状态

6.1 既有现浇结构建筑拆留及加固关键技术研究

经过 2021.7-9 月上海台风季节,其中第 6 号台风烟花,第 14 号台风“灿都”,阵风均达到 10 级以上,满足原设计方案中上海地区 50 年一遇的 10 级大风天气情况。台风天气过后,经测量员检查 12#、13#钢外架最大偏移未超过 10mm,保留结构基本无影响,此项研究在项目实际应用良好,将总结经验,在后续项目推广。



图 6.2.1-1

6.2 既有现浇结构建筑地下室加层及局部补桩改造关键技术研究

(1) 现场新旧混凝土施工完成后,经 3 个月观察,未见明显渗漏水,但是外墙新老结构连接部位有明显的漏浆现场,已完成相关的 QC 及工法总结。根据公司传统施工统计,地下室后浇带、施工缝等位置渗漏水在 5%-7%之间,此项研究在项目防水方面实际应用良好,结构施工五道防水措施,可借鉴到其他项目,采用本研究措施,应该能有效减少渗漏,工法、QC 已在后续项目推广。



图 6.2.2- 1 新老筏板施工完成后情况



图 6.2.2- 2 新老外墙施工完成后拆模时情况

(2) 现场保留地下室内(小空间)进行补桩,根据桩型设计及施工关键技术研究,提出小空间补桩桩型选择和配套的施工工艺,现场施工满足要求,进度节点按时完成。此项研究解决了以往在狭小空间补桩难,进度慢、老结构桩筏承载力不足的问题,在本项目实际应用良好,已总结工法,在后续项目推广。



图 6.2.2- 3 地下室狭小空间补桩


(3) 通过后期建筑沉降量、沉降差和建筑倾斜度测量等数据,可以证明补桩后建筑桩基承载力可满足

建(构)筑物沉降观测成果

205

建築B-15

建筑物垂直测量记录表

测量日期：2022年3月15日						呈象：晴天		风力：3级	
工程名称		世博村B地块改建项目（一期）13#楼			施工单位		中国建筑第五工程局有限公司		
层 高		3.2m		层 数		8层		总 高 28.1 m	
测 点		规 定 倾斜值	由沉降引起的倾斜值				实 测 倾斜值	实 差 倾斜值	
			沉降差	横轴距	倾斜角	倾斜值			
				纵轴距					
X	13-1	≤ 0.003	2.6	52300	$a=0.0029$	0.0014	0.0007	0.0007	
Y		≤ 0.003	0.6	16250	$a=0.0022$	0.0011	0.0005	0.0006	
X	13-2	≤ 0.003	2.8	52300	$a=0.0031$	0.0015	0.001	0.0005	
Y		≤ 0.003	0.7	16250	$a=0.0024$	0.0012	0.0002	0.0010	
X	13-3	≤ 0.003	1.9	52300	$a=0.0020$	0.0010	0.0005	0.0005	
Y		≤ 0.003	0.5	16250	$a=0.0016$	0.0008	0.0003	0.0005	
X	13-4	≤ 0.003	0.7	52300	$a=0.0008$	0.0004	0.0001	0.0003	
Y		≤ 0.003	0.4	16250	$a=0.0014$	0.0007	0.0005	0.0002	
图示：(←倾斜方向)							复核意见		
							沉降引起倾斜值符合规定 实差倾斜值符合规定 实测倾斜值符合规定		

注: 1. 倾斜方向与箭头同向为正, 反之为负。
2. 指倾斜引起的倾斜力与倾斜点的沉降差与其距离的比值;
3. 指倾斜引起的倾斜力与倾斜点的沉降差与其距离的比值。

200

测量: 郭恩海

制 表

监理单位

链接:

6.3 既有现浇结构建筑电梯井坑及核心筒拆除及移位改造关键技术研究

建筑改造过程中受力发生变化，核心筒这一受弯关键结构的提前拆除，事先在楼栋外围加设加固钢架，目前地库核心筒已施工完成，整体结构未见开裂、扰动。此项研究在项目实际应用良好，已总结专利成果，在后续项目推广。



