

北京市既有建筑结构加固改造设计导则

（试行）

北京市规划和自然资源委员会

2026 年 7 月

前 言

《北京市人民政府关于实施城市更新行动的指导意见》提出实施城市更新行动，转变城市开发建设方式和经济增长方式，以《北京城市总体规划（2016 年—2035 年）》为统领，落实北京市二〇三五年远景目标的建议，统筹推进城市更新，进一步完善城市功能、改善人居环境、传承历史文化、促进绿色低碳、激发城市活力，促进首都经济社会可持续发展。

城市更新主要是指对城市建成区（规划基本实现地区）城市空间形态和城市功能的持续完善和优化调整，是小规模、渐进式、可持续的更新。其中，以保障人民生命财产安全、提升建筑结构品质的既有建筑结构加固改造为一项重要内容。由于历史原因，不同时期建造的既有建筑采用不同的技术标准，北京市尚存较多的特殊结构类型建筑，结构性能和可靠性指标与现行标准存在较大差异，缺乏统一的设计和审查标准。既有建筑结构加固改造设计涉及技术和管理等方面，是一个复杂的系统工程。

为规范北京市城市更新既有建筑结构加固改造过程中的检测、鉴定、设计，以及施工图审查（检查）等行为，北京市规划和自然资源委员会组织有关单位开展了既有建筑加固改造设计和过程监管方面的专项研究。在广泛征求意见的基础上，经专家评审和报批程序，形成本导则，作为北京市既有建筑结构加固改造设计和施工图审查（检查）的指导性文件。

导则共分 14 章，主要内容有：1 总则；2 术语；3 基本规定；4 设计对检测鉴定的要求；5 既有建筑抗浮；6 加固改造设计；7 消能减震和隔震加固设计；8 既有住宅加装电梯设计；9 既有住宅不入户加固设计；10 既有建筑增层设计；11 “四新”技术应用与特殊结构加固改造设计专项论证要求；12 与人防工程交界位置加固改造要求；13 加固改造设计对施工的要求；14 施工图设计文件编制要求。

本导则自发布之日起试行。

主编单位：北京市规划和自然资源委员会

参编单位：北京市建筑设计研究院股份有限公司

中国建筑科学研究院有限公司

中国建筑设计研究院有限公司

中设安泰（北京）工程咨询有限公司

北京建院工程咨询有限公司

北京市施工图审查协会

编制负责人：陈少琼 牛 锐

主要编制人：罗 威 侯春源 李云鹏 徐 斌 苗启松 尹保江 孙海林

（以下按姓氏笔画排序）

丁相宜 于子涵 方云飞 王春圆 史 杰 石 雷 刘明学 宋文晶 张 晔 张永刚 苏宇坤

李明娟 李 茜 呼 和 宗立阳 荆 涛 段世昌 逯 晔 彭永宏 甄 伟 閤东东

主要审查人：郁银泉 肖从真 陈彬磊 王昌兴 唐曹明 任庆英 张 轲 徐 浩

目 次

1 总 则	1
2 术 语	2
3 基本规定	5
3.1 一般规定	5
3.2 设计原则	10
3.3 抗震加固性能化设计目标和原则	15
4 设计对检测鉴定的要求	18
4.1 一般规定	18
4.2 检测	21
4.3 安全性鉴定	25
4.4 抗震鉴定	26
5 既有建筑抗浮	32
5.1 一般规定	32
5.2 整体抗浮加固	35
5.3 局部抗浮加固	37
6 加固改造设计	38
6.1 一般规定	38
6.2 地基基础	41
6.3 砌体结构	45
6.4 钢筋混凝土结构	47
6.5 钢结构	50
7 消能减震和隔震加固设计	52
7.1 一般规定	52
7.2 消能减震加固设计	53
7.3 隔震加固设计	63
8 既有住宅加装电梯设计	69
8.1 一般规定	69
8.2 独立式电梯结构	70
8.3 与既有住宅连接的电梯结构	71
9 既有住宅不入户加固设计	72
10 既有建筑增层设计	77
10.1 一般规定	77
10.2 向上增层设计	82
10.3 室内增层设计	86
10.4 地下增层设计	87
11 “四新”技术应用与特殊结构加固改造设计专项论证要求	91
11.1 “四新”技术应用设计专项论证要求	91
11.2 特殊结构加固改造设计专项论证要求	93
12 与人防工程交界位置加固改造要求	112
13 加固改造设计对施工的要求	117
14 施工图设计文件编制要求	122
14.1 一般规定	122

14.2 程序性文件要求.....	122
14.3 结构专业施工图深度规定	123
14.4 结构专业计算书深度规定	125
附录 A 历次规范混凝土标号和强度等级之间的关系	126
附录 B 专项论证参考样表	128

1 总 则

1.0.1 为科学指导既有建筑加固改造，提升建筑的安全性、适用性与可持续性，规范既有建筑加固改造设计和施工图审查（检查）行为，遵循技术可靠、安全适用、经济合理、质量可控原则，制定本导则。

1.0.2 本导则适用于北京市行政区域内既有建筑的加固、改造工程设计。

[条文说明]本导则是针对北京地区既有建筑的特点，结合现行标准编制而成的用于指导北京地区房屋建筑的加固改造设计的规范性文件，加固改造包括但不限于以下类型：（1）因功能变更（如办公改商业、酒店改养老院、厂房改创意空间）或品质提升（如加装电梯、消防改造）等引起的结构加固改造；（2）使用年限接近或超过设计工作年限，需继续使用的加固；（3）因现行规范抗震设防标准提高而进行的抗震加固；（4）自然灾害或事故损伤后的修复加固；（5）危险建筑的永久性加固解危。

本导则中所述的既有建筑加固改造包含了既有建筑的整体结构加固改造、局部结构加固改造，以及内部装修改造工程（涉及结构变动）等类型。

涉及历史建筑的结构加固改造，除应符合本导则规定外，尚应满足本市其他关于历史建筑的相关要求。

本导则的适用对象不包括文物建筑、农村自建房屋、临时建筑，但其原则、思路和有关技术可作为参考。

1.0.3 既有建筑加固改造工程除应符合本导则规定外，尚应符合国家、行业及北京市相关标准的规定。

2 术语

2.0.1 既有建筑

具有合法手续的，已建成可以验收的或已投入使用的建筑。

[条文说明] “既有建筑”定义与《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 基本保持一致，但增加了“具有合法手续”的限制。“具有合法手续”即合法取得主管部门批准的《建设工程规划许可证》《建筑工程施工许可证》《不动产权证书》或“政府主管部门批准文件”之一的建设项目。“可以验收”是指具备验收条件，但尚未竣工验收的项目，此说法将某些特殊情况涵盖其中；“已投入使用”隐含着可能未通过工程验收而投入使用。包括：(1) 正常验收并投入使用的建筑；(2) 正常验收但未投入使用的建筑；(3) 未验收未投入使用但满足验收条件的建筑；(4) 未验收但已经投入使用的建筑；(5) 已经投入使用但现在不能使用的建筑（危险房屋）。

这里强调既有建筑必须“具有合法手续”，这是在城市更新的过程中规避违法建设风险的核心前提。

2.0.2 既有建筑结构加固

对可靠性不足或业主要求提高可靠度的承重结构、构件及其相关部分采取增强、局部更换或调整内力等措施，使其具有现行标准及业主所要求的安全性、耐久性和适用性。

[条文说明] “既有建筑结构加固”定义与《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 中“结构加固”的定义保持一致。

“既有建筑结构加固”包括结构安全性加固和抗震能力加固，系指使结构满足现行标准的安全性、耐久性和适用性要求，及抗震性能要求所进行的设计及施工，分为结构整体加固和局部加固。“业主”指产权人或产权人授权的委托方。“承重结构”包括不承担竖向荷载的纯抗侧力结构。“现行标准”为必须满足的底线要求，业主要求可高于现行标准。

2.0.3 既有建筑结构改造

因改变使用功能，延长工作年限，扩建、改建、加固等需要，对既有建筑结构或构件进行相应处理等广义工程活动的总称。

2.0.4 既有建筑结构维护

使既有建筑结构保持或恢复原有使用功能和结构安全性而进行的维修和保护等工程行为的总称。

[条文说明] 在《既有建筑维护与改造通用规范》GB 55022 的基础上调整，原文定义为“修缮”，本导则强调结构和构件的维修和保护。

2.0.5 检测

对建设工程的材料、构配件及工程实体质量等进行测试，以确定其质量特性的活动。

2.0.6 安全性鉴定

对不包括地震作用效应组合的既有建筑结构承载力和结构整体稳定性等所进行的调查、检测、验算、分析和评定等活动。

[条文说明]本导则中的“安全性鉴定”是指在永久荷载和可变荷载作用下承载能力的安全性鉴定,包括地基基础和结构的承载力、构造、不适于承载的变形、裂缝等鉴定内容,以确定其可靠性指标是否满足《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021、《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292、《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144 等规范标准的相关规定。

本导则条文中出现的“静载下的承载能力”或“承载能力”,一般情况下,是指结构在永久荷载和可变荷载作用下的承载能力,与《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 中表达相一致。

2.0.7 抗震鉴定

通过检查既有建筑的设计、施工质量和现状,按规定的抗震设防要求,对其在地震作用下的安全性进行评定。

[条文说明]检测机构出具的抗震鉴定报告仅针对既有建筑现状,改造后的既有建筑抗震性能,设计单位应进行二次鉴定,以确定需要加固的构件。

本条所指的“二次鉴定”是设计单位在设计阶段根据既有建筑改造后的功能和要求,按现行鉴定标准对结构性能进行的复核,与行政法规定义的“鉴定”活动有所区别。

2.0.8 后续工作年限

结构、构件经加固后无需重新进行检测鉴定即可按预定目的使用的年数。

[条文说明]《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021-2021 在第五章既有建筑抗震鉴定中采用的是“后续工作年限”,在第六章既有建筑加固中采用的是“加固设计工作年限”。

“加固设计工作年限”一般情况下与鉴定的“后续工作年限”相同,当有条件时,“加固设计工作年限”可以高于鉴定的“后续工作年限”。

2.0.9 加固设计工作年限

加固设计规定的结构、构件加固后无需重新进行检测、鉴定即可按其预定目的使用的时间。

[条文说明]“加固设计工作年限”定义与《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 的定义保持一致。“加固设计工作年限”与“后续工作年限”相关,但含义不同,“后续工作年限”不应小于既有建筑的剩余工作年限,“加固设计工作年限”不应小于“后续工作年限”,且不小于 30 年。

2.0.10 附加框架

为设置消能器而新增的框架。

[条文说明]附加框架系为保证消能减震装置有效发挥效能而新增的框架,与既有框架连接,只承受自重和地震作用下所分担的内力。其抗震验算应按现行国家标准《建筑抗震设计

标准》GB/T 50011 及相关标准的规定执行。附加框架与既有框架可通过后锚固连接销键进行连接，附加框架及其与既有框架的连接均需保证消能器在极限条件下能够正常发挥作用。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 既有建筑加固改造前，建设单位应明确改造后的使用功能、后续工作年限，并组织开展拟加固改造建筑的安全性、适用性和方案技术可行性的评估工作，包括搜集勘察设计资料、现场踏勘，开展检测鉴定、加固改造技术措施的合理性和可行性评估。

[条文说明]建设单位作为工程建设质量第一责任人，有义务在既有建筑加固改造前组织开展可行性评估，对改造前后的结构安全性进行评估，评估结果作为投资决策依据，明确改造后的使用性质和后续工作年限。加固改造设计单位应熟悉项目情况，如建造年代、结构形式、改造范围等，结合建筑改造要求，提出技术方案。

3.1.2 既有建筑维护、加固、改造应结合绿色建筑、降碳减排等要求，实现建筑性能和工作年限的提升，并应遵循下列原则：

1 加固后结构安全性能及抗震能力应有所提升，不应低于建设时标准的要求，且不低于 89 系列设计规范规定的性能水准；

2 新旧材料性能应匹配，加固措施与原结构协同受力，加固后结构的耐久性应满足后续工作年限要求；

3 优先采用可拆卸、可恢复、便于再次加固的技术；

4 宜进行全周期的成本分析，综合考虑施工便捷性、后期维护成本及再改造可能性。

[条文说明]本条旨在推动既有建筑加固改造工程与绿色低碳发展目标相结合，通过科学设计提升建筑安全性能、延长使用年限，同时兼顾资源节约与环境保护。适用于北京地区各类既有建筑的维护、改造及加固工程，尤其针对 20 世纪 90 年代前建造的、原设计标准偏低的老旧建筑，明确其加固后的性能底线要求。

89 系列规范从可靠性设计理论出发，构建了我国建筑结构规范体系，并一直沿用至今，按照 89 系列规范设计的建筑的安全性和抗震性能是有基本保障的，在此以前的规范存在着一些不足。本条依据北京地方标准明确了北京地区加固改造的最低标准：89 系列规范（如《建筑结构设计统一标准》GBJ 68-84，《建筑结构荷载规范》GBJ 9-87，《建筑抗震设计规范》GBJ 11-89，《混凝土结构设计规范》GBJ 10-89，《砌体结构设计规范》GBJ 3-88、《建筑地基基础设计规范》GBJ 7-89）是我国首套基于可靠性理论编制的规范体系，其安全性和抗震性能要求为北京地区加固改造的最低标准。对于按 89 系列规范之前标准设计的建筑（如 20 世纪 80 年代及更早），加固后性能也不得低于 89 系列规范水准。

第 1 款规定了双重保障原则：加固后结构性能需同时满足“不低于建设时原标准”和“不低于 89 系列规范”的要求，取两者中较高标准执行。

第 2 款为新旧材料协同，并与后续工作年限相匹配的原则。加固材料（如碳纤维、高强灌浆料）的弹性模量、热膨胀系数等参数需与原结构材料（混凝土、砖砌体等）匹配，避免因刚度差异导致应力集中。优先选用与原结构设计工作年限相近的加固材料。

第3款强调宜考虑可拆卸与可恢复技术，便于未来再次改造时替换或升级。

第4款提出全周期成本分析原则，包含（1）初期成本：材料、施工及检测费用；（2）运维成本：后期检查、维护及局部更换费用；（3）再改造成本：未来功能调整时的拆改难度及经济性。

3.1.3 既有建筑改造和加固，应遵循先检测鉴定，后设计，再施工与验收的原则。

[条文说明]本条明确既有建筑结构维护、改造和加固工程实施的基本流程，强调“检测鉴定先行”的核心原则。对既有建筑进行结构维护前，应先进行检查与评估，必要时（例如发现危及使用安全的缺陷、变形和损伤时）进行检测鉴定；对既有建筑进行改造前，应根据改造要求和目标，对涉及结构安全的内容进行检查评估，必要时应进行检测鉴定。检测为鉴定和设计提供基础数据，而鉴定结论为建筑改造的可行性和经济性分析提供基本依据。这里并不要求鉴定机构进行可行性和经济性分析，鉴定结论仅作为后期相关研究和加固改造决策的依据。

检测鉴定报告是加固改造设计的依据之一，设计人员应踏勘现场、收集相关资料，以便对检测鉴定报告进行验证。

设计单位可依据检测鉴定报告中的检测数据，结合建筑改造方案，进行二次鉴定，并依据鉴定结果进行改造加固设计。

3.1.4 既有建筑的结构加固应包括安全性加固和抗震能力加固。

[条文说明]既有建筑的结构加固应同时考虑安全性加固和抗震加固，使其能承受正常施工和正常使用期间预期可能出现的各种作用。

安全性加固是指对不包括地震作用组合的承载力、稳定性和构造进行的加固。某些抗震加固工程，如仅进行抗震承载力和构造加固，可能存在不能满足正常使用的安全问题，如竖向荷载作用下承载能力不足、梁板挠度过大、混凝土开裂、钢筋锈蚀、钢构件变形或焊缝缺陷等问题，会影响到建筑的正常使用。加固改造中发现影响正常使用的安全问题时，应予以一并解决。因耐久性、变形等原因造成的结构构件损坏，需一并处理。

3.1.5 整体加固设计范围应为整栋建筑物或其中某个独立结构单元，对于因权属关系和使用功能要求确实难以一次实施的，应整体设计，可分期实施，先期实施的加固措施不应降低后续实施部分的安全性和抗震性能，并应进行专门研究论证。

[条文说明]本条旨在规范既有建筑加固改造设计的技术路径，确保加固工程在结构安全、抗震性能及使用功能上的合规性。当整栋建筑以变形缝（防震缝）分为若干独立的结构单元时，结构加固应按独立的结构单元进行设计，当建筑未设缝时，应进行整体加固设计。建筑结构为整体受力体系，仅局部加固可能导致内力重分布引发次生风险，故原则上应整体加固。对于因权属分割（如多产权建筑）、使用功能不可中断（如医院、商场）等客观原因，无法一次性实施时，给予了分步解决的途径。设计单位应在充分论证的基础上，提出分期实施加固的技术方案。

3.1.6 既有建筑局部改造时，应对因局部改造对整体结构产生的影响进行综合研判。在不降低整体结构的安全性和抗震性能的情况下，可对结构局部改造部位及其相关结构构件进行检测和安全性鉴定。鉴定不应低于原建造时施行的设计标准，且不低于 89 系列设计规范规定的性能水准。经鉴定需加固的构件，应按现行国家标准加固。

[条文说明] 本条针对既有建筑局部改造工程的特殊性，提出结构安全与抗震性能的底线要求，旨在通过局部鉴定与整体性能协同控制，避免因局部改造引发结构系统性风险。既有建筑的局部改造，一般指局部楼面水平构件增减、个别构件承载能力提升等。结合既有建筑结构的现状，经综合研判，确定对原有整体结构的抗震性能影响很小时，可仅进行局部结构安全性鉴定。

本条所指的局部改造，还需满足下列条件：(1) 不改变剩余设计工作年限；(2) 抗震设防类别未提高；(3) 不涉及抗侧力构件拆改；(4) 不涉及扩建和增层；(5) 不涉及大面积楼板拆除而导致平面不规则的情况。

既有建筑的局部改造，可仅取改造范围内的结构及其相关结构作为加固改造设计范围。“相关结构”是指内力可能因改造范围内的结构或荷载发生变化而随之变化的结构或构件。改造范围以外的不少于相邻一跨楼面结构、改造范围内的各层墙柱（至少包括改造所在楼层、相邻上一层以及下面各层的墙柱）和对应的基础均应考虑作为“相关结构”，必要时尚应对地基承载力进行复核。

3.1.7 既有建筑结构加固改造设计应计入场地、地基和基础的影响。新设基础时应考虑其对原基础及相邻周边既有建筑基础的影响。除应满足地基承载力要求外，必要时尚应进行地基变形验算，同时应评估新设基础和结构施工的影响。

[条文说明] 本条针对既有建筑加固改造中新增基础的复杂工况，提出地基承载力、变形协调及环境影响的全方位控制要求，旨在避免因新设基础施工或荷载变化导致原结构及相邻建筑沉降、倾斜或开裂等次生灾害，降低城市更新中与改造建筑相邻的建筑的受损风险。

既有建筑所处场地的稳定性不满足要求，或加固改造对邻近边坡的稳定性产生影响时，应先对场地进行综合治理，达到稳定要求后方可施工。临近有新建建筑、深基坑开挖、新建地下工程基础埋深大于既有建筑基础埋深及邻近边坡时，应对既有建筑进行地基稳定性验算。既有建筑地基基础不满足要求时，优先采取减轻自重、提高上部结构抵抗不均匀沉降能力等措施，减少地基基础的加固工程量。

3.1.8 带地下室的既有建筑或地下既有建筑在结构加固改造前，应评估抗浮设防水位变化，以及抗浮设防水位变化对建筑抗浮安全的影响，必要时采取相应的抗浮措施。

[条文说明] 近年来，北京市地下水位上升较快，原勘察报告提供的抗浮设防水位与当前的实际情况可能不符，特别是原设计采用了“抗浮水位咨询报告”结论，降低了抗浮设防水位的既有建筑，建设单位应委托勘察单位对抗浮设防水位进行重新评估，设计单位按评估后的抗浮设防水位对既有建筑的抗浮稳定性进行复核，不满足的应采取抗浮措施。抗浮稳定性

满足要求的既有建筑,也应对地下室底板和外墙的承载力和变形进行复核计算,不满足规范要求的应采取有效措施进行加固。

3.1.9 加固改造设计应考虑施工顺序和施工工艺特点,明确施工要求,对加固过程中可能出现倾斜、失稳、过大变形或坍塌的结构,应在加固设计文件中提出相应的安全措施,并在设计文件中注明涉及危险性较大工程的部位和环节,提出保障周边环境安全和施工安全的要求。

[条文说明]既有建筑的加固,特别是改造设计,与施工方法、施工顺序紧密相关,结构在拆改和加固施工过程中容易出现危险情况,设计文件中要明确结构构件的拆除顺序、加固和改建顺序,保证施工过程中的结构稳定性和安全性。必要时要做施工模拟分析。

在设计文件中应注明既有建筑加固改造中涉及危险性较大工程的重点部位和环节,提出保障工程周边环境安全和工程施工安全的要求。根据《危险性较大的分部分项工程安全管理规定》(2018年建设部令第37号公布、2019年建设部令第47号修改)、《住房和城乡建设部办公厅关于实施〈危险性较大的分部分项工程安全管理规定〉有关问题的通知》(建办质〔2018〕31号文)、《北京市房屋建筑和市政基础设施工程危险性较大的分部分项工程安全管理实施细则》京建法〔2019〕11号的相关规定制定本条款。

3.1.10 既有建筑结构加固改造设计存在下列情形之一的,在施工图设计文件技术审查(检查)之前,应对检测鉴定报告和结构加固改造方案进行专门研究和论证:

- 1 现行国家、行业和地方标准未涉及的结构体系和加固技术;
- 2 砌体或多高层钢筋混凝土结构上部新增两层及以上钢结构的;
- 3 加固改造后主体结构体系发生改变,且超出现行国家、行业和地方标准规定的;
- 4 结构加固改造设计采用“四新”技术的项目,以及特殊结构加固改造设计,实施前应进行专项论证,具体要求应符合本导则第11章的相关规定。

[条文说明]既有建筑结构加固改造边界条件复杂,当技术方案选择不当时,既会留下安全隐患,又会给产权人或委托方造成资金和时间成本的浪费。施工图设计前期应重视结构加固改造方案的论证。对于本条中所列的无设计和审查(检查)标准的项目,建设单位会同加固改造设计单位组织专家对结构加固改造方案和检测鉴定报告进行充分论证。

论证专家应具备正高级技术职称,专家组组成应不少于5人,其中参加过结构加固改造设计相关国家标准或地方标准的主要编制人不少于1人,施工图审查机构结构专业技术审查人员1人。

加固改造中存在下列情形的,设计单位应进行充分论证,必要时由建设单位组织专家评审后方可实施:(1)原结构体系为砌体结构、混凝土结构、钢结构等不同结构体系混合使用的;(2)同一结构单元不能同期加固改造,需要分期实施的;(3)拟采用隔震、减震技术进行加固改造的;(4)对特别不规则建筑进行整体结构改造的;(5)改造后形成特别不规则建筑的。砌体结构、混凝土结构、钢结构等不同结构体系混合使用时,各部分动力特性不一致,

相连部位受力复杂,需要考虑相互间的不利影响,在鉴定报告中应反映其结构体系的不合理性,给出尽可能消除其抗震不利因素的建议,加固方案设计阶段应进行可行性和论证。同一结构单元不能同期加固改造,需要分期实施的项目,应论证先期加固部位加固后对整体抗震性能的影响,特别是对未加固部分的不利影响,在不降低整体抗震性能,保证未加固部分的结构安全的前提下方可实施分期加固。拟采用隔震、减震技术进行加固改造的项目按《建设工程抗震管理条例》(中华人民共和国国务院令 第 744 号)第二十一条的相关规定执行。特别不规则的多层建筑,由加固设计单位针对不规则项采取针对性措施,并论证措施的有效性和可行性。特别不规则的高层建筑应执行《超限高层建筑工程抗震设防管理规定》(中华人民共和国建设部令 第 111 号)的相关规定。

北京市行政区域尚存的既有特殊结构类型建筑,其结构性能和可靠性指标与现行标准存在较大差异。因其加固设计难度大、审查(检查)无标准,故应在方案设计阶段进行充分研究和论证。本导则中的特殊结构指现行国家、行业 and 北京地方标准未涉及的既有结构,包括:振动砖墙板、粉煤灰硅酸盐墙板结构,内浇外砌、内浇外挂结构,盒子结构,小梁砖拱楼盖房屋,整体装配式预应力混凝土板柱结构等,相关论证要求详见本导则第 11 章。

历史建筑项目保护设计方案中,仅保留外立面形式,内部重新设计的,如果体现历史建筑核心价值的外围护结构和构件自承重,不参与整体结构抗侧力时,可不进行特殊结构加固改造设计专项论证,按现行规范设计。

3.1.11 通过超限审查的既有超限高层建筑进行加固改造时,其改造后涉及新增不规则项,或加重原有不规则程度,结构体系有明显改变,或者抗震设防类别提高的,应重新进行超限高层抗震设防专项审查。

[条文说明]1997 年 12 月 23 日建设部颁布《超限高层建筑工程抗震设防管理暂行规定》(建设部令 第 59 号),并于 1998 年 1 月 1 日起施行。《超限高层建筑工程抗震设防管理规定》(建设部令 第 111 号)2002 年 9 月 1 日正式实施,超限高层建筑工程抗震设防专项审查作为行政许可事项。

超限审查原则上界定为新建、改建、扩建工程,如既有超限高层建筑的结构体系基本没有变动、使用功能调整不涉及抗震设防类别提高、加固改造后未增加不规则项或加重不规则程度的,可不进行超限审查。

在上述规定实施之前建造的未经超限审查的既有超限高层建筑,结构改造不应加重其不规则程度、增加不规则项,且须按《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》的相关要求补充验算并采取适当加强措施。

对于不超限的既有高层建筑,改造时应严格控制其结构规则性,不应使其成为超限结构。

3.1.12 不满足鉴定要求的隔墙、女儿墙、出屋顶烟囱等非结构构件,应采取加强措施。

[条文说明]隔墙无拉结或拉结不牢时,可采用镶边、埋设钢夹套、锚筋或钢拉杆加固;隔墙过长、过高时,可采用钢筋网砂浆面层进行加固。

3.1.13 当建筑附属机电设备的基座、建筑附属机电设备的连接件和设备支吊架不满足鉴定要求时，应采取加强措施。

3.2 设计原则

3.2.1 既有建筑结构加固改造设计应明确改造后的用途、使用环境、后续工作年限和加固设计工作年限，并应符合下列原则：

1 结构加固设计工作年限，应由建设单位、产权人或委托方与设计单位共同商定，且不应低于剩余工作年限；

2 结构整体加固改造的设计工作年限不应低于 30 年；

3 结构的加固材料中使用结构胶粘剂或其他聚合物成分时，材料性能检验、工作状态检查应根据加固设计工作年限确定，并应符合现行标准的耐久性要求。结构加固宜优先使用无机材料；

4 在后续工作年限内，未经技术鉴定或设计许可，不得改变加固后结构的用途和使用环境；后续工作年限到期后，当重新鉴定认为该结构工作正常，可适当延长其工作年限。

[条文说明]本条旨在规范既有建筑加固改造的年限设定与材料选择原则，确保加固工程在全生命周期内的安全性与可持续性。整体加固改造当涉及延长剩余设计工作年限时，应对原结构主要材料及构件的耐久性进行评估。

本条第 1 款“共同商定”的意义是可采取比国家标准要求更高的标准；第 2 款明确，即使不延长后续工作年限，加固设计采用的设计工作年限也不得低于 30 年。

3.2.2 当判断既有建筑是否需要加固时，结构计算采用的荷载与设计参数，可按下列原则确定：

1 当为鉴定结构、构件在加固设计工作年限内的安全性时，应按不低于建造时的荷载规范和设计规范取值，且不低于 89 系列设计规范的要求；

2 当为结构加固、因用途改变引起增加荷载或延长工作年限的目的而鉴定结构、构件的安全性时，一般情况下，应在调查结构上实际作用的荷载及拟新增荷载的基础上，按现行标准的规定取值。

[条文说明]本条与《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 第 4.2.2 条的第 1、2 款基本保持一致。对 GB 55021 中“改变用途”的理解，应重点关注结构荷载是否出现较大变化或是否提高了抗震设防类别。为了促进城市更新的顺利推进，本着“尊重历史、实事求是”的精神，在保证改造项目的安全度不低于原建造时施行标准的前提下，当改变用途导致活荷载增加时，如不延长设计工作年限、不提高抗震设防类别，在不降低原主体结构可靠性及综合抗震性能的前提下，应允许按不低于原建造时的标准进行改造，但不得低于 89 系列规范要求。比如，对于 2001 年及以前，按 89 抗震规范设计的宾馆客房，按 87 荷载规范，旅馆的楼面均布活荷载标准值为 1.5（单位 kN/m²，下同此），现改为一般办公室，不延长设计

工作年限。办公室的活荷载标准值，规范历次版本的变化较大（按规范 GBJ 9-87、GB 50009-2001、GB 55001-2021 依次为 1.5、2.0、2.5），若按现行规范的 2.5 进行鉴定，加固量一般偏大，若经调查并与产权人或委托方确认，办公室改造方案仅为简单装修，仅布置少量的办公家具，实际使用活荷载不大于 87 荷载规范时，在控制使用活荷载的条件下，应允许按不低于 87 荷载规范、89 抗震规范等标准确定活荷载取值和设计参数，按上述原则鉴定后仍需加固的构件，相关荷载和设计参数的取值，应按现行标准确定。

设计总说明应注明采用的荷载取值作为后续使用的荷载限值，以确保设计意图得以贯彻，避免后期超载使用。

此处鉴定为设计单位进行的“二次鉴定”。相关技术要求区分了两种情况：一是不改变使用功能、不延长工作年限的，允许按不低于建造时标准进行鉴定，但不低于 89 系列规范的性能要求；二是加固改造、改变使用功能或延长工作年限的，按现行标准执行。这与国家标准 GB 55021 的精神完全一致，并更具操作性。

3.2.3 结构和构件正常使用极限状态下的验算，荷载及荷载组合应符合下列规定：

1 加固设计工作年限为 50 年时，应按国家现行标准的规定执行；

2 加固设计工作年限少于 50 年时，原结构构件验算时的荷载与荷载组合，不宜低于国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012 的规定，且不应低于建造时标准的规定；

3 新增结构构件和加固构件的荷载与荷载组合应满足现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001、《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068 等的要求。

3.2.4 后续工作年限少于 50 年的结构抗震验算时，重力荷载代表值对应的荷载效应可按《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012 计算，且不应低于建造时的设计标准；后续工作年限为 50 年时，原结构及构件的抗震验算应符合现行国家标准《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021、《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 等的规定。

[条文说明]根据北京地区的经验，除后续工作年限50年的建筑以外，将《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012作为荷载及组合取值的标准是适当的。

结构作用分项系数：对于2019年及以前建造的不应低于当时实施的《建筑结构荷载规范》GB 50009的规定；对于2019年至2021年期间设计建造的应符合现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068的规定；对于2022年及以后设计建造的应符合现行国家规范《工程结构通用规范》GB 55001的规定。

地震作用：抗震鉴定类别为A类、B类建筑（2001系列规范实施之前设计建造的）的地震作用计算应符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023的规定，对于采用2001系列规范标准，在2016年之前设计建造的抗震鉴定类别为C类的既有建筑，地震基本加速度按现行国家标准，场地特征周期可按建造期标准确定；对于2016年之后设计建造的C类建筑抗震鉴定，应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011的规定，2022年及以后设计建造的C类建筑尚应符合现行国家规范《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002的相关规定。

验算时尚不应低于建造时施行的设计标准,例如,2022年按通用规范设计的建筑,在2027年因改造而进行抗震加固,剩余工作年限45年,后续工作年限不延长时,其结构验算尚应满足通用规范的要求。

如果特征周期值按建造时执行的设计标准取值,又考虑后续工作年限的因素对水平地震影响系数最大值进行折减,可能导致结构实际承担的地震作用水平低于原建造时的设计要求,为避免这种情况出现,因此规定不能低于建造时施行的标准。

表3.2.4-1 分项系数

荷载类别	TJ 9-74	GBJ 9-87	GB 50009-2001	GB 50068
			GB 50009-2012	GB 55001
永久荷载	—	1.2 (不利)	1.2 (不利)	1.3 (不利)
			1.35 (永久荷载效应控制)	
可变荷载	—	1.4 (一般)	1.4 (一般)	1.5
		不小于 4kN/m ² 时, 取 1.3	不小于 4kN/m ² 时, 取 1.3	
预应力作用	—	—	1.2	1.3

TJ 9-74规范中无荷载分项系数的具体规定,该规范主要基于容许应力法或单一安全系数设计,未引入分项系数概念。而TJ 10-74规范中规定了不同材料的强度安全系数,其中钢筋混凝土及预应力混凝土结构构件强度设计安全系数K,由基本安全系数和附加安全系数的乘积组成。

表3.2.4-2 TJ 10-74 钢筋混凝土结构构件的强度设计安全系数

项次	受力特性	基本安全系数	
		钢筋混凝土	预应力混凝土
1	轴心受拉、受弯、偏心受拉构件	1.40	1.50
2	轴心受压、偏心受压构件、斜截面受剪、受扭、局部承压	1.55	

表3.2.4-3 TJ 10-74 钢筋混凝土及预应力混凝土结构构件的附加安全系数

项次	选用条件		附加安全系数
1	一般构件		1.00
2	薄腹大梁、直接承受重级工作制吊车的构件		1.05
3	屋架、托架	钢筋混凝土下弦及钢丝、钢绞线的预应力混凝土拉杆	1.10
		其他构件	1.05~1.10
4	承受风荷载为主的高耸结构		1.05~1.10
5	承受静水压力的水池等荷载变异较小的结构		1.0~0.9
6	缺乏实践经验的新结构以及荷载变异较大的结构		酌取大于 1.0 的数值

表3.2.4-4 地震与风荷载组合分项系数

荷载类别	《抗规》GB 50011-2010 (2016 版)	《抗通规》GB 55002-2021	变化说明
重力荷载分项系数 γ_G	1.2 (不利时) / ≤ 1.0 (有利时)	≥ 1.3 (不利时) / ≤ 1.0 (有利时)	不利情况提高至 1.3
水平地震作用分项系数 γ_{Eh}	1.3	1.4	提高 0.1
竖向地震作用分项系数 γ_{Ev}	1.3 (主) / 0.5 (次)	1.4 (主) / 0.5 (次)	主作用提高至 1.4
风荷载分项系数 γ_w	1.4	1.5	提高 0.1
风荷载组合值系数 ψ_w	0.0 (一般) / 0.2 (控制作用)	同左	无变化

3.2.5 应根据结构安全性鉴定及抗震鉴定的结果，按照建筑后续使用功能同时进行安全性加固设计和抗震加固设计，并符合下列规定：

- 1 根据既有建筑的后续使用功能按现行《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 确定抗震设防类别；
- 2 根据现行设计标准确定抗震设防烈度及设计基本加速度；
- 3 按照结构改造后的状态建立整体计算模型，进行结构分析并应考虑结构施工顺序的影响，不满足要求的结构和构件应进行针对性的加固；
- 4 根据改造加固设计工作年限，确定相应的设计标准和参数，在条件许可的情况下应适当提高房屋的抗震能力和耐久性。局部新增结构和构件的抗震构造措施应满足现行《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的要求。

[条文说明]本条所指的“鉴定”是加固设计单位按既有建筑的后续功能和加固设计工作年限，根据检测结果，按现行《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 和《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689 的要求进行的计算分析，以判断结构和构件是否需要加固。对于结构构件的承载力设计值略小于内力组合设计值与结构重要性系数（非地震组合）或抗震鉴定承载力调整系数（地震组合）的乘积，但承载力评定满足《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/T 637 中安全性鉴定等级 b_u 级和抗震鉴定等级 b_u 级的要求的，可不采取加固措施。需要说明的是，设计单位完成的“鉴定”工作系指设计阶段的结构性能复核，与行政法规定义的“鉴定”活动有所区别。

本条旨在强化既有建筑结构加固改造中抗震性能提升的强制性要求，确保改造后的建筑满足未来的抗震安全需求，并强调安全性加固设计与抗震加固设计应同时进行。抗震加固设计时，当场地特征周期采用建设时参数时，水平地震影响系数最大值不应折减。

3.2.6 既有建筑的加固设计工作年限和建筑类别，应根据其建造年代、原设计标准及剩余工作年限，按下列规定确定：

- 1 20 世纪 90 年代以前建造的可继续正常使用的既有建筑，加固设计工作年限不得少于 30 年，本导则称 A 类建筑；当加固设计工作年限采用 40 年时，称 B 类建筑；
- 2 在 20 世纪 90 年代，按 89 系列规范设计、建造的既有建筑，加固设计工作年限宜为 40 年，本导则称 B 类建筑；当需达到本条第 3 款的更高抗震性能时，称 C 类建筑；
- 3 在 21 世纪，按当时施行的系列规范设计、建造的既有建筑，本导则称 C 类建筑，其加固设计工作年限不得少于原设计剩余工作年限，且应符合下列规定：
 - （1）剩余工作年限 40 年以内（含 40 年）的既有建筑，其加固设计工作年限宜为 40 年；
 - （2）剩余工作年限 40 年以上的既有建筑，加固设计工作年限可为剩余工作年限或 50 年。

[条文说明]本条的“抗震加固设计建筑类别”与《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689 保持一致，与《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 的“鉴定类别”相协调。

3.2.7 既有建筑抗震加固验算和措施应符合下列规定：

1 加固设计工作年限 50 年的结构，材料性能设计指标、地震作用、地震作用效应调整、结构构件承载力抗震调整系数均应按《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 等国家现行标准的有关规定执行；

2 加固设计工作年限少于 50 年的结构，可按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023、北京市地方标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB 11/T 637、《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689 的相关规定进行抗震验算；

3 加固设计工作年限少于 50 年的结构，不应低于表 3.2.7 相应标准。

表3.2.7 加固设计工作年限少于50年的既有建筑抗震加固设计标准

建造年代	原建造时施行的标准	加固设计工作年限	本导则简称	抗震鉴定及加固设计采用的标准
20 世纪 90 年代之前	78 规范或之前的标准	30	A 类	《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB 11/T 637
		40	B 类	《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 的 B 类
20 世纪 90 年代	89 规范	40	B 类	《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 的 B 类
21 世纪	01 规范及之后施行的标准	40	C 类	《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB 11/T 637
		41~49	C 类	

[条文说明]本条规定了既有建筑抗震加固设计的原则，核心是根据建造年代匹配设计标准，平衡安全性与经济性。

(1) 后续工作年限 50 年：

要求全面执行现行《建筑抗震设计标准》GB/T 50011；

(2) 后续工作年限少于 50 年：

1) 抗震设防烈度、抗震设防类别按现行标准，特征周期允许按建造时规范取值（场地条件未变化时可延续历史数据）；

2) 其他抗震验算规定按照建设时期设计标准采用，但 90 年代之前建造的既有建筑不应低于 89 抗震规范的设计要求。

3.2.8 既有建筑改造设计采用的结构计算模型，应符合结构的实际受力和构造状况，必要时应计入由温度、变形、施工次序等产生的影响，相关参数、系数按下列规定采用：

1 结构、构件的尺寸，对原有部分应采用原设计值或实测值；

2 原构件材料的强度取值，当原设计文件有效，且材料性能无明显退化时，可采用原设计值，必要时也可采用检测结果推定值；

3 结构荷载设计值无法确定的，应经调查或检测确定。经鉴定需加固的构件和新增构件，荷载及分项系数的取值应按现行国家标准确定。

[条文说明]既有建筑结构材料的设计强度，当资料完整且经验证性检测合格后方可采用原设计值，否则应采用检测结果推定值。原结构混凝土强度等级取值，当采用现场检测结果推定时，一般情况下，混凝土强度等级不宜超过原设计取值 5MPa，不应超过原设计取值 10MPa。

3.2.9 既有建筑进行扩建时，应将原结构和扩建部分按实际情况，建立整体计算模型，按现行标准进行验算。

[条文说明]本条特指既有建筑在改造过程中，在水平方向进行了扩建，增加了建筑面积、新增结构构件的情况。新建部分与既有建筑无法脱开时，应建立整体计算模型，按现行标准进行整体分析。

3.2.10 采用改变结构体系的加固方法时，应满足下列要求：

- 1 应按加固后的新结构体系进行验算；
- 2 新增的构件应与既有结构可靠连接，且连接构造不应过多削弱原构件的承载能力；
- 3 改变结构体系的加固设计，应计入新体系对既有建筑上部结构和地基基础的影响。

[条文说明]采用改变结构体系的加固方法时，应符合以下要求：

(1) 采用改变结构体系的加固设计时，应考虑结构、构件、节点、支座中的内力重分布与二次受力；

(2) 采用调整内力的方法加固结构时，应在加固设计图中规定调整内力或位移的限值及允许偏差，并应规定其监测部位及检验方法；

(3) 采用增设支点的方法改变结构体系时，应根据被加固结构的构造特点和工作条件，选用刚性支点加固法或弹性支点加固法；

(4) 钢结构采用预应力进行改变结构体系的加固时，其设计应符合《钢结构加固设计标准》GB 51367 的规定。

3.3 抗震加固性能化设计目标和原则

3.3.1 采用混凝土结构、钢结构、钢—混凝土组合结构等结构类型的既有建筑，当采用常规加固方法难以满足有关规范的抗震构造要求时，可采用性能化方法进行加固设计，抗震性能目标不应低于《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 的规定。

[条文说明]本条旨在为复杂或特殊既有建筑的抗震加固提供灵活性解决方案，通过设定差异化的抗震性能目标，突破常规加固的局限性，实现安全性与经济性的平衡。

3.3.2 各性能水准的结构抗震性能应符合表 3.3.2 的规定。

表 3.3.2 各性能水准结构预期的震后性能状态

性能水准	宏观损坏程度	损坏部位		继续使用可能性
		竖向构件	水平构件	
1	无损坏	无损坏	无损坏	不需修理即可继续使用
2	轻微损坏	无损坏	轻微损坏	稍加修理即可继续使用
3	轻度损坏	轻微损坏	轻度损坏	一般修理后可继续使用
4	中度损坏	轻度损坏	中度损坏	修复后可继续使用
5	比较严重损坏	中度损坏	比较严重损坏	需排险加固

[条文说明]本条抗震性能水准指标依据行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010，损坏程度与国家标准《建筑抗震韧性评价标准》GB/T 38591-2020中的损伤状态基本一致。实际应用中需结合规范要求、非线性分析及工程经验，合理匹配目标与性能水准，优先控制竖向构件损伤以保障整体抗倒塌能力。

3.3.3 结构性能水准的宏观损坏程度与楼层层间位移角限值、构件抗震承载力的对应关系见表 3.3.3-1；以层间位移角来量化性能目标时，结构竖向构件各性能水准的最大层间位移角可按表 3.3.3-2 采用。

表 3.3.3-1 抗震加固各性能水准的层间位移指标和构件抗震承载力要求

性能水准	宏观损坏程度	楼层层间位移角	承载力	
			竖向构件	水平构件
1	无损坏	$\leq[\Delta u_e]$	设计值	设计值
2	轻微损坏	$(1.0\sim1.5)[\Delta u_e]$	小于标准值	标准值
3	轻度损坏	$(1.5\sim2.0)[\Delta u_e]$	标准值	小于极限值
4	中度损坏	$(2.0\sim4.0)[\Delta u_e]$	极限值	极限值
5	比较严重损坏	$\leq0.9[\Delta u_p]$	极限值下降 10%	极限值下降 10%

注：1 区间符号“（）”表示不包括下限数据，“[]”表示包括上限数据。

2 $[\Delta u_e]$ 为弹性层间位移限值， $[\Delta u_p]$ 为弹塑性层间位移限值。

表 3.3.3-2 结构不同性能水准对应的最大层间位移角

性能水准 结构类型	1 无损坏	2 轻微损坏	3 轻度损坏	4 中度损坏	5 比较严重损坏
钢筋混凝土框架结构	1/550	1/350	1/250	1/120	1/60
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒结构	1/1000	1/650	1/500	1/250	1/135
钢筋混凝土框架—抗震墙、 板柱—抗震墙、框架—核心筒	1/800	1/530	1/400	1/200	1/110
钢结构	1/300	1/200	1/150	1/100	1/55
钢框架—钢筋混凝土核心筒、 型钢混凝土框架—钢筋混凝土核心筒	1/800	1/530	1/400	1/200	1/110

[条文说明]现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011将结构遭遇地震时的破坏状态划分成基本完好（含完好）、轻微损坏、中等破坏、严重破坏和倒塌5个等级，并相应给出了变形参考值。本导则依据GB/T 50011的有关规定，同时参考《建筑消能减震加固技术规程》T/CECS 547-2018表3.1.4-1，对不同结构类型各性能水准对应的楼层最大层间位移角进行了详细规定。罕遇地震下的结构弹塑性分析应采用时程分析法，并应至少采用3条《建筑工程减隔震技术规程》DB11/ 2075-2022附录E给出的地震波。

进行罕遇地震下结构的承载力及变形能力复核时，地震加速度时程的最大值不应考虑后续工作年限缩短的影响采用多遇地震对应的折减系数。考虑到结构性能不低于建造时的标准是加固改造的基本原则，由于罕遇地震分析不考虑材料分项系数、荷载分项系数，且不考虑内力调整等抗震措施，各版本抗震规范的可靠性无明显变化，因此罕遇地震下不应折减峰值加速度。场地特征周期可按建造期设计标准取值，且应考虑罕遇地震的影响，增加0.05s。

3.3.4 既有建筑加固改造后，罕遇地震作用下层间位移角小于表 3.3.3-2 性能水准 5 一个等级时，抗震构造措施可按降低 1 级考虑。

[条文说明]本条依据《既有建筑抗震加固技术规程》DB 11/T 689 和《建筑消能减震加固技术规程》T/CECS 547 给出。当技术条件限制，抗震构造措施确有需要降低两级时，应专门研究和论证。

3.3.5 结构构件承载力不小于 2 倍多遇地震作用组合下的内力时，该构件的抗震构造措施可按抗震等级降低 1 级考虑。

[条文说明]依据现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011的有关规定给出。当技术条件限制，抗震构造措施确有需要降低两级时，应专门研究和论证。

3.3.6 本导则中规定的需要进行专门研究和论证的既有建筑加固改造设计，宜采用抗震性能化设计方法进行复核。

[条文说明]需要专门研究和论证的既有建筑加固改造设计，均应执行《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 关于抗震性能化设计的相关规定，利用计算机进行结构抗震分析应采用不少于两个合适的不同力学模型，进行对比分析。具体专门研究和论证内容、方法和要求，可参照《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》的相关规定。

