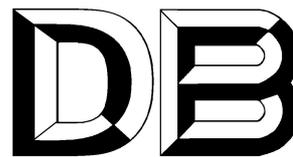


北京市地方标准



编号：DB11/T xxxx—20xx

备案号：

建筑抗震加固技术规程

Technical specification for seismic strengthening
of buildings

(征求意见稿)

20xx-xx-xx 发布

20xx-xx-xx 实施

北京市规划和自然资源委员会
北京市市场监督管理局

联合发布

北京市地方标准

建筑抗震加固技术规程

Technical specification for seismic strengthening
of buildings

DB11/T xxxx—20xx

主编单位：北京市建筑设计研究院股份有限公司

批准部门：北京市规划和自然资源委员会

北京市市场监督管理局

实施日期：20xx 年 xx 月 xx 日

20xx 北京

前 言

为推动《北京城市总体规划（2016年-2025年）》实施，根据北京市规划和自然资源委员会《关于印发北京市规划和自然资源委员会2024年规划和自然资源标准化工作要点的通知》（京规自发〔2024〕61号）和北京市市场监督管理局《关于印发2023年北京市地方标准修订项目计划（第三批）》的通知（京市监函〔2023〕149号）的文件要求，编制组在广泛调查研究、认真总结实践经验、参考国内外相关标准，并在广泛征求意见的基础上，修订本规程。

本规程的主要内容是：1. 总则；2. 术语和符号；3. 基本规定；4. 地基和基础；5. 砌体房屋；6. 多层和高层钢筋混凝土房屋；7. 内框架和底层框架砌体房屋；8. 单层工业厂房；9. 单层砖柱厂房与空旷房屋；10. 预制装配式大板房屋；11. 内浇外砌、内浇外挂结构房屋；12. 钢结构房屋；13. 消能减震技术加固；14. 隔震技术加固；15. 外套结构加固；附录A~D。

本次修订的主要内容是：1、根据《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021-2021，并参考《建筑抗震鉴定标准》GB 50023（局部修订征求意见稿），调整相关内容；2、调整结构抗震验算相关内容；3、新增钢结构房屋一章；4、砌体房屋新增玄武岩纤维韧性砂浆面层加固法；5、新增附录A-D。

本规程由北京市规划和自然资源委员会和北京市市场监督管理局共同负责管理，北京市规划和自然资源委员会归口、组织实施，并负责组织编制单位对具体内容进行解释，北京市规划和自然资源标准化中心负责日常管理。

本规程执行过程中如有意见和建议，请寄送至北京市规划和自然资源标准化中心，以供今后修订时参考（地址：北京市通州区承安路1号院；电话：55595000；邮箱：bjbb@ghzrzyw.beijing.gov.cn）。

目 次

前 言.....	1
目 次.....	1
1 总 则.....	1
2 术语和符号.....	2
2.1 术语.....	2
2.2 主要符号.....	3
3 基本规定.....	5
4 地基和基础.....	10
4.1 一般规定.....	10
4.2 承载力验算及变形计算.....	10
4.3 地基处理与加固.....	11
4.4 基础加固.....	11
5 砌体房屋.....	16
5.1 一般规定.....	16
5.2 抗震加固方案.....	17
5.3 抗震加固设计与施工.....	18
6 多层和高层钢筋混凝土房屋.....	32
6.1 一般规定.....	32
6.2 抗震加固方案.....	32
6.3 抗震加固设计与施工.....	33
7 内框架和底层框架砌体房屋.....	45
7.1 一般规定.....	45
7.2 抗震加固方案.....	45
7.3 抗震加固设计及施工.....	46
8 单层工业厂房.....	48
8.1 一般规定.....	48
8.2 抗震加固方案.....	48
8.3 单层钢筋混凝土柱厂房加固设计与施工.....	48
8.4 单层钢结构厂房的加固设计与施工.....	50
9 单层砖柱厂房与空旷房屋.....	52
9.1 一般规定.....	52
9.2 抗震加固方案.....	52
9.3 单层砖柱厂房加固设计与施工.....	52
9.4 空旷房屋的加固设计与施工.....	55
10 预制装配式大板房屋.....	56
10.1 一般规定.....	56

10.2 抗震加固方案.....	56
10.3 抗震加固设计与施工.....	56
11 内浇外砌、内浇外挂结构房屋.....	60
11.1 一般规定.....	60
11.2 抗震加固方案.....	60
11.3 抗震加固设计与施工.....	60
12 钢结构房屋.....	62
12.1 一般规定.....	62
12.2 抗震加固方案.....	63
12.3 抗震加固设计与施工.....	63
13 消能减震技术加固.....	65
13.1 一般规定.....	65
13.2 减震加固方案.....	65
13.3 减震加固设计.....	66
13.4 减震加固施工、验收和维护.....	71
14 隔震技术加固.....	74
14.1 一般规定.....	74
14.2 隔震加固设计.....	74
14.3 隔震加固施工、验收和维护.....	78
15 外套结构加固.....	83
15.1 一般规定.....	83
15.2 抗震加固设计.....	84
15.3 加固施工和验收.....	86
附录 A 荷载标准值及组合.....	88
附录 B 混凝土房屋楼层抗震综合承载力法.....	90
附录 C 框架-抗震墙结构楼层抗剪综合承载力法.....	93
附录 D 玄武岩纤维韧性砂浆力学性能试验方法.....	99
本规程用词说明.....	102
引用标准名录.....	103

1 总 则

1.0.1 为贯彻执行《中华人民共和国建筑法》和《中华人民共和国防震减灾法》，实行以预防为主方针，减轻地震破坏，减少损失，使既有建筑的抗震加固做到抗震安全、经济、合理、有效、实用，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于北京市行政区域内既有建筑的抗震加固，不适用于新建建筑工程的抗震设计和施工质量评定。

既有建筑的抗震加固应采用建筑所在地的抗震设防烈度。

古建筑和有行业特殊要求的建筑，其抗震加固应遵循专门的规定进行。

修订说明：本规定是对建筑抗震加固的技术规定，既有建筑改造不涉及抗震加固，仅进行局部的结构拆改或加固时，可参考本规程第本规程第 3.0.6 条的规定。

1.0.3 既有建筑的抗震加固设计、施工及验收，除应符合本规程的规定外，尚应符合国家及北京市现行有关标准、规范的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 既有建筑 existing buildings

已建成可以验收的和已投入使用的建筑。

修订说明：本次修订，根据《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021，对既有建筑的定义进行了调整。

2.1.2 建筑抗震加固 seismic strengthening of buildings

使既有建筑满足抗震鉴定要求所进行的设计及施工。

2.1.3 综合抗震能力 comprehensive seismic capability

整个建筑结构综合考虑其构造和承载力等因素所具有的抵抗地震作用的能力。

2.1.4 面层加固法 masonry strengthening with mortar splint

在砌体墙侧面增抹一定厚度的无筋或有钢筋网的水泥砂浆，形成组合墙体的加固方法。

2.1.5 板墙加固法 masonry or low reinforcement concrete wall strengthening with concrete splint

砌体或低配筋混凝土墙侧面设置钢筋网并浇注或喷射一定厚度的混凝土，形成抗震墙的加固方法。

2.1.6 外加柱加固法 masonry strengthening with tie-columns

在砌体墙纵横墙交接处等位置增设钢筋混凝土构造柱，形成约束砌体墙的加固方法。

2.1.7 壁柱加固法 brick column strengthening with concrete columns

在砌体墙垛、墙柱或柱侧面增设钢筋混凝土柱，形成组合构件的加固方法。

2.1.8 增大截面加固法 structural member strengthening with enlarged section

增大原构件截面面积并增配钢筋，提高其承载力和刚度的加固方法。

2.1.9 外粘型钢加固法 structural member strengthening with externally bonded section steel

对钢筋混凝土梁、柱外包型钢、扁钢焊成的构架并灌注结构胶粘结剂，实现整体受力，共同约束原构件的加固方法。

2.1.10 碳纤维布加固法 structure member strengthening with carbonic fibre reinforced polymer

对原有的钢筋混凝土梁柱表面用胶粘材料粘贴碳纤维片材等的加固方法。

2.1.11 钢丝绳网片聚合物砂浆面层加固 structure member strengthening with strand steel wire web-polymer mortar

在原有的砌体墙面或钢筋混凝土梁柱表面外抹一定厚度的钢丝绳网片聚合物砂浆层的加固方法。

2.1.12 消能减震加固法 seismic strengthening using energy dissipation devices

通过在既有建筑中增设可有效耗散地震能量的消能器和配套的构件，减小既有结构地震响应，使其达到规定的抗震设防目标的加固方法。

2.1.13 隔震加固法 seismic strengthening using isolation devices

通过在既有建筑基础、底部或者下部结构与上部结构之间设置有隔震装置等组成的隔震层，减小既有结构所承受的地震作用，提高既有结构的抗震性能的加固方法。

2.1.14 内浇外砌结构 structure with internal cast-in-situ concrete wall and masonry external wall

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。

2.1.15 内浇外挂结构 structure with internal cast-in-situ concrete wall and out-hung panel

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。

2.1.16 内板外砖结构 structure with internal fabricated concrete wall and masonry external wall

内墙采用预制混凝土墙板，外墙采用实心砖砌体墙的结构。

2.1.17 低配筋混凝土墙 reinforced concrete wall with few reinforcement

按墙体全截面面积计算，水平或竖向配筋率小于 0.10%的配筋混凝土墙。

2.1.18 装配式大板结构 fabricated large panel structure

墙体、楼面、屋盖承重构件采用装配式板材的结构，包括全装配大板结构、部分墙体现砌的内板外砖结构、振动砖板结构、局部现浇混凝土与装配式大板相结合的结构。

2.1.19 少筋大板结构 fabricated structure with low reinforcement panel

按墙体全截面面积（包括竖缝）计算，配筋率为 0.10%~0.15%的大板结构。

2.1.20 砌体墙后张预应力加固法 masonry wall strengthening with post-tensioning tendons

在砌体墙两侧对称布置竖向无粘结预应力筋并施加预应力的加固方法。

2.1.21 外套结构加固法 seismic strengthening of masonry structure using outer concrete structure

在砌体结构外部增设外套钢筋混凝土结构，并使之与原砌体结构连成整体，达到约束原结构、提高结构整体抗震性能的加固方法。

2.1.22 玄武岩纤维韧性砂浆 Basalt fiber toughness mortar

一种短切玄武岩纤维体积参量不小于纤维总体积参量 50%，由水泥基胶凝材料、矿物掺和料、骨料、外加剂和纤维等原材料组成，按一定比例加水搅拌。硬化后具有一定的抗压强度、抗拉强度及抗拉延伸率的纤维增强水泥基复合材料。

修订说明：本术语为新增内容。

2.1.23 混凝土房屋楼层抗震综合承载力法

加固后混凝土房屋抗震验算时采用的考虑地震作用下抗侧力构件抗弯刚度折减的抗震验算方法。

修订说明：本术语为新增内容，具体规定见附录 B。

2.1.24 框架-抗震墙结构楼层抗剪综合承载力法

框架-抗震墙结构各楼层抗震验算时，分别验算框架分担总设计剪力是否超过框架总抗侧承载力，以及抗震墙分担总剪力是否超过其抗震墙抗侧承载力的方法。

修订说明：本术语为新增内容，具体规定见附录 C。

2.2 主要符号

2.2.1 作用和作用效应

σ_0 —— 对应于重力荷载代表值的砌体截面平均压应力；

σ_p —— 对应于后张预应力的砌体截面平均压应力；

V —— 墙段的剪力设计值；

V_R —— 墙段加固后的受剪承载力设计值；

2.2.2 材料性能和抗力

f_{sE} —— 调整后的地基抗震承载力；

f_a —— 深宽修正后的地基承载力标准值；

f_{ac} —— 长期压缩-固结作用地基承载力标准值；

f_{ay} —— 扁钢抗拉屈服强度；

Δu_{py} —— 消能器及连接消能器部件在水平方向的屈服位移或起滑位移；

2.2.3 几何参数

A —— 墙体横截面面积；

A_p —— 加固预应力筋横截面面积；

t_v —— 黏弹性消能器的黏弹性材料总厚度；

s —— 扁钢缀板的间距；

2.2.4 计算系数

ψ_1 —— 体系影响系数；

ψ_2 —— 局部影响系数；

ζ_c —— 地基承载力压缩-固结作用提高系数；

ζ_a —— 地基抗震承载力调整系数；

γ_{Rs} —— 抗震加固的承载力调整系数。

3 基本规定

3.0.1 既有建筑抗震加固的设计原则应满足下列要求：

1 加固方案应根据抗震鉴定结果经综合分析后确定，分别采用房屋整体加固、区段加固或构件加固，加强整体性、改善构件的受力状况、提高综合抗震能力，满足结构整体抗震要求。

2 加固或新增构件的布置，应消除或减少不利因素，防止局部加强导致结构平面不规则或竖向不规则。

3 新增构件与原有构件之间应有可靠连接；新增的抗震墙、柱等竖向构件应有可靠的基础。

4 加固所用材料类型与既有结构相同时，其强度等级不应低于既有结构材料的实际强度等级。

5 对于鉴定结果不符合抗震要求的女儿墙、门脸、出屋顶烟囱等易倒塌伤人的非结构构件，应拆除或降低高度，需要保持原高度时应加固。

6 乙类建筑的抗震加固宜采用消能减震或隔震技术。

3.0.2 抗震加固的方案、结构布置和连接构造，尚应满足下列要求：

1 加固后结构的质量和刚度分布宜均匀、对称。

2 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增强的措施。

3 宜采取提高上部结构抵抗不均匀沉降能力的措施，减少地基基础的加固工程量；并应计及不利场地的影响。

4 抗震加固方案采用新技术、新材料时，应结合既有结构具体特点进行技术经济分析。

5 消能减震或隔震加固方案应注重提高结构整体抗震性能，同时应注意加固后既有结构构件受力的变化。

6 抗震加固方案宜结合维修改造，改善使用功能，并注意美观。

7 既有建筑安全性鉴定不满足要求时，应采取相应加固措施。

8 加固方法应便于施工，并应减少对生产、生活的影响。

3.0.3 既有建筑抗震加固前，应依据其设防烈度、抗震设防类别、后续工作年限和结构类型，按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 和北京市标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB 11/637 的相应规定进行抗震鉴定。

3.0.4 既有建筑抗震加固时，应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 分为四类，其抗震措施及抗震验算应满足下列要求：

1 标准设防类，抗震措施和抗震验算应满足本地区设防烈度的要求。

2 重点设防类，抗震措施应满足比本地区设防烈度提高一度的要求；抗震验算应按不低于本地区设防烈度的要求采用。

3 特殊设防类，抗震措施应经专门研究并应满足不低于重点设防类的要求，抗震验算应按高于本地区设防烈度的要求采用。

4 适度设防类，抗震措施应满足比本地区设防烈度降低一度的要求，抗震验算应允许比本地区设防烈度适当降低要求。

注：本规程中，特殊设防类、重点设防类、标准设防类、适度设防类分别简称为甲类、乙类、丙类、丁类。

3.0.5 既有建筑应根据其建造年代、原设计标准及剩余工作年限，按下列规定确定抗震加固设计相应的建筑类别：

1 建于 20 世纪 90 年代以前建造的可继续正常使用的既有建筑，后续工作年限不得少于 30 年，本规程称 A 类建筑；当后续工作年限采用 40 年时，本规程称 B 类建筑。

2 在 20 世纪 90 年代（按当时施行的抗震设计规范系列设计）建造的既有建筑，后续工作年限宜为 40 年，本规程称 B 类建筑；当需达到本条第 3 款的更高抗震性能时，本规程称 C 类建筑。

3 在本世纪（按当时施行的抗震设计规范系列设计）建造的既有建筑，本规程称 C 类建筑，其后续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 30 年以内（含 30 年）的既有建筑，其后续工作年限宜为 40 年，且不得少于 30 年；
- 2) 剩余工作年限 30 年以上、40 年以内（含 40 年）的既有建筑，其后续工作年限不得少于 40 年；
- 3) 剩余工作年限 40 年以上的既有建筑，后续工作年限可为剩余工作年限或 50 年。

修订说明：本条为新增条文，与国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-202X（局部修订征求意见稿）一致。

3.0.6 抗震加固时应对既有建筑结构存在的耐久性、静力作用下的结构安全性等问题一并进行处理；荷载及组合应符合下列规定：

1 后续工作年限为 50 年时，应按现行国家标准的规定取值。

2 后续工作年限少于 50 年时，原结构构件的验算，不宜低于本规程附录 A 规定的数值，且不应低于建造时施行的标准。

3 新增结构构件和加固后结构构件的验算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。

修订说明：本条为新增条文。本规程附录 A 引自《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012，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。

3.0.7 原结构及构件抗震验算时的地震作用效应和重力荷载效应基本组合值，不应低于建造时施行的设计标准，并应符合下式规定：

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \gamma_{Wh} S_{Whk} \quad (3.0.7)$$

式中，

γ_G — 重力荷载分项系数，对承载力不利时，后续工作年限 50 年的建筑应取 1.3，其他建筑可取 1.2；对承载力有利时，不应大于 1.0；

S_{GE} — 重力荷载代表值的效应，后续工作年限 50 年的建筑应取满足现行标准的要求，其他建筑可按本规程附录 A 计算。有吊车时，尚应包括悬吊物重力标准值的效应；

γ_{Eh} — 水平地震作用分项系数，后续工作年限 50 年的建筑取 1.4，其他建筑可取 1.3；

γ_{Ev} — 竖向地震作用分项系数，取 0.5；

γ_{Wh} — 水平风荷载作用分项系数，按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 设计建造的高度为 60m 以上的混凝土高层建筑，取 0.2，其他情况取 0；

S_{Ehk} 、 S_{Evk} — 分别为水平、竖向地震作用标准值的效应；

S_{Whk} — 水平风荷载标准值的效应。

修订说明：本条为新增条文，与国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-202X（局部修订征求意见稿）一致。需注意，验算时尚不应低于建造时施行的设计标准，例如，2021 年按通用规范设计的建筑，在 2026 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。

3.0.8 既有建筑抗震加固验算应符合下列规定：

1 后续工作年限 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国家现行设计规范、规程的有关规定执行。

2 后续工作年限少于 50 年的结构，可按国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-202X（局部修订征求意见稿）的规定进行抗震验算，特征周期值可按建造时施行的设计标准取值。

修订说明：本条与国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-202X（局部修订征求意见稿）的原则一致，是对原 3.0.6 条的修改。需要注意，特征周期值按建造时施行的设计标准取值，同时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，这种情况需要避免。

为便于理解，将 3.0.5~3.0.8 条的内容做了汇总，以简化形式列于表 3.0.8。需要说明的是，表 3.0.8 的“结构抗震措施判定及加固后结构抗震验算所采用的标准和方法”，也可采用现行国家标准《既有建筑抗震鉴定与加固通用规范》GB 55021、《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 规定的后续工作年限少于 50 年时的地震作用折减的方法；为简化，该方法未在表 3.0.8 中列出。

表 3.0.8 既有建筑后续工作年限的设定与验算标准

原建造时施行的标准	后续工作年限	本规程的简称	原构件验算时的荷载取值及组合	结构抗震措施判定及加固后结构抗震验算所采用的标准和方法
78 规范或之前的标准	30	A 类	本规程附录 A	《建筑抗震鉴定标准》的 A 类
	40	B 类		《建筑抗震鉴定标准》的 B 类
89 规范	40	B 类	本规程附录 A	《建筑抗震鉴定标准》的 B 类
	50	C 类	《工程结构通用规范》等现行标准	《工程结构通用规范》、《建筑与市政工程抗震通用规范》等现行标准
01 规范及之后施行的标准	30	C 类	本规程附录 A，且不低于原建造时的标准	建造时施行的标准
	40			建造时施行的标准
	41~49			建造时施行的标准
	50		《工程结构通用规范》等现行标准	《工程结构通用规范》、《建筑与市政工程抗震通用规范》等现行标准

3.0.9 既有建筑抗震加固设计时，地震作用和结构抗震验算尚应符合下列规定：

1 加固后结构的分析和构件承载力计算，应满足下列要求：

- 1) 结构的计算简图，应根据加固后的荷载、地震作用和实际受力状况确定；在条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘、非岩石的陡坡、河岸和边坡边缘等不利地段，水平地震作用应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定乘以增大系数 1.1~1.6；
- 2) 结构构件的计算截面面积，应采用实际有效的截面面积；
- 3) 结构构件承载力验算时，应计入实际荷载偏心、结构构件变形等造成的附加内力；并应计入加固后的实际受力程度、新增部分的应变滞后和新旧部分协同工作的程度对承载力的影响。

修订说明：原结构传力路径未发生变化、质量及荷载没有明显增加、部分构件加固引起刚度与质量稍有变化时，为避免反复迭代，可以简化处理，即“当加固后结构刚度和重力荷载代表值的变化分别不超过原来的 10%和 5%时，可不计入地震作用变化的影响”。

需注意的是，该简化处理方法针对的是抗震加固而非抗震鉴定，该方法也不适用于结构传力路径改变时的验算；例如，某框剪结构拔除 1、2 根框架构柱，整体计算指标可能变化不大，但对局部构件的影响显然不能忽略，而评估改造对局部构件影响时，从实操层面也经常需要进行整体

分析。改造工程实际情况很复杂，难以一一列举该条文不适用的情况，如需采用此类近似方法，可基于对结构整体与局部性能把控，自行判断并采用近似方法。

基于以上原因，为避免歧义，本次修订删除了“当加固后结构刚度和重力荷载代表值的变化分别不超过原来的10%和5%时，可不计入地震作用变化的影响”。删除该条文并不是不允许采用类似的简化处理方法，抗震加固验算时，结构整体计算结果与构件验算结果，相差5%或10%，事实上对结构及构件抗震性能的评估不会带来明显影响，可由工程师自行判定是否需加固或是否需计入地震作用变化的影响；在工程师总体判断与把控的基础上，作为工程设计的一种常用手段，这类简化方法仍是可行的。

2 当采用楼层综合抗震能力指数进行结构抗震验算时，体系影响系数和局部影响系数应根据房屋加固后的状态取值，加固后楼层综合抗震能力指数应大于1.0，并应防止出现新的综合抗震能力指数突变的楼层。

3 采用时程分析法进行补充验算时，应按建筑场地类别和设计地震分组选用实际强震记录和人工模拟的加速度时程曲线，其中实际强震记录的数量不应少于总数的2/3，加速度时程的最大值可按表3.0.9采用，基底剪力要求应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定执行：

1) 多组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；

2) 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D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D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。

表3.0.9 时程分析所用地震加速度时程的最大值 (cm/s²)

地震影响	8度 (0.2g)	8度 (0.3g)
多遇地震	70	110
设防地震	200	300
罕遇地震	400	510

3) 加固后结构在罕遇地震下的弹塑性时程分析得到的抗侧力构件的损伤程度不应高于重度损坏。

修订说明：本条第3款为新增内容，引自北京市地方标准《建筑工程减隔震技术规程》DB11/2075-2022第4.1.5条；包括损伤程度在内的验算结果，可取7条时程波分析结果的平均值，不需采用包络值。损伤程度的判断，可依据现行协会标准《建筑结构非线性分析技术标准》T/CECS 906-2021附录C中的相关规定。

3.0.10 减隔震加固工程设计文件应包括下列内容：

- 1 结构的抗震性能化目标；
- 2 减隔震方案及相关计算分析；
- 3 减隔震装置的规格、型号、性能、使用年限等技术指标；
- 4 减隔震装置检验检测、施工安装和使用维护要求；
- 5 减隔震构造措施要求，包括建筑做法、幕墙、机电及其他非结构构件连接构造、减隔震装置检查、更换的可靠途径等。

修订说明：本条为新增条文。《建设工程抗震管理条例》第十一条明确提出“建设工程设计文件中应当说明抗震设防烈度、抗震设防类别以及拟采用的抗震设防措施。采用隔震减震技术的建设工程，设计文件中应当对隔震减震装置技术性能、检验检测、施工安装和使用维护等提出明确要求。”

减隔震建筑抗震性能应分析减隔震方案的特殊性，针对消能子结构和隔震层结构构件，选用

适宜的结构抗震性能目标，并采取满足预期的抗震性能目标的措施，保证减隔震装置消能能力的发挥。完整的减隔震加固方案应包括详细的装置力学性能、装置布置、计算分析、施工安装和使用维护等内容，以上各个环节是实现减隔震加固目标的重要保证。

产品检验为减隔震装置力学性能检测的重要保障，产品检验分为型式检验、出厂检验、见证检验。型式检验应由具有检测资质的第三方进行检验，减隔震装置的出厂检验由产品供应商自身完成，见证检验的样品应当在监理单位见证下从项目的产品中随机抽取，由具备资质的第三方承担减隔震装置的力学性能检测。

考虑到减隔震装置类型多样，不同厂家采用工艺、配方、加工方式存在差异，以至于产品的力学特性也会存在明显差异，因此，需要通过型式检验、出厂检验和见证检验检测支座的力学性能是否满足设计需求，并提出标准化产品规格供选用；部分产品的耐久年限暂时无法与建筑本身一致以及产品在地震后可能会出现一些不可逆的损伤和破坏，应增加检查和替换的措施，方便后续工作的开展。

总承包人应要求减隔震产品厂家提供维护计划。减震结构应提交由设计、消能器产品供应商、施工等单位共同编写的使用维护手册。隔震建筑的维护管理，需要建设方、使用方和产品供应商共同建立完善的机制，确保隔震层定期检查与维护工作的顺利进行。

3.0.11 加固所用材料的性能指标应满足国家现行相关标准、规范的要求，其耐久性尚应满足建筑后续工作年限的要求。

3.0.12 抗震加固的施工应满足下列要求：

- 1 应采取措施避免或减少损伤原结构构件。
- 2 发现原结构或相关工程隐蔽部位的构造有严重缺陷时，应会同加固设计单位采取有效处理措施后方可继续施工。
- 3 应编制专项加固施工方案，必要时应对施工过程的结构安全性进行分析，并应采取可靠措施，避免出现结构失稳等施工安全问题；对可能出现的倾斜、开裂或局部倒塌等情况，应预先采取安全措施。

3.0.13 抗震加固工程的验收应符合《建筑结构加固工程施工质量验收规范》GB 50550、《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB50728 等现行标准的相关规定。

3.0.14 本规程未规定的加固方法和未涵盖的既有建筑结构类型的加固方案，应进行专项论证。

4 地基和基础

4.1 一般规定

4.1.1 既有建筑地基和基础抗震加固时,应根据地基和基础鉴定结果及上部结构抗震加固方案的需要,结合搜集的已有资料和调查的情况进行综合分析,确定地基和基础抗震加固方案。

4.1.2 因抗震加固而增加荷载时,应进行地基承载力核算,必要时根据现行北京市标准《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ 11-501等相关标准要求进行地基沉降变形计算,地基承载力核算及沉降变形计算结果不满足要求时应采取适宜的处理方案。

修订说明:依据通用规范,调整了地基基础验算要求的相关规定。新增荷载幅度及地基承载力压缩-固结作用提高幅度的对比分析,也属于地基承载力核算的一项内容。

4.1.3 应根据液化地基的液化等级及建筑物类别等参数,结合上部结构,综合分析确定液化地基应对方案。

4.1.4 既有建筑地基基础加固设计,应遵循新、旧基础,新增桩和原有桩变形协调原则。新、旧基础的连接应采用可靠的技术措施。

4.2 承载力验算及变形计算

4.2.1 地基基础验算时,应按现行北京市标准《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ 11-501进行天然地基在静载和地震作用下的承载力验算;地基承载力应按下列公式计算:

$$f_{sE} = \zeta_a f_{ac} \quad (4.2.1-1)$$

$$f_{ac} = \zeta_c f_a \quad (4.2.1-2)$$

式中: f_{sE} —— 调整后的地基抗震承载力 (kPa);

ζ_a —— 地基抗震承载力调整系数,应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011确定取值;

f_{ac} —— 长期压缩-固结作用地基承载力标准值 (kPa);

ζ_c —— 地基承载力压缩-固结作用提高系数,可参照表 4.2.1;

f_a —— 深宽修正后的地基承载力标准值 (kPa),应按现行北京市标准《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ 11-501确定取值。

表 4.2.1 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	< 0.4	
2 年以上的砂土地基 5 年以上的粉土和粉质粘土 8 年以上地基承载力标准值大于 130kPa 的粘性土	1.2	1.05	1.0	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。

4.2.2 建筑桩基的抗震承载力验算，可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的方法和要求进行。

4.2.3 同一建筑单元存在不同类型基础或基础埋深不同时，宜根据地震时可能产生的不利影响，计算地震导致不同部位地基的差异沉降，并检查基础抵抗差异沉降的能力及上部结构相应部位的构造抵抗附加地震作用和差异沉降的能力。

4.2.4 建筑地基最终沉降变形量可按下式确定：

$$s = s_0 + s_1 + s_2 \quad (4.2.4)$$

式中： s —— 地基最终沉降变形量（mm）；

s_0 —— 地基基础加固前或增加荷载前，已完成的地基沉降变形量（mm），可由沉降观测资料确定或根据工程经验估算；

s_1 —— 地基基础加固或增加荷载后产生的地基变形量（mm），应按现行北京市标准《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ 11-501 通过计算确定；

s_2 —— 原建筑物尚未完成的地基变形量（mm），可由沉降观测结果推算，或根据地方经验估算；当原建筑物基础沉降已稳定时，此值可取零。

4.2.5 对液化地基、软弱土地基或明显不均匀地基上的建筑，可采取下列提高上部结构抵抗不均匀沉降能力的措施：

1 提高建筑的整体性或合理调整荷载。

2 对砌体结构，加强圈梁与墙体的连接或用钢筋网砂浆面层或板墙加固墙体。

4.2.6 存在严重不均匀地基的建筑物、对不均匀沉降敏感的或重点的建筑物，在抗震加固施工期间及使用期间应进行基础沉降变形观测，直至沉降达到稳定为止。

4.2.7 建筑物的地基最终沉降变形计算值，不应大于地基沉降变形允许值。当大于地基沉降变形允许值时，应进行地基处理、基础加固或采取其他有效措施。

4.3 地基处理与加固

4.3.1 液化地基的液化等级判别为轻微时，宜采取消除液化沉陷或提高上部结构抵抗不均匀沉降能力的措施；液化地基的液化等级判别为中等～严重时，对液化沉陷敏感的乙类和丙类建筑，应采取消除液化沉陷或提高上部结构抵抗不均匀沉降能力的措施。

4.3.2 为消除或减小地基液化沉陷进行地基处理时，可采取加密地基土、增加液化地基上覆压力和改善周边的排水条件等方法。

4.3.3 当地基承载力或沉降变形不满足设计要求时，地基处理可采取注浆法、灰土挤密桩法、深层搅拌法和旋喷桩法等方法。

4.3.4 采取加密地基土的处理方法，处理后桩间土的标准贯入锤击数不宜小于现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的液化判别标准贯入锤击数临界值，其基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2 且不小于基础宽度的 1/5。