图 6.2.3- 1 核心筒移位后

6.4 既有现浇结构建筑改建与装配式结合的结构体系设计施工关键技术研究

通过试验发现，新型梁柱节点显著减小钢筋在核心区的锚固长度，降低核心区钢筋的密度，为现场施工提供极大的便利，并且可有效降低工程造价。

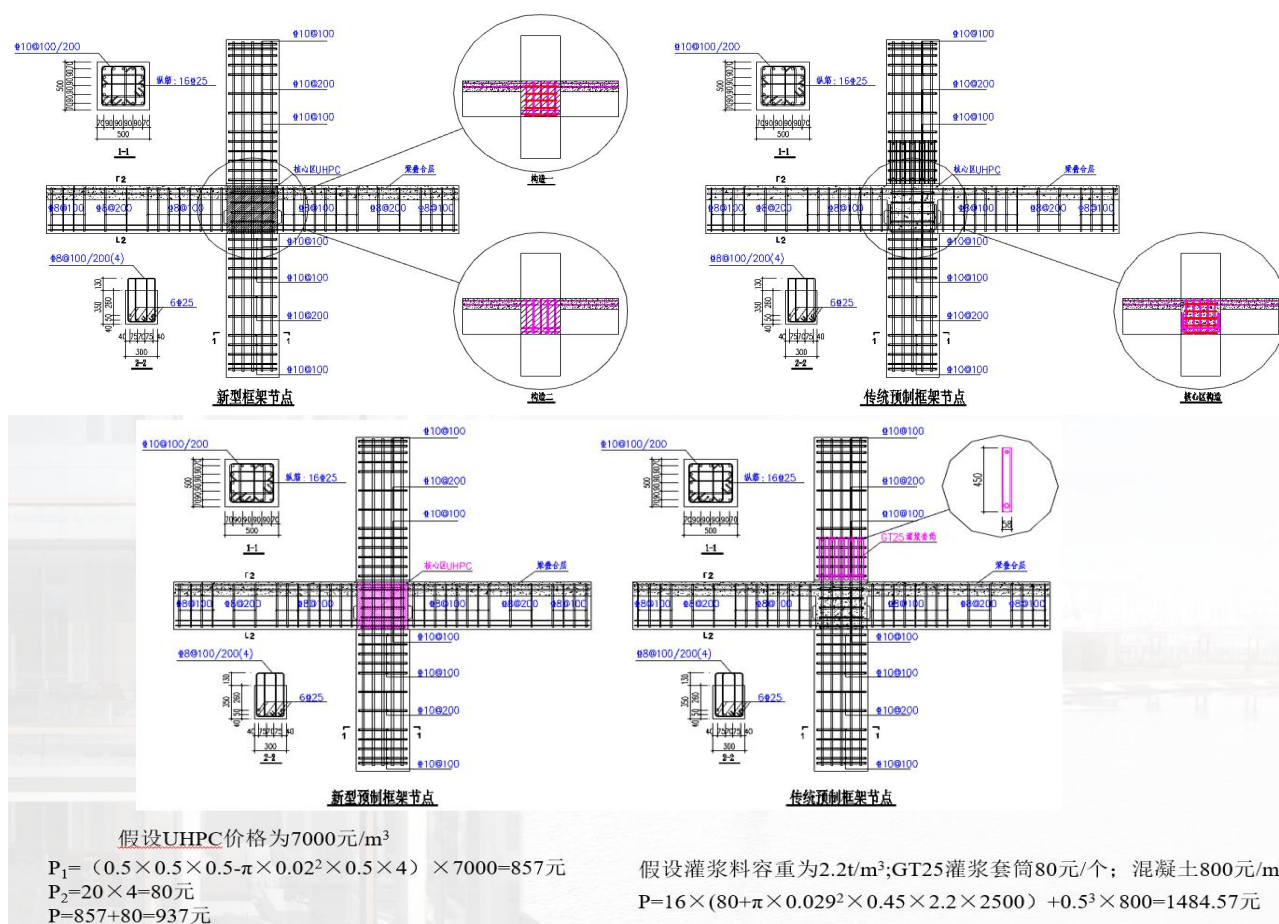
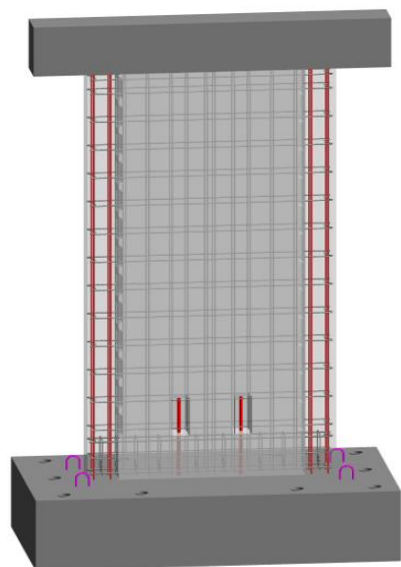