4 设计对检测鉴定的要求

4.1 一般规定

4.1.1 检测鉴定报告作为加固改造设计的依据，应能反映建筑的实际状况，且合法有效。

[条文说明]检测鉴定报告的有效期并无明确界定。一般情况下，检测鉴定的合同有效期为一年，在此期间，可作为加固改造设计的依据。有时，改造项目因审批流程等原因时间较长，造成开始设计时检测鉴定报告出具的时间已经超过一年，此时当受检建筑物无地基不均匀沉降、倾斜、钢结构或钢筋严重锈蚀、受力引起的开裂等，或者虽有倾斜、开裂但处于稳定状态，短时间恶化的可能性较小，且所涉及的国家、行业和地方标准无显著变化，该鉴定报告的有效期可适当延长，设计单位认为有必要时，可要求重新进行检测鉴定。

鉴定报告出具单位应为在北京市住建委登记备案的单位，鉴定报告应为通过北京市住建委网站下载并带有二维码的报告。

《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 规定，既有建筑应同时进行安全性鉴定和抗震鉴定。《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292 的鉴定内容包括安全性鉴定、使用性鉴定和适修性评估，其中安全性鉴定属于承载能力极限状态的鉴定，而使用性鉴定属于正常使用状态的鉴定，不能用单独出具的使用性鉴定代替安全性鉴定，以免造成安全事故。

由于安全性鉴定系按照现行规范的要求进行，造成部分既有建筑的安全性鉴定评级为 C_{su} 级或 D_{su} 级，为了解该既有建筑的危险程度，对于安全性鉴定评级为 C_{su} 级或 D_{su} 级的，本市要求鉴定机构按照《危险房屋鉴定标准》JGJ 125 进行房屋危险性鉴定并出具鉴定报告，当危房鉴定评级为 C 级或 D 级时，应当采取观察使用、处理使用、停止使用或者整体拆除等解危治理措施。

4.1.2 既有建筑在下列情况下，应进行检测鉴定：

- 1 建筑物大修前；
- 2 达到设计工作年限需要继续使用的；
- 3 改建、扩建、移位以及建筑用途或使用环境改变前；
- 4 原设计未考虑抗震设防或抗震设防要求提高的；
- 5 遭受灾害或事故后；
- 6 存在较严重的质量缺陷或损伤、疲劳、变形、振动影响、毗邻工程施工影响；
- 7 日常使用中发现安全隐患；
- 8 需进行质量评价时；
- 9 其他需要检测鉴定的情况。

[条文说明]《建设工程质量管理条例》第四十二条规定“建设工程在超过合理使用年限后需要继续使用的，产权所有人应当委托具有相应资质等级的勘察、设计单位鉴定，并根据鉴定结果采取加固、维修等措施，重新界定使用期”。因此达到或接近设计工作年限 50 年的建筑，若需继续使用，应在大修前进行检测鉴定。

改建（如抽柱形成大空间，或者底层拆梁形成挑高空间）、扩建（包括平面扩建和竖向加层或设置夹层）、移位的建筑，以及建筑用途改变的建筑，涉及荷载增加、主要承重构件改变、地基基础承载力或荷载变化；使用环境的变化，涉及耐久性变化、温度和湿度变化等，此时应进行检测鉴定。

78 规范以前的建筑基本未进行抗震设防，1980 年以前设计的建筑（同时接近或超过设计工作年限 50 年），应当进行检测鉴定。2015 年，昌平、门头沟、怀柔、密云等地的抗震设防烈度由 7 度（0.15g）提高至 8 度（0.20g），抗震设防要求提高；2008 年后中小学和幼儿园校舍、医院、养老院等建筑抗震设防类别从标准设防类提高至重点设防类，抗震设防要求提高，应进行检测鉴定。

建筑遭受风雪灾害（大跨屋盖、轻钢结构、木屋盖等建筑）、山洪或内涝灾害及地下水位变化引起的结构不均匀沉降或抗浮失效、火灾或燃气爆炸、地震等灾害，或工程事故引发建筑结构安全问题，应进行检测鉴定。

既有建筑存在较严重的质量缺陷或损伤、疲劳、变形、振动影响、毗邻工程（如深基坑、地铁隧道）施工影响，以及日常使用中发现雨篷、阳台等悬挑构件存在倾覆风险时，应进行检测鉴定。

4.1.3 既有建筑在下列情况下，应进行专项鉴定：

- 1 结构的维修改造有专门要求的；
- 2 结构存在耐久性损伤影响其耐久年限的；
- 3 结构存在明显振动影响的；
- 4 结构存在疲劳问题影响其疲劳寿命；
- 5 结构需进行长期监测时；
- 6 其他需要鉴定的情况。

[条文说明]当结构长期处于高温高湿、冻融循环或工业腐蚀环境，且防护和维修措施不到位，容易造成结构在设计使用年限内出现耐久性损伤，如室外混凝土结构、钢结构，腐蚀性工业厂房，游泳馆、洗浴中心、公共厨房等；20 世纪 50 年代—80 年代，为了抢工期，冬季施工时在混凝土浇筑时掺加防冻盐；地下室等潮湿环境，防水破损，通风换气设施损坏；这些都造成结构构件腐蚀加剧，影响结构耐久性，进一步影响结构安全性，此时应进行耐久性鉴定。

当结构周边存在地铁、铁路、公路交通的持续振动影响，或者周边有振动工业厂房、施工工地时，应进行振动影响评估，提出合理化建议。

4.1.4 装修改造项目涉及结构变动的，装修改造设计单位应判断是否需要进行检测鉴定，并将结论告知业主，业主应结合设计判断是否组织检测。

[条文说明]近年来各地出现若干既有建筑倒塌事故，事故调查后发现，不少事故是由装饰设计及施工单位等参建单位引发的。一方面是因为我国装饰装修行业没有准入制度，门槛

低，从业人员素质参差不齐，缺乏结构安全的基本常识和敬畏之心，同时为了追求改造后的效果，改造方案随意拆除主体结构，比如拆除承重墙柱（苏州四季开元酒店等）、拆除框支结构的落地剪力墙（广东）、随意加（夹）层（福建泉州欣佳酒店）等。同时也反映我们制度和监管上存在一些不足，长期以来，各地审查机构对装修工程可以不予报审和监管，造成一些单位肆意而为。

《建设工程抗震管理条例》（中华人民共和国国务院令 第 744 号）规定“新建、扩建、改建建设工程，应当符合抗震设防强制性标准”。《建设工程质量管理条例释义》（国务院法制办、建设部等）明确规定“所谓改建，是指不增加建筑物或建设项目体量，在原有基础上，为提高生产效率，改进产品质量，或改变产品方向，或改善建筑物使用功能、改变使用目的，对原有工程进行改造的建设项目。装修工程也是改建。”

因此建议对公共建筑装修改造项目进行审查，如存在涉及主体结构变动的安全问题，设计单位应要求进行检测鉴定。对于家装项目，应由社区、物业行使监督职责，避免拆改结构造成安全事故。

另外，《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292 要求采用现行设计规范进行安全性鉴定，导致大量的既有建筑安全性鉴定结果为 C 级或 D 级的情况出现，为了避免这种情况，《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 规定，“当为鉴定原结构、构件在剩余设计工作年限内的安全性时，应按不低于原建造时的荷载规范和设计规范进行验算”；“当为结构加固、改变用途或延长工作年限的目的而鉴定原结构、构件的安全性时，应在调查结构上实际作用的荷载及拟新增荷载的基础上，按现行规范与标准的规定进行验算”。同时规定，当确有困难时可按照不低于原设计采用的规范进行鉴定，这样会导致建造年代较早的建筑安全要求过低，为了避免这种情况发生，北京市规定：2001 年之前建造的建筑，安全性鉴定可按照不低于 89 系列规范的水准进行，分项系数可取 1.2（恒载）和 1.4（活载）。

《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 规定，既有建筑的抗震鉴定，根据后续工作年限应分为三类：后续工作年限为 30 年以内（含 30 年）的建筑，简称 A 类建筑；后续工作年限为 30 年以上 40 年以内（含 40 年）的建筑，简称 B 类建筑；后续工作年限为 40 年以上 50 年以内（含 50 年）的建筑，简称 C 类建筑。A 类和 B 类建筑的抗震鉴定，应允许采用折减的地震作用进行抗震承载力和变形验算，应允许采用现行标准调低的要求进行抗震措施的核查，但不应低于原建造时的抗震设计要求；C 类建筑，应按现行标准的要求进行抗震鉴定；当限于技术条件，难以按现行标准执行时，允许调低其后续工作年限，并按 B 类建筑的要求从严进行处理。同时规定，采用现行规范规定的方法进行抗震承载力验算时，A 类建筑的水平地震影响系数最大值应不低于现行标准相应值的 0.80 倍，或承载力抗震调整系数不低于现行标准相应值的 0.85 倍；B 类建筑的水平地震影响系数最大值应不低于现行标准相应值的 0.90 倍。同时，上述参数不应低于原建造时抗震设计要求的相应值。这种规定虽无错误，但容易产生误解，比如按照 01 规范设计的建筑，如不延长使用年限，后续工作年限

为 30 年，归为 A 类建筑，导致鉴定人和设计单位按照较低的水准进行鉴定和加固，需要设计单位和审图人特别注意，《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 的 A 类、B 类建筑与《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 的 A 类、B 类建筑含义不同。

《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 将既有建筑按照建造年代分为 A、B、C 三类，分别对应 89 规范之前建筑、按照 89 规范和 01 规范设计的建筑，相应的后续工作年限分别为 30 年、40 年和 50 年，其中 C 类建筑，为了避免出现刚建成十年左右、经鉴定就需加固的情况发生，允许分别按照 01 规范和 10 规范进行鉴定。地震作用取值，A、B 类建筑折减系数为现行《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 取值的 0.8 和 0.9 倍，C 类建筑根据建造年代的不同，地震作用分别取 0.8（01 规范）和 0.9（10 规范）的折减系数，并按照不低于原设计规范的地震作用进行验算和构造措施检查。

《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/T 637 进一步明确，2002 年及以后设计建造的房屋建筑，可根据实际情况按不低于原设计工作年限的剩余设计工作年限确定后续工作年限；2002—2010 年按当时的国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 设计建造的建筑的抗震鉴定类别为 C_A 类，后续工作年限不少于 30 年；2011 年及以后设计建造的房屋抗震鉴定类别为 C_B 类，后续工作年限不少于 40 年；这两类建筑应当符合当时实施的《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定；2022 年及以后设计建造建筑的抗震鉴定，应当符合《建筑与市政工程抗震通用规范》GB55002 的规定。

4.2 检测

4.2.1 既有建筑的检测应根据建筑结构类型、改造规模及检测目的确定检测项目及检测方法，并应符合《既有建筑地基基础检测技术标准》JGJ/T 422、《建筑结构检测技术标准》GB/T 50344、《砌体工程现场检测技术标准》GB/T 50315、《钻芯法检测砌体抗剪强度及砌筑砂浆强度技术规程》JGJ/T 368、《混凝土结构现场检测技术标准》GB/T 50784、《回弹法检测混凝土抗压强度技术规程》JGJ/T 23、《钻芯法检测混凝土强度技术规程》JGJ/T 384、《雷达法检测混凝土结构技术标准》JGJ/T 456、《钢结构现场检测技术标准》GB/T 50621、《木结构现场检测技术标准》JGJ/T 488 等的有关规定。

[条文说明]每种结构类型有其特点和检测项目，不同材料也有不同的检测方法。检测方法的选择应兼顾数量与准确性、有损方法与无损方法相结合，比如回弹法，优点是无损、便捷，可大量采用，但缺点是受构件表面状况影响较大，准确性较差，可结合钻芯法（混凝土）或贯入法（砂浆）进行检测。检测构件或部位的选择应具有代表性，如不同楼层、每层平面不同部位等。检测样本应具有足够数量，确保推定结果基本真实可靠。

4.2.2 调查与检测工作的范围、内容、深度和技术要求，应满足鉴定与加固设计工作的需要。调查和检测报告应包括下列内容：

1 调查结构上的作用和环境中的不利因素；

- 2 检查结构布置和构造、支撑系统、结构构件及连接情况；
- 3 检测结构材料的实际性能和构件的几何参数，还可通过荷载试验检验结构或构件的实际性能；
- 4 结构缺陷、损伤和腐蚀；
- 5 结构位移和变形；
- 6 影响建筑安全的非结构构件；
- 7 调查或测量地基的变形，检查地基变形对上部承重结构、围护结构系统及吊车运行等的影响；还可开挖基础检查，补充勘察或进行现场地基承载力试验；
- 8 设计单位认为必要时，可提出补充勘察或提供相关资料的要求；
- 9 其他需要调查和检测的内容。

[条文说明]检测单位应充分收集所检测建筑的岩土工程勘察报告、设计（竣工）图纸、建造年代、曾遭受的灾害（地震、水灾、火灾、爆炸等自然灾害和周边地铁及深基坑施工影响）、历次加固改造情况（如有）及资料等，并应对建筑物使用条件、使用环境、结构现状等进行现场调查、检测，必要时应进行监测。

我国从 1993 年试行监理制，1999 年实行强制监理制，同时推行注册师和施工图审查制度。北京市城建档案馆存有 1999 年之后建成建筑的档案资料，较为规范，但之前建成建筑的图纸资料一般由各建设单位自行保管，设计变更和工程洽商等手续不完善，竣工图和现场情况可能存在差异，特别是后续进行过改造的建筑，应当对原设计图和现场实际情况进行复核，使鉴定结论符合实际情况，确保加固改造项目安全。

结合安全性鉴定、抗震鉴定和震害经验总结，提出了主体结构现状的调查、检测的项目和要求。

（1）结构体系及其结构布置的调查与检测，包括建筑高度和层数、结构平面布置、竖向和水平向承重构件布置；结构拆改、加层、遭受灾害及加固等情况；结构抗侧力体系、抗侧力构件平面布置的对称性、抗侧力构件的竖向连续性、结构体型的规则性；房屋有无错层、结构间的连系构造；屋盖类型及构造；钢筋混凝土房屋还包括梁柱节点的连接方式、框架跨数及不同结构体系之间的连接构造；砌体结构还包括墙体布置的规则性、抗震墙的厚度和间距、墙体砌筑质量、圈梁和构造柱体系；内框架和底层框架砌体房屋还包括底层楼盖类型及底层与第二层的侧移刚度比、结构平面质量和刚度分布及墙体（包括填充墙）等抗侧力构件布置的均匀性与对称性；单层厂房还包括房屋整体性、各支撑系统的完整性，并对平面不规则、围护墙体布置不对称或与相邻房屋连接不当而导致的质量、刚度不均匀所造成的扭转影响进行判断。

（2）结构构件及其连接的调查、检测，包括结构构件的材料实际强度；几何参数；预埋件、紧固件与构件连接；构件间的连接、拉结、锚固；混凝土结构还包括梁、柱的配筋和短柱、短梁的承载性能；砌体结构还包括墙体交接处的连接、楼屋盖与墙体的连接构造、高

厚比、局部承压尺寸；钢结构还包括构件的支承长度、长细比、焊缝质量的可靠性；木结构还包括承重木构架、楼盖和屋盖的施工质量和连接、墙体与木构架的连接；单层厂房还包括大型屋面板连接、高大山墙山尖部分和高低跨封墙部位的拉结构造。

(3) 结构缺陷、损伤和腐蚀的调查、检测，包括材料和施工缺陷、施工偏差、构件及其连接、节点的裂缝（裂纹）或其他损伤以及腐蚀；砌体构件还包括砌筑质量、砌体风化、酥碱和砂浆粉化；钢筋混凝土结构构件和砌体结构构件，应检查整体倾斜、局部外闪、构件酥裂、老化、构造连接损伤、结构构件的材料强度等；钢结构构件和木结构构件，应检查材料性能、构件及节点、连接的变形、裂缝、损伤、缺陷，木结构还包括木材的腐朽和虫蛀，并重点检查下列部位钢材的腐蚀或木材的腐朽、虫蛀等状况：

- 1) 埋入地下或淹没水中的接近地面或水面的部位；
- 2) 易积水或遭水蒸气侵袭部位；
- 3) 受干湿交替作用的节点、连接部位；
- 4) 易积灰的潮湿部位和难喷刷涂层的间隙部位；
- 5) 钢索节点和锚塞部位。

(4) 结构位移和变形的调查、检测与监测，包括结构顶点和层间位移、受弯构件的挠度与侧向弯曲、结构整体的侧向位移及墙、柱的侧倾。

(5) 影响建筑安全的非结构构件的调查、检测，包括局部易掉落伤人的部件、女儿墙、出屋面烟囱及其他悬挂件等的连接构造。

需要说明的是，本条要求“调查与检测报告”应涵盖这些内容，或设计单位向委托方提出需要补充这些资料的建议，而非要求检测鉴定单位出具勘察报告。

4.2.3 如原设计图纸和岩土勘察报告等资料缺失，设计单位认为必要时，应由业主委托进行岩土工程补充勘察、基础探坑开挖、图纸测绘等工作，资料应基本能如实反映建筑现状，包括建（构）筑物的结构布置、结构体系、构件材料强度、混凝土构件的配筋、结构与构件几何尺寸等，当工程复杂时，应绘制工程现状图。

[条文说明] 建筑原始和过程资料的收集整理，有助于检测鉴定人员和加固改造设计单位人员和审图人员全面、准确了解建筑情况，并采取针对性措施。1999年以前的建筑，由于档案管理不规范，或历史原因造成资料遗失或缺损，应由检测单位（非房产测绘单位）进行补充测绘，勘察单位进行岩土工程勘察，设计单位应结合施工期间装饰面层的拆除、结构构件的裸露进行现场复核，必要时由检测单位进行二次检测。

当原结构经历过灾害、加固、加层、改造等情况，工程复杂时，除了常规的检测和测绘，尚应重点检查加固改造等部位节点连接构造情况，确保计算模型、设计图纸和实际情况保持一致性。

4.2.4 带地下室的既有建筑，应探明地下水位变化情况；对持力层及以下土层中存在砂土或粉土、软土的情况，必要时鉴定报告宜评估砂土液化或震害的不利影响，并根据评估结果，提出针对性的处理意见。

[条文说明]近年来北京地区地下水位上升较大，容易造成既有纯地下室和上部楼层较少的带地下室建筑抗浮稳定性及埋深较大的地下结构抗浮承载力出现问题，进而影响整体结构安全和耐久性。针对这种情况，应委托岩土勘察单位对地下水位进行勘察，并给出抗浮设计水位，作为加固改造设计复核的依据。

根据历史资料或临近工程岩土工程勘察报告，对于原有持力层下存在砂土、粉土等地质情况，由于地下水位的升高，可能变为饱和砂土或饱和粉土，地震时可能存在砂土液化或震陷的风险，设计单位认为必要时，宜评估砂土液化或震害的不利影响。

4.2.5 当建筑位于边坡、陡坎等不利场地，或周边存在不利影响时，检测报告应如实反映，并评估其风险。

[条文说明]检测人员往往注重对委托建筑自身的检测，容易忽略周边环境的潜在风险，而周边场地及环境的隐患，相邻建筑变形缝宽度是否满足要求，是否存在碰撞风险。这些势必影响所检测建筑的安全。客观真实地反映场地和周边环境的影响，对于鉴定人员和加固改造设计单位人员全面把握结构安全性，消除潜在安全隐患，具有重要意义。

4.2.6 检测单位应进行主体结构材料老化、劣化等情况的检测。

[条文说明]既有建筑经过多年使用，存在老化劣化的情况，如混凝土和砌筑砂浆碳化、钢筋和钢结构锈蚀、木结构腐朽或虫蛀、屋顶渗漏、结构开裂、网架螺栓球连接松动等，特别是既有游泳馆、洗浴中心、餐饮建筑、地下室等潮湿、通风不良环境以及腐蚀性较大的工业厂房，以及 20 世纪 50 年代-60 年代冬季施工在混凝土中掺盐的工程。其中屋面加气混凝土板既是主体结构构件，同时又是外围护构件，其混凝土强度低、密实度差，配筋量少，耐久性差，据原预制构件厂介绍，加气混凝土板一般使用年限为 20 年，北京地区尚存大量 1980 年前后的建筑屋顶采用加气混凝土板，其耐久性和安全性应予以重视。

4.2.7 检测单位应检查悬挑阳台和外走廊、雨篷、自平衡式檐口板的抗倾覆稳定性，以及外墙瓷砖及保温板、女儿墙、墙面或屋顶广告牌、空调室外机支架等非结构构件的安全性。

[条文说明]近年来发生多起悬挑阳台垮塌和檐口板混凝土、外墙瓷砖及保温板脱落伤人事故，源于用户改变使用功能、随意增加荷载以及露天环境混凝土老化劣化、钢筋锈断等情况。

4.2.8 正常设计、施工，且竣工验收 10 年以内的既有建筑，验收资料完整、使用状况良好，可根据改造设计单位的要求决定是否进行检测。

4.2.9 89 规范实施后设计的既有建筑，或已按 89 规范及后续标准进行过整体抗震加固改造的既有建筑，当仅少部分房间或个别楼层局部非抗侧力构件调整时，可由设计单位判断可否仅对相关部位的构件进行检测。

[条文说明]根据京审协技字〔2022〕8 号文件精神,对竣工验收 10 年内的建筑,视同新建建筑,可依据竣工验收资料和改造方案判断是否进行检测,避免不必要的拆除和破坏。对于按 89 规范及后续标准设计或整体抗震加固的既有建筑,具备基本的抗震安全性,如局部改造不涉及抗侧力构件调整,可由设计单位决定是否仅对相关区域和部位进行检测,但应全面调查和收集历史改造资料,综合判断,避免出现“渐进式拆改”风险发生,如果涉及框架结构中填充墙的拆改,应判断是否引起结构的平面扭转效应或上下层实际刚度或承载力的突变。此处,5%以下是个别,5%~30%是少部分,30%~50%是部分,超过 50%是大部分,均针对楼层和总体进行双重控制。

4.2.10 采用减隔震技术建造的建筑,除进行主体结构检测外,尚应进行减隔震装置等的检测。

4.3 安全性鉴定

4.3.1 既有建筑的安全性鉴定应符合《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021、《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292、《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144、《建筑边坡工程鉴定与加固技术规范》GB 50843、《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/T 637 等的相关规定。

4.3.2 既有建筑结构构件的安全性鉴定应包括承载能力验算和承载状态调查实测两类项目。

1 砌体结构构件的安全性鉴定,应按构件承载能力、构造与连接、位移或变形、裂缝或其他损伤等四个项目,分别评定每一受检构件的等级,并应取其中最低一级作为该构件的安全性等级。

2 混凝土结构构件的安全性鉴定,应按构件承载能力、构造与连接、位移或变形、裂缝或其他损伤等四个项目,分别评定每一受检构件的等级,并应取其中最低一级作为该构件的安全性等级。

3 钢结构构件的安全性鉴定,应按承载能力、构造与连接、位移或变形、损伤等四个项目,分别评定每一受检构件的等级;钢结构节点、连接域的安全性鉴定,应按承载能力和构造两个项目,分别评定每一节点、连接域的等级。并应取其中最低一级作为该构件的安全性等级。

4 木结构构件及其连接的安全性鉴定,应按承载能力、构造与连接、变形、损伤等四个项目,分别评定每一受检构件的等级,并应取其中最低一级作为该构件的安全性等级。

[条文说明]结构构件安全性鉴定应检查的项目,是在《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068 和《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/T 637 定义的承载能力极限状态基础上,参照国内外有关标准和工程鉴定经验确定的,其中钢结构不同于混凝土结构,钢结构的节点、连接由于其重要性,在构造方法和设计方法上均有严格的规定,因此,应单独列为一个检测项目进行安全性评定。为此将钢结构节点、连接按构造及承载能力两个项目分别进行安全性评定。同时,钢结构耐腐蚀性能较差,锈蚀将会危及结构构件承载的安全。另外,冷弯薄壁

型钢结构和轻钢结构构件自身截面尺寸小，对锈蚀十分敏感而快速，因此也将影响承载的锈蚀，作为其安全性鉴定的一个检查项目。

木结构构件安全性鉴定，增加了腐朽和虫蛀。这是因为在经常受潮且不易通风的条件下，腐朽发展异常迅速，在虫害严重的地区，木材内部很快便被蛀空。因此，严禁在上述两种条件下使用未经防护处理的木结构，以免造成突发性破坏，危及生命财产的安全。倘若在已有建筑物中已经使用了木结构，则应改变其通风防潮条件，并进行防腐、防虫处理。

4.3.3 安全性鉴定报告中，既有建筑子单元鉴定应按地基基础、上部结构和围护系统三部分进行评级，当不要求评定围护系统可靠性时，应将其安全性鉴定并入上部承重结构中。

[条文说明] 以上部承重结构作为一个子单元，符合长期以来结构设计所形成的概念。上部承重结构的内涵，还包括抗侧力（支撑）系统、圈梁系统及拉锚系统等保证结构整体牢固性的构造措施在内，是因为离开了它们，便很难判断各个承重构件是否能正常传力，并协调一致地共同承受各种作用，故有必要视为上部承重结构的一个组成部分。

地基基础的专业性很强，其设计、施工已自成体系，只要处理好它与上部结构间相关、衔接部位的问题，便可完全作为一个子单元进行鉴定。由于地基基础的鉴定费时费力，一般情况下，鉴定单位根据正常使用建筑的上部结构的反应，来间接评估地基基础的安全性，如既有建筑正常使用多年，地基基础稳定，上部结构未出现因不均匀沉降引起的倾斜、开裂等现象，或者地基基础沉降过大导致的设备管线跑冒滴漏现象，可不对地基基础开挖和鉴定。当因加固改造、加（夹）层引起荷载增加，且无原始设计资料时，设计单位可要求补充勘察，并进行地基基础的开挖，补充检查基础埋深、基础形式、持力层土的力学性质等，复核地基基础承载力。当涉及地下室时，尚应进行抗浮稳定性和承载力验算。需要说明的是，本条要求“调查与检测报告”应涵盖的内容，或设计单位向委托方提出需要补充资料的建议，而非要求检测鉴定单位出具勘察报告。

围护系统的安全性鉴定，涉及其自身的安全性问题，还需单独对该部分进行鉴定。有些构件，如幕墙及龙骨、外围护墙、阳台或外走廊栏板、女儿墙、自平衡的预制檐口板、出屋面的烟囱等，既是围护结构，同时又承担部分荷载，如风雪荷载，另外部分构件的稳定性也影响结构安全，需要进行安全性鉴定，检测和鉴定单位往往忽略这部分内容。

4.3.4 安全性鉴定报告针对既有建筑鉴定单元的安全性鉴定评级，应根据其地基基础、上部承重结构和围护系统承重部分等的安全性等级，以及与整幢建筑有关的其他安全问题进行评定。

4.4 抗震鉴定

4.4.1 抗震鉴定应符合现行《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021、《建筑抗震鉴定标准》GB 50023、《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 和《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/T 637 等的有关规定。

4.4.2 抗震鉴定应满足下列要求：

- 1 应搜集建筑的勘察报告、施工和竣工验收的相关原始资料；当资料不全时，应根据鉴定和加固改造设计的需要进行补充实测。
- 2 应调查建筑现状与原始资料相符合的程度、施工质量和维护状况，发现相关的正常使用状态下的缺陷。
- 3 应根据各类建筑结构的特点、结构布置、构造和抗震承载力等因素，采用相应的逐级鉴定方法，进行综合抗震能力分析。
- 4 应对既有建筑整体抗震性能作出评价。

4.4.3 抗震鉴定应根据下列情况区别对待：

- 1 建造年代和结构类型不同的建筑，其检查的重点、项目内容和要求不同，应采用不同的鉴定方法，其中 1980 年以前及非正规设计的建筑应重点检查。
- 2 对重点部位与一般部位，应按不同的要求进行检查和鉴定，应对重点部位重点检查和鉴定。其中重点部位指影响该类建筑结构整体抗震性能的关键部位和易导致局部倒塌伤人的构件、部件，以及地震时可能造成次生灾害的部位。
- 3 对抗震性能有整体影响的构件和仅有局部影响的构件，在综合抗震能力分析时应区别对待，应把有整体影响的构件作为关键构件重点检查。

[条文说明] 本条规定了区别对待的鉴定要求。除了抗震设防类别和设防烈度的区别外，强调了下列三个区别对待，使鉴定工作有更强的针对性：

- (1) 现有建筑中，要区别结构类型；
- (2) 同一结构中，要区别检查和鉴定的重点部位与一般部位；
- (3) 综合评定时，要区别各构件（部位）对结构抗震性能的整体影响与局部影响。

4.4.4 抗震鉴定内容应符合下列规定：

- 1 当建筑的平立面、质量、刚度分布和墙体等抗侧力构件的布置在平面内明显不对称时，应进行地震扭转效应不利影响的分析；当结构竖向构件上下不连续或刚度沿高度分布突变时，应找出薄弱部位并按相应的要求鉴定。
- 2 检查结构体系，应找出其破坏会导致整个体系丧失抗震能力或丧失对重力的承载能力的部件或构件；当房屋有错层或不同类型结构体系相连时，应提高其相应部位的抗震鉴定要求。
- 3 检查结构材料实际达到的强度等级，当低于建造期标准规定的最低要求时，应提出加固要求。
- 4 应复核建筑的高度和层数是否超出规定的最大值限值。
- 5 当结构构件的尺寸、截面形式等不利于抗震时，宜提高该构件的配筋等构造抗震鉴定要求。
- 6 结构构件的连接构造应复核是否满足强连接的要求。

7 非结构构件与主体结构的连接构造应满足不倒塌伤人的要求;位于出入口及人流通道等处,应连接可靠。

8 当建筑场地位于不利地段时,尚应符合地基基础的有关鉴定要求。

[条文说明]建筑的抗震设计包括概念设计和计算分析及构造措施,建筑平立面的规则性和质量、刚度分布和墙体等抗侧力构件布置的均匀性、结构的整体性、连接的可靠性等宏观控制和概念设计,往往比计算分析更为重要,在很大程度上决定了一个建筑抗震性能的好坏,但鉴定和加固设计单位人员仅仅认为抗震鉴定就是依靠软件进行计算分析,对照构造措施进行核查,而往往忽视最重要的抗震概念鉴定和宏观控制的内容。

4.4.5 既有建筑的抗震鉴定,应根据后续工作年限采用相应的鉴定方法。既有建筑抗震鉴定时,不同后续工作年限的抗震鉴定方法应符合下列规定:

1 89 规范以前设计和建造的建筑,称为 A 类建筑,其抗震鉴定时采用的地震作用按后续工作年限 30 年取值,按照《建筑抗震鉴定标准》GB50023 中 A 类建筑鉴定方法进行鉴定。

2 按 89 规范设计和建造的建筑,称为 B 类建筑,其抗震鉴定时采用的地震作用按后续工作年限 40 年取值,按照《建筑抗震鉴定标准》GB50023 中 B 类建筑鉴定方法进行鉴定。

3 按 2001 规范及以后规范设计的建筑,称为 C 类建筑,其抗震鉴定按照原设计规范方法进行,当地震动参数(包括设计地震分组)调整时,应按现行规范取值,并根据实际不同后续使用年限予以折减,且不低于原设计时的地震作用,同时后续工作年限不延长。

[条文说明]鉴于既有建筑需要鉴定工作量大,情况又十分复杂,如结构类型不同、建造年代不同、设计时所采用的设计规范、地震动区划图的版本不同、施工质量不同、使用者的维护也不同,导致抗震能力有很大的不同,需要根据实际情况区别对待和处理,使之在现有的经济技术条件下分别达到其最大可能达到的抗震防灾要求,因此针对按照不同规范设计和建造的建筑,采用不同的鉴定标准。

《建筑抗震鉴定标准》GB50023 使用十多年后,从业人员对 A 类建筑和 B 类建筑鉴定相对熟悉,且比较好处理。《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 规定“根据后续工作年限应分为三类:后续工作年限为 30 年以内(含 30 年)的建筑,简称 A 类建筑;后续工作年限为 30 年以上 40 年以内(含 40 年)的建筑,简称 B 类建筑;后续工作年限为 40 年以上 50 年以内(含 50 年)的建筑,简称 C 类建筑”。《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 关于 A、B、C 类建筑的含义与《建筑抗震鉴定标准》GB50023 有所不同,同时规定“采用现行规范规定的方法进行抗震承载力验算时,A 类建筑的水平地震影响系数最大值应不低于现行标准相应值的 0.80 倍,或承载力抗震调整系数不低于现行标准相应值的 0.85 倍;B 类建筑的水平地震影响系数最大值应不低于现行标准相应值的 0.90 倍。同时,上述参数不应低于原建造时抗震设计要求的相应值。”

为避免产生歧义,本条将 2001 及以后规范设计的建筑定义为 C 类,分为三种情况,

(1) 按照 2001 规范设计的建筑, 已使用约 20 年, 地震作用按照现行规范的 0.8 倍取值, 且不低于 2001 规范地震作用值, 抗震措施按 2001 规范核查, 设计工作年限从原设计建造时间计算 50 年;

(2) 按照 2010 年规范设计的建筑, 使用约 10 年, 地震作用按照现行规范的 0.9 倍取值, 且不低于 2010 规范地震作用值, 抗震措施按 2010 规范核查, 设计工作年限从原设计建造时间计算 50 年;

(3) 按照 2016 年地震动参数调整后规范设计的建筑, 地震作用按照现行规范取值, 抗震措施按照现行规范核查, 后续工作年限为 50 年。

表4.4.5 三本规范对应的既有建筑分类对照表

建筑类别	《既有建筑鉴定与加固通用规范》 GB 55021	《建筑抗震鉴定标准》 GB 50023	《房屋结构综合安全性鉴定标准》 DB11/T 637
A 类	89 规范以前设计建造的建筑 和按照 2001 规范设计建造的建筑, 后续 工作年限为 30 年	89 规范以前设计建造的建筑, 后续工作年限为 30 年	
B 类	按照 89 规范设计建造的建筑 和按照 2010 规范设计建造的建筑, 后续 工作年限为 40 年	按照 89 规范设计建造的建筑, 后续工作年限为 40 年	
C 类	按照 2010 规范 (2016 年版) 设计建造 的建筑, 后续工作年限为 50 年	按照 2001 规范设计建造的建筑, 从原设计建造时间计算工作年限 为 50 年	C _A 类: 按照 2001 规范设计建造的建筑, 后续工作年限为 30 年
		按照 2010 规范设计建造的建筑, 从原设计建造时间计算工作年限 为 50 年	C _B 类: 按照 2010 规范设计建造的建筑, 后续工作年限为 40 年
		按照 2010 规范 (2016 年版) 设计 建造的建筑, 后续工作年限为 50 年	C 类: 按照 2010 规范 (2016 年版) 设计 建造的建筑, 后续工作年限为 50 年

4.4.6 既有框架结构等建筑的抗震鉴定, 应考虑填充墙、现浇楼梯的安全问题及不利影响。

[条文说明] 框架结构中的填充墙, 虽然不是主体结构构件, 但其布置对结构影响较大。从汶川地震等震害可知, 填充墙一方面可以提供一定的侧向刚度, 事实上充当“第一道抗震防线”。但同时, 不合理布置的填充墙, 可能引起平面扭转效应, 沿竖向形成薄弱层和软弱层, 也可以引起短柱脆性破坏, 刚度的增加助长了“强梁弱柱”和节点损伤的发生, 因此鉴定报告应重视填充墙的布置情况, 不得随意拆除或添加。目前软件仅仅通过折减结构周期、增大地震作用和加强与主体结构的连接, 以考虑填充墙的不利影响, 但这远远不够。因此需要根据填充墙的种类和连接方式等, 从概念鉴定上予以判断。

框架结构中的现浇楼梯, 以往只是按照斜梁和斜板进行竖向荷载下的静力设计, 汶川地震出现大量框架结构楼梯损伤甚至倒塌震害, 经分析现浇楼梯实际为空间“K”形支撑, 受力复杂, 且刚度较大, 影响结构平面刚度布置, 因此楼梯应参与主体结构抗震计算, 以考虑其的不利影响, 并在后续加固时采取适当处理措施。

4.4.7 抗震鉴定报告应分类注明承重墙、自承重墙和非承重墙及板的受力方向。

[条文说明] 尽管《建筑抗震设计标准》和《建筑抗震鉴定标准》明确了承重墙和自承重墙及非承重墙, 但在鉴定和加固改造设计及使用中, 还是存在误用的问题, 简单地将砌体结构中的墙体分为承重墙和非承重墙两类, 造成不必要的工程事故。例如有些居民在装修时将阳台处窗下墙, 甚至纵向窗间墙拆除, 严重影响结构安全, 应予以纠正。

横墙承重体系的住宅楼中，横墙是承重墙，纵墙是自承重墙，反之亦然，而其中厨房和卫生间的 120 厚砖墙或砌块墙为非承重墙，此时承重墙和自承重墙均为抗震墙，不能随意拆改，而厨卫的非承重墙拆改影响不大。

另外，不应以砖墙厚度判断是否为承重墙，应以其是否为竖向承重构件作为判断依据，在年代比较久远的一些建筑中也有以厚度小于 180mm 的砖墙作为承重墙，鉴定时应仔细甄别。例如一栋 1950 年的二层内走廊砖木结构办公楼，一层墙体厚度为 240mm，二层墙体除外墙外，所有内部横墙和纵墙均为 120mm 砖墙，且屋面檩条均支承于内墙上，此时的 120mm 墙体就是承重墙。

新编制的国家标准《工程结构术语标准》对承重墙和自承重墙及非承重墙进行了定义，并将承重墙和自承重墙统称为结构墙。

另外，一些阳台门联窗的窗下墙，尽管不承重，但对外墙的抗侧刚度和阳台的抗倾覆均有贡献，不能随意拆除。

4.4.8 设计单位可根据实际情况作出合理判断，并提出整体鉴定或局部范围的检测与分析要求。

[条文说明]一般情况下，建筑抗震鉴定为整体鉴定或是独立结构单元的鉴定，但因为产权关系、经济等原因，有时难以进行整体检测和鉴定。此时，应全面考虑，从总体上把握，不能简单地以影响范围来判断进行整体鉴定还是局部鉴定。

20 世纪 80 年代及以前的建筑，抗震设防水平较低或根本未进行抗震设防，且建筑寿命接近或超过设计使用年限，根据国家有关法规和规范规定，不论是否仅进行局部改造，均应进行整体抗震鉴定和加固，重新界定后续使用年限后方可继续使用。

根据京审协技字〔2022〕8 号文规定，89 系列规范实施后设计的既有建筑，或已按 89 规范及后续标准进行过整体抗震加固改造的既有建筑，在不延长后续使用年限的情况下，按下列要求执行：1) 在进行安全性鉴定时，重力荷载及分项系数可按不低于建造期设计标准取值。经鉴定需加固的构件，荷载取值按现行标准执行。2) 在不改变使用性质、使用功能，且不改变抗侧力结构体系的情况下，可按不低于建造期设计标准进行抗震鉴定。其设防类别、地震动参数改变时，按现行设计标准执行。分项系数及抗震措施不低于建造期设计标准。

尽管京审协技字〔2022〕8 号文做出了上述规定，但 1999 年前后才开始实行注册监理制和注册结构工程师制度、城建档案归档、施工图审查制度，之前建筑不规范的问题较多，图纸档案与实际情况存在差异的情况不少，因此建议以 01 规范实施后设计的建筑作为判断指标。

对于 01 规范实施后设计的既有建筑，有时产权属于不同的单位，造成检测鉴定存在困难，可根据改造后使用功能、抗震设计参数、产权划分方式等作出判断。如产权按照建筑平面左右划分，整体检测条件不具备时，可进行委托区段的部分检测，并整体建模计算分析，从总体指标上对整个结构进行分析判断，对委托区段进行详细分析。如产权或使用权按照建

筑楼层上下划分,整体检测条件不具备时,也可进行委托区段的部分检测,当委托范围位于建筑中上部楼层,同时存在荷载增加、抗震设防类别提高等情况时,应进行整体建模计算分析,整栋楼的抗震设防类别随之提高;当委托范围位于建筑中下部楼层,同时存在荷载增加、抗震设防类别提高等情况时,可进行整体建模计算分析,委托楼层及以下楼层属于受影响范围,其抗震设防类别随之提高,从总体指标上进行把握,对委托区段及以下楼层进行详细分析,分析范围向上延伸一层。

5 既有建筑抗浮

5.1 一般规定

5.1.1 加固改造涉及自重、压重、抗浮设防水位取值等设计条件变化时，应进行抗浮验算。

[条文说明]从 2015 年至今，北京及周边京津冀地区地下水位已经连续十年回升，北京平原区地下水水位累计回升约 13 米，部分地区地下水位提升了 20m 以上，对于整体生态系统的稳定起到了重要的作用。但同时，水位的上升也给北京市的城市地下建（构）筑物的安全和稳定可靠性带来了巨大的挑战。

设计条件变化，主要包括以下方面：

- (1) 结构自重变化：减柱、减层、地面做法减薄、取消永久隔墙等；
- (2) 压重变化：地下室房心回填土减少、地下室顶板覆土减少等；
- (3) 浮力变化：抗浮设防水位提高、地下室增层等；
- (4) 其他需要考虑抗浮的情况。

地下室抗浮加固问题，宜结合北京市地下水位上升背景及工程实践，综合抗浮设计规范与加固技术，提出解决方案。

5.1.2 当既有建筑加固改造后，抗浮验算结果不满足要求时，应采取相应措施以满足《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《建筑工程抗浮技术标准》JGJ 476、《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ11-501 的有关规定。

[条文说明]既有建筑减柱改变传力途径、既有地下室改造为下沉庭院从而减轻了建筑重量等情况，需复核抗浮稳定性。同时，近年来地下水位持续回升，抗浮安全风险需要重点关注。

抗浮可采用下列措施：增重法、增设锚杆法、增设锚桩法等，在具备长期排水条件下也可采用主动抗浮法（隔水控压法、排水限压法、泄水降压法）降低其作用于基底的水压力，满足工程的抗浮要求。选择优先顺序为：增加抗浮力、隔水控压、排水限压和泄水降压。

地下水控制方法一般是指在建筑运营期通过集水井和滤水层及时抽降地下水，控制地下水位，满足抗浮稳定要求，该方法适用于水量补给不大，具备自动化运营管理条件的情况。地下水控制措施技术要求可按现行地方标准《城市建设工程地下水控制技术规范》DB11/1115 中的规定执行。

5.1.3 当缺失地下结构抗浮设计依据或既有岩土工程勘察资料不能满足后续设计与施工需要时，应依据《建筑与市政工程抗浮勘察标准》DB11/T 2241 进行抗浮设防水位补充勘察。原勘察资料提出抗浮设防水位的，应根据地下室埋深和原抗浮水位初步判断抗浮设防水位差异及抗浮风险，确定是否进行抗浮设防水位补充勘察。结构抗浮设计和审查必须以有效的岩土工程勘察报告为设计依据。建设单位或勘察、设计单位提供的“抗浮设防水位专项咨询报告”或“抗浮设防水位专家论证（咨询）会意见”等其他形式文件不得作为降低抗浮设防水位的依据。

[条文说明]补充勘察应调查近 3~5 年最高水位及动态规律,重点分析补给排泄条件、地表水联系及工程活动影响;北京市平原区需根据工程水文地质分区(A0-E 区)采用不同方法确定抗浮设防水位,山区则需考虑瞬时降雨和地形影响。纯地下室和上部楼层较少的带地下室建筑、埋深较大的地下结构,地下室层数 2 层以上时,抗浮承载力出现问题概率较大,进而影响整体结构安全性和耐久性。

出现以下情况,建设单位应委托岩土工程勘察单位对地下水位进行抗浮设防水位勘察,并给出抗浮设防水位,作为加固改造设计复核的依据:

(1) 无有效岩土工程勘察报告;

(2) 原岩土工程勘察报告未提供有效抗浮设防水位;

(3) 地下水位实测值高于原抗浮设防水位,地下水位实测值来源有以下途径:1) 临近工程地下水位实测值;2) 政府及相关部门公布的区域地下水位监测,如北京市水务局网站、北京工程勘察地质信息查询服务平台等;

(4) 除以上情况外,设计人认为有必要进行抗浮设防水位补充勘察的情况。

5.1.4 既有地下结构抗浮加固应根据检测和鉴定结果,结合工程实际条件综合确定结构抗浮加固方案,除应满足抗浮稳定性要求外,尚应对相关结构构件进行加固与修复。

5.1.5 抗浮稳定性验算时,抗浮工程设计等级依据《建筑工程抗浮技术标准》JGJ 476,抗浮稳定安全系数应按下表取值。

表5.1.5 抗浮稳定安全系数表

抗浮工程设计等级	施工期抗浮稳定安全系数	使用期抗浮稳定安全系数
甲级	1.05	1.10
乙级	1.00	1.05
丙级	1.00	1.05

[条文说明]抗浮工程设计等级依据《建筑工程抗浮技术标准》JGJ 476,但需要注意的是,地基基础设计等级丙级中次要的轻型建筑物,对于抗浮稳定来说却比较敏感,可适当提高其抗浮工程设计等级。

使用期抗浮稳定安全系数,抗浮工程设计等级丙级提高到 1.05,与《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011 第 5.4.3 条一致。

采用主动抗浮排水减压后的抗浮稳定计算,其抗浮稳定性安全系数宜取 1.1。

5.1.6 抗浮加固期间应严格进行地下水监测,并采取可靠措施确保工程加固期间建筑物抗浮稳定与工程安全。

[条文说明]加固设计施工图中应明确要求工程加固期间进行地下水监测。施工单位提前编制应急预案,应急预案可包括以下内容:预警水位、地下水水位应急控制和应急配重措施。应急配重措施,可采用沙袋、灌水等措施。

5.1.7 抗浮加固设计不宜改变既有地下结构的使用功能和环境条件。

[条文说明]在确定抗浮加固方案时,应评估其对既有地下结构使用功能及环境条件的潜

在影响。若因客观条件限制，影响难以完全避免，设计单位应将相关影响（包括但不限于表 5.1.7 所列内容）提前告知业主，并在方案实施前获得业主的书面确认。

表5.1.7 抗浮加固措施的不利影响

抗浮措施类型	对使用功能与环境条件的潜在影响
地下室底板增重法	底板加厚可能减小地下室净高，影响原有空间使用
增设锚杆法/锚桩法	穿越原有结构可能破坏防水层，存在渗水、漏水风险
主动抗浮法（如疏排水）	系统包含机械设备，运营期间需进行长期、专业的维护管理

5.1.8 抗浮加固设计方案应根据岩土工程条件、地下结构的基础类型、基坑支护形式和现场环境条件，既有建筑的上浮破坏模式、抗浮构件的破坏情况、建筑结构的损伤原因及程度、新增抗浮结构与既有建筑结构的受力关系，经技术与经济指标综合比较后确定。既有地下结构整体抗浮加固可选用下列一种或多种方法：