4.3.5 地基加固措施的设计和施工应按现行行业标准《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 有关规定执行。

4.4 基础加固

4.4.1 当地基或桩基的水平承载力不能满足要求时，可按下列方法处理：

1 基础旁无刚性地坪时，可增设刚性地坪。

2 可增设基础梁，将水平荷载分散到相邻的基础上。

4.4.2 当地基竖向承载力不能满足要求时，结构与基础可作下列处理：

1 当基础底面压力标准值未超过地基承载力标准值 f_{ac} 的1.1倍时，可采用提高上部结构抵抗不均匀沉降能力的措施。

2 当基础底面压力标准值超过地基承载力标准值 f_{ac} 的1.1倍时，或建筑已出现不容许的沉降和裂缝时，可采取放大基础底面积、加深基础或减少荷载的措施。

3 管道穿过建筑处应预留足够尺寸或采用柔性接头等措施。

4 上述措施不能解决承载力问题时，或为消除液化沉降影响需要进行基础加固时，可采用深基础、桩基托换、旋喷桩法等措施。

修订说明：本条内容未做调整，拟新增条文说明：本条第1、2款与现行行业标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ116一致，加固设计时，砌体结构的大多数墙体采用板墙、砂浆面层等加固后，可以视为提高上部结构抵抗不均匀沉降能力的措施；本条第1款可与本章第4.2.1条同时考虑，以挖掘原地基承载能力的潜力，避免不必要的地基加固。

4.4.3 桩基方案应根据现场施工环境条件等因素确定，可采用灌注桩、旋转钻进复合钢桩、锚杆静压桩等方案。

修订说明：本条为新增内容。桩基方案应结合现场操作空间、道路通行、地面地下障碍物等实际条件，做到因地制宜、经济合理、安全可行，确保施工工程不影响周边建筑物、构筑物和管线的正常使用。表4.4.3-1、4.4.3-2汇总了可采用的各桩型优缺点，可作为参考。

表 4.4.3-1 各桩型优缺点

桩型	优点	缺点	适用条件
旋转钻进复合钢桩	桩体预制、承载力相对较大、成桩角度多样化、施工机械化、施工机械灵活、施工方便快捷、工期短、绿色环保，对既有建筑物基础无影响	对地层有要求，难以穿越硬层及含硬块的填土，造价相对较高	素填土、粘性土、粉土，桩端宜为硬土层
长螺旋钻孔压灌桩	单桩承载力较大，对既有建筑物基础无影响，绿色环保	施工时与既有建筑物距离有限制，施工设备较大，施工场地尺寸要求较大，部分地层钢筋笼难以插到位	素填土、粘性土、粉土、砂层，粒径较细的卵石层
钻孔灌注桩	适应地层能力强，桩径可选范围宽，单桩承载力较大	施工机械较大，施工场地尺寸要求大，施工桩位与既有建筑物距离有限制，产生大量泥浆，需外运处理	所有地层
锚杆静压桩	施工机具简单，易于操作，可在狭小的空间内作业，施工简便	需有反力装置，对地层有严格要求	淤泥、淤泥质土、黏性土、粉土、素填土、湿陷性黄土

人工挖孔桩	桩位布置灵活，成桩质量可控，造价较低，无噪声、无振动	桩径大，对地下水有严格要求	适用于大部分地层，不宜用于软土、流砂土层及地下水较丰富和水压大的地区
-------	----------------------------	---------------	------------------------------------

另外，采用人工挖孔桩时应注意以下相关规定：

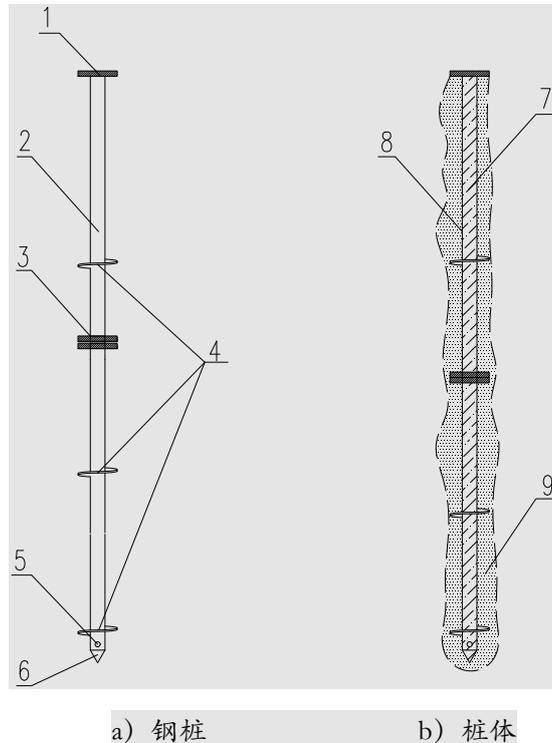
1) 2021年12月14日住房和城乡建设部印发的《房屋建筑和市政基础设施工程危及生产安全施工工艺、设备和材料淘汰目录（第一批）》（中华人民共和国住房和城乡建设部公告2021年第214号）将基桩人工挖孔工艺列为“限制性”施工工艺，存在下列条件之一的区域不得使用：1. 地下水丰富、软弱土层、流沙等不良地质条件的区域；2. 孔内空气污染物超标准；3. 机械成孔设备可以到达的区域。

2) 《建筑桩基技术规范》JGJ94-2008第6.2.1条第6款：在地下水位较高，有承压水的砂土层、滞水层、厚度较大的流塑状淤泥、淤泥质土层中不得选用人工挖孔灌注桩。

灌注桩可选用小直径机械成孔的灌注桩。同时，根据工程相关经验，旋转钻进复合钢桩具有良好的适用性（绿色环保、材料预制、施工快速），在经济条件允许的情况下推荐采用。

旋转钻进复合钢桩由钢桩、注浆体和灌注体组成（图4.4.3-1）。钢桩主要由桩尖、一节或数节桩杆组成。桩尖由尖头、注浆孔等组成。桩杆由杆体、叶片、注浆孔、桩帽等组成。杆体为钢质管材，叶片为弧形螺旋状钢质板，每360度投影为一组，可由单组或多组组合而成，叶片与杆体间采用焊接方式组成整体，桩帽为钢质法兰盘。可根据桩长需要，由一节或数节桩体组成，各桩杆之间由法兰连接。

钢桩成桩之后，由桩帽处进行高压注浆，浆液水灰比一般为0.7，注浆压力达到一定数值或地面冒浆即可停止注浆。注浆后，形成钢管内灌注体和钢管外注浆体，灌注体和注浆体能很好的起到保护钢桩不受腐蚀的作用。



1-桩帽；2-杆体；3-连接件；4-叶片；5-注浆孔；6-桩尖；7-灌注体；8-钢桩；9-注浆体

图 4.4.3-1 旋转钻进复合钢桩构造示意图

该桩型采用专用机械施工（见图4.4.3-2），桩端持力层以细砂、粉细砂层为主，编制组统计

了部分工程旋转钻进复合钢桩设计参数及检测结果，具体详见表 4.4.3-2，统计表详见图 4.4.3-3。



图 4.4.3-2 旋转钻进复合钢桩施工机械

表 4.4.3-2 旋进钻进复合钢桩工程应用汇总

序号	桩长/m	管径/mm	叶片直径/mm	竖向抗压承载力特征值/kN	竖向抗压承载力特征值对应的沉降量/mm	最大加载值/kN	最大加载量对应的沉降量/mm
1	8	159	400	350	2.23	700	6.39
2	8	159	400	350	3.53	700	14.51
3	8	159	400	350	3.01	700	8.51
4	7	159	400	350	2.30	700	10.73
5	7	159	400	350	1.63	700	5.31
6	7	159	400	350	2.38	700	6.92
7	11	159	400	350	3.38	700	11.73
8	11	159	400	350	4.01	700	14.77
9	11	159	400	350	2.39	700	7.91
10	11	159	400	350	2.68	700	9.80
11	7	159	400	455	1.62	912	5.90
12	7	159	400	455	1.53	912	7.44
13	7	159	400	455	3.09	912	9.74
14	7.5	159	400	429	2.92	858	9.29
15	7.5	159	400	429	2.12	858	7.52
16	7.5	159	400	429	2.37	858	5.99
17	9	159	400	417	2.33	834	8.00
18	9	159	400	417	2.78	834	7.36
19	9	159	400	417	2.92	834	7.31
20	11	159	400	350	1.36	700	4.68
21	11	159	400	350	0.96	700	3.02
22	11	159	400	350	1.10	700	2.99
23	10	159	400	350	1.08	700	3.32
24	10	159	400	350	1.43	700	4.20
25	10	159	400	350	3.62	700	7.23
26	10	159	400	350	2.11	700	4.93
27	10	159	400	350	1.22	700	9.76
28	10	159	400	350	2.97	700	7.79

29	10	159	400	300	1.40	600	5.72
30	10	159	400	300	0.65	600	4.48
31	10	159	400	300	1.98	600	6.25
32	10.2	159	400	350	2.91	1050	10.54
33	10.2	159	400	350	3.26	1050	13.23

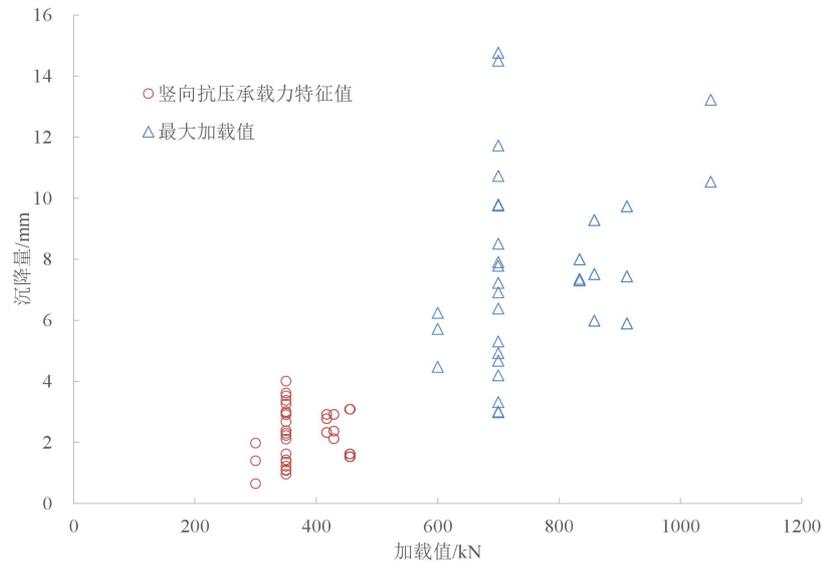


图 4.4.3-3 旋转钻进钢桩工程检测成果汇总表

旋转钻进复合钢桩单桩竖向极限承载力，可按下式计算：

$$Q_{uk} = u_e \sum_{i=1}^n q_{sik} l_i + q_{pk} A_p \quad (4.4.3)$$

式中： u_e ——桩身等效周长 (m)， $u_e = \pi d_e$ ， d_e 为桩身等效直径 (m)；

n ——桩侧土层数；

q_{sik} ——桩侧土层极限侧阻力标准值 (kPa)；

l_i ——桩侧土层厚度 (m)；

q_{pk} ——桩端土层极限端阻力标准值 (kPa)；

A_p ——桩端截面积 (m^2)。

式(4.4.3)中，桩身等效直径 d_e 可取叶片直径，并应根据相关试验、地质条件等确定。桩侧土层极限侧阻力标准值 q_{sik} 、桩端土层极限端阻力标准值 q_{pk} 可结合地区经验，按泥浆护壁钻(冲)孔桩或干作业钻孔桩施工工艺确定取值。

4.4.4 采用桩基时，桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度(不包括桩尖部分)，应按计算确定，且对碎石土、砾、粗、中砂，坚硬黏性土和密实粉土，尚不应小于0.8m，对其他非岩石土，尚不宜小于1.5m。

4.4.5 处于液化土中的桩基承台周围，宜用密实干土填筑夯实，若用砂土或粉土则应使土层的标准贯入锤击数不小于液化判别标准贯入锤击数临界值。液化判别标准贯入锤击数临界值的确定，按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 要求执行。

4.4.6 基础加固措施的设计和施工应按现行行业标准《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 有关规定执行。

5 砌体房屋

5.1 一般规定

5.1.1 本章适用于烧结普通黏土砖、烧结多孔黏土砖、混凝土小型空心砌块等砌体承重的单层和多层房屋，不含单层空旷砌体房屋以及单层砖柱厂房。

注：本章中“普通砖、多孔砖、混凝土小砌块”即“烧结普通黏土砖、烧结多孔黏土砖、混凝土小型空心砌块”的简称。

5.1.2 房屋的抗震加固应满足下列要求：

- 1 同一楼层中，自承重墙体加固后的抗震能力不应超过承重墙体加固后的抗震能力。
- 2 对非刚性结构体系的房屋，应选用有利于消除不利因素的抗震加固方案；当采用加固柱或墙垛、增设支撑或支架等保持非刚性结构体系的加固措施时，应控制层间位移和提高其变形能力。
- 3 当选用区段加固的方案时，应对楼梯间的墙体采取加强措施。
- 4 加固后房屋的层间受剪承载力沿高度应比较均匀，防止相邻楼层的层间受剪承载力相差较大而导致出现薄弱层。
- 5 同一楼层中，墙段受力宜均匀，防止个别构件失效后导致结构发生严重破坏。
- 6 A类房屋楼屋盖为装配混凝土楼屋盖、且横墙较少或被加固横墙之间楼屋盖的长宽比大于1.0时，加固后结构横墙方向的抗震验算不宜采用楼层综合抗震能力指数法；楼屋盖类型为木或砖拱楼屋盖时，不应采用综合抗震能力指数法进行验算。

条文说明：砌体房屋的楼屋盖为装配式混凝土楼屋盖，且横墙较少或是被加固横墙的间距较大时，横向地震作用下，楼屋盖难以有效协调各横墙共同工作，此时不宜采用《建筑抗震鉴定标准》GB 50023的楼层综合抗震能力指数法进行验算；本款中的横墙较少，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；本款的楼层综合抗震能力指数法，包括楼层平均抗震能力指数法和楼层综合抗震能力指数法；本款的被加固横墙，指通过板墙加固、面层加固等方法加固的横墙。砖混结构房屋一般为板式房屋，纵向长度较大而进深一般不太大，考虑到这种情况下装配式混凝土楼屋盖尚可传递一定地震作用，因此未对纵墙方向的验算方法提出类似要求。

5.1.3 加固后的楼层和墙段的综合抗震能力指数，应按下列公式验算：

$$\beta_s = \eta \psi_1 \psi_2 \beta_0 \quad (5.1.3)$$

- 式中： β_s —— 加固后楼层或墙段的综合抗震能力指数；
 η —— 加固增强系数，可按本规程5.3节的规定确定；
 β_0 —— 楼层或墙段原有的抗震能力指数，应分别按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023规定的有关方法计算；
 ψ_1 、 ψ_2 —— 分别为体系影响系数和局部影响系数，应根据房屋加固后的状况，按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB50023的有关规定取值。单层房屋，按现行北京地方标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/T 637-2024的有关规定取值。

5.1.4 墙体加固后，按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定只选择从属面积较大或竖向应力较小的墙段进行抗震承载力验算时，截面抗震受剪承载力可按下列公式验算：

$$\text{不计入构造影响时} \quad V \leq V_R \quad (5.1.4-1)$$

$$\text{计入构造影响时} \quad V \leq \psi_1 \psi_2 V_R \quad (5.1.4-2)$$

式中： V —— 墙段的剪力设计值（N）；

V_R —— 墙段加固后的受剪承载力设计值（N），对于后张预应力加固技术可直接按本规程 5.3 节的规定确定，对于其他加固技术，可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定计算墙段原有的受剪承载力，并乘以本规程 5.3 节的加固增强系数确定；其中的材料性能设计指标、承载力抗震调整系数应按现行行业标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116 的有关规定取值。

5.2 抗震加固方案

5.2.1 当既有砌体房屋的高度、层数超过规定限值时，应采取下列抗震对策：

1 当既有多层砌体房屋的总高度超过规定而层数不超过规定的限值时，应采取高于一般房屋的承载力且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；对抗震横墙较少或很少的房屋，也可增设抗震横墙减小横墙间距；乙类设防的房屋，也可改变用途按丙类设防使用，并满足丙类设防的层数限值要求。

3 当既有多层砌体房屋的层数超过规定限值而采用改变结构体系的方案时，可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 的钢筋混凝土双面夹板墙，间距应满足抗震墙的楼屋盖长宽比的要求；部分位置受限时，双面夹板墙可采用厚度不小于 120mm 的单面板墙替代；单面板墙承担的地震作用下的水平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。

修订说明：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。改变结构体系抗震墙的间距需满足楼屋盖长宽比的要求，是为了有效传递地震力，详见《建筑抗震鉴定标准》GB50023 多高层钢筋混凝土房屋相关规定。

4 横墙较少的丙类多层砌体房屋超出规定限值一层和 3m 以内时，应提高墙体承载力且新增构造柱、圈梁等应达到现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 对横墙较少房屋不减少层数和高度相关要求。

5 多层砌体房屋的总高度、层数或高宽比超过设防烈度的规定限值，但未超过比设防烈度低一度的规定限值时，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，应采取高于一般房屋的承载力且加强墙体约束的有效措施。

5.2.2 房屋抗震承载力不能满足要求时，可以选择如下的加固方法：

1 拆砌或增加抗震墙：对强度过低或严重破坏的原墙体以及抗震性能差的墙体，如空斗墙，采取拆除重砌的办法，重砌和增设抗震墙的材料可以为砖或砌块，也可用轻骨料混凝土或普通混凝土，最大限度地减小对下部结构与基础的影响；拆除时，应采取可靠的支撑和防护措施。

2 灌浆加固：对开裂的墙体，可采用局部灌浆加固，对砌筑砂浆饱满度差或砌筑砂浆强度等级偏低的墙体，可用满墙灌浆加固。局部灌浆加固后墙体的刚度和抗震能力，可按原砌筑砂浆强度等级计算；满墙灌浆加固后的墙体，可按原砌筑砂浆强度等级提高一级计算。

3 增加砂浆面层或板墙加固：在墙板的一侧或两侧采用水泥砂浆面层、钢筋网砂浆面层、钢丝绳网片聚合物砂浆面层或喷射混凝土板墙加固。

4 外加柱加固：在墙体交接处采用现浇钢筋混凝土构造柱加固，柱应与圈梁、拉杆连成整体，或与现浇钢筋混凝土楼、屋盖可靠连接。

5 包角或镶边加固：在柱、墙角或门窗洞口边用型钢或钢筋混凝土包角或镶边；柱、墙垛还可用增设钢筋混凝土围套加固。

6 后张预应力加固：沿墙体两侧按设计间距对称布置竖向无粘结预应力筋并施加预应力进行

加固。

7 隔震加固：在房屋基础设置隔震层，减小房屋的地震反应。

5.2.3 房屋的整体性不满足要求时，应选择下列加固方法：

1 当墙体布置在平面内不闭合时，可增设墙段或在开口处增设现浇钢筋混凝土框形成闭合。

2 当纵横墙连接较差时，可采用钢拉杆、长锚杆、外加柱或外加圈梁等加固。

3 楼、屋盖构件支承长度不满足要求时，可增设钢或混凝土托梁或采取增强楼、屋盖整体性等的措施；对腐蚀变质的构件应更换；对无下弦的人字屋架应增设下弦拉杆。

4 当构造柱或芯柱设置不满足鉴定要求时，应增设外加柱；当墙体采用双面钢筋网砂浆面层、玄武岩纤维韧性砂浆面层或钢筋混凝土板墙加固，且在墙体交接处增设相互可靠拉结的配筋加强带时，可不另设构造柱。

5 当圈梁设置不满足鉴定要求时，应增设圈梁；外墙圈梁宜采用现浇钢筋混凝土，内墙圈梁可用钢拉杆或在进深梁端加锚杆代替；当采用双面钢筋网砂浆面层、玄武岩纤维韧性砂浆面层或钢筋混凝土板墙加固，且在上下两端增设配筋加强带时，可不另设圈梁。

6 当预制楼、屋盖不满足抗震鉴定要求时，可增设钢筋混凝土现浇层或增设托梁加固楼、屋盖，钢筋混凝土现浇层做法应符合本规程第 7 章的规定。

5.2.4 对房屋中易倒塌的部位，宜选择下列加固方法：

1 窗间墙宽度过小或抗震能力不满足要求时，可增设钢筋混凝土窗框或采用钢筋网砂浆面层、玄武岩纤维韧性砂浆面层、板墙等加固。

2 支承大梁等的墙段抗震能力不满足要求时，可增设组合柱、钢筋混凝土柱或采用钢筋网砂浆面层、玄武岩纤维韧性砂浆面层、板墙加固。

3 支承悬挑构件的墙体不满足鉴定要求时，宜在悬挑构件端部增设钢筋混凝土柱或组合柱加固，并对悬挑构件进行复核。

4 隔墙无拉结或拉结不牢，可采用镶边、埋设钢夹套、锚筋或钢拉杆加固；当隔墙过长、过高时，可采用钢筋网砂浆面层或玄武岩纤维韧性砂浆面层进行加固。

5 出屋面的楼梯间、电梯间和水箱间不满足鉴定要求时，可采用面层或外加柱加固，其上部应与屋盖构件有可靠连接，下部应与主体结构的加固措施相连。

6 出屋面的烟囱、无拉结女儿墙、门脸等超过规定的高度时，宜拆除、降低高度或采用型钢、钢拉杆加固。

7 悬挑构件的锚固长度不满足要求时，可加拉杆或采取减少悬挑长度的措施。

5.2.5 当具有明显扭转效应的多层砌体房屋抗震能力不满足要求时，可优先在薄弱部位增砌砖墙、现浇钢筋混凝土墙或采取在原墙加面层的措施。

5.3 抗震加固设计与施工

(I) 水泥砂浆和钢筋网砂浆面层加固

5.3.1 采用水泥砂浆面层和钢筋网砂浆面层加固墙体时，应符合下列规定：

1 钢筋网应采用呈梅花状布置的锚筋、穿墙筋固定于墙体上；钢筋网四周应采用锚筋、插入短筋或拉结筋等与楼板、大梁、柱或墙体可靠连接；钢筋网外保护层厚度不应小于 20mm，钢筋网片与墙面的空隙不应小于 5mm。

修订说明：根据《既有建筑鉴定与加固通用规范》进行调整。

2 面层加固验算时，有关构件支承长度的影响系数应作相应改变，有关墙体局部尺寸的影响系数应取 1.0。

5.3.2 采用水泥砂浆面层和钢筋网砂浆面层加固墙体的设计，尚应符合下列规定：

- 1 原砌体实际的砌筑砂浆强度等级不宜高于 M2.5。
 - 2 面层的材料和构造尚应满足下列要求：
 - 1) 面层的砂浆强度等级，不应低于 M10；
 - 2) 水泥砂浆面层的厚度宜为 20mm；钢筋网砂浆面层的厚度，对室内正常湿度环境，应为 35mm~45mm，对于露天或潮湿环境，应为 45mm~50mm；
 - 3) 钢筋网应采用点焊方格钢筋网，竖向受力钢筋直径不应小于 8mm，水平分布钢筋的直径应为 6mm；网格尺寸不应大于 300mm；
 - 4) 单面加面层的钢筋网应采用 $\phi 6$ 的 L 形锚筋，双面加面层的钢筋网应采用 $\phi 6$ 的 S 形穿墙筋连接；L 形锚筋和 S 形穿墙筋的间距不应大于 500mm；
 - 5) 钢筋网的横向钢筋遇有门窗洞时，单面加固宜将钢筋弯入洞口侧边锚固，双面加固宜将两侧的横向钢筋在洞口闭合；
 - 6) 底层的面层，在室外地面下宜加厚并伸入地面下 500mm。
- 修订说明：**根据《既有建筑鉴定与加固通用规范》进行调整。
- 3 面层加固后，楼层和各墙段抗震能力的增强系数可按下列公式计算：

$$\eta_{pi} = 1 + \frac{\sum_{j=1}^n (\eta_{Pij} - 1) A_{ij0}}{A_{i0}} \quad (5.3.2-1)$$

$$\eta_{Pij} = \frac{240}{t_{w0}} [\eta_0 + 0.075 (\frac{t_{w0}}{240} - 1) / f_{vE}] \quad (5.3.2-2)$$

式中： η_{pi} ——面层加固后第 i 楼层抗震能力的增强系数；
 η_{Pij} ——第 i 楼层第 j 墙段面层加固的增强系数；
 η_0 ——基准增强系数，砖墙体可按表 5.3.2-1 采用；
 A_{i0} ——第 i 楼层中验算方向原有抗震墙在 1/2 层高处净截面的面积 (mm^2)；
 A_{ij0} ——第 i 楼层中验算方向面层加固的抗震墙 j 墙段在 1/2 层高处净截面的面积 (mm^2)；
 n ——第 i 楼层中验算方向的面层加固抗震墙数量；
 t_{w0} ——原墙体厚度 (mm)；
 f_{vE} ——原墙体的抗震抗剪强度设计值 (N/mm^2)。

表 5.3.2-1 面层加固的基准增强系数

面层厚度 (mm)	面层砂浆等级	钢筋网规格 (mm)		单面加固			双面加固		
				原墙体砂浆强度等级					
		直径	间距	M0.4	M1.0	M2.5	M0.4	M1.0	M2.5
20	M10	无筋	—	1.46	1.04	—	2.08	1.46	1.13
30		6	300	2.06	1.35	—	2.97	2.05	1.52
40		6	300	2.16	1.51	1.16	3.12	2.15	1.65

- 4 加固后砖墙段刚度的提高系数应按下列公式计算：

$$\text{实心墙单面加固} \quad \eta_k = \frac{240}{t_{w0}} \eta_{k0} - 0.75 \left(\frac{240}{t_{w0}} - 1 \right) \quad (5.3.2-3)$$

$$\text{实心墙双面加固} \quad \eta_k = \frac{240}{t_{w0}} \eta_{k0} - \left(\frac{240}{t_{w0}} - 1 \right) \quad (5.3.2-4)$$

式中： η_k ——加固后墙段的刚度提高系数；

η_{k0} —— 刚度的基准提高系数，可按表 5.3.2-2 采用。

表 5.3.2-2 面层加固时墙段刚度的基准提高系数

面层厚度 (mm)	面层砂浆强度等级	单面加固			双面加固		
		原墙体砂浆强度等级					
		M0.4	M1.0	M2.5	M0.4	M1.0	M2.5
20	M10	1.39	1.12	—	2.71	1.98	1.70
30		1.71	1.30	—	3.57	2.47	2.06
40		2.03	1.49	1.29	4.43	2.96	2.41

5.3.3 面层加固的施工应符合下列规定：

- 1 面层宜按下列顺序施工：原有墙面清底、钻孔并用水冲刷，孔内干燥后安设锚筋并铺设钢筋网，浇水湿润墙面，抹水泥砂浆并养护，墙面装饰。
- 2 原墙面碱蚀严重时，应先清除松散部分并用 1:3 水泥砂浆抹面，已松动的勾缝砂浆应剔除；
- 3 在墙面钻孔时，应按设计要求先画线标出锚筋（或穿墙筋）位置，并应采用电钻在砖缝处打孔，穿墙孔直径宜比 S 形筋大 2mm，锚筋孔直径宜采用锚筋直径的 1.5~2.5 倍，其孔深宜为 100mm~120mm，锚筋插入孔洞后可采用水泥基灌浆料、水泥砂浆等填实。
- 4 铺设钢筋网时，竖向钢筋应靠墙面并采用钢筋头支起。
- 5 抹水泥砂浆时，应先在墙面刷水泥浆一道再分层抹灰，且每层厚度不应超过 15mm。
- 6 面层应浇水养护，防止阳光曝晒，冬季应采取防冻措施。

(II) 玄武岩纤维韧性砂浆面层加固

5.3.4 玄武岩纤维韧性砂浆的砂浆母料应在工厂预拌成成品干料，施工时再添加纤维和水。

5.3.5 所选用的纤维宜采用短切高强度玄武岩纤维，其性能指标应符合现行国家标准《水泥混凝土和砂浆用短切玄武岩纤维》GB/T 23265 的有关规定。所选用的合成纤维，其性能指标应符合现行国家标准《水泥混凝土和砂浆用合成纤维》GB/T21120 的有关规定。并通过试验确认所制备的玄武岩纤维韧性砂浆极限抗拉强度符合本规程规定。

5.3.6 玄武岩纤维韧性砂浆主要力学性能应满足表 5.3.6 的有关规定，检测方法可参考附录 D 的有关规定。力学性能指标设计值可按表 5.3.6 取值。

表 5.3.6 玄武岩纤维韧性砂浆的主要力学性能指标

项目	T3	T4	T5	UT3	UT4	UT5
极限抗拉强度标准值 $f_{de,tk}$ (N/mm ²)	3.0	4.0	5.0	3.0	4.0	5.0
抗拉强度设计值 $f_{dc,t}$ (N/mm ²)	2.14	2.86	3.57	2.14	2.86	3.57
立方体抗压强度标准值 $f_{dc,cuk}$ (N/mm ²)	50					
轴心抗压强度设计值 $f_{dc,c}$ (N/mm ²)	27.6					
弹性模量 E_{dc} (GPa)	20					
极限延伸率	/			≥1.0%		

注 1：纤维韧性砂浆立方体抗压强度标准值系指按标准方法制作、养护的 100mm 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。轴心抗压强度标准值可根据本表取值，也可通过标准实验确定。

注 2：纤维韧性砂浆的极限抗拉强度标准值、极限延伸率值指按附录 D 要求制作、养护的拉伸用试件，在 28d 龄期测得的具有 95%保证率的代表值。

注 3：材料等级根据极限抗拉强度标准值与极限延伸率进行区分。T 系列仅适用于承载力不足加固，对其极限延

伸率不做指标要求。UT 系列可用于承载力不足及延性不足加固，要求其材料极限延伸率部小于 1.0%。

5.3.7 玄武岩纤维韧性砂浆面层加固砌体墙体的设计，应满足下列要求：

1 面层的构造应满足下列要求：

- 1) 加固砌体结构的面层厚度，双面加固时单侧厚度不应小于 10mm，单面加固时不应小于 15mm；
- 2) 加固砌体结构的面层厚度不宜大于 30mm。当面层厚度大于 30mm 时，应在面层中配置钢筋，形成复合面层，且宜双面配置。钢筋应与原墙体有效拉结，间距宜为 600mm，且呈梅花状布置；
- 3) 加固面层遇有门窗洞时，单面加固宜将面层延伸至洞口侧边锚固，双面加固宜将两侧的面层在洞口处闭合；
- 4) 底层的面层，在室外地面下宜加厚并伸入地面下不小于 200mm 或伸至地圈梁顶面。
- 5) 被加固墙体水平灰缝应进行抠缝处理，抠缝深度不小于 15mm，并采用韧性砂浆填实。