图 6.2.4- 1

通过试验发现，新型剪力墙节点可为现场施工提供极大的便利，有效降低工程造价



采用大直径钢筋连接
可显著减少连接钢筋数量

预留槽内填充UHPC，以锚固
钢筋并减少钢筋锚固长度
**施工简便，无需压力机；
明处施工，便于检查**

墙底设置有一道加劲梁，以
提高墙底刚度

工程造价对比分析（以本构件为例）：

新型剪力墙**2根25** → 常规预制剪力墙**4根18**

$$P_{\text{新}} = (0.25 \times 0.13 \times 0.06) \times 2 \times 7000 = \mathbf{27.3 \text{元}}$$

$$P_{\text{旧}} = 4 \times (30 + \pi \times 0.022^2 \times 0.25 \times 2.2 \times 2500) = \mathbf{128.36 \text{元}}$$

材料	灌浆料	套筒	UHPC
单价	2500元/t	30元/个	7000元/m ³



图 6.2.4- 2 剪力墙新型节点施工

- [1] 2020 年建筑业发展统计分析. [EB/OL]. 中国建筑业协会. 2021-03-10
https://mp.weixin.qq.com/s/EA0_iMuFO_rJ7ii6MQ01kg
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑发展“十三五”规划. [EB/OL]. 中华人民共和国住房和城乡建设部. 2017-04-26
- [3] 周文佳. 探究我国城市更新中的建筑改造设计[J]. 房地产世界, 2021(1): 43-45.
- [4] 张大长, 郭雁, 李布辉. 外壳预制核心现浇装配式 T 型钢筋混凝土节点抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2013, 30(1): 156-162.
- [5] 李世达. 预制混凝土框架柱及节点抗震性能试验研究[D]. 哈尔滨工业大学, 2013.
- [6] 章一萍, 隗萍, 张春雷, 冯波, 熊峰, 王初翀, 周练. 新型装配式混凝土框架结构后浇整体式梁柱节点研究[J]. 四川建筑科学研究, 2017, 43(3): 110-115.
- [7] 韩春, 李青宁, 姜维山, 姜昊天. 装配式预应力混凝土梁与高强钢筋约束混凝土柱连接节点抗震性能试验研究[J]. 振动与冲击, 2017, 36(1): 248-254.
- [8] 廖显东, 胡翔, 马荣全, 苗冬梅, 薛伟辰. 高轴压比装配整体式预应力混凝土框架中节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(10): 82-89.
- [9] 李忠献, 张雪松, 丁阳. 装配整体式型钢混凝土框架节点抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2005(4): 32-38.
- [10] 焦安亮. 新型装配式劲性框撑结构体系及节点抗震性能研究[D]. 重庆大学, 2015.
- [11] 程万鹏, 宋玉普, 王军. 预制装配式部分钢骨混凝土框架梁柱中节点抗震性能试验研究[J]. 大连理工大学学报, 2015, 55(2): 171-178.
- [12] 管东芝, 郭正兴, 于建兵, 杨森. 钢绞线锚入式预制砼框架节点构造及试验[J]. 浙江大学学报(工学版), 2016, 50(2): 282-291.
- [13] 张晨, 周宇凌, 蔡小宁, 孟少平. 后张无粘结混合装配式框架节点抗震性能试验研究[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2016, 46(5): 1063-1069.
- [14] 孔亚美. 钢筋混凝土装配式结构梁柱钢板桶节点受力性能研究[D]. 武汉理工大学, 2014.
- [15] Yuksel E, Karadogan H F, Bal E, et al. Seismic behavior of two exterior beam-column connections made of normal-strength concrete developed for precast construction[J]. Engineering Structures, 2015, 99: 157-172.
- [16] Naik C B, Joshi D D, Patel P V. Experimental Evaluation of Performance of Dry Precast Beam Column Connection[M]. Springer India, 2015: 2333-2342.
- [17] Alcocer S M, Carranza R, Perez-Navarrete D, et al. Seismic tests of beam-to-column connections in a precast concrete frame[J]. Pci Journal, 2002, 47(3): 70-89.
- [18] Kim S, Hong W K, Kim J H, et al. The development of modularized construction of enhanced precast composite structural systems (Smart Green frame) and its embedded energy efficiency[J]. Energy and Buildings, 2013, 66(5): 16-21.
- [19] 王德辉, 史才军, 吴林妹. 超高性能混凝土在中国的研究和应用[J]. 硅酸盐通报, 2016, 35(01): 141-149.
- [20] 2019 年度中国超高性能混凝土(UHPC)技术与应用发展报告[J]. 混凝土世界, 2020(02): 30-43.
- [21] 王德弘, 鞠彦忠, 郑文忠. 钢筋活性粉末混凝土框架节点抗震性能试验研究[J]. 振动与冲击, 2018, 37(06): 149-156.