- 1 增加结构刚度法；
- 2 增重法；
- 3 增设锚杆法；
- 4 增设锚桩法；
- 5 主动抗浮法。

[条文说明] 抗浮加固方法各有利弊和局限性，可参考表 5.1.8 选用。

表5.1.8 抗浮加固方法优缺点

抗浮加固方法	优点	缺点
增加结构刚度法	可操作性强，结构内部施工，不破坏防水	整体抗浮稳定需满足规范要求
增重法	工期短，不破坏防水，造价相对较低	可结合现场条件解决较小抗浮荷载，受建筑空间、结构刚度等限制
增设锚杆法	可解决较大抗浮荷载	锚杆直径小，抗拔承载力相对较低，施工周期长，造价高，破坏防水
增设锚桩法	直径大，抗拔承载力高，可解决较大抗浮荷载	施工周期长，造价高，破坏防水，施工设备受层高限制
主动抗浮法	底板开孔数量少，工期短，施工造价相对较低	运营期维护难度大、需一定费用，抽水量不可控

注：增加结构刚度法对应于 5.3.1 和 5.3.2 条。

5.1.9 当新增抗浮措施与既有抗浮措施不同时，应选用符合结构实际工作情况的计算模型进行计算。

[条文说明] 新增抗浮锚杆、抗拔桩导致地基竖向刚度发生较大变化时，还应同时进行竖向荷载下的沉降协同变形验算。

5.1.10 主动抗浮法宜作为其他抗浮措施的联合措施，具有可靠工程经验且充分论证后，也可单独作为抗浮措施。主动抗浮法应配备长期维护与应急措施。

[条文说明] 排水限压法、泄水降压法及其组合法等抗浮治理方案需要长期的维护才能维持其有效性，尤其长期监测和维护也将耗费大量的投入，因此，需要在技术可行、安全可靠、资源节约的前提下选用，否则难以确保与设计使用年限同期的效果。

5.2 整体抗浮加固

I 增重法

5.2.1 增重法采用的增重措施包括铺设压重材料，增设永久填充墙，并应满足下列要求：

- 1 增重荷载大小和位置应通过抗浮稳定性验算确定；
- 2 地基基础、结构构件在施加增重荷载后仍应满足承载力极限状态与正常使用极限状态要求，不满足时应预先采取加固措施或调整加固设计方案；
- 3 增重荷载宜位于地下结构顶部或底部，且不宜影响建筑使用功能；
- 4 当采用增设永久填充墙时，应将填充墙与主体结构可靠拉结，并应验算墙体稳定性和考虑填充墙对上部结构的影响；
- 5 当采用堆放铁块等重型材料时，应明确材料永久堆放要求，并应验算堆砌结构的稳定性。
- 6 对于作为抗浮措施的配重、永久堆积物，不能随意拆除，其自重标准值应采用铭牌标示重量和堆积重量。

[条文说明]增重法采用的配重材料，应满足耐久性，且不应应对正常使用产生不利影响。如钢渣混凝土应控制氧化钙及氧化镁的含量，防止钢渣生锈造成地面开裂。

既有建筑物抗浮稳定复核时，可计入建筑物内现状永久堆积物、固定设备等自重作为抗浮有利作用。

5.2.2 当既有建筑的抗浮力不足，但与所需浮力相差不大，且现场具备增重实施条件时，其抗浮加固设计宜优先选用增重法。

II 增设锚杆法

5.2.3 新增抗浮锚杆法应与既有结构或原抗浮构件(抗浮锚杆或抗拔桩)联合组成抗浮体系，新增抗浮锚杆法应结合工程地质和水文地质条件、工程特点、施工条件、经济性和环境要求等确定，宜采用预应力锚杆。抗浮锚杆适用条件和构造要求可参考国家建筑标准设计图集《建筑结构抗浮锚杆》22G815。新增抗浮锚杆应考虑施工扰动对已有抗浮构件的影响。

[条文说明]新增抗浮锚杆并非孤立工作，而是与既有结构和原有抗浮构件(如旧锚杆、抗拔桩)共同构成完整的抗浮体系。设计时应进行整体受力分析，考虑新旧构件的变形协调、荷载分配以及承载力冗余，确保体系在长期使用和极端水位条件下的协同工作性能。

推荐采用预应力锚杆，因其能主动对底板施加预应力，有效控制结构的上浮位移，限制裂缝开展，对变形控制要求严格的工程尤为有利。而全长粘结型普通锚杆需依赖结构变形才能被动受力，适用于变形控制相对宽松的场景。

5.2.4 新增抗浮锚杆的平面布置应综合考虑单根锚杆抗浮承载力、锚杆间距要求、基础底板抗浮承载力与锚杆允许变形等多种因素。

5.2.5 新增预应力抗浮锚杆与基础的锚固与张拉应同时满足基础节点的锚杆张拉锁定要求、

筋体的锚固构造与防腐要求、锚固节点防水要求等。当基础底板厚度无法满足锚固和防水要求时，宜增设叠合层。

[条文说明]穿越底板的锚杆孔是防水薄弱环节，必须设置可靠的止水措施(如止水钢板、遇水膨胀止水条、密封膏等)，防止地下水沿锚杆渗入结构内部，必要时，可设置疏干层。

5.2.6 钢绞线作为锚杆筋体时，不应分段；普通钢筋或预应力螺纹钢筋作为锚杆筋体时，不宜分段，当受地下室层高限制需分段时，应采用专用套筒连接。

III 增设锚桩法

5.2.7 新增抗拔桩桩型应能适应狭小空间施工要求，抗拔桩设计应结合工程地质和水文地质条件、工程特点、施工条件、经济性和环境要求按表 5.2.7 确定。

表5.2.7 抗浮加固用抗拔桩类型及适用条件

抗拔桩类型	桩型特点与适用条件
小口径钻孔灌注桩（扩底）	设备较小、机动灵活性大； 适用于非硬质岩或较硬的土层且地下空间较高（板底净高 $\geq 5\text{m}$ ）、泥浆外运和混凝土运输便利的工程
钻孔注浆钢管桩	适用于非硬质岩或较硬的土层且地下空间较高（板底净高 $\geq 4\text{m}$ ），泥浆外运和混凝土输送便利的工程
锚杆静压桩 （混凝土方桩、钢桩等）	应考虑挤土效应的影响； 适用于软质强风化岩和一般土层； 适用于地下狭小空间施工（板底净高 $\geq 3\text{m}$ ）
水泥土锚杆静压复合钢管桩	抗拔承载力高于预制钢桩； 适用于软质强风化岩和一般土层； 适用于地下狭小空间施工（板底净高 $\geq 3.5\text{m}$ ）

5.2.8 新增抗拔桩应考虑施工扰动对已有抗浮构件的影响。

5.2.9 抗拔桩设计应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94、《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123、《劲性复合桩技术规程》JGJ/T 327 的有关规定。

IV 主动抗浮法

5.2.10 地下水位受季节和地表水下渗等影响，水浮力短期变化大并超出原设计抗浮要求，具备长期排水条件且不影响建筑使用功能时，可采用主动抗浮法进行抗浮加固。

[条文说明]具备长期排水条件，指长期抽水可行性与合规性、市政管网满足排水流量、建筑物集水坑及排水设备满足排水能力、相关设备可在使用期长期运营等条件，或通过地下水控制措施满足上述长期排水条件。当排水量较大或水压力降幅较大时，排水减压法在采用前应就其对周边环境（地面沉降和水资源消耗等）的影响进行评价，不符合要求情况下应辅以有效的回灌措施或采用其他抗浮措施。

主动抗浮法可分为室外降水井减压法和室内集水井排水减压法。当地下结构基底土层和回填肥槽透水性较好、外挑底板不阻碍布井、地下结构埋深不超过 10m 时，可采用室外降水井减压法；当地下结构基底土层和回填肥槽透水性较差且埋深较大时，宜采用室内集水井排水减压法。

5.2.11 主动抗浮设计应评估长期排水对周边环境的影响，明确对排水减压设施的日常巡检和

长期维护的要求，并应设置水位长期监测与预警系统，以及用于长期运行维护检修的设施。

5.2.12 主动抗浮法设计应符合下列规定：

- 1 降排水的限压水位应根据抗浮稳定性验算确定；
- 2 降排水宜采用自动化抽水控制系统；
- 3 设计文件中应明确降排水系统的长期运行维护要求。

5.2.13 采用主动抗浮排水减压后的限压水位应根据既有建筑抗浮要求、结构和构件的承载力、变形等因素综合确定，抗浮稳定性应满足第 5.1.5 条要求。

5.3 局部抗浮加固

5.3.1 当既有建筑整体抗浮满足要求，但结构底板抗浮承载力不足时，抗浮加固宜采用底板增强法。

[条文说明] 抗浮问题不仅限于地下结构形式及其布置本身，还涉及地下结构是否设置有分布不同的上部结构（荷载大小分布不同）、上部结构布局组合及其连接方式（不同荷载分布结构之间的结构刚度）以及每个墙、柱之间结构底板（基础板或抗浮板）的强度刚度等。

5.3.2 整体抗浮满足要求，主楼之间或主楼周边纯地下建筑或裙房建筑局部抗浮不满足要求时，可采取增加结构刚度法，并应同步加大结构抗浮承载力。

[条文说明] 当既有建筑整体抗浮满足要求，仅结构底板抗浮承载力不足时，可采用增重法与增加结构刚度法相结合的联合抗浮措施。增加结构刚度法可选用加强基础刚度或提升地下室结构刚度等方式。

6 加固改造设计

6.1 一般规定

6.1.1 结构加固改造设计前应研读检测鉴定报告，搜集结构现状的相关信息，判断检测鉴定报告能否作为设计依据：

1 搜集原结构竣工图等工程资料，当原资料缺失时，应进行测绘和检测；

2 当发现检测鉴定报告与结构现状不一致或报告内容不能满足设计需求等问题时，应向委托方提出进行补充检测要求；

3 原工程资料不齐全、受现场条件制约无法进行现场检测时，可与委托方、检测单位等各方协商在施工过程中进行补充检测、测绘；必要时可通过载荷试验确定构件的承载能力。

[条文说明]既有建筑改造设计前，应查阅原设计文件，对其结构和各个构件的承载能力和变形能力做出评估；通过现场踏勘，了解实际建筑情况；根据改造内容，对结构进行初步分析，评估检测鉴定报告是否满足结构加固改造设计需求。

为了保证设计的安全性、合理性，设计人员应对原结构进行现场踏勘，与委托方沟通，了解既有结构的历史、获取相关的资料和信息。

检测鉴定报告是项目前期立项的依据。检测鉴定单位对其检测报告中的结构实测数据负责，加固设计单位基于检测报告中的结构实测数据进行加固设计，并对改造后的结构安全性负责。

受现场条件所限，检测报告可能存在与现场不符、深度不足等问题。在加固工程实施过程中，应根据需要进行补充检测，对之前检测报告的成果进行修正或补充。设计前需要通过现场踏勘、补充检测或者查阅相关项目资料等途径掌握更多信息，并作为设计依据。

第3款中“通过载荷试验确定构件的承载能力”的构件，主要指楼屋盖中的水平构件，如圆孔板、槽型板、预制梁等无相关资料的构件。

6.1.2 既有建筑加固，当遇到下列情况，且现有勘察报告不能满足设计要求时，应补充地质勘察：

1 因竖向增层、增加荷载等原因，导致地基基础荷载增加，需要加固地基基础的；

2 因抽梁拔柱等原因导致传力途径发生改变，需要加固地基基础的；

3 因地下室顶板取消改为下沉庭院，导致建筑结构自重减小，需要复核抗浮稳定的；

4 涉及水平扩建或加建电梯等改造的；

5 既有建筑场地工程地质、水文地质环境发生变化，需要加固地基基础的；

6 既有建筑无法正常使用，需要地基基础加固的；

7 既有建筑因周边工程建设等原因，需要对地基基础预加固的；

8 除以上情况外，设计认为有必要进行补充勘察的。

[条文说明]既有建筑加固改造,或涉及场地不良地质作用、边坡、水文等地质环境影响,或需要鉴定地基、地下水特性及抗浮评价等,或荷载增加对地基承载力和变形提出复核验算要求,当已有资料不能满足设计、施工要求时,进行相关岩土工程勘察是必要的。

第1款指因改造引起荷载增加等情况;

第2款指因改造如拔柱子,改变恒活荷载的传力途径;

第3款指因改造如地下室顶板取消改造为下沉庭院,减轻了建筑重量,需复核抗浮稳定的情况;

第6款指建筑出现与地基沉降有关的裂缝或倾斜现象,且有发展迹象的情况;

第7款考虑到既有建筑因周边新建工程、地下工程施工(如新建深基坑、地铁线路)等外部因素影响,可能对既有建筑地基基础产生不利影响,需要加固。

这些需要加固建筑,或因勘察资料丢失或因时间久远已不能反映场地和地基的特征,需要补充勘察。补充勘察需满足北京市地方标准《既有建筑加固改造工程勘察技术标准》DB11/T 2006-2022的相关要求。

抗震计算中建筑的场地类别,可参照临近建筑资料。

6.1.3 既有建筑的抗震加固方案应满足下列要求:

1 应根据房屋的实际情况,选择采用提高结构构件抗震承载力、增强结构抵抗变形能力的方案,避免因抗震构造措施不足导致大量加固;

2 加固后的结构应避免因局部加固形成新的薄弱层和软弱层;

3 应根据实际条件和使用要求选择适宜的加固方法。

[条文说明]当建筑抗震加固是为了建筑抗震性能要求的提高,例如抗震设防类别由丙类提高为乙类,或是建筑所在地区的设防烈度由7度调整为8度抗震加固工程中,难点之一是轴压比、体积配箍率、构件长细比、板件宽厚比等抗震构造措施不足的问题,一般会涉及房屋中的大多数抗侧力构件,逐一进行构件及节点的直接加固,过于浪费。采用合理的加固方案改变结构体系,如框架结构改变为框架-剪力墙结构、增设减震装置等,避免因框架抗震构造措施问题产生大量加固。

第3款中,结构加固分为直接加固与间接加固法。直接加固法是指通过加固补强措施,直接提高构件截面承载力和刚度的方法;间接加固法是指改变结构体系或构件受力状态的加固方法。直接加固法较为灵活,便于处理各类加固问题;间接加固法较为简便、可靠,且便于日后的拆卸、更换,可用于有可逆性要求的历史、文物建筑的抢险加固。设计时,根据实际条件和使用要求进行选择。

6.1.4 加固改造方案应减少拆改,在保证结构安全的条件下,减少对既有结构的伤害。

[条文说明]结构加固改造设计需进行方案比选,选择适合建筑功能调整和结构加固改造的技术路线,同时需考虑建筑现状和结构拆改加固的难度,选择对原结构伤害较小的改造方案。

设计时需遵循尊重现状的原则；各方应充分沟通，减少新增荷载，尽量减少加固量。方案选择可考虑下列因素：

(1) 原结构的结构体系明显不合理时，应采用改变结构体系的方法进行加固。加固或新增构件的布置，应消除或减少不利因素，使加固后结构的质量和刚度分布均匀、对称，防止局部加强导致结构平面不规则或竖向不规则。

(2) 结构整体性不符合要求时，可采用增设楼板叠合层、设置水平支撑或加大截面的方法增强整体性。

(3) 结构抗震性能不满足要求时，可采用改变体系和提高构件抗震承载能力的方法。对抗震薄弱部位、易损部位和不同类型结构的连接部位，其承载力或变形能力宜采取比一般部位更严格的措施。

(4) 新增的抗震墙、柱等竖向构件应补充基础设计，并复核地基承载力及变形。基础埋深宜和既有基础相同。

可通过以下措施发挥结构潜力，减少结构加固量：

(1) 框架底层柱，当柱子的受弯承载力不足时，可以在地面以下，基础顶面以上的一定高度范围内做钢筋混凝土围套形成高杯口基础，这样缩短了柱子的计算长度，增大柱的稳定系数，从而提高了柱子的承载力。

(2) 增加屋面支撑和柱间支撑以加强结构的整体刚度，使结构可按整体空间工作，提高了结构承载力。

(3) 在屋架或桁架系统中，当杆件的承载力不足时，可以增设支撑或辅助杆件，以减小构件的计算长度和长细比，使受压的杆件稳定系数增大，提高构件的抗压承载力。

(4) 框架结构抗震加固时，可以在合适部位均匀增设剪力墙、支撑或消能支撑以提高抗侧刚度。

(5) 当框架梁、连续梁和单向连续板的承载力不足而需要加固时，对直接承受静力作用的结构，适当考虑结构的塑性内力重分布，采用弹塑性的内力计算方法，可以使结构的内力分析与截面计算相协调，正确地估计结构的承载力，充分发挥结构的潜力合理调整配筋，方便施工，从而达到少加固或不加固的目的。

(6) 在有充分依据的情况下，可以考虑结构实际工作的一些有利因素：如适当考虑混凝土实际强度，计算梁截面时考虑受压钢筋的作用，框架梁的支座弯矩考虑柱宽而调整到柱边的修正，框架梁多遇地震下的配筋复核可考虑T形截面中楼板钢筋的作用等。

6.1.5 加固材料的耐久性，不宜低于建筑的加固设计工作年限。

[条文说明] 本条规定主要针对加固用结构胶，市场上的结构胶质量存在较大的差异，设计应对结构胶质量进行要求。混凝土结构加固应采用粘结强度高，收缩性小，抗老化，耐久性好，无毒，可靠的结构胶粘剂。通过检验与鉴定，其粘结性能、长期工作安全性能、抗震锚固性能、防火性能、开裂混凝土的适用性能和耐介质侵蚀能力等安全性能指标应符合《既

有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021-2021 附录 B 的规定，同时满足《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728 的相关要求。

6.1.6 界面处理技术、裂缝修补技术、锚固技术、阻锈技术、连接技术和修复技术等应符合现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367、《砌体结构加固设计规范》GB 50702 以及《钢结构加固设计标准》GB 51367 的规定。

6.1.7 采用粘贴钢板或粘贴纤维复合材加固的构件，应满足防腐、防火要求。

[条文说明]采用粘贴钢板、粘贴纤维复合材方法等粘贴类加固的构件，结构胶多为有机胶，高温时易软化失效，需结合防腐、防火做法采取可靠的“隔热”措施。可以采用非膨胀型防火涂料保护，防火涂料的厚度应满足相关规定。参考《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 外包型钢加固法的防护措施，也可采用抹厚度不小于 25mm 的高强度水泥砂浆（钢丝网防裂）的做法。

6.2 地基基础

6.2.1 应根据地基和基础鉴定结果及上部结构加固改造情况进行综合分析，确定地基和基础加固方案。加固方法应符合现行行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123 和《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的有关规定。

[条文说明]地基基础加固设计，应搜集既有建筑的原勘察报告，必要时尚应搜集处于同一工程地质单元的周边已有建筑的勘察资料和区域性地质资料。

既有建筑地基基础的加固设计，可按下列步骤进行：

(1) 结合地基基础和上部结构的现状，考虑上部结构、基础和地基的整体作用，选择分别进行加固地基、加固基础或加强上部结构刚度方案，或组合方案；

(2) 确定加固方案时，应从可靠度、施工可行性、施工材料来源和运输条件、施工难易程度、施工安全性及对邻近建筑和周围环境的影响等方面进行技术经济分析和比较；

(3) 对选定的加固方法，应通过现场试验确定具体施工工艺参数和施工可行性。

在选择地基基础加固方案时，本条强调应根据所列各种因素对初步选择各种加固方案进行对比分析，选定适宜的加固方法。可通过现场试验确定施工工艺参数和施工可行性，如锚杆静压桩、树根桩设计的单桩竖向承载力可通过单桩载荷试验确定，注浆加固可进行浆液配比试验和现场注浆试验，确定设计参数。

6.2.2 既有建筑地基基础加固设计，应遵循新旧基础变形协调原则，新旧基础之间应采用可靠的连接措施。

[条文说明]地基基础加固后，需新旧结构统一考虑，并注意之间的传力性能。扩大基础或增加桩进行加固时，新旧基础、新增加桩与原基础桩分担的荷载与新建建筑地基有所不同，应按变形协调的原则进行设计。扩大基础或改变基础形式时应保证新旧基础采取可靠的连接构造。

6.2.3 当增加荷载或改变传力途径时, 应进行地基和基础的承载力核算, 并按现行北京市地方标准《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ 11-501 的相关规定进行地基沉降变形计算。

[条文说明] 按《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021-2021 第 6.1.3 条第 6 款的规定, 应对地基基础进行复验算, 不足时进行相应加固, 确保地基基础安全。

改造设计中, 当拆除部分既有承重墙体时, 需充分考虑结构的整体安全性, 因其改变了传力路线引起地基基础受力情况改变, 应复核地基基础。

6.2.4 天然地基可考虑长期压密的影响。设计宜通过减小荷载、采用轻质材料等方式减轻建筑自重, 以减少加固工作量。

[条文说明] 新增荷载幅度与地基承载力压缩—固结作用提高幅度的对比分析, 属于地基承载能力核算的一项内容。“天然地基的长期压密”可按北京市《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025 第 4.2.1 条考虑, 对于不同土的提高系数见下表:

表6.2.4 地基承载力压缩—固结作用提高系数

年限与土类	p_a / f_a			适用条件
	1.0	0.8	<0.4	
2年以上的砂土地基 5年以上的粉土和粉质黏土 8年以上地基承载力标准值大于130kPa的黏性土	1.2	1.05	1.0	对不均匀沉降敏感的建筑或地基土质不均匀的建筑
		1.1	1.05	地基土质均匀的一般建筑

注: ① p_a 指基础底面实际平均压力。

②对于年限不够或碎石土、软弱土, 地基承载力压缩—固结作用提高系数可取1.0。

③表中的 f_a 为经深宽修正后的地基承载力标准值。

6.2.5 采用提高上部结构抵抗不均匀沉降能力的措施后, 地基承载力可取 f_{ac} 的1.1倍。

[条文说明] 本条与现行行业标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116-2009 第 4.0.3 条一致。

下列情况可认为是采用了“提高上部结构抵抗不均匀沉降能力”的措施: 砌体结构的大多数墙体采用板墙加固; 砌体结构的基础部位圈梁完整、闭合, 上部结构圈梁构造柱符合现行标准规定; 框架结构在基础顶部设置了刚度较大(跨高比可取 8~14)的基础拉梁。

本条可与第 6.2.4 条同时考虑, 即 f_{ac} 为计入地基长期压密效应后的承载力, 以利用原地基承载能力的潜力, 避免不必要的地基加固。

6.2.6 当基础底面压力值超过地基承载力标准值较多, 原天然地基不满足时, 可采用加大基础底面积、改变基础形式或新增桩基础等方法进行加固。

[条文说明] 加大基础底面积法的设计, 应符合下列要求:

(1) 当基础承受偏心受压荷载时, 可采用不对称加宽基础; 当承受中心受压荷载时, 宜采用对称加宽基础。

(2) 当基础主要承受压力, 采用混凝土套加固时, 基础每边加宽后的外形尺寸应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 中有关无筋扩展基础或刚性基础台阶宽高比允许值的规定, 沿基础高度每隔一定距离应设置锚固钢筋。

(3) 偏心受力基础采用钢筋混凝土套加固时, 基础加宽部分的主筋应满足现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 中有关扩展基础最小配筋率的要求, 且应与原基础内主筋焊接连接。当原基础内主筋配筋不足时, 可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 无筋扩展基础的要求设计。

(4) 当不能采用混凝土或钢筋混凝土套加大基础宽度的独立基础, 可将其改成条形基础; 无法加大宽度的条形基础, 可改成十字交叉条形基础或筏形基础。

6.2.7 由于荷载增加需对既有建筑桩基承载力进行验算, 若无原勘察资料可以采用时, 应委托勘察单位进行补勘, 依据现行标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《建筑桩基技术规范》JGJ 94 进行承载力验算。也可依据北京市地方标准《既有建筑加固改造工程勘察技术标准》DB11/T 2006-2022 附录 D 的方法, 对既有桩基进行再增加荷载的单桩承载力试验, 评估其承载力。

[条文说明] 桩基承载力的长期效应是指桩基在施工完成后, 其承载力随时间推移而发生变化的现象, 主要表现为承载力时间延长而增长或降低。这一现象主要受土体性质、桩型、施工工艺及环境因素等多方面影响, 目前缺乏桩长期承载力的相关研究; 对于桩基础或复合地基, 其承载力的变化应做专门研究。

6.2.8 既有建筑基础为桩基, 需要扩大既有基础、增加桩数时, 可按新增加的荷载由原基础桩和新增加桩按变形协调的原则共同承担进行承载力验算。

[条文说明] 参考《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123 引用的试验资料: 在增加荷载与原荷载基本相同时, 新增加桩与原桩基础桩分担的荷载虽先后不同, 但几乎共同分担。新增加桩与原基础桩分担的荷载与天然地基时有所不同, 应按变形协调的原则进行设计, 特别是端承桩时, 应考虑应力滞后效应, 避免各个击破。

6.2.9 既有建筑为天然地基, 在原基础内增加桩形成桩基时, 宜按新增加的全部荷载由新增加的桩承担进行承载力验算。

[条文说明] 参考《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123 引用的试验资料: 在原基础内增加桩时, 新增荷载在再加荷的初始阶段, 大部分荷载由新增加的桩承担, 随着荷载增加承台下地基土反力增加很小, 所以计算时可认为新增荷载由新增桩承担。

6.2.10 对既有建筑的独立基础、条形基础进行扩大基础, 并增加桩时, 可按既有建筑原地基增加的承载力承担部分新增荷载、其余新增加的荷载由新增桩承担进行承载力验算, 此时计算地基土承载力时, 不应计入新增承台的面积, 基础面积应按原基础面积验算。

[条文说明] 参考《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123 引用的试验资料: 在既有独立基础、条形基础进行扩大并增加桩时, 基础上部结构传来的荷载由原基础下的地基土、扩大基础面积下的地基土、桩共同承担; 但考虑到新增桩基施工时对扩大部分地基土的扰动, 所以计算时地基土承担部分新增荷载的基础面积应按原基础面积计算。

6.2.11 当地基变形不满足规范要求需要进行地基处理时,可采用注浆法、锚杆静压桩法、旋转钻进复合钢桩法、树根桩法、石灰桩法、灰土挤密桩法等处理方法。

[条文说明]地基处理的方法种类较多,应注重每种方法的适用地基土情况,适用条件可按现行行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123 相关规定执行。

锚杆静压桩设计,应符合下列规定:

(1) 锚杆静压桩法适用于淤泥、淤泥质土、黏性土、粉土、人工填土等地基加固。用于加固设计的锚杆静压桩宜穿过软弱下卧层进入较好的持力层。

(2) 锚杆静压桩的单桩竖向承载力可通过单桩载荷试验确定;当无试验资料时,可按地区经验确定,也可按现行标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007、《建筑桩基技术规范》JGJ 94 和《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DB 11-501 有关规定估算。

(3) 压桩孔应布置在墙体的内外两侧或柱子四周。

(4) 当既有建筑基础承载力和刚度不满足压桩要求时,应对基础进行加固补强,或采用新浇筑钢筋混凝土挑梁或抬梁作为压桩承台。

6.2.12 采用增大截面法加固筏板基础时,当增大截面后筏板基础梁或板的负弯矩钢筋不满足规范中受弯最小配筋率要求时,应按少筋混凝土计算支座正截面受弯承载力,应按实际情况计算冲切、剪切承载力,但支座负弯矩钢筋的配筋率不应小于 0.10%。

[条文说明] 本条仅针对筏板基础支座负弯矩钢筋的最小配筋率。

鉴于既有筏板负弯矩钢筋无法补强的客观情况,当符合下列条件可适当放松:

- (1) 原配筋率满足要求;
- (2) 增大截面后,原负弯矩区的受弯承载力按临界高度 h_{cr} 考虑;
- (3) 增大截面后,新增跨中配筋适当放大。

筏板基础增大截面只能在既有基础的上表面加厚,当截面加厚至原有负弯矩钢筋不满足受弯最小配筋率要求时,基础正截面受弯承载力设计值可参照《混凝土结构设计标准》(2024 年版) GB/T 50010-2010 第 8.5.3 条计算,对规范公式 8.5.3-1、8.5.3-2 做简单变换,可得如下少筋混凝土正截面受弯承载力计算公式:

$$M = \left(\frac{h_{cr}}{1.05} \right)^2 \rho_{min} f_y b = 0.9 h_{cr} (\rho_{min} b h_{cr}) f_y = 0.9 A_s f_y h_{cr}$$

其中 $h_{cr} = \frac{A_s}{\rho_{min} b}$, A_s 为原有负弯矩钢筋面积, M 为与 A_s 对应的正截面受弯承载力设计值,其余符号含义同规范。用原有负弯矩钢筋面积和受弯最小配筋率要求可计算出截面的临界高度 h_{cr} , 此高度对应的受弯承载力即为原有负弯矩钢筋对应的少筋混凝土截面的受弯承载力,也即原有负弯矩钢筋所能提供的最大受弯承载力,随着截面的进一步增大,其受弯承载力不再增加。对于受弯加固,当截面加厚至临界高度后,增大截面对受弯承载力的提高不再起作用,如受弯承载力仍不满足要求,需采取弯矩调幅(应注意验算裂缝宽度)等其他有效措施;对于抗冲切加固需要而导致的受弯最小配筋率不满足规范要求,当按少筋混凝土计

算满足受弯要求时，可不采取其他措施。

筏板基础虽不属于《混凝土结构设计标准》第 8.5.3 条中的次要构件，但由于筏板基础是超静定结构，且卧置在地基上，一旦开裂，地基反力会随之调整，不会像上部结构架空的梁板那样发生突然的脆性破坏。对于既有建筑，限于客观条件，负弯矩钢筋无法补强，可按少筋混凝土设计，适当降低受弯最小配筋率的要求。

6.2.13 严重不均匀地基上的、对不均匀沉降敏感的或重要的既有建筑，在加固改造施工期间及使用期间应进行基础沉降变形观测。应按规范控制地基基础加固或增加荷载后，相邻基础的沉降差、局部倾斜和整体倾斜值，保证建筑结构安全和正常使用。

[条文说明]本条主要是针对严重不均匀地基以及对不均匀沉降变形敏感的和重要的建筑物。建筑物的沉降变形观测包括从加固施工开始，整个加固施工期内和使用期间对建筑物进行的沉降变形观测。应以实测资料作为工程质量检查的依据之一。根据北京地区工程经验，当最后 100d 的沉降变形速率小于 0.01mm/d 时，可认为建筑物沉降变形进入稳定阶段。

6.2.14 当可能对邻近建筑、地下管线、道路的正常使用时或安全造成影响的地基处理或基础加固，应在设计阶段采取有效措施。

[条文说明]北京市建筑密度普遍偏大，施工对相邻建筑的影响应引起重视。施工前应分析可能产生的影响，采取必要的预防措施。参考现行行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123 的相关规定，可采取下列预防措施：为避免或减少土体位移与变形对建筑物的影响，可在既有建筑与施工地面间设置隔断墙（如钢板桩、地下连续墙、树根桩或深层搅拌桩等墙体）；对既有地下管线，可在施工前对管线的地基基础进行加固；在既有建筑周围大面积降水时，为避免地下水位降低增加建筑物沉降，造成道路、设备管线的开裂，应评价地下水位降低引起的附加沉降的影响，采取保护措施或对邻近建筑的地基进行加固处理。

6.3 砌体结构

6.3.1 砌体房屋的抗震加固可采用钢筋网砂浆面层加固、玄武岩纤维韧性砂浆面层加固、钢丝绳网片聚合物砂浆面层加固、板墙加固、增设抗震墙加固、外加圈梁构造柱加固、后张预应力加固等方法。

[条文说明]加固设计方法及计算按现行北京市《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689 执行。

6.3.2 砌体房屋应采用墙段综合抗震能力指数法验算，且墙段综合抗震能力指数不宜低于 0.80。

[条文说明]本导则中楼层综合抗震能力指数法、墙段综合抗震能力指数法的具体计算方法，执行现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023。

6.3.3 当既有砌体房屋的高度、层数超过规定限值时，应采取下列对策：

1 当既有多层砌体房屋的总高度超过规定限值，而层数不超过规定的限值时，应采取提高房屋的承载力并加强墙体约束的有效措施；

2 当既有多层砌体房屋的层数超过规定限值时，应改变结构体系或减少层数的方法。对于因抗震横墙较少而超限的房屋，可增设抗震横墙至满足要求；对于降为丙类即可满足要求的乙类设防的房屋，可改变用途降低设防类别；

3 对于横墙较少的丙类、乙类房屋，当总高度不超过规定限值 6m，且层数不超过规定限值 2 层时，可采用改变结构体系的方法。

当既有多层砌体房屋采用改变结构体系的方法时，可在保证楼板整体性的前提下，在两个方向均匀增设一定数量的钢筋混凝土抗震墙，或总厚度不小于 120mm 的钢筋混凝土双面板墙。对于装配式混凝土楼屋盖，该墙间距不应大于 9m；超过 9m 时，应采取可靠措施加强楼盖整体性，例如采用装配式混凝土楼屋盖增设叠合层的方法予以加固。

部分位置双面板墙设置受限时，可采用厚度不小于 120mm 的单面板墙替代，此时所有单面板墙承担的总水平地震剪力，不宜超过层剪力的 50%。

新增的混凝土墙或板墙应计入竖向压应力滞后的影响并宜承担结构的全部地震作用；

4 横墙较少的丙类多层砌体房屋，层数和高度分别超出规定限值 1 层和 3m 以内时，墙体承载力、构造柱、圈梁等，应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的相关要求；

5 多层砌体房屋的总高度、层数或高宽比超过规定限值，但未超过设防烈度低一度的限值时，可采取水平向减震系数不大于 0.40 的隔震加固措施；

6 当既有单层砌体房屋的层高超过规定限值时，应采取提高房屋承载力要求、提高墙体约束要求等措施。

[条文说明] 本条明确了超高、超层砌体房屋的加固、加强原则。考虑到既有房屋的层数和高度已经存在，宜优先选择有可操作性的抗震对策。总高度及层数的“规定”，指《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 的相关要求。

第 1 款中，既有砌体房屋层数不超过规定限值时，建筑高度可超过规定不大于 3m。“墙体约束的有效措施”主要是指圈梁、构造柱的设置及楼梯间墙体的整体性。

第 3 款中，当因结构缝或疏散间距等原因难以进行双面加固时，部分双面板墙可采用单面板墙替代。改变结构体系时，采用装配式混凝土楼盖的纵、横向抗震墙的间距，参考了现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 对于多层砌体横墙间距的要求。

在层数、高度不增加的前提下，可以针对一部分墙体进行板墙加固，不必全部采用。此时，未做板墙加固的墙体应有圈梁、构造柱，以保证这部分墙与经板墙加固的墙具有相当的延性。

板墙加固后的结构，虽然可视为改变了结构体系，但本质上还是砌体结构，抗剪能力得到了加强，抗弯能力没有本质变化，故对于加固后的层数、总高度不宜比正常的砌体结构放松过多。

单面板墙承担的地震作用下的水平剪力，指某一楼层所有单面板墙加固的墙体承担的水平剪力之和。

第4款中的横墙较少，指同一楼层内开间大于4.2m的房间占该层总面积的40%以上。对抗震横墙较少的房屋，在各层增砌一定数量的砌体横墙，新增横墙应设置基础，并采取措施保证增砌的横墙与周边砌体抗震墙及楼屋盖可靠连接，可解决横墙较少及相应的超高超层问题。

6.3.4 对于受压加固构件，原砌筑砂浆的强度等级低于 M2.5 时，宜采用钢筋混凝土板墙或围套加固方法。

[条文说明] 本条给出了砂浆等级较低时进行受压加固的做法。

在工程应用中关于砂浆强度的问题：《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116-2009 第 5.3.2 条：当采用水泥砂浆面层和钢筋网砂浆面层加固墙体设计时，原砌体实际的砌筑砂浆强度等级不宜高于 M2.5，而《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021-2021 第 6.7.3 条又要求钢筋网水泥砂浆面层加固墙体，原砌筑砂浆强度等级不应低于 M2.5。上述 2 条款是针对采用砂浆面层法加固提出的要求。需要说明的是，《既有建筑鉴定与加固通用规范》第 6.7.3 条第 1 款的内容为“对于受压加固构件，原砌筑砂浆的强度等级不应低于 M2.5”，即仅对受压构件的原砌筑砂浆的强度等级提出不应低于 M2.5 的要求，对于砌体结构抗震剪切加固，未提出具体的砂浆强度等级的要求。

砌体结构抗震剪切加固应满足《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 3.0.4 条、第 5.2.3 条（A 类砌体房屋）及第 5.3.4 条（B 类砌体房屋）的要求。当原砌筑砂浆的强度等级不高于 M2.5 时，可采用水泥砂浆和钢筋网砂浆面层加固方法，具体可按北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689 的相关规定执行。当原砌筑砂浆的强度等级高于 M2.5 时，现行有关标准未给出面层加固的基准增强系数，宜采用水泥砂浆和钢筋网砂浆面层加固方法以外的其他加固方式。

6.3.5 空心板加固时不宜采用粘贴钢板法加固，可选用粘贴碳纤维法加固；空心板上开洞时应复核承载力，不满足时，应整块拆除后采用现浇混凝土楼板替换。

6.4 钢筋混凝土结构

6.4.1 既有钢筋混凝土房屋的加固改造设计，应考虑施工可行性，保证新增构件与既有结构连接可靠，新旧混凝土共同工作。同时需计入新增构件应力、应变滞后效应。

[条文说明]新老构件结合面的处理对于加固后各构件协同工作十分重要,结合面的处理宜按《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025 第 6.3 节相关规定执行,对于墙、板构件宜植入短钢筋或增设锚栓等抗剪键。

实际工程中,难以卸除构件上的恒荷载及活荷载时,应按照《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 有关叠合构件的要求进行设计。可根据初始弯矩作用下的受力状态,用平截面假定对加固前后的截面应变进行线性叠加分析,作为考虑应变滞后的方法,设计新增截面的钢筋用量。

6.4.2 加固设计工作年限少于 50 年的房屋,采用混凝土房屋楼层抗震综合承载力法进行抗震验算时,应符合北京市地标《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689 附录 B 的规定。采用附录 B 的方法验算时,应计入抗震构造措施不足对综合抗震承载能力的影响,并应满足下列要求:

1 A、B 类房屋,应按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 考虑体系影响系数和局部影响系数;

2 C 类房屋,应按北京市地标《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689 考虑影响系数。

[条文说明]结构抗震加固设计中,可通过提高构件抗震承载力,降低构件构造措施要求,设计时需要注意以下几点:

(1) 要从提高房屋的整体抗震能力出发,防止因加固不当造成楼层刚度、承载力分布不均匀或形成短柱、短梁、强梁弱柱等新的薄弱环节。

(2) 在加固的总体决策上,应从房屋的实际情况出发,侧重于提高承载力,或提高变形能力,或二者兼有;必要时,可优先采用增设墙、改变结构体系的集中加固,避免每根梁柱普遍加固。

(3) A、B 类房屋抗震加固后的层间位移角的限值,当未改变体系时,不应低于建造时实行的标准;改变体系时,按现行设计标准执行。

在加固之前,应尽量卸除加固构件相关部位的全部活荷载。加固方案宜选择加强结构的整体性、增强结构的整体抗震性能,便于施工,最大限度发挥加固材料性能的方案。

6.4.3 特别不规则的既有建筑结构,应注重概念设计,针对结构不规则项采取措施;应采用抗震性能化设计方法进行补充计算分析,根据计算结果采用局部构件加固、改变结构体系、增设抗侧力构件等方式进行加固处理。

[条文说明]结构规则性的判断原则详见《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 第 3.4 节及《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010 第 3.4、3.5 节。

6.4.4 单跨框架结构不满足鉴定要求时,可采用抗震性能化设计方法进行补充分析,加固后应满足相应的性能目标。标准设防类的多层单跨框架,在罕遇地震作用下的抗震性能水准,

不宜低于本导则第 3.3 节中性能水准 4 的要求。重点设防类的多层单跨框架，性能目标应比标准设防类更高。

[条文说明]既有建筑难以避免单跨框架结构时，结合北京地区新建工程的做法明确了性能目标。鉴于单跨框架抗侧刚度小，耗能能力弱，超静定次数少、冗余度低，一旦柱子出现塑性较很容易出现连续倒塌，地震破坏严重，因此标准设防类单跨框架结构的性能目标应适当提高，不宜低于抗震性能水准 4。

大跨度单跨框架、高层单跨框架房屋，确需维持单跨时，需进行专门研究并采取更严格的加强措施。

6.4.5 钢筋混凝土构件混凝土有严重缺陷时，可采用置换混凝土加固法。混凝土强度偏低时，可采用置换混凝土加固、钢筋混凝土围套加固、外包型钢加固等方法。

[条文说明]原混凝土梁柱强度等级不满足 C13 最低要求，且无法采用置换的方法时，也可用围套或外包型钢（不是粘钢）法进行混凝土构件加固。围套或外包型钢法应采用四周加大截面的方式，且不应考虑梁柱原混凝土对承载力的贡献。

6.4.6 增大截面法、置换混凝土法、粘贴钢板法、粘贴碳纤维复合材法加固混凝土构件时，被加固构件现场实测混凝土强度及配筋率应满足相关规范要求。

[条文说明]在加固工程中，对被加固构件材料的实际强度等级最低值进行限制，主要是为了保证新旧材料界面的粘结性能，使其结合面能够可靠地传力、协同地工作。增大截面法限制了基材混凝土强度；粘贴钢板、碳纤维复合材法限制了基材混凝土强度及配筋率。

6.4.7 对于配筋率不小于 0.15% 的板类受弯构件宜符合下列要求：

- 1 当承载力满足要求且混凝土强度等级不高于 C40 时，可不进行加固；
- 2 当承载力不足时，可采用增大截面法加固，或增设肋型梁减小板的跨度。

[条文说明]采用增设肋型梁减小板的跨度加固楼板（如板底新增钢梁），增设支座后的楼板按简支复核板底承载力满足要求的情况下，支座部位的板顶，可由设计决定是否采取粘贴钢板、碳纤维布等措施，防止板面开裂。

混凝土规范 BJG 21-66 及 TJ 10-74 版本，允许受弯构件及偏心受拉构件的受拉钢筋等最小配筋率到 0.1%。

表 6.4.7-1 BJG 21-66 混凝土规范纵向受力钢筋的最小配筋百分率 (%)

项次	分类	混凝土标号		
		200 及以下	250~400	500
1	轴心受压构件的全部受压钢筋	0.4	0.4	0.4
2	偏心受压及偏心受拉构件的受压钢筋	0.2	0.2	0.2
3	受弯构件的受拉钢筋	0.1	0.15	0.2
4	偏心受压及偏心受拉构件的受拉钢筋	0.1	0.15	0.2

表6.4.7-2 TJ10-74混凝土规范纵向受力钢筋的最小配筋百分率 (%)

项次	分类	混凝土标号		
		200 及以下	250~400	500~600
1	轴心受压构件的全部受压钢筋	0.4	0.4	0.4
2	偏心受压及偏心受拉构件的受压钢筋	0.2	0.2	0.2
3	受弯构件、偏心受压及偏心受拉构件的受拉钢筋	0.1	0.15	0.2

表6.4.7-3 GBJ 10-89混凝土规范纵向受力钢筋的最小配筋百分率 (%)

分类	混凝土强度等级	
	≤C35	C40~C60
轴心受压构件的全部受压钢筋	0.4	0.4
偏心受压及偏心受拉构件的受压钢筋	0.2	0.2
受弯构件、偏心受压构件、大偏心受拉构件的受拉钢筋 及小偏心受拉构件每一侧的受拉钢筋	0.15	0.2

表6.4.7-4 GB 50010-2002钢筋混凝土结构构件中纵向受力钢筋的最小配筋百分率 (%)

受力类型	最小配筋百分率
受压构件 - 全部纵向钢筋	0.6
受压构件 - 一侧纵向钢筋	0.2
受弯构件、偏心受拉、轴心受拉构件一侧的受拉钢筋	0.2 和 $45f_t/f_y$ 中的较大值

6.5 钢结构

6.5.1 单跨钢框架结构难以新增抗侧力构件时，可采用性能化设计方法进行补充分析，加固后应满足相应的性能目标。

[条文说明]单跨框架结构难以改变体系而需维持为单跨时，标准设防类多层单跨框架结构，在罕遇地震作用下的抗震性能水准，不宜低于本导则第3.3节中性能水准4的要求；重点设防类的性能目标应比标准设防类更高。

大跨度单跨框架、高层单跨框架房屋，确需维持单跨时，需进行专门研究并采取更严格的加强措施。

6.5.2 钢结构连接与节点加固时，应满足下列要求：

- 1 钢结构连接的加固方法，依据原结构的连接方法和实际情况分别选用焊接、普通螺栓连接、高强度螺栓连接，以及焊接与高强螺栓摩擦型连接并用的连接方法；
- 2 在同一部位连接，不宜采用焊缝与普通螺栓共同受力的混合连接方法；
- 3 对负荷状态下，宜采用沿受力方向的纵向焊缝，并且不宜采用熔透焊。当采用端焊缝加固，或需要破坏原有连接、扩大原栓孔或增加栓孔时，应采取合理的施工工艺和安全措施，并核算结构、构件及其连接在加固过程中是否具有施工需要的承载力；
- 4 被加固构件原为螺栓或铆钉连接时，可采用高强度螺栓或普通精制螺栓连接加固；
- 5 原有钢材的可焊性不满足要求时，不应采用焊接加固。

[条文说明]本条原则上与现行《钢结构加固设计标准》GB 51367 保持一致,取消了铆钉连接方法。铆钉连接由于施工繁琐,目前已经被淘汰,不宜再使用。加固用的普通螺栓应采用 A、B 级精制螺栓。

钢结构常用连接方法中,其连接刚度的大小,依次为焊接、摩擦型高强螺栓连接、铆钉连接和普通螺栓连接。连接刚度相差较大时,比如采用焊缝连接对普通螺栓连接进行加固时,应按刚度大的连接方法单独受力进行连接计算。

第 1 款中,节点加固一般宜与原结构的连接方法一致。当原结构为焊接时,应采用焊接加固,而不宜用普通螺栓等其他连接方法;为防止板件疲劳裂纹的扩展时,可采用有盖板的摩擦型高强度螺栓连接方法加固。

不论从施工难易或加固效果而言,焊缝连接的加固均应首先考虑增加长度来实现,其次考虑增加焊脚尺寸或同时增加焊缝长度和焊脚尺寸来实现。但不论哪种方法,都应对施焊前后和过程中的焊缝连接强度进行验算,以保证安全。焊接产生的高温对构件及节点的承载力会有影响,施工过程中应有必要的措施。对于处在高应力状态的钢构件尤其重要,必要时应采取卸载措施。

第 2 款中,焊缝与摩擦型高强螺栓共同受力的条件是指,当其连接的承载力比值在 0.5~3.0 范围内时,可按共同工作的假定进行加固计算;否则,不应考虑承载力小的连接的作用。

第 3 款中,负荷下,采用长度垂直于受力方向的横向焊缝加固钢结构承重构件时,极易因施焊过程中焊件过热而导致原构件连接的承载力急剧下降,甚至完全失控。在这种情况下,往往来不及采取应急措施,便已发生安全事故,应避免。