2 墙体加固后，有关构件支承长度的影响系数应作相应改变，有关墙体局部尺寸的影响系数可取 1.0；楼层和各墙段抗震能力的增强系数，可按本规程公式（5.3.2-1）和（5.3.2-2）采用，其中，面层加固的基准增强系数，对普通黏土砖可按公式（5.3.7-1）~（5.3.7-4）计算；墙段刚度的提高系数，可按本规程公式（5.3.2-3）和（5.3.2-4）采用，其中，墙段刚度的基准提高系数，可按表 5.3.7 采用。

$$n_0 = 1 + \frac{V_{dE}}{V_{ME0}} \quad (5.3.7-1)$$

$$V_{dE} = \frac{V_d}{\gamma_{Rs}} \quad (5.3.7-2)$$

$$V_d = 0.7\alpha_{dv}f_{dc,t}t_{dc}h \quad (5.3.7-3)$$

式中： α_{dv} ——墙体抗剪加固时玄武岩纤维韧性砂浆强度利用系数，取 $\alpha_{dv} = 0.7$ ；

t_{dc} ——玄武岩纤维韧性砂浆面层厚度（双面加固时，取其厚度之和）；

V_{ME0} ——原墙体抗震受剪承载力，按现行国家标准《砌体结构设计规范》GB50003 的有关规定计算；

V_{dE} ——采用玄武岩纤维韧性砂浆加固后提高的抗震受剪承载力；

γ_{Rs} ——承载力抗震调整系数，取 $\gamma_{Rs} = 0.85$ 。

表 5.3.7 玄武岩纤维韧性砂浆面层加固墙段刚度的基准提高系数

面层厚度 (mm)	单面加固					双面加固				
	原墙体砂浆强度等级									
	M0.4	M1.0	M2.5	M5.0	M7.5	M0.4	M1.0	M2.5	M5.0	M7.5
15	1.65	1.41	1.35	1.29	1.24	2.30	1.81	1.70	1.57	1.48
20	1.87	1.54	1.47	1.38	1.32	2.73	2.08	1.94	1.76	1.64
25	2.08	1.68	1.59	1.48	1.40	3.17	2.35	2.17	1.95	1.79
30	2.29	1.81	1.70	1.58	1.48	3.60	2.62	2.40	2.14	1.94

5.3.8 玄武岩纤维韧性砂浆面层加固砌体墙体的施工，应符合下列规定：

1 应采用强制式搅拌机制备纤维韧性砂浆，搅拌机的转速不宜低于 45 r/min。制备顺序应严格按照产品使用说明要求。

2 玄武岩纤维韧性砂浆面层加固宜按以下工序：去除原墙体装饰层→水平抠缝→清理浮灰→浇水润湿墙面→喷涂、涂抹纤维韧性砂浆→保湿养护。

3 玄武岩纤维韧性砂浆面层施工应在界面处理后随即开始施工，每层厚度不宜超过 15 mm。

当面层厚度超过 15mm 时宜分层压抹，前后两层压抹时间间隔不应超过 4h。

4 玄武岩纤维韧性砂浆面层施工完成后，应在材料终凝后及时进行喷水养护，养护时间不应少于 7d。日平均气温低于 10C 时，养护时间不宜少于 14d。

修订说明：本节为新增内容。

(III) 钢丝绳网片聚合物砂浆面层加固

5.3.9 钢丝绳网片聚合物砂浆面层加固砌体墙的材料性能，应满足下列要求：

1 钢丝绳网片应满足下列要求：

1) 钢丝绳应采用 6×7+IWS 金属股芯的不锈钢钢丝绳或热镀锌钢丝绳，单根钢丝绳的公称直径应为 2.5mm~4.5mm；

2) 钢丝绳的基本力学性能指标应符合表 5.3.9 的规定；

表 5.3.9 钢丝绳的基本力学性能指标 (N/mm²)

型号	公称直径 (mm)	抗拉强度标准值 f_{tk}	抗拉强度设计值 f_{rw}	弹性模量 E_{rw}
6×7+IWS 热镀锌钢丝绳	2.5~3.6	1650	1050	1.30×10^5
	4.5	1560	1000	
6×7+IWS 不锈钢钢丝绳	3.0~3.2	1800	1100	1.05×10^5
	4.0~4.5	1700	1050	

3) 钢丝绳网片应无锈蚀、无破损、无死折、无散束，卡扣无开口、脱落，主筋和横向筋间距均匀，表面不得涂有油脂、油漆等污物。

2 聚合物砂浆可采用 I 级或 II 级聚合物砂浆，其正拉粘结强度、抗拉强度和抗压强度以及老化检验、毒性检验等应满足现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的有关要求。

5.3.10 钢丝绳网片聚合物砂浆面层加固砌体墙的设计，应符合下列规定：

1 原墙体砌筑的块体实际强度等级不宜低于 MU7.5，砂浆强度等级不宜高于 M5。

2 宜设置单层钢丝绳网片加固，聚合物砂浆面层的厚度不宜小于 25mm，钢丝绳保护层厚度不应小于 15mm。

3 钢丝绳网片聚合物砂浆层可单面或双面设置，钢丝绳网应采用专用金属胀栓固定在墙体上，其间距宜为 600mm，且呈梅花状布置。

4 钢丝绳网四周应与楼板或大梁、柱或墙体可靠连接；在底层可不延伸至基础，外墙在室外地面下宜加厚并伸入地面下 500mm。

5 墙体加固后，有关构件支承长度的影响系数应作相应改变，有关墙体局部尺寸的影响系数可取 1.0；楼层和各墙段抗震能力的增强系数，可按本规程公式 (5.3.2-1) 和 (5.3.2-2) 采用，其中，面层加固的基准增强系数，对普通黏土砖可按表 5.3.10-1 采用；墙段刚度的提高系数，可按本规程公式 (5.3.2-3) 和 (5.3.2-4) 采用，其中，墙段刚度的基准提高系数，可按表 5.3.10-2 采用。

表 5.3.10-1 钢丝绳网片聚合物砂浆面层加固的基准增强系数

面层厚度 (mm)	钢丝绳网片		单面加固				双面加固			
	直径	间距	原墙体砂浆强度等级							
	(mm)	(mm)	M0.4	M1.0	M2.5	M5.0	M0.4	M1.0	M2.5	M5.0
25	3.05	80	2.42	1.92	1.65	1.48	3.1	2.17	1.89	1.65
		120	2.25	1.69	1.51	1.35	2.9	1.95	1.72	1.52

表 5.3.10-2 钢丝绳网片聚合物砂浆面层加固墙段刚度的基准提高系数

面层厚度 (mm)	单面加固				双面加固			
	原墙体砂浆强度等级							
25	M0.4	M1.0	M2.5	M5.0	M0.4	M1.0	M2.5	M5.0
	1.55	1.21	1.15	1.1	3.14	2.23	1.88	1.45

5.3.11 钢丝绳网片聚合物砂浆层加固砌体墙的施工，应符合下列规定：

1 面层宜按下列顺序施工：放线定位，基层处理，钢丝绳网片下料及安装，浇水湿润墙面，界面剂配置及喷涂施工，聚合物砂浆搅拌、喷涂施工并养护，墙面装饰。

2 钢丝绳网应双层布置并绷紧安装，竖向钢丝绳网布置在内侧，水平钢丝绳网布置在外侧，分布钢丝绳应贴向墙面，受力钢丝绳应背离墙面。

3 将钢丝绳网片中平行于主受力方向的钢丝绳一端的端头穿过锚板通孔，套上专用金属固定接头，用专用机具压制形成固定端头；另一端为张拉端，应用金属压环穿成环状，用专用机具压制，保证夹裹力一致，安装牢固，张拉端从金属压环包裹处外露长度宜为 50mm。

4 应对钢丝绳网片使用张力器或其它张拉措施进行张拉；张拉力应以钢丝绳绷紧并满足设计要求为准，张拉到位后应对张拉端进行固定；应使钢丝绳承受拉力，并应与结构构件变形协调，共同受力。

5 聚合物砂浆抹面应在界面处理后随即开始施工，第一遍抹灰厚度以基本覆盖钢丝绳网片为宜，后续抹灰应在前次抹灰初凝后进行，后续抹灰的分层厚度控制在 10mm~15mm。

6 常温下，聚合物砂浆施工完毕 6 小时内，应采取可靠保湿养护措施；养护时间不少于 7 天；雨季、冬季或遇大风、高温天气时，施工应采取可靠应对措施。

(IV) 板墙加固

5.3.12 采用现浇钢筋混凝土板墙加固墙体时，应符合下列规定：

1 原砌体墙体与后浇混凝土面层之间应做界面处理；

2 板墙应采用呈梅花状布置的锚筋、穿墙筋与原有砌体墙连接；其左右应采用拉结筋等与两端的原有墙体可靠连接；底部应有基础；板墙上下应与楼、屋盖可靠连接，至少应每隔 1m 设置穿过楼板且与竖向钢筋等面积的短筋，短筋两端应分别锚入上下层的板墙内，其锚固长度不应小于短筋直径的 40 倍。

3 板墙加固验算时，有关构件支承长度的影响系数应作相应改变，有关墙体局部尺寸的影响系数应取 1.0。

4 原有墙体的砌筑砂浆强度等级低于 M2.5 时，宜采用双面板墙加固；原有墙体的砌筑砂浆强度等级不低于 M2.5 时，可采用单面或双面板墙加固。

修订说明：第 1 款根据《既有建筑鉴定与加固通用规范》进行调整；某些类型的加固（如既有住宅抗震加固）可能存在原墙体砌筑砂浆强度等级低于 M2.5 的情况，需要采用板墙加固，且难以进行双面加固，因此调整了第 4 款的要求；原墙体砌筑砂浆强度等级低于 M2.5，受条件所限只能采取单面加固时，需采取针对性的措施，例如板墙厚度加大、配筋增强、拉结加强等。

5.3.13 现浇钢筋混凝土板墙加固墙体的设计，应满足下列要求：

1 板墙的材料和构造尚应满足下列要求：

1) 混凝土强度等级不应低于 C25，钢筋宜采用 HPB300 级或 HRB400 级热轧钢筋；

2) 板墙截面厚度不应小于 60mm；当采用喷射混凝土施工时，不应小于 50mm；

3) 板墙可配置单排钢筋网片，竖向受力钢筋直径不应小于 12mm，横向钢筋直径不应小于 6mm，竖向与横向钢筋间距宜为 150mm~200mm；

4) 板墙与原有墙体的连接，可沿墙高每隔 0.7m~1.0m 在两端各设 1 根 $\phi 12$ 的拉结钢筋，

其一端锚入板墙内的长度不宜小于 500mm，另一端应锚固在端部的原有墙体内；

- 5) 单面板墙宜采用 $\phi 8$ 的L形锚筋与原砌体墙连接，双面板墙宜采用 $\phi 8$ 的S形穿墙筋与原墙体连接；锚筋在砌体内的锚固深度不应小于 120mm；锚筋的间距宜为 600mm，穿墙筋的间距宜为 900mm；
- 6) 板墙基础埋深宜与原有基础相同；
- 7) 板墙不要求设置边缘构件。

修订说明：根据《既有建筑鉴定与加固通用规范》进行调整。

2 板墙加固后，楼层和墙段抗震能力的增强系数可分别按本规程公式(5.3.2-1)和(5.3.2-2)计算；其中，单面板墙加固墙段的增强系数，原有墙体的砌筑砂浆强度等级为 M2.5 和 M5 时可取 2.5，砌筑砂浆强度等级为 M7.5 时可取 2.0，砌筑砂浆强度等级为 M10 时可取 1.8。

3 双面板墙加固且总厚度不小于 120mm 时，其增强系数可按增设钢筋混凝土抗震墙加固法取值，即当原有墙体的砌筑砂浆强度等级不高于 M7.5 时可取 3.8，砌筑砂浆强度等级为 M10 时可取 3.5。

5.3.14 板墙加固的施工应符合下列规定：

- 1 板墙加固施工的基本顺序、钻孔注意事项，可按本规程第 5.3.3 条对面层加固的相关规定执行。
- 2 板墙可支模浇灌或采用喷射混凝土工艺，应采取措施使墙顶与楼板交界处混凝土的密实，浇筑后应加强养护。

(V) 增设抗震墙加固

5.3.15 增设砌体抗震墙加固房屋的设计，应满足下列要求：

1 抗震墙的材料和构造应满足下列要求：

- 1) 砌筑砂浆的强度等级应比原墙体实际强度等级高一级，且不应低于 M2.5；
- 2) 墙厚不应小于 190mm；
- 3) 墙体中宜设置现浇带或钢筋网片加强：可沿墙高每隔 0.7m~1.0m 设置与墙等宽、高 60mm 的细石混凝土现浇带，其纵向钢筋可采用 $3\phi 6$ ，横向系筋可采用 $\phi 6$ ，并于平面内点焊，其间距宜为 200mm；当墙厚为 240mm 或 370mm 时，可沿墙高每隔 300mm~700mm 设置一层焊接钢筋网片，网片的纵向钢筋可采用 $3\phi 4$ ，横向系筋可采用 $\phi 4$ ，其间距宜为 150mm；
- 4) 墙顶应设置与墙等宽的现浇钢筋混凝土压顶梁，并与楼、屋盖的梁（板）可靠连接；可每隔 500mm~700mm 设置 $\phi 12$ 的锚筋或 M12 锚栓连接；压顶梁高不应小于 120mm，纵筋可采用 $4\phi 12$ ，箍筋可采用 $\phi 6$ ，其间距宜为 150mm；
- 5) 抗震墙应与原有墙体可靠连接：可沿墙体高度每隔 500~600mm 设置 $2\phi 6$ 且长度不小于 1m 的钢筋与原有墙体用螺栓或锚筋连接；当墙体内有混凝土带或钢筋网片时，可在相应位置处加设 $2\phi 12$ （对钢筋网片为 $\phi 6$ ）的拉筋，锚入混凝土带内长度不宜小于 500mm，另一端锚在原墙体或外加柱内，也可在新砌墙与原墙间加现浇钢筋混凝土内柱，柱顶与压顶梁连接，柱与原墙应采用锚筋或螺栓连接；
- 6) 抗震墙应有基础，其埋深宜与相邻抗震墙相同，宽度不应小于计算宽度的 1.15 倍。

2 加固后，横墙间距的体系影响系数应作相应改变；楼层抗震能力的增强系数可按下列公式计算：

$$\eta_{wi} = 1 + \frac{\sum_{j=1}^n \eta_{ij} A_{ij}}{A_{i0}} \quad (5.3.15)$$

式中： η_{wi} ——增设抗震墙加固后第 i 楼层抗震能力的增强系数；

η_{ij} ——第 i 楼层第 j 墙段的增强系数；对黏土砖墙，无筋时取 1.0，有混凝土带时取 1.12，有钢筋网片时，240mm 厚墙取 1.10，370mm 厚墙取 1.08；

A_{ij} ——第 i 楼层中验算方向增设的抗震墙 j 墙段在 1/2 层高处净截面的面积（ mm^2 ）；

n ——第 i 楼层中验算方向增设的抗震墙数量。

5.3.16 增设砌体抗震墙施工中，配筋的细石混凝土带可在砌到设计标高时浇筑，当混凝土终凝后方可在其上砌砖。

5.3.17 采用增设现浇钢筋混凝土抗震墙加固砌体房屋时，应符合下列规定：

- 1 楼、屋盖类型宜为现浇或叠合楼、屋盖。
- 2 原墙体砌筑的砂浆实际强度等级不宜低于 M2.5，现浇混凝土墙沿平面宜对称布置，沿高度应连续布置，其厚度可为 140mm~160mm，混凝土强度等级不应低于 C25；可采用构造配筋；抗震墙应设基础，与原有的砌体墙、柱和梁板均应有可靠连接。
- 3 加固后，横墙间距的影响系数应作相应改变；楼层抗震能力增强系数可按本规程公式（5.3.15）计算，其中，增设墙段的厚度可按 240mm 计算；墙段的增强系数，原墙体砌筑砂浆强度等级不高于 M7.5 时可取 2.8，M10 时可取 2.5。

（VI）外加圈梁-钢筋混凝土柱加固

5.3.18 采用外加圈梁-钢筋混凝土柱加固房屋时，应满足下列要求：

- 1 外加柱应在房屋四角、楼梯间和不规则平面的对应转角处设置，并应根据房屋的设防烈度和层数在内外墙交接处隔开间或每开间设置；外加柱应由底层设起，并应沿房屋全高贯通，不得错位；外加柱应与圈梁（含相应的现浇板等）或钢拉杆连成闭合系统。
- 2 外加柱应设置基础，并应设置拉结筋或锚筋等与原墙体、原基础可靠连接；当基础埋深与外墙原基础不同时，不得浅于冻结深度。
- 3 增设的圈梁应与墙体可靠连接；圈梁在楼、屋盖平面内应闭合，在阳台、楼梯间等圈梁标高变换处，圈梁应有局部加强措施；变形缝两侧的圈梁应分别闭合。
- 4 加固后验算时，圈梁布置和构造的体系影响系数应取 1.0；墙体连接的整体构造影响系数和相关墙垛局部尺寸的局部影响系数应取 1.0。

5.3.19 外加钢筋混凝土柱的设计，尚应符合下列规定：

- 1 外加柱的布置尚应符合下列规定：
 - 1) 外加柱宜在平面内对称布置；
 - 2) 内廊房屋的内廊在外加柱的轴线处无连系梁时，应在内廊两侧的内纵墙加柱，或在内廊楼、屋盖的板下增设与原有的梁板可靠连接的现浇钢筋混凝土梁或钢梁。
- 2 外加柱的材料和构造尚应符合下列规定：
 - 1) 柱的混凝土强度等级不应低于 C25；
 - 2) 柱截面可采用 240mm×180mm 或 300mm×150mm；扁柱的截面面积不宜小于 36000 mm^2 ，宽度不宜大于 700mm，厚度可采用 70mm；外墙转角可采用边长为 600mm 的 L 形等边角柱，厚度不应小于 120mm；
 - 3) 纵向钢筋不宜少于 4 ϕ 12，转角处纵向钢筋可采用 12 ϕ 12，并宜双排布置；箍筋可采用

$\phi 6$ ，其间距宜为 150mm~200mm，在楼、屋盖上下各 500mm 范围内的箍筋间距不应大于 100mm；

4) 外加柱宜在楼层 1/3 和 2/3 层高处同时设置拉结钢筋与墙体连接，亦可沿墙体高度每隔 500mm 左右设置锚栓或锚筋与墙体连接。

3 外加柱加固后，当抗震鉴定需要有构造柱时，与构造柱的有关的体系影响系数可取 1.0；当抗震鉴定无构造柱设置要求时，楼层的抗震能力增强系数应按下列公式计算：

$$\eta_{ci} = 1 + \frac{\sum_{j=1}^n (\eta_{cij} - 1) A_{ij0}}{A_{i0}} \quad (5.3.19)$$

式中： η_{ci} ——外加柱加固后第 i 楼层抗震能力的增强系数；

η_{cij} ——第 i 楼层第 j 墙段外加柱加固的增强系数；砖墙可按表 5.3.19 采用，但 B 类砖房的窗间墙，增强系数宜取 1.0；

A_{ij0} ——第 i 楼层中验算方向外加柱加固的抗震墙 j 墙段在 1/2 层高处净截面的面积 (mm^2)；

n ——第 i 楼层中验算方向有外加柱的抗震墙数量。

表 5.3.19 外加柱加固黏土砖墙的增强系数

砌筑砂浆 强度等级	外加柱在加固墙体的位置			
	一端	两端		窗间墙中部
		墙体无洞口	墙体有洞口	
$\leq M2.5$	1.1	1.3	1.2	1.2
$\geq M5$	1.0	1.1	1.1	1.1

5.3.20 外加柱的拉结钢筋、锚筋应分别符合下列规定：

1 拉结钢筋可采用 $2\phi 12$ 钢筋，长度不应小于 1.5m，应紧贴横墙布置；其一端应锚在外加柱内，另一端应锚入横墙的孔洞内；孔洞尺寸宜采用 $120\text{mm} \times 120\text{mm}$ ，拉结钢筋的锚固长度不应小于其直径的 15 倍，并用混凝土填实。

2 锚筋适用于砌筑砂浆实际强度等级不低于 M2.5 的实心砖墙体，并可采用 $\phi 12$ 钢筋，锚孔直径可依据胶粘剂的不同取 18mm~25mm，锚入深度可采用 150mm~200mm。

5.3.21 后加圈梁的材料和构造，尚应符合下列规定：

1 圈梁应现浇，其混凝土强度等级不应低于 C25，钢筋可采用 HRB400 级或 HPB300 级热轧钢筋。

修订说明：

2 圈梁截面高度不应小于 180mm，宽度不应小于 120mm；圈梁的纵向钢筋，7、8、9 度时可分别采用 $4\phi 10$ 、 $4\phi 12$ 和 $4\phi 14$ ；箍筋可采用 $\phi 6$ ，其间距宜为 200mm；外加柱和钢拉杆锚固点两侧各 500mm 范围内的箍筋应加密。

3 钢筋混凝土圈梁与墙体的连接，可采用螺栓、锚栓或锚筋连接；型钢圈梁宜采用螺栓连接。采用的螺栓、锚栓或锚筋应满足下述要求：

螺栓和锚筋的直径不应小于 12mm，锚入圈梁内的垫板尺寸可采用 $60\text{mm} \times 60\text{mm} \times 6\text{mm}$ ，螺栓间距可为 1m~1.2m；

5.3.22 代替内墙圈梁的钢拉杆，应满足下列要求：

1 代替圈梁的钢拉杆应在墙两侧对称设置。当每开间均有横墙时，应至少隔开间在横墙的两侧各设置一根直径不小于 12mm 的钢筋；当多开间有横墙时，应在横墙的两侧各设置一根直径不小于 14mm 的钢筋。当采用外加柱增强墙体的受剪承载力时，替代内墙圈梁的钢拉杆不宜少于 $2\phi 16$ 。

2 沿内纵墙端部布置的钢拉杆长度不得小于两开间；沿横墙布置的钢拉杆两端应锚入外加柱、圈梁内或与原墙体锚固，但不得直接锚固在外廊柱头上；单面走廊的钢拉杆在走廊两侧墙体上都应锚固。

3 当钢拉杆在增设圈梁内锚固时，可采用弯钩或加焊 80mm×80mm×8mm 的锚板埋入圈梁内；弯钩的长度不应小于拉杆直径的 35 倍；锚板与墙面的间隙不应小于 50mm。

4 钢拉杆在原墙体锚固时，应采用钢垫板，拉杆端部应加焊相应的螺栓；钢拉杆在原墙体锚固的方形钢锚板的尺寸可按表 5.3.22 采用：

表 5.3.22 钢拉杆方形锚板尺寸（边长×厚度 mm）

钢拉杆直径 (mm)	原墙体厚度 (mm)				
	370		180~240		
	原墙体砂浆强度等级				
	M1	M2.5	M0.4	M1	M2.5
12	100×10	100×14	200×10	150×10	100×12
14	150×12	100×14	—	250×10	100×12
16	200×15	100×14	—	350×14	200×14
18	200×15	150×16	—	—	250×15
20	300×17	200×19	—	—	350×17

5.3.23 圈梁和钢拉杆的施工应符合下列规定：

1 增设圈梁处的墙面有酥碱、油污或饰面层时，应清理干净；圈梁与墙体连接的孔洞应用水冲洗干净；混凝土浇筑前，应浇水润湿墙面和木模板；锚筋和锚栓应可靠锚固。

2 圈梁的混凝土宜连续浇筑，不应在距钢拉杆或横墙 1m 以内处留施工缝，圈梁顶面应做泛水，其底面应做滴水槽。

3 钢拉杆应张紧，不得弯曲和下垂；外露铁件应涂刷防锈漆。

(VII) 后张预应力加固

5.3.24 后张预应力加固砖砌体墙的材料性能，应满足下列要求：

1 加固用预应力筋宜选用高强低松弛钢丝绳，也可选用高强钢丝、钢筋、钢拉杆、拉索等性能可靠的预应力钢材，其性能应满足现行相关国家、行业标准的要求。

2 加固用预应力筋的锚固系统应符合现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 的规定。

5.3.25 后张预应力技术加固砖砌体墙的设计，应满足下列要求：

1 原墙体砌筑的块体实际强度等级不宜低于 MU7.5，且由竖向荷载及有效预应力的合作用所产生的轴向力设计值 N 应满足下列公式：

$$N \leq \varphi fA \quad (5.3.25)$$

式中： φ ——高厚比和轴向力的偏心距 e 对受压构件承载力的影响系数，按现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 的规定确定；

f ——砌体的抗压强度设计值 (N/mm²)；

A ——被加固砌体墙体的截面面积 (mm²)。

2 预应力筋宜沿被加固墙体两侧等间距成对称布置，预应力筋可外置于墙体表面，或布置于墙体两侧剔凿出的凹槽内，当预应力筋布置于墙体凹槽内时，宜采用无粘结预应力筋。预应力筋间距不宜小于 500mm，且不宜大于 2000mm。

修订说明：根据工程应用情况，补充了体外预应力筋设置位置的说明。

3 预应力筋上端可锚固于被加固墙体顶部设置的压顶梁或墙顶传力垫块上，下端可锚固于墙体底部设置的基础传力垫块或楼层圈梁上。应验算预应力筋锚固端的局部受压承载力，保证预应

力的可靠传递。

5.3.26 采用后张预应力技术加固墙体的设计，尚应符合下列规定：

1 采用后张预应力进行抗震加固后，被加固墙体沿阶梯形截面破坏的抗震抗剪强度设计值应按下列公式确定：

$$f_{VE} = \zeta_{NP} f_v \quad (5.3.26-1)$$

式中： f_{VE} ——预应力加固砌体沿阶梯形截面破坏的抗震抗剪强度设计值（N/mm²）；

f_v ——非抗震设计的砌体抗剪强度设计值（N/mm²）；

ζ_{NP} ——砖砌体抗震抗剪强度由于竖向荷载和预应力筋的合作用产生的正应力影响系数，应按表 5.3.26-1 采用；

表 5.3.26-1 砖砌体强度的正应力影响系数

砌体类别	$(\sigma_0 + \sigma_p)/f_v$							
	0.0	1.0	3.0	5.0	7.0	10.0	12.0	≥16.0
普通砖，多孔砖	0.80	0.99	1.25	1.47	1.65	1.90	2.05	--
混凝土砌块	--	1.23	1.69	2.15	2.57	3.02	3.32	3.92

注： σ_0 为对应于重力荷载代表值的砌体截面平均压应力， σ_p 为对应于后张预应力的砌体截面平均压应力。

修订说明：根据进一步的研究成果，补充了承重墙体为混凝土砌块时的正应力影响系数，并扩展了压应力水平的范围。

2 无筋砖砌体墙体加固后，其截面抗震受剪承载力设计值，应按下列公式计算：

$$V_R = (f_{VE} A + \beta_p \sigma_{pe} A_p) / \gamma_{Rs} \quad (5.3.26-2)$$

式中： V_R ——墙体加固后的抗震受剪承载力设计值（N）；

A ——墙体横截面面积（mm²）；

A_p ——加固预应力筋横截面面积（mm²）；

σ_{pe} ——加固预应力筋的有效预应力（N/mm²）；

β_p ——预应力筋参与工作系数，对整截面墙，取 0.15，对开洞口墙，取 0.1；

γ_{Rs} ——抗震加固的承载力调整系数。本节中，对于两端均有构造柱、芯柱的抗震墙，取 0.9，对于其他抗震墙，取 1.0，对于自承重墙，取 0.75。

3 带有水平配筋的墙体加固后，其截面抗震受剪承载力设计值，应按下列公式计算：

$$V_R = (f_{VE} A + \zeta_s f_{yh} A_{sh} + \beta_p \sigma_{pe} A_p) / \gamma_{Rs} \quad (5.3.26-3)$$

式中： ζ_s ——水平钢筋参与工作系数，可按表 5.3.26-2 采用；

f_{yh} ——墙体水平纵向钢筋的抗拉强度设计值（N/mm²）；

A_{sh} ——层间墙体竖向截面的总水平纵向钢筋面积（mm²），其配筋率不应小于 0.07%且不大于 0.17%。

表 5.3.26-2 水平钢筋参与工作系数

墙体高宽比	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
ζ_s	0.10	0.12	0.14	0.15	0.12

4 对于中部设置截面不小于 240mm×240mm，间距不大于 4m 的构造柱的墙段，其加固后的

截面抗震受剪承载力设计值，应按下列公式计算：

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{Rs}} \left[\eta_c f_{vE} (A - A_c) + \zeta_c f_t A_c + 0.08 f_{yc} A_{sc} + \beta_p \sigma_{pe} A_p + \zeta_s f_{yh} A_{sh} \right] \quad (5.3.26-4)$$

式中： A_c ——中部构造柱的横截面面积（ mm^2 ），对横墙和内纵墙， $A_c > 0.15A$ 时，取 $0.15A$ ；对外纵墙， $A_c > 0.25A$ 时，取 $0.25A$ ；

f_t ——中部构造柱的混凝土轴心抗拉强度设计值（ N/mm^2 ）；

A_{sc} ——中部构造柱的纵向钢筋截面总面积（ mm^2 ），配筋率不应小于 0.6%，大于 1.4% 时取 1.4%；

f_{yc} ——中部构造柱的纵向钢筋抗拉强度设计值（ N/mm^2 ）；

ζ_c ——中部构造柱参与工作系数，居中设一根时取 0.5，多于一根时取 0.4；

η_c ——墙体约束修正系数，一般情况取 1.0，构造柱间距不大于 3m 时取 1.1。

5 砖砌体墙体采用后张预应力加固后，其预应力筋的有效预应力应按下列公式计算：

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - (\sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l4} + \sigma_{l5}) \quad (5.3.26-5)$$

式中： σ_{con} ——加固预应力筋的张拉控制应力（ N/mm^2 ）；

σ_{l1} ——预应力筋因张拉端锚具变形和预应力筋内缩引起的预应力损失值（ N/mm^2 ）；

σ_{l2} ——预应力筋摩擦引起的预应力损失值（ N/mm^2 ）；

σ_{l4} ——预应力筋应力松弛引起的预应力损失值（ N/mm^2 ）；

σ_{l5} ——因砌体收缩徐变引起的预应力损失值（ N/mm^2 ）。

6 砖砌体墙体加固后，加固用无粘结预应力筋的各项预应力损失中， σ_{l1} 、 σ_{l4} 可按现行《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 的规定计算。由砌体收缩徐变引起的预应力损失 σ_{l5} 按下列公式计算：

$$\sigma_{l5} = \varepsilon_{sh} E_p + J_{cr} \sigma_p E_p \quad (5.3.26-6)$$

式中： σ_p ——后张预应力施加产生的砌体截面平均压应力（ N/mm^2 ）；

E_p ——加固预应力筋的弹性模量（ N/mm^2 ）；

ε_{sh} ——砌体墙体的收缩应变，可按表 5.3.26-3 确定；

J_{cr} ——砌体墙体的徐变柔量（ $(\text{N/mm}^2)^{-1}$ ），可按表 5.3.26-3 确定。

表 5.3.26-3 砌体墙体的收缩应变和徐变柔量

墙体类型	ε_{sh}	$J_{cr} ((\text{N/mm}^2)^{-1})$
普通砖、多孔砖	0	1.0×10^{-5}
混凝土砌块	6.5×10^{-5}	3.6×10^{-5}