- [22] 鞠彦忠,李春雨,王德弘. 活性粉末混凝土(RPC)梁柱节点抗震性能非线性有限元分析[J]. 应用基础与工程科学学报, 2015, 23(05):932-941.
- [23] Nigel Priestley M J. The PRESSS Program-Current Status and Proposed Plans for Phase III[J]. Pci Journal, 1996, 41(2):22-40.
- [24] Vasconez R M, Naaman A E, Wright J K. Behavior of HPFRC connections for precast concrete frames under reversed cyclic loading[J]. Pci Journal, 1998, 43(6):58-71.
- [25] Marwan T. Shedid. Behavior of fully grouted reinforced concrete masonry shear walls failing in flexure: Analysis[J]. Engineering Structures, 2009, 31(5):2032-2044.
- [26] Greifenhagen C, Lestuzzi P. Static cyclic tests on lightly reinforced concrete shear walls[J]. Engineering Structures, 2005, 27(11):1703-1712.
- [27] Edward D. Thomson, María E. Perdomo, Ricardo Picón, María E. Marante, Julio Flórez-López. Simplified model for damage in squat RC shear walls[J]. Engineering Structures, 2009, 31(6):2215-2223.
- [28] Alfredo Sánchez-Alejandro, Sergio M. Alcocer. Shear strength of squat reinforced concrete walls subjected to earthquake loading trends and models[J]. Engineering Structures, 2010, 32(8):2466-2476.
- [29] Ilker Fatih Kara, Cengiz Dundar. Prediction of deflection of reinforced concrete shear walls[J]. Advances in Engineering Software, 2009, 40(9):777-785.
- [30] Taewan Kim, Douglas A. Foutch. Application of FEMA methodology to RC shear wall buildings governed by flexure[J]. Engineering Structures, 2006, 29(10):2514-2522.
- [31] Nunziante Valoroso, Francesco Marmo, Salvatore Sessa. Limit state analysis of reinforced shear walls[J]. Engineering Structures, 2014, 61(5):127-139.
- [32] Dujian Zou, Tiejun Liu, Jun Teng, Chengcheng Du, Bo Li. Influence of creep and drying shrinkage of reinforced concrete shear walls on the axial shortening of high-rise buildings[J]. Construction and Building Materials, 2014, 55(2):46-56.
- [33] T. R. S. Mullapudi, Parnak Charkhchi, Ashraf Ayoub. Behavior of shear-dominant thin-walled RC structures[J]. Thin-Walled Structures, 2013, 63(9):134-146.
- [34] 张松, 吕西林, 章红梅. 钢筋混凝土剪力墙构件恢复力模型[J]. 沈阳建筑大学学报, 2009, 25(4):644-649.
- [35] 张松, 吕西林, 章红梅. 钢筋混凝土剪力墙构件极限位移的计算方法及试验研究[J]. 土木工程学报, 2009, 42(4):10-16.
- [36] 李青宁, 李晓蕾, 闫艳伟, 窦炜, 余军, 吴军, 张品乐. 钢筋混凝土短肢剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(4):53-62.
- [37] 剡理祯, 梁兴文, 徐洁, 王海. 钢筋混凝土剪力墙变形能力计算方法研究[J]. 工程力学, 2014, 31(11):92-98.
- [38] 李奎明, 孙春毅, 李杰. 高性能混凝土双连梁短肢剪力墙试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2006(3):121-123.
- [39] 李杰, 李奎明. 钢筋混凝土短肢剪力墙结构非线性分析研究[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(1):23-30.
- [40] 李兵, 李宏男, 曹敬党. 钢筋混凝土高剪力墙拟静力试验[J]. 沈阳建筑大学学报, 2009, 25(2):230-234.
- [41] 韩小雷, 陈彬彬, 崔济东, 潘洲池, 季静, 孙典龙. 钢筋混凝土剪力墙变形性能指标试验研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(6):1-9.