相似的问题也会出现在熔透焊上,所以予以限制。

当采用摩擦型高强度螺栓加固而需在横截面上增加、扩大栓孔,或拆除原有铆钉、螺栓等连接件过多时,也会使原构件连接承载力急剧降低。为此,为避免加固施工中发生工程事故,必须采取合理的施工工艺和安全措施,并进行施工条件下的承载力核算。

6.5.3 钢结构加固后的结构或构件,其防火设计应满足《建筑设计防火规范》GB 50016 及《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 的要求,其防腐设计应满足《钢结构设计标准》GB 50017、《工业建筑防腐设计标准》GB/T 50046 及《建筑钢结构防腐设计规程》JGJ/T 251 的要求。

7 消能减震和隔震加固设计

7.1 一般规定

7.1.1 本章适用于既有钢筋混凝土结构、钢结构、单层厂房、底层（部）框架砖房等结构的消能减震加固设计及多层砌体、多高层钢筋混凝土等结构的隔震加固设计。

7.1.2 既有建筑应根据实际情况采用消能减震和隔震技术进行加固设计。对学校、幼儿园、医院、养老机构、儿童福利机构、应急指挥中心、应急避难场所、广播电视等既有建筑进行抗震加固时，应经充分论证后采用隔震、减震等技术，保证其抗震性能符合抗震设防规定。

[条文说明]《建设工程抗震管理条例》（中华人民共和国国务院令 第 744 号）第二十一条要求：位于高烈度设防地区、地震重点监视防御区的学校、幼儿园、医院、养老机构、儿童福利机构、应急指挥中心、应急避难场所、广播电视等已经建成的建筑进行抗震加固时，应当经充分论证后采用隔震减震等技术，保证其抗震性能符合抗震设防强制性标准。对这条规定的理解有以下 3 点：对上述“两区八类”既有建筑的抗震加固，不强制要求一定采用隔震、减震技术；当采用隔震、减震技术对上述“两区八类”既有建筑进行抗震加固时，应对拟采用的隔震、减震技术，以及与隔震、减震技术相关的加固技术、施工工艺的适用性、可靠性等进行充分论证，确保加固后建筑的抗震性能符合抗震设防强制性标准，又不对既有建筑产生伤害；项目论证时应提供采用隔震、减震技术的抗震设防专篇设计文件，根据专家论证意见调整后的抗震设防专篇文件随施工图设计文件一同备案。

7.1.3 采用隔震技术加固前，应根据结构抗震设防类别、场地条件、设计地震动参数、既有建筑的结构类型和改造后的使用要求、托换施工的条件，对隔震技术加固方案进行技术和经济综合分析，确定合理的隔震方案。

7.1.4 由于设防类别或设防烈度的提高，导致钢筋混凝土结构的抗震承载力及抗震措施不满足鉴定要求时，宜采用隔震加固或消能减震加固。

[条文说明]运用减隔震技术对既有建筑进行抗震加固，不仅可以显著提升建筑的抗震性能，还能减少对原有结构构件的直接加固需求。当既有建筑的抗震构造措施无法满足现行规范要求时，采用减隔震技术作为一种加固手段，能够有效降低对传统抗震构造措施的依赖，从而以更经济、高效的方式提升建筑的整体抗震能力。后续使用年限少于 50 年的既有建筑采用消能减震技术进行加固，消能减震结构罕遇地震下层间位移角小于国家现行标准限值的 $1/2$ 时，既有建筑抗震构造措施可按抗震等级降低一级考虑。

7.1.5 减隔震装置的设计工作年限不宜低于既有建筑结构的加固设计工作年限，当减隔震装置的设计工作年限低于既有建筑结构加固设计工作年限时，应预设更换措施并明确检测时间。

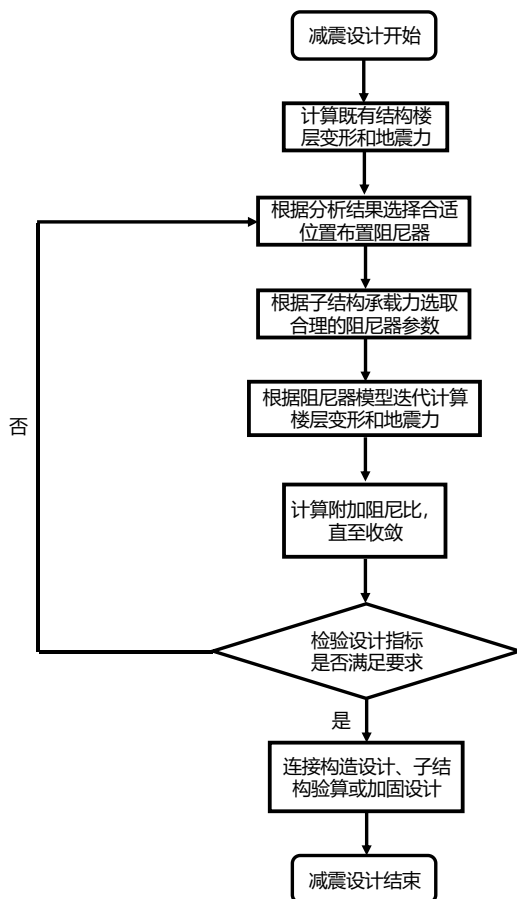
7.1.6 消能减震和隔震加固设计应符合《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 和《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689、《建筑工程减隔震技术规程》DB11/2075 的相关规定。

7.2 消能减震加固设计

7.2.1 消能减震加固设计时，应根据既有建筑的抗震鉴定结果、多遇地震作用下的承载力和变形要求及罕遇地震作用下的结构变形控制要求，并考虑既有建筑状况，选择设置适当的消能器。消能器的选择应考虑消能器在不同水准地震作用下的工作状态、消能器与既有建筑的连接形式和技术可靠性、技术经济指标等因素。

[条文说明]既有建筑减震加固设计与新建建筑减震设计在核心逻辑、设计流程及关注点上存在显著差异，尤其是对既有结构现状的适应性考量。新建建筑减震设计是“从结构需求出发选择减震装置”，而既有建筑减震加固设计则是“基于结构现状反推减震方案”。既有建筑减震加固设计时需要重点关注子结构承载力和连接承载力，反推减震装置阻尼力，并考虑减震装置布置位置等既有建筑状况，得到合理的减震设计方案。既有建筑减震加固设计的本质是“在约束条件下寻求最优解”，需将结构安全、功能保留与经济可行性结合，通过精细化设计实现“旧结构”的抗震性能升级。

减震加固设计流程图如下所示：



7.2.2 既有建筑采用消能减震技术进行抗震加固设计时，应符合下列原则：

- 1 宜减少对原结构构件的加固量；
- 2 建筑加固后的结构刚度宜分布均匀；
- 3 单跨框架结构可采用增设屈曲约束支撑的方案；

4 既有建筑采用预制楼板时，应首先加强楼、屋盖整体性。

[条文说明]多层和高层钢筋混凝土房屋存在下列情况时，可采用消能减震技术进行加固：

房屋刚度不足、明显不均匀或有明显扭转效应时，可增设位移相关型消能器加固；结构构件的承载力不足或抗震构造措施不满足要求且房屋刚度足够时，可增设速度相关型消能器加固；单跨框架，可设置屈曲约束支撑加固，并在必要时首先加强楼盖和屋盖的整体性。

(1)既有建筑抗震加固的方案应根据抗震鉴定结果，综合分析建筑的现状和加固目标，区别对待，提出合理方案。既有建筑的刚度较小时，地震下变形较大的结构宜采用金属阻尼器、摩擦型阻尼器或黏弹性阻尼器，他们不仅能提供附加阻尼，还提供附加刚度。

(2)采用消能减震加固方案可极大地减少对结构构件的直接加固，是采用消能减震技术的优势所在。通常仍需要加固的构件是与消能部件直接相关联的构件，数量有限。

(3)采用消能减震技术解决结构不规则性时，金属阻尼器中的屈曲约束支撑效果最佳。可以通过布置支撑使结构平面扭转效应或上下刚度突变满足规范的限值要求。

(4)单跨框架结构采用屈曲约束支撑加固后，消能部件能够起到“抗震墙”的作用，同时又具有良好的延性性能，可以解决单跨框架结构冗余度低的问题。

(5)作用在结构上的地震作用，通过楼板传递到消能子结构上。因此，楼板应具有一定的整体协调能力。对于预制楼板，应在楼面铺设 40—50mm 的混凝土现浇层或采取其他加强楼面整体性的措施。

7.2.3 消能器可直接布置于既有建筑内部，必要时对连接部位或个别构件进行加固；当在既有建筑内部不便于设置消能器时，可增设带消能器的附加框架进行加固，应计入该框架与原结构的组合刚度。消能部件的设置，应便于检查、维护和替换。

[条文说明]消能器的安装形式一般分为支撑型、墙型、柱型、门架型和腋撑型等，设计时应根据工程具体情况和消能器的类型合理选择安装形式及连接构造。

7.2.4 采用屈曲约束支撑加固的钢筋混凝土框架结构，抗震等级、层间位移角限值应按照钢筋混凝土框架结构取值。

[条文说明]采用屈曲约束支撑加固的钢筋混凝土框架结构与采取普通钢支撑加固的钢筋混凝土框架结构，虽然都是在结构中增加支撑以提高刚度和强度，但其抗震理念、力学性能和加固效果有根本性的不同。普通钢支撑受力状态不对称，受拉时能正常发挥强度，但受压时容易发生屈曲失稳，导致支撑提前破坏，无法持续耗能。屈曲约束支撑受力状态对称，通过外包约束构件限制核心钢构件的侧向变形，使其在受压和受拉时都能达到屈服强度，实现全截面屈服耗能，不会发生整体屈曲。普通钢支撑抗震可靠性更低，支撑受压屈曲后会丧失承载力，可能导致框架梁柱承担额外荷载而破坏，耗能能力有限，仅能在受拉阶段少量耗能，整体抗震冗余度不足。屈曲约束支撑耗能能力强，屈服后可产生稳定的滞回曲线，吸收大量地震能量，大幅降低结构地震响应。因此，采取普通钢支撑加固的钢筋混凝土框架结构

需要与未设置普通钢支撑的钢筋混凝土框架结构进行包络设计,并需要对钢筋混凝土框架结构承担的剪力进行调整。采用屈曲约束支撑加固的钢筋混凝土框架结构无需进行包络设计,其钢筋混凝土框架部分所承担的剪力亦无需进行调整。

采用屈曲约束支撑的结构,其抗震等级应按原结构的类型和规定确定。抗震等级是用来衡量结构构件抗震构造措施要求高低的一个标准,采用屈曲约束支撑加固的钢筋混凝土框架结构,其抗震等级应按照未加固前的钢筋混凝土框架结构来确定。层间位移角限值是为了保证主体结构在罕遇地震下不致严重损坏或倒塌,屈曲约束支撑的设置提高了结构的刚度和阻尼,使得结构在小震下位移更小,在大震下能通过屈曲约束支撑的屈服来控制位移,但层间位移角限值仍然参照主体结构来设定。采用屈曲约束支撑加固后,结构的设计输入标准(抗震等级和位移角限值)仍按原框架结构体系采用,但屈曲约束支撑通过提供附加刚度和阻尼,极大地提升了结构实现这些性能目标的能力,从而达到了抗震加固的目的。

7.2.5 消能部件附加给结构的有效刚度和等效阻尼比,可按下列方法确定:

1 位移相关型消能器和非线性速度相关型消能器及连接消能器的部件附加给结构的有效刚度可采用等效线性化方法确定。

2 消能部件附加给结构的等效阻尼比可按式计算:

$$\zeta_d = \left(\sum_{j=1}^n W_{cj} \right) / (4\pi W_s) \quad (7.2.5-1)$$

式中: ζ_d ——消能减震加固结构的附加等效阻尼比;

W_{cj} ——第 j 个消能器在结构预期层间位移 Δ_{uj} 下往复循环一周所消耗的能量 (kN·m);

W_s ——消能减震加固结构在水平地震作用下的总应变能 (kN·m);

注:当消能部件在结构上分布较均匀,且附加给结构的等效阻尼比小于 20% 时,消能部件附加给结构的等效阻尼比也可采用强行解耦方法确定。

3 不计及扭转影响时,消能减震加固结构在水平地震作用下的总应变能,可按式计算:

$$W_s = \sum (F_i U_i / 2) \quad (7.2.5-2)$$

式中: F_i ——质点 i 的水平地震作用标准值 (kN);

U_i ——质点 i 对应于水平地震作用标准值的位移 (m)。

4 速度线性相关型消能器在水平地震作用下所往复一周所消耗的能量,可按式计算:

$$W_{cj} = (2\pi^2 / T_1) C_j \cos^2 \theta_j \Delta u_j^2 \quad (7.2.5-3)$$

式中: T_1 ——消能减震加固结构的基本自振周期 (s);

C_j ——第 j 个消能器的线性阻尼系数 [kN·s/m];

θ_j ——第 j 个消能器的消能方向与水平面的夹角 (°);

Δu_j ——第 j 个消能器两端的相对水平位移 (m)。

当消能器的阻尼系数和有效刚度与结构振动周期有关时,可取相应于消能减震加固结构基本周期的值。

5 位移相关型消能器、非线性黏滞消能器在水平地震作用下往复一周所消耗的能量,可按式计算:

$$W_{cj} = A_j \quad (7.2.5-4)$$

式中: A_j ——第 j 个消能器的恢复力滞回环在相对位移 Δu_j 时的面积 (kN·m)。消能器的有效刚度可取消能器恢复力滞回环在相对水平位移 Δu_j 时的割线刚度。

6 消能部件的有效刚度、等效阻尼比参数应与同一地震水准下结构性能相协调。

[条文说明] 减震结构附加阻尼比计算常用算法有能量法(规范法)和能量比较法。

(1) 能量法(规范法)采用公式 $\xi_a = \sum_j W_{cj} / (4\pi W_s)$ 计算减震附加阻尼比可分为振型

分解反应谱法和时程分析法。

振型分解反应谱法是目前国内结构减震设计时采用较多的分析方法,采用振型分解反应谱法分析时,结构有效阻尼比可采用迭代方法计算。能量法计算附加阻尼比的公式通常基于单自由度正弦波推导而来,该方法假定结构和消能器的位移和力具有一定的相关性,且各阶振型的阻尼比相同。但实际情况中,消能器的布置可能不均匀,结构的振型也较为复杂,消能器并非同时达到最大变形,这就使得实际的耗能情况与理论假定存在差异。在实际结构中,消能器可能由于建筑功能、结构布置等原因分布不均匀。不同位置的消能器在地震作用下的响应不同,达到最大变形的时间也可能不同。

但是为了较精确模拟消能器非线性特征,对于消能减震结构还是时程分析方法较为可靠和准确。根据地震波和结构恢复力特性曲线,对结构的动力方程积分,通过软件积分将结构每一瞬时结构的位移、速度、加速度、构件内力等物理量的变化都计算出来,得到结构在地震作用下内力、变形分析结果。鉴于不同地震波输入进行时程分析的结果存在一定的差异,现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 中规定一般可以根据小样本容量下(不少于 2 组实际记录和 1 组人工模拟的加速度时程曲线作为输入)的计算结果来估计结构地震作用效应值,也可以采用较大样本容量(不少于 5 组实际记录和 2 组人工模拟时程曲线作为输入)的计算结果来估计。选用 3 组地震记录时程曲线输入计算时,附加有效阻尼比取各工况最小值。选用 7 组及以上的地震记录时程作输入时,附加有效阻尼比取各工况平均值。采用时程分析法计算消能器附加给结构的有效阻尼比时,消能器两端的相对水平位移、质点的水平地震作用标准值、质点对应于水平地震作用标准值的位移,应采用时程分析结果的包络值。实际输入的地震波是随机的,其频率成分和幅值随时间不断变化。消能器在这种随机荷载作用下的耗能情况较为复杂,与基于正弦波假定的能量法计算模型存在偏差。由于消能器并非同时达到最大变形,它们在不同时刻对地震能量的吸收和耗散也不同,而能量法很难准

确捕捉这种动态的、非同步的耗能过程，导致计算结果偏大。

因此，能量法计算消能器附加阻尼比的基本原理是基于消能器耗能与结构总应变能的关系。当消能器并非同时达到最大变形时，会导致能量法计算结果偏大，过高估计消能器附加阻尼比。

(2) 能量比较法基于时程分析工况，可根据时程工况下得到的结果，利用主结构模态耗能/主结构阻尼比=消能器非线性耗能/消能器附加阻尼比，通过消能器累积耗能、主体结构模态阻尼累积耗能估计出附加有效阻尼比 ζ_d ：

$$\zeta_d(t) = \zeta_0 \times \frac{E_d(t)}{E_c(t)}$$

式中： $\zeta_d(t)$ ——附加有效阻尼比时程；

ζ_0 ——主体结构阻尼比，一般为常数；

$E_d(t)$ ——结构中消能器累积耗能时程；

$E_c(t)$ ——结构固有模态阻尼累积耗能时程。

减震加固结构附加阻尼比通常可通过能量法（规范法）进行预估设计，再采用时程分析结果进行校核。

7.2.6 加固后结构在多遇地震和罕遇地震下的层间位移角应满足现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的要求。

7.2.7 采用消能减震技术进行结构加固设计时，消能子结构的截面抗震验算应符合下列规定：

- 1 消能子结构应确保在罕遇地震作用下消能器正常工作，并应满足极限承载力的要求。
- 2 消能部件由梁单独承载时，梁的承载力应符合下式规定：

$$S_{GE} + S_{Ehk}^* \leq R_u \quad (7.2.7)$$

式中： S_{GE} ——重力荷载代表值作用的效应标准值；

S_{Ehk}^* ——罕遇水平地震作用标准值的效应，不考虑与抗震等级有关的调整系数；

R_u ——按材料最小极限强度计算的承载力；混凝土强度可取立方强度 0.88 倍、钢筋强度可取屈服强度标准值的 1.25 倍、钢材强度可取最小极限值。

[条文说明] 本条文针对消能子结构在加固设计中的性能提出具体要求，强调其变形能力与承载力稳定性是确保消能减震系统有效性的关键。应确保消能子结构的强度和刚度满足要求。对于直接连接型减震结构，子结构性能可适当放宽；但间接连接型需特别关注梁柱等连接构件的弹性需求。此外，节点设计应避免过度加强子结构，以防能量集中导致阻尼器耗能效率下降。

在罕遇地震作用下,消能子结构的承载力应保持稳定,确保消能减震系统在罕遇地震中可靠工作。子结构的设计承载力应高于消能器的最大出力,并考虑材料强度退化、损伤累积等不利因素。验算罕遇地震下消能子结构的变形与承载力是否满足要求时,重点关注其滞回曲线是否饱满、承载力是否出现明显退化。罕遇地震下的结构弹塑性分析应采用时程分析法,并应至少采用3条《建筑工程减隔震技术规程》DB11/ 2075 附录 E 给出的地震波。

消能子结构保证消能器在罕遇地震下能够正常工作,需要满足大震极限承载力性能目标。此外,为保证消能部件的安全,消能子结构连接节点和构件验算中还应考虑地震作用下消能器引起的附加弯矩不利影响。

消能部件由梁间接承载时,如下图所示,图中圆圈所示位置在大震作用下不应出现塑性铰,梁兼起连接构件的作用,消能部件连接的梁应能够保证大震下消能器正常工作,需要满足大震极限承载力要求。

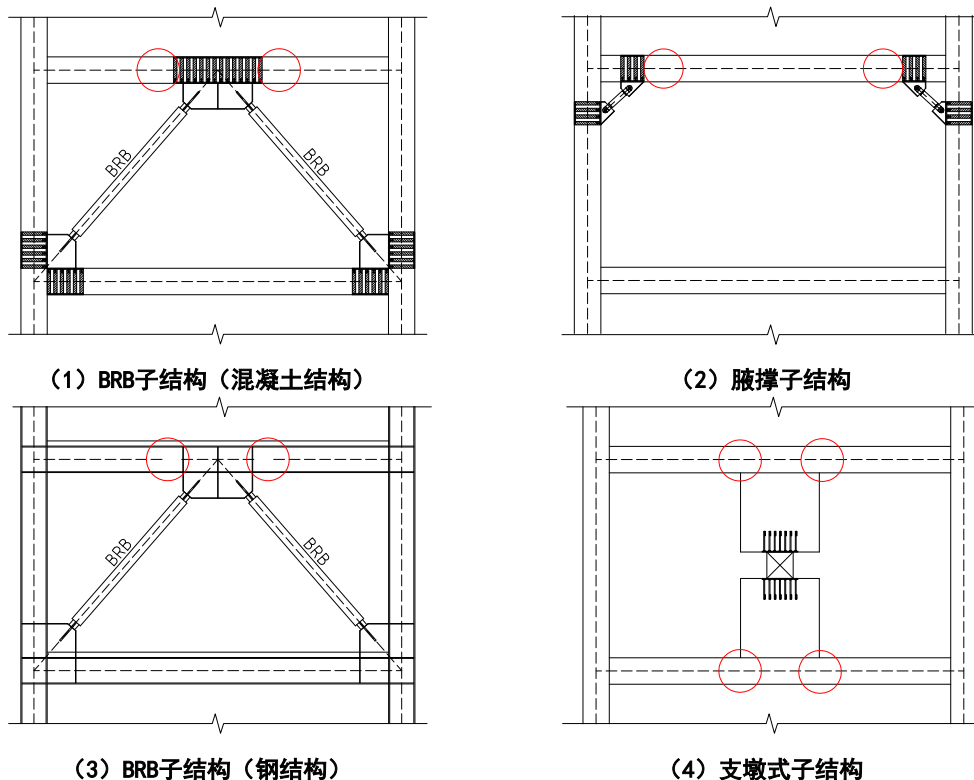


图7.2.7 子结构不允许出现塑性铰位置示意

7.2.8 连接消能器的结构构件的抗震验算应符合下列规定:

- 1 消能子结构节点核心区的抗震验算,应考虑消能器对结构的作用。
- 2 连接消能器的结构节点部位组合弯矩设计值应考虑连接器连接部件端部的附加弯矩。
- 3 在消能器施加给主结构最大阻尼力作用下,消能器与主结构之间的连接部件应在弹性范围内工作。
- 4 当消能器的轴线与其连接的结构构件的轴线有偏差时,结构构件截面验算应考虑相应的附加弯矩。
- 5 与消能器相连的支撑、节点板或连接板构件(包括连接高强螺栓或焊缝)、化学锚栓、

预埋锚栓等应进行强度、稳定性复核。

[条文说明]本条是对消能器连接路径上所有组成部件的全面验算要求。包括节点核心区、支撑、节点板、连接板等，均应进行承载力、强度、局部稳定及整体稳定复核。保证消能器与主体结构之间传力路径可靠，实现预期耗能目标。

7.2.9 与位移相关型或速度相关型消能器相连的预埋件、支撑和支墩、剪力墙及节点板的设计作用力取值应为消能器极限力的 1.2 倍。

[条文说明]北京市地方标准《建筑工程减隔震技术规程》DB11/2075 第 8.18 条：与位移相关型或速度相关型消能器相连的预埋件、支撑和支墩、剪力墙及节点板的设计作用力取值应为消能器极限力的 1.2 倍，而不是“消能器在设计位移或设计速度下对应阻尼力的 1.2 倍”。依据条文说明，此处的“消能器极限力”指消能器在极限位移或极限速度下对应的阻尼力。

对于屈曲约束支撑，一般采用双线性滞回模型。产品性能参数中包括屈服前刚度 K_d 、屈服位移 Δu_{dy} 、屈服后刚度比、极限位移 Δu_{dmax} 等参数，依据这些参数可计算出极限位移对应的阻尼力，即为“消能器极限力”，将其乘以 1.2 后进行预埋件等相关计算。

如某屈曲约束支撑产品，屈服前刚度为 61.7kN/mm、屈服位移为 8.1mm、屈服后刚度比为 0.035、极限位移为 35.3mm，则可按下式计算“消能器极限力”：

$$61.7 \times 8.1 + 61.7 \times 0.035 \times (35.3 - 8.1) = 558.50 \text{ kN}$$

也可取产品性能参数中提供的极限承载力，一般情况下屈曲约束支撑极限承载力为屈服承载力 1.5 倍，或按《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99-2015 中式 E.2.4 计算屈曲约束支撑极限承载力。

金属型消能器极限承载力取值方法可参考屈曲约束支撑；对于黏滞消能器，可取产品极限速度对应的阻尼力，可通过大震动力弹塑性时程分析中滞回曲线得到。

7.2.10 附加框架的抗震验算应符合下列规定：

1 附加框架的截面组合内力包括附加框架自重和地震作用下所分担的内力，构件截面抗震验算、节点核心区抗震验算应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的规定。

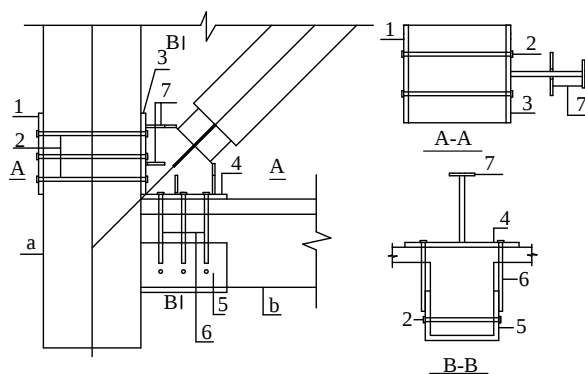
2 设置消能器的附加框架与既有结构的后锚固抗剪键的抗剪验算，应能保证消能器达到极限位移或极限速度时附加框架与既有结构之间有效连接。抗剪键的设计应考虑群锚效应，梁上群锚和柱上群锚应按开裂混凝土考虑，并应符合国家现行标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 和《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ 145 的规定。

3 附加框架的抗震等级，应与既有结构中原有框架的抗震等级保持一致。

[条文说明]附加框架与既有结构的后锚固抗剪键因受力集中，易致锚固区混凝土开裂，梁体与柱体上的群锚，均应基于开裂混凝土的力学特性进行设计分析。

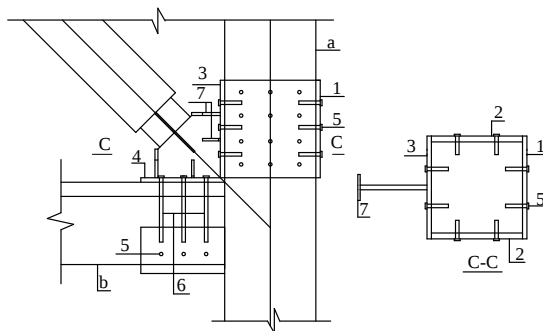
7.2.11 消能器与既有结构之间的连接构造应符合下列规定：

- 1 消能支撑与既有建筑的连接可采用对穿式连接（7.2.11-1）和外包式直连（7.2.11-2）。
- 2 连接消能器部件中的锚板、锚栓、节点板、连接件、预埋件（7.2.11-1~7.2.11-2）等连接构造应保证消能器处于正常工作状态，不应出现平面外失稳、局部屈曲、开焊、滑脱、滑移或拔出破坏等。
- 3 连接消能器部件的构造措施应符合国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、《钢结构设计规范》GB 50017、《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ 145 等的规定。
- 4 既有建筑采用屈曲约束支撑（BRB）进行加固时，底层需采取措施确保屈曲约束支撑（BRB）直接传力至基础。
- 5 当消能部件与既有建筑的结构主体采用直接连接时：既有混凝土结构，连接节点宜采用整体钢套箍连接或对拉锚固连接；既有钢结构，节点板与既有钢梁、柱宜采用焊接。
- 6 消能部件与混凝土框架采用钢框嵌套式连接时，应符合下列规定：
 - （1）钢框可嵌入混凝土框架中，消能部件可通过节点板与钢框连接。
 - （2）可由栓钉和锚筋承担全部钢框传至混凝土框架的内力。
 - （3）钢框可采用 H 型钢或槽型钢，混凝土过渡区内应配置纵筋和箍筋，锚筋应按现行行业标准《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ145 的有关要求设计。



a—既有框架柱；b—既有框架梁；1—背板；2—对穿螺杆；3—柱锚板；
4—梁锚板；5—侧板；6—对穿螺杆，穿楼板与钢板焊接；7—加劲肋。

图 7.2.11—1 对穿式直连示意图



a—既有框架柱；b—既有框架梁；1—背板；2—侧板；3—柱锚板；

4—梁锚板；5—锚栓；6—对穿螺杆，穿楼板焊接；7—加劲肋。

图 7.2.11-2 外包式直连示意图

[条文说明] 屈曲约束支撑、支撑式消能部件与既有结构连接的常用做法有外包钢法、内嵌钢框架法、对拉螺栓或化学锚栓局部后锚固法。大部分连接点位于构件的塑性铰区，为防止混凝土开裂后锚筋拔出，本导则推荐采用外包钢法、内嵌钢框架法，外包钢法优先采用梁柱外包钢法，条件受限时，可选用梁外包钢法或柱外包钢法，常用节点做法见 7.2.11-1~7.2.11-4。

采用外包钢法时，外包钢应有充分的刚度和承载力，防止与消能减震部件相连的外包钢板发生翘曲变形，可采用增加钢板厚度、设置加劲肋、附加对拉锚栓等措施。

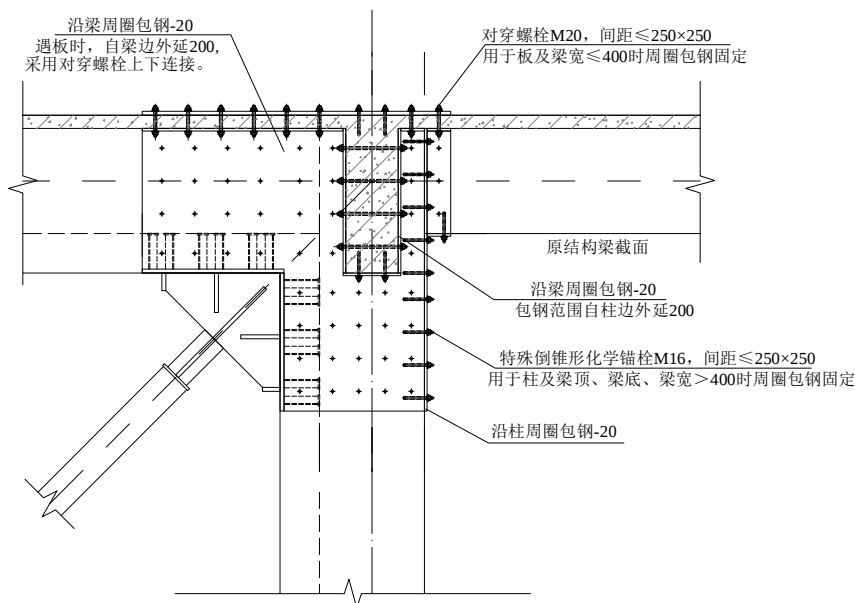


图 7.2.11-3 梁与柱外包钢加固节点

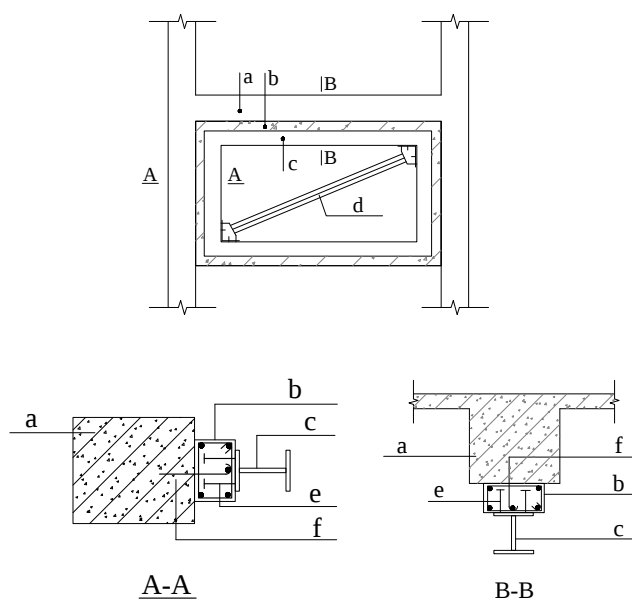
用内嵌钢框的做法时，屈曲支撑或消能部件与嵌固于主体结构内的独立钢框架相连，钢框架与主体结构通过过渡混凝土结构相连；为保证在消能部件最大输出力或位移条件下，内嵌钢框架与主体结构可靠连接和共同变形，本导则建议措施如下：

(1) 锚筋、锚栓的直径和间距应通过计算确定；钢框架与消能器连接节点位置的过渡混凝土内的锚筋、锚栓进行加密；

(2) 内嵌钢框架、原主体结构与内嵌钢框架相连的节点及构件应通过计算确定，内嵌钢框架应具有一定的刚度，截面尺寸不宜过小；

(3) 为防止原主体结构节点受力过大，屈曲约束支撑或其他消能构件的输出力不宜过大；

(4) 过渡混凝土构件的混凝土强度等级至少比原主体结构的混凝土强度等级提高 5MPa。



a—既有结构构件；b—既有框架梁；c—钢内嵌框架；d—屈曲支撑（或支撑式消能部件）；

e—栓钉；f—锚栓。

图7.2.11-4 内嵌钢框架法示意图

7.2.12 外贴附加框架的构造应符合下列规定：

1 外贴附加框架宜采用钢框架或现浇混凝土框架。

2 现浇混凝土外贴附加框架与既有建筑可采用贯穿螺栓连接或采用后锚固连接，连接区域宜避开节点核心区，与外贴附加框架相连的既有结构构件表面应凿毛。植筋或后植锚栓应在附加框架内设置拉结弯钩或其他可靠拉结措施。

3 后锚固连接可采用后锚固扩底型机械锚栓或特殊倒锥形化学锚栓连接（7.2.12-1），或后锚固锚栓+钢筋混凝土抗剪键连接（7.2.12-1）等形式。

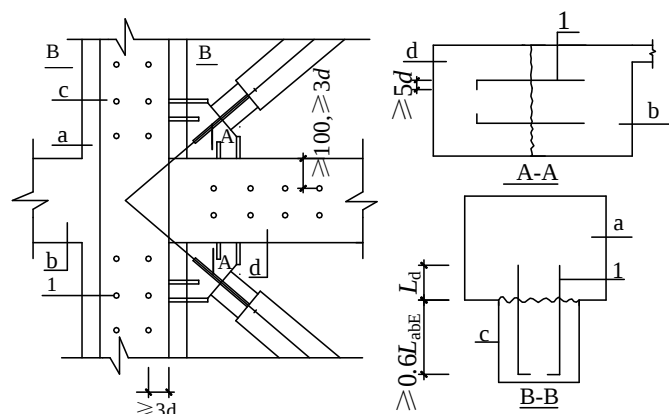
4 外贴附加框架采用现浇钢筋混凝土时，其抗震构造应满足相同抗震等级的新建混凝土框架的要求，内部箍筋宜通高（跨）加密。

5 外贴附加框架采用钢结构时，钢框架与既有结构构件宜采用后锚固连接（7.2.12-2），并应采取必要的防锈措施。

6 外贴附加框架宜上下连通设置，并设置基础，或与既有建筑基础连为整体。

7 后锚固连接的施工应考虑外贴附加框架自重变形的影响。

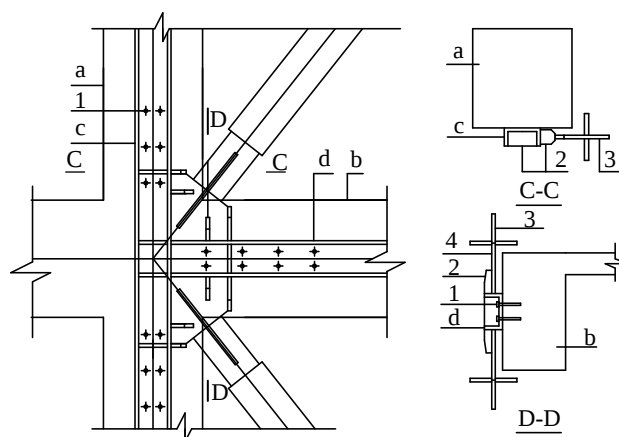
8 外贴附加框架施工宜在既有结构构件或节点的加固完成后进行。



a—既有框架柱；b—既有框架梁；c—附加框架柱；d—附加框架梁；

1—植筋或后植锚栓

图 7.2.12-1 外贴附加现浇混凝土框架后锚固连接示意图



a—既有框架柱；b—既有框架梁；c—附加框架柱；d—附加框架梁；

1—植筋或后植锚栓；2—加劲肋；3—节点板

图 7.2.12-2 外贴附加钢框架后锚固连接示意图

[条文说明] 直接对框架构件进行加固的方法成本较高,因此多数情况下框架结构采用增设抗震墙/翼墙、钢支撑、消能支撑等方法进行抗震加固。

7.3 隔震加固设计

7.3.1 采用隔震技术加固前应对隔震技术加固方案进行技术和经济综合分析。

[条文说明] 在采用隔震技术对既有建筑进行加固前,需以“技术可行、经济合理、适配需求”为核心原则,围绕结构抗震设防类别、场地条件、使用要求三大核心要素,开展系统性的技术与经济综合分析,最终确定可行加固方案。

7.3.2 地基基础应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 中对隔震结构地基基础的有关规定。

[条文说明]对隔震结构的地基基础应进行与设防地震和罕遇地震有关的验算,并适当提高抗液化措施。隔震建筑地基基础的抗震验算和地基处理应按本地区抗震设防烈度进行,甲、乙类建筑的抗液化措施应按提高一个液化等级确定,直至全部消除液化沉陷。

7.3.3 当结构加固采用抗震性能化设计方法时,应根据加固后建筑设防目标,分别确定隔震支座、连接和附加部件的性能目标。

[条文说明]隔震支座、连接节点、附加部件在隔震体系中分工不同,需结合其力学角色与设防目标,制定差异化性能指标。隔震支座的核心作用是延长结构周期、耗散地震能量,其性能直接决定隔震体系的抗震效果,性能目标需重点关注“变形能力”“耗能能力”和“极限状态下的安全性”。连接节点包括隔震支座与上下结构的连接(如支座预埋板、锚固螺栓)、隔震层内部构件的连接(如横梁与柱的节点)、非隔震构件与隔震层的连接,其核心作用是“可靠传力”,性能目标需重点关注承载力和延性,避免节点先于支座破坏。附加部件指为保障隔震体系正常工作或建筑功能的构件,包括隔震层的限位装置、阻尼器、管线柔性接头、检修平台等,其性能目标需结合“功能需求”与“设防目标”,避免因附加部件失效影响隔震效果或建筑功能。

抗震性能化设计中三类构件的性能目标确定,本质是“以设防目标为导向,以构件功能为核心,以协同可靠为原则”的系统性工作,需通过详细的地震作用计算、构件力学分析,最终形成可落地、可验证的性能指标,确保加固后的隔震体系真正满足建筑的实际需求。

7.3.4 采用隔震技术加固的既有建筑结构周边应预留隔震层变形空间。既有建筑周边存在邻近建筑时,其净距不应小于现行地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689 的变形限值,不满足时可通过局部切割、平移或设置消能阻尼限位装置等方式解决。隔震加固方案除考虑施工的可行性外,尚应考虑穿越隔震层楼梯、电梯和管线的构造做法以及隔震支座检修、维护和更换的需求。

[条文说明]由于隔震后的上部结构需要与周边完全脱开,并需要有一定的位移空间,因此独栋建筑相对而言更加适合隔震加固。对于平面设缝的建筑以及紧邻周边建筑的加固项目,应做专门研究。对于多栋建筑的隔震加固,目前一般有如下几类做法:

(1) 隔震层形成整体,上部结构不连接。此时应验算各栋单体之间的地震作用耦合效应以及位移需求。

(2) 隔震层和上部结构均在各楼层处连接,此时应做整体模型的抗震分析,并仍需满足原结构温度缝等设置需求。

(3) 单体做少量平移,以满足隔震建筑的位移需求。

(4) 在单体间设置耗能阻尼装置,兼有限位作用。

既有建筑与周边邻近建筑的隔离缝宽度不应小于隔震支座在罕遇地震作用下最大水平位移的 1.2 倍,且不应小于 200mm。相邻隔震结构之间的隔离缝,缝宽取最大水平位移值

之和，且不应小于 400mm。对特殊设防类建筑，隔离缝宽度尚不应小于隔震支座在极罕遇地震作用下最大水平位移。

7.3.5 隔震加固时，应考虑上部结构及隔震层的荷载变化，以及传力途径的改变，并对原有地基基础进行承载力和变形复核。

[条文说明]隔震加固时，应保证既有结构的竖向荷载通过隔震层有效地传递给下部结构及基础，上部结构的荷载须经有效托换后，方可实施结构分离。结构分离时可分区、分段实施避免过大的振动，并控制差异沉降。托换结构体系应满足上部结构水平和竖向荷载的分布和传递，应进行承载力、刚度和稳定性的综合设计。

7.3.6 隔震结构的计算分析应采用时程分析法和复振型分解反应谱法。计算分析应符合下列规定：

1 时程分析法宜选用两条天然加速度时程曲线和一条人工加速度时程曲线。所选加速度时程曲线的平均地震影响系数曲线应与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符。弹性时程分析时，每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%，多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80%。计算结果应取多条加速度时程曲线分析结果的包络值。

2 计算水平地震作用减震系数时应按照设防地震进行计算。

[条文说明]罕遇地震下承载力及变形能力复核，应满足现行北京市地方标准《建筑工程减隔震技术规程》DB11/2075 附录 E 的要求；也可采用 7 条时程波，其中应包含现行北京市地方标准《建筑工程减隔震技术规程》DB11/2075 附录 E 列出的校核地震动时程曲线，验算结果可取采用各时程分析结果的平均值。

7.3.7 隔震加固设计时，隔震层以上结构的地震作用计算，应符合下列规定：

1 宜采用包含上部结构、隔震层及下部结构的隔震一体化模型进行隔震层以上结构的多遇地震作用计算；分析时应采用振型分解反应谱法或时程分析法，当隔震层阻尼比较大时，也可采用复振型分解反应谱法。隔震装置的性能参数可采用等效线性化方法迭代确定；

2 隔震一体化模型的水平地震影响系数最大值可按式计算：

$$\alpha_{\max 1} = \alpha_{\max} / \psi \quad (7.3.7-1)$$

式中： $\alpha_{\max 1}$ ——隔震一体化模型的水平地震影响系数最大值；

$\alpha_{\max}$ ——非隔震的水平地震影响系数最大值；

ψ ——考虑隔震支座剪切性能偏差的调整系数。一般橡胶隔震支座取 0.80；当橡胶隔震支座剪切性能偏差为 S-A 类时，取 0.85；橡胶隔震支座带有阻尼器时，相应减少 0.05。摩擦摆隔震支座取 1.0。

[条文说明]隔震计算模型包括分部模型和一体化模型两种，均可用于隔震分析计算。

现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 中采用了分部模型，基于水平向减震系数评估隔震效果，并计算隔震后的水平地震影响系数，间接得到隔震层上部结构的设计参数，然后利用隔震层上部非隔震结构进行设计。隔震后按水平地震作用计算的水平地震影响系数可按现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 确定。其中，水平地震影响系数最大值可按下列公式计算：

$$\alpha_{\max 1} = \beta \alpha_{\max} / \psi \quad (7.3.7-2)$$

式中： β —— 水平向减震系数；

非隔震结构的动力特性和变形模式与隔震后的上部结构有本质区别，隔震一体化模型能更准确地考虑隔震结构动力特性、上部结构变形模式和隔震效果。北京市地方标准《建筑工程减隔震技术规程》DB11/2075 中推荐采用一体化模型，由于一体化模型中已考虑隔震装置的作用，因此需要注意分部模型和一体化模型中水平地震影响系数计算公式的区别。分部设计法的上部结构地震作用近似成倒三角形分布，相对于隔震后上部结构的近似矩形分布，设计计算偏于保守。

另需要考虑支座剪切性能偏差对实际减震系数的不利影响，通过调整系数调整设计采用的水平地震影响系数最大值，确保设计结果的安全性。如采用等效线性化隔震模型或非线性隔震模型进行设计时，由于通过隔震模型直接计算出隔震后的地震内力，如不经调整，将未考虑支座剪切性能偏差带来的不利影响，设计地震内力偏不安全。

7.3.8 上部结构的抗震措施，可按水平向减震系数及相应的抗震设防烈度确定；除应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 相应设防烈度的规定外，尚应符合下列规定：

- 1 隔震结构水平向减震系数大于 0.4 时，隔震结构应按本地区设防烈度规定采取相应的抗震措施，并应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的规定。
- 2 隔震结构水平向减震系数不大于 0.4 时，上部结构可按本地区设防烈度降低一度确定抗震措施。
- 3 与竖向地震作用有关的抗震措施，应符合本地区设防烈度的规定，不得降低。
- 4 隔震层以上结构的总水平地震作用不得低于非隔震结构在 6 度设防时的总水平地震作用，并进行抗震验算。

[条文说明] 隔震后，隔震层以上结构的水平地震作用可根据水平向减震系数确定。隔震结构与非隔震结构最大水平剪力的比值即为水平向减震系数。对于多层结构，层间地震剪力代表了水平地震作用取值及其分布，可用来识别结构的水平向减震系数。对于高层建筑，尚应考虑倾覆弯矩的取值和分布。本条来自于现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 第 12.2.7 条规定。北京市地方标准《建筑工程减隔震技术规程》DB11/2075 也沿用了该要求。

7.3.9 隔震加固设计应进行罕遇地震下结构弹塑性时程分析计算，分析计算应考虑隔震层、上部结构和下部结构的非线性行为。

[条文说明]在隔震加固设计中,罕遇地震下的结构弹塑性时程分析是验证隔震体系“大震不倒”核心目标的关键手段,其核心价值在于通过模拟地震作用下结构各部分(隔震层、上部结构、下部结构)的非线性行为,精准评估体系的抗震安全性与变形协调性,避免因“忽略某部位非线性”导致的设计偏于危险或保守。

验证隔震层“耗能主导”作用,确认隔震支座是否率先进入非线性耗能状态,避免上部或下部结构先于隔震层发生严重破坏;控制结构整体变形,精准计算罕遇地震下隔震层最大水平位移,确保其不超过支座极限位移,同时避免上部结构层间位移超限;通过非线性行为模拟,发现上部结构、下部结构的潜在破坏模式,提前采取加强措施;确保结构在罕遇地震作用下无倒塌风险,且震后残余变形可控。

罕遇地震下的弹塑性时程分析需“全结构、全非线性”考量,通过精准模拟隔震层、上部结构、下部结构的受力行为,结合合理的参数设置与结果验证,才能确保隔震加固设计满足“大震不倒”的核心目标,为既有建筑提供可靠的抗震保障。