5.3.27 采用后张预应力技术加固墙体的施工，应符合下列规定：

1 后张预应力加固砖砌体墙体的施工宜按下列顺序施工：清理原结构；在加固墙体上定位放线，标注预应力筋的位置；预应力筋张拉端和固定端结构或垫块的安装施工；预应力筋加工制作及锚具试装配；当预应力筋布置于墙体两侧凹槽内时，应在预应力筋安装部位墙体两侧剔凿出凹槽，对应部位楼板穿孔；安装并固定预应力筋及其锚固装置、支承垫板等零部件；预应力筋张拉并锚固；施工质量检验；防护面层施工。

2 当预应力锚固端位于屋面时，应先剔除屋面局部装饰面层，并对屋面板与锚固端结构结合

部位的混凝土表面进行打磨处理，锚固端结构可通过化学植筋或化学锚栓固定，底面应与屋面板顶面紧密贴合。

3 当预应力锚固端位于建筑地坪以下时，应对基础两侧开挖，露出墙下基础，在安装传力垫块部位基础墙上开洞并安装基础传力垫块。

4 当预应力锚固端位于楼层内时，应在设置锚固垫块的部位采用静力切割的方法开洞，对洞口部位楼板表面进行清理。垫块施工完毕后，应采用高强灌浆材料或高标号水泥砂浆将洞口与垫块之间的缝隙浇筑密实。

5 墙体表面开槽前应先复核墙内水电管线位置，避免开槽损坏水电管线。可采用云石切割机或其他开槽设备进行开槽施工，开槽应定位准确，确保槽沟为直线，开槽的深度与宽度应保证预应力筋可以完全封闭于墙体内。

6 无粘结预应力筋安装前，应检查其规格尺寸和数量，确认可靠无误后，方可在工程中使用。预应力筋应顺直穿过楼、屋面板的孔洞，安置在墙体表面的凹槽内，在穿筋过程中应防止保护套受到机械损伤。预应力筋铺设就位后方可安装固定端和张拉端锚固节点组件。

7 安装预应力张拉设备时，应使张拉力的作用线与无粘结预应力筋的中心线重合。沿墙体两侧对称布置的预应力筋必须两根同时张拉，且张拉过程尽可能保持同步。

8 张拉控制应力应满足设计要求。当采用应力控制方法进行张拉时，应校核无粘结预应力筋的伸长值，当实际伸长值与设计计算伸长值相对偏差超过 $\pm 6\%$ 时，应暂停张拉，查明原因并采取调整措施予以调整后，方可继续张拉。

9 张拉后应采用砂轮机或其他机械方法切割超长部分的无粘结预应力筋，其切断后露出锚具夹片外的长度不得小于 30mm。张拉后的锚具应进行防护处理。

5.3.28 采用后张预应力技术加固墙体的施工质量验收，应符合下列规定：

1 后张预应力加固分项工程根据预应力材料类别，可划分为预应力筋、锚具和传力垫块用钢材、混凝土检验批。原材料的批量划分、质量标准和检验方法应符合国家现行有关产品标准的规定。

2 后张预应力加固分项工程根据施工工艺流程，可划分为制作及安装、张拉、封闭等三个检验批。每个检验批的范围可按施工段划分。

3 施工检验批的质量验收应由监理工程师组织施工单位项目检查员进行，并作出记录。

4 检验批合格质量应符合下列规定：

1) 主控项目和一般项目的质量经抽样检验合格；

2) 具有完整的施工操作依据和质量检查记录。

5 后张预应力加固分项工程的验收应由监理工程师组织施工单位项目技术负责人进行，并作出记录。

6 后张预应力加固分项工程质量验收合格应符合下列规定：

1) 分项工程所含的检验批均符合合格质量的规定；

2) 分项工程验收资料完整并满足验收要求。

7 后张预应力加固分项工程质量验收时应提供下列文件和记录：

1) 后张预应力加固分项工程的设计及变更文件；

2) 后张预应力加固工程专项施工方案及有关变更记录；

3) 预应力筋位置坐标、锚固端构造等详图；

4) 材料质量证明书；

5) 预应力筋、锚具进场复验报告；

6) 张拉设备标定报告；

7) 预应力筋张拉见证记录；

8) 检验批质量验收记录。

6 多层和高层钢筋混凝土房屋

6.1 一般规定

6.1.1 本章适用于既有现浇及装配整体式多层和高层钢筋混凝土框架（包括填充墙框架）、框架-抗震墙、抗震墙结构的抗震加固，其适用的最大高度和层数应符合国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-202X（局部修订征求意见稿）和北京市标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/637的有关规定。

钢筋混凝土房屋的抗震等级，A类房屋按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的方法进行抗震计算分析时，抗震等级宜取四级；B类房屋应符合国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-202X（局部修订征求意见稿）的有关规定；C类房屋应不低于建造时施行的抗震设计标准，后续工作年限为50年时，应符合现行国家标准的有关规定。

修订说明：根据《既有建筑鉴定与加固通用规范》、《建筑抗震鉴定标准》（征求意见稿）进行调整。

6.1.2 既有钢筋混凝土房屋的抗震加固应满足下列要求：

1 抗震加固时应根据房屋的实际情况选择加固方案，分别采用主要提高结构构件抗震承载力、主要增强结构变形能力或改变框架结构体系的方案。

2 加固后的框架应避免形成短柱、短梁或强梁弱柱。

6.1.3 加固设计时，在满足多遇地震承载力要求的前提下，难以对不满足抗震构造措施的构件进行直接加固时，可采取下述措施处理：

1 既有建筑加固后结构罕遇地震下层间位移角小于现行规范标准限值的1/2时，既有建筑结构抗震构造措施可按抗震等级降低一级考虑；

2 结构抗侧力构件的抗震构造不满足比建造时施行的设计标准所规定的抗震等级低一级的要求，但能满足比建造时施行的设计标准所规定的抗震等级低二级的要求时，不宜由不满足的构件提供抗侧作用，可由新增抗侧力构件或满足抗震构造的构件承担全部地震作用。

修订说明：本条给出了C类房屋抗震构造低于建造时施行的设计标准、难以进行直接加固时的一种方法。

6.1.4 既有钢筋混凝土房屋构件加固后的抗震承载力应根据其加固方法按本章的规定计算；本章无规定时，应按现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367的规定计算，此时，各式中对原有混凝土构件的承载力应除以抗震加固的承载力调整系数 γ_{RS} ，对新增部分材料抗震加固的承载力调整系数取1。

6.1.5 既有钢筋混凝土房屋的抗震加固设计，应与实际施工方法紧密结合，保证新增构件和部件与既有结构连接可靠，新增截面与原截面粘结牢固，形成整体工作。同时，需按本章规定考虑新增构件应变滞后和新旧构件协同工作程度的影响。

6.1.6 B类房屋和后续工作年限少于50年的C类房屋，采用混凝土房屋楼层抗震综合承载力法进行抗震验算时，应符合本规程附录B的规定；规则的框架-抗震墙结构，也可采用本规程附录C的方法验算。

修订说明：根据综合抗震能力的原则，在附录B、C中提出了抗震验算的两种方法。

6.2 抗震加固方案

6.2.1 既有钢筋混凝土房屋的结构体系、抗震措施和抗震承载力不满足要求时，可选择下列加固

方法:

1 框架结构宜优先采用消能减震技术或隔震技术加固,也可采取增设抗震墙、支撑等抗侧力构件的措施,增强结构整体抗震性能。新增抗震墙、支撑宜优先设置在楼梯间四周,以减小楼梯构件地震反应。

2 单向框架应加固,或改为双向框架,或采取加强楼、屋盖整体性且同时增设抗震墙、支撑等抗侧力构件的措施。

3 单跨框架不满足鉴定要求时,宜在不大于框架-抗震墙结构的抗震墙最大间距且不大于24m的间距内增设抗震墙、翼墙、支撑等构件或将对应轴线的单跨框架改为多跨框架。

修订说明:结合北京地区新建工程的做法,难以避免单跨时,需采取相应加强措施,具体包括:

1) 丙类,2~3层的房屋,框架柱抗震构造措施提高一级,或将框架柱抗震等级提高一级。

2) 丙类,4层及以上的多层房屋,框架柱按中震不屈服设计。

3) 丙类,高层房屋,框架梁中震弹性设计,框架柱大震弹性设计。

4) 甲、乙类,2~3层的房屋,框架柱按中震弹性设计。

5) 甲、乙类,4层及以上的多层;框架梁按中震弹性设计,框架柱按大震弹性设计。

6) 4层及以上的房屋,均需进行罕遇地震弹塑性变形验算。

大跨度单跨框架、超出上述范围的房屋,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。

4 房屋刚度不足、明显不均匀或有明显的扭转效应时,可增设钢筋混凝土抗震墙或翼墙加固,也可采用增设支撑进行加固。

5 当框架梁柱实际受弯承载力的关系不满足鉴定要求时,可采用外包型钢、增大混凝土截面或粘贴钢板等加固框架柱;也可通过罕遇地震下的结构弹塑性分析结果确定对策。

6 框架梁柱配筋不满足鉴定要求时,可采用外包型钢、增大混凝土截面或粘贴钢板、碳纤维布、钢丝绳网片聚合物砂浆等加固。

7 框架柱轴压比不满足鉴定要求时,可采用增大混凝土截面等加固。

8 钢筋混凝土抗震墙配筋不满足鉴定要求时,可加厚原有墙体或增设端柱、墙体等。

9 当楼梯构件不满足鉴定要求时,可采用粘贴钢板、碳纤维布、钢丝绳网片聚合物砂浆等加固。

6.2.2 局部钢筋混凝土承重构件受压区混凝土强度偏低或有严重缺陷时,可选择采用置换混凝土加固法。框架梁柱混凝土强度偏低时,也可采用增设混凝土围套加固。

6.2.3 钢筋混凝土构件有局部损伤时,可采用细石混凝土修复;出现裂缝时,可灌注水泥基灌浆料等补强。

6.2.4 填充墙体与框架柱连接不满足鉴定要求时,可增设拉筋连接;填充墙体与框架梁连接不满足鉴定要求时,可在墙顶增设钢夹套等与梁拉结;楼梯间的填充墙不满足鉴定要求,可采用钢筋网砂浆面层加固。

6.2.5 女儿墙等易倒塌部位不满足鉴定要求时,可按本规程第5章的有关规定选择加固方法。

6.3 抗震加固设计与施工

(I) 增设抗震墙或翼墙加固

6.3.1 增设钢筋混凝土抗震墙或翼墙加固房屋时,应满足下列要求:

1 混凝土强度等级应满足现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008的要求,且不应低于原框架柱的实际混凝土强度等级。

2 墙厚不应小于140mm,竖向和横向分布钢筋的最小配筋率,均不应小于0.20%,其墙厚和配筋尚应符合其抗震等级的相应要求。

3 增设抗震墙后应按框架-抗震墙结构进行抗震分析,增设的混凝土和钢筋的强度均应乘以

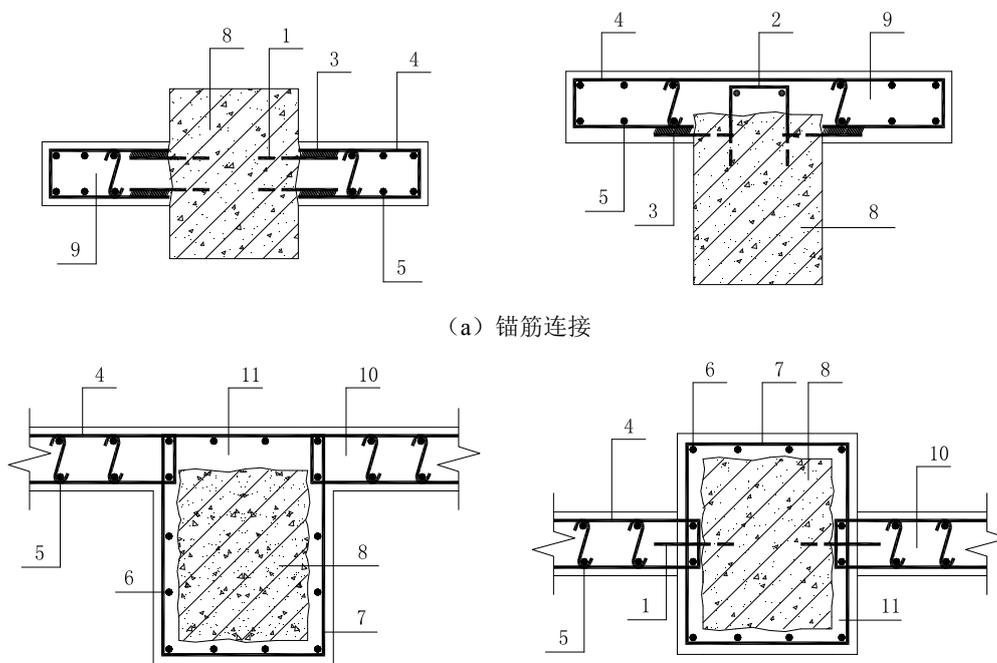
规定的折减系数。加固后抗震墙之间楼、屋盖长宽比的局部影响系数应作相应改变。

修订说明：本条第2款，对所有的新增抗震墙，均要求满足其抗震等级对应的措施，不再仅对B、C类提出要求。

6.3.2 增设钢筋混凝土抗震墙或翼墙加固房屋的设计，尚应满足下列要求：

- 1 抗震墙宜设置在框架的轴线位置；翼墙宜在柱两侧对称布置。
- 2 抗震墙或翼墙的墙体构造应符合下列规定：
 - 1) 墙体的竖向和横向分布钢筋宜双排布置，且两排钢筋之间的拉结筋间距不应大于600mm；墙体周边宜设置边缘构件；
 - 2) 墙与原有框架可采用锚筋或现浇钢筋混凝土围套连接（图6.3.2）；锚筋可采用 $\phi 10$ 或 $\phi 12$ 的钢筋，与梁柱边的距离不应小于30mm，与梁柱轴线的间距不应大于300mm，钢筋的一端应采用胶粘剂锚入梁柱的钻孔内，且埋深不应小于锚筋直径的10倍，另一端宜与墙体的分布钢筋焊接（单面焊 $10d$ ，双面焊 $5d$ ）；现浇钢筋混凝土围套与柱的连接应符合本规程第6.3.7条的有关规定，且厚度不应小于60mm。

3 增设翼墙后，翼墙与柱形成的构件可按整体偏心受压构件计算。新增钢筋、混凝土的强度折减系数不宜大于0.85；当新增的混凝土强度等级比原框架柱高一个等级时，可直接按原强度等级计算而不再计入混凝土强度的折减系数。



(a) 锚筋连接

(b) 钢筋混凝土围套连接

1—锚筋；2—U型锚筋；3—焊缝；4—墙体水平筋；5—墙体竖向筋；6—新增柱纵筋；

7—新增柱箍筋；8—原柱；9—翼墙；10—抗震墙；11—现浇钢筋混凝土围套

图 6.3.2 增设墙与原框架柱连接示意图

6.3.3 抗震墙和翼墙的施工应满足下列要求：

- 1 原有的梁柱表面应凿毛，浇筑混凝土前应清洗并保持湿润，浇筑后应加强养护。
- 2 锚筋应除锈，锚孔应采用钻孔成形，不得用手凿，孔内应采用压缩空气吹净并用水冲洗，注胶应饱满并使锚筋固定牢靠。
- 3 为确保抗震墙顶部与梁板可靠连接，至少在梁板以下500mm高度范围内的抗震墙采用微膨胀混凝土浇筑。

(II) 外粘型钢加固

6.3.4 采用外粘型钢加固框架时，应满足下列要求：

- 1 外粘型钢加固梁时，纵向角钢、扁钢两端应与柱有可靠连接。
- 2 外粘型钢加固柱时，应采取措施使楼板上下角钢、扁钢可靠连接；顶层角钢、扁钢应与屋面板可靠连接；底层角钢、扁钢应与基础锚固。
- 3 加固后梁、柱截面抗震验算时，角钢、扁钢应作为纵向钢筋、钢缀板应作为箍筋进行计算，其材料强度应乘以规定的折减系数。

6.3.5 采用外粘型钢加固框架的设计，尚应满足下列要求：

- 1 外粘型钢加固梁时，应在梁的阳角外贴角钢（图 6.3.5a），角钢应与钢缀板焊接，钢缀板应穿过楼板形成封闭环形。
- 2 外粘型钢加固柱时，应在柱四角外贴角钢（图 6.3.5b），角钢应与外围的钢缀板焊接。
- 3 外粘型钢的构造应满足下列要求：
 - 1) 角钢不宜小于 L50×6；钢缀板截面不宜小于 40mm×4mm，其间距不应大于 20 倍单根角钢截面的最小回转半径，且不应大于 500mm，构件两端应适当加密；
 - 2) 外粘型钢与梁柱混凝土之间应采用胶粘剂粘结，且外粘型钢的角钢端部 600mm 范围内胶缝厚度应控制在 3mm~5mm。

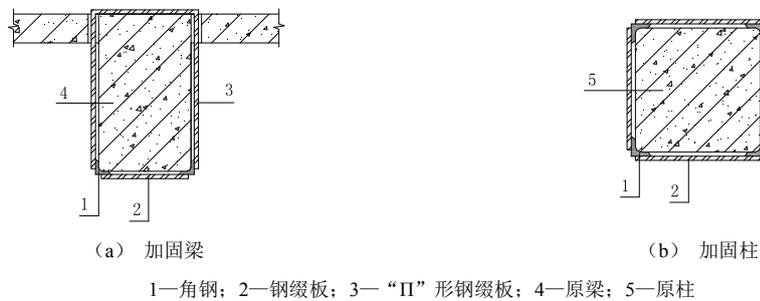


图 6.3.5 外粘型钢加固示意图

4 加固后按楼层综合抗震能力指数验算时，梁柱箍筋构造的体系影响系数可取 1.0。构件按组合截面进行抗震验算，加固梁的钢材强度宜乘以折减系数 0.8；加固柱应符合下列规定：

1) 柱加固后的初始刚度可按下列公式计算：

$$K = K_0 + 0.5E_a I_a \quad (6.3.5-1)$$

式中：K ——加固后的初始刚度；

K_0 ——原柱截面的弯曲刚度；

E_a ——角钢的弹性模量；

I_a ——外粘型钢对柱截面形心的惯性矩。

2) 柱加固后的正截面受弯承载力可按下列公式计算：

$$M_y = M_{y0} + 0.7A_a f_{ay} h \quad (6.3.5-2)$$

式中： M_{y0} ——原柱既有正截面受弯承载力 (N·mm)；

A_a ——柱一侧外包角钢、扁钢的截面面积 (mm²)；

f_{ay} ——角钢、扁钢的抗拉屈服强度 (N/mm²)；

h ——验算方向柱截面高度 (mm)。

3) 柱加固后的斜截面受剪承载力可按下列公式计算：

$$V_y = V_{y0} + 0.7f_{ay} (A_a / s) h \quad (6.3.5-3)$$

式中： V_y ——柱加固后的既有斜截面受剪承载力 (N)；

V_{y0} ——原柱斜截面受剪承载力 (N)；对 A、B 类钢筋混凝土结构，可按现行国家标准

《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定确定；

A_a ——同一柱截面内扁钢缀板的截面面积 (mm^2)；

f_{ay} ——扁钢抗拉屈服强度 (N/mm^2)；

s ——扁钢缀板的间距 (mm)。

6.3.6 外粘型钢的施工应满足下列要求：

- 1 加固前应卸除或大部分卸除作用在梁上的活荷载。
- 2 原有的梁柱表面应清洗干净，缺陷应修补，角部应磨出小圆角。
- 3 楼板凿洞时，应避免损伤原有钢筋。
- 4 构架的角钢应采用夹具在两个方向夹紧，缀板应分段焊接。
- 5 注胶应在构架焊接完成后进行，施工过程中应采取措施保证结构胶不受焊接高温影响。
- 6 钢材表面应涂刷防锈漆，或在构架外围抹 25mm 厚的 1:3 水泥砂浆保护层，也可采用其他具有防腐蚀和防火性能的饰面材料加以保护。

(III) 增大截面加固

6.3.7 采用钢筋混凝土增大截面加固梁柱时，应满足下列要求：

- 1 混凝土强度等级应满足现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 的要求，且不应低于原构件实际的混凝土强度等级。
- 2 柱增大截面的纵向钢筋遇到楼板时，应凿洞穿过并上下连接，其根部应伸入基础并满足锚固要求，其顶部应在屋面板处封顶锚固；梁增大截面的纵向钢筋应与柱可靠连接。
- 3 加固后梁、柱按整体截面进行抗震验算，新增的混凝土和钢筋的材料强度应乘以规定的折减系数。
- 4 原结构构件现场实测混凝土强度推定值不得低于 13.0MPa。

修订说明：根据《既有建筑鉴定与加固通用规范》，调整了对原结构构件实测混凝土强度的最低要求。

6.3.8 采用钢筋混凝土增大截面加固梁柱的设计，应满足下列要求：

- 1 当采用钢筋混凝土增大截面加固混凝土构件时，可根据原构件的受力性质，构造特点和现场条件，选用四面加厚、三面加厚或两面加厚等形式。
- 2 钢筋混凝土增大截面加固的材料和构造应满足下列要求：
 - 1) 宜采用细石混凝土，其强度宜高于原构件一个等级；新增混凝土的最小厚度，加固梁、柱时不应小于 60mm；

修订说明：根据《既有建筑鉴定与加固通用规范》6.5.2-1，取消“用喷射混凝土施工时不应小于 50mm”的规定。

- 2) 钢筋宜采用 HRB400 级热轧钢筋；

修订说明：结合北京地区应用情况，取消“箍筋可采用 HPB300 级热轧钢筋”的规定。

- 3) A 类钢筋混凝土结构，箍筋直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 200mm；B、C 类钢筋混凝土结构，箍筋直径和间距应满足其抗震等级的相关要求；靠近梁柱节点处应加密；柱增大截面后的新增箍筋应封闭，梁增大截面的新增箍筋应有一半穿过楼板后弯折封闭；
- 4) 加固的受力钢筋与原构件的受力钢筋间的净距不应小于 25mm，并应采用短筋或箍筋与原钢筋焊接，箍筋应采用封闭箍筋或 U 型箍筋，并按照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对箍筋的构造要求进行设置；
- 5) 当新增受力钢筋与原构件的受力钢筋采用短筋焊接连接时，短筋的直径不应小于

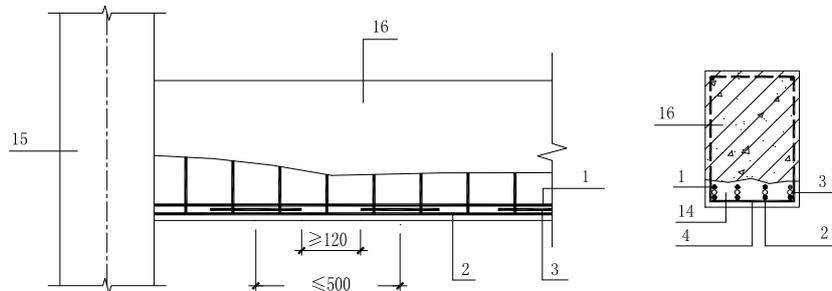
25mm，双面焊接连接的长度不小于 $5d$ (d 为新增纵筋和原有纵筋直径的较小值)，单面焊接连接的长度不小于 $10d$ ，各短筋的中心距不大于 500mm (图 6.3.8a)；

修订说明：根据《既有建筑鉴定与加固通用规范》6.5.2-3，将短筋的最小直径调整为 25mm。

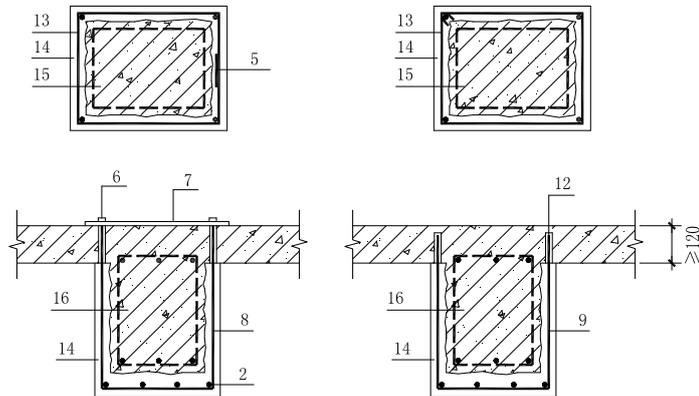
6) 当用混凝土增大截面进行加固时，应设置环形箍筋或胶锚式箍筋 (图 6.3.8b)；

7) 当用单侧或双侧加固时，应设置 U 型箍筋 (图 6.3.8c)。U 型箍筋应焊在原有箍筋上，单面焊缝长度应为 $10d$ ，双面焊缝应为 $5d$ (d 为 U 型箍筋直径)。U 型箍筋可直接植入锚孔内，植筋直径 d 不应小于 10mm，距构件边缘不小于 $3d$ ，且不小于 40mm，锚固深度不小于 $10d$ ，并采用高强度粘结剂将锚钉锚固于原有梁、柱的钻孔内，钻孔直径应大于锚钉直径 4mm。

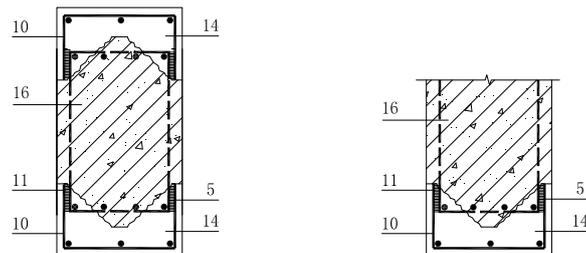
3 加固后的梁柱可作为整体构件进行抗震验算，其现有承载力，A、B 类钢筋混凝土结构可按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 规定的方法确定，C 类钢筋混凝土结构可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的方法确定。其中，新增钢筋、混凝土的强度折减系数不宜大于 0.85；当新增的混凝土强度等级比原框架柱高一个等级时，可直接按原强度等级计算而不再计入混凝土强度的折减系数。对 A 类钢筋混凝土结构，按楼层综合抗震能力指数验算时，梁柱箍筋、轴压比等的体系影响系数可取 1.0。



(a) 连接短筋构造



(b) 环形箍筋、胶锚式箍筋构造



(c) U型箍构造

1—原钢筋；2—新增受力钢筋；3—连接短筋；4— $\phi 6$ 连系钢筋；

- 5—焊缝长度 $\geq 10d$ （单面） $\geq 5d$ （双面）；6—螺栓（螺帽拧紧后加点焊）；
7—钢板；8—加锚式箍筋；9—胶锚式箍筋；10—新增 U 型箍筋；11—焊于原箍筋；
12—孔中用结构胶锚固；13—新增箍筋；14—新增混凝土；15—原柱；16—原梁

图 6.3.8 钢筋混凝土增大截面加固配置钢筋构造示意图

6.3.9 钢筋混凝土增大截面加固房屋时，应满足如下施工要求：

- 1 加固混凝土结构的施工过程，应遵循下列工序和原则：
 - 1) 对原构件混凝土存在的缺陷清理至密实部位，并将表面凿毛或打成沟槽，沟槽深度不宜小于 6mm，间距不宜大于箍筋间距或 200mm，被包的混凝土棱角应打掉，同时应除去浮渣、尘土；
 - 2) 加固前应卸除或大部分卸除作用在梁上的活荷载，原有混凝土梁柱表面应凿毛并清理浮渣，缺陷应修补；浇注混凝土前，原混凝土表面以水泥浆或其它界面剂进行处理；浇筑后应加强养护。
- 2 对原有和新增受力钢筋应进行除锈处理；在受力钢筋上施焊前应采取卸荷或支撑措施，并应逐根分区段分层进行焊接。
- 3 新加混凝土的施工，宜优先采用喷射混凝土浇筑工艺，其喷射方法、技术条件和质量应满足国家现行标准《喷射混凝土施工技术规程》YBJ 226 的要求。当采用常规方法浇筑混凝土时，模板搭设、钢筋安置以及新混凝土的浇注和养护，应满足现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的要求。

（IV）粘贴钢板加固

6.3.10 采用粘贴钢板加固梁柱时，应满足下列要求：

- 1 原构件的混凝土现场实测混凝土强度推定值不得低于 13MPa；混凝土表面的受拉粘结强度不应低于 1.5MPa。
- 2 粘贴钢板应采用粘结强度高且持久的胶粘剂；钢板可采用 Q235 或 Q355 钢，钢板宽度不应大于 100mm；采用手工涂胶和压力注胶粘贴的钢板厚度分别不应大于 5mm 和 10mm。
- 3 钢板的受力方式应设计成仅承受轴向应力作用。粘贴钢板与原构件宜采用专用金属锚栓连接。
- 4 对钢筋混凝土受弯构件进行正截面加固时，均应在钢板的端部及集中荷载作用点的两侧，对梁设置 U 形钢箍板；对板应设置横向钢压条进行锚固。
- 5 被加固梁粘贴的纵向受力钢板，应延伸至支座边缘，并设置 U 形箍。U 形箍的宽度，对端箍不应小于钢板宽度的 2/3；对中间箍不应小于钢板宽度的 1/2，且不应小于 40mm。梁端部 U 形箍的宽度超过 100mm 时，可设置并排的两个 U 形箍做为端箍。U 形箍的厚度不应小于加固钢板的 1/2，且不小于 4mm。加固板时，应将 U 形箍改为钢压条，垂直于受力钢板方向布置；钢压条应从支座边缘向中央至少设置 3 条，其宽度和厚度应分别不小于加固钢板的 3/5 和 1/2。
- 6 粘贴用钢板的焊接连接必须在粘贴前进行，粘贴以后不得对构件进行任何焊接连接。
- 7 粘贴钢板加固钢筋混凝土结构的胶粘剂材料性能、加固构造和承载力验算，可按现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的有关规定执行，其中，对构件承载力的新增部分，其抗震加固的承载力调整系数采用 1.0，且对 A、B 类钢筋混凝土结构，原构件的材料强度设计值和抗震承载力，应按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定采用。
- 8 被加固构件长期使用的环境和防火要求，应符合国家现行有关标准的规定。