- [42] 黄志华, 吕西林, 周颖. 钢筋混凝土剪力墙的变形能力及基于性能的抗震设计[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(5): 86-93.
- [43] 李广. 混凝土剪力墙结构的徐变变形研究[D]. 哈尔滨工业大学, 2011.
- [44] 马跃强, 龙莉波, 郑七振. 基于 UHPC 的预制装配式节点新型连接与结构体系创新研究[J]. 建筑施工, 2016, 38(12): 1724-1725.
- [45] Richard P, Cheyrezy M. Composition of Reactive Powder Concretes[J]. Cement and Concrete Research, 1995, 25(7): 1501-1511.
- [46] Blais B Y, Couture M. Precast, Prestressed Pedestrian Bridge- World' s First Reactive Powder Concrete Structure. PCI Journal, September-October 1999: 60-71.
- [47] AFGC. Ultra High Performance fiber-reinforced concretes, interim recommendations[M]. France: AFGC Publication, 2002.
- [48] 赵筠, 廉慧珍, 金建昌. 钢-混凝土复合的新模式——超高性能混凝土(UHPC/UHPFRC)之一: 钢-混凝土复合模式的现状, 问题及对策与 UHPC 发展历程[J]. 混凝土世界, 2013(10): 56-69.
- [49] 史才军, 何稳, 吴泽媚, 吴林妹, 朱德举, 黄政宇, 张家科. 纤维对 UHPC 力学性能的影响研究进展[J]. 硅酸盐通报, 2015, 34(8): 2227-2236+2247.
- [50] Garas V Y, Kurtis K E, Kahn L F. Creep of UHPC in tension and compression: Effect of thermal treatment[J]. Cement and Concrete Composites, 2012, 34(4): 493-502.
- [51] Petr Máca, Radoslav Sovják, Tomáš Vavříník. Experimental Investigation of Mechanical Properties of UHPFRC[J]. Procedia Engineering, 2013, 65(6): 14-19.
- [52] A. M. T. Hassan, S. W. Jones, G. H. Mahmud. Experimental test methods to determine the uniaxial tensile and compressive behaviour of ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) [J]. Construction and Building Materials, 2012, 37(6): 874-882.
- [53] Mo Alkaysi, Sherif El-Tawil. Factors affecting bond development between Ultra High Performance Concrete (UHPC) and steel bar reinforcement[J]. Construction and Building Materials, 2017, 144(12): 412-422.
- [54] Shamsad Ahmad, Khaled Own Mohaisen, Saheed Kolawole Adekunle, Salah U. Al-Dulaijan, Mohammed Maslehuddin. Influence of admixing natural pozzolan as partial replacement of cement and microsilica in UHPC mixtures[J]. Construction and Building Materials, 2019, 198(4): 437-444.
- [55] Hyun-Oh Shin, Kyung-Hwan Min, Denis Mitchell. Confinement of ultra-high-performance fiber reinforced concrete columns - ScienceDirect[J]. Composite Structures, 2017, 176(14): 124-142.
- [56] Mohamadreza Shafieifar, Mahsa Farzad, Atorod Azizinamini. A comparison of existing analytical methods to predict the flexural capacity of Ultra High Performance Concrete (UHPC) beams[J]. Construction and Building Materials, 2018, 172(9): 10-18.
- [57] Muhammad Safdar, Takashi Matsumoto, Ko Kakuma. Flexural behavior of reinforced concrete beams repaired with ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) [J]. Composite Structures, 2016, 157(3): 448-460.
- [58] E. Ferrier, A. Confrere, L. Michel, G. Chanvillard, S. Bernardi. Shear behaviour of new beams made of UHPC concrete and FRP rebar[J]. Composites Part B, 2016, 90(5): 1-13.
- [59] Pierre Rossi, Dominic Daviau-Desnoyers, Jean-Louis Tailhan. Probabilistic numerical model of cracking in ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) beams subjected to shear loading[J]. Cement and Concrete Composites, 2018, 90(6): 119-125.
- [60] Ahmed Alyousif, Ozgur Anil, Mustafa Sahmaran, Mohamed Lachemi, Gurkan Yildirim, Ashraf F Ashour.