7.3.10 隔震层与隔震装置相连的支墩、支柱应采用在罕遇地震作用下隔震支座底部的竖向力、水平力和弯矩进行承载力验算,且应按抗剪弹性、抗弯不屈服考虑。

[条文说明]北京市地方标准《建筑工程减隔震技术规程》DB11/2075 中第 11.5.2 条规定:隔震层支墩、支柱及相连构件,应采用在罕遇地震作用下隔震支座底部的竖向力、水平力和弯矩进行承载力验算,并按抗剪弹性、抗弯不屈服进行计算。其中相连构件易引起歧义,易理解为与支墩和支柱的相连构件,隔震层的下部柱、梁以及楼板也在此范围内,在此明确为“隔震层与隔震装置相连的支墩、支柱”。

7.3.11 采用隔震技术加固砌体结构时,托换部件应满足下列要求:

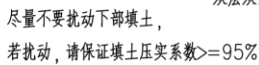
1 隔震层上、下销键梁和上、下托换梁混凝土强度不宜低于 C30,其截面和配筋应根据构件承受的荷载大小由计算确定,并满足托换施工过程中的承载力要求。

2 销键梁的截面尺寸应根据局部压应力计算确定,布置间距应不大于 1m,预留钢筋应满足钢筋混凝土锚固长度要求。

3 托换梁应按隔震后罕遇地震下的内力进行截面验算;单侧上托换梁断面高度宜不小于 500mm,宽度宜不小于 250mm。

[条文说明]双夹梁式托换是由墙体两侧的纵向托梁和横向抬梁构成,和建筑物整体移位托梁相同。横向抬梁的作用有两个:一是对两侧托梁的拉接作用;另一个是通过砖墙的“内拱效应”承担大部分竖向荷载,然后传给两侧纵向托梁,最后转换成隔震支座处的集中荷载。而托梁下的隔震支座,因其竖向刚度非常大,可作为整个墙梁构件的竖向支座。双夹梁式托换结构的内力计算可参照现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 中关于墙梁的计算要求进行;同时还应满足现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 关于底部框架—抗震墙砌体房屋钢筋混凝土托墙梁的构造要求。

某砌体隔震加固工程典型节点如下图所示。



8 既有住宅加装电梯设计

8.1 一般规定

8.1.1 拟加装电梯的既有多层住宅应在正常使用条件下处于安全稳定状态，加装电梯不应降低原结构的安全性能。

[条文说明]本条为《既有建筑维护与改造通用规范》GB 55022-2021 第 5.3.7 条内容。建设方和设计方应在加装电梯设计前对既有住宅进行安全评估和抗震评估，当存在严重质量缺陷或抗震设防不达标时，应采取加固措施后方可进行加装电梯设计的后续工作。《北京市老旧小区综合整治工作手册》（京建发〔2020〕100 号）第十二加装电梯部分，第 2.1 条规定：满足下列条件的，即可开展加装电梯工作，其中第（2）款要求：拟加装电梯的住宅应满足建筑物结构安全等规范、标准要求。

8.1.2 新增电梯结构可采用与既有住宅结构脱开、水平拉接或附着连接等方式。

[条文说明]新增电梯结构一般采用钢结构框架或框架—支撑体系，在设计工作年限内应满足抗震、抗风、正常使用荷载等各工况下的设计要求、使用维护要求、设备运行舒适度要求等。当新增电梯结构与原结构脱开设置时，可减少对原结构的影响；当采用水平拉接方式时（即竖向采取构造不限制新增电梯结构竖向变形），电梯结构应独立计算满足要求，且对水平拉接节点进行计算复核；当采用附着连接方式时，应根据《既有住宅建筑功能改造技术规范》JGJ/T 390-2016 第 6.4.5 条规定：“当加装电梯结构与原结构相连时，应进行整体结构抗震性能分析”，并加强节点连接措施。

8.1.3 新增电梯结构地基基础设计应以工程地质勘察报告为依据。

[条文说明]除勘察报告外，设计人还应取得既有住宅地基及基础的相关资料。在对既有基础埋深、基础形式、地基形式全面了解的情况下，根据勘察报告土层分布情况合理选择地基持力层，并应避免出现新增基础超过原基础埋深或落在原基础之上、剔凿原基础等情况。

8.1.4 既有住宅加装电梯需将既有承重外墙窗洞改为门洞时，或利用现有阳台等实现平层入户时，应对原结构的相关部位进行承载能力验算，必要时尚应进行整体验算，根据分析结果采取补强加固措施。

[条文说明]既有住宅加装电梯入户形式分为平层入户、半平层入户、半层入户等几种，目前遇到较多采用半层入户形式，即借用既有楼梯间休息平台实现上楼，再通过半层楼梯间入户的形式，此种形式一般仅涉及现有外墙窗洞改门洞，当既有住宅为砖混结构形式时，可能涉及现有圈梁需要截断，使圈梁不能封闭；当既有住宅为钢筋混凝土剪力墙结构时，需要将连梁切除一部分，此时对该部位均需进行加固处理。

当采用现有阳台作为平层入户方案时，阳台部位多为悬挑构件，冗余度低，应复核悬挑结构的承载能力和抗倾覆安全性。端部的外围护构件如砌体填充墙或构造栏板增设门洞时，也需进行安全性分析后采取加固措施。无论采用上述哪种入户形式，均应查明既有住宅相关部位现状情况后先行实施。

8.1.5 既有住宅加装电梯将楼梯间承重外墙全部拆除时，应对既有住宅进行整体结构鉴定和设计。

[条文说明]当采用改造楼梯间梯段实现半平层入户或平层入户时，有的项目需要拆除楼梯间范围全部外纵墙，拆除墙体涉及上部结构传力路径变化且导致外墙不闭合，影响结构安全，也可能会引起其他抗侧构件加固造成结构刚度及荷载变化等，对原结构影响较大，应进行全楼鉴定与设计分析，一般情况下不建议采用。

8.2 独立式电梯结构

8.2.1 电梯结构与既有住宅结构基础间宜完全脱开，且不应破坏既有住宅地基基础。当无法与既有住宅基础脱开时，应根据实际情况对既有住宅地基基础进行承载力及变形验算，并根据计算结果进行加固改造设计。

[条文说明]既有住宅结构基础一般使用年限较长，地基变形已经基本完成，为避免加装电梯部分地基基础沉降对既有住宅地基基础的影响，宜独立设置基础，并控制其与既有住宅结构之间的沉降差。当新旧结构基础无法完全脱开时，除对既有住宅地基基础进行验算外，尚应对重合部分基础进行专门设计。

8.2.2 电梯结构应进行抗倾覆验算，基础应满足抗倾覆要求。

[条文说明]结构抗倾覆验算要求可通过控制基础底面零应力区实施，根据《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）第 4.2.4 条要求，高宽比大于 4 的高层建筑，在地震作用下基础底面不宜出现脱离区；其他建筑，基础底面与地基土之间脱离区面积不应超过基础底面面积的 15%。既有住宅加装电梯项目虽为多层建筑，但其高宽比较大，如既有住宅为六层时，电梯结构高宽比达 8 或以上，电梯结构作为重要的民生工程其抗倾覆安全性应提出更严格的要求，按《构筑物抗震设计规范》GB 50191-2012 第 4.2.5 条第 3 款要求，高宽比大于 4 的高耸结构，基础底面零应力区的面积应为零。故电梯结构按基础底面无零应力区控制，风荷载作用下应同样满足以上要求。

8.2.3 电梯结构基础埋深大于既有住宅基础埋深时，应对既有住宅基础进行施工阶段验算，并根据计算结果采取加固措施。

[条文说明]部分项目存在加装电梯基础埋深大于既有住宅基础埋深的情况，或因地基处理时现场超挖造成地基土底标高低于既有基础时，均应对既有住宅基础进行施工阶段验算，并根据验算结果采取支护加固措施后，方可进行开挖施工，确保既有住宅结构的安全。

8.2.4 电梯结构采用单跨框架时，应进行罕遇地震作用下弹塑性变形验算。

[条文说明]加装电梯新增结构多为单跨框架，根据《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）第 8.1.5 条规定，多层建筑不宜采用单跨框架结构，当采用时应补充性能化计算。罕遇地震作用下弹塑性变形验算，可按《建筑抗震设计标准》GB/T 50011-2010（2024 年版）第 5.5.3 条规定执行。

对于多层丙类建筑采用单跨框架结构时,应采取比规范更严格的设计措施。

8.2.5 电梯结构与既有住宅结构间的防震缝宽度,应按《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 关于钢结构房屋的规定取值。

8.3 与既有住宅连接的电梯结构

8.3.1 电梯结构与既有住宅结构采取水平拉接方式时,连接构造应满足新建结构沉降要求。

[条文说明]水平拉接方式的优点是限制新增结构沉降,不会增加既有住宅结构的竖向荷载。既有结构可承受与新增结构相向方向的水平荷载时,减小了新增电梯结构该方向变形,提高了抗倾覆能力;而与其平行方向水平荷载一般由新增电梯结构自身承担,当该方向水平荷载也需既有结构承担时,应增加该方向连接措施保证水平荷载有效传递。

8.3.2 电梯结构与既有住宅结构间采取附着连接方式,应遵循协同受力原则,考虑新旧结构相互影响。

[条文说明]附着连接方式是指加装电梯结构为非独立结构,需与既有住宅结构连接成整体进行计算和设计,连接的合理可靠性要求高,对既有建筑局部影响较大,节点受力复杂,设计应保证节点或锚固件的破坏不先于构件或连接件的破坏。既有结构同时考虑竖向荷载的增加,并复核既有地基基础的承载能力。

8.3.3 电梯结构与既有住宅结构的水平拉接或附着连接应设置在楼层或楼梯间休息平台处。当既有住宅为砌体结构时,连接位置应优先选择承重墙体中设有构造柱、圈梁的部位,并对连接部位进行计算。

[条文说明]连接部位包含连接构件、既有住宅被连接构件两部分,应进行水平荷载下的承载能力计算(附着连接还应考虑竖向荷载),当被连接部位为无圈梁、构造柱的砌体基材时,应采用穿墙对拉螺杆的锚固方式。

9 既有住宅不入户加固设计

9.0.1 当既有住宅不具备入户加固条件时,可根据建筑结构类型、检测鉴定结论及加固需求,采用不入户加固方案。

[条文说明]对于老旧小区综合整治项目,当存在入户加固需求时,会导致居民户内装修破坏并影响正常使用,可能还涉及居民搬迁安置需求,极大地阻碍项目推进。当加固方案涉及入户加固时,征求居民意见难以通过,现场施工难以操作,加固图纸内容未能完整实施,导致加固后结构安全性能难以保障。故尽量考虑在建筑外墙及楼梯间进行单侧加固,增设圈梁构造柱,避免入户加固施工,减少对居民生活的扰动。对于具备条件的既有住宅,也可考虑采取外套加固方案或基础隔震方案实现不入户加固需求。

9.0.2 应通过采取针对性的加固措施全面解决鉴定报告所列问题。当检测鉴定报告内容不满足设计要求时,应要求检测鉴定单位补充检测。

[条文说明]老旧小区综合整治项目因项目小、年代久远、产权单位不明确等原因,经常存在原图纸缺失情况。住宅项目体量小,检测期间内部需正常使用,易造成检测鉴定报告相关数据和结论存在缺失的情况,例如圈梁构造柱布置情况、楼板支承长度、楼板类型等,使得设计单位无法准确判断既有结构的抗震构造情况,影响加固设计。故当发现检测鉴定报告内容不足以为加固设计提供现状依据时,设计单位应要求检测单位补充提供。

9.0.3 当检测鉴定显示既有住宅结构墙体存在抗压承载力不足情况时,加固设计应复核确认抗压承载力加固需求,并应尽量避免采用涉及内墙加固的方案。

[条文说明]老旧小区住宅已长期使用,加固前后功能及荷载均未发生变化。检测鉴定报告中显示存在墙体抗压承载力不足的情况,一般多为受荷面积较大的室内墙体,常规的加固方式为面层加固,需要入户施工,并占用居民室内使用面积。当不存在墙体开裂、砂浆松散等影响正常使用情况时,提出抗压承载力不足并入户加固施工对居民生活有较大扰动,并可能导致居民对既有结构安全性产生不必要的担忧。故加固设计单位在收到检测鉴定报告时宜对此类鉴定结论进行复核。对于材料强度取值明显低于原设计图纸或同小区其他楼栋时,可要求检测鉴定单位现场踏勘并复测。

9.0.4 既有砌体住宅加固后的圈梁构造柱设置应满足现行北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689 的相关要求。钢拉杆可采用钻孔埋置,以避免外露影响居民户内装修效果。采用综合抗震能力指数法进行抗震验算时,圈梁和构造柱设置的体系影响系数可取 1.0。

[条文说明]北京现存大量老旧住宅的楼板为预制楼板,整体性较差,且砌体墙体受剪破坏为脆性破坏,为提高既有砌体住宅的抗震性能,实现大震不倒,加固后的构造柱设置应满足北京市地方标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/T 637 的规定,加固后的圈梁设置应满足现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 对 B 类建筑的要求。考虑到不入户加固需求,一般采取“外加圈梁—钢筋混凝土柱加固”方法进行圈梁构造柱加固。内墙局

部较小墙垛，考虑到施工可行性，可不进行构造柱增设。根据现行北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689 中“外加圈梁—钢筋混凝土柱加固”要求，内圈梁采用钢拉杆替代，因常规钢拉杆施工为从外墙开孔后从户内穿过，影响居民室内装修效果（图 9.0.4-1），部分居民不同意加设，导致钢拉杆设置无法实施。



(a) 钢拉杆穿墙



(b) 钢拉杆连接

图 9.0.4-1 增设外露钢拉杆做法

近年来由于施工技术及设备进步，可采用钻孔设备在建筑横墙内部进行水平钻孔（图 9.0.4-2），钢拉杆可布置在横墙内部，可以实现不入户加固。钻孔位置宜位于楼板底部，沿内横墙贯通布置并锚固至外纵墙外加圈梁构造柱位置，钢拉杆布置后宜采用高强灌浆料将孔洞填实，并应避免浆料渗入户内。为保证钻孔施工质量及施工安全，设计图纸中需对施工措施及施工方案提出要求。



(a) 钻机穿墙施工



(b) 钻孔示意

图 9.0.4-2 内横墙水平钻孔穿钢拉杆做法

9.0.5 抗震承载力验算可采用楼层综合抗震能力指数方法。加固后应使各楼层综合抗震能力指数均不小于 1.0，且各墙段综合抗震能力指数均不小于 0.8。

[条文说明]当既有砌体房屋抗震加固满足《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025 第 5.1.2 条要求时，采用楼层综合抗震能力指数法较为合理。因存在不入户加固需求，当房屋抗震承载力不足需要进行加固时，通常考虑对外墙及楼梯间采用单侧面层加固，要求加固后楼层综合抗震能力指数不小于 1.0。因户内墙体难以进行加固施工，故对户内未加固墙段综合抗震能力指数进行放松，但要求不小于 0.8。未加固墙段的抗震能力验算应考虑加固墙体刚度增大导致的地震力重分配情况，并应确认墙段从属面积计算与实际情况一致。

9.0.6 当内部钢拉杆方案难以实施时，也可按现行北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689，设置外加横墙及外加板带。

[条文说明]当内部钢拉杆方案难以实施时，若既有建筑室外空间具备条件，可参考现行北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689 外套结构加固章节中外加横墙尺寸要求，增设外加横墙，减少楼层处钢拉杆布置需求。外加横墙及外加板带截面尺寸需符合北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》外套结构加固的相关规定。加固后结构连接应符合北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025 第 15.2.5 条规定。

9.0.7 对于高度大于 13m 的 A 类多层砌体房屋，加固后构造柱设置不满足《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 中 B 类 8 度的要求，但满足《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 中 B 类 7 度的要求时，采用综合抗震能力指数法进行抗震验算涉及构造柱的体系影响系数值可根据构造柱的布置情况取 0.8~0.9。

[条文说明]现行地方标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/T 637-2024 表 6.3.3 给出涉及构造柱的体系影响系数值。对于高度小于 13m 的丙类砌体房屋，给出了体系影响系数值，对于高度大于 13m 的丙类砌体房屋构造柱设置不满足 B 类 8 度的设置要求采取了一票否决的规定。

根据《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 中 B 类建筑 8 度的要求，当层数为五、六层时，内墙与外墙交接处均应布置构造柱。但部分既有砌体住宅在内外墙交界位置存在外挑阳台，针对以上情况，增设外加构造柱宜考虑阳台区域影响，加固做法宜减少对后续使用功能的扰动，并提前与居民进行沟通（图 9.0.7）。当局部区域确实难以增设构造柱，可考虑一定的体系影响系数折减。

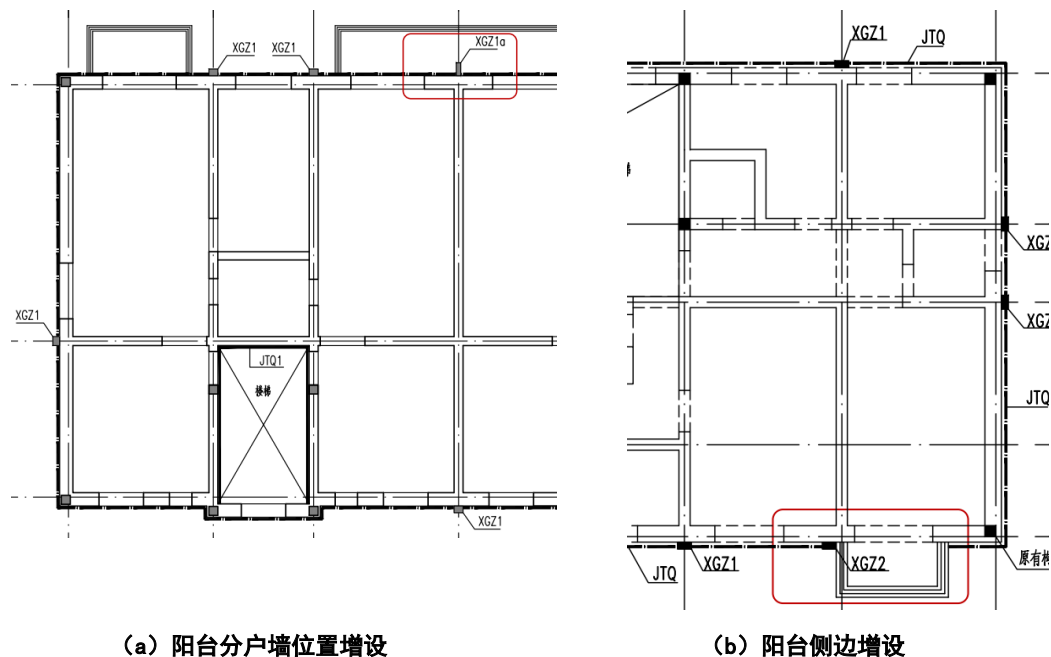


图 9.0.7 外加构造柱遇阳台做法参考

9.0.8 当楼、屋支承长度不足时，应满足下列要求：

- 1 当支承长度比规定少 15%以内时，体系影响系数值按 0.9 取值；
- 2 当支承长度比规定少 15%~25%时，体系影响系数值按 0.8 取值；
- 3 当支承长度比规定少 25%以上时，可增设托梁。当采取针对性措施增强楼、屋盖整体性时，体系影响系数值可按 0.8 取值。

[条文说明]部分既有砌体住宅存在楼屋盖构件支承长度不足情况，在地震作用下，由于墙体与楼盖变形不协调，支承长度不足可能导致楼板搭接处脱离掉落，危害居民生命财产安全。《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 中仅规定了支承长度少于规定限值 25%以内的体系影响系数取值。当支承长度少于规定限值 25%以上时，根据现行北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025 第 5.2.3 条第 3 款，应增设托梁或采取增强楼、屋盖整体性的措施。当采用增设托梁加固时，应考虑其入户施工需求及对室内装修效果的影响，提前做好居民工作。若为避免入户施工，可采取针对性措施增强楼、屋盖整体性，例如增大外圈梁截面或配筋，且加密钢拉杆水平间距等措施，提高圈梁对楼板整体性的约束，从而控制楼板在地震作用下的变形及损伤，增强楼、屋盖整体性。并应经大震弹塑性分析验证，确保楼板支承部位接缝在大震作用下不出现严重损伤，防止脱落。

9.0.9 当既有住宅结构形式为底层框架砖房结构时，结构加固设计应符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 及现行北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689 的相关规定，采取以下措施：

1 当既有底层框架砌体结构总高度及层数满足规范限值，仅存在抗震承载力不足及构造措施不足时，上部砌体结构加固做法可按本节相关条文执行；

2 当既有砌体住宅层数和总高度超过现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 和北京市地方标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/T 637 规定的层数和总高度限值一层或 3m 以内时，上部砌体结构加固后圈梁构造柱设置应满足现行北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689 的相关要求。采用楼层综合抗震能力指数方法复核时，体系影响系数按 0.8 考虑。

[条文说明]底框砌体结构上部砌体墙加固做法应考虑其重量增加对下部底框结构带来的影响。当上部结构采用钢筋混凝土板墙加固时，面层厚度较大，重量及刚度增加将导致底框部分梁柱加固需求增加。故上部砌体加固可考虑采用玄武岩纤维韧性砂浆面层或钢丝绳网片聚合物砂浆面层。

根据《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001 表 7.1.2，对于 8 度区，底部框架—抗震墙总高度及层数限值分别为 19m 及 6 层，高于现行抗震设计规范及鉴定标准 16m 及 5 层要求，故北京现存部分 6 层底框砌体房屋存在层数及高度超限情况。

表 9.0.9 GB 50011-2001 B 类内框架和底层框架砖房最大高度 (m) 和层数限值

房屋类别		最小墙 厚度 (mm)	烈 度							
			6		7		8		9	
			高度	层数	高度	层数	高度	层数	高度	层数
多层砌体	普通砖	240	24	8	21	7	18	6	12	4
	多孔砖	240	21	7	21	7	18	6	12	4
	多孔砖	190	21	7	18	6	15	5	—	—
	小砌块	190	21	7	21	7	18	6	—	—
底部框架—抗震墙		240	22	7	22	7	19	6	—	—
多排柱内框架		240	16	5	16	5	13	4	—	—

根据现行北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025 第 7.1.3 条要求, 层数超过一层或者总高度超出 3m 以内时, 应提高抗震承载力要求。故本条规定上部砌体结构加固后圈梁构造柱应满足现行北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689 的规定, 并在综合抗震能力指数计算时考虑体系影响系数 0.8 的折减。

9.0.10 内浇外砌、内浇外挂结构房屋改造加固时, 当内部混凝土墙体配筋率不低于 0.1% 时, 可根据现行北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689 相关规定采用外套结构方式进行抗震加固。加固后外纵墙应能承担全部纵向地震作用, 当计算模型采用组合外纵墙进行模拟, 应充分考虑新增混凝土构件与原墙体材料性能的差异, 并确保新旧墙体连接做法可靠。

[条文说明] 对于内浇外砌、内浇外挂结构房屋, 原结构内部墙体配筋率一般偏低, 不满足《建筑抗震鉴定标准》GB/T 50023 中 A 类混凝土房屋墙板配筋率 0.15% 的限值。为实现不入户加固需求, 可考虑采用外套结构方式进行抗震加固。清华大学低配筋剪力墙单边/双边加固墙体试验研究结果表明, 低配筋墙体加固后抗震承载能力及延性均得到有效提高, 外套加固整体试验结果表明, 加固后整体结构抗震性能大幅增强, 可承受 8 度罕遇地震作用。采用外套加固后, 原结构横墙均等同于进行单边/双边加固, 延性得到改善, 但原内纵墙未进行加固, 故要求外侧纵墙应能承担全部纵向地震作用, 且考虑到墙体配筋率较低, 延性较差, 故对加固后整体结构位移角限值提出要求, 确保未加固内纵墙在地震荷载作用下的性能。外纵墙计算可不考虑原墙体承载力贡献, 但应考虑其刚度及质量。当外纵墙计算考虑原墙体承载力贡献, 即按组合外纵墙考虑时, 应充分考虑新旧墙体材料性能差异 (新增混凝土与原砌体/外挂墙板弹性模量差异、容重差异等)。对于外挂墙板, 应考虑其原有连接部位对承载力的削弱, 对其承载力进行折减或采取构造增强措施。且应确保新旧墙体间连接做法可靠, 确保协同受力。因已有试验研究主要针对配筋率 0.1%~0.15% 的低配筋墙体, 对于配筋率低于 0.1% 的墙体采用外套加固尚未有充分的试验研究基础, 应提高内部墙体抗震性能目标要求, 并进行专项论证确认外套加固方案可行性。

10 既有建筑增层设计

10.1 一般规定

10.1.1 本章适用于既有建筑向上增层（直接增层、外套分离式增层、外套整体式增层、层间隔震增层）、室内增层（夹层增层、室内分离式增层、室内整体式增层）和地下增层（延伸式增层、混合式增层扩建）的加固、改造设计。

[条文说明]直接增层是指在既有建筑主体结构上直接增层，增层的荷载全部或部分由既有建筑基础、梁、柱承担的方法，如图 10.1.1-1 所示。

外套增层是指在既有建筑外增设外套结构（框架-剪力墙（支撑）或框架等），使增层后的荷载通过外套结构传给新设基础的一种增层方法。外套增层法主要包括分离式和整体式外套增层两种。分离式是指新增结构同既有结构彻底分开，无任何连接，新旧结构体系之间留有足够宽的防震缝，新旧结构各自独立地承担竖向荷载和抵抗侧力；增层部分完全按新结构设计，原结构按抗震鉴定标准进行鉴定加固，如图 10.1.1-2 所示。整体式外套结构，即将新旧结构采用某种连接构造连接起来形成整体来共同抵抗侧力；充分利用既有结构的抗震潜力，通过连接作用使新旧结构共同抵抗侧力，改善结构整体抗震性能，如图 10.1.1-3 所示。

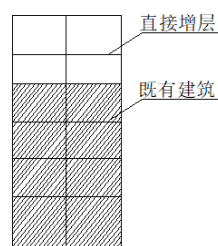


图 10.1.1-1 直接增层

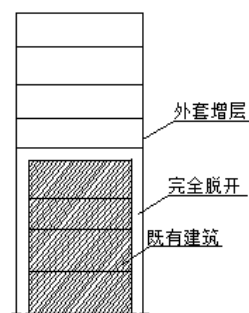


图 10.1.1-2 外套分离式增层

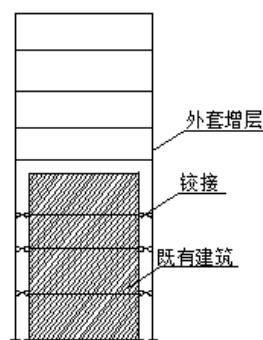
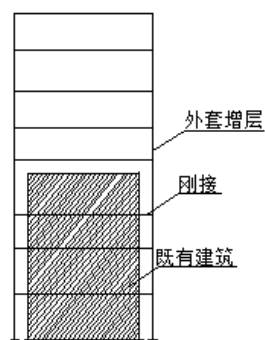


图 10.1.1-3 外套整体式增层

层间隔震增层法，是指在下部既有建筑和上部增层部分之间设置隔震层，满足既有建筑增层和抗震加固的需要，其工作机理有别于基础隔震和 TMD 质量调谐原理，如图 10.1.1-4 所示。

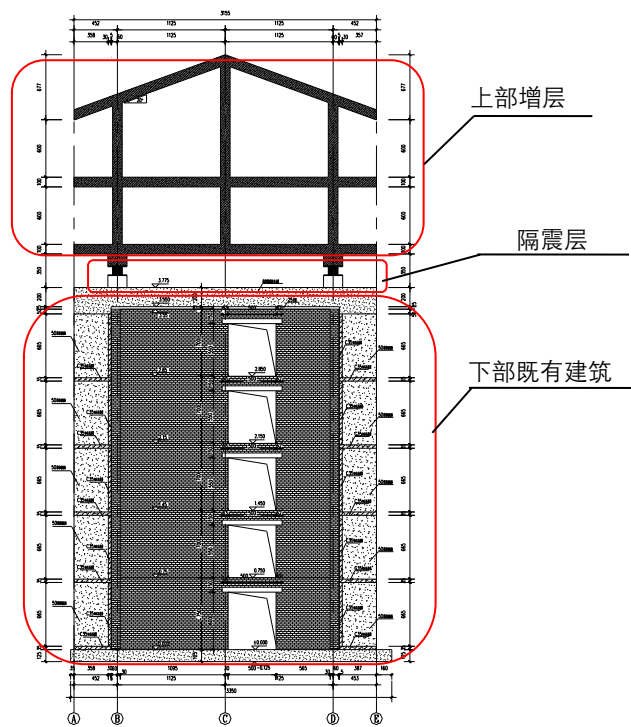


图 10.1.1-4 层间隔震增层

室内夹层增层是指利用原有建筑室内空间增加楼层或夹层的一种增层方式，增层后荷载通过原结构传至原基础，如图 10.1.1-5 所示。

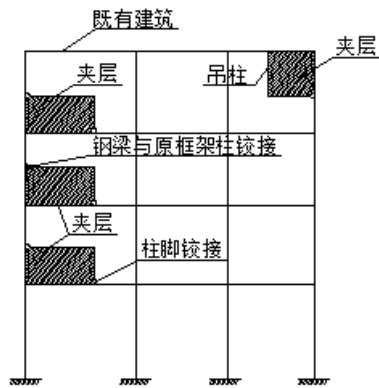


图 10.1.1-5 室内夹层增层

室内分离式是指新增室内结构同既有结构彻底分开，无任何连接，新旧结构体系之间留有足够宽的防震缝，新旧结构各自独立地承担竖向荷载和抵抗侧力；增层部分完全按新结构设计，原结构按抗震鉴定标准进行鉴定加固，如图 10.1.1-6 所示。

室内整体式增层，即将新旧结构采用某种连接构造连接起来形成整体来共同抵抗侧力；充分利用既有结构的抗震潜力，通过连接作用使新旧结构共同抵抗侧力，改善结构整体抗震性能，如图 10.1.1-7 所示。

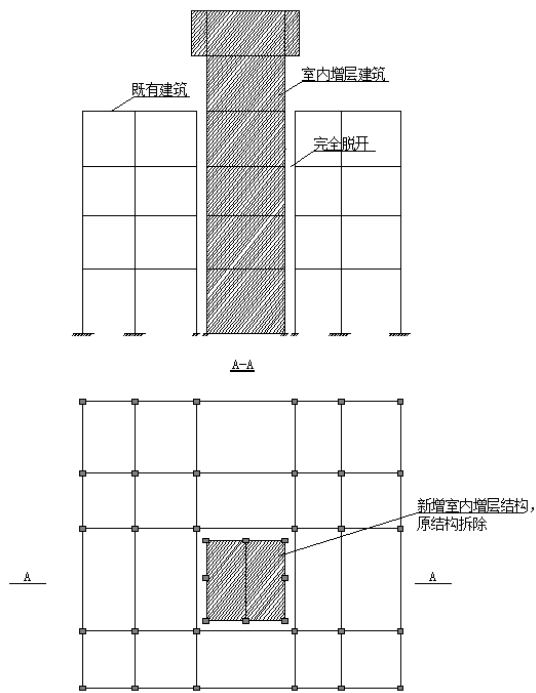


图 10.1.1-6 室内分离式增层平面、剖面示意图

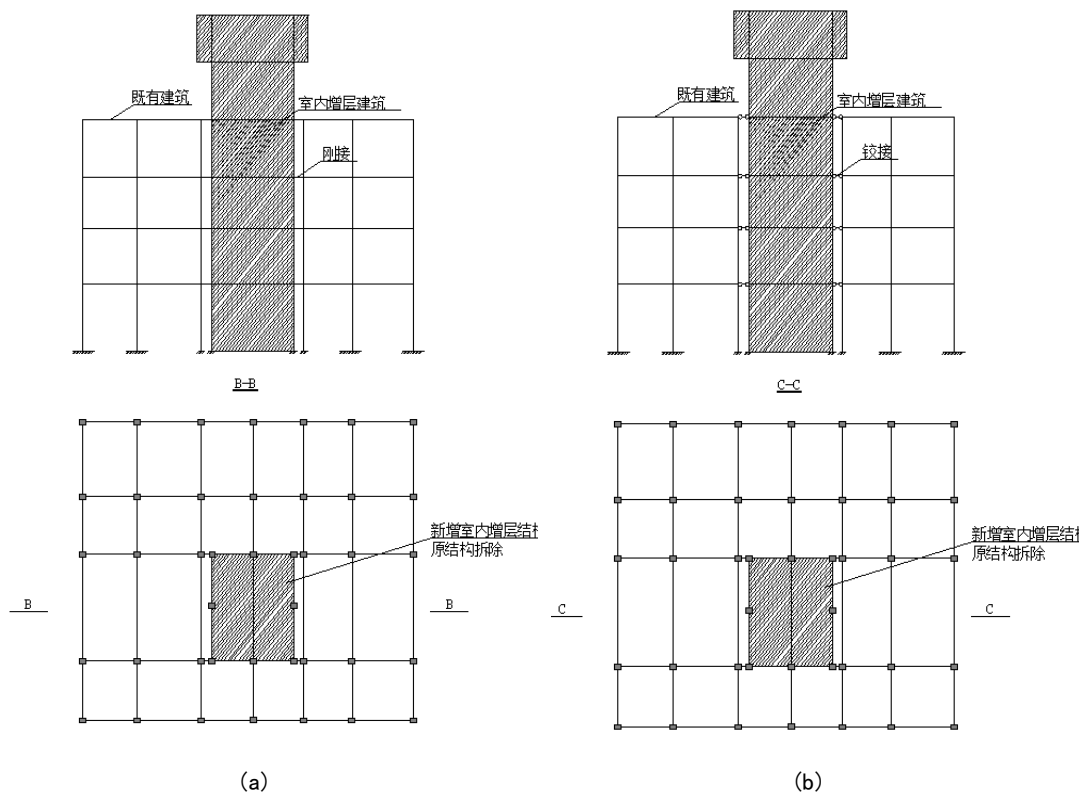


图 10.1.1-7 室内整体式增层

延伸式增层也叫地下直接增层，如图 10.1.1-8 所示，是将建筑物地下室通过地下增层直接接在建筑物底下向下延伸，这种增层方式不占用建筑物周边地下空间。

混合式增层扩建又叫综合增层，是将水平扩展改建和延伸式增层综合运用，既利用建筑物下面空间，同时，又利用建筑周边地下空间进行地下增层，如图 10.1.1-9 所示，这种增层

方式可将建筑物增层后的地下层变得宽敞，充分利用有限的地下空间资源。

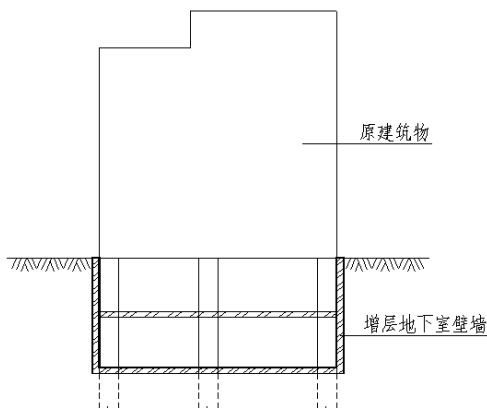


图 10.1.1-8 延伸式增层

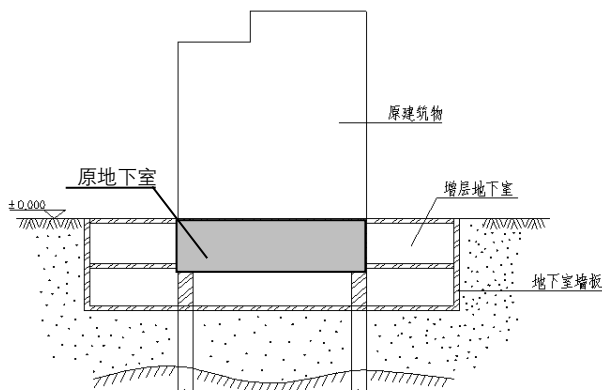


图 10.1.1-9 混合式增层扩建

目前无针对增层改造设计的国家、行业和北京市地方标准，相关标准有：《建筑抗震加固技术规程》JGJ116、《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123、《建筑物移位纠倾增层改造技术规范》T/CECS 225、《建筑抗震设计标准》GB/T 50011、美国和欧洲的结构抗震设计标准等。由于增层建筑为新旧建筑的结合，其既有新建建筑的特点，又有旧有建筑的特点，所以在进行增层房屋的抗震鉴定和抗震设计时，不能简单地套用抗震鉴定和抗震设计规范。

本导则既有建筑增层分类和术语参照《建筑物移位纠倾增层改造技术规范》T/CECS 225-2020。

10.1.2 既有建筑增层应由设计单位提出针对拟增层建筑关键部位的检测鉴定要求。

[条文说明]根据委托方提供拟增层改造设计方案，确定建筑物拟增层范围、层数和层高，继而确定增加各层结构布置、增层部分及屋面部分的使用功能；依据现场调查检测数据，根据所选定标准的相关要求进行承载力及抗震性能分析、综合安全性与抗震鉴定，对于不符合要求的部分则要求提出相应的加固处理方法，从而确定既有建筑物增层改造在技术方面的可行性。

10.1.3 既有建筑增层设计的加固设计工作年限等设计标准应符合下列规定：

1 既有建筑的加固设计工作年限等设计标准应符合北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025 和本导则第 3 章的相关规定，其中新增结构构件和加固后结构构件验算时，荷载及组合按现行设计标准执行；

2 增层部分结构和构件设计按现行设计标准执行。

[条文说明]本条文依据北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025 和《关于钢管混凝土柱-钢梁-钢支撑结构抗震等级及既有建筑改造项目设计审查相关问题研讨会会议纪要》（京审协技字〔2022〕8 号）的相关规定，明确新增结构构件和加固后结构构件验算按现行设计标准执行。

10.1.4 增层设计时，应考虑增层施工和增层后对相邻建筑物和既有建筑的不利影响。宜先加固后增层；如有特殊需求，采取安全、可靠措施后，可边加固边增层。

[条文说明]北京市建筑设计研究院北京日报社综合业务楼接层、哈尔滨工业大学土木工程学院哈工大动力楼巨型框架增层和哈尔滨南岗会堂增层改造均在不停止原房屋使用的条件下进行增层施工。

10.1.5 既有建筑增层设计应符合下列规定：

- 1 选择合适的结构体系，应有明确的传力路径和计算简图，尽量降低刚度突变的程度、防止连续倒塌；
- 2 大跨度楼盖舒适度应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010 第 3.7.7 条和《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T 441 的规定；
- 3 整体式增层应采取可靠的构造措施，加强结构的整体性，保证增层后新旧结构协调工作；
- 4 分离式增层结构与既有建筑之间的水平向距离应满足抗震及增层施工的要求，其与既有建筑屋盖间的竖向距离应满足外套结构沉降和结构变形的要求。

10.1.6 既有建筑增层后的层数和高度不应超过限值，层数和高度应分别按下列规定确定：

- 1 外套分离式增层和室内分离式增层，既有结构、增层结构的层数和高度应分别按各自的结构类型进行控制。
- 2 直接增层、外套整体式增层、层间隔震增层等增层结构的层数和高度，应计入房屋的总层数和总高度中，其层数及总高度的限值应按不利的结构类型确定。其中，下部为砌体结构或钢筋混凝土结构、上部采用钢结构直接增层，当增加层数大于等于 2 时应符合本导则第 11 章的相关规定。
- 3 室内夹层增层结构的层数，应计入房屋的层数中，其总层数及总高度限值应按既有建筑的结构类型确定。
- 4 室内整体式增层，房屋的层数和高度取既有建筑和室内增层建筑两者的较大值，层数及总高度的限值按既有建筑和室内增层建筑两者结构类型的较小值确定。

[条文说明]北京市建设工程施工图设计文件审查专家委员会房屋建筑组《结构专业相关问题研讨会纪要（京施审专家委房建 [2015] 结字第 1 号）》意见：当采用下部为砌体结构或钢筋混凝土结构，上部为钢结构的结构类型时，上部钢结构的层数和高度，应计入房屋的层数和总高度中，其层数及总高度的限值宜按其底部的结构类型确定。

《建筑物移位纠倾增层改造技术规范》T/CECS 225-2020 第 7.2.4—1 条和第 7.2.6～第 7.2.8 条规定：多层砖混结构、底层框架和多层内框架砖混结构、多层钢筋混凝土结构、多层钢结构增层后的总高度和层数等，均应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011 的有关规定。

10.1.7 既有建筑增层后地基承载力、地基变形和稳定性计算，以及基础承载力验算应符合行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123-2012 第 6 章的相关规定。外套结构增层和需单独新设基础的室内增层，新增基础地基承载力应按新建工程的要求确定。沉降稳定的

建筑物直接增层时,其地基承载力可适当提高,地基承载力提高系数可根据本导则第6章和北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025 第4章的相关规定确定。

10.1.8 增层房屋应提出沉降监测的要求,直到沉降变形稳定为止。如发现地基下沉,墙、柱、梁开裂,房屋倾斜,原基础或主体结构存在严重隐患等,应立即采取有效措施进行处理。增层房屋建在软弱地基上时,除定期监测本身的沉降情况外,尚应观测其相邻房屋的沉降情况,沉降观测次数可适当增加。沉降监测中,当发现房屋出现不均匀沉降或产生裂缝,应及时通知设计单位会同研究,采取处理措施。

[条文说明]北方交通大学调查分析认为,(1)应注意相邻建筑物增层时带来的附加沉降,或者一栋建筑进行局部加层时所带来的不均匀沉降,在增层改建工程中,常重视地基承载力的评价而易忽视地基不均沉降问题所带来的危害。(2)由于地下管道漏水、地基长期被水浸泡、基础受力不均出现裂缝、基础受酸碱腐蚀或配筋不足等原因,可能造成既有建筑物开裂或存在严重隐患。增层改建时,应防止对上述隐患或病害未加处理就进行上部结构施工,导致增层后房屋出现裂缝,危及安全。

涉及地基基础加固的增层房屋在工程竣工后应进行沉降监测,投入使用后,应在施工沉降监测的基础上继续进行监测,投入使用后,应在施工沉降监测的基础上继续进行监测,直到沉降变形稳定为止。不涉及地基基础加固的增层房屋,例如多层砌体结构房屋上部新增1层轻钢结构,在施工期间监测沉降变形稳定的前提下,可简化使用期间的沉降监测要求。

10.2 向上增层设计

10.2.1 多层砌体结构采用直接增层法时,上部增层部分可采用轻钢结构。增加1层轻钢结构时,应符合下列规定:

1 抗震分析时应采用整体模型。采用底部剪力法计算时,可按突出屋面结构计算地震作用效应,地震作用效应增大系数可取3,增大后的地震作用作为本层及其与既有主体结构连接的抗震设计参数。采用振型分解反应谱法计算时应取包络结果,并考虑质量和刚度突变、下部砌体结构或钢筋混凝土结构对上部钢结构抗震性能的影响。

2 当原砌体房屋顶层屋盖采用预制板时,应增设厚度不小于50mm的现浇叠合面层。现浇层中应配置直径为4mm~6mm、间距不大于200mm的双向钢筋网。在原屋顶圈梁上应增设截面尺寸不小于240mm×240mm的圈梁,新圈梁与原圈梁间应有可靠连接。原砌体房屋无圈梁构造柱时,应外加圈梁构造柱。

[条文说明]

(1)《北京市禁止使用建筑材料目录(2023年版)》规定:1)由于生产过程破坏耕地和植被,影响生态环境,北京地区工业与民用建筑工程(文物、古建除外)禁止使用黏土砖、页岩砖、黏土瓦。2)由于生产过程资源消耗大,与同厚度多孔砖、空心砖相比建成的墙体保温隔热性能差,建筑工程基础(±0)以上部位(包括临时建筑、围墙。文物、古建

除外)禁止使用实心砖(灰砂、烧结、混凝土实心砖等)。因此,多层砌体采用直接增层法时,上部增层部分不应采用砖砌体结构。

(2) 多层砌体直接增加一层轻型钢结构时的规定,参照《建筑物移位纠倾增层改造技术规范》T/CECS 225-2020 第 7.2.5 条。

10.2.2 多层砌体结构整体外套式增层时,不应采用砖砌体结构。当采用钢筋混凝土结构时,可按北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025 中第 14 章外套加固的相关规定执行。

[条文说明]如前所述,《北京市禁止使用建筑材料目录(2023 年版)》规定,北京地区工业与民用建筑工程(文物、古建除外)禁止使用黏土砖、页岩砖、黏土瓦和实心砖(灰砂、烧结、混凝土实心砖等),因此多层砌体不应采用普通砖砌体结构整体式外套增层。

10.2.3 在混凝土结构的上部采用混凝土结构直接增层时,宜采用钢筋混凝土框架或框架—剪力墙结构,且宜与下部结构对应。

[条文说明]钢筋混凝土框架结构增层时,宜根据需要增设剪力墙,当增设剪力墙有困难时,可采用防屈曲约束消能支撑,以减小结构的地震反应。应采取措施确保新增层结构竖向构件与既有结构构件可靠连接。

中国建筑科学研究院建筑结构研究所某高层建筑屋顶增层结构设计:北京某高层商务写字楼地下 4 层、地上 18 层,原结构体系为现浇钢筋混凝土框架—核心筒结构体系,因功能需要在原有建筑物标高 73.95m 处增层,新增两层主要采用钢筋混凝土结构体系,以保持与原有结构体型的一致性和协调性。为避免刚度突变,和建筑师沟通后,原结构顶层所有筒体继续上延一层;至新增第 2 层,仍保留局部筒体。新增竖向构件与原结构的连接方法:(1) 外圈新增框架柱纵筋生根方法为在原结构外圈框架梁上方新增设一圈钢筋混凝土梁(简称卧梁),新增卧梁与原框架梁之间依靠箍筋、连接筋、新旧混凝土咬合作用连接为一体由于卧梁刚性大,可以作为新增框架柱中部分纵筋的可靠生根锚固体。新增边柱最外侧边、最内侧边、其余两边新增柱筋生根锚固。(2) 原筒体上方新增剪力墙主筋生根方法为在原结构筒体区域内,将标高 78.80m 楼板向下 1000mm 高范围内的混凝土凿除,新增一圈压顶梁,新增剪力墙的主筋生根于其中。(3) 为支承新增楼层的楼面框架梁,在筒体侧边和角部增设了部分钢筋混凝土柱。新增柱在标高 73.95m~78.8m 范围内与原结构墙体连接,新增筒边柱通过新旧混凝土连接、抗剪连接筋以及标高 78.8m 处 1m 高的新增墙顶梁与原筒体连为一体。

10.2.4 混凝土结构采用整体式外套增层法时,既有结构与新外套增层结构在原屋顶处宜采用刚性连接,或预留满足新外套增层结构沉降和结构变形要求的竖向距离,在既有结构楼板标高处宜采用连接或拉接。

[条文说明]连接节点传递水平力,也传递竖向力,既有结构与新外套增层结构共同承担竖向荷载和水平荷载。拉接节点只传递水平力,不传递竖向力,即既有结构、新外套增层结构各自承担各自的竖向荷载,在水平荷载作用下,二者协同工作。与既有混凝土结构连接时