6.3.11 粘贴钢板加固法加固房屋时，应满足下列施工要求：

- 1 粘钢加固施工应按如下工艺流程进行：表面处理——卸荷——配胶并涂敷胶——粘贴——固定加压——固化——卸支撑检验——粉刷防护处理。
- 2 混凝土构件表面处理：对原混凝土构件的粘合面，可用硬毛刷沾高效洗涤剂，刷除表面油污污垢后用清水冲洗，再对粘合面进行打磨，去掉 1~2 mm 厚表层，用无油压缩空气除去粉尘或用水冲洗干净，待完全干燥后用脱脂棉沾丙酮擦拭表面即可。

3 钢板粘结面，须进行除锈和粗糙处理。对钢板未生锈或轻微锈蚀，可用喷砂、砂布或平砂轮打磨，直至出现金属光泽。打磨粗糙度越大越好，打磨纹路应与钢板受力方向垂直。其后，用脱脂棉沾丙酮擦试干净。

4 粘贴钢板前，应对被加固构件进行卸荷或大部分卸荷。一般可采用千斤顶顶升方式卸荷，对承受均布荷载的梁，应采用多点（至少两点）均匀顶升；对有次梁作用的主梁，每根次梁下设一台千斤顶，顶升吨位以顶面不出现裂缝为准。

5 粘结剂使用前应现场抽样，进行质量检验，合格后方能使用，按产品使用说明书规定配制。注意搅拌时应避免雨水进入容器，按同一方向进行搅拌，容器内不得有油污、灰尘和水分。

6 粘结剂配制好后，在已处理好的混凝土表面和钢板面上用抹刀同时涂抹粘结剂，厚度 1~3 mm，中间厚边缘薄，然后将钢板贴在预定位置。当立面粘贴时，为防止流淌，可加一层脱蜡玻璃丝布。粘好钢板后，用手锤沿粘贴面轻轻敲击钢板，如无空洞声，表示已粘贴密实，否则应剥下钢板，补胶，重新粘贴。

7 粘贴钢板后立即用夹具夹紧，并用专用金属锚栓固定，适当加压，以使胶液刚从钢板边缘挤出为度。

8 承重用的粘结剂在常温下固化，保持在 20℃ 以上，24 小时即可拆除夹具或支撑，3 天可受力使用。若低于 15℃，应采取人工加温，一般用红外线灯加热。

9 加固完工并经验收合格后，钢板表面应粉刷水泥砂浆保护。如钢板表面积较大，为利于砂浆粘结，可粘一层铁丝网或点粘一层豆石。

6.3.12 粘钢加固工程质量及验收应按如下方式进行：

1 拆除临时固定设备后，应用小锤轻轻敲粘结钢板，从音响判断粘贴效果或用超声波法探测粘结密度。如锚固区粘结面积少于 90%，非锚固区粘结面积少于 70%，则此粘结件无效，应剥下重新粘贴。

2 对于重大工程，为检验其加固效果，尚需抽样进行荷载试验，一般仅加荷至准永久荷载，其结构的变形和裂缝开展应满足设计使用要求。

(V) 粘贴纤维布加固

6.3.13 采用粘贴纤维布加固梁柱时，应满足下列要求：

1 既有结构构件现场实测混凝土强度推定值不得低于 13.0MPa，且混凝土表面的正拉粘结强度不应低于 1.5MPa。

2 碳纤维的受力方式应设计成仅承受拉应力作用。当提高梁的受弯承载力时，碳纤维布应设在梁顶面或底面受拉区；当提高梁的受剪承载力时，碳纤维布应采用 U 形箍加纵向压条或封闭箍的方式；当提高柱受剪承载力时，碳纤维布宜沿环向螺旋粘贴并封闭，当矩形截面采用封闭环箍时，至少缠绕 3 圈且搭接长度应超过 200mm。粘贴纤维布在需要加固的范围以外的锚固长度，受拉时不应小于 600mm。

3 纤维布和胶粘剂的材料性能、加固的构造和承载力验算，可按现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的有关规定执行，其中，对构件承载力的新增部分（碳纤维布），其抗震加固的承载力调整系数采用 1.0，且对 A、B 类钢筋混凝土结构，原构件的材料强度设计值和抗震承载力，应按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定采用。

4 被加固构件长期使用的环境和防火要求，应符合国家现行有关标准的规定。

6.3.14 采用纤维布对梁或柱进行斜截面承载力加固和受弯加固、柱进行正截面加固或提高延性的抗震加固时，其构造应符合《既有建筑鉴定与加固通用规范》GB 55021 的有关规定。

6.3.15 采用粘贴纤维布加固梁柱时，应满足下列施工要求：

1 粘贴纤维布加固梁柱施工应按如下工艺流程进行：放线定位——表面处理——卸荷——配底层树脂并涂敷——配浸渍树脂并粘贴纤维布——卸支撑检验——防护处理。

2 混凝土构件表面处理：对原混凝土构件的粘合面，可用硬毛刷沾高效洗涤剂，刷除表面油污垢物后用清水冲洗，再对粘合面进行打磨，除去 1~2 mm 厚表层，直至完全露出新面，并用无

油压缩空气除去粉尘或用清水冲洗干净并保持干燥。转角粘贴处应进行导角处理并打磨成圆弧状，圆弧半径不应小于 20mm。

3 粘贴纤维布前，应对被加固构件进行卸荷或大部分卸荷。一般可采用千斤顶顶升方式卸荷，对承受均布荷载的梁，应采用多点（至少两点）均匀顶升；对有次梁作用的主梁，每根次梁下设一台千斤顶，顶升吨位以顶面不出现裂缝为准。

4 底层树脂使用前应现场抽样，进行质量检验，合格后方可使用；底层树脂按产品使用说明书提供的工艺规定配制；并采用滚筒刷将底层树脂均匀涂抹于混凝土表面。宜在底层树脂表面指触干燥后，尽快进行下一工序的施工。

5 应按设计要求的尺寸裁剪碳纤维布；并按产品使用说明书提供的工艺规定配制浸渍树脂，并均匀涂抹于粘贴部位；应将碳纤维布用手轻压贴于需粘贴的位置，采用专用的滚筒顺纤维方向多次滚压，挤出气泡，使浸渍树脂充分浸透碳纤维布，滚压时不得损伤碳纤维布；多层粘贴时应重复上述步骤，并宜在纤维表面的浸渍树脂指触干燥后尽快进行下一层粘贴；应在最后一层碳纤维布的表面均匀涂抹浸渍树脂。

6 加固完工并经检验验收合格后，当需要做表面防护时，应按有关标准的规定处理，并保证防护材料与碳纤维布之间有可靠的粘结。

6.3.16 粘贴纤维布加固梁柱时工程质量及验收应按如下方式进行：

1 碳纤维片材与混凝土之间的粘结质量，可用小锤轻轻敲击或手压碳纤维片材表面的方法检查，总有效粘结面积不应低于 95%。当碳纤维布的空鼓面积不大于 10000mm²时，可采用针管注胶的方法进行修补。当空鼓面积大于 10000mm²时，宜将空鼓部位的碳纤维片材切除，重新搭接贴上等量的碳纤维片材，搭接长度不应小于 100mm。

2 对于重大工程，为检验其加固效果，尚需抽样进行荷载试验，一般仅加荷至准永久荷载，其结构的变形和裂缝开展应满足设计使用要求。

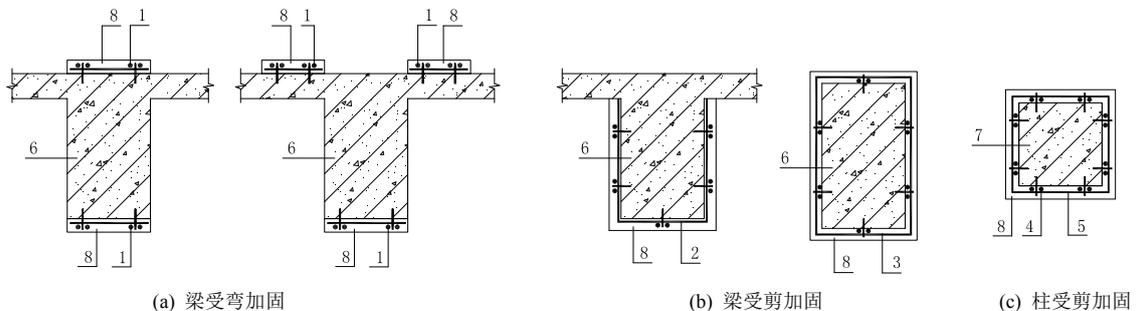
（VI）钢丝绳网片聚合物砂浆面层加固

6.3.17 钢丝绳网片聚合物砂浆加固梁柱的钢丝绳网片、聚合物砂浆的材料性能，应符合本规程第 5.3.9 条的规定。界面剂的性能应符合现行行业标准《混凝土界面处理剂》JC/T 907 关于 I 型的规定。

6.3.18 钢丝绳网片聚合物砂浆加固梁柱的设计，应满足下列要求：

1 原有构件混凝土现场实测混凝土强度推定值不得低于 13.0MPa，且混凝土表面的正拉粘结强度不应低于 1.5MPa。

2 钢丝绳网的受力方式应设计成仅承受拉应力作用，其受力钢丝绳的间距不应小于 20mm，也不应大于 40mm；分布钢丝绳不应考虑其受力作用，间距在 200mm~500mm。当提高梁的受弯承载力时，钢丝绳网应设在梁顶面或底面受拉区（图 6.3.18a）；当提高梁的受剪承载力时，钢丝绳网应采用三面围套或四面围套的方式（图 6.3.18b）；当提高柱受剪承载力时，钢丝绳网应采用四面围套的方式（图 6.3.18c）。



1—水平钢丝绳网；2—U形围套钢丝绳网；3—四面围套钢丝绳网；
4—纵向钢丝绳网；5—环向钢丝绳网；6—梁；7—柱；8—聚合物砂浆

图 6.3.18 钢丝绳网片聚合物砂浆加固梁柱构造示意图

3 钢丝绳网片可采用单层或双层,钢丝绳网片应采用专用金属胀栓固定在构件上,端部胀栓应错开布置,中部胀栓应交错布置,且间距不宜大于 300mm。

4 当设置单层钢丝绳网片时,聚合物砂浆面层的厚度不宜小于 25mm;当设置双层钢丝绳网片时,聚合物砂浆厚度不宜小于 40mm,钢丝绳保护层厚度不应小于 15mm。

5 钢丝绳网片加固底层柱时,钢丝绳网片应伸至柱基础顶部。

6 结构构件处于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中划分的一类环境类别中,可采用热镀锌钢丝绳网片加固,处于其他环境类别中宜采用不锈钢钢丝绳网片加固。

7 钢丝绳网片聚合物砂浆加固梁柱的承载力验算,可按照现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 中的有关规定进行,其中,对构件承载力的新增部分其抗震加固的承载力调整系数采用 1.0,且对 A、B 类钢筋混凝土结构,原构件的材料强度设计值和抗震承载力,应按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定采用。

8 被加固构件长期使用的环境和防火要求,应符合国家现行有关标准的规定。

6.3.19 钢丝绳网片聚合物砂浆的施工应满足下列要求:

1 加固前应卸除或大部分卸除作用在梁上的活荷载。

2 加固的施工应按如下工艺流程进行:放线定位——表面处理——卸荷——钢丝绳网片下料——钢丝绳网片安装——基层清理、润湿——界面剂配制——界面剂喷涂施工——聚合物砂浆搅拌——聚合物砂浆喷涂施工——养护——卸支撑检验——防护处理。

3 加固时应清除原有抹灰等装修面层,处理至裸露原混凝土结构的坚实面,结构缺陷应涂刷界面剂后用聚合物砂浆修补,基层处理的边缘应比设计抹灰尺寸外扩 50mm。

4 界面剂喷涂施工应与聚合物砂浆抹面施工段配合进行,界面剂应随用随搅拌,分布应均匀,不得遗漏被钢丝绳网遮挡的基层。

6.3.20 钢丝绳网片聚合物砂浆加固工程的施工质量及验收应按如下方式进行:

1 检验批的划分应符合下列规定:加固墙时,相同材料、工艺和施工条件的钢丝绳网片、聚合物砂浆每 300m²划分为一个检验批,不足 300m²的也应划分为一个检验批。加固梁柱时,相同材料、工艺和施工条件的钢丝绳网片、聚合物砂浆每 10 个独立构件为一个检验批,不足 10 个独立构件的也应划分为一个检验批。

2 每个检验批应至少抽查 10%,并不应少于 3 个独立加固构件,不足 3 个独立构件时应全数检查。

3 检验批质量应符合下列规定:主控项目的质量经抽样检验合格;一般项目的质量经抽样检验合格。一般项目当采用计数检验时,除有专门要求外,合格点率应达到 90%及以上,且不得有严重缺陷。

4 应具有完整的施工操作依据和质量验收记录。

5 对验收合格的检验批,宜作出合格标志。

(VII) 增设混凝土围套构件加固

6.3.21 原结构混凝土梁柱现场实测混凝土强度推定值低于 13.0MPa 时,可增设混凝土围套构件加固。

条文说明:原混凝土实测强度较低时,常用的加固方法使用受限。由于北京地区仍有相当数量的建成于五、六十年代的公共建筑,原设计采用的混凝土强度低,实测强度达不到 13.0MPa,且因各种原因难以拆除重建。为满足该类建筑的抗震加固需求,本规程提出了增设混凝土围套加固法。该类建筑一般为多层混凝土框架,宜采用增设抗震墙的加固方案,降低原框架的承受的地震作用。

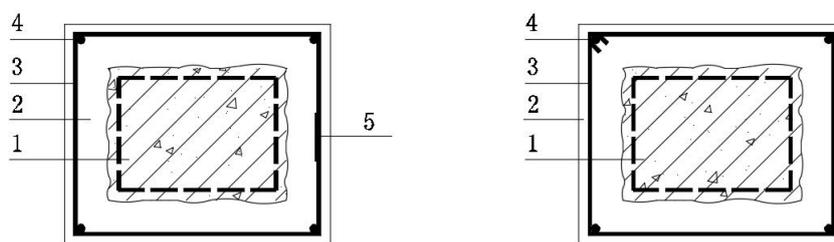
本小节的混凝土围套构件,其构造方式与本规程增大截面法四面加厚做法基本相同;考虑到梁柱加固后,低强度混凝土材料与新混凝土材料可能无法共同工作,本节提出了将混凝土围套作为独立构件进行补充验算的要求,因此将本节的加固方法称为混凝土围套构件加固。

6.3.22 增设混凝土围套构件加固梁柱的设计，应满足下列要求：

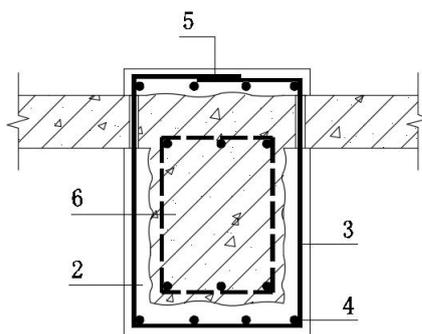
1 围套构件应满足下列构造要求（图 6.3.22）：

- 1) 围套构件截面应封闭，矩形混凝土构件应四边加固；
- 2) 围套构件截面每侧厚度不应小于 60mm，围套构件混凝土强度等级应满足现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 的要求；
- 3) 围套构件纵向钢筋遇到楼板时，应凿洞穿过并上下连接，其根部应伸入基础并满足锚固要求，其顶部应在屋面板处封顶锚固；梁围套构件纵向钢筋应与柱可靠连接；
- 4) 围套构件箍筋直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 200mm；B、C 类钢筋混凝土结构，围套构件箍筋直径和间距应满足其抗震等级的相关要求；靠近梁柱节点处，围套构件箍筋应加密；柱围套构件箍筋应封闭，梁围套构件箍筋应有一半穿过楼板后弯折封闭。

2 加固后梁柱应按新旧材料共同工作和不共同工作分别进行抗震验算，并应计入应变滞后的影响。



(a) 柱增设混凝土围套构件加固



(b) 梁增设混凝土围套构件加固

1—原柱；2—新增混凝土；3—围套构件箍筋；4—围套构件纵向钢筋；
5—焊缝长度 $\geq 10d$ （单面） $\geq 5d$ （双面）；6—原梁

图 6.3.22 梁柱增设混凝土围套构件加固示意图

条文说明：地震下，新旧混凝土交接面可能发生一定程度剥离，原混凝土材料性能也可能发生较明显退化，由于缺乏相关的试验研究数据，可偏于保守地按两种方式进行包络验算。第一种方式是采用平截面假定模拟梁柱构件。第二种方式中，可分别考虑原构件与围套构件，也可考虑外套截面的材料性能，并将原梁柱混凝土作为荷载考虑。

6.3.23 增设围套构件加固梁柱时，应满足如下施工要求：

1 对原构件混凝土存在的缺陷清理至密实部位，并将表面凿毛，原混凝土棱角应打掉，同时应除去浮渣、尘土。

2 加固前应卸除或大部分卸除作用在梁上的活荷载，原有混凝土梁柱表面应凿毛并清理浮渣，缺陷应修补；浇注混凝土前，原混凝土表面以水泥浆或其它界面剂进行处理；浇筑后应加强养护。

3 对原有和新增受力钢筋应进行除锈处理；在受力钢筋上施焊前应采取卸荷或支撑措施，并应逐根分区段分层进行焊接。

4 围套构件混凝土的施工，采用喷射混凝土浇筑工艺时，其喷射方法、技术条件和质量应满

足国家现行标准《喷射混凝土施工技术规程》YBJ 226 的要求。当采用常规方法浇筑混凝土时，模板搭设、钢筋安置以及新混凝土的浇注和养护，应满足现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的要求。

(VIII) 增设支撑加固

6.3.24 采用钢支撑加固框架结构时，应满足下列要求：

1 支撑的布置应有利于减少结构沿平面或竖向的不规则性；支撑的间距不应超过框架-抗震墙结构中墙体最大间距的规定。

2 支撑的形式可选择 X 形、人字形等，支撑的水平夹角宜为 $35^{\circ} \sim 55^{\circ}$ 。

3 支撑杆件的长细比和板件的宽厚比，应依据设防烈度的不同，按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 对钢结构设计的有关规定采用。

4 支撑节点构造应满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中有关钢框架-中心支撑节点的构造要求。

5 支撑可采用钢箍套与原有钢筋混凝土构件可靠连接，并应采取措施将支撑的地震内力可靠地传递到基础。

6 新增钢支撑可采用两端铰接的计算简图，且只承担地震作用。

7 钢支撑应采取防腐、防火措施。

6.3.25 采用消能支撑加固框架结构时，应满足本规程第 13 章的要求。

(IX) 混凝土缺陷修补

6.3.26 混凝土构件局部损伤和裂缝等缺陷的修补，应满足下列要求：

1 修补所采用的细石混凝土，其强度等级宜比原构件的混凝土强度等级高一级，且不应低于 C20；修补前，损伤处松散的混凝土和杂物应剔除，钢筋应除锈，并采取措施使新、旧混凝土可靠结合。

2 压力灌浆的浆液或浆料的可灌性和固化性应满足设计、施工要求；灌浆前应对裂缝进行处理，并埋设灌浆嘴；灌浆时，可根据裂缝的范围和大小选用单孔灌浆或分区群孔灌浆，并应采取使浆液饱满密实。

(X) 填充墙加固

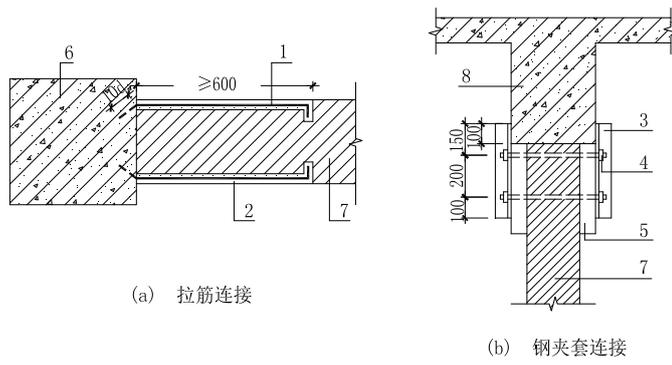
6.3.27 砌体墙与框架连接的加固应满足下列要求：

1 墙与柱的连接可增设拉筋加强（图 6.3.27a）；拉筋直径可采用 6mm，其长度不应小于 600mm，沿柱高的间距不宜大于 600mm，8、9 度时或墙高大于 4m 时，墙半高的拉筋应贯通墙体；拉筋的一端应采用胶粘剂锚入柱的斜孔内，或与锚入柱内的锚栓焊接；拉筋的另一端弯折后锚入墙体的灰缝内，并用 1:3 水泥砂浆将墙面抹平。

2 墙与梁的连接，可按本条第 1 款的方法增设拉筋加强墙与梁的连接；亦可采用墙顶增设钢夹套加强墙与梁的连接（图 6.3.27b）；墙长超过层高 2 倍时，在中部宜增设上下拉接的措施。钢夹套的角钢不应小于 L 63×6，螺栓不宜少于 2 根，其直径不应小于 12mm，沿梁轴线方向的间距不宜大于 1.0m。

3 加固后按楼层综合抗震能力指数验算时，墙体连接的局部影响系数可取 1.0。

4 拉筋的锚孔和螺栓孔应采用钻孔成形，不得用人工凿；钢夹套的钢材表面应涂刷防锈漆。



1—拉筋；2—砂浆；3—角钢；4—螺栓；5—垫木；6—柱；7—墙；8—梁

图 6.3.27 砌体墙与框架的连接示意图

7 内框架和底层框架砌体房屋

7.1 一般规定

7.1.1 本章适用于内框架、底层框架与砌体混合承重的多层房屋，其适用的最大高度与层数应符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 与北京市标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/637 的有关规定。

7.1.2 内框架和底层框架砌体房屋的抗震加固应满足下列要求：

1 底层框架房屋加固后，框架层与相邻上部砌体层的刚度比，应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相应规定。

2 A、B 类建筑采用综合抗震能力指数验算时，楼层屈服强度系数、加固增强系数、加固后的体系影响系数和局部影响系数应根据房屋加固后的状态设计与取值。

7.1.3 当既有的 A、B 类底层框架砌体房屋的层数和总高度超过现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 和北京市标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB 11/637 规定的层数和高度限值，但未超过现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的层数和高度限值时，应提高其抗震承载力并采取增设外加构造柱等措施，达到现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 对其承载力与构造柱的相关要求。当其层数超过现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的层数时，应改变结构体系或减少层数。

7.1.4 底层框架、底层内框架砌体房屋上部各层的加固，应符合本规程第 5 章的相关规定；底层加固时，应计入上部各层加固后对底层的影响。框架梁与框架柱的加固应符合本规程第 6 章的有关规定。

7.2 抗震加固方案

7.2.1 底层框架、底层内框架砌体房屋的底层和多层内框架砌体房屋的结构体系、抗震措施和抗震承载力不满足要求时，可选择下列加固方法：

1 横墙间距满足鉴定要求而抗震承载力不满足要求时，宜对原有墙体采用钢筋网砂浆面层、钢丝绳网片聚合物砂浆面层或板墙加固，也可增设抗震墙加固。

2 横墙间距超过规定值时，宜在横墙间距内增设抗震墙加固；或对原有墙体采用板墙加固且同时增强楼盖的整体性和加固钢筋混凝土框架、砖柱混合框架；也可在砌体房屋外增设抗侧力结构减小横墙间距。

3 钢筋混凝土柱配筋不满足要求时，可增大截面或增设粘贴纤维布、钢丝绳网片聚合物砂浆面层等方法加固；也可增设抗震墙或钢支撑减少柱承担的地震作用。

4 底层框架砌体房屋的框架柱轴压比不满足要求时，可增大截面加固。

5 外墙的砖柱（墙垛）承载力不满足要求时，可采用钢筋混凝土外壁柱或内、外壁柱加固；也可增设抗震墙以减少砖柱（墙垛）承担的地震作用。

6 内框架房屋进行抗震加固时，应采用改变结构体系的加固方案，加固后的房屋应根据其新结构体系类别满足本规程的相应要求。

7 底层框架砌体房屋底层为单跨框架时，应增设框架柱形成双跨或增设抗震墙；当底层刚度较弱或有明显扭转效应时，可在底层增设钢筋混凝土抗震墙或翼墙加固；当过渡层刚度、承载力不满足鉴定要求时，可对过渡层的原有墙体采用增设钢筋网砂浆面层、钢丝绳网片聚合物砂浆面层等方法加固或将底层部分钢筋混凝土墙替换为砌体墙。

8 底层框架砌体房屋底层与相邻上层刚度比不满足要求时，宜在底层增设钢筋混凝土抗震墙

或钢支撑加固，也可采用消能减震方法进行加固。

7.2.2 内框架和底层框架砌体房屋整体性不满足要求时，应选择下列加固方法：

1 底层框架、底层内框架砌体房屋的底层楼盖为装配式混凝土楼板时，可增设钢筋混凝土现浇层加固。

2 圈梁布置不满足鉴定要求时，应增设圈梁；外墙圈梁宜采用现浇钢筋混凝土或钢圈梁，内墙圈梁可用钢拉杆或在进深梁端加锚杆代替；当墙体采用双面钢筋网砂浆面层或板墙进行加固且在上下两端增设配筋加强带时，可不另设圈梁。

3 当构造柱设置不满足鉴定要求时，应增设外加柱；当墙体采用双面钢筋网砂浆面层或板墙进行加固且在对应位置增设相互可靠拉结的配筋加强带时，可不另设外加柱。

4 外墙四角或内、外墙交接处的连接不满足鉴定要求时，可增设钢筋混凝土外加柱或外包钢筋混凝土面层加固。

5 楼、屋盖构件的支承长度不满足要求时，可增设托梁或采取增强楼、屋盖整体性的措施。

7.2.3 女儿墙等易倒塌部位不满足鉴定要求时，可按本规程第 5 章的有关规定选择加固方法。

7.2.4 现有的 A 类底层内框架、单排柱内框架房屋需要继续使用时，应在原壁柱处增设钢筋混凝土柱形成梁柱固接的结构体系或改变结构体系。

7.3 抗震加固设计及施工

7.3.1 增设钢筋混凝土壁柱加固多排柱内框架房屋的砖柱（墙垛）时，应满足下列要求：

1 壁柱应从底层设起，沿砖柱（墙垛）全高贯通；在楼、屋盖处应与圈梁或楼、屋盖拉结；壁柱应设基础，埋深与外墙基础不同时，不得浅于冻结深度。

2 壁柱的截面面积不应小于 36000mm²，内壁柱的截面宽度应大于相连内框架梁的宽度。

3 壁柱的纵向钢筋不应少于 4φ12；箍筋间距不应大于 200mm，在楼、屋盖标高上下各 500mm 范围内，箍筋间距不应大于 100mm；内外壁柱间沿柱高度每隔 600mm，应拉通一道箍筋。

7.3.2 增设钢筋混凝土壁柱加固多排柱内框架房屋的砖柱（墙垛）的设计，尚应符合下列规定：

1 壁柱的混凝土强度等级不应低于 C25；纵向钢筋宜采用 HRB400、HRB500 级热轧钢筋，箍筋可采用 HPB300、HRB400 级热轧钢筋。

2 壁柱的构造尚应满足下列要求：

1) 壁柱的截面宽度不宜大于 700mm，截面高度不宜小于 70mm；内壁柱的截面，每侧比相连的梁宽出的尺寸应大于 70mm；

2) 内壁柱应有不少于 50% 纵向钢筋穿过楼板，其余的纵向钢筋可采用插筋相连，插筋上下端的锚固长度不应小于插筋直径的 40 倍；

3) 外壁柱与砖柱（墙垛）的连接，可按本规程第 5.3.20 条的有关规定采用。

3 采用壁柱加固后形成的组合砖柱（墙垛），其抗震验算应满足下列要求：

1) 横墙间距满足鉴定要求时，加固后组合砖柱承担的地震剪力可取楼层地震剪力按各抗侧力构件的有效侧移刚度分配的值；有效侧移刚度的取值，对原有框架柱和加固后的组合砖柱不折减，钢筋混凝土抗震墙可取实际值的 30%，对砖抗震墙可取实际值的 20%；

2) 横墙间距超过规定值时，加固后的组合砖柱承担的地震剪力可按下列公式计算：

$$V_{cij} = \frac{\eta K_{cij}}{\sum K_{cij}} (V_i - V_{wi}) \quad (7.3.2-1)$$

$$\eta = 1.6L / (L + B) \quad (7.3.2-2)$$

式中： V_{cij} ——第 i 层第 j 柱承担的地震剪力设计值（kN）；

K_{cij} ——第 i 层第 j 柱的侧移刚度（kN/m）；

V_i ——第 i 层的层间地震剪力设计值，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定确定（kN）；

V_{wi} ——第 i 层所有抗震墙既有受剪承载力之和；对内框架，可按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定确定（kN）；

η ——楼、屋盖平面内变形影响的地震剪力增大系数；当 $\eta \leq 1.0$ 时，取 $\eta = 1.0$ ；

L ——抗震横墙间距（m）；

B ——房屋宽度（m）。

- 3) 加固后的组合砖柱（墙垛）可采用梁柱铰接的计算简图，并可按钢筋混凝土壁柱与砖柱（墙垛）共同工作的组合构件验算其抗震承载力。验算时，钢筋和混凝土的强度宜乘以折减系数 0.85，加固后有关的体系影响系数和局部尺寸的影响系数可取 1.0。

7.3.3 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。

7.3.4 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 现浇层宜采用呈梅花形布置的 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预制板缝内，锚固深度不小于 80mm~100mm。

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。

7.3.5 底层框架、底层内框架砌体房屋的底层和内框架砌体房屋加固后进行抗震验算时，各层的地震剪力，宜全部由该方向的抗震墙承担；加固后墙段抗震承载力的增强系数和有关的体系影响系数、局部影响系数，应根据不同的加固方法分别取值。

7.3.6 采用本规程其他加固方法加固砌体和钢筋混凝土部分时，其材料、构造和施工应分别满足本规程第 5、6 章的相关要求。

8 单层工业厂房

8.1 一般规定

8.1.1 本章适用于装配式单层钢筋混凝土柱厂房和混合排架厂房，单层钢柱、钢屋架或实腹梁承重的单层钢结构厂房。

注：混合排架厂房指边柱列为砖柱、中柱列为钢筋混凝土柱的厂房。

8.1.2 厂房的加固，应着重提高其整体性和连接的可靠性，应避免形成新的抗震薄弱环节。

8.1.3 当厂房出现关键环节不满足要求时应进行加固；一般部位不满足要求时，可根据不满足的程度和影响的范围，提出相应对策。

8.1.4 增设支撑等构件时，宜避免有关节点应力的加大；对一端有山墙和体型复杂的厂房，宜采取减少厂房扭转效应的措施。

8.1.5 混合排架厂房的砖柱的抗震加固，应符合本规程第 9 章的有关规定。

8.2 抗震加固方案

8.2.1 厂房的屋盖支撑布置或柱间支撑布置不满足鉴定要求时，宜增设支撑。

8.2.2 厂房构件抗震承载力不满足要求时，可采用下列加固方法：

- 1 天窗架立柱的抗震承载力不满足要求时，可加固立柱或增设支撑并加强连接节点。
- 2 排架柱和屋架的混凝土构件的配筋或截面尺寸不满足抗震鉴定要求时，可选择采用增设钢构套、增大截面、粘贴钢板、粘贴纤维复合材等加固方法加固。
- 3 排架柱纵向钢筋不满足要求时，还可采取加强柱间支撑系统且加固相应柱的措施。