- Tests of high-performance fiber-reinforced concrete beams with different shear span-to-depth ratios and main longitudinal reinforcement[J]. Journal of Reinforced Plastics and Composites, 2015, 34(18):1491-1505.
- [61] Chung-Chan Hung, Chen-Yu Chueh. Cyclic behavior of UHPFRC flexural members reinforced with high-strength steel rebar[J]. Engineering Structures, 2016, 122(17):108-120.
- [62] 曹峰, 覃维祖. 超高性能纤维增强混凝土初步研究[J]. 工业建筑, 1999, 29(6):42-44.
- [63] 杨剑, 方志. 超高性能混凝土单轴受压应力-应变关系研究[J]. 混凝土, 2008, 7(2):11-15.
- [64] 刘斯凤, 孙伟, 张云升, 李刚. 新型超高性能混凝土的力学性能研究及工程应用[J]. 工业建筑, 2002, 32(6):1-11.
- [65] 王雪芳, 吴成泉, 郑建岚. 混杂纤维超高强混凝土抗裂性能试验研究[J]. 福州大学学报, 2013, 41(2):225-228.
- [66] 王俊颜, 李钢, 郭君渊, 刘超, 刘国平. 常温养护型超高性能混凝土的弯曲性能表征方法[J]. 同济大学学报, 2017, 45(9):1352-1358.
- [67] 朋改非, 杨娟, 高育欣, 王斌. 含粗骨料的超高性能混凝土抗压强度的影响因素[J]. 华北水利水电学院学报, 2012, 33(6):5-9.
- [68] 鞠彦忠, 邵安乐, 王德弘. 活性粉末混凝土抗压强度影响因素研究[J]. 混凝土, 2017, 1:130-132.
- [69] 李云峰, 孔令鹏, 李强龙. 多种矿物掺合料对超高强混凝土力学性能影响的试验研究[J]. 中国科技论文, 2017, 12(10):1141-1144.
- [70] 田志敏, 吴华杰, 姜锡权, 阎培渝, 冯建文. 超高性能混凝土 RPC 的抗冲击压缩特性[J]. 解放军理工大学学报, 2007(5):463-469.
- [71] 田志敏, 张想柏, 冯建文, 阎培渝. 钢管超高性能 RPC 短柱的轴压特性研究[J]. 地震工程与工程振动, 2008(1):99-107.
- [72] 苏家战, 傅元方, 黄卿维, 陈宝春, 韦建刚. 钢筋超高性能混凝土梁受弯试验和有限元分析研究[J]. 中外公路, 2017, 37(6):99-105.
- [73] 陈宝春, 吴前文, 黄卿维, 马熙伦, 苏家战. 钢筋超高性能混凝土梁抗剪性能试验研究[J]. 福州大学学报, 2018, 46(4):512-517.
- [74] 余自若, 王博亨, 安明喆. 超高性能纤维增强混凝土板的受弯性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(9):131-139.
- [75] 党争, 梁兴文, 邓明科, 李方圆, 于婧. 纤维增强混凝土剪力墙抗震性能试验研究与理论分析[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(6):12-22.
- [76] 邓明科, 寇佳亮, 梁兴文, 秦萌. 延性纤维混凝土剪力墙抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2014, 31(7):170-177.
- [77] 上海市住房和城乡建设委员会. 关于进一步明确装配式建筑实施范围和相关工作要求的通知[EB/OL]. <https://zjw.sh.gov.cn/jsgl/20190221/0011-56418.html>, 2019-02-20
- [78] Yoshino T., Karino Y. Experimental study on shear wall with braces: Part 2. Summaries of technical papers of annual meeting, vol11, Architectural Institute of Japan, Structural Engineering Section; 1971. P.403-4 [in Japanese]
- [79] Kimura K., Yoshioka, Takeda T., et al. Tests on braces encased by mortar in-filled steel tubes. Summaries of technical papers of annual meeting. Architectural Institute of Japan; 1976. p. 1041-2 [in Japanese]
- [80] 史春芳, 徐赵东, 卢立恒. 摩擦阻尼器在工程结构中的研究与应用[J]. 建筑与结构设计,