节点构造应与计算假定相符。

10.2.5 在钢结构的上部采用钢结构直接增层时，应符合国家标准《钢结构加固设计标准》GB51367 和本导则第 6 章的相关规定。

10.2.6 外套分离式增层结构的增层部分可采用钢结构、钢筋混凝土结构或组合结构。

[条文说明] 中国建筑标准设计研究院有限公司、北京市建筑设计研究院有限公司某外套分离式增层改造：工程为在既有建筑（3 层，桩基础，框架结构）增加四层（见图 10.2.6-1）。

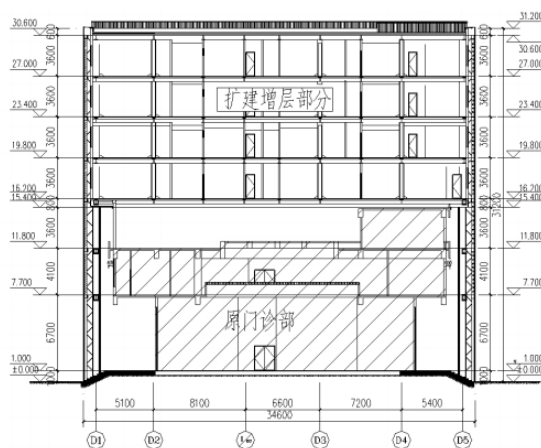


图 10.2.6-1 增层建筑剖面图

结合考虑甲方要求和原建筑现状，本着安全、经济、方便施工、尽量不影响业主正常使用的原则，通过技术经济分析选择采用完全分离式外套支撑—框架（桁架柱）结构，梁采用桁架结构，楼盖为混凝土组合楼盖。分离式外套框架加层，底层柱较高，外套结构重心高，竖向刚度和质量有突变，形成“高鸡腿”状况，上刚下柔，底层柱地震剪力大，造成应力集中，对抗震极为不利。最终采用外套钢支撑—框架改善“高鸡腿”式增层结构力学性能和抗震性能。

结构呈正方形布置，结构布置在原结构的四周（见图 10.2.6-2），结构四角布置竖向支撑，角部形成四个“L 型”抗侧桁架（见图 10.2.6-3），其他柱采用复合型桁架柱（见图 10.2.6-4），上部两层采用型钢桁架梁，下部两层悬挂在桁架梁下，次梁采用型钢梁，钢材均采用 Q345B 钢；楼板采用混凝土组合楼板。

工程采用钻孔灌注桩，以砂土层作为桩端持力层。考虑到桩间距、位置及桩数布置的限值，为了尽量减少桩数，所有桩均采用后压浆灌注桩基础方案，外围部分桩考虑桩柱偏心的影响。

由于楼层高度受限，为达到最大的有效净高，楼板采用嵌入梁式连接节点，楼板的上部钢筋通长，下部钢筋与梁腹板的纵向加劲肋连接。

由于桁架斜撑布置受通道和门窗洞口位置的影响，斜撑的布置不能连续，局部采用钢板代替斜撑，这样就容易处理通道和门窗洞口，为保证桁架内力的传递和刚度，采用必要的洞口加强措施。

柱脚节点设计是节点设计中的重中之重。为满足“强节点-弱构件”的设计理念，钢柱脚采用半埋入式刚性柱脚，不仅减少了底层钢柱的计算长度，还增大了结构的抗侧刚度。

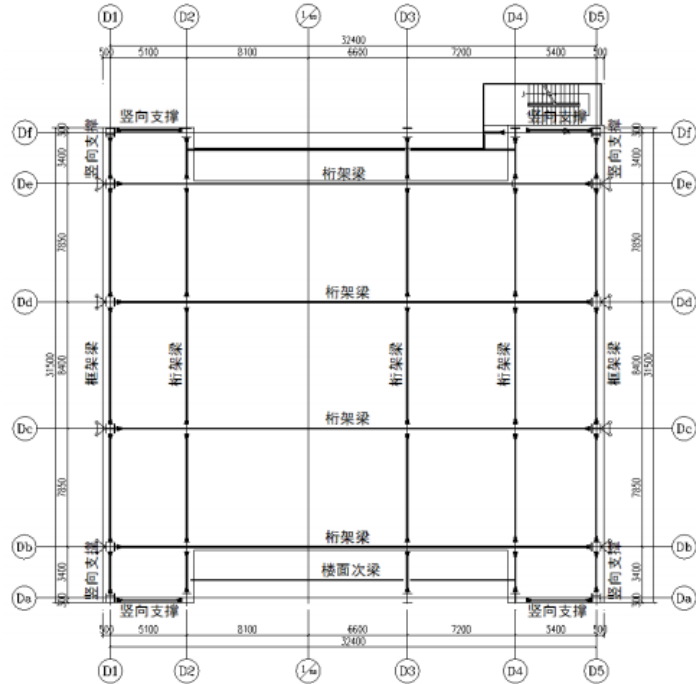


图 10.2.6-2 楼层平面布置图（不含次梁）

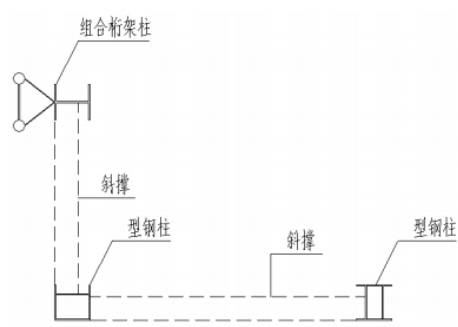


图 10.2.6-3 钢支撑平面布置示意图

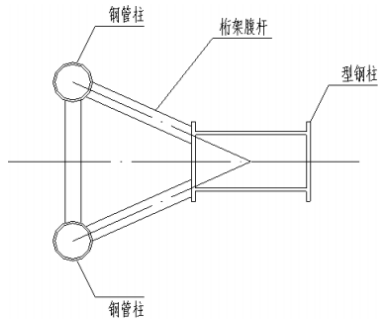


图 10.2.6-4 组合桁架柱

计算模型透视图如图 10.2.6-5 所示。

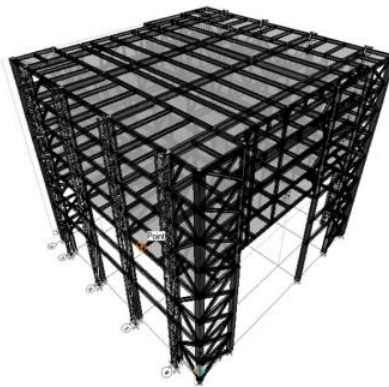


图 10.2.6-5 钢支撑—框架结构计算模型

10.3 室内增层设计

10.3.1 室内增设夹层设计宜符合下列规定：

1 采用轻型钢结构；

2 夹层楼盖与原结构铰接；

3 夹层钢柱可支承于本层楼盖梁上，也可悬吊于上一层楼盖梁下；夹层钢柱支承于本层楼盖梁上时，应考虑夹层对原结构的水平和竖向地震作用；夹层钢柱柱脚与托柱梁刚接时，托柱梁宜按转换梁设计、内力适当放大，确保其抗震性能高于夹层柱。

[条文说明]第1款建议的理由：轻型钢结构增层具有轻质高强、材料消耗少、施工工期短等优点，对既有建筑结构构件和基础的影响较小。

第2款建议的理由：铰接节点施工方便、传力可靠，避免原框架柱与新增钢梁连接节点区域形成新框架节点核心区的抗震加固。

第3款建议的理由：夹层钢柱柱脚与托柱梁刚接时，应考虑柱脚弯矩对托柱梁的附加轴力和弯矩。

10.3.2 室内增层设计应符合下列规定：

1 增层部分宜采用钢结构、钢筋混凝土结构或组合结构；

2 室内分离式增层时，应确保新旧结构在罕遇地震作用下不碰撞；

3 室内整体式增层时，应确保新旧结构之间连接可靠，地基基础和结构变形协调。

[条文说明]北京市建筑设计研究院股份有限公司在某厂房室内采用了分离式增层的拆除改造做法，结构的拆改平面如图 10.3.2-1 所示。分离式增层结构采用人工挖孔桩基础，如图 10.3.2-2 所示。分离式增层结构采用钢框架-钢支撑（部分采用防屈曲支撑）结构，如图 10.3.2-3 所示。

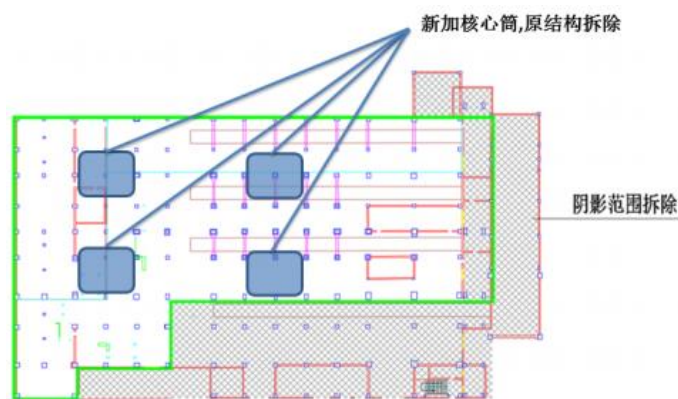
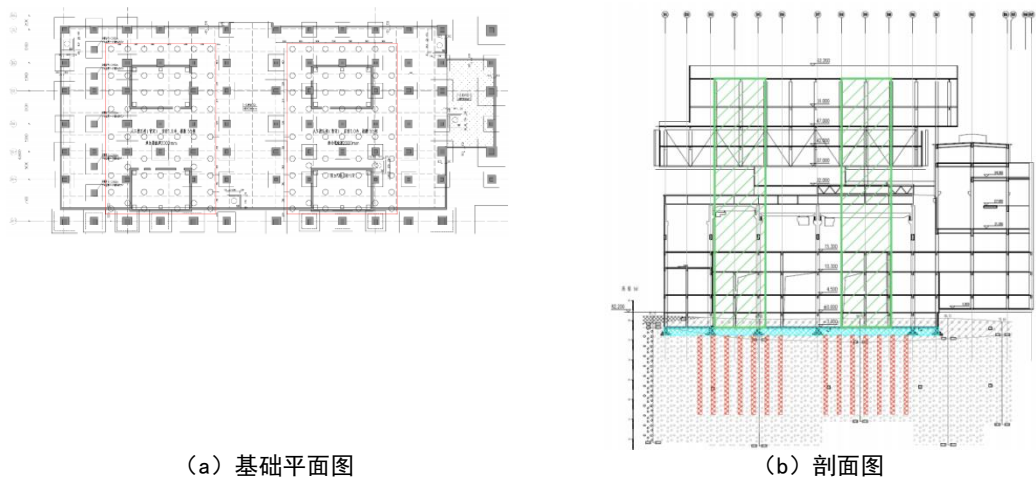


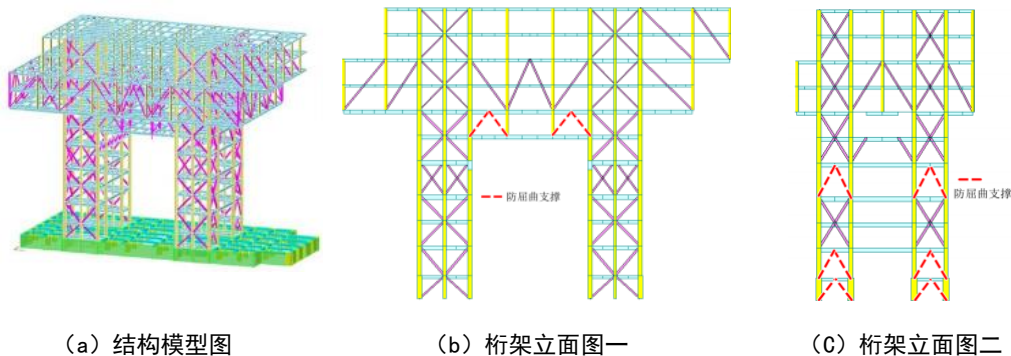
图 10.3.2-1 结构平面拆除范围示意图



(a) 基础平面图

(b) 剖面图

图 10.3.2-2 室内分离式增层基础



(a) 结构模型图

(b) 桁架立面图一

(c) 桁架立面图二

图 10.3.2-3 室内分离式增层结构

10.4 地下增层设计

10.4.1 既有建筑地下增层托换结构可按行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ123-2012 第 9 章的相关规定进行设计。

[条文说明] 中国建筑科学研究院建筑设计院在北京中山音乐堂整体基础托换和地下加层设计施工中，采用机械钻孔化学生根钢筋、分段托换和开挖地下室以保证整体稳定的措施（如图 10.4.1-1 所示），避免了基础整体托换和地下加层过程中出现不安全因素。工程采用“两桩托一柱”法的结构传力转换体系（如图 10.4.1-2 所示），实现整体基础托换并最终达到了增加地下室利用地下空间的目的。

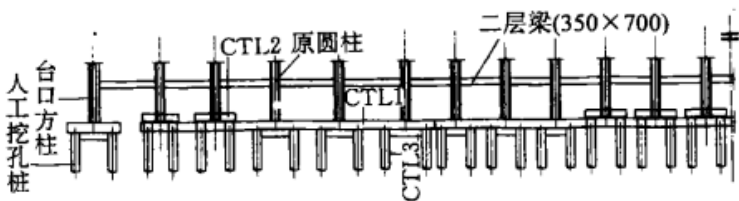


图 10.4.1-1 基础整体托换展开图

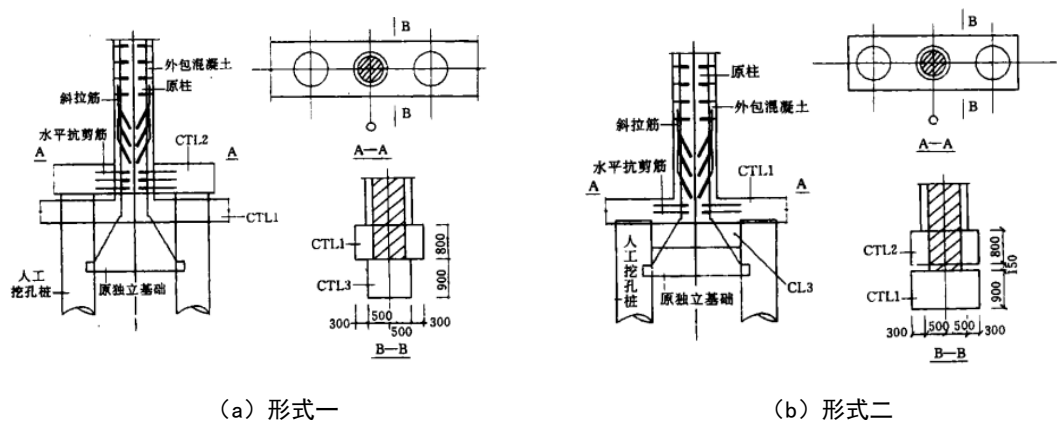


图 10.4.1-2 两桩托一柱

中建一局集团公司总承包公司在不拆除原有上部结构前提下,将某工程无地下室部位扩建为地下室。地基基础施工期间,采用钢管桩对原有独立基础进行支撑并增加新混凝土承台与原独立基础紧密结合浇筑成一个整体,从而替换原有独立基础承载,达到钢管桩托换承台的目的,如图 10.4.1-3 所示。

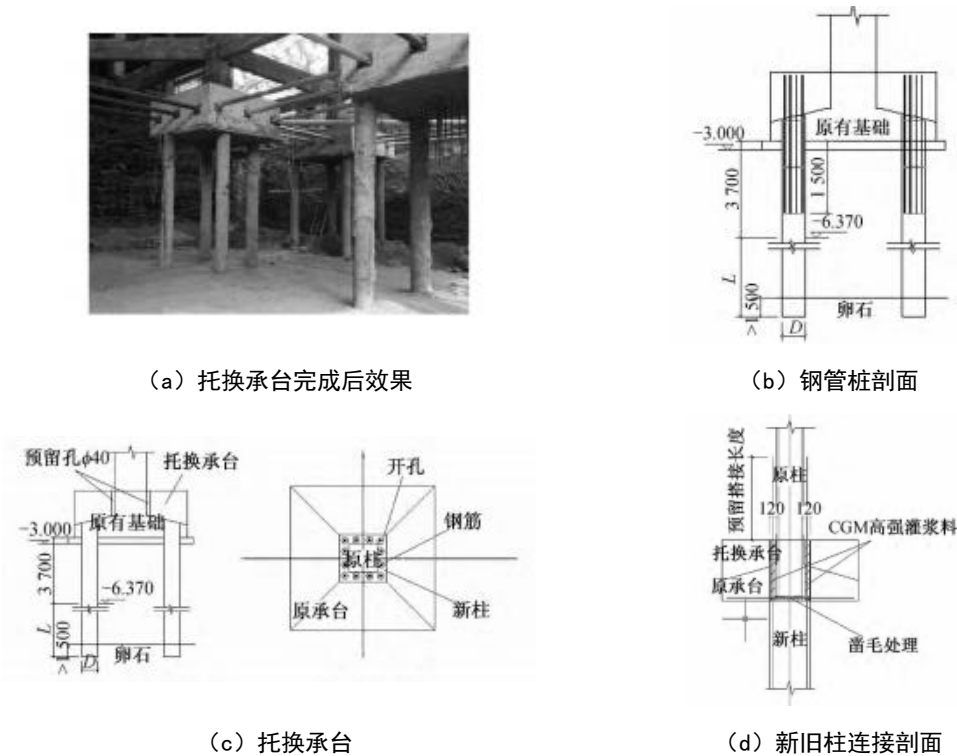


图 10.4.1-3 钢管桩托换承台

10.4.2 对采用桩基础的既有建筑地下增层时,应考虑地下室开挖对桩基承载力的影响。新增地下室范围内的桩基础如需作为框架柱保留,新增桩基础应符合框架柱的相关要求,原有桩基础应按框架柱的要求进行加固处理。

[条文说明]

(1) 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心在既有地下室增层开挖引起的桩基侧摩阻力损失分析中,采用经典桩侧摩阻力计算公式,考虑上覆土压变化以及应用 Mindlin 应力解

考虑开挖引起的附加应力,分别计算桩侧极限摩阻力,然后利用有限元法计算桩侧摩阻力并和前述计算结果相对比,分析了增层开挖条件下桩侧极限摩阻力损失比随不同增层开挖宽度和深度的变化规律,结果表明:损失比随增层开挖宽度的增大而增大,开始呈线性增大然后趋于稳定;损失比随增层开挖深度的增大而增大,大致呈线性趋势;损失比沿桩身由上往下逐渐减小。

(2) 中国建筑科学研究院建筑设计院在北京中山音乐堂整体基础托换和地下加层设计中,改变了基础的力传递途径,使原来位于天然地基上的独立基础通过托换改变为人工挖孔灌注桩和筏板联合基础。桩为端承桩,桩端进入圆砾层⑥,桩净长 12.0m,桩底标高-13.350 m。地下室底板以上,即-7.150 m 以上的桩,在基础托换完成且地下室开挖后,桩变为柱,即承担柱的作用,-7.150m 以上的桩在配筋和构造上按柱设计;-7.15 m 以下的桩仍按桩设计配筋。两段配筋不同的“桩”的钢筋笼接头设计在将来的地下室底板部位,桩的设计见图 10.4.2。

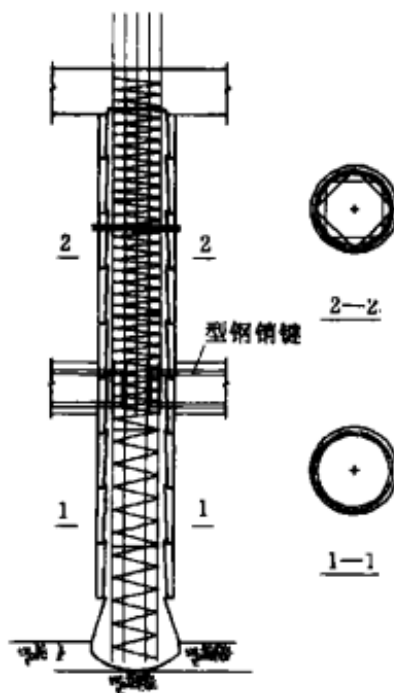


图 10.4.2 人工挖孔灌注桩详图

分段设计不但满足结构受力需要,且经济合理,同时为施工分段吊装提供了便利。借助基础底板部位,即在桩钢筋笼接头部位的桩内沿基础地梁方向的预埋型钢销键,使全部结构施工完成后桩的荷载一部分通过销键有效地传递给基础梁,实现基础底板与桩的协同工作,形成联合基础。

一般的人工挖孔桩成孔是在地面无外荷载的情况下进行的,而该工程的成孔是在大约 190kPa 压力的地基下进行,如何考虑原结构基础不沉降、不倾斜,并保证成孔过程中的安全,进行了大量的调查研究,结合其他工程的基础坑式托换经验,认为当基础下部为粘质粉土时,在建筑物长期荷载作用下已基本密实,稳定性已大有提高,局部开挖小圆孔时由于基

础内应力的重分布，基础下的地基土在短期内不会松动和塌落，但毕竟挖桩孔时是在两边不等的土压下施工，有一定危险性，于是采取如下措施：

- ①挖桩时采用对称隔柱跳挖法挖桩，当第一批桩浇筑完混凝土且其强度达 30%后，方能进行第二批桩的开挖与浇筑；
- ②挖每节桩土时，靠近基础一侧土最后挖去，尽可能缩短基础一侧地基土临空空间；
- ③在原基础下浇筑护壁混凝土时，在离原有基础底 80mm 处停止浇筑掺有早强水泥的混凝土，待养护一天后，再将 1:1 的水泥砂浆塞进 80mm 的空隙内，用铁锤锤击短木，使填塞的砂浆得到充分捣实，成为密实的填充层。

10.4.3 既有建筑地下增层设计宜进行施工模拟分析。

[条文说明]浙江省建筑设计研究院在某既有高层建筑下方逆作开挖增建地下室设计中，对应项目从基坑围护、土方开挖到结构托换施工、整个作业等流程,采用了相应的荷载工况。当第三道水平内支撑混凝土达到设计强度的 80%时，开挖土方至设计基底标高；施工基础承台和底板，同时施工底板四周传力带；原围护桩随挖随凿至基底以下标高，施工模拟如图 10.4.3-1 所示。凿除地下二层原工程桩；修割原承台至基础梁底；地下二层结构柱顶部钢套箍加强；割除地下二层静压钢管桩，施工模拟如图 10.4.3-2 所示。

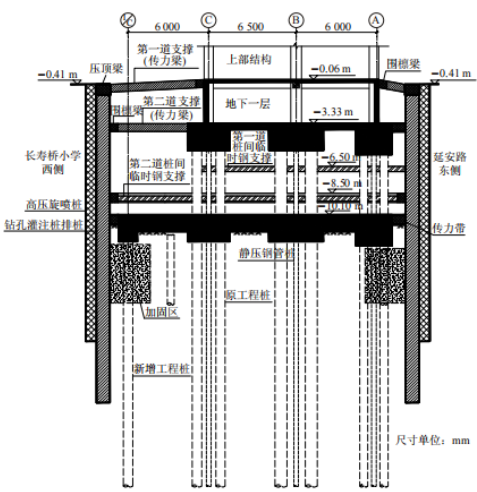


图 10.4.3-1 原围护桩随挖随凿至基底以下施工模拟

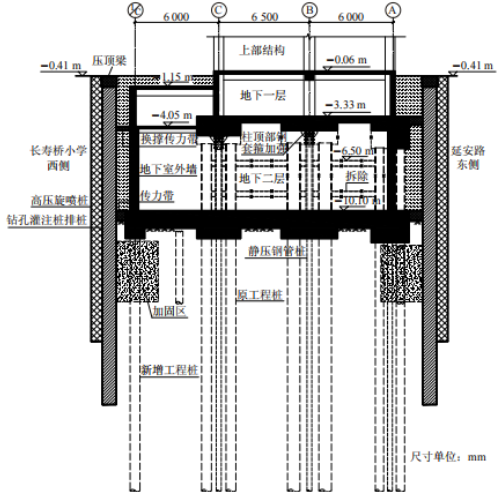


图 10.4.3-2 割除地下二层静压钢管桩施工模拟

11 “四新”技术应用与特殊结构加固改造设计专项论证要求

11.1 “四新”技术应用设计专项论证要求

11.1.1 结构加固改造设计采用“四新”技术时，应按《北京市住房和城乡建设委员会关于加强建设工程“四新”安全质量管理工作的通知》（京建发〔2021〕247号）的相关规定进行“四新”技术论证，并进行“四新”技术应用设计专项论证。

[条文说明]《北京市住房和城乡建设委员会关于加强建设工程“四新”安全质量管理工作的通知》（京建发〔2021〕247号）规定，“四新”技术为工程建设强制性标准没有规定又没有现行工程建设国家标准、行业标准和地方标准可依的新材料、新设备、新工艺及新技术。采用“四新”技术的项目，在实施前，建设单位按规定组织专项论证，相关技术文件和论证结果与设计文件一并在北京市施工图数字化监管平台备案。

11.1.2 “四新”技术应用设计专项论证应包含下列资料：

- 1 “四新”技术应用设计专项论证表；
- 2 “四新”技术应用设计专项论证报告；
- 3 施工图设计文件、结构计算书；
- 4 地基基础加固时，尚应提供建设项目的岩土工程勘察报告；
- 5 “四新”技术论证专家组意见。

[条文说明]

(1) “四新”论证时，建设单位和设计单位按本导则建议样表填写《“四新”技术应用设计专项论证表》，以便专家组了解“四新”技术和应用项目的基本情况。

(2) 专家组的组成应符合《北京市住房和城乡建设委员会关于加强建设工程“四新”安全质量管理工作的通知》（京建发〔2021〕247号）规定的人数、专业背景等。

(3) 第3款中，结构计算书、施工图设计文件设计深度应满足专项论证的要求。

(4) 第5款中，“四新”技术论证专家组在审阅相关资料的基础上对“四新”技术在项目上的应用可行性、安全性，以及与国家标准和北京市地方标准的协调符合性等方面提出意见，并就“四新”技术是否符合“四个原则”、是否存在“八种问题”提出独立第三方专家论证的意见。

11.1.3 “四新”技术应用设计专项论证报告应包含下列内容：

- 1 技术背景；
- 2 研究成果应包括以下内容：
 - (1) 材料研究、构件及整体加固效果研究成果；
 - (2) 工程实例应用情况；
 - (3) “四新”技术适用范围和结论；
 - (4) 符合“安全耐久、易于施工、美观实用、经济环保”四个基本原则要求，不存在“易造成结构安全隐患、达不到基本的使用寿命、施工质量不易保障、施工及使用过程中造

成不必要的污染、给使用方带来不合理的经济负担、难以满足使用功能、使用过程中不易维护、外观不满足基本要求”八种问题的论证要求和说明，以及自查结论；

- (5) 与现行国家、行业 and 北京地方标准协调；
- (6) 技术难点及解决方法；
- (7) 技术内容的先进性、合理性、完整性和可行性的说明；
- (8) 研究成果、知识产权等是否存在纠纷。

3 “四新”技术应用。包括以下内容：

(1) 工程概况（含原工程概况、加固改造内容、加固设计内容）、设计依据、主要技术指标（加固设计工作年限、建筑安全等级、抗震设防分类、设防烈度、设计基本地震加速度、设计地震分组、结构抗震等级）、设计荷载、检测鉴定结论；

(2) 结构加固改造设计方案、材料性能要求、设计参数及主要计算结果、施工工艺及验收要求等内容。

(3) 为满足国家标准和北京市地方标准的安全性、耐久性和抗震设防目标要求所采取的措施。

4 结论。

[条文说明]满足国家标准和北京市地方标准的安全底线要求，是“四新”技术在具体项目上能否应用的前提。条文中四个基本原则、八种问题引自“《北京市住房和城乡建设委员会关于加强建设工程“四新”安全质量管理工作的通知》政策解读”。

11.1.4 “四新”技术应用施工图设计文件应包含下列内容：“四新”技术应用的基本情况，使用理由、技术经济指标及性能指标、试验研究成果情况、新材料耐久性要求、施工工艺要求、材料的物理力学性能及检验验收标准。

11.1.5 设计单位专项设计交底应符合《北京市住房和城乡建设委员会关于加强建设工程“四新”安全质量管理工作的通知》（京建发〔2021〕247号）相关规定的要求。

[条文说明]《北京市住房和城乡建设委员会关于加强建设工程“四新”安全质量管理工作的通知》（京建发〔2021〕247号）规定，工程招投标完成后，实际施工前，建设单位应组织工程设计、施工、监理、专业承包、分包单位就“四新”的可操作性、可实施性等进行内部专题论证会；会上，设计单位应进行专项设计交底，详细阐述内容。在内部专题论证会通过后，建设单位应组织施工、监理单位制定专项施工方案。专项施工方案经施工单位技术负责人、监理单位项目总监、建设单位技术质量负责人共同审批。专项施工方案应结合“四新”应用的施工技术特点、难点、问题易发点，有针对性地进行编制，同时重点提出相应的质量安全保证措施、配套验收标准，涉及安全的，应有必要的验算和说明。专项施工方案通过后，施工单位应对施工技术、质量及劳务相关人员组织专项施工培训和交底。

11.2 特殊结构加固改造设计专项论证要求

(I) 一般规定

11.2.1 特殊结构加固改造实施前，建设单位应进行特殊结构加固改造设计专项论证。本节所称特殊结构是指：

1 现行国家、行业和北京地方标准未涉及的既有建筑结构，包括：振动砖墙板、粉煤灰硅酸盐墙板结构，内浇外砌、内浇外挂结构，盒子结构，小梁砖拱楼盖房屋，整体预应力装配式板柱结构等；

2 结构体系复杂的结构，包括：竖向混合增层结构、混合扩建结构等；

3 历史建筑结构。

[条文说明]

北京市行政区域尚存的现行国家、行业和北京地方标准未涉及的既有建筑结构型式，其结构性能和可靠性指标与现行标准存在较大差异。因设计难度大、无标准，建设单位和加固设计单位应对加固改造方案进行充分研究和论证，专项加固改造设计方案通过专家评审，在证明能够满足国家标准和北京市地方标准所规定的安全底线的基础上，方可实施加固改造。专项论证资料和专家评审意见会同施工图设计文件一并在北京市施工图数字化监管平台备案。

历史建筑项目保护设计方案中，采用现行工程建设国家标准、行业标准和地方标准的加固技术并符合其中的相关规定，可不进行特殊结构加固改造设计专项论证。历史建筑（含历史建筑群）是指具有一定保护价值，能够反映历史风貌和地方特色，未公布为文物保护单位，也未登记为不可移动文物的建筑物、构筑物。2019年至2021年，我市分三批次公布共1056栋（座）历史建筑，2019年11月公布第一批历史建筑共计429栋（座），2020年9月公布第二批历史建筑共计315栋（座），2021年5月公布第三批历史建筑共计312栋（座）。历史建筑因其保留保护范围的不同，加固改造的情况特殊、难度和风险较大。

11.2.2 特殊结构加固改造设计专项论证应包含下列资料：

- 1 特殊结构加固改造设计专项论证表；
- 2 特殊结构加固改造设计专项论证报告；
- 3 结构计算书；
- 4 施工图设计文件；
- 5 地基基础加固时，尚应提交建设项目的岩土工程勘察报告。

[条文说明] 结构计算书、施工图设计文件设计深度应满足专项论证的要求。

11.2.3 特殊结构加固改造设计专项论证报告应包括下列内容：

- 1 工程概况；
- 2 设计依据；
- 3 建筑结构体系的受力特点和抗震加固设计性能目标，包括下列内容：既有建筑结构体

系、材料性能、构造措施的全面检测和评估，建筑物在当前抗震规范下的不足，预期的抗震加固设计性能目标；

4 整体计算和关键部位计算结果及工程判断；

5 控制安全和满足预期抗震加固设计性能目标的措施，包括主要连接方式、结构薄弱部位的加固措施、关键施工工艺要求、特殊材料的物理力学性能及检验验收标准等；

6 地基基础加固时，尚应包括场地勘察成果及地基基础加固设计方案；

7 结论。

[条文说明]

(1) 性能目标应结合既有建筑类型、使用功能及其在地震作用下的实际抗震能力和经济条件，合理设定；

(2) 专项论证报告应包括本节(II)～(VII)要求的响应；

(3) 可按本导则第3章的规定进行抗震性能化设计。

(II) 振动砖墙板、粉煤灰硅酸盐墙板结构

11.2.4 既有振动砖墙板、粉煤灰硅酸盐墙板结构加固改造设计时，应改变结构体系。

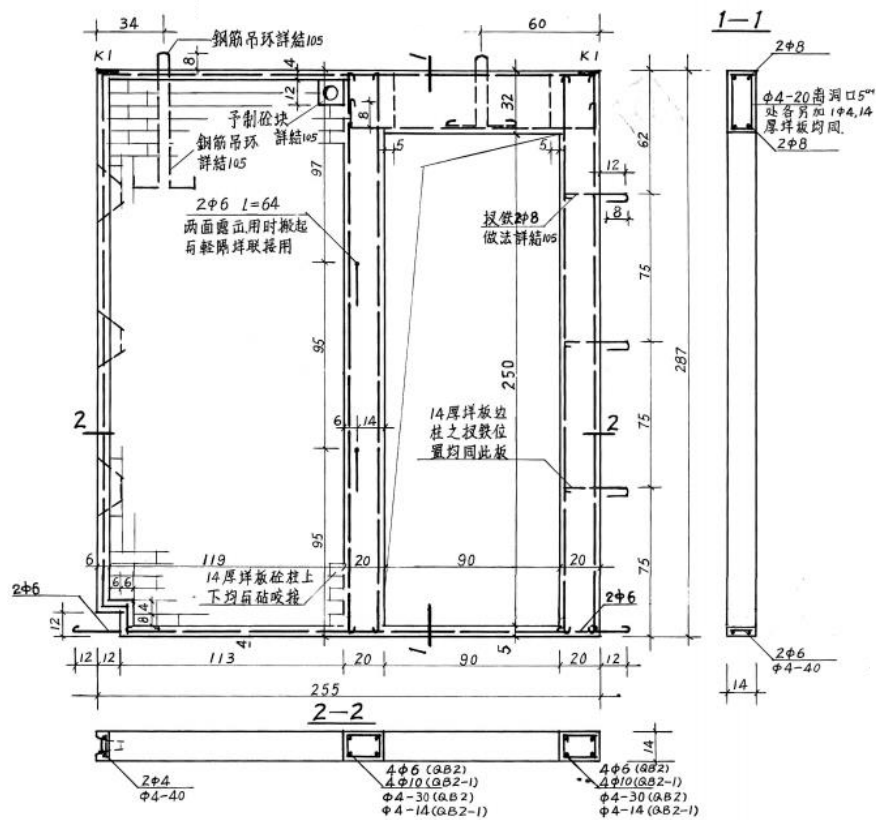
[条文说明]

(1) 振动砖墙板又称振动砖壁板或振动砖板，以普通标准砖、砂浆为主要原材料，经振动成型工艺制成。典型的振动砖墙板做法(北京市建筑设计院《62住10(振动砖墙板住宅)》)如图11.2.4-1所示。

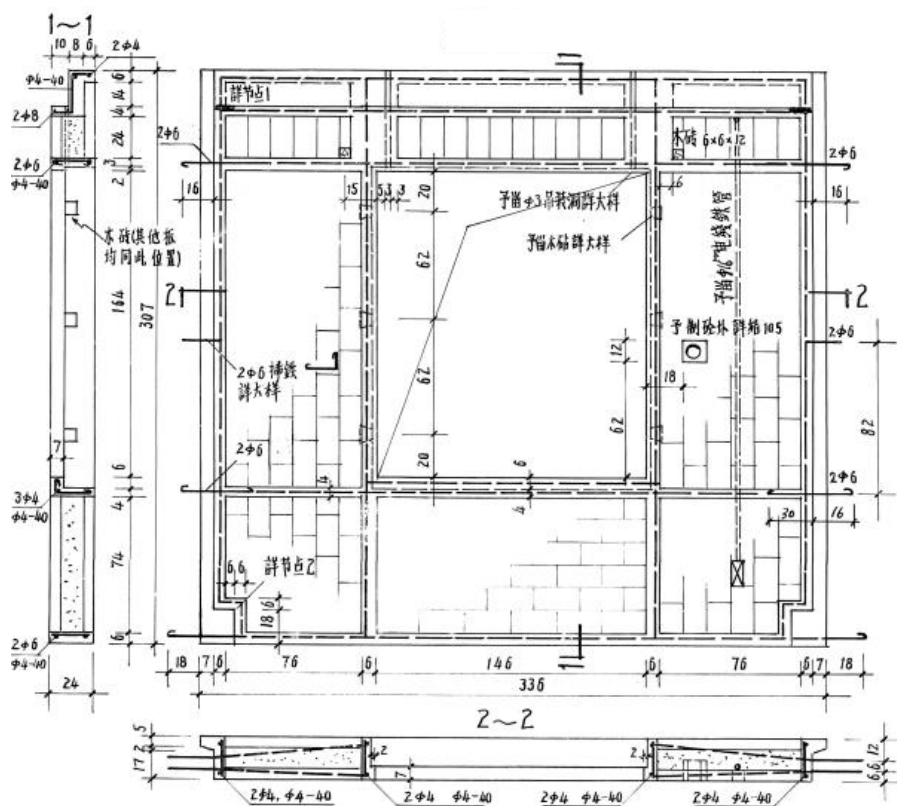
北京市第三建筑工程公司振动砖墙板的生产工艺：支模→底面刷隔离剂→放各种预埋件和钢筋→铺0.5厘米～0.7厘米厚的100号砂浆，铺平→摆放用水浇透的砖(砖在底灰上柔压一下，砖缝为1厘米)→在框肋处先填入200号小豆石混凝土，然后在砖缝内填100号砂浆，铺平→用小型平板振捣器振捣→用电动刮杠刮平→铁抹子抹光→养护→次日脱模。

(2) 粉煤灰硅酸盐墙板又称粉煤灰硅酸盐大板，是以粉煤灰、石灰、石膏为胶凝材料，以煤渣、矿渣、液态渣、陶粒等为集料，经搅拌、成型、常压蒸汽养护而制成的一种大型预制墙板。墙板基本上按素混凝土设计，酌配构造筋。局部部位按钢筋混凝土设计。外墙顶部及横墙顶部配筋连成整体后，作为装配式圈梁使用。

典型的粉煤灰硅酸盐墙板构造配筋做法(北京市建筑设计院《板住70-1(装配式壁板住宅)》)如图11.2.4-2所示。

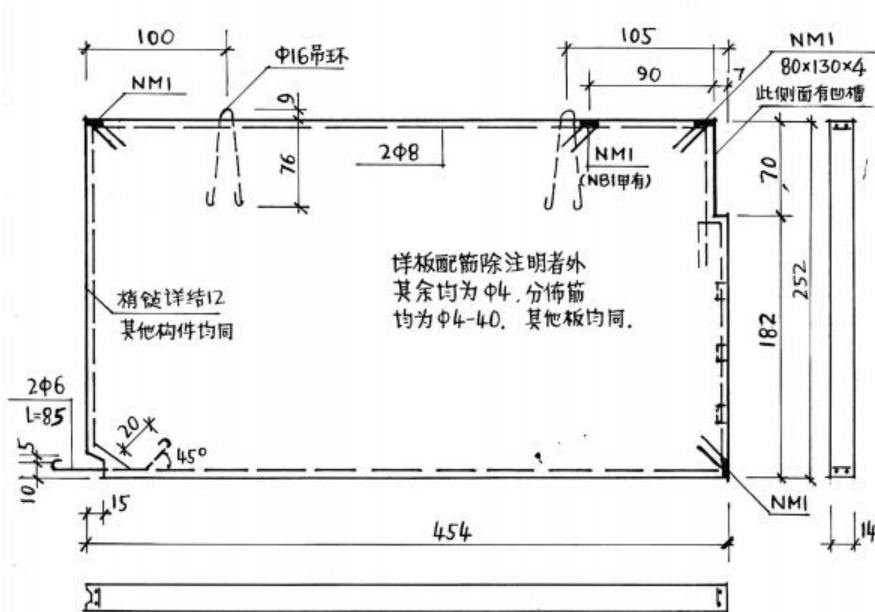


(a) 振动砖内墙板做法

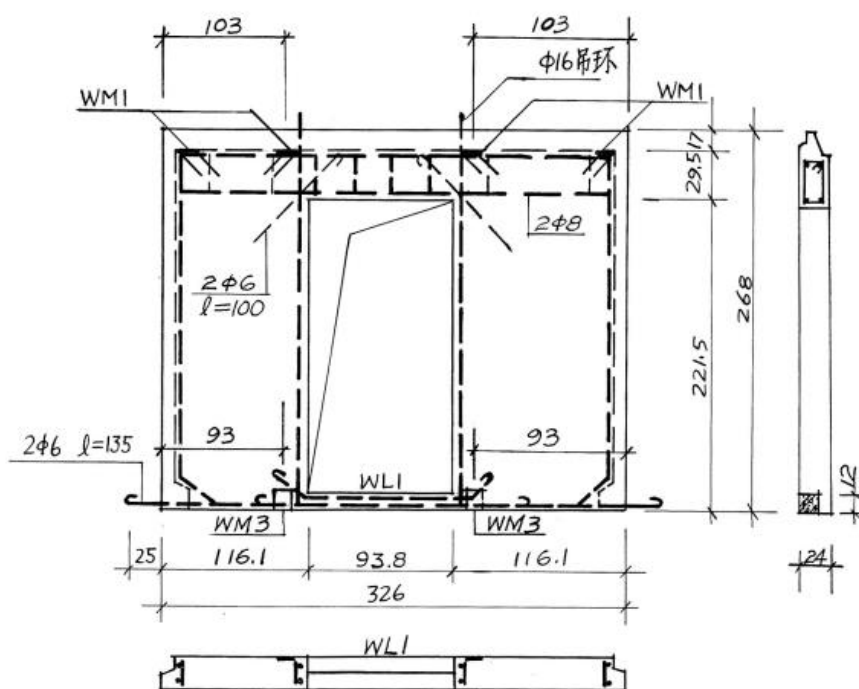


(b) 振动砖外墙板做法

图 11.2.4-1 振动砖墙板



(a) 内墙板



(b) 外墙板

图 11.2.4-2 粉煤灰硅酸盐墙板构造配筋做法

(3) 相关的行业规程《装配式大板居住建筑设计和施工规程》(JGJ1-91) 已废止, 目前无针对振动砖墙板、粉煤灰硅酸盐墙板结构设计的国家、行业规范、标准可依; 北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025 和《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/T 637-2024 无针对振动砖墙板、粉煤灰硅酸盐墙板的相关规定。

(4) 北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025 第 10.1.1 条规定, 第 10 章预制装配式大板房屋的适用范围为不超过 12 层的装配式混凝土大板结构、不超

过 7 层的普通少筋大板结构和内板外砖结构的抗震加固。改变结构体系抗震加固方案可参照北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025 的相关规定。地震作用下不考虑墙板的水平受剪承载力。可采用砌体结构板墙加固等方式,通过性能化设计,并由专项论证,以满足抗震要求。墙板水平接缝加固、墙板竖向接缝加固、连梁竖向接缝加固、内外墙板锚拉钢筋加固等验算可参照北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025 第 10 章的相关规定。

11.2.5 振动砖墙板、粉煤灰硅酸盐墙板结构中未加固构件,按抗震加固设计性能目标进行承载力、内外墙板锚拉钢筋、墙板接缝等验算时,应考虑墙板的刚度和自重,可忽略墙板水平承载力的贡献。验算时应注意振动砖墙板、粉煤灰硅酸盐墙板与砌体和混凝土墙板计算指标的差异。

[条文说明]

(1) 振动砖墙板、粉煤灰硅酸盐墙板结构中未加固构件承载力验算可参照现行北京市标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/T 637-2024 附录 G 的相关规定。

(2) 中国建筑科学研究院结构所认为: 1) 水平接缝的设计和构造应能保证轴压力(对于高层,可能还会产生轴拉力)、弯矩和剪力的有效传递,对于外墙,还应保证具有防雨、防渗和隔热等性能。在水平接缝中,轴压力一般是通过坐浆和后浇混凝土芯体来进行传递;拉力和弯矩则主要是靠集中配置于墙肢两端(包括竖缝)的竖向钢筋承担;而剪力则多用混凝土销键来承担,用竖向锚拉筋及轴压力所产生的剪切摩擦力来传递; 2) 竖缝的设计和构造应能确保剪力的有效传递,对于外墙,竖缝还应具有良好的绝缘性能;剪力在竖缝中的传递是通过混凝土销键和水平拉结筋来提供; 3) 从方便施工和建筑美观考虑,连系梁接缝一般都设在梁根部,形成所谓“刀把板”。但此处弯矩和剪力均较大。因此,连系梁接缝的设计和构造应能确保弯矩和剪力的有效传递。弯矩一般是采用在梁端上下两面加焊钢筋来承担,剪力则靠混凝土销键和钢筋所产生的“剪切—摩擦”力来传递。若采用现浇小柱,则比较简单,但须注意受力筋的有效锚固。4) 水平荷载下,楼盖(包括屋盖)起到协调各道墙共同受力的作用。从简化结构计算考虑,一般总是假定楼盖在自身平面内的刚度为无限大。但这这就要求楼板之间的接缝具有足够的抗弯强度和抗剪强度,而且变形不能过大。抗弯强度一般是用设置于楼板侧边和四角的拉结筋来保证;抗剪强度则主要是通过混凝土销键来提供。此外,在楼层处设置现浇钢筋混凝土圈梁对提高楼盖的整体刚度起着十分重要的作用。按抗震要求,楼板在墙上须有一定的搁置长度(4cm~6cm);但楼板搁置过多,现浇部分会相应减少,上下墙体的连续性将大为削弱。因此,合理的构造是将大楼板周边做成支腿式。这样既保证了楼板所要求的搁置长度,又不影响接缝现浇混凝土的面积。

(3) 北京市壁板抗震试验小组《装配式粉煤灰矿渣混凝土壁板结构抗震试验研究》结果表明:由于结构存在一些薄弱环节,从而降低了结构的整体性。对这些薄弱环节的改进将能加强现有结构的整体性,并提高壁板结构的安全储备。这些薄弱环节为: 1) 接缝连接较

弱，不能更有效地发挥板材的承载能力，也削弱了结构的整体性。2) 刀把板的接缝以及水平接缝基本上没有什么联结措施，主要靠灌缝混凝土和坐浆，在外荷载作用下往往由于局部破坏，而严重削弱整体结构的承载能力。3) 预埋件及连接件位置不准，连接构造欠妥等因素造成板材间的相对变形。

(4) 振动砖墙板住宅发展建设阶段，由建研院结构所，清华大学建筑工程研究系，北京市建筑设计院研究室等单位组成了“振动砖壁板研究小组”，对砖板的基本性能进行了一系列的试验研究，其中包括：振动砖砌体的强度、变形性能、匀质系数，条板、壁板的稳定性试验等。并在试验的基础上做了理论分析，取其成果作为垂直荷载作用下的设计计算依据。