8.2.3 厂房构件连接不满足鉴定要求，可采用下列加固方法：

- 1 下柱柱间支撑的下节点构造不满足鉴定要求时，可按本规程 6.3.2 规定在下柱根部增设局部的现浇钢筋混凝土围套加固，但不应使柱形成新的薄弱部位。
- 2 构件的支承长度不满足要求或连接不牢固时，可增设支托或采取加强连接的措施。
- 3 墙体与屋架、钢筋混凝土柱连接不满足鉴定要求时，可增设拉筋或圈梁加固。

8.2.4 女儿墙超过规定的高度时，宜拆矮或采用角钢、钢筋混凝土竖杆加固。

8.2.5 柱间的隔墙、工作平台不满足鉴定要求时，可采取剔缝脱开、改为柔性连接、拆除或根据计算加固排架柱和节点的措施。

8.3 单层钢筋混凝土柱厂房加固设计与施工

(I) 屋盖加固

8.3.1 A 类厂房钢筋混凝土Ⅱ型天窗架 T 形截面立柱的加固，应满足下列要求：

- 1 当为 8 度且为 I、II 类场地时，尚应加固竖向支撑的立柱。
- 2 当为 8 度 III、IV 类场地或 9 度时，尚应加固所有立柱。

8.3.2 增设屋盖支撑时，宜满足下列要求：

- 1 原有上弦横向支撑设在厂房单元两端的第二开间时，可在抗风柱柱顶与原有横向支撑节点间增设水平压杆。
- 2 增设的竖向支撑与原有的支撑宜采用同一形式，当原来无支撑时，宜采用“W”形支撑，且各杆应按压杆设计；支撑节点的高度差超过 3m 时，宜采用“X”形支撑。

3 屋架和天窗支撑杆件的长细比，压杆不宜大于 200，拉杆不宜大于 300。

8.3.3 对 8 度时跨度不小于 18m 的多跨厂房中柱和 9 度时多跨厂房各柱，应在柱顶增设钢筋混凝土通长水平压杆来增加结构的整体性，钢筋混凝土系杆端头与屋架间的空隙应采用混凝土填充。

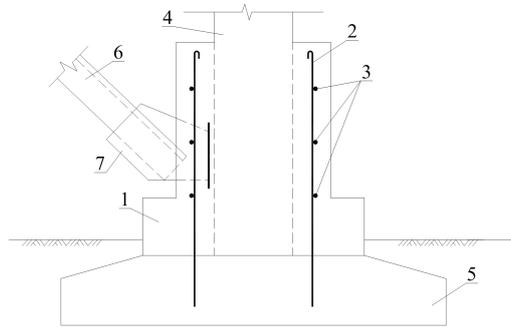
(II) 柱间支撑加固

8.3.4 增设钢筋混凝土套加固下柱支撑的下节点时（图 8.3.4），应满足下列要求：

1 混凝土宜采用细石混凝土，其强度等级宜比原柱的混凝土强度提高一个等级；厚度不宜小于 60mm 且不宜大于 100mm，并应与基础可靠连接；纵向钢筋直径不应小于 12mm，箍筋应封闭，其直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 100mm。

2 加固后，柱根沿厂房纵向的抗震受剪承载力可按整体构件进行截面抗震验算，但新增的混凝土和钢筋强度应乘以 0.85 的折减系数。

3 施工时，原柱加固部位的混凝土表面应凿毛、清除酥松杂质，灌注混凝土前应用水清洗并保持湿润。



1—后浇混凝土；2—纵向钢筋；3—箍筋；4—混凝土下柱；5—下柱基础；6—钢支撑 7—连接板

图 8.3.4 柱根部加固示意图

8.3.5 增设的柱间支撑应采用型钢，杆件的长细比不宜超过表 8.3.5 的规定。交叉支撑在交叉点应设置节点板，斜杆与该节点板应焊接，支撑与柱连接的端节点板宜焊接，其厚度不应小于 10mm。柱间支撑开间的基础之间宜增加水平压梁。

表 8.3.5 柱间支撑交叉斜杆的最大长细比

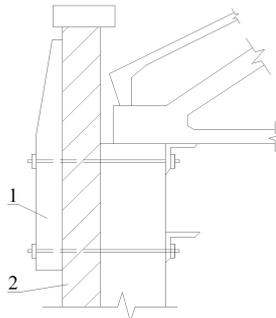
位置	烈度		
	7	8	9
上柱支撑	250	200	150
下柱支撑	200	150	150

(III) 封檐墙、女儿墙加固

8.3.6 封檐墙、女儿墙的加固，应满足下列要求：

1 竖向角钢或钢筋混凝土竖杆应设置在厂房排架柱位置处的墙外（图 8.3.6）。

2 钢材可采用 Q235，混凝土强度等级不应低于 C25。



1—钢筋混凝土竖杆或角钢；2—女儿墙

图 8.3.6 女儿墙加固示意图

3 无拉结高度不超过 1.5m 时，竖向角钢可按表 8.3.6-1 采用，钢筋混凝土竖杆可按表 8.3.6-2 采用。

4 竖向角钢或钢筋混凝土竖杆应与柱顶或屋架节点可靠连接，出入口上部的女儿墙尚应在角钢或竖杆的上端设置联系角钢。

表 8.3.6-1 竖向角钢截面尺寸 (mm)

无拉结高度 h (mm)	烈度和场地类别		
	8 度 I、II 类场地	8 度 III、IV 类场地和 9 度 I、II 类场地	9 度 III、IV 类场地
$h \leq 1000$	2L 75×6	2L 90×7	2L 100×12
$1000 < h \leq 1500$	2L 90×10	2L 100×12	2L 125×14

表 8.3.6-2 钢筋混凝土竖杆截面尺寸和配筋 (mm)

无拉结高度 h (mm)		烈度和场地类别		
		8 度 I、II 类场地	8 度 III、IV 类场地和 9 度 I、II 类场地	9 度 III、IV 类场地
$h \leq 1000$	截面 (宽×高)	120×120	120×150	120×200
	配筋	4 ϕ 12	4 ϕ 16	4 ϕ 18
$1000 < h \leq 1500$	截面 (宽×高)	120×150	120×200	120×250
	配筋	4 ϕ 16	4 ϕ 18	4 ϕ 18

8.4 单层钢结构厂房的加固设计与施工

8.4.1 厂房构件、连接抗震承载力不能满足要求时，可采用下列加固方法：

- 1 加大构件截面的加固方法。
- 2 焊缝连接的加固，可采用增加焊缝长度、有效厚度或两者同时增加的方法。
- 3 螺栓和铆钉连接的加固，可采用更换或新增、变单剪为双剪的方法，且应首先考虑采用适宜直径的高强螺栓连接。
- 4 钢柱可采用补强柱的截面、增设支撑、四周外包钢筋混凝土等方法进行加固。
- 5 柱脚底板厚度不足时可采用增设柱脚加劲肋、柱脚型钢间浇筑混凝土等方法进行加固。
- 6 柱脚锚固不足时可采用增设附加锚栓、采用钢筋混凝土包裹柱脚等方法进行加固。
- 7 裂纹的修复应优先采用焊接方法，也可采用嵌板、附加盖板的方法。

8.4.2 厂房其他构件的加固方法尚应满足本规程相关要求。

8.4.3 钢结构厂房加固设计应与实际施工方法紧密结合，并应采取有效措施，保证新增截面、构件和部件与既有结构连接可靠，形成整体共同工作。应避免对未加固的部分或构件造成不利的影响。

8.4.4 加固钢结构厂房可按下列原则进行承载能力及正常使用极限状态验算：

1 结构构件的计算截面应考虑结构在加固时的实际受力状况，即既有结构的应力超前和加固部分的应变滞后特点，以及加固部分与既有结构共同工作的程度。

2 完全卸载状态下采用增加截面的方法加固钢构件时，构件的强度和稳定性，按加固后的截面，用与新结构相同的方法进行计算；负荷状态下采用增加截面的方法加固钢构件时，应根据实际荷载状态和内力分布形式进行加固后校核。

3 厂房加固后如改变传力路线或使结构重量增大，应对相关结构构件及厂房地基基础进行必要的验算。

- 8.4.5** 钢结构厂房加固时的施工方法有：负荷加固、卸荷加固和从既有结构上拆下加固或更新部件进行加固。应根据结构实际受力状态，在确保质量和安全的前提下确定加固施工方法。
- 8.4.6** 钢结构厂房在加固施工过程中，若发现既有结构或相关工程隐蔽部位有未预计的损伤或严重缺陷时，应立即停止施工，并会同加固设计者采取有效措施进行处理后再继续施工。
- 8.4.7** 对于加固时可能出现倾斜、失稳或倒塌等不安全因素的钢结构厂房，在加固施工前，应采取相应的临时安全措施，以防止事故的发生。
- 8.4.8** 钢结构厂房的加固设计、构造与施工验收尚应满足相关规范的要求。

9 单层砖柱厂房与空旷房屋

9.1 一般规定

9.1.1 本章适用于砖柱（墙垛）承重的单层厂房与砖墙承重的单层空旷房屋。

注：单层厂房包括仓库、泵房等，单层空旷房屋指剧场、礼堂、食堂等，主要包括前厅，大厅，附属房屋和舞台等部分。

9.1.2 单层砖柱厂房与单层空旷房屋，当关键薄弱部位不符合规定时，应进行要求加固或处理；一般部位不符合规定时，可根据不符合的程度和影响的范围，提出相应对策。

9.1.3 单层砖柱厂房与单层空旷房屋的抗震加固方案，应有利于砖柱（墙垛）抗震承载力的提高、屋盖整体性的加强和结构布置上不利因素的消除。

9.1.4 当既有的 A、B 类单层空旷房屋的大厅超出砌体墙承重的适用范围时，宜改变结构体系或提高构件承载力且加强墙体的约束达到现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关要求。

9.1.5 混合排架房屋的钢筋混凝土部分，应按本规程第 8 章的有关要求加固；附属房屋应根据其结构类型按本规程相应章节的要求加固，但其与车间或大厅相连的部位，尚应满足本章的要求并计入相互间的不利影响。

9.2 抗震加固方案

9.2.1 砖柱（墙垛）抗震承载力不能满足要求时，可采用下列加固方法：

1 抗震承载力低于要求在 30% 以内的轻屋盖房屋，可采用外粘型钢加固。

2 乙类设防，或 8、9 度的重屋盖房屋或延性、耐久性要求高的房屋，可采用钢筋混凝土壁柱或钢筋混凝土围套加固。

3 除本条 1 与 2 款外的情况，可采用钢筋网砂浆面层加固。

4 独立砖柱房屋的纵向，尚可增设到顶的柱间抗震墙或钢筋混凝土门窗框加固。

9.2.2 房屋的整体性连接不符合鉴定要求时，可选择下列加固方法：

1 屋盖支撑布置不满足鉴定要求时，应增设支撑。

2 构件的支承长度不能满足要求或连接不牢固时，可增设支托或采取加强连接的措施。

3 墙体交接处连接不牢固或圈梁布置不满足鉴定要求时，可增设圈梁加固。

4 大厅与前后厅、附属房屋的连接不满足鉴定要求时，可增设圈梁加固。

5 舞台口大梁的支撑部位不满足鉴定要求时，可增设钢筋网砂浆面层组合柱、钢筋混凝土壁柱等加固。

9.2.3 局部的结构构件或非结构构件不满足鉴定要求时，可选择下列加固方法：

1 高大的山墙山尖不满足鉴定要求时，可采用轻质隔墙替换。

2 砌体隔墙不满足鉴定要求时，可将砌体隔墙与承重构件间改为柔性连接。

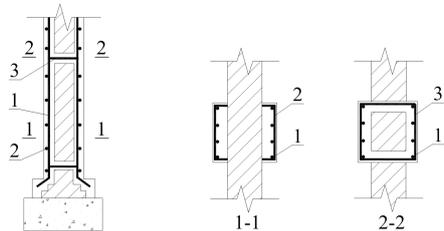
3 女儿墙、封檐墙不满足鉴定要求时，可按第 8 章的相关规定处理。

9.3 单层砖柱厂房加固设计与施工

(I) 面层组合柱加固

9.3.1 增设钢筋网砂浆面层与原有砖柱（墙垛）形成面层组合柱时，面层应在柱两侧对称布置；纵向钢筋的保护层厚度不应小于 20mm，钢筋与砌体表面的空隙不应小于 5mm，钢筋的上端应与柱顶的垫块或圈梁连接，下端应锚固在基础内；柱两侧面层沿柱高应每隔 600mm 采用 $\phi 6$ 的封闭钢箍拉结。

9.3.2 增设面层组合柱的材料和构造，尚应满足下列要求（图 9.3.2）：



1—纵向钢筋；2—水平箍筋；3—封闭箍筋

图 9.3.2 面层组合柱加固墙垛示意图

- 1 水泥砂浆的强度等级不应低于 M10。
- 2 面层的厚度不应小于 40mm。
- 3 纵向钢筋直径不宜小于 8mm，间距不应小于 60mm；水平钢筋的直径不应小于 6mm，间距不应大于 300mm，在距柱顶和柱脚的 500mm 范围内，间距应加密。
- 4 面层应深入地坪下 500mm。

9.3.3 面层组合柱的抗震验算应满足下列要求：

- 1 加固后，柱顶在单位水平力作用下的位移可按下列公式计算：

$$u = \frac{H_0^3}{3(E_m I_m + E_c I_c + E_s I_s)} \quad (9.3.3)$$

式中： u ——面层组合柱柱顶在单位水平力作用下的位移；

H_0 ——面层组合柱的计算高度，可按现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 的规定采用，按弹性或刚弹性方案取值；

I_m 、 I_c 、 I_s ——分别为砖砌体（不包括翼缘墙体）、混凝土或砂浆面层、纵向钢筋的横截面面积对组合砖柱折算截面形心轴的惯性矩；

E_m 、 E_c 、 E_s ——分别为砖砌体、混凝土或砂浆面层、纵向钢筋的弹性模量；砖砌体的弹性模量应按现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 的规定采用；混凝土和钢筋的弹性模量应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定采用。砂浆的弹性模量，对 M10 取 9300N/mm²，对 M15 取 12000N/mm²。

- 2 加固后形成的面层组合柱，当不计入翼缘的影响时，计算的排架基本周期，宜乘以表 9.3.3 的折减系数；

表 9.3.3 基本周期的折减系数

屋架类别	翼缘宽度小于腹板宽度 5 倍	翼缘宽度不小于腹板宽度 5 倍
钢筋混凝土和组合屋架	0.9	0.8
木、钢木和轻钢屋架	1.0	0.9

- 3 面层组合柱的抗震承载力验算，可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定进行。其中，增设的砂浆或混凝土和钢筋的强度应乘以折减系数 0.85。

9.3.4 面层组合柱的施工，宜满足本规程第 5.3.3 条的有关要求。

(II) 组合壁柱加固

9.3.5 增设钢筋混凝土壁柱或套与原有砖柱（墙垛）形成组合壁柱时，应满足下列要求：

1 壁柱应在砖墙两面相对位置同时设置，并采用钢筋混凝土腹杆拉结。在砖柱（墙垛）周围设置钢筋混凝土围套遇到砖墙时，应设钢筋混凝土腹杆拉结。壁柱或套应设基础，基础的横截面面积不得小于壁柱截面面积，并应与原基础可靠连接。

2 壁柱或套的纵向钢筋，保护层厚度不应小于 25mm，钢筋与砌体表面的净距不应小于 5mm；钢筋的上端应与柱顶的垫块或圈梁连接，下端应锚固在基础内。

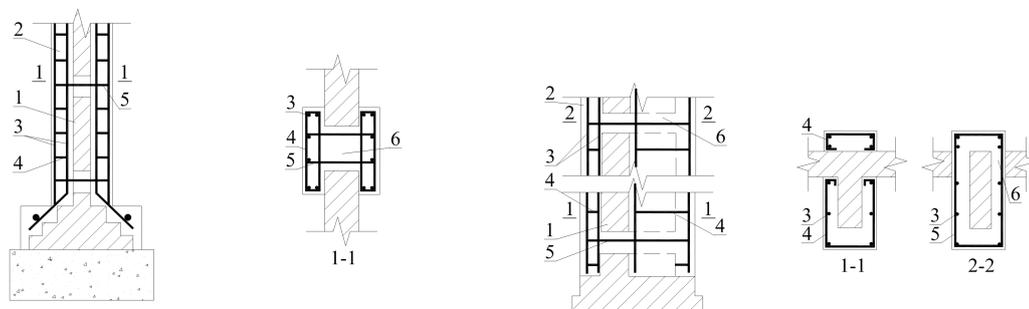
3 壁柱或套加固后按组合砖柱进行抗震承载力验算，但增设的混凝土和钢筋的强度应乘以规定的折减系数。

9.3.6 增设钢筋混凝土壁柱或钢筋混凝土套加固砖柱（墙垛）的设计，尚应满足下列要求：

1 壁柱和围套的混凝土宜采用细石混凝土，强度等级不低于 C20；钢筋宜采用 HRB400 级或 HPB300 级热轧钢筋。

2 采用钢筋混凝土壁柱加固砖墙（图 9.3.6a）和钢筋混凝土围套加固砖柱（墙垛）（图 9.3.6b）时，其构造尚应符合下列规定：

- 1) 壁柱和套的厚度宜为 60mm~120mm；
- 2) 纵向钢筋宜对称配置，配筋率不应小于 0.2%；
- 3) 箍筋的直径不应小于 6mm 且不小于纵向钢筋直径的 0.2 倍，间距不应大于 400mm 且不应大于纵向钢筋直径的 20 倍，在距柱顶和柱脚的 500mm 范围内，其间距应加密；当柱一侧的纵向钢筋多于 4 根时，应设置复合箍筋或拉结筋；
- 4) 钢筋混凝土拉结腹杆沿柱高度的间距不宜大于壁柱最小厚度的 12 倍，配筋量不宜少于两侧壁柱纵向钢筋总面积的 25%；
- 5) 壁柱或套的基础埋深宜与原基础相同，当有较厚的刚性地坪时，埋深可浅于原基础，但不宜浅于室外地面下 500mm。



1—砖墙；2—混凝土壁柱；3—纵向钢筋；4—箍筋；5—拉结筋；6—拉结腹杆
 1—砖墙；2—混凝土壁柱；3—纵向钢筋；4—水平钢筋；5—拉结筋；6—拉结腹杆
 (a) 钢筋混凝土壁柱加固砖柱（墙垛） (b) 钢筋混凝土围套加固砖柱（墙垛）

图 9.3.6 砖柱（墙垛）加固示意图

3 采用壁柱或套加固后的抗震承载力验算，应符合本规程第 9.3.3 条的有关规定，钢筋和混凝土的强度应乘以折减系数 0.85。

9.3.7 外加圈梁加固单层砖柱厂房时，其设计及施工应符合本规程第 5 章的有关规定。

9.3.8 女儿墙、封檐墙的加固设计及施工，应符合本规程第 8.3.6 条的有关规定。

(III) 外粘型钢加固

9.3.9 增设外粘型钢加固砖柱（墙垛）的设计，应满足下列要求：

1 外粘型钢的纵向角钢不应小于 L63×6。角钢应紧贴砖砌体，下端应伸入刚性地坪不小于 200mm，上端应与柱顶垫块、圈梁通过植入螺杆或拉杆连接，利用上端横向缀板环绕砖柱加强约

束作用。

2 外粘型钢的横向缀板截面不应小于 50×5 ，系杆直径不应小于 18mm ，缀板与系杆的间距不应大于纵向单肢角钢最小截面回转半径的 40 倍，在柱上下端和变截面处间距应适当加密。

3 当抗震承载力低于要求在 30% 以内的轻屋盖房屋，外粘型钢后，砖柱（墙垛）可不进行抗震承载力验算。

9.3.10 外粘型钢加固砖柱（墙垛）时，砖柱（墙垛）的四角应打磨成圆角且用不低于 M10 的砂浆抹平，其施工尚应符合本规程第 6.3.6 条的有关规定。

9.4 空旷房屋的加固设计与施工

9.4.1 当舞台的后墙平面外稳定性不满足鉴定要求时，可增设壁柱、工作平台或天桥等构件增强其稳定性，新增设的构件应与既有结构可靠拉结。

9.4.2 当悬挑式挑台的锚固不满足鉴定要求时，宜增设壁柱减少悬挑长度，或增设拉杆等加固。

9.4.3 当高大的山墙山尖不满足鉴定要求时，应沿山尖在山墙表面或屋面增设钢筋混凝土卧梁，截面高度不小于 200mm ，并应与屋盖构件锚拉；山墙上增设构造柱或组合砖柱，其截面和配筋分别不宜小于排架柱或纵墙砖柱，并应通到山墙的顶端与卧梁连接，也可采用轻质隔墙替换。

9.4.4 当砌体隔墙不满足鉴定要求时，可将砌体隔墙与承重构件间改为柔性连接。

9.4.5 当舞台口大梁上部的墙体、女儿墙、封檐墙不满足鉴定要求时，可按本规程第 8.2.4、8.3.6 条的规定处理。

9.4.6 当舞台口处横墙或舞台口大梁和梁上承重墙体不满足抗震要求时，可对舞台口两侧墙体采用钢筋混凝土墙体加固，对舞台口大梁加固的同时应同时加固大梁上的承重墙体。

9.4.7 大厅的无筋砖柱可改为配筋组合柱或外包格构钢组合柱或钢筋混凝土柱。组合柱的纵向钢筋，应按计算确定，且不应少于 $6\phi 14$ 。

9.4.8 单层空旷房屋的抗震加固设计与施工验收尚应符合本规程其他章节的规定。

10 预制装配式大板房屋

10.1 一般规定

10.1.1 本章主要适用于不超过 12 层的装配式钢筋混凝土大板结构、不超过 7 层的普通混凝土少筋大板结构和内板外砖结构。

10.1.2 本章涉及的原构件既有承载力的计算应符合现行标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/637 的规定。

10.1.3 既有预制装配式大板房屋构件加固后的抗震承载力，应根据其加固方法按本章的规定计算；本章无规定时，应按现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的规定计算，各式中承载力应除以抗震加固的承载力调整系数 γ_{Rs} ，本章所涉及的抗震加固的承载力调整系数统一取值 $\gamma_{Rs} = 1.0$ 。

10.2 抗震加固方案

10.2.1 结构的抗震措施和抗震承载力不满足要求时，可选择下列加固方法：

1 抗震加固时可根据房屋的实际情况，分别采用提高结构变形能力、墙板抗震承载力及墙板接缝承载力的方案。

2 当墙板承载力、墙板构造、墙板混凝土最低强度等不满足要求或施工质量存在严重缺陷时，钢筋混凝土大板结构墙板可采用钢筋混凝土板墙、钢丝绳网片聚合物水泥砂浆面层等方法加固，少筋大板结构墙板可采用钢筋混凝土板墙等方法加固。

3 当墙板水平接缝、竖向接缝的承载力不满足鉴定要求时，可采用钢筋混凝土板墙方法加固。

4 内外墙板的锚拉钢筋承载力不满足鉴定要求时，可在内外墙板锚固角钢、高强螺栓或植筋加固补强。

10.2.2 内板外砖结构的内墙板加固应满足本章的要求，外砖墙加固应满足本规程第 5 章的要求。

10.2.3 墙板表面有局部损伤时，可采用细石混凝土修复；出现裂缝时，可采用《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 规定的裂缝修补技术修复。

10.3 抗震加固设计与施工

(I) 板墙加固

10.3.1 采用板墙加固设计时应满足下列要求：

1 采用板墙加固后的预制装配式大板结构可按装配式钢筋混凝土墙板结构或普通混凝土少筋大板结构进行分析。新增混凝土材料强度利用系数正截面加固计算时取 0.8，斜截面加固计算时取 0.7；新增钢筋材料强度利用系数 0.9。

2 板墙加固的材料及构造应满足下列要求：

1) 板墙混凝土强度等级应满足现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 的要求且应比原板墙提高一级；

2) 板墙混凝土厚度应由计算确定，一般不应小于 60mm，可采用喷射法施工或者浇筑混凝土；

- 3) 板墙钢筋网规格, 竖向不应小于 $\phi 10$, 其间距宜为 150mm~200mm, 横向不应小于 $\phi 8$, 其间距宜为 150mm~200mm; 竖筋在里, 横筋在外。新增钢筋网与原墙应有可靠连接固定, 一般可穿孔采用拉结筋对拉或化学植筋锚接。拉结筋或植筋规格可采用 $\phi 6\sim\phi 8$, 植筋间距宜为 600mm, 拉结筋间距宜为 900mm, 宜为梅花形布置。连接筋穿墙后应焊以斜筋并与墙面钢筋网点焊连接。纵横钢筋端部应有可靠锚固, 可采用化学植筋方法锚固于基础、现浇节点及楼板等邻接构件;
- 4) 加固墙板水平接缝、墙板竖向接缝、连梁竖向接缝的钢筋应在接缝两侧有足够的锚固长度。

3 少筋大板结构墙板采用钢筋混凝土板墙方法加固后, 墙板偏心受压斜截面受剪承载力可按普通钢筋混凝土结构墙板计算。

10.3.2 墙板水平接缝加固后的受剪承载力设计值可按下列公式计算:

$$V_b = V_{b0} + 0.56\psi_s \sum A_s f_y \quad (10.3.2)$$

式中: V_b ——加固后的受剪承载力设计值 (N);

V_{b0} ——原构件既有的受剪承载力设计值 (N);

A_s ——穿过水平接缝的竖向加固钢筋截面积 (mm^2);

f_y ——加固钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2);

ψ_s ——加固钢筋材料强度利用系数, 取 $\psi_s = 0.9$ 。

10.3.3 墙板竖向接缝加固后的受剪承载力设计值可按下列公式计算:

$$V_b = V_{b0} + 0.5\psi_s \sum A_s f_y \quad (10.3.3)$$

式中: V_b ——加固后的受剪承载力设计值 (N);

V_{b0} ——原构件既有的受剪承载力设计值 (N);

A_s ——穿过竖向接缝的水平加固钢筋截面积 (mm^2);

f_y ——钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2);

ψ_s ——钢筋材料强度利用系数, 取 $\psi_s = 0.9$ 。

10.3.4 连梁竖向接缝加固后的受剪承载力设计值可按下列公式计算:

销键接缝
$$V_b = V_{b0} + 0.5\psi_s \sum A_s f_y \quad (10.3.4-1)$$

直缝
$$V_b = V_{b0} + 0.25\psi_s \sum A_s f_y \quad (10.3.4-2)$$

式中: V_b ——加固后的受剪承载力设计值 (N);

V_{b0} ——原构件既有的受剪承载力设计值 (N);

A_s ——穿过竖向接缝的水平加固钢筋截面积 (mm^2);

f_y ——钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2);

ψ_s ——钢筋材料强度利用系数, 取 $\psi_s = 0.9$ 。

10.3.5 连梁竖向接缝加固后的受弯承载力设计值可按下列公式计算:

$$M_b = M_{b0} + 0.65\psi_s \sum A_s f_y h_0 \quad (10.3.5)$$

式中: M_b ——加固后的受弯承载力设计值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

M_{b0} ——原构件既有的受弯承载力设计值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

A_s ——穿过竖向接缝的水平加固钢筋截面积 (mm^2);

h_0 ——连梁截面有效高度 (mm);

f_y ——钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2);

ψ_s ——钢筋材料强度利用系数, 取 $\psi_s = 0.9$ 。

(II) 内外墙板锚拉钢筋加固

10.3.6 采用锚固角钢和高强螺栓对内外墙板的锚拉钢筋加固时 (图 10.3.6), 应满足下列要求:

1 加固后的抵抗外墙板外甩拉力的承载力设计值可按下列公式计算:

$$N_b = N_{b0} + 0.8\psi_s \sum A_s f_y \quad (10.3.6)$$

式中: N_b ——加固后的抵抗外墙板外甩拉力的承载力设计值 (N);

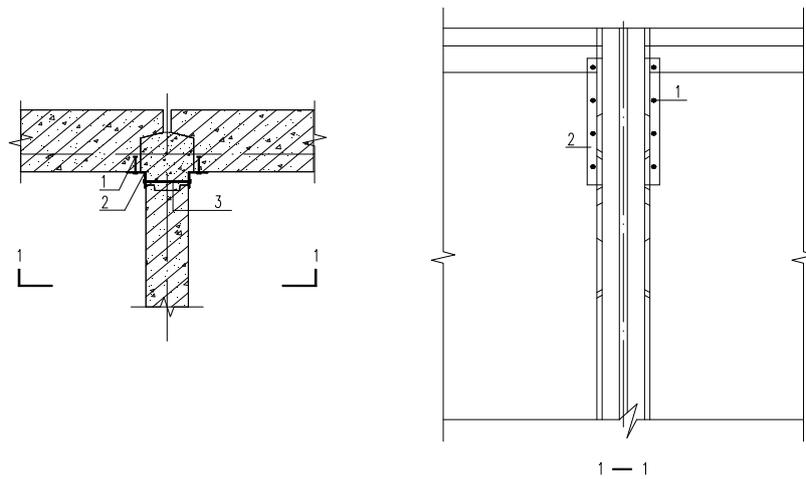
N_{b0} ——原构件既有的内外墙板锚拉钢筋承载力设计值 (N);

A_s ——高强螺栓截面面积 (mm^2);

f_y ——高强螺栓抗拉强度设计值 (N/mm^2);

ψ_s ——高强螺栓材料强度利用系数, 取 $\psi_s = 0.9$ 。

2 锚固于内墙的高强螺栓应进行抗剪承载力验算, 个数由计算确定。锚固于外墙的高强螺栓应进行抗拉承载力验算, 个数由计算确定。锚固于内墙的角钢应进行抗拉承载力验算, 截面由计算确定。



1—外墙锚栓；2—角钢；3—内墙锚栓

图 10.3.6 内外墙板锚拉钢筋承载力补强加固示意图

10.3.7 锚固角钢、高强螺栓的材料及构造应满足下列要求：

- 1 角钢可采用 Q235-B 级钢，角钢的厚度不应小于 6mm，角钢的边长不应小于 100mm。螺栓的强度级别宜高于 8.8 级，直径规格不宜小于 M16，间距宜为 600mm~900mm。
- 2 角钢与钢筋混凝土墙板之间采用后灌改性环氧树脂胶粘剂粘接工艺。
- 3 角钢表面应进行防腐防火处理。