- 2007, 9:37-41.
- [81] 阎培渝. 超高性能混凝土(UHPC)的发展与现状[J]. 混凝土世界, 2010, (15):36-41
- [82] 安明喆, 张盟. 变形钢筋与活性粉末混凝土的粘结性能试验研究[J]. 中国铁道科学, 2007, 28(2):50-54.
- [83] 贾方方. 钢筋与活性粉末混凝土粘结性能的研究(博士学位论文)[D]. 北京:北京交通大学, 2013.
- [84] 汤浩, 王健. 钢筋直径与活性粉末混凝土粘结性能的关系[J]. 北京建筑工程学院学报, 2012, 28(3):6-9, 18.
- [85] 司金艳, 樊晓宁, 周立成, 等. 活性粉末混凝土与高强钢筋的黏结性能试验研究[J]. 施工技术, 2013, 42(24):60-62.
- [86] 邓宗才, 袁常兴. 高强钢筋与活性粉末混凝土黏结性能的试验研究[J]. 土木工程学报, 2014, 47(3):69.
- [87] 郑七振, 让梦, 李鹏. 超高性能混凝土与钢筋的黏结性能试验研究[J]. 上海理工大学学报, 2018, 40(4):388-402.
- [88] 李鹏, 郑七振, 龙莉波, 陈刚. 钢筋埋长对超高效性能混凝土与钢筋黏结性能的影响[J]. 建筑施工, 2016, 38(12):1722-1729.
- [89] 孙明德, 高日, 陈应陶, 高明昌. 高强钢筋与活性粉末混凝土粘结性能试验研究[J]. 桥梁建设, 2016, 46(6):18-23.
- [90] GB 50010-2010 混凝土结构设计规范[s]. 北京:中国建筑工业出版社, 2016
- [91] CHEN P W, FU X L, CHUNG D D L. Improving the bonding between old and new concrete by adding carbon fibers to the new concrete [J]. Cement & Concrete Re-search, 1995, 25(3):491-496.
- [92] 谢慧才, 申豫斌. 碳纤维混凝土对新老混凝土黏结性能的改善 [D]. 土木工程学报, 2003, 36(10):15-18.
- [93] SHUO F, XIAO H G, LI H. Effects of repair concrete on bond mechanical properties [C] //Proceedings of the 2nd International Conference on UHPC Materials and Structures, 2018:576-585.
- [94] ZANOTI C, BANTHIA N, PLIZZARI G. A study of some factors affecting bond in cementitious fiber rein-forced repairs [0]. Cement & Concrete Research, 2014, 63(9):117-126.
- [95] 王艳. 应用 SHPB 试验对活性粉末混凝土动力性能的研究 [D]. 长沙:湖南大学, 2006.
- [96] 管大庆, 陈章洪, 石韞珠. 界面处理对新老混凝土黏结性能的影响 [J]. 混凝土与水泥制品, 1994(3):16-24, 41.
- [97] 沈捷. 活性粉末混凝土与普通混凝土的黏结性能研究 [D]. 北京:北京交通大学, 2016.
- [98] SAFRITT M. Bond interface strength between ultra high performance concrete and normal concrete [R]. USA: Virginia Center for Transportation Innovation and Re-search, 2015.
- [99] TAYEH B A, ABU BAKAR B H, MEGAT JOHARIB M A, et al. Evaluation of bond strength between normal concrete substrate and ultra high performance fiber concrete as a repair [J]. Procedia Engineering, 2013, 54:554-563.
- [100] LI Z Q, RANGARAJU P R. Investigation into flexural bond strength test method to evaluate influence of surface roughness on bond characteristics of UHPC with precast concrete [C] // Proceedings of the First International In-teractive Symposium on UHPC, 2016:1-10.
- [101] 邵旭东. 钢-超高性能混凝土轻型组合桥梁结构 [M]. 北京:人民交通出版社, 2015.