(5) 建筑工程部建筑科学研究院地基基础及砖木结构研究室《振动砖墙板的试验研究》结果表明：1) 砖砌体是一种弹塑性体，砌体的应力与变形之间的关系是不服从虎克定律的。随着荷载的增加，变形较应力增长快。振动砖砌体由于砂浆灰缝密实度的提高，其变形则显著地降低。从应力与变形曲线比较来看，振动砖砌体的变形比普通砖砌体小 30%~60%；同时从变形曲线的形状来看，普通砖砌体在荷载开始增加时，变形即显著地增长，而对于振动砖砌体则当荷载到达破坏荷载的 80%后，变形才有较显著的增加。2) 从试件表面观察，随着变形的增加，裂缝即逐渐出现。当加载至破坏荷载的 50%~60%时，第一批裂缝开始在砌体两端的砂浆面层出现，也有在砌体中部沿着通缝的砂浆灰缝出现；当荷载增至 70%~80%的破坏荷载时，第一批裂缝已往纵横向发展并达到暂时稳定状态。荷载如再增加，裂缝即剧烈地开展，砂浆面层开始脱落，部分砖被压碎，变形突然增加，砌体随即破坏。

(6) 《装配式大板居住建筑设计和施工规程》JGJ1-91 规定，振动砖墙体的各项计算指标应符合表 11.2.5-1 的规定。振动砖墙板的剪变模量 $G=0.4E$ 。振动砖墙体的质量密度可按 2.0t/m^3 采用。

表 11.2.5-1 振动砖墙体的强度标准值、设计值 (N/mm^2) 和弹性模量 (kN/mm^2)

指标名称		M10	
		MU10	MU7.5
轴心抗压	f_{ek}	5.4	4.7
	f_c	3.3	2.9
弯曲抗压	f_{cmk}	5.9	5.2
	f_{cm}	3.6	3.2
轴心抗拉	f_{tk}	0.32	
	f_t	0.20	
抗剪	f_{vk}	0.49	
	f_v	0.29	
弹性模量	E	8.5	7.5

注：多孔砖的孔洞率应小于 30%，孔洞轴线垂直于墙体受压面。当不符合此要求时，计算指标应进行试验研究确定。

(7) 《装配式大板居住建筑设计和施工规程》(JGJ1-91) 第 2.0.4 条规定，蒸养粉煤灰混凝土的各项计算指标，必须按所用原材料及生产工艺的不同，通过大量试验统计确定。

(8) 北京市建筑设计院研究所《装配式大板结构和大模结构八层模型的对比试验研究》结果表明：1) 从两个模型的实验结果看，在目前采用的墙板配筋、接头做法和层数的情况下，其抗震性能是相近的。2) 在大板模型试验中，墙板开裂较晚，大模模型虽开裂较早，

但分布均匀。模型试验表明,墙体配筋满足抗剪要求。3)大板模型的延性系数为 6.2,阻尼比为 0.08~0.10。大模模型的延性系数为 5.18~6.5,阻尼比约 0.10 左右。都满足抗震要求。4)大板模型墙板销键接头可满足整体性要求。模型破坏卸荷后可恢复原位。

(9)《装配式大型墙板居住建筑结构设计、施工暂行规程》编制组《京津地区装配式大型墙板建筑抗震调查》结果表明:1)跟通常的多层房屋相似,大板建筑的震害也较多地反映在顶层、底层、两个尽端和楼梯间等部位。2)装配式大板建筑的各种装配接缝的性能是影响这类结构的整体性和总体强度的主要因素。3)绝大多数大板房屋的墙板都没有出现裂缝。少数墙板的裂缝大多与大板的材性和构造有关。

11.2.6 抗震加固改造设计时,在双肢剪力墙中,当一个墙肢全截面出现拉应力时,另一墙肢弯矩和剪力值应增大 25%。

[条文说明]本条文参照《装配式大板居住建筑设计和施工规程》(JGJ1-91)第 5.0.12 条规定。

11.2.7 振动砖墙板、粉煤灰硅酸盐墙板结构加固改造设计时,应考虑加固施工的影响,避免连续倒塌。

[条文说明]

(1)大板结构因其装配特点,存在连续倒塌危险和事例,后果较为严重。

(2)中国建筑科学研究院结构所认为:1)大板结构整体稳定性设计和构造,是要保证结构在偶然事故局部破坏(或失效)后,能立即形成可以替代的其他结构通路,借以继续承受荷载。例如,在房屋角部某层墙板失效后,其上层墙板虽失去了支承,但荷载仍有可能通过立即形成的悬臂作用来进行传递和重分布。又如在承重墙中段某层墙板失效后,荷载还可以通过重新建立起来的梁作用进行传递。再如,对于失去支承的楼板,还有可能通过悬链作用或悬挂作用维系在原处,而不致使本层荷载累积于下层楼板。局部破坏后能否形成真正的替代结构通路,关键在于接缝是否具有相应的强度和足够变形能力。当水平接缝具有足够的抗剪能力时,悬臂作用就会大大增强,只有在楼板接缝具有较大的变形能力时才可能形成悬链作用。2)在结构的整体稳定性设计中,由于考虑的是偶然事故,概率很小,因此在验算替代结构的承载能力时,一般只考虑静载及 1/3 的活荷载和风载,而安全系数取 1.1~1.2 即可。大板结构在偶然事故产生的局部破坏后,作用于替代结构接缝中的力主要是拉力、压力和剪力。据分析,抗压一般无问题,抗剪问题也不大,关键是抗拉。3)实践经验表明,对于整个结构设置一定数量的横向拉结连系、纵向拉结连系、竖向拉结连系和周边拉结连系,对于确保结构的整体稳定性是十分重要的。竖向连系的主要功能是保证失效墙板起悬挂作用,阻止墙体侧向抛出,避免碎片荷载累积于下层,并以“剪切—摩擦”方式抵抗水平剪力,确保水平接缝的夹紧和销接作用,进而形成悬臂或梁的作用。这种连系应从基础贯穿建筑物全高,并锚固在周边连系内。竖向连系一般由竖向受力主筋及水平缝的竖向锚拉筋兼任。周边连系,一般是在楼盖结构周边设置圈梁、确保楼盖在整个大板结构中的隔板作用,以承受

各种水平荷载、扭转和不均荷载，并用以锚固纵向连系、横向连系和竖向连系；当转角支承失效时，有助于楼板形成薄膜作用。就横墙承重体系而论，横向连系是保证横墙板具有悬臂作用或梁作用的关键。横向连系应贯通结构全宽，并可可靠地锚固在周边圈梁内。楼板之间的纵向连系，其作用在于支承横墙失效后，使相邻的楼板连结在一起，形成大挠度的悬链作用，从而防止碎片荷载冲击和堆积到下层楼板引起连续破坏。纵向连系亦是保证纵墙板能形成悬臂作用或梁作用的必要条件。4) 结构平面布置对于提高大板结构的整体稳定性起着十分重要的作用。小开间横墙承重大板结构体系，由于纵横墙直角相交，且采用整(间)块大墙板，这一布置对于提高大板结构的整体稳定性是比较有利的。

(III) 内浇外砌、内浇外挂结构

11.2.8 内浇外砌结构、内浇外挂结构房屋的层数、高度超过表 11.2.8 限值，或现浇混凝土内墙的配筋率小于 0.10%时，应专门研究论证。

表 11.2.8 内浇外砌、内浇外挂结构房屋的最大高度 (m) 和层数

外墙体类别	现浇混凝土内墙类别	7 度		8 度	
		高度	层数	高度	层数
普通砖实心墙	按计算配筋	22	七	19	六
	按局部构造配筋	19	六	16	五
预制混凝土墙板	按计算配筋	22	七	22	七
	按局部构造配筋	19	六	16	五

注：房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）。

[条文说明]

(1) 本条文层数、高度限值参照《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/T 637-2024 附录第 F.1.1 条的规定。

北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025 的适用范围为高度不超过 24m、层数不超过 6 层内浇外砌、内浇外挂多层结构房屋的抗震加固。其中，低配筋混凝土墙指按墙体全截面面积计算，水平或竖向配筋率为 0.10%~0.15%的配筋混凝土墙。

(2) 内浇外砌结构为外墙采用实心砖砌体嵌砌，内墙采用现浇混凝土墙的结构，也称为内模外砖结构。内浇外挂结构为外墙采用外挂预制混凝土墙板，内墙采用现浇混凝土墙的结构。

(3) 《大模板多层住宅结构设计与施工规程》编制组为了验证采取按局部构造配筋的结构性能和破坏情况，抚顺市建筑科学研究所于 1981 和 1982 年分别做了一个与中国建筑科学研究院结构所的试验模型尺寸结构完全相同的内浇外砌、全现浇混凝土结构的模型试验，只是在混凝土墙肢周边和门洞口配置构造钢筋。试验表明，1) 无论是网状配筋或是局部构造配筋，模型的破坏均属剪切破坏，只是裂缝开展稍大。2) 试验结果为规程对不同地震区确定不同的配筋方式提供了一定的依据。3) 规程推荐采用按墙肢和连梁的剪力与抗剪强度的比值来确定配筋形式的办法，使结构在具有较大安全系数的前提下，有可能节约一部分钢材。4) 低配筋混凝土墙体结构，要采用与之相适应的安全系数和结构影响系数，并且要满足不出现偏心受拉的应力状态，以及剪应力不超过混凝土抗剪强度的一定比例。这样，配筋就纯属改善性能的构造措施。5) 当剪应力超过一定比例时规程建议采用与钢筋混凝土结构

相适应的安全系数、结构影响系数，并采取相应的构造措施。

11.2.9 加固改造设计应设定适当的抗震加固性能目标，对内浇外砌、内浇外挂结构中未加固构件进行多遇地震、设防地震和罕遇地震承载力验算。

[条文说明]

(1) 中国建筑科学研究院结构所认为：“少筋结构”即低配筋混凝土墙或少筋大板结构的观念是针对我国的特定条件提出来的。既不可能把全部大板、大模及砖石结构提升为配筋结构，从抗地震作用考虑，又不宜采用纯无筋结构。这就出现了一种少于国家标准《混凝土结构设计规范》最小配筋率的少筋结构。试验研究表明，少筋结构不具备一般配筋结构的性能，但比无筋结构在许多方面又有着不同程度的改善。与素混凝土相比，少筋混凝土抗剪、抗拉及抗压强度极限值提高虽不多，但其匀质性有所改善，而且具有一定剩余强度，延性也较好，尤其是当配筋率 $\geq 0.13\%$ 后，较为明显。当配筋率 $\geq 0.15\%$ 时，它完全具备钢筋混凝土结构特征；当配筋率 $< 0.1\%$ 时，则主要表现为素混凝土破坏特征。因此，少筋结构的配筋界限，《装配式大板居住建筑设计和施工规程》JGJ1-91 和《大模板多层住宅结构设计与施工规程》JGJ20-84 均规定为 $0.1\% \leq \rho \leq 0.15\%$ 。少筋混凝土的抗剪、抗拉强度设计值 f_{cv} 和 f_{ct} ，其上限按钢筋混凝土考虑，取 $f_{cv}=f_v$ ， $f_{ct}=f_t$ ；下限按素混凝土考虑，取 $f_{cv}=(1.55/2.65)f_v \approx 0.6f_v$ ， $f_{ct} \approx 0.6f_t$ ；一般取 $f_{cv}=\eta f_v$ ， $f_{ct}=\eta f_t$ ， η 为强度降低系数，其值在 0.6~1.0 之间。少筋混凝土抗压强度设计值 f_{cc} ，近似按素混凝土考虑，取 $f_{cc}=(1.55/1.65)f_c \approx 0.95f_c$ 。

(2) 中国建筑科学研究院结构所和北京市建筑设计院《大模板多层住宅结构抗震性能的试验研究》、多层住宅结构研究组《大模板多层住宅结构抗震性能的研究》的研究成果表明，墙体最小构造配筋率为 0.1% 是合宜的，受剪破坏时有一定的预警和延性，其性能和构造配筋率为 0.25% 的相差不很大；在纵向地震作用下，钢筋混凝土内纵墙、砖砌外纵墙（有少量构造筋）与钢筋混凝土内横墙能共同工作。由于内墙为钢筋混凝土墙，因而改善了整个结构的延性、能量耗散、刚度衰减等恢复力特性，较砖混结构提高了结构的抗震能力。外墙为加气混凝土挂板，其恢复力特性较差。

11.2.10 内浇外砌、内浇外挂结构抗震加固验算时，可将内、外墙厚度均按弹性模量比值折算为混凝土墙计算厚度，按剪力墙结构进行加固改造设计。

[条文说明]北京市建筑设计研究院股份有限公司在某 10 层（局部 12 层）内浇外挂（内低配筋混凝土墙+外预制混凝土墙板）结构加固改造设计中，采用了外贴钢筋混凝土子结构加固方案，加固方案在原有结构外部增设钢筋混凝土外加柱/横墙，外贴纵墙，外加板带，基础部分增设筏板，提高地下室基础协同工作性。

11.2.11 内浇外砌、内浇外挂结构加固改造设计时应采取措施加强楼板整体性，避免楼板在大震下严重破坏。采取措施加强外墙墙肢与墙肢、墙肢与楼板之间的构造连接，使外墙在地震力作用下能可靠地工作。

[条文说明]

(1) 北京地区某 20 世纪 70 年代设计的内浇外挂结构住宅，楼板采用预应力圆孔板，支承长度仅 45mm，存在安全隐患，应采取针对性地加强措施。

(2) 北京市建筑设计研究院股份有限公司在某 10 层（局部 12 层）内浇外挂（内低配钢筋混凝土墙+外预制混凝土墙板）结构加固改造设计中，为增强楼盖整体性，采用外部增设钢筋混凝土外加柱+外贴纵墙+外加板带的加固方案。为加强外墙墙肢与墙肢，墙肢与楼板之间的构造连接，对外加横墙与原结构外墙板交接处节点、外加横墙与阳台板连接处节点、非悬挑阳台板与原结构外墙板连接处节点、转角悬挑阳台板与原结构外墙板连接处节点等采取了加强措施。

(IV) 盒子结构

11.2.12 钢、木框架盒子结构加固改造设计时，应根据节点检测鉴定结果，采用符合实际的铰接、半刚接或刚接节点计算假定，加固改造措施可按国家标准《钢结构加固设计标准》GB51367 和本导则第 6 章的相关规定执行。

[条文说明]

(1) 盒子结构是指在工厂中将房间的墙体与楼板连在一起制成箱形预制整体，同时完成其内部部分或全部设备（门窗、卫浴、厨房、电气、暖通）的安装及墙面装修等工作，运至施工现场后，直接组装在一起，或与其他预制构件及现浇结构相结合，建成房屋的结构体系。

(2) 钢框架盒子结构：1985—1986 年由北京市第三建筑工程公司建成 53 栋 2~3 层钢框架盒子结构房屋，共 136 套，面积为 1.8 万 m²。

(3) 木框架盒子结构：燕翔饭店是由美国引进客房成套设备，与国内配套工程相结合的一座旅游饭店，总建筑面积为 7201.5 平方米。

目前无针对钢、木框架盒子结构加固改造设计的国家、行业 and 北京地方标准可依。

11.2.13 钢筋混凝土盒子结构加固改造设计时应考虑空间薄壁结构作用，根据节点检测鉴定结果考虑其对墙体抗侧刚度的影响，将同一结构单元内盒子结构之间的缝隙填实，采取新增外套结构加固或加强盒子结构连接等有效措施增强协同工作。

[条文说明]

(1) 北京市东升新型盒子房屋厂于 1980 年与清华大学土木工程系研制成第一代盒子房，即四梁八柱式框架房体。截至 1986 年底，累计投入市场的 1~3 层钢筋混凝土盒子房达 4 万 m²；1987 年与清华大学又共同开发“一门 3 户五至六层整套钢筋混凝土盒子房屋”，即该厂的第二代盒子房产品。自 1992 年批量生产以来，先后建造了 12 幢盒子结构住宅楼，总面积达 15 万 m²，并为危旧房改造、农贸市场建设以及施工单位的暂设设施提供了大量的盒子结构房屋。拼装式盒子施工照片如图 11.2.13-1 所示（黄蔚欣等《盒子结构建筑》）。

(2) 北京中建建筑科学研究院于 1980 年开始探索研究盒子结构多层住宅建筑体系，1985 年建设部下达科研开发任务，先后建立了三家盒子房屋生产厂或生产线，其中规模最

大的一家是该院与北京市丰台区花乡四合庄合办的“新星盒子房屋厂”。从研究和中间试验开始,已经逐步形成了批量生产的规模,累计生产建成了近30万 m^2 的各种盒子结构建筑物。整浇式盒子如图11.2.13-2所示(黄蔚欣等《盒子结构建筑》)。



图 11.2.13-1 北京东升盒子厂拼装式盒子施工



图 11.2.13-2 新星盒子房厂生产的整浇式盒子

(3) 1990年北京建筑工程学院设计所、北京市建筑工程设计公司和丰盛构件厂共同研制出平模生产的盒型结构,建成某五层住宅楼(建筑面积为3456 m^2 ,共计200个盒型房)和某楼裙房工程(建筑面积为567 m^2)。

(4) 清华大学土木工程系认为,通过金属件连接的盒子侧墙和整体剪力墙的变形曲线相近,呈弯曲线型,但侧向刚度要小于剪力墙的侧向刚度,约为整体剪力墙的60%~70%。实际水平荷载作用下,盒子结构的破坏形式要比整体剪力墙复杂。除墙体破坏外,连接钢件处也有可能发生破坏,如锚固钢筋拔出、焊缝剪坏或连接钢板屈服等,还有可能连接处的盒子角部混凝土局部拉裂或压坏等。

目前无针对钢筋混凝土盒子结构加固改造设计的国家、行业和北京市地方标准可依。

(V) 小梁砖拱楼盖房屋

11.2.14 多层小梁砖拱楼盖房屋加固改造设计时,应采取措施增强楼盖的整体性,并考虑楼盖做法对其受力性能的影响。

[条文说明]

(1) 北京地区二十世纪50年代-70年代,为节省“三大材”(钢材、水泥、木材),小梁砖拱楼盖主要用于住宅和宿舍建筑。北京市行政区域内小梁砖拱楼盖的做法为:两端用100#预制素砼垫块或钢筋混凝土圈梁、中部预制钢筋混凝土小梁夹砌跨度70—80cm的半砖厚砖拱作为承重楼板,用1:1:12水泥白灰焦渣找平,然后做2cm水泥地面。

典型的楼层剖面、节点详图如图11.2.14所示(北京市设计院《1957年丙级住宅标准设计(砖拱)》《1957年乙级住宅标准设计(砖拱)》)。

(2) 目前无针对小梁砖拱楼盖设计的国家、行业和北京地方标准可依。

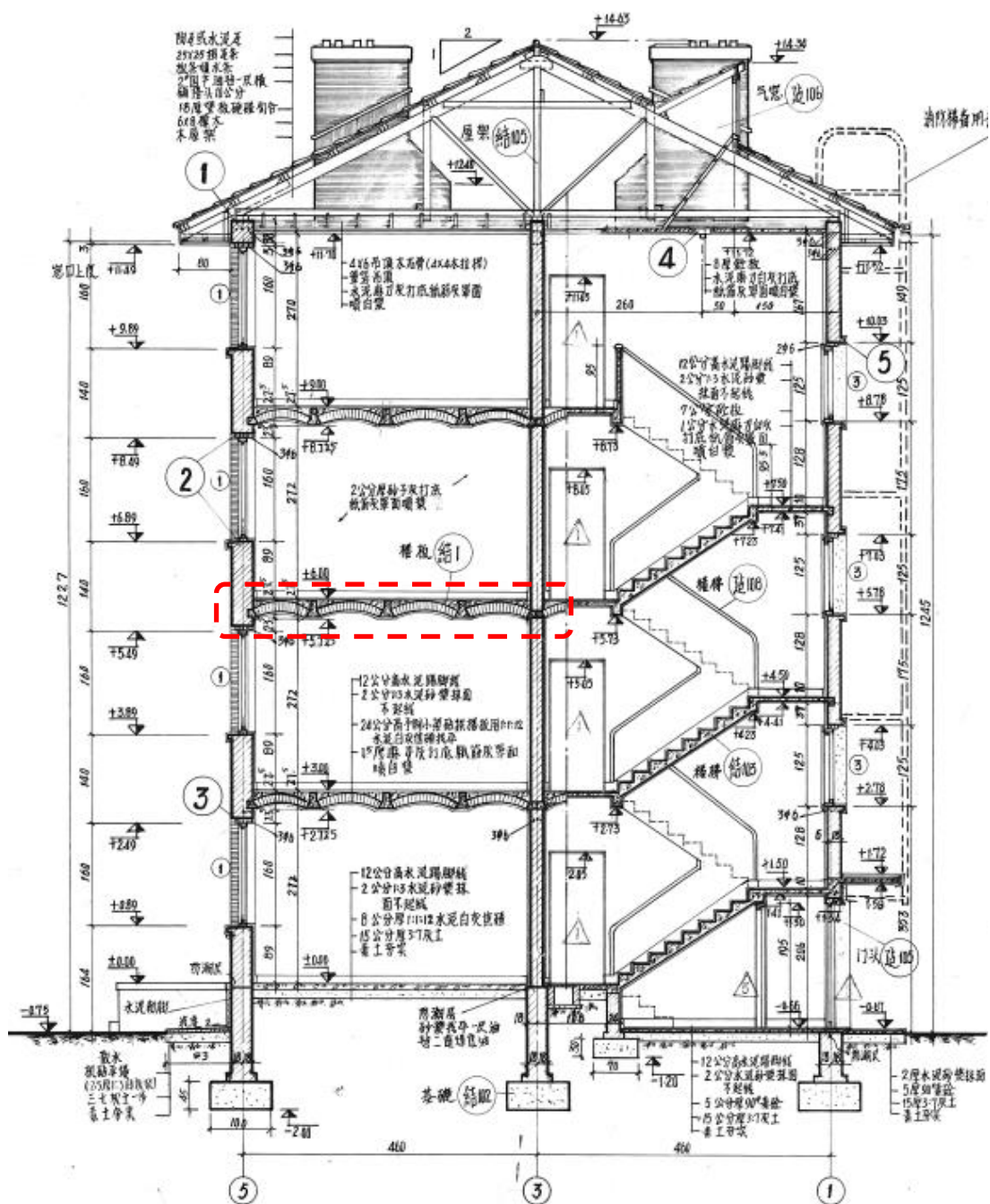
(3) 北京市地方标准《既有建筑抗震加固技术规程》DB11/T 689-2025第7.3.3条规定,增设钢筋混凝土现浇层加固楼盖时,现浇层的厚度不应小于40mm,钢筋的直径不应小于6mm,其间距不应大于300mm;尚应采取措施加强现浇层与原有楼板、墙体的连接。

第7.3.4条规定,增设的现浇层与原有墙、板的连接,应满足下列要求:

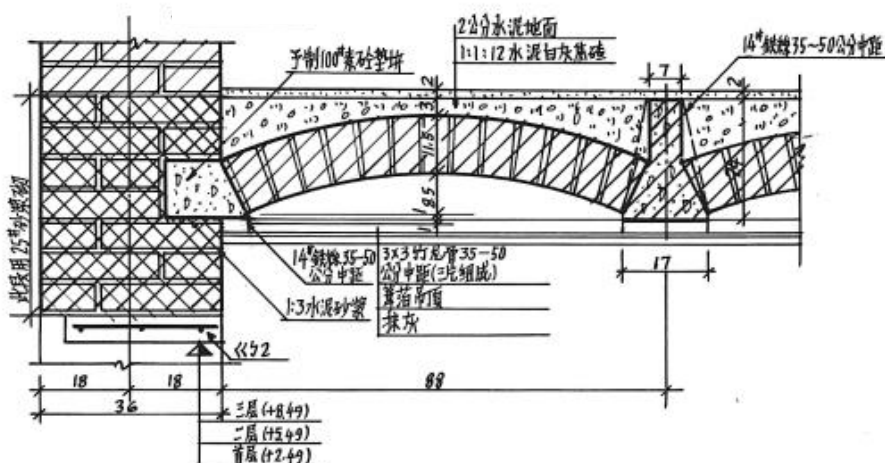
1) 现浇层的分布钢筋应有 50% 的钢筋穿过墙体；另外 50% 的钢筋，可通过插筋相连，插筋两端的锚固长度不应小于插筋直径的 40 倍；也可锚固于现浇层周边的加强配筋带中，加强配筋带应通过穿过墙体的钢筋相互可靠连接；

2) 现浇层宜采用 L 形锚筋或锚栓与既有楼板相连，锚筋、锚栓应通过钻孔并采用胶粘剂锚入现浇板或预制板缝内，锚固深度不小于 80mm；

3) 施工时，应去掉原有装饰层，板面应凿毛、涂刷界面剂，并注意养护。



(a) 小梁砖拱楼盖房屋剖面



(b) 小梁砖拱楼盖详图

图 11.2.14 小梁砖拱楼盖房屋

(4) 西安冶金建筑学院认为: 1) 在水平地面运动作用下, 沿房屋横向砖拱楼盖与房屋一起作整体振动; 而沿房屋纵向, 砖拱楼盖除随房屋作整体振动外, 因砖拱在这一方向是较为柔性的曲面结构, 因而砖拱本身尚有局部振动。2) 可认为同一楼层处各开间的横墙侧移变形近似相等, 各跨砖拱之间没有相互影响, 砖拱楼盖的计算可按单拱计算且砖拱跨度保持不变。3) 房屋砖墙的抗震验算在垂直于拱跨的方向, 通常即房屋的横向, 房屋墙体的抗震验算按目前一般常用方法进行。在平行于拱跨的方向, 通常即房屋的纵向, 房屋墙体的抗震验算具有一定特点。由于砖拱楼盖住宅房屋中较柔的拱的存在, 使之产生附加地震力。沿拱跨方向砖拱楼盖发生局部振动, 其绝对水平加速度较该楼层处墙体的要大。因此墙体所受到的水平地震力要增加。

(5) 西安冶金建筑学院砖拱楼盖房屋振动试验与分析表明, 1) 砖拱楼盖经过剧烈振动后, 虽然出现裂缝, 但只是由无铰拱 (或双铰拱) 退化为三铰拱, 仍具有较大的承载能力, 裂而不塌; 2) 砖拱楼盖本身具有较高的抗震能力。3) 砖拱楼盖房屋中墙体的破坏形态与普通砖房相同, 具有剪切破坏特征。房屋的主要破坏部位在墙体而不是砖拱楼盖。在振动台试验中, 房屋各层均出现不同程度的损坏, 而低周反复加载试验一般是底层破坏较重, 其余各层很少损坏。4) 从开始激振直到破坏阶段, 模型振动主要表现为第一振型, 抗震计算时可忽略高振型的影响。5) 对于横墙较多的砖拱房屋 (如住宅、宿舍等), 计算其砖拱楼盖的水平地震力时可近似按单拱考虑, 且只需计及第一振型。

(6) 西安冶金建筑学院砖拱楼盖房屋抗震性能试验研究表明: 1) 在加水平荷载过程中, 砖拱楼盖无明显裂缝, 拱截面应力较小。2) 从加载过程中所测得的楼盖整体变形曲线来看, 两侧的平均变形比较接近。可以认为, 砖拱楼盖的两个支座基本上没有相对位移, 抗震计算时可以按单拱考虑。3) 在对砖拱楼盖进行抗震强度验算时, 不仅要考虑拱局部振动所引起的地震内力, 而且要考虑拱随房屋整体振动所产生的地震内力。4) 在水平反复荷载作用下,

砖拱楼盖房屋的墙体主要出现对角裂缝,与普通砖房的破坏形态完全相同。因此可以按照验算砖房墙体的方法,对砖拱房屋的墙体进行抗震强度验算。5) 楼层剪力试验值介于按刚性楼盖和按柔性楼盖计算结果之间,按中等刚性楼盖考虑较合理。6) 砖拱楼盖房屋墙体的破坏形态与破坏机理与普通砖混结构房屋相同。砖拱楼盖并没有改变砖混结构的特性,可以按抗震设计规范对砖混结构房屋进行验算的原则和方法,对砖拱房屋的墙体进行抗震强度验算,但须考虑砖拱局部振动对沿拱跨方向墙体引起的地震剪力影响。7) 砖拱房屋的整体变形基本上属剪切型,可以按层间剪切模型计算砖拱房屋的层间刚度。8) 在低周反复水平荷载的静力作用下,砖拱房屋主要是墙体破坏,砖拱楼盖基本完好。

(7) 北京市行政区域内其他特殊类型楼盖房屋可参照本条文执行。

11.2.15 应增设或加强小梁砖拱楼盖的抗推构件。在房屋每层沿内外墙采用现浇钢筋混凝土圈梁或板带时,圈梁或板带的截面及配筋应进行计算。

[条文说明]

(1) 西安冶金建筑学院砖拱楼盖房屋振动试验与分析建议,圈梁在砖拱楼盖中起到很大作用。不仅可以保证房屋的整体稳定性,而且承受墙体开裂时产生的拉力,同时又是一种有效的抗推构件,应予以重视。

(2) 《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 5.2.5 条第 3 款第 4 项规定:砖拱楼盖、屋盖房屋,每层所有内外墙均应有圈梁,当圈梁承受砖拱楼盖、屋盖的推力时,配筋量不应少于 $4\Phi 12$ 。

(VI) 整体预应力装配式板柱结构

11.2.16 检测鉴定单位和设计单位应根据检测鉴定报告中构件现存预应力筋有效应力,评估整体预应力装配式板柱结构预应力整体分布状态。

[条文说明]

(1) 整体预应力装配式板柱结构体系又称“南斯拉夫”体系(简称 IMS 体系)。该结构体系无梁无柱帽,以预制的板和柱为基本构件,在两构件之间的接触面为平面,在接触面之间的立缝中浇筑砂浆或细石混凝土,形成平接接头,然后对整个楼盖施加预应力,亦称整体预应力。即双向后张有粘结的预应力筋贯穿柱孔和相邻构件之间的明槽,并将这些预制构件挤压成整体;楼板依靠预应力及其产生的静摩擦力支承固定在柱上,板柱之间形成预应力摩擦节点;并设置剪力墙以抵御水平荷载,形成整体预应力装配式板柱—剪力墙结构。该体系由南斯拉夫塞尔维亚共和国材料试验研究所于 1956 年首先研制成功,IMS 是研究所的缩写。该体系的构造简图、板柱平接接头、板柱与楼板节点、加劲板(剪力墙)连接如图 11.2.16-1 所示(原载南斯拉夫《IMS-A prefabricated prestressed concrete skeleton structure》,国家建委建研院设计所二室摘译)。

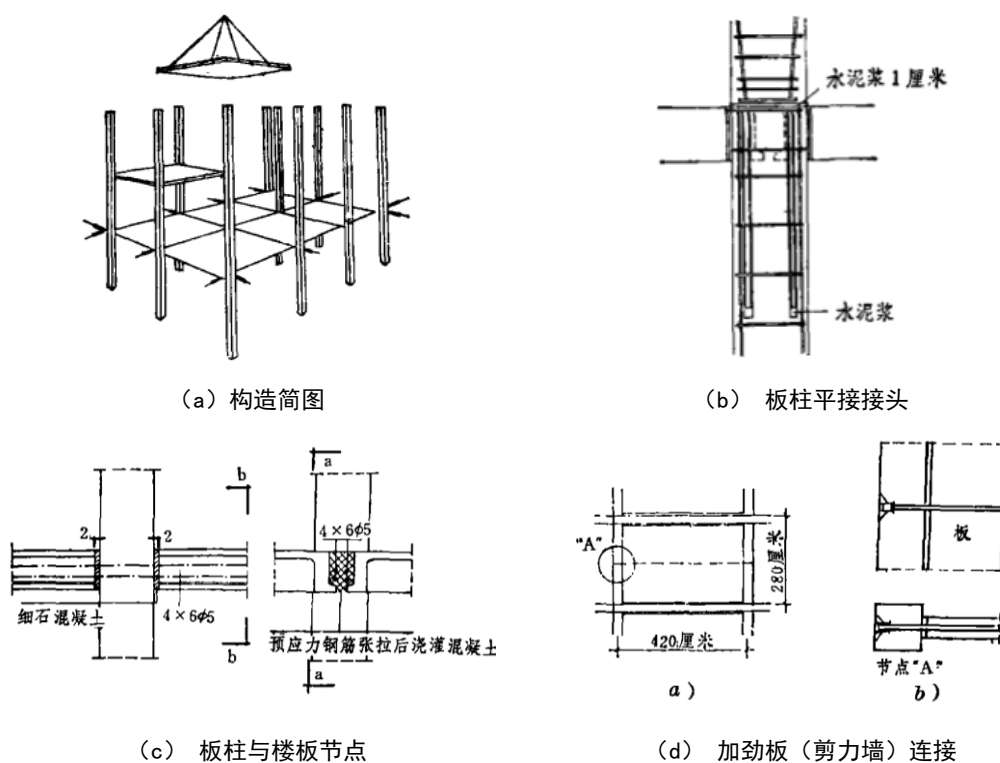


图 11.2.16-1 整体预应力装配式板柱结构

(2) 中建一局科研所在 1982 年 8 月总结前人研究工作的基础上, 提出“六角柱网预应力拼装楼板结构”的设想; 继而完成了柱网边长为 3.0m 的基本结构单元足尺模型垂直静荷载破坏试验。建成了一栋三层试验楼和一栋二层展厅。六角柱网基本结构单元、典型的中柱节点照片如图 11.2.16-2 所示。

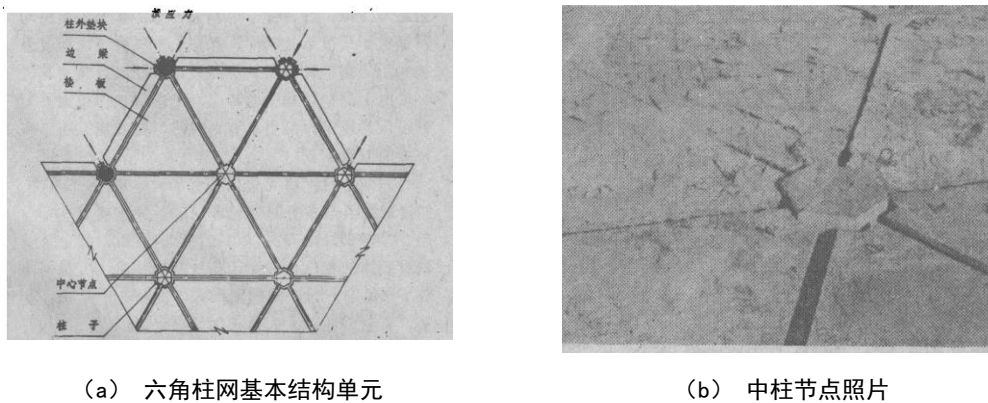


图 11.2.16-2 六角柱网预应力拼装楼板结构

(3) 目前无针对整体预应力装配式板柱结构体系设计的国家、行业 and 北京地方标准可依。仅有团体标准《整体预应力装配式板柱结构技术规程》CECS52 可参考。

(4) “南斯拉夫”体系以预应力为装配手段, 将各类预制构件装配成整体结构。因此, 结构的整体性和安全可靠均取决于预应力的设计和施工。一旦结构的预应力失效, 如钢丝锈蚀、锚具失灵等等, 都会产生严重后果。

11.2.17 整体预应力装配式板柱结构应增设剪力墙或支撑, 形成板柱—剪力墙或板柱—支撑

结构，其中剪力墙或支撑承担 100%地震作用。

[条文说明]

(1) 板柱结构试验小组(中国建筑科学研究院抗震所)《剪力墙—整体预应力板柱结构抗震性能的试验研究》结果表明, 1) 由空间结构模型所代表的现浇剪力墙的预应力板柱结构, 无论自振频率、振型、刚度、还是强度、变形能力及极限承载力前的主要破坏特征, 均与现浇框—剪结构相近, 具有良好的抗震性能, 能够满足规范 8 度一般场地的抗震设防要求。2) 预应力板柱结构的抗震设计计算可采用等效框-剪计算简图。其中等代梁宽在不同工作阶段宜取不同的数值, 并计及施加的预应力计算名义强度; 而结构系数、柱子和剪力墙的刚度、强度等设计参数, 建议仍按现浇框—剪结构取值和计算。3) 用等效框-剪计算简图, 通过逐个构件到整体结构的弹塑性变化全过程的计算分析, 对空间模型试验各阶段的内力、变形和破坏状态等的预测是较成功的, 分析手段是有效的。4) 合理布置剪力墙以避免扭转, 合理设计剪力墙使之不发生剪切破坏, 并适当提高框架部分的冗余度, 可以提高框—剪结构包括带剪力墙的预应力板柱结构的抗震能力。

(2) 北京市建筑设计院认为: 1) 同梁柱框架相比, 预应力板柱框架的横梁线刚度明显偏小。配筋垫层能够提高板柱框架横梁的刚度。2) 以预应力钢丝束为装配手段的板柱框架, 节点为平接, 节点刚度随预应力钢丝的面积、位置和外弯矩的大小而变化。这种变化的节点抗弯刚度, 对整个框架乃至结构体系的刚度均有影响。3) 有粘结条件的节点抗弯刚度模量为无粘结条件的 1.8~2.5 倍。证明了板缝后浇混凝土振捣密实和柱孔压力灌浆的重要性和必要性。4) 预应力板柱节点的刚性程度可以用板与柱绝对转角 L 、 ϕ_z 之比来表达。在节点开裂前它不随外力变化而改变, 但也不完全是弹性固结, 有某种程度的铰作用影响。5) 板柱节点不完全是弹性固结, 随弯矩增加而刚度降低, 从而影响整个板柱框架刚度发生变化。6) 预应力板柱框架具有刚度小、板柱平接摩擦节点抵抗外弯矩能力低; 在地震区和较大风载区, 高层预应力板柱框架要设置抗侧力的剪力墙、剪力撑或剪力框等构件。7) 板与柱平接的预应力摩擦节点有很高的承载能力。①预应力板柱框架结构保证了强柱弱梁的抗震优点, 且由于板柱平接构造, 梁端塑性铰已被引出节点核心区之外; 这是能够适应较大地震冲击的因素之一。②节点具有很高的能动性作用, 即随地震反应产生转角位移和能够恢复转角位移的本领。预应力板柱摩擦节点主要是以产生变形做功吸收地震能量, 以恢复变形做功转换能量。这种弹性恢复变形能力, 按铰机制工作和产生塑性变形按塑性铰机制工作的机理, 是同时发生的, 可定义为弹塑铰。预应力板柱节点动力反应过程分三个阶段: 弹性固结、弹塑铰接和铰接。概括地说, 预应力板柱框架的摩擦节点有两个特点: 其一是耗散地震能量少。它将吸收到的地震能量大部分转化为恢复变形的势能, 保证了节点在地震反应过程中的弹塑铰机制工作的能动性作用。其二是节点转角位移由小到大, 又可逆地由大到小, 造成节点和板柱框架的刚度发生与之成反比的变化。③当结构受到设计烈度的冲击, 节点处于弹性固结阶段的

时候；当结构受到特大地震冲击，节点开启，产生转角位移 ϕ ，形成弹塑铰机制；当介于二者之间的地震冲击时，结构处于两种状态之间，亦即地震反应由小到大逐渐增加时，结构便从左边的弹性固结状态逐渐向右边的铰接状态过渡。反之，当地震反应由大到小逐渐减少时，结构模型又从右边的铰接状态恢复到左边的弹性固结状态。8) 板柱框架的预应力混凝土结构特征：阻尼小、耗能差，在剧烈地震反应过程中结构将震动得很厉害。

(3) 国家地震局工程力学研究所、北京市建筑设计研究院利用3层结构模型进行了系统的动力试验，给出了结构从弹性阶段直至破坏全过程动力特性的测定结果，最后以静力推拉试验给出了滞回曲线，采用变刚度的等效线性化方法分析了结构的振动，并与试验结果进行了比较。结果表明：1) 整体预应力板柱结构具有“半刚接”结构的特点。其动力特性和强度极限取决于板柱节点及柱基的约束状态。随扰力和变形的增大，由于节点的裂缝和转动，层间刚度降低而阻尼增加，结构的自振频率下降。2) 在破坏阶段，柱根是薄弱环节。在结构设计时，应加强柱根的配筋，设计成强柱弱梁型结构可以提高该结构体系的抗震能力。3) 采用变刚度等效线性化分析方法，计算这种“半刚接”结构的动力反应是可行的。

(4) 《整体预应力装配式板柱结构技术规程》CECS52-2010 第3.5.11条规定，对板柱节点（框架节点）核心区可不进行抗震验算。

(5) 北京市建筑设计研究院股份有限公司在某整体预应力装配式板柱-剪力墙结构加固改造设计中，采用的加固方案为：1) 核心筒外侧增设250mm厚钢筋混凝土面层加固；2) 柱头附加小型耗能支撑（利用板柱转角）补足体系问题短板—代替钢筋连接梁板、增设一道结构抗震防线。

11.2.18 抗震加固设计时，应增加结构冗余度，板柱节点应采取防坠落措施，防止倒塌。应采取针对性的加强措施，提高板柱结构转角边肋节点承载能力。

[条文说明]

(1) 北京市建筑设计研究院股份有限公司在某整体预应力装配式板柱-剪力墙结构加固改造设计中，采用的加固方案为：1) 增设防止楼板掉落措施，即柱头增设按极限承载力复核的钢牛腿；2) 为防止预应力筋失效后，保证结构整体性，起到“悬链线”作用，暗梁下采用粘钢加固。3) 50mm厚楼板局部修补：①处理钢筋外露、锈蚀，个别楼板板底开裂问题；②钢丝绳网片—聚合物砂浆面层加固法，逐块检查修补；③特别严重时，局部拆除重做；④原楼板上表面增设40mm厚钢筋混凝土叠合层。4) 为补足体系问题短板—代替钢筋连接梁板、增设一道结构抗震防线，柱头附加小型装配式耗能隅撑（利用板柱转角）。

(2) 四川省建筑科学研究院整件预应力板柱结构单元试验研究（四柱一板并带悬臂阳台板）的破坏特征为：楼板在6倍设计荷载时边肋出现斜裂缝，板底出现对角线方向裂缝，板的刚度急剧下降，至6.4倍设计荷载时，板中点挠度达85毫米（ $L/50$ ），边肋斜裂缝宽度增大，板已达到极限状态，沿A柱-D柱边肋的斜裂缝完全剪坏，柱头向内倾斜，预应力急剧下降，随即板与柱脱开，造成节点破坏。结果表明，板边肋在柱子附近的抗剪能力是结构

的薄弱点，应在垂直的四角及边肋端部采取加强措施以提高抗剪能力。

(VII) 竖向混合增层结构

11.2.19 竖向混合增层结构应采用振型分解反应谱法或时程分析法进行抗震分析。计算分析时应采用整体模型，考虑下部砌体结构或钢筋混凝土结构对上部钢结构抗震性能的影响。竖向混合增层结构阻尼比宜采用振型阻尼比法计算得到的等效阻尼比，或按不同材料采用相应的材料阻尼比。

[条文说明]

(1) 本条文竖向混合增层结构指下部既有结构为砌体结构或钢筋混凝土结构、上部增层部分为2层及以上钢结构。

(2) 底部剪力法是一种简化方法，是反应谱分析法中的一种近似方法，它只考虑了第一振型的影响。由于假定的直线振动形式忽略了高阶振型的成分影响，而上部带有钢结构增层的结构由于质量与刚度沿房屋高度分布很不均匀，高阶振型成分影响十分显著，采用底部剪力法（乘以动力放大系数）对于钢结构增层层数大于等于2层的竖向混合结构误差较大，不建议采用。

(3) 现有国内外标准，对下部为砌体结构或混凝土结构上部采用钢结构竖向混合增层结构的阻尼比，没有明确规定。

(4) 北京市建筑设计研究院股份有限公司通过对各种非比例阻尼分析方法比较后认为，等效阻尼比法为目前最为实用且相对精确的计算方法。并通过分析一个三维混合结构算例，得到如下结论：1) 当上下部结构的刚度相差比较大（下/上 >8 ）时，结构的前几阶模态以钢结构振动为主，通过计算不同阻尼比下地震作用下的结构响应同振型阻尼比方法比较得到等效阻尼比，下部混凝土结构的等效阻尼比与0.05比较接近，上部钢结构的等效阻尼比与0.02比较接近。当上下部结构的刚度相差不是很大（ $8 > \text{下/上} > 2$ ）时，结构的前几阶模态的振动由上部钢结构振动为主转向上下部整体共同振动，下部混凝土结构的等效阻尼比逐渐远离0.05，向0.035靠拢，上部钢结构的等效阻尼比逐渐远离0.02，向0.035靠拢。当上下部结构的刚度相差较小或者下部结构比较弱（下/上 <2 ）时，结构的前几阶模态以混凝土结构振动为主，上部钢结构在前几阶模态中振动微弱，上下部结构的等效阻尼比都逐渐远离0.035，向0.05靠拢。2) 由振型阻尼比方法算得的上部钢结构的等效阻尼比随着刚度比的增大而逐渐从0.05减小至0.02。3) 由振型阻尼比算得的下部混凝土结构的等效阻尼比随着刚度比的增大先从0.05减小至0.035左右，然后又逐渐增大至0.05。4) 从上述分析结果可以看出，单一阻尼比的方法无疑会造成部分结构或整个结构响应的失真；从工程角度考虑，在整体分析时，采用阻尼比为0.02计算钢结构的地震响应是安全的，但采用0.05计算混凝土结构的地震响应可能会偏于不安全，特别是当上下部结构的刚度比差别在10以下时。

11.2.20 竖向混合增层结构应考虑质量和刚度突变、高阶振型对抗震性能的影响。

[条文说明]北京市建筑设计研究院股份有限公司认为,影响竖向混合增层结构抗震性能的因素包括质量、刚度、阻尼。由于原有结构自重和侧向刚度比上部加层结构大,即增层部分与原有建筑的质量、刚度和阻尼有很大突变,造成上柔下刚、上轻下重,下部阻尼比大,上部阻尼比小,高阶振型对轻钢加层部分的影响显著,造成上、下结构振动的周期不同,增层结构的振动加速度大于原有结构的振动加速度,产生了较为明显的局部振动即鞭梢效应现象。

11.2.21 竖向混合增层结构可在增层部分设置竖向支撑系统,以提高增层部分钢结构的刚度。上下两部分之间应采用安全、可靠的刚接或铰接柱脚节点,实现钢柱与下部楼层的有效传力。

[条文说明]