10.3.8 采用锚固角钢对内外墙板的锚拉钢筋加固时的施工应满足普通钢筋混凝土结构采用外粘型钢加固法的要求。

11 内浇外砌、内浇外挂结构房屋

11.1 一般规定

11.1.1 本章适用于高度不超过 24m、层数不超过 6 层的内浇外砌、内浇外挂结构房屋的抗震加固。

11.1.2 内浇外砌、内浇外挂结构房屋的抗震加固应根据房屋的实际情况选择加固方案，分别采用主要提高墙体延性、承载力的方案或采用隔震加固的方案。

11.2 抗震加固方案

11.2.1 内浇外砌、内浇外挂结构房屋的内墙为低配筋混凝土墙时，抗震加固方案的选择应符合下列规定：

1 应采用现浇钢筋混凝土板墙加固法对低配筋混凝土墙进行加固。

2 条件适宜时，也可采用外套结构方式或基础隔震方式进行抗震加固；采用外套结构方式进行抗震加固时，应符合本规程第 15 章的相关规定；采用隔震技术进行抗震加固时，应符合本规程第 14 章的相关规定。

3 宜对外墙进行加固。

11.2.2 外墙与内部现浇墙体连接不满足要求时，可增设拉筋连接。

11.2.3 混凝土构件有局部损伤时，可采用细石混凝土修复；出现裂缝时，应进行裂缝修补。

11.2.4 女儿墙等易倒塌部位不满足鉴定要求时，可按本规程第 5 章的有关规定选择加固方法。

11.3 抗震加固设计与施工

11.3.1 采用现浇钢筋混凝土板墙加固墙体时，应满足下列要求：

1 板墙应采用呈梅花状布置的锚筋、穿墙筋与原有砌体墙连接；其左右应采用拉结筋等与两端的原有墙体可靠连接。

2 板墙上下应与楼、屋盖可靠连接，至少应每隔 1m 设置穿过楼板且与竖向钢筋等面积的短筋，短筋两端应分别锚入上下层的板墙内，其锚固长度不应小于短筋直径的 40 倍。

3 板墙基础埋深宜与原有基础相同。

11.3.2 采用现浇钢筋混凝土板墙加固墙体时，板墙的材料和构造应满足下列要求：

1 混凝土强度等级应满足现行国家标准《混凝土结构通用规范》GB 55008 的要求，并应比原墙体混凝土强度等级高至少一级。

2 板墙厚度宜为 60mm~100mm。

3 板墙可配置单排钢筋网片，钢筋可采用 $\phi 10$ ，间距宜为 150mm~200mm；加固后的墙体全截面水平和竖向配筋率均不应小于 0.15%。

4 板墙与原有墙体的连接，可沿墙高每隔 0.7m~1.0m 在两端各设 1 根 $\phi 12$ 的拉结钢筋，其一端锚入板墙内的长度不宜小于 500mm，另一端应锚固在端部的原有墙体内。

5 单面板墙宜采用 $\phi 8$ 的 L 形锚筋与原砌体墙连接，双面板墙宜采用 $\phi 8$ 的 S 形穿墙筋与原墙体连接；锚筋在砌体内的锚固深度不应小于 120mm；锚筋的间距宜为 600mm，穿墙筋的间距宜为 900mm。

6 板墙可不设置边缘构件。

11.3.3 采用现浇钢筋混凝土板墙加固后的结构验算应满足下列要求：

1 结构分析可按照抗震墙结构进行；原砌体墙可按照等刚度原则折算为一定厚度的混凝土墙参与整体计算。

2 加固验算时，有关构件支承长度的影响系数应作相应改变，有关墙体局部尺寸的影响系数应取 **1.0**。

11.3.4 板墙加固的施工应满足本规程第 5 章的要求。

12 钢结构房屋

12.1 一般规定

12.1.1 本章适用于 C 类多高层钢结构框架、框架-中心支撑和框架-偏心支撑（延性墙板）房屋的抗震加固，房屋高度应符合现行标准的规定。

条文说明：

本章为新增的一章。北京地区在本世纪之前建造的多层和高层钢结构房屋较少，因此本规程适用范围设定为采用 2001 版抗规设计的多层和高层钢结构房屋。

本章仅包括多高层钢结构框架、框架-中心支撑和框架-偏心支撑（延性墙板）房屋，《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99-98 规定的“有混凝土剪力墙的钢结构”、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 规定的“混合结构”，其钢构件和混凝土构件的抗震验算及抗震构造要求，也可参考本章及第 6 章的相关规定。

12.1.2 钢结构房屋的抗震加固应满足下列要求：

1 应根据房屋的实际情况选择加固方案，分别采用主要提高结构构件抗震承载力、主要增强结构变形能力或改变结构体系的方案。

2 房屋整体抗震能力不足时，宜采用改变结构体系、增设减震装置等间接加固方案，或采用构件及节点直接加固方案。

3 加固后应避免形成新的薄弱楼层。

条文说明：

建筑抗震加固的一种原因是建筑抗震性能要求的提高，例如由丙类提高为乙类，或是建筑所在地区的设防烈度由 7 度调整为 8 度；这类抗震加固工程中，难点之一是构件长细比、板件宽厚比等抗震构造不足的问题，抗震构造问题一般会涉及到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。改变结构体系，例如由钢框架结构改变为组合结构或框架-支撑结构，对原框架抗震能力的需求可显著降低，增设减震装置也可达到此效果；此时，对原构件的抗震构造可适当放松要求。

建筑改造时的荷载增加、结构拆改，也可能会引起原结构部分构件的抗震承载力或构造不足，此时也可针对原构件及节点的承载力或构造问题进行直接加固；针对构造问题的直接加固难以实施时，也可采用提高构件的抗震承载力要求、放松其抗震构造要求的间接方式进行处理。

12.1.3 钢结构加固后的抗震验算应满足本规程第 3 章的要求；其中，既有钢结构构件和节点抗震加固的承载力抗震调整系数应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 取值。

12.1.4 加固后结构罕遇地震下层间位移角小于现行规范标准限值的 1/2 时，结构抗震构造措施可按抗震等级降低一级考虑。结构抗侧力构件的抗震构造不满足比建造时施行的设计标准所规定的抗震等级低一级的要求，且难以对不满足的构件进行直接加固时，不宜由不满足的构件提供抗侧作用，可由新增抗侧力构件或满足抗震构造的构件承担全部地震作用。

条文说明：

本条给出了 C 类房屋抗震构造低于建造时施行的设计标准时、难以直接加固的一种方法。

12.1.5 加固后结构在多遇地震作用下的抗震验算应满足本规程第 3 章的要求，其结构阻尼比、弹性层间位移角限值、内力调整及构件承载力抗震调整系数应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的相关规定。

12.1.6 进行钢结构地震作用效应分析时，应考虑自振周期的折减。对于多高层钢结构，折减系数可取 0.8~1.0。

条文说明：根据《高耸与复杂钢结构检测与鉴定标准》GB51008-2016 第 10.1.17 条，多高层钢结构周期折减系数可取 0.8~0.9，根据《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99-2015 第 6.1.6

条，非承重墙体为填充轻质砌块、填充轻质墙板或外挂墙板时，周期折减系数可取 0.9~1.0。根据一般工程实践，钢结构中采用轻质填充墙居多，此时周期折减系数可取 0.9~1.0。若非轻质隔墙，周期折减系数应适当取低。

12.2 抗震加固方案

12.2.1 钢结构房屋的抗震加固方案选择应符合下列规定：

1 钢框架结构房屋整体抗震能力不足时，宜采用增设钢支撑、延性墙板等改变体系的加固方案或减震加固方案；单跨框架难以新增抗侧力构件时，应采取相应加强措施。

条文说明：

单跨框架难以改变体系而需维持为单跨时，采取的加强措施同混凝土单跨框架，见本规程 6.2.1 条的说明。

2 钢框架-支撑结构房屋宜采用增设钢支撑、延性墙板等间接加固方案或增设防屈曲支撑等减震加固方案，也可根据条件采用基础隔震加固的方案。

3 焊缝连接的加固，可采用增加焊缝长度、有效厚度或两者同时增加的方法。

4 螺栓和铆钉连接的加固，可采用更换或新增、变单剪为双剪的方法，且应首先考虑采用适宜直径的高强螺栓连接。

5 钢梁可采用增大截面法、增设支点、粘贴钢板加固等方法进行加固。

6 钢柱可采用补强柱的截面、增设支撑、四周外包钢筋混凝土等方法进行加固。

7 柱脚底板厚度不足时可采用增设柱脚加劲肋、柱脚型钢间浇筑混凝土等方法进行加固。

8 柱脚锚固不足时可采用增设附加锚栓、采用钢筋混凝土包裹柱脚等方法进行加固。

9 框架梁柱板件宽厚比不足时，可在构件端部塑性铰范围内增设肋板或加厚板件进行加固。

【补充条文说明】第 9 款给出了框架梁柱板件宽厚比不足时的一种直接加固方法。增设肋板可改善局部稳定问题，增设肋板的具体构造及其效果，通过屈曲分析确定。

12.2.2 原围护结构与结构主体连接不满足要求时，应采取针对性措施进行针对性处理。

12.2.3 钢构件有局部缺陷或损伤时，应在抗震加固的同时一并进行修缮，并应符合现行国家标准《钢结构加固设计标准》GB51367 的相关规定。

12.3 抗震加固设计与施工

12.3.1 采用改变结构体系的加固方法时，应满足下列要求：

1 改变结构体系的加固设计，应按加固后的新结构体系进行验算。

2 改变结构体系新增的构件应与既有结构构件可靠连接，且连接的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，除应考虑结构、构件、节点、支座中内力重分布和二次受力外，尚应考虑新体系对相关部分的地基基础和结构造成的影响。

12.3.2 采用增设消能减震装置的加固方法时，其设计要点及构造要求应满足本规程第 13 章的规定。

12.3.3 采用增大截面法、粘贴钢板加固法、外包钢筋混凝土加固法、钢管构件内填混凝土加固法等对钢结构构件进行直接加固时，设计、计算应满足《钢结构加固设计标准》GB51367 第 6 章~第 9 章的规定，计算时还应按《建筑抗震设计规范》GB50011 考虑承载力抗震调整系数。

12.3.4 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，可依据原结构的连接方法和实际情况选用焊接、铆接、普通螺栓或高强度螺栓连接的方法。

2 在同一受力部位连接的加固中,不宜采用焊缝与铆钉或普通螺栓共同受力的刚度相差较大的混合连接方法,可采用焊缝和摩擦型高强螺栓在一定条件下共同受力的并用连接。

3 负荷下连接的加固,当采用端焊缝或螺栓加固而需要拆除原有连接,或需要扩大原钉孔,或增加钉孔时,应采取合理的施工工艺和安全措施,并核算结构、构件及其连接在负荷下加固过程中是否具有施工所要求的承载力。

12.3.5 钢结构加固施工应满足下列要求:

1 负荷状态下进行钢结构加固时,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,并按隐蔽工程进行验收。

2 采用螺栓或铆钉连接方法增大钢结构构件截面时,加固与被加固板件应相互压紧,并应从加固件端部向中间逐次做孔和安装、拧紧螺栓或铆钉,且不应造成加固过程中截面的过大削弱。

3 增大截面法加固有 2 个以上构件的静不定结构时,应首先将加固与被加固构件全部压紧并点焊定位,并应从受力最大构件开始依次连续地进行加固连接。

4 当采用增大截面法加固开口截面时,应将加固后截面密封,以防止内部锈蚀;加固后截面不密封时,板件间应留出不小于 150mm 的操作空间,用于日后检查及防锈维护。

13 消能减震技术加固

13.1 一般规定

13.1.1 本章适用于既有钢筋混凝土结构、单层厂房、底层（部）框架砖房中底层（部）框架等结构的消能减震加固设计与施工。

13.1.2 房屋的消能减震加固设计，除应符合本章的规定外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

13.1.3 当结构加固采用抗震性能化设计时，应根据既有建筑设防目标的实际需求，分别确定消能器、连接消能器部件和附加框架的性能目标。

13.1.4 当在垂直相交的两个平面内布置消能器，且分别按不同水平方向进行结构地震作用分析时，应考虑相交处的柱在双向地震作用下的最不利受力。

13.1.5 消能子结构应具备足够的变形能力，并满足罕遇地震作用下承载力不下降的要求。

13.1.6 采用静力非线性分析方法时，计算模型中消能器宜采用现行北京市地方标准《建筑工程减隔震技术规程》DB11/2075 第 6 章给出的恢复力模型，并由实际分析计算获得消能器附加给结构的满足变形协调条件的有效阻尼比，附加有效阻尼比不能采用预估值。

13.1.7 消能减震结构在多遇、设防和罕遇地震作用下的总阻尼比应分别计算，消能部件附加给结构的有效阻尼比超过 25% 时，宜按 25% 计算。

13.2 减震加固方案

13.2.1 消能减震加固设计时，应按既有建筑的抗震鉴定结果、多遇地震作用下的预期设计要求及罕遇地震作用下的预期结构变形控制要求，并考虑既有建筑状况，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。

13.2.2 结构减震加固设计在选定消能器类型、设置合理位置和数量时，应考虑依靠主体结构或附加结构以及连接部件来平衡消能器所能提供的最大受力，并应考虑其对整体结构抗震性能的影响。

13.2.3 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：

1 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。

2 结构构件的抗震承载力不足或抗震构造措施不满足要求但房屋刚度足够时，可增设速度相关型消能器加固。

3 单跨框架，可设置屈曲约束支撑加固，并在必要时加强楼盖和屋盖的整体性。

13.2.4 底层框架砖房的底层存在下列情况时，可采用消能减震技术进行加固：

1 抗震承载力不满足要求时，可增设屈曲约束支撑或刚度较大的位移相关型消能器加固。

2 当底层为单跨框架或底层刚度较弱或有明显扭转效应时，可增设位移相关型消能器加固。

13.2.5 单层钢筋混凝土柱和单层钢结构厂房存在下列情况时，可采用消能减震技术进行加固：

1 厂房柱间支撑布置不满足要求时，可增设位移相关型消能器。

2 厂房扭转较大、纵向刚度不足时，宜将既有柱间支撑按等刚度原则替换为位移相关型消能器，同时还可调整支撑的刚度及布置以减小扭转。调整支撑刚度和布置后宜进行局部承载力验算。

3 当采用较大刚度的位移相关型消能器替代既有柱间支撑，遇到既有预埋件、连接件承载力不足时，应按国家现行标准对预埋件、连接件的要求进行抗震设计校核，可根据需要进行局部加固，也可采用附加框架并设置消能器进行加固。

4 厂房排架柱纵向承载力不满足要求时，可增设位移相关型消能器并加强连接构造措施，也

可增设速度相关型消能器，或增设附加框架并设置消能器进行加固。

13.3 减震加固设计

13.3.1 消能器可根据需要沿结构的两个主轴方向分别设置。消能器宜设置在层间相对位移或相对速度较大的位置。消能器的数量和分布应通过综合分析确定，并有利于提高整个结构的消能减震能力，形成均匀合理的受力体系。

13.3.2 消能器可直接布置于既有建筑内部，并对既有建筑进行抗震性能验算，必要时对连接部位或个别构件进行局部加固；当在既有建筑内部不便于设置消能器时，可采用附加框架设置消能器进行加固。

13.3.3 结构加固的消能减震设计应符合现行行业标准《建筑消能减震技术规程》JGJ 297 和现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 关于消能减震设计的相关规定。

13.3.4 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。

13.3.5 B类和C类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。

13.3.6 消能减震加固设计的计算分析，应符合下列规定：

1 当既有建筑基本处于弹性工作阶段时，可采用振型分解反应谱法、弹性时程分析法。

2 当消能减震结构主体结构处于弹性工作状态，且消能器处于非线性工作状态时，可将消能器进行等效线性化，采用附加有效阻尼比和有效刚度的振型分解反应谱法、弹性时程分析法；也可采用弹塑性时程分析法。

3 当消能减震结构主体结构进入弹塑性状态时，应采用静力弹塑性分析方法或弹塑性时程分析方法。

4 消能减震加固结构的自振周期应根据消能减震加固结构的总刚度确定，总刚度应包括结构刚度和消能部件的有效刚度。

5 消能减震结构的总阻尼比应包括结构黏滞阻尼比和消能器附加给结构的等效阻尼比；多遇地震和罕遇地震作用下的总阻尼比应分别计算。消能减震加固结构的恢复力模型应包括结构恢复力模型和消能部件的恢复力模型。

13.3.7 消能部件的设计参数应符合下列规定：

1 位移相关型消能器与斜撑、墙体、支墩、梁等支承构件组成消能器部件时，消能部件的恢复力模型参数宜符合下列规定：

$$\Delta u_{py} / \Delta u_{sy} \leq 2 / 3 \quad (13.3.7-1)$$

式中： Δu_{py} ——消能部件在水平方向的屈服位移或起滑位移，其中连接消能器部件应保持弹性状态；

Δu_{sy} ——设置消能器的主体结构层间屈服位移（m）。

2 黏弹性消能器的黏弹性材料的总厚度应符合下列规定：

$$t_v \geq \Delta u_{dmax} / [\gamma] \quad (13.3.7-2)$$

式中： t_v ——黏弹性消能器的黏弹性材料总厚度（m）；

Δu_{dmax} ——沿消能方向消能器的最大可能位移（m）；

$[\gamma]$ ——黏弹性材料允许的最大剪切应变。

3 速度线性相关型消能器与斜撑、支墩、梁等支承构件组成消能器部件时，支承构件沿消能器消能方向的刚度应满足下式：

$$K_b \geq (6\pi / T_1) C_D \quad (13.3.7-3)$$

式中: K_b ——支承构件沿消能器方向的刚度 (kN/m);

C_D ——消能器的线性阻尼系数[kN/(m/s)];

T_1 ——消能减震加固结构的基本自振周期 (s)。

4 消能部件的屈服起始位移、屈服承载力按对应的材料性能标准值确定,消能器的屈服起始位移应计入连接消能器部件沿消能器消能方向的间隙以及在同方向同时发生的连接消能器部件的弹性位移。判断消能部件是否达到屈服时,应按地震作用标准值计算作用效应。

5 消能器的极限位移、速度与承载力应满足下述要求:

1) 消能器极限位移应不小于罕遇地震作用下消能器最大位移的 1.2 倍;

2) 速度相关型消能器,消能器的极限速度应不小于罕遇地震作用下消能器最大速度的 1.2 倍,且消能部件应满足在此极限速度下的承载力要求。

13.3.8 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相应的连接消能器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下式计算:

$$\xi_a = \sum_j W_{cj} / (4\pi W_s) \quad (13.3.8-1)$$

式中: ξ_a ——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 Δu_j 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,可按下式计算:

$$W_s = \sum F_i u_i / 2 \quad (13.3.8-2)$$

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,可按下式计算:

$$W_{cj} = (2\pi^2 / T_1) C_j \cos^2 \theta_j \Delta u_j^2 \quad (13.3.8-3)$$

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/(m/s)];

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,可按下式计算:

$$W_{cj} = A_j \quad (13.3.8-4)$$

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。

13.3.9 连接消能器的结构构件的抗震验算应符合下列规定：

1 连接消能器的构件节点核心区的抗震验算，应考虑消能器对结构的作用。

2 连接消能器的构件在罕遇地震作用下应能保证消能器正常工作。

3 消能部件采用高强度螺栓或焊接连接时，连接消能器的结构节点部位组合弯矩设计值应考虑连接部件端部的附加弯矩。

4 连接消能器的结构节点和构件应进行消能器极限位移和极限速度下的消能器引起的阻尼力作用下的截面验算，并应满足抗剪不屈服的要求。

5 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。

13.3.10 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《建筑抗震设计规范》GB 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，梁上群锚可按开裂混凝土考虑，柱上群锚可按不开裂混凝土考虑，具体应符合国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 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符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

4 附加框架内连接消能器的结构构件的抗震验算应符合本规程第 13.3.9 条的规定，附加框架内连接消能器部件的抗震验算应符合本规程第 13.3.11 的规定。

13.3.11 连接消能器部件的抗震验算应符合下列规定：

1 连接消能器部件，应符合钢构件连接、钢与钢筋混凝土构件连接、钢与钢管混凝土构件连接构造的规定。

2 连接消能器部件的作用力取值应不小于消能器在设计位移或设计速度下对应阻尼力的 1.2 倍。

3 在消能器极限位移或极限速度对应阻尼力作用下，连接消能器部件应避免出现整体或局部失稳，连接消能器部件中的支撑、墙、框架、支墩应处于弹性工作状态。

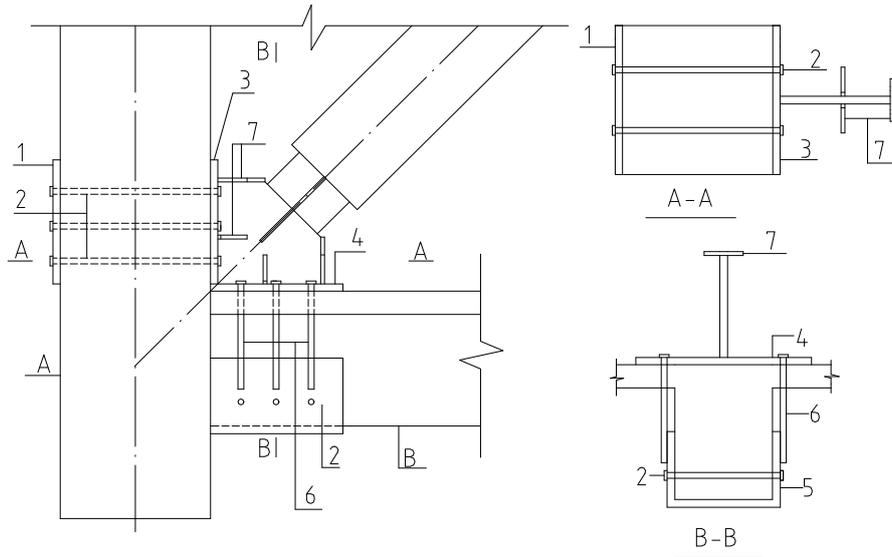
13.3.12 应进行加固后结构的抗震变形验算，加固后结构在多遇地震和罕遇地震下的层间位移角应满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的要求。

13.3.13 消能器与既有建筑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(图 13.3.13-1)和外包式直连(图 13.3.13-2)。

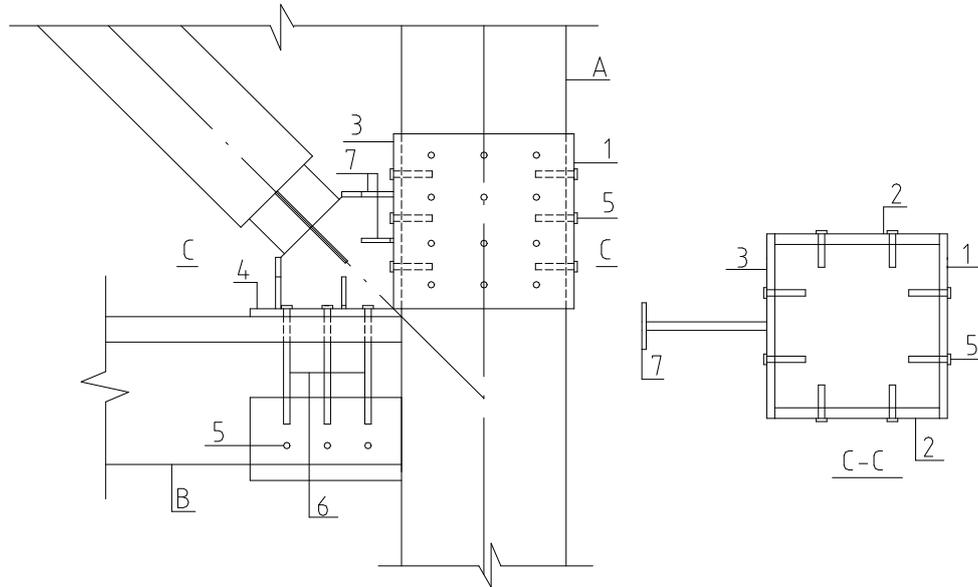
2 连接消能器部件中的锚板、锚栓、节点板、连接件、预埋件(图 13.3.13-1~13.3.13-2)等连接构造在消能器设计承载力范围内应处于正常工作状态，不应出现平面外失稳、局部屈曲、开焊、滑脱、滑移或拔出破坏等。

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、《钢结构设计标准》GB 50017、《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ 145 等的规定。



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 13.3.13-1 柱对穿式直连示意图



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 13.3.13-2 柱外包式直连示意图

13.3.14 附加框架的构造应符合下列规定：

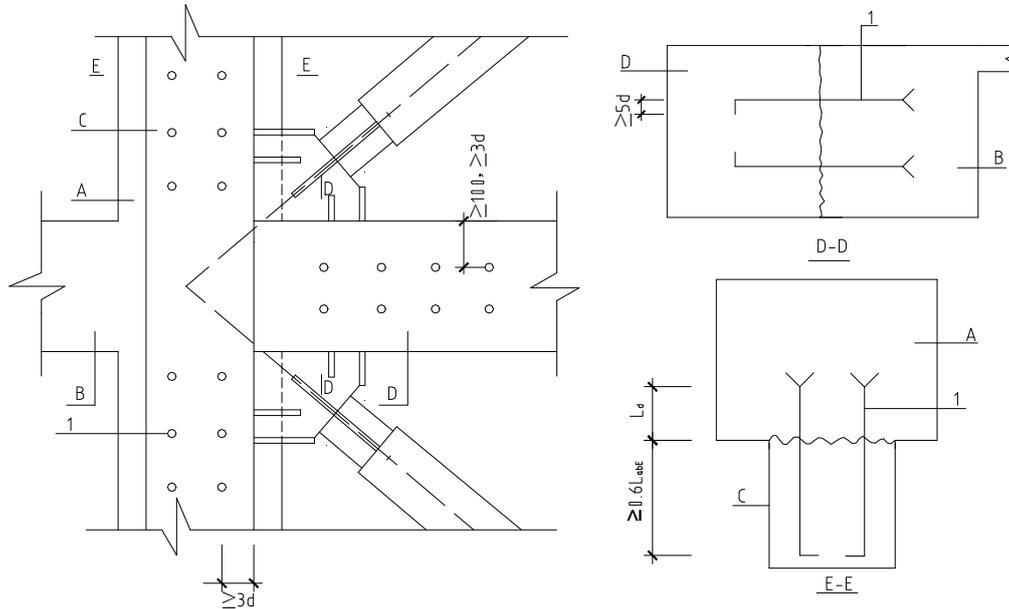
- 1 附加框架宜采用钢框架或现浇混凝土框架。
- 2 现浇混凝土附加框架与既有建筑可采用贯穿螺栓连接或采用后锚固抗剪键连接，连接区域宜避开节点核心区，与附加框架相连的既有结构构件表面应凿毛。抗剪键锚筋应在附加框架内设置拉结弯钩或其它可靠拉结措施。
- 3 后锚固抗剪键可采用后锚固扩底型机械锚栓或特殊倒锥形化学锚栓连接（图 13.3.14-1），或后锚固锚栓+钢筋混凝土抗剪键连接（图 13.3.14-1）等形式。
- 4 附加框架与消能器采用连接消能器部件进行连接，按本规程第 13.3.11 条和第 13.3.13 条执行。
- 5 附加框架采用现浇钢筋混凝土时，其抗震构造应满足相同抗震等级的新建混凝土框架的要求，内部箍筋宜通高（跨）加密。

6 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抗剪键连接（图 13.3.13-2），并应采取必要的防锈措施。

7 附加框架宜上下连通设置，宜设置基础，或与既有建筑基础连为整体。

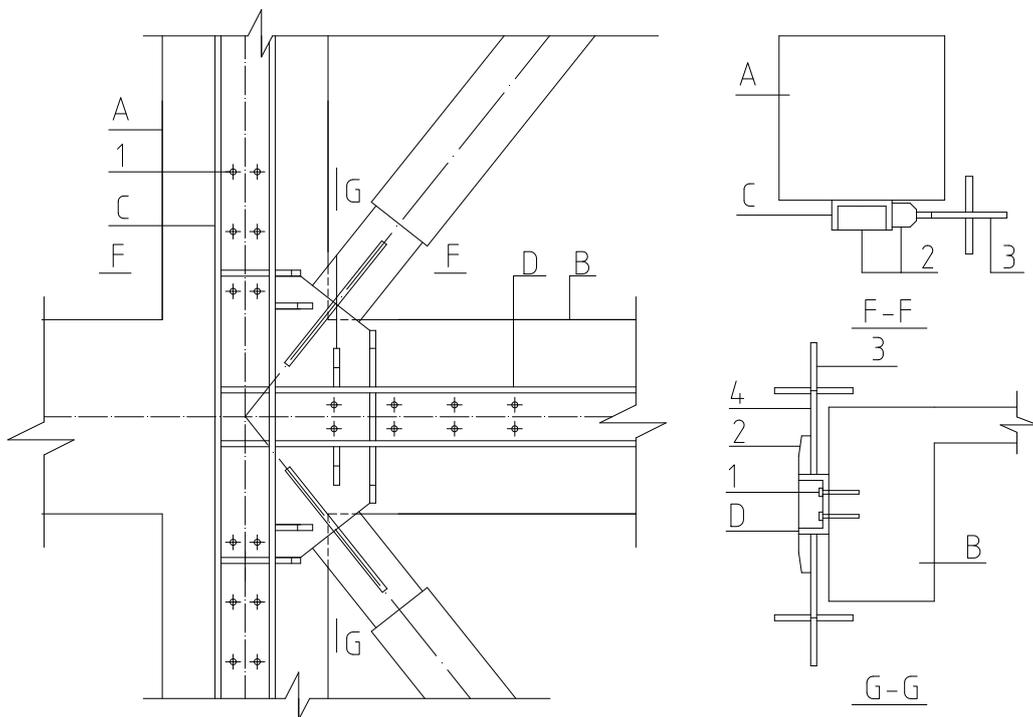
8 后锚固抗剪键的施工应考虑附加框架自重变形的影响。

9 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-后锚固抗剪键

图 13.3.14-1 外贴附加现浇混凝土框架后锚固抗剪键连接示意图



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—后锚固抗剪键；2—加劲肋；3—节点板

图 13.3.14-2 外贴附加钢框架后锚固抗剪键连接示意图

13.4 减震加固施工、验收和维护

13.4.1 消能减震加固结构的施工、验收和维护，应符合国家现行标准《建筑消能减震技术规程》JGJ 297、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 和《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定。

13.4.2 消能器的性能检验，应符合下列规定：

1 对黏滞流体消能器，应由第三方进行抽样检验，其数量为同一工程同一类型同一规格数量的 20%，但不少于 2 个，检测合格率为 100%，检测后的消能器可用于既有建筑；对其他类型消能器，抽检数量为同一类型同一规格数量的 3%，当同一类型同一规格的消能器数量较少时，可以在同一类型消能器中抽检总数量的 3%，但不应少于 2 个，检测合格率为 100%，检测后的消能器不能用于既有建筑。