- [102] 王兴旺. UHPC 与普通钢筋混凝土结构界面抗剪性能研究 [D]. 长沙:湖南大学, 2016.
- [103] 张阳, 党祺, 穆程. UHPC 加固箱梁顶板受弯性能试验研究 [D]. 湖南大学学报(自然科学版), 2017, 44(3) :8-18.
- [104] HUSSEIN L, AMLEH L. Structural behavior of ultra-high performance fiber reinforced concrete Hnormal strength concrete or high strength concrete composite members [J] . Construction & Building Materials, 2015, 93:1105-1116.
- [105] KANG S H, HONG S G. Effect of surface preparation and curing condition on the interfacial bond strength between ultra high performance concrete and normal strength concrete [J]. Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection, 2015, 19 (3) :149 - 160.
- [106] 张孝臣. 预制超高性能混凝土修复既有混凝土结构界面黏结性能研究[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学, 2016.
- [107] TAYEH B A, ABU BAKAR B H, MEGAT JOHARI M A, et al. Microstructural analysis of the adhesion mechanism between old concrete substrate and UHPFC [J] . Journal of Adhesion Science & Technology, 2014 , 28(18) :1846-1864.
- [108] SARKAR J. Characterization of the bond strength between ultra high performance concrete bridge deck over lays and concrete substrates [D] . Houghton: Michigan Technological University, 2010.
- [109] CARBONELL MUNOZ M A, HARRIS D K, AHI ,BORN T M, et al. Bond performance between ultra-high performance concrete and normal strength concrete [J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2014, 26(8) :839-844.
- [110] ALHALLAQ A F, TAYEH B A, SHIHADA S. Investigation of the bond strength between existing concrete substrate and UHPC as a repair material [J]. International Journal of Engineering and Advanced Technology, 2017, 6(3) :210-217.
- [111] OZYILDIRIM C. Evaluation of high performance concrete overlays placed on route 60 over lynnhaven inlet in virginia [R]. USA: Virginia Department of Transportation, 2000.
- [112] ALAEE F J, KARIHALOO B L. Retrofitting of reinforced concrete beams with CARDIFRC [J] . Journal of Composites for Construction, 2003, 7(3) :174 - 186.
- [113] TAYEH B A, ABU BAKAR B H, MEGAT JOHAR M A, et al. Flexural Strength behavior of composite UH-PFC-existing concrete [J]. Advanced Materials Research, 2013, 701 :32 - 36.
- [114] HUSSEIN H H, WALSH K K, SARGAND S M, et al. Interfacial properties of ultrahigh-performance concrete and high-strength concrete bridge connections [J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2016, 28 (5) :04015208 - 1 - 10.
- [115] 赵志方, 赵国藩, 刘健等. 新老混凝土黏结抗拉性能的试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2001, 22 (2) :51 - 56.
- [116] BEUSHAUSEN H. A parameter study on the age at cracking of bonded concrete overlays subjected to restrained shrinkage [J] . Materials and Structures, 2015, 49(5) :1905 - 1916.
- [117] 刘健, 赵国藩. 新老混凝土黏结收缩性能研究 [J]. 大连理工大学学报, 2001, 41(3) :339 - 342.
- [118] 陈峰, 郑建岚, 俞柏良. 新老混凝土黏结的约束收缩有限元模拟及分析 [J]. 华中科技大学学报(城市科学版), 2008, 25(4) :219 -222.
- [119] AFCC SETRA. Ultra high pefomance fibre-reinforced concretes [s] . France: AFCC & SETRA Working Group, 2013.

- [120] 马跃强, 龙莉波, 郑七振. 基于 UHPC 的预制装配式节点新型连接与结构体系创新研究[J]. 建筑施工, 2016, 38(12):1724-1725.
- [121] 中国建筑科学研究院. 建筑抗震试验规程 JGJ/T101-2015[M]. 中国建筑工业出版社, 2015.
- [122] 中国建筑科学研究院. 混凝土结构设计规范 GB50010-2010 (2015 年版) [M]. 中国建筑工业出版社, 2016.
- [123] GB/T228. 1-2010 金属材料拉伸试验:第 1 部分:室温试验方法[S]. 北京:中国标准出版社, 2011.
- [124] JGJ/T101-2015, 建筑抗震试验规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2015.
- [125] GB/T228. 1-2010, 金属材料拉伸试验:第 1 部分:室温试验方法[S]. 北京:中国标准出版社, 2011.