合肥工业大学土木与水利工程学院建筑工程系在某教学楼框架结构的抗震加层加固设计中提出以下结论和建议:(1)由于新增楼层质量和刚度不均匀,造成增层后结构扭转现象,通过设置屈曲约束支撑调整结构刚度,提高结构抵抗水平作用能力和改善扭转变形。(2)应重视连接构造措施,新加钢柱脚为刚性节点,通过设置卧梁和外包混凝土柱,实现钢柱与原有混凝土楼层的有效传力,避免钢柱连接过渡时刚度突变,保证新增楼层水平刚度,便捷安装屈曲约束支撑。(3)静力弹塑性分析表明,在推覆过程中设置屈曲约束支撑结构有明显的卸载、内力重分布和再增长现象,结构破坏机制显著改善;屈曲约束支撑增加结构的冗余度,能够充当结构的大震下防线。

12 与人防工程交界位置加固改造要求

12.0.1 本章适用于明确既有建筑与钢筋混凝土人防工程交界位置的改造要求。

[条文说明]本条规定了本章内容适用于明确既有建筑与钢筋混凝土人防工程交界位置的改造要求,是由于这种结构体系的人防工程是既有人防工程的主体。早期建设(1980年底前建成)的其他结构体系(比如砌体)的人防工程,由于其建设年代久远,基本已达到或接近设计工作年限,而且这类工程整体防护能力不高,加固改造效费比低;对于钢结构体系的人防工程,整体项目数量较少,且投入使用时间较短。针对早期建设的人防工程及钢结构体系的人防工程与既有建筑交界位置的改造要求,可以参照本章内容。

12.0.2 既有建筑加固改造时,应避免下列情况:

- 1 在人防的外围护结构上进行植筋、固定锚栓等可能破坏其密闭性能的作业;
- 2 因改造导致加固材料贯穿人防的外围护结构;
- 3 机电等系统改造时在人防的外围护结构上开洞;
- 4 非人防区域顶板开洞导致临空墙、门框墙等效静荷载变大或防护厚度不足。

[条文说明]植筋等后锚固技术都需要对人防外围护结构进行打孔等操作,这些操作均会降低人防工程的密闭性能,当非人防区进行加固改造时,由于并不会在后期对人防工程及相关区域进行针对密闭性能的弥补措施,也不会对人防工程及相关区域进行气密性测试,因此严格禁止在人防外围护结构上进行相关作业。当无法避免时,应报请主管部门批准后方可实施加固。

非人防区改造,由于上部结构受力的需要,柱子加固可能出现角钢或者钢筋贯穿人防工程顶板等情况,梁加固也有可能出现角钢或者钢筋贯穿人防工程墙体的情况。这些情况都会削弱人防工程的密闭性能,对人防工程的防护效能产生影响。在实际设计中,首先应该避免这种情况发生,当无法避免时,此类情况应视同对人防工程进行改造,需报请主管部门批准后方可实施。且需采取相关措施进行密闭性能修复,并在修复后根据主管部门要求进行气密性相关测试,以保证人防工程的密闭性能。

在城市更新的大背景下,建筑物的机电系统及装修改造是建筑物全生命周期内一定会面临的情况。机电系统改造时常常由于平时使用要求可能需要有新的路由穿越人防围护结构,此时建议设计人员积极利用现有路由,或采用一些不穿墙打洞的形式实现新路由的增加。当穿墙打洞无法避免时,由于围护结构增设的洞口会影响人防工程的密闭性能,需报请主管部门审批后,采取相关措施进行修复,并在修复后根据主管部门要求进行气密性相关测试,以保证人防工程密闭性。

针对非人防区域顶板开洞导致临空墙、门框墙等效静荷载变大的情况,当复核原墙体配筋可以满足要求时,需提供相关计算书供施工图审查机构复核确认,同时由于并没有影响人防工程的密闭性能,因而不进行气密性评定。非人防区域顶板开洞导致临空墙、门框墙防

护厚度不足时，当采用类似贴砌砌块墙、调整人防区内房间功能等方式满足防护厚度要求时，也只需报请主管部门批准，不需要进行气密性评定。

12.0.3 当非人防区与人防工程防护区外部分相邻，且仅对非人防区域进行改造时，加固改造方式的选择无需考虑对相邻人防区密闭性能的影响，可根据受力需要采用植筋、锚栓、粘贴钢板、外包型钢、粘贴纤维复合材、增大截面等加固方式。

[条文说明]人防工程防护区是指人防工程中能抵御预定防护等级的武器破坏作用，并能隔绝核、化、生武器毒剂的区域。而人防工程防护区外指人防工程中只能抵御预定防护等级的武器破坏作用，而不能隔绝核、化、生武器毒剂的区域，比如主要出入口楼梯间、防倒塌棚架、通往主要出入口的通道等。

人防工程中防护区外部分由于并不要求隔绝核、化、生武器毒剂，无密闭要求，因此可放松对可能引起混凝土构件内部裂缝发展以及需要对混凝土构件贯穿等加固方式的限制。

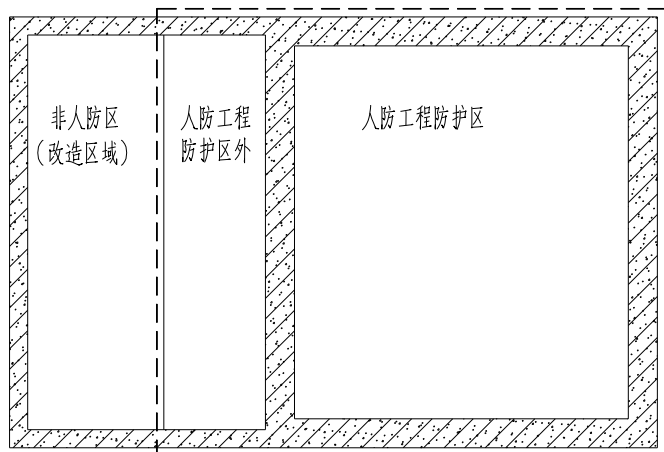


图 12.0.3 非人防区与人防工程防护区外部分相邻的加固要求 [虚线框范围内为人防区域]

12.0.4 非人防区改造施工时，与人防工程防护区相邻两跨区域内，应采用静力拆除设备实施拆除作业。

[条文说明]本条目的是保护人防工程防护区—避免风镐、破碎锤等非静力拆除设备产生的振动、冲击，削弱其密闭、抗爆、抗冲击性能。静力拆除设备（如绳锯）中低扰动、高精度的拆除设备，能减少对防护区的影响。

12.0.5 当同一楼层非人防区域增设窗井、中庭、竖井、楼电梯井、下沉庭院等导致顶板开洞时，人防区与非人防区防护隔墙应考虑洞口对等效静荷载及防护厚度的影响。

[条文说明]与人防工程同一层的非人防区存在下沉庭院、中庭、竖井、楼电梯等时（如图 12.0.5-1），通常会影响人防区与非人防区“隔墙”的等效静荷载取值以及墙体防护厚度的要求。由于本导则针对的是既有工程，为避免改造方案对既有人防工程防护效能的影响，提出本条文。当出现建筑方案要求新增窗井、中庭、竖井、楼电梯井、下沉庭院等情况

时，需结合原有非人防区情况，综合考虑对相关范围内防护隔墙（门框墙、临空墙）等效静荷载以及防护厚度的影响。

一般此类情况均会导致人防区与非人防区之间原来的隔墙和门框墙所承受的人防等效静荷载变大、墙体防护厚度不足。

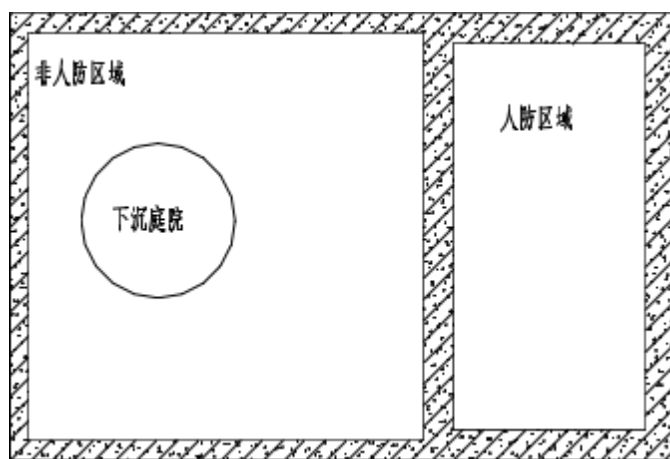


图 12.0.5-1 非人防区增设下沉庭院对人防区的影响

为避免由于墙体所承受的等效静荷载增大或者墙体防护厚度不足导致的墙体加固，可以在非人防区合适的位置增设墙体（如墙上有洞口需在战时安装防护密闭门或封堵，如图 12.0.5-2），要求新增墙体可以承受由于新增板洞后，对应的增大后的等效静荷载，同时原有墙体与新增墙体厚度相加满足顶板开洞后防护厚度的要求。

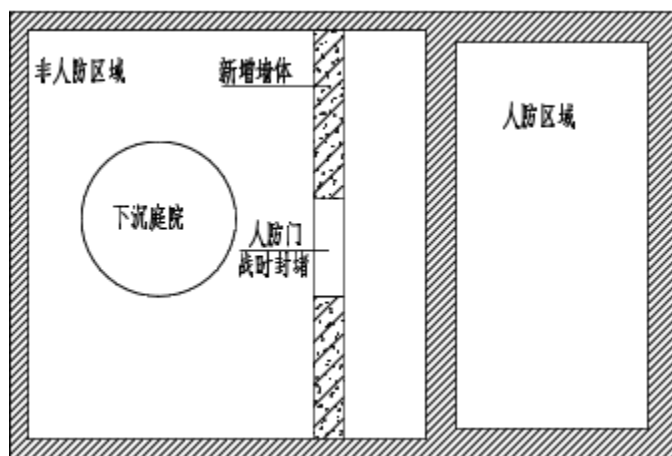


图 12.0.5-2 通过新增墙体解决人防墙体荷载增大等问题

另外一种方式是通过在紧贴人防工程墙体位置设置新增墙的形式（如图 12.0.6），通过新增墙降低原有墙体所承受的人防等效静荷载，并减小对防护厚度的要求。

针对非人防区域顶板开洞导致临空墙、门框墙等效静荷载变大的情况，当复核原墙体配筋可以满足要求时，需提供相关计算书供施工图审查机构复核确认，同时由于并没有影响人防工程的防护性能，因而不进行气密性评定。非人防区域顶板开洞导致临空墙、门框墙防护厚度不足，当采用类似贴砌块墙、调整人防区内房间功能等方式满足防护厚度要求时，也只需报请主管部门批准，并不需要进行气密性评定。

12.0.6 对于与人防工程相邻的普通地下室梁、板等结构构件，应先根据原构件截面及配筋核算与人防工程相邻端部的承载能力，再结合改造后承受的荷载，在梁、板端部内力与其承载能力基本相当的前提下，通过调幅等措施确定跨中及梁、板远端的内力。

[条文说明]与人防工程相邻跨结构加固时，常常由于新增荷载等原因，需要对二者共用的支座进行各种加固。而常用的加固方式可能都会涉及植筋、锚栓等会对人防工程密闭及抗爆性能有影响的加固手段，为避免普通地下室加固对人防工程的影响，提出本条技术措施，通过对非共用支座的加固，既提高了构件的承载能力，也避免了对人防区的影响。

当人防工程相邻的普通地下室梁、板等结构构件的共用支座加固无法避免时，可以通过在紧贴人防工程墙体位置设置新增柱、墙的形式（如图12.0.6），通过新增柱、墙传递非人防区梁、板弯矩，并实现塑性区外移且梁、板加固措施不影响人防工程的目的。

如以上新加柱、墙措施无法实现时，也可报请主管部门批准后进行相关加固改造。

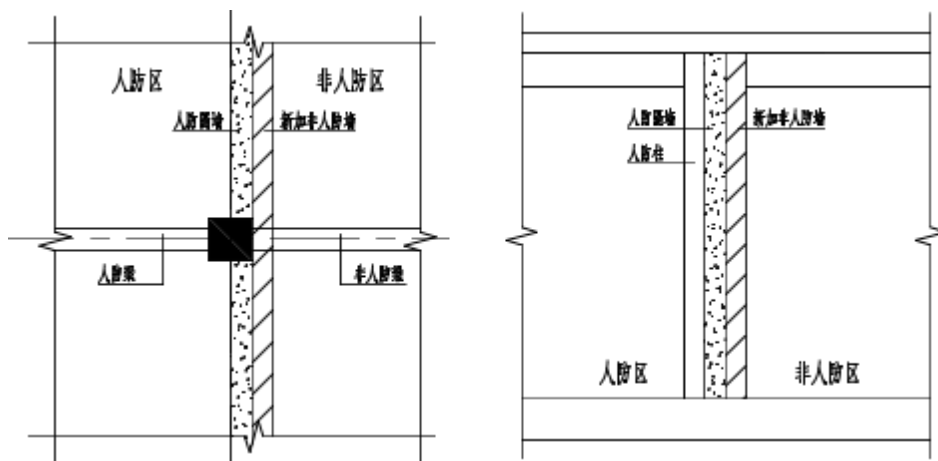


图 12.0.6 通过新增非人防墙避免人防区加固

12.0.7 对于与人防工程上部紧邻的柱、墙等竖向结构构件，应先根据原构件截面及配筋核算其承载能力。当不满足要求时，宜通过适当优化上部荷载、其他区域增设竖向构件、局部传力路径调整等方式降低相关竖向构件内力，以使人防区域竖向构件不需进行加固。

[条文说明]人防工程上部紧邻的柱、墙等竖向结构构件，经常出现由于平时荷载调整、结构刚度变化等需要进行加固的情况，而柱、墙等竖向构件的加固需要向下延伸，会影响到人防工程的防护性能，为避免这种情况的出现，特提出本解决方案。

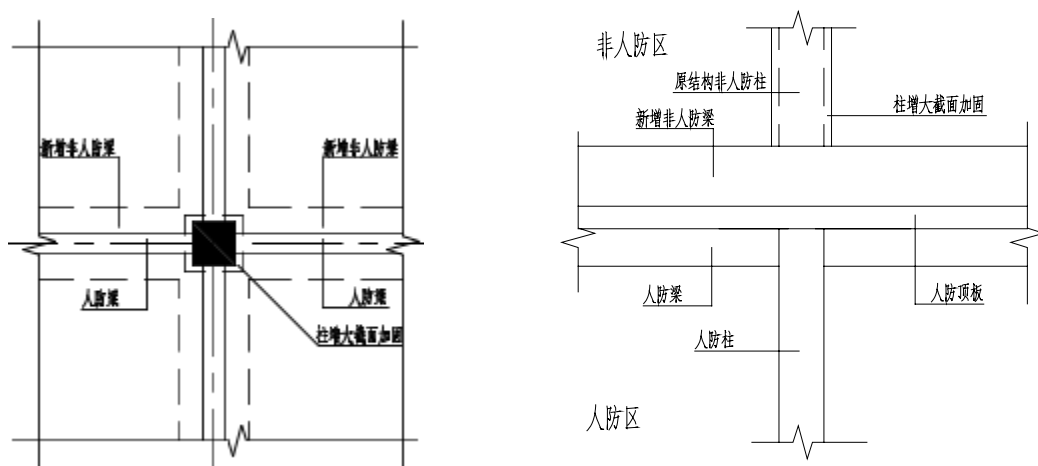


图 12.0.7 通过新增非人防梁避免人防区加固

优化上部荷载，调整建筑做法，降低恒荷载占比，适当的优化建筑平面，都可以有效降低竖向构件受力。

在其他区域增设竖向构件、局部传力路径调整，可以分担原构件荷载，从而降低竖向构件加固的必要性。

从技术的角度，当人防工程上部紧邻柱、墙等竖向构件加固无法避免时，可以通过在柱、墙下紧贴下部人防工程设置新增上反梁（如图 12.0.7），通过新增梁传递竖向构件弯矩，并实现竖向构件加固措施不穿人防工程顶板。

如以上新加梁措施无法实现时，也可报请主管部门批准后进行相关加固改造。

12.0.8 建筑物整体改造时，若不涉及人防区改造，结构加固改造设计宜采取限制建筑荷载调整、适当位置增设墙体等措施，避免非人防工况受力变化导致人防区构件承载力不满足要求等情况。

[条文说明]建筑物整体改造时，经常会出现人防工程顶板范围建筑功能调整导致相关区域楼板和梁需要加固的情况。另外，当建筑物整体改造时，由于整体受力的改变，虽然人防区及人防顶板范围建筑功能及做法均未调整，但人防区柱、梁等受力发生改变，需要进行加固。如项目开始时设定不进行人防区改造，结构整体加固设计时应采取措施降低和消除对人防区的影响，避免人防区既有结构构件各项性能不满足改造后建筑物要求。当无法避免，应视同人防工程改造，报请主管部门审批，同时采取措施保证人防工程各项性能满足要求。

13 加固改造设计对施工的要求

13.0.1 既有建筑加固改造结构设计文件中，应明确提出加固改造施工要求，一般包括以下内容：

- 1 进入建筑物内进行加固改造作业前，应确认建筑物安全，在确保安全的状态下进入作业。存在危及施工人员的安全隐患时，应采取临时的支撑和稳定措施；
- 2 在现场核对原结构构造及清理原结构过程中，发现既有建筑的地基基础或上部结构构件的布置及连接现状有严重缺陷或与地勘报告、检测鉴定报告或加固设计图纸不一致时，应及时向产权人或委托方，以及加固改造设计单位报告；
- 3 对加固改造施工过程中可能出现倾斜、失稳、过大变形或坍塌的结构，应提出相应的保障临时性安全的措施，并明确要求施工单位严格执行；
- 4 对涉及危险性较大的分部分项工程的施工方案，应按有关规定进行论证；
- 5 在设计单位技术交底后方可进行施工；
- 6 当施工中进行材料代换时，应征得设计单位同意；
- 7 拆除施工的相关要求；
- 8 施工荷载限制要求，并要求施工单位计算实际施工荷载的作用效应，当超出既有结构承载能力时，应采取有效措施确保既有结构的安全；
- 9 卸荷、监测等要求；
- 10 应采取避免或减少损伤原结构构件；
- 11 采用“四新”加固技术时，相关施工要求；
- 12 对于特殊结构的关键施工工艺要求；
- 13 采用隔震技术时，应明确施工流程。

[条文说明]与新建建筑不同，既有建筑的加固改造设计与施工方法、工艺、流程紧密相关。既有建筑加固改造设计中需关注的与施工相关的内容主要包括：（1）设计文件中需要明确的对加固改造施工的要求；（2）需要设计提出的与施工相关的内容；（3）设计文件中需明确的施工安全风险。

既有建筑加固改造项目的施工安全风险一般包含下列情况：（1）结构和构件拆除施工中的安全风险。建筑物拆除包括整体拆除和局部拆除。整体拆除为破坏性拆除，重点在于保证拆除过程中的施工安全和拆除建筑物周边其他建筑的安全；局部拆除为保护性拆除，重点在于保证拆除过程中拟保留结构的安全，并考虑选择合理的拆除方式，降低对拟保留结构的不利影响。在建筑加固改造工程中一般以局部拆除为主。拆除工程需按照《北京市房屋建筑和市政基础设施工程危险性较大的分部分项工程安全管理实施细则》的相关规定进行安全管理。（2）加固改造施工产生的安全风险。对于局部置换混凝土、植筋、钢构件增大截面等加固方法，其本质都是“先破坏，后加强”，因此有必要关注施工时原结构的安全性。（3）施工荷载对原结构所产生的安全风险。

为避免施工荷载对原结构产生安全风险，一般可采取下列措施：（1）加固改造工程施工时，应对汽车起重机、混凝土搅拌运输车等施工机械的停放、作业场地和行驶路线进行控制，尤其是位于结构内部（包括地下室顶板）、基坑周边、山地边坡等不利位置时。应对建筑结构内部的施工活荷载和施工堆载进行严格控制，尤其是跨度较大的轻钢结构、网架结构等，不得超过设计允许值。对拆卸下来的各种建筑垃圾应及时清理。（2）当结构承载能力不能满足施工荷载要求时，应调整施工方案或对既有结构进行支撑或加固处理。（3）施工单位应对塔吊、脚手架等施工设施所依附的既有结构的强度和刚度进行复核，同时保证施工设施与既有结构构件的安全和稳定。

13.0.2 设计文件中应明确既有建筑构件的拆除方式和拆除顺序，并要求施工符合下列规定：

1 拆除施工前，应制定拆除专项施工方案。

2 拆除顺序应按照传力关系的次序确定，应根据既有建筑结构的特点，采用合理拆除顺序。一般应按先拆高处，后拆低处；先拆非承重构件，后拆承重构件的顺序进行。

3 构件拆除时应保证暂未拆除和保留结构的稳定性，事先检查各连接点是否牢固，必要时可以先加固连接点或增设临时支撑，防止整体倾覆和局部失稳。

4 应根据工程实际情况选取合适的拆除方式。

[条文说明] 拆除工程一般采用人工拆除（含静力切割拆除）、机械拆除、爆破拆除、静力破碎拆除等几种施工方式，应根据工程实际情况合理选用拆除方式，人工拆除和机械拆除在既有建筑加固改造工程中较为常见。机械拆除前，应在保证拆除结构和保留结构安全稳定的前提下，采用静力切割的方法将拆除结构与保留结构分割开。静力破碎拆除法不适用于整体拆除或拆除处于承重状态的构件。

拆除工程中的施工安全风险主要来自拆除施工的顺序对剩余结构稳定性的影响。《房屋市政工程生产安全重大事故隐患判定标准（2024版）》第十二条，拆除工程有下列情形之一的，应判定为重大事故隐患：（一）装饰装修工程拆除承重结构未经原设计单位或具有相应资质条件的设计单位进行结构复核；（二）拆除施工作业顺序不符合规范和施工方案要求。

拆除工程需重点关注以下问题：

（1）局部拆除过程中应注意保留结构约束条件、支承条件、受力情况的变化，当无法保障保留结构在施工过程中的安全时，应先对保留结构加支撑或加固后再拆除；拆除施工时应特别注意拆除施工所形成的悬挑结构、跃层柱、跃层墙、悬臂挡墙等不利受力情况，采取措施保障施工阶段的结构安全。

（2）仅保留外立面的改造项目需采取措施保证施工阶段保留结构的稳定性。

（3）砌体承重墙局部开洞、洞口扩大时，应注意施工时洞口顶部楼面竖向荷载的传递，必要时应先对局部开洞、洞口扩大影响楼层的楼面进行有效支撑，再按设计文件进行托梁施工。

(4) 拆除砌体结构楼板时, 应采取措施保证墙身稳定性, 楼板与墙体连接处应采用无损切割断开, 当楼板为预制空心板时, 需将墙体内保留预制板的孔洞用混凝土灌实。

(5) 当需要在预制空心板上开洞时, 宜对预制空心板进行整块拆除, 然后重新浇筑钢筋混凝土楼板; 在无梁楼盖上开洞时, 宜避开柱上板带。

(6) 拆除梁或悬挑构件时, 应采取有效的下落控制措施后, 方可切断构件端部的连接; 拆除柱子应有定向牵引措施, 确保按预定的方向和位置倾倒。拆除下来的构件应及时清运。

(7) 预应力混凝土构件的拆除、预应力混凝土楼板的开洞, 应由具有相应资质等级的预应力专业施工单位承担。拆除时应注意预应力放张、重新张拉、重新锚固等措施, 严禁盲目切割预应力钢绞线, 避免对结构造成破坏、危及施工人员安全。

(8) 钢筋混凝土构件局部无损切割时, 应保留一定长度的构件进行人工凿除, 以便于对纵筋进行重新锚固连接、对箍筋进行重新封闭。

(9) 地下建筑物的拆除, 应采取措施保证基坑、边坡及周边建筑物、构筑物的安全与稳定。

(10) 局部拆除地下室底板以增设集水坑、电梯基坑时, 应注意采取相应的降水措施。

13.0.3 建设单位应委托具有相应资质的单位, 按照以下要求, 对既有建筑加固改造施工过程中的相关内容进行监测, 监测结果应及时提交设计单位。

1 纠倾、移位、托换等施工过程应设置现场监测系统, 监测纠倾变位、移位变位和结构的变形;

2 预应力加固施工过程中, 应对主要构件的内力、变形、位置及其变化进行实时监测, 并应与理论计算值比较, 当结构或构件的状态超出预定的控制范围时, 应及时采取有效措施;

3 支承条件或传力路径发生变化的构件, 应对其变形、裂缝开展情况进行监测。

[条文说明] 支承条件或传力路径发生变化的构件, 包括因拆除墙、柱、梁等而改变构件的支座条件、跨度等。如“托梁拔柱”, 应根据设计文件中要求的拆除、加固的施工工序进行, 同时应在施工阶段对梁挠度进行持续监测。

13.0.4 既有建筑加固改造涉及地基基础加固的工程, 应对建筑物及邻近的建、构筑物 and 地下管线在施工及使用期间进行沉降监测, 直至沉降稳定为止。

[条文说明] 既有建筑进行地基基础加固施工时, 往往对土体产生扰动, 易引起既有建筑及邻近建、构筑物 and 地下管线等的不均匀沉降, 甚至带来上部结构构件的开裂、倾斜等现象, 故应在既有建筑地基基础加固施工的过程中对其及邻近的建、构筑物 and 地下管线进行监测。

既有建筑因增层或改变功能等增加荷载较大时, 应由设计单位确定是否需要进行施工及使用期间的沉降监测。

13.0.5 在既有建筑结构上新增构件或对原构件加固时, 应对施工过程提出下列要求:

1 因增加构件需要在既有结构构件上植筋时,需采用钢筋探测仪或者采用凿除保护层的方式探明原构件钢筋的位置后,再进行植筋。如无法按照设计文件要求的深度进行植筋时,需及时向监理单位、设计单位反映,共同研究采取相应的措施。

2 当新增钢构件与原钢构件焊接时,需采取可靠措施防止既有钢结构受热失稳破坏。一般可采取的措施包括:支顶、卸载、分段焊接、降温等。

3 当竖向构件采用置换混凝土加固法时,需对支撑方案及施工方案进行论证。

4 因检查或施工作业需要对重要受力构件受损部位的损伤情况做进一步扩大处理时,应采取支撑等可靠方式进行卸载或改变传力路径后方可进行。

[条文说明]为减少或避免加固改造施工对原结构所产生的安全风险,需要采取相关措施。

13.0.6 特殊的加固改造施工工艺,应要求施工单位具有相应的施工资质。

[条文说明]对一些特殊的加固改造施工工艺,规范要求施工单位具有相应的施工资质。如:(1)混凝土构件外加预应力工程的施工,应由具有相应资质等级的预应力专业施工单位承担。预应力施工前应编制专项施工方案。预应力张拉时,张拉正前方和张拉钢筋上方不得站人,张拉完毕的预应力钢筋不得踩踏。有振动的设备(如混凝土振动棒等)作业时不得碰触预应力钢筋和锚具。预应力钢筋及锚具等金属装置,不得用于电焊等设备的接地。(2)负荷状态下钢构件增大截面工程,应要求由具有相应技术等级资质的专业单位进行施工;其焊接作业必须由取得相应位置施焊的焊接合格证且经过现场考核合格的焊工施焊。施工前应制定详细的加固工艺过程和技术条件,其所采用的工艺应保证加固构件的截面因焊接加热、附加钻、扩孔洞等所引起的削弱不致产生显著影响。

13.0.7 加固改造完成后,应按现行国家标准《建筑结构加固工程施工质量验收规范》GB 50550的规定进行竣工验收,验收合格方可交付使用。

[条文说明]《中华人民共和国民法典》第七百九十九条明确规定:建设工程竣工后,发包人应当根据施工图纸及说明书、国家颁发的施工验收规范和质量检验标准及时进行验收。验收合格的,发包人应当按照约定支付价款并接收建设工程;未经验收或验收不合格的,不得交付使用。对于加固改造项目,设计文件同样应提出明确要求:验收合格方可交付使用。

13.0.8 应提醒施工单位注意的其他问题:

1 在混凝土结构上新增钢构件时,其后置锚板及化学锚栓的施工,宜先在混凝土构件上钻孔布置化学锚栓、再在锚板上开孔,最后再安装锚板。锚板上的开孔应与锚栓定位对应,孔径大小应符合规范要求,不得采用气割,不得随意扩大,必须确保所有锚栓共同受力。当具备条件时,宜将混凝土构件的保护层剔凿,将锚板嵌于混凝土构件内,锚板与混凝土构件之间应后注结构胶。

[条文说明]加固改造工程中植入化学锚栓时,易遇到原混凝土构件中的钢筋而无法完全按照设计要求定位,此时植入的化学锚栓会产生一定的偏位。宜先在原混凝土构件上将化学

锚栓定位后，再在锚板上开孔，这样所有的锚栓才能共同承受剪力，锚板与原结构之间宜留有一定的缝隙，以备压力注胶。当采用焊接连接新增钢构件与锚板时，应采取措施避免因焊接导致植筋结构胶碳化，封缝的注胶工序应在全部焊接完成后再进行。

2 当地基和基础加固需开挖基坑（槽）时，应根据开挖深度、土质条件、地下水位高低、施工时间长短、当地气象条件、施工方法、毗邻建筑物构筑物情况等，采取必要的放坡和支护措施，保证基坑边坡的稳定。

[条文说明]对于扩建部分的新增基础，应首先在临近范围开挖探槽，查明原建筑基础埋深、基础形式等情况，在未采取支护措施时，开挖深度不得大于拟加固建筑及毗邻建筑的基础埋深。

3 土方开挖过程中应注意管道、管线及电缆等地下隐蔽工程或其他不明物体。

4 既有建筑存在地下室时，上部结构拆除施工时应注意施工过程中地下室的抗浮问题，必要时应采取相应的抗浮措施。

5 地下室顶板及其他施工荷载较大部位，应考虑施工过程中荷载不利分布的影响。

14 施工图设计文件编制要求

14.1 一般规定

14.1.1 既有建筑加固改造设计工作应遵循“安全优先、合规合法、科学严谨”的原则。

14.1.2 结构专业设计重点为结构安全、抗震性能及合规性。

14.2 程序性文件要求

14.2.1 既有建筑加固改造设计前应收集以下资料：

- 1 加固改造项目的不动产权登记证书或建设工程规划许可；
- 2 按第4章规定需要做结构检测鉴定的项目应提供相应报告；
- 3 涉及改变规划使用用途或面积增加的项目应提供相关规划文件。

[条文说明]对承租区域进行结构加固改造，尚应事先获得产权方的书面同意与授权。建设单位组织开展的对拟加固改造建筑的安全性、适用性和方案技术可行性的评估工作结论也应作为加固改造设计依据之一。

14.2.2 局部结构加固改造和整体结构加固改造，一般情况下应具备下列设计基础资料：

- 1 工程设计文件：结构专业施工图及结构计算书，尚需有建筑专业施工图或装饰装修施工图作为结构专业的条件图；
- 2 工程施工资料：工程竣工图纸、工程质量保证资料等；
- 3 岩土工程勘察报告，必要时进行近位勘察的最新岩土工程勘察报告；
- 4 建筑使用历史过程中历次改扩建和加固维修的设计文件和施工资料；
- 5 其他与改造设计相关的资料。

[条文说明]设计基础资料是加固改造工程结构设计的重要依据，其中工程竣工图纸和建筑历次加固改造竣工图纸尤为重要，其完整性和准确性直接影响设计过程、设计成果和结构安全。鉴于不同工程情况对设计基础资料的要求有所不同（本条仅是罗列了基础资料的种类，并不是所有工程都需要全部提供），设计人员应在了解需求后及时向产权人或委托方说明所需的基础资料，并在开始设计前收集完整。

当既有建筑的工程图纸和资料齐全，且其真实性和有效性无疑时，可仅进行验证性检查和检测。当结构存在资料缺失或失真现象时，应以现场详细核查和检测作为依据绘制既有建筑专业、结构专业复原图，保证结构鉴定与加固设计的可靠性。

当加固改造设计涉及地基基础，缺乏岩土工程勘察报告，或者原岩土工程勘察报告不能满足加固改造设计要求时，应补充进行岩土工程勘察。

14.2.3 内部改造项目有下列情况之一的，视同改变建筑主体和承重结构，需按北京市规划和自然资源委员会和北京市住房和城乡建设委员会联合发布的《关于进一步规范我市房屋建筑

和市政基础设施工程施工图全流程管理工作的通知》规定进行备案检查，备案检查需要提供的設計基础资料要求同 14.2.2 条。

- 1 改变抗侧力结构，以及抗侧力结构需加固的（如框架梁、柱，剪力墙等改造或加固）；
- 2 承重结构需改造和加固，或存在改变楼（屋）盖受力状况、荷载增加、拆除承重梁、楼板开大洞（新开洞的边长或直径大于等于 1000mm）等情况之一的；
- 3 存在新增承重构件，如增加雨篷、楼（屋）面梁、板、楼电梯等情况之一的；
- 4 既有建筑达到设计工作年限拟继续使用，或经检测鉴定主体结构或构件不经加固不能继续使用的。

[条文说明]考虑到结构安全的重要性，北京市规划和自然资源委员会和北京市住房和城乡建设委员会联合发布的《关于进一步规范我市房屋建筑和市政基础设施工程施工图全流程管理工作的通知》，规定内部改造项目涉及“改变建筑主体和承重结构的工程”的，须备案检查。

“改变建筑主体和承重结构的工程”，依据相关建设法规和建设部令第 110 号《住宅室内装饰装修管理办法》第五条的解释，建筑主体，是指建筑实体的结构构造，包括屋盖、楼盖、梁、柱、支撑、墙体、连接节点和基础等。承重结构，是指直接将本身自重与各种外加作用力系统地传递给基础地基的主要结构构件和其连接节点，包括承重墙体、立杆、柱、框架柱、支墩、楼板、梁、屋架、悬索等。

14.3 结构专业施工图深度规定

14.3.1 设计说明应包含下列内容：

1 工程概况：

- （1）建筑历史情况：设计年代、建造年代、历次维修改造情况、建筑功能变化情况、原设计单位等；
- （2）建筑的现状使用情况：层数、高度、结构类型，使用功能、使用性质、荷载分布情况等；
- （3）本次加固改造的内容及加固方法：加固改造后的使用功能、加固改造的范围、荷载变化、构件拆改情况、加固改造对结构整体的影响情况、采用的加固方法等；
- （4）检测鉴定结论；
- （5）确定局部改造或整体改造；
- （6）加固改造后续工作年限、既有建筑抗震鉴定类别。

2 结构设计的主要依据：

- （1）结构设计所采用的国家和地方标准及图集；
- （2）结构设计所依据的检测、鉴定报告及编号；
- （3）涉及地基基础加固的，需注明岩土勘察报告及编号等；

- (4) 对检测鉴定报告和结构加固改造方案进行专门研究和论证的结论（如涉及）。
 - 3 平面表示方法的说明：
 - (1) 加固平面表示方法的说明；
 - (2) 加固构造引用及说明等。
 - 4 建筑分类等级：
 - (1) 建筑安全等级、耐火等级；
 - (2) 抗震设防类别、抗震等级、地基基础设计等级、抗浮设计等级等。
 - 5 设计所采用的作用：永久荷载、可变荷载、地震作用（包括抗震设防烈度、场地类别、设计基本加速度和设计地震分组）等。
 - 6 主要加固材料及其强度等级、分级类别等指标：结构胶、化学锚栓、纤维材料、钢材、混凝土、灌浆料、砖、砌块、砂浆等。
 - 7 构造要求：加固构造详图及大样、植筋深度、非结构构件连接构造等。
 - 8 加固施工的技术与安全要求，并应要求施工单位严格执行：
 - (1) 对加固过程中可能出现倾斜、失稳、过大变形或坍塌的结构，提出相应的临时性安全措施；
 - (2) 应明确规定卸除或部分卸除作用在结构上的荷载；
 - (3) 对关键拆除构件的拆除顺序、保护措施等提出施工技术要求；
 - (4) 对新老构件结合面的处理提出施工技术要求；
 - (5) 对增大截面、置换混凝土、外包型钢、粘贴钢板、粘纤维复合材等加固方法提出施工技术要求；
 - (6) 对加固或新增构件的防火、防腐提出要求。
 - 9 加固改造工程的检测、监测要求。
 - 10 采用第 11 章“四新”技术应用的项目应明确新材料性能、进场检验标准、施工工艺及验收要求等相关内容。
 - 11 应明确完成技术交底后方可进行施工。
- 14.3.2** 危险性较大的分部分项工程专项说明中注明涉及危大工程的重点部位和环节，应包含对拆除施工、高大模板、起重吊装、预应力加固等内容提出保障工程周边环境安全和工程施工安全的意见，必要时要求施工单位进行专项设计及论证。
- 14.3.3** 结构改造平面图应包含新增构件布置及配筋图、拆除构件平面布置图等。
- 14.3.4** 结构加固平面图应包含柱加固平面布置图、墙加固平面布置图、梁加固平面布置图、板顶加固平面布置图、板底加固平面布置图、减隔震设施平面布置图、基础加固平面布置图等。
- 14.3.5** 结构加固大样图应包含结构构件节点大样、新老构件连接大样，涉及非结构构件加固的，应包含相关节点大样。

14.4 结构专业计算书深度规定

14.4.1 计算书中应注明所采用的计算程序名称、代号、版本及编制单位，其技术条件应符合国家现行有关标准的要求，自行编制的计算表格应详细说明编制依据、计算公式等，应对分析结果进行判断和校核，在确认其合理有效后方可应用于工程设计。

14.4.2 计算书文本内容应包含加固设计执行标准，整体加固改造时还应提供总信息、周期、位移等文件。

14.4.3 计算书图形内容应包含构件几何简图、荷载简图、配筋简图、构件挠度、裂缝等，如涉及加固构件，加固后的构件简图中应包含加固构件的扩大截面、外包型钢、粘钢、碳纤维复合材料等信息。

14.4.4 涉及新老结构连接的改造，计算书应包括新老结构连接的验算、重要节点的验算等；采用减震隔震技术的改造，应包括减震隔震相关计算书。

14.4.5 计算内容应当完整，所有计算书均应经过校审，由相关责任人（专业负责、设计、校对、审核等）在计算书封面上签字，并加盖设计单位出图专用章和结构专业负责人注册章。

附录 A 历次规范混凝土标号和强度等级之间的关系

原设计混凝土标号与混凝土强度等级之间应进行换算。对于常见的 200 号, 250 号混凝土换算强度等级分别为 C18, C23; 规范混凝土强度标准值大致相差 2N/mm^2 ; 其余可类推。

[条文说明]74版《钢筋混凝土结构设计规范》(TJ 10-74)与89版及以后的《混凝土结构设计规范》在混凝土强度指标的定义、试件标准、统计方法等方面存在显著差异。

既有房屋的检测鉴定中,对于按74版混凝土规范设计的房屋,混凝土强度等级称为混凝土标号,一般分为100#、200#、300#等,对于按89版混凝土规范及以后的各版本设计的房屋,混凝土强度等级分为C10、C20、C30等,两者之间大致相差 2N/mm^2 。

《钢筋混凝土结构设计规范》TJ10-74确定混凝土标号的方法:

混凝土标号R系指按照标准方法制作、养护边长为20cm的立方体试块,在28天龄期,用标准试验方法所得的抗压极限强度(kg/cm^2)。混凝土设计标号R的取值为同批混凝土强度平均值减去一倍的均方差。

《混凝土结构设计规范》GBJ10-89确定混凝土强度等级的方法:

混凝土强度等级应按立方体抗压强度标准值 $f_{\text{cu,k}}$ 确定。立方体抗压强度标准值 $f_{\text{cu,k}}$ 是指按标准方法制作、养护的边长为150mm的立方体试件,在28d龄期以标准试验方法测得的具有95%保证率的抗压强度值。

《混凝土结构设计规范》GB 50010-2002、GB 50010-2010:

这两个版本的规范对混凝土强度等级的确定方法基本延续了89版规范的方法,即:混凝土强度等级应按立方体抗压强度标准值确定。立方体抗压强度标准值系指按标准方法制作、养护的边长为150mm的立方体试件,在28d或设计规定龄期以标准试验方法测得的具有95%保证率的抗压强度值。确定混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck} 和设计值 f_c 时,该两个版本相对89版存在一定的不同。

由以上各版本混凝土强度等级的确定方法可知,89版规范相对74版规范,对混凝土强度等级的确定原则做了重大修改,具体表现为:

(1) 混凝土试件的标准尺寸, TJ10-74规范采用边长为200mm的立方体, GBJ10-89规范采用边长为150mm的立方体;

(2) 混凝土强度等级的确定原则, TJ10-74规范采用同批混凝土母体的立方强度平均值减去一倍的均方差,其保证率为85%,而GBJ10-89规范修改为立方强度平均值减去1.645倍的均方差,其保证率为95%。

修改标准试件尺寸带来的影响是,同样的混凝土制作的边长150mm的立方体试块抗压强度比边长200mm的立方体试块抗压强度提高5%,即按GBJ10-89规范的混凝土实际强度比按TJ10-74规范的混凝土实际强度平均下降5%。

修改强度等级的确定原则带来的影响是,由于GBJ10-89规范提高了混凝土强度的保证率,则其混凝土抗压强度标准值将比TJ10-74规范取值低。

综合以上两方面影响，GBJ10-89规范与TJ10-74规范混凝土强度标准值大致相差 2N/mm^2 。

表A-1 混凝土轴心抗压强度 (MPa)

强度等级	TJ10-74	GBJ 10-89	GB 50010-2002	GB 50010-2010
	kg/cm ²			
C15	85(150#)	7.5	7.2	7.2
C20	110(200#)	10	9.6	9.6
C25	145(250#)	12.5	11.9	11.9
C30	175(300#)	15	14.3	14.3
C40	230(400#)	19.5	19.1	19.1
C50	285(500#)	23.5	23.1	23.1
C60	320(600#)	26.5	27.5	27.5
C80	-	-	35.9	35.9

表A-2 混凝土标号与强度对应关系

$f_{cu,k}$ (N/mm ²)	δ	$\frac{0.95(1-\delta)}{1-1.645\delta}$	R_{20}^b (N/mm ²)	R^b (kg/cm ²)	$R_{20}^b - f_{cu,k}$ (N/mm ²)
10	0.24	1.1930	11.93	122	1.93
15	0.21	1.1466	17.20	176	2.20
20	0.18	1.1067	22.13	226	2.13
25	0.16	1.0831	27.08	276	2.08
30	0.14	1.0615	31.84	325	1.84
35	0.13	1.0513	36.80	375	1.80
40	0.12	1.0416	41.66	425	1.66
45	0.12	1.0416	46.87	478	1.87
50	0.11	1.0323	51.61	527	1.61
60	0.10	1.0233	61.40	627	1.40

附录 B 专项论证参考样表

制表人可根据具体情况对参考样表 B-1 内容进行增减。

参考样表B-1：“四新”技术应用设计专项论证表

“四新”技术名称		联系人电话	
工程名称			
与现行国家、行业 and 北京地方标准协调			
技术难点及解决方法，技术内容的先进性、合理性、完整性和可行性			
是否经过试验验证、工程实例应用			
材料性能要求、施工工艺及验收标准			
研究结果、知识产权等是否存在纠纷			
简要说明	(主要技术难点及解决方法；可参照国家、行业 and 北京地方标准相关规定等)		

制表人可根据具体情况对论证会意见参考样表 B-2 内容进行增减。

参考样表B-2：“四新”技术应用设计专项论证会意见表

项目名称	xxx 项目
建设单位	xxx
设计单位	xxx
20xx 年 xx 月 xx 日，xxx 在北京召开了“xxx 项目 xxx 加固技术设计专家论证会”，与会专家（名单附后）听取了设计单位 xxx、建设单位 xxx 的汇报，经质询讨论，形成意见如下： 1. xxx 加固技术可行，加固设计可参照行业标准 xxx 和北京市地方标准 xxx 的相关规定。 2. 专家签字： 20xx 年 xx 月 xx 日	

制表人可根据工程项目的具体情况对专项论证参考样表 B-3 内容进行增减。

参考样表B-3：特殊结构加固改造设计专项论证表

建设单位		建设地点	
设计单位		勘察单位	
建筑改扩建情况	增层 ☐ 新增内庭 ☐ 外轮廓改变 ☐ 无 ☐ 其他 ☐	加固目的	抗震加固 ☐ 静力加固 ☐
加固方式	整体加固 ☐ 局部加固 ☐	后续工作年限	
原结构	建设时间		
	建筑功能		
	建筑面积/m ²		
	建筑高度/m		
	建筑层数（地上、地下）		
	特殊结构类型	振动砖墙板、粉煤灰硅酸盐墙板 ☐ 内浇外挂、内浇外砌结构 ☐ 盒子结构 ☐ 小梁砖拱楼盖房屋 ☐ 整体预应力装配式板柱结构 ☐ 竖向混合增层结构 ☐ 历史建筑 ☐ 其他 ☐	
	采用的抗震规范版本	78 抗规 ☐ 89 抗规 ☐ 2001 抗规 ☐ 2010 抗规 ☐ 其他 ☐	
	抗震设防烈度	7 度 ☐ 8 度 ☐ 非抗震 ☐ 不详 ☐	
	抗震设防类别	甲类 ☐ 乙类 ☐ 丙类 ☐ 丁类 ☐ 不详 ☐	
	基础形式	独立基础 ☐ 条形基础 ☐ 筏板基础 ☐ 箱形基础 ☐ 桩基础 ☐ 不详 ☐ 其他 ☐	
	历史加固改造情况		
	安全性鉴定结论		
	抗震鉴定结论		
加固改造后结构	建筑功能		
	加固改造内容		
	抗震设防烈度		
	抗震设防类别	甲类 ☐ 乙类 ☐ 丙类 ☐ 丁类 ☐	
	体系加固方法	同一结构单元分期实施加固的结构 ☐ 改变体系 ☐ 外套加固 ☐ 隔震加固 ☐ 外加圈梁构造柱 ☐ 增设抗震墙 ☐ 增设钢支撑 ☐ 增大抗侧构件截面 ☐ 减震加固 ☐ 增设支点 ☐ 增设或拆除构件 ☐ 改变节点形式 ☐ 预应力加固 ☐ 改变荷载分布方式 ☐ 改变荷载传力路径 ☐ 改变边界条件 ☐ 增设附加杆件 ☐ 考虑空间结构作用 ☐ 不涉及 ☐ 其他 ☐	
	加固构件类型	基础 ☐ 墙 ☐ 支撑 ☐ 柱 ☐ 梁 ☐ 板 ☐ 其他 ☐	
简要说明	（特殊结构加固改造设计的工程特点、创新点、主要加固措施，抗震加固性能设计目标简述；有待解决的问题等）		

制表人可根据具体情况对专项论证意见参考样表 B-4 内容进行增减。

参考样表B-4：特殊结构加固改造设计专项论证意见表

项目名称	xxx 项目
建设单位	xxx
设计单位	xxx
20xx 年 xx 月 xx 日，xxx 在北京组织召开了 xxx 项目抗震加固设计专项论证会。会议邀请了相关领域的 x 名专家（名单附后）。以 xxx 为组长的专家组听取了建设单位和设计单位对项目概况、xxx 结构加固研究成果及在本项目中应用情况的汇报，经质询和讨论，形成意见和建议如下： 1. xxx。 专家签字： 20xx 年 xx 月 xx 日	