2 对速度相关型消能器，在消能器设计位移和设计速度幅值下，以结构基本频率往复循环 30 圈后，消能器的主要设计指标误差和衰减量不应超过 15%；对位移相关型消能器，在消能器设计位移幅值下往复循环 30 圈后，消能器的主要设计指标误差和衰减量不应超过 15%，且不应有低周疲劳现象。

3 屈曲约束支撑试验指标包括屈服承载力及屈服位移、极限荷载、极限位移、最大疲劳圈数、滞回曲线稳定性等，测试及性能要求按国家现行标准《建筑消能减震技术规程》JGJ 297 和《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的规定执行。

4 既有混凝土结构加固中使用的承载力超过 1000kN 的消能器，或在附加框架中连接使用的承载力超过 2000kN 的消能器，应进行包括消能部件在内的部件或子结构试验。试验方法和性能要求应按国家现行标准《建筑消能减震技术规程》JGJ 297、《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的规定执行。

13.4.3 消能部件的施工尚应符合下列规定：

1 消能部件施工宜在结构构件和节点的加固工作完成后进行，施工安装顺序应由设计单位、施工单位和消能器生产厂家共同商讨确定，并符合国家现行标准的相关规定。

2 同一部位各消能部件的局部安装制作单元超过一个时，宜先将各制作单元及连接件拼装为扩大安装单元后，再与主体结构进行连接；各扩大安装单元安装顺序宜遵循保留一端为自由端的原则进行安装，从上到下或从下到上依次进行安装。

3 消能部件安装前，需对现场进行施工测量定位。连接消能器部件的构件下料尺寸可根据现场实际测量情况进行适当的放量。

4 消能器与结构构件采用斜撑或支墩连接时，消能器和斜撑或支墩的轴线应保持共平面。

5 连接消能器的斜撑与节点板采用螺栓连接或销轴连接或消能器为屈曲约束支撑时，斜撑或屈曲约束支撑的轴线与其它相关构件或连接件的轴线应共平面，偏差应控制在斜撑或约束套管宽度 1/100 以内；该平面与既有结构构件轴线所在平面的偏差应控制在最小柱截面尺寸 25% 范围内；连接螺栓扩孔误差应控制在屈曲约束支撑屈服位移的 5% 以内；屈曲约束支撑平面外垂直度偏差应控制在结构层高的 1/1000 以内；屈曲约束支撑与节点板采用焊缝连接时，应采取对应措施控制焊接变形，并防止锚板与混凝土表面明显开裂。

6 消能部件中的钢构件应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定进行除锈和防腐处理。

13.4.4 既有结构构件的加固施工尚应根据结构类型分别符合本规程相应章节的规定。

13.4.5 消能部件的验收应符合下列要求：

1 消能部件所用的钢材、焊接材料、紧固件和涂料等材料进场时应具有质量合格证书，并应符合设计文件规定。

2 消能部件的施工应符合国家现行相关标准的有关规定，其相关检测项目和合格标准如下表：

表 13.4.5 消能部件检测项目和合格标准

项次	项目	抽检数量及检验方法	合格质量标准
1	见证取样送样检测项目： (1) 消能部件钢材复验；(2) 高强度螺栓预拉力和扭矩系数复验；(3) 摩擦面抗滑移系数复验	《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定	《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定
2	焊缝质量：(1) 焊缝尺寸；(2) 内部缺陷；(3) 外观缺陷	一、二级焊缝按焊缝处数随机抽检 3%，且不应少于 3 处；检验采用超声波或射线探伤机量规、观察	《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定
3	高强度螺栓施工质量：(1) 终拧扭矩；(2) 梅花头检查	按节点数随机抽检 3%，且不应少于 3 个节点；检验方法应符合《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定	《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定
4	消能部件平面外垂直度	随机抽查 3 个部位的消能部件	符合设计文件及《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 的规定

13.4.6 消能部件的维护应满足下列要求：

1 消能部件的检查根据检查时间或时机可分为定期检查和应急检查，根据检查方法可分为目测检查和抽样检验。

2 消能部件应根据消能器的类型、使用期间的具体情况、消能器设计使用年限和设计文件要求等进行定期检查。金属消能器、屈曲约束支撑和摩擦消能器在正常使用情况下可不进行定期检查；黏滞消能器和黏弹性消能器在正常使用情况下一般 10 年或二次装修时应进行目测检查，在达到设计使用年限时应进行抽样检验。消能部件在遭遇地震、强风、火灾等灾害后应进行抽样检验。

3 消能器目测检查时，应观察消能器、支撑及连接构件等的外观、变形及其他问题。目测检查内容及维护方法应符合表 13.4.6-1 的规定。

表 13.4.6-1 消能器检查内容及维护方法

序号	检查内容	维护方法
1	黏滞消能器的导杆上漏油，黏滞阻尼材料泄漏	更换消能器
2	黏弹性材料层龟裂、老化	更换消能器
3	金属消能器产生明显的累积损伤和变形	更换消能器
4	摩擦消能器的摩擦材料磨损、脱落，接触面施加压力的装置产生松弛	更换相关材料和压力装置
5	消能器连接部位的螺栓出现松动，或焊缝有损伤	拧紧、补焊
6	黏滞消能器的导杆、摩擦消能器的外露摩擦界面出现腐蚀、表面污垢硬化结斑结块	及时清除
7	消能器被涂装的金属表面外露、锈蚀或损伤，防腐或防火涂装层出现裂纹、起皮、剥落、老化等	重新涂装
8	消能器产生弯曲、局部变形	更换消能器
9	消能器周围存在可能限制消能器正常工作的障碍物	及时清除

4 支撑目测检查时，应检查支撑、连接部位变形和外观及其他问题等，目测检查内容及维护处理方法应符合表 13.4.6-2 的规定。

表 13.4.6-2 支撑目测检查内容及维护处理方法

序号	目测检查内容	维护方法
1	出现弯曲、扭曲	更换支撑
2	焊缝有裂纹、螺栓、锚栓的螺母松动或出现间隙，连接件出现错动移位、松动等	拧紧、补焊
3	支撑和连接部位被涂装的金属表面、焊缝或紧固件表面上，出现金属外露、锈蚀或损伤等	重新涂装

5 消能部件抽样检验时，应在结构中抽取在役的典型消能器，对其基本性能进行实验室测试，测试内容应能反映消能器在使用期间可能发生的性能参数变化，并应能推定可否达到预定的使用年限。

14 隔震技术加固

14.1 一般规定

14.1.1 本章适用于多层砖砌体、多高层钢筋混凝土等结构的隔震加固设计与施工。

14.1.2 采用隔震技术加固前应根据结构抗震设防类别、场地条件和使用要求等，对隔震技术加固方案进行技术和经济综合分析后确定。

14.1.3 采用隔震技术加固的既有建筑结构周边应具备预留隔震层变形空间的条件。隔震技术加固方案应考虑施工的可行性，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。

14.1.4 隔震技术加固结构的地基基础应符合国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中对隔震结构地基基础的有关规定。

14.1.5 隔震技术加固工程施工前应编制施工组织设计及专项施工方案。

14.1.6 当结构加固采用抗震性能化设计时，应根据既有建筑设防目标的实际需求，分别确定隔震支座、连接和附加部件的性能目标。

14.2 隔震加固设计

14.2.1 隔震层布置应满足下列要求：

1 隔震层刚度中心宜与上部结构质量中心一致。

2 隔震支座的平面布置宜与上部结构和下部结构中竖向构件的平面位置相一致，隔震支座底面宜布置在相同标高位置上。

3 同一支承处选用多个隔震支座时，隔震支座之间的净距应大于安装和更换时所需的空间尺寸。

14.2.2 隔震支座的性能应满足设计要求，橡胶隔震支座应符合现行国家标准《橡胶支座 第3部分：建筑隔震橡胶支座》GB 20688.3 和行业标准《建筑隔震橡胶支座》JG 118 的有关规定。弹性滑板支座应符合现行国家标准《橡胶支座 第5部分：建筑隔震弹性滑板支座》GB 20688.3 的有关规定。摩擦摆隔震支座应符合现行国家标准《建筑摩擦摆隔震支座》GB/T 37358 的有关规定。

14.2.3 采用隔震技术加固结构的高宽比宜不大于4。

14.2.4 隔震层可采用橡胶隔震支座、弹性滑板支座及摩擦摆隔震支座，隔震支座的选型应满足下列要求：

1 宜采用极限变形能力相近的隔震支座。

2 隔震支座在重力荷载代表值作用下的竖向压应力不应超过表 14.2.4 的规定。

表 14.2.4 支座压应力限值 (MPa)

建筑类别		甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
橡胶隔震支座 压应力限值 (MPa)	$S1 \geq 30$	10	12	15
	$30 > S2 \geq 25$	8	10	12.5
	$25 > S2 \geq 20$	6	8	10
弹性滑板支座 压应力限值 (MPa)		12	15	20

摩擦摆隔震支座 压应力限值 (MPa)	20	25	30
------------------------	----	----	----

3 隔震层的总屈服力应满足下列公式要求：

$$r_w V_{wk} \leq V_{rw} \quad (14.2.4)$$

式中： r_w ——风荷载分项系数，取 1.4；

V_{wk} ——风荷载作用下隔震层水平剪力标准值；

V_{rw} ——隔震层水平屈服力的设计值。铅芯橡胶隔震支座取屈服力，弹性滑板支座及摩擦摆隔震支座取起滑后的摩阻力。

14.2.5 隔震技术加固结构的计算分析可采用时程分析法和振型分解反应谱法。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，其加速度最大值应按表 14.2.5 采用。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。

表 14.2.5 时程分析所用地震加速度时程最大值 (cm/s²)

地震影响	7 度	8 度	9 度
多遇地震	35 (55)	70 (110)	140
设防地震	100 (150)	200 (300)	400
罕遇地震	220 (310)	400 (510)	620

2 采用时程分析法计算水平地震作用减震系数时应按照设防地震进行计算。

3 采用振型分解反应谱法计算水平地震作用减震系数时，应取剪切变形 100% 的等效刚度和等效黏滞阻尼比；对罕遇地震验算，宜采用剪切变形 250% 时的等效刚度和等效黏滞阻尼比。

14.2.6 隔震层的水平等效刚度和等效黏滞阻尼比可按下列公式计算：

$$K_h = \sum K_j \quad (14.2.6-1)$$

$$\xi_{eq} = \sum K_j \xi_j / K_h \quad (14.2.6-2)$$

式中： ξ_{eq} ——隔震层等效黏滞阻尼比；

K_h ——隔震层水平等效刚度；

ξ_j ——隔震支座由试验确定的等效黏滞阻尼比，设置阻尼装置时，应包含相应阻尼比；

K_j ——隔震支座由试验确定的水平等效刚度。

14.2.7 采用隔震方法加固时，A 类、B 类建筑隔震层以上结构抗震验算应符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定；C 类建筑隔震层以上结构抗震验算应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定。

14.2.8 隔震层以上结构的地震作用计算，应符合下列规定：

1 对多层结构，水平地震作用沿高度可按重力荷载代表值分布。

2 隔震后按水平地震作用计算的水平地震影响系数可按《建筑抗震设计规范》GB50011 确定。其中，水平地震影响系数最大值可按下列公式计算：

$$\alpha_{\max 1} = \beta \alpha_{\max} / \psi \quad (14.2.8)$$

式中： $\alpha_{\max 1}$ ——隔震后的水平地震影响系数最大值；

α_{\max} ——非隔震的水平地震影响系数最大值；

β ——水平向减震系数；

ψ ——调整系数，一般橡胶隔震支座，取 0.80；橡胶隔震支座剪切性能偏差为 S—A 类，取 0.85；隔震装置带有阻尼器时，相应减少 0.05。

14.2.9 水平向减震系数应通过隔震后上部结构的层间剪力和对应的基础固定结构的层间剪力的比值确定。水平向减震系数应取隔震和非隔震结构各楼层剪力最大比值。对高层建筑结构，尚应计算隔震与非隔震各楼层倾覆力矩的最大比值，并与层间剪力的最大比值相比较，取二者的较大值。

14.2.10 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。

14.2.11 隔震加固设计应验算罕遇地震下隔震支座的水平位移，橡胶隔震支座在罕遇地震下的极限水平变形应不大于其有效直径的 0.55 倍和支座内部橡胶总厚度 3 倍二者的较小值。弹性滑板支座在罕遇地震下的极限水平变形应满足现行国家标准《橡胶支座 第 5 部分：建筑隔震弹性滑板支座》GB 20688.3 的有关规定。摩擦摆隔震支座在罕遇地震下的极限水平变形应符合现行国家标准《建筑摩擦摆隔震支座》GB/T 37358 的有关规定。

14.2.12 隔震加固设计应进行抗倾覆验算。抗倾覆验算应满足下列要求：

1 进行结构整体抗倾覆验算时，应按罕遇地震作用计算倾覆力矩，并按上部结构重力荷载代表值计算抗倾覆力矩，抗倾覆安全系数应大于 1.2。

2 上部结构传递到隔震支座的短期压应力应考虑倾覆力矩所引起的增加值，隔震支座的短期压应力限值应按表 14.2.12-1 采用。

3 在罕遇地震作用下，橡胶隔震支座不宜出现拉应力。当隔震支座不可避免处于受拉状态时，隔震支座的拉应力限值应按表 14.2.12-2 采用。对隔震支座进行罕遇地震下拉应力计算时，橡胶隔震支座的受拉刚度宜取受压刚度的 1/10。

表 14.2.12-1 隔震支座短期压应力限值 (MPa)

建筑类别		甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
橡胶隔震支座 压应力限值 (MPa)	$S1 \geq 30$	20	25	30
	$30 > S2 \geq 25$	16	20	25
	$25 > S2 \geq 20$	12	16	20
弹性滑板支座 压应力限值 (MPa)		25	30	40
摩擦摆隔震支座 压应力限值 (MPa)		40	50	60

表 14.2.12-2 隔震支座拉应力限值 (MPa)

建筑类别		甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
橡胶隔震支座 拉应力限值 (MPa)	$S1 \geq 30$	0	0.5	1
	$30 > S2 \geq 25$	0	0.5	1
	$25 > S2 \geq 20$	0	0.5	1
弹性滑板支座		0	0	0

拉应力限值 (MPa)			
摩擦摆隔震支座 拉应力限值 (MPa)	0	0	0

表 14.2.12-3 隔震支座在重力荷载代表值作用下的压应力限值 (MPa)

建筑类别		甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
橡胶隔震支座 拉应力限值 (MPa)	$S1 \geq 30$	10	12	15
	$30 > S2 \geq 25$	8	10	12.5
	$25 > S2 \geq 20$	6	8	10
弹性滑板支座 拉应力限值 (MPa)		12	15	20
摩擦摆隔震支座 拉应力限值 (MPa)		20	25	30

14.2.13 隔震装置的性能参数应经试验确定，设计文件上应注明对隔震装置的性能要求。

14.2.14 隔震支座与上部结构和下部结构应有可靠的连接，并按罕遇地震作用下的内力进行强度验算。在预埋钢板中起连接作用的预埋锚筋应对称布置，且不应少于 4 根，直径不应小于 20mm，其锚固长度应大于 20 倍的锚筋直径。预埋钢板的厚度不应小于 12mm。连接螺栓在连接板上应均匀对称分布，螺栓孔径间距应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定。

14.2.15 隔震层的构造应满足下列要求：

- 1 与隔震支座连接的上、下托换梁、支墩等应考虑水平受剪和竖向局部承压，并采取可靠的构造措施。
- 2 隔震层有耐火要求时，隔震支座和其他部件应根据使用空间的耐火等级采取相应防火措施。
- 3 上、下部结构所形成的缝隙，应根据使用功能要求，采用柔性材料封堵、填塞。
- 4 隔震层应留有便于观测和更换隔震支座的空间。
- 5 隔震装置应满足可更换的要求。

14.2.16 穿越隔震层的竖向管线应满足下列要求：

- 1 直径较小的柔性管在隔震层处应预留伸展长度，其值不应小于隔震层在罕遇地震作用下最大水平位移的 1.2 倍。
- 2 管道在隔震层处宜采用柔性材料或柔性接头。
- 3 重要管道、可能泄露有害介质或燃气介质的管道，在隔震层处应采用柔性接头。
- 4 当利用构件钢筋作避雷线时，应采用柔性导线连通上部与下部结构的钢筋。

14.2.17 隔震层的上部结构应与周围固定物体脱开，与水平向和竖向的脱开距离应符合下列规定：

- 1 与水平向固定物的脱开距离不宜小于隔震层在罕遇地震作用下最大水平位移的 1.2 倍，且不应小于 200mm。对相邻隔震建筑，脱开距离宜取最大水平位移之和的 1.2 倍，且不应小于 400mm。
- 2 采用橡胶隔震支座时，与竖向固定物的脱开距离宜取所采用的橡胶隔震支座总厚度的 1/25 加 10 mm，且不应小于 15mm，并用柔性材料填充。

14.2.18 隔震层下部结构的验算应考虑上部结构在罕遇地震下传递至下部结构的轴力、剪力和弯矩，与隔震层直接相连的支墩等构件应保持弹性。隔震层下部结构应按罕遇地震进行抗剪承载力验算，隔震层以下地面以上结构在罕遇地震下的层间位移角限值应满足表 14.2.18 的要求。

表 14.2.18 隔震层以下地面以上结构在罕遇地震作用下弹塑性层间位移角限值

下部结构类型	弹塑性层间位移角限值
钢筋混凝土框架结构和钢结构	1/100

钢筋混凝土框架-抗震墙	1/200
钢筋混凝土抗震墙	1/250

14.2.19 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。

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。

14.2.20 采用隔震技术加固混凝土框架结构时，托换部件应满足下列要求：

1 隔震支座上、下预埋板锚固区的混凝土强度宜不低于 C30，配筋应根据构件承受的荷载大小由计算确定。

2 隔震支座上、下柱的截面宜大于支座连接板，上、下柱截面小于支座连接板时应设置柱帽，确保支座与上、下柱的可靠连接。

14.3 隔震加固施工、验收和维护

14.3.1 隔震支座应满足国家相关产品的质量和性能要求，应有型式检验报告、出厂检验报告、产品合格证以及其它必要的证明文件，进场后应在明显位置处挂标识牌，标明产品名称、生产单位、生产日期、支座型号、技术指标、合格证等标识。隔震装置安装前应由具有相关资质的独立第三方检测机构按相关规定进行检测。

14.3.2 隔震加固施工的质量管理应有相应的施工技术措施、健全的质量管理体系、施工质量控制和质量检验制度。

14.3.3 隔震技术加固工程施工过程中，应对原结构进行检查和监测，由专人负责记录原结构的位移、变形、裂缝、主要受力构件及地基基础的变化情况，施工单位各专业间应协调配合，并配合相关单位进行阶段性检查和隐蔽工程验收。

14.3.4 隔震技术加固工程施工前应具备下列条件：

- 1 施工图及其它技术文件齐全，并通过审查和设计交底。
- 2 施工组织设计及专项施工方案已经批准，并进行了技术交底。
- 3 材料、施工队伍、设备等已准备就绪，施工现场环境已具备正常施工条件。
- 4 主要设备、材料、成品和半成品进场检验记录齐全，并满足本规程和设计要求。

14.3.5 既有砌体结构隔震技术加固施工流程宜按下列步骤进行，施工前应对砌体结构剩余的墙体进行承载力验算：

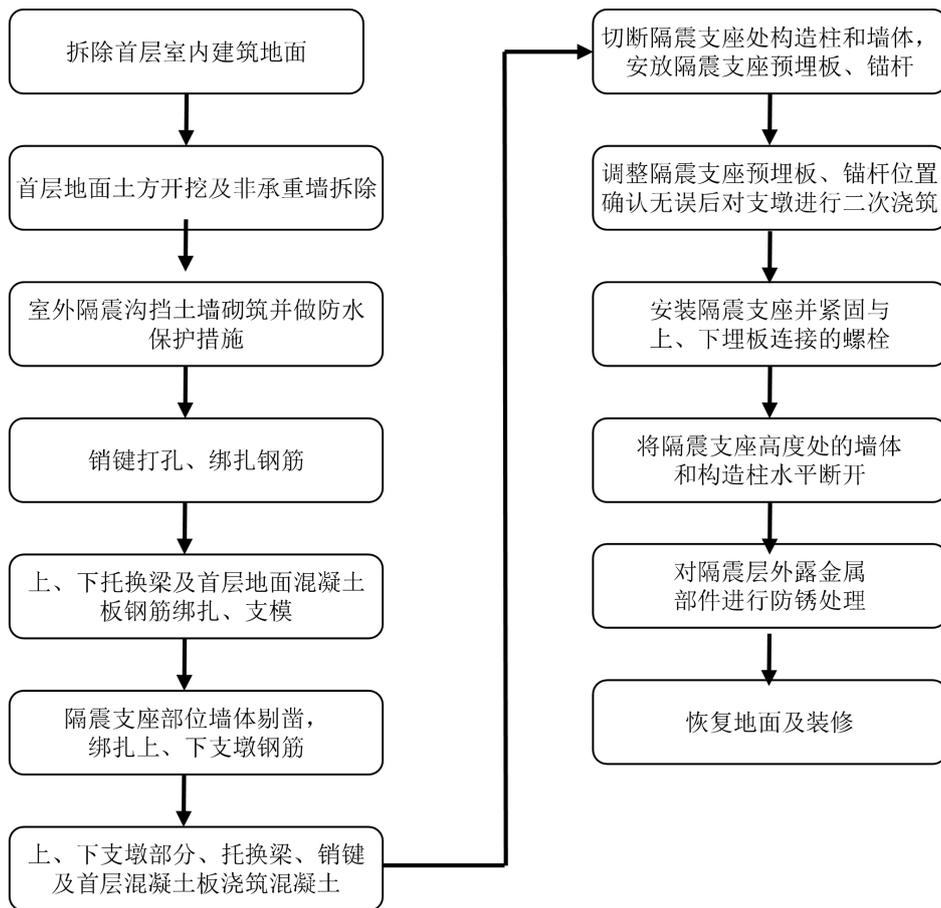


图 14.3.5 既有砌体结构隔震支座加固施工流程图

14.3.6 多层和高层钢筋混凝土框架结构的隔震技术加固施工流程宜按下列步骤进行，并在施工前对框架结构卸载支撑的承载力和变形进行验算：

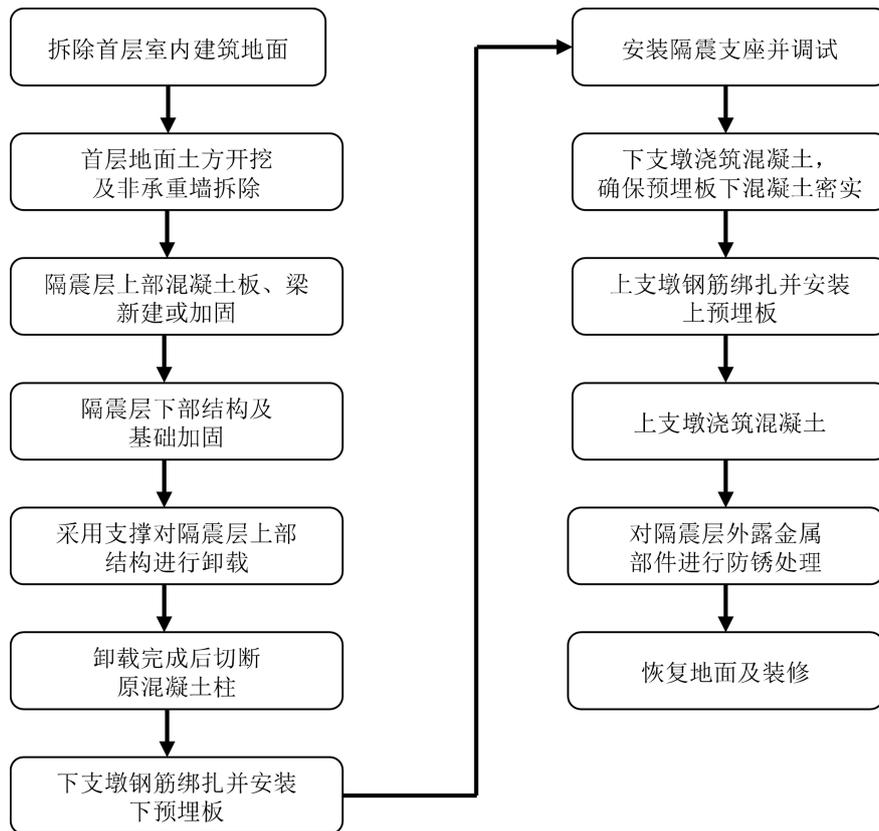


图 14.3.6 多层和高层钢筋混凝土框架结构隔震支座加固施工流程图

14.3.7 隔震支座的施工允许偏差应满足下列要求：

- 1 支承隔震支座的下支墩，其顶面水平度误差不宜大于 5%。在隔震支座安装后，隔震支座顶面的水平度误差不宜大于 8%。
- 2 隔震支座中心的平面位置与设计位置的偏差不应大于 5.0mm。
- 3 隔震支座中心的标高与设计标高的偏差不应大于 5.0mm。

14.3.8 隔震支座预埋钢板和外露连接螺栓应采取防锈、防腐保护措施。

14.3.9 在隔震技术加固工程施工阶段，应采取下列措施：

- 1 应对隔震支座采取临时覆盖保护措施。
- 2 应对支墩顶面、隔震支座顶面的水平度、隔震支座中心的平面位置和标高进行精确测量校正。
- 3 应保证上部结构、隔震层构配件与周围固定物的最小允许间距。

14.3.10 在隔震层周边应布置沉降观测点，各沉降观测点之间的距离不宜超过 15m；伸缩缝两侧应各布置 1 个观测点，施工全过程及竣工后均应进行沉降观测，直至竖向变形量趋于稳定，并进行裂缝观测。

14.3.11 采用基础隔震技术加固时，隔震沟的挖土施工应满足下列要求：

- 1 基础剥露及隔震沟挖土深度和宽度应满足设计要求。
- 2 室内外土方的挖土深度应确保结构安全并满足施工要求，应根据土质不同进行适当的放坡或支护，室内、外土方宜同时开挖。
- 3 隔震沟挖土在雨季施工时，应采取临时覆盖或排水措施，冬季应严格按照冬季施工标准进行。
- 4 隔震沟开挖过程中应及时进行挡土墙施工，并按设计要求做好防潮、防水处理。

14.3.12 隔震技术加固砌体结构时，销键梁的施工应满足下列要求：

- 1 严格依据设计图纸，进行现场测量放线，确定墙体开洞的位置。

2 销键梁钢筋伸入托换梁的长度不应小于钢筋在混凝土中的锚固长度。

3 销键梁的混凝土浇筑应与各托换梁同时进行，混凝土振捣应密实。销键梁、墙体、托换梁和支墩应形成整体。

14.3.13 隔震技术加固砌体结构时，托换梁的施工应满足下列要求：

1 根据设计图纸，绑扎上托换梁钢筋，内外托换梁钢筋应与销键梁伸出墙外的钢筋绑扎，并按设计要求错开接头。

2 下托换梁钢筋和下支墩钢筋应同时进行绑扎，且下托换梁钢筋应伸入支墩内并贯通。

3 下托换梁钢筋和下支墩钢筋绑扎完成后，按几何尺寸支模，检查无误后进行混凝土浇筑。下支墩宜先浇筑部分混凝土，剩余部分与安装隔震支座预埋钢板后进行二次浇筑。

4 上托换梁钢筋绑扎同下托换梁。

5 上托换梁的混凝土应与上支墩的混凝土同时浇筑。

14.3.14 隔震技术加固砌体结构时，安装隔震支座的施工应满足下列要求：

1 间隔切断准备安放隔震支座处的构造柱，并做支撑保护。

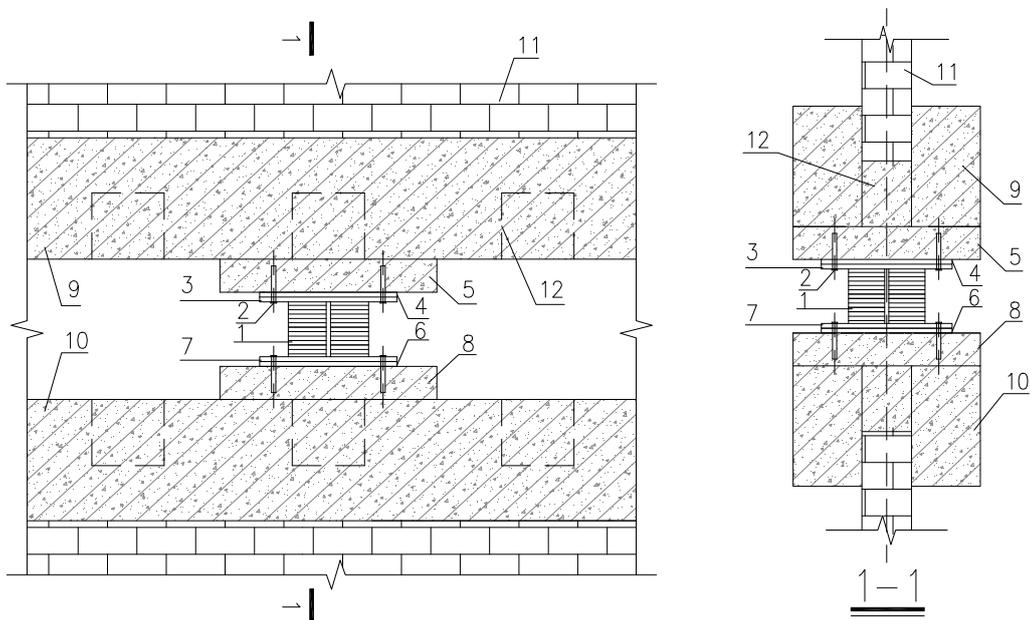
2 在下支墩处安装隔震支座的下预埋钢板，将预埋钢板螺栓和下支墩钢筋进行有效连接，确保浇筑混凝土时不移位不变形，并校准预埋钢板的标高和水平度，经检查无误后，进行下支墩混凝土的浇筑。

3 安装隔震支座，连接隔震支座与下预埋板。

4 安装上部预埋钢板及螺栓，将预埋钢板螺栓和上支墩钢筋进行有效连接，确保浇筑混凝土时不移位不变形，经检查无误后进行上支墩混凝土的浇筑。

5 待混凝土达到设计强度的 80%以上时，方可进行隔震支座安装。隔震支座安装如图 14.3.14 所示。

6 当混凝土强度达到设计要求后，应按设计要求的位置和缝宽将原有墙体断开，并填充柔性材料。



1—隔震支座；2—连接螺栓；3—连接板（上）；4—预埋钢板（上）；5—上支墩；6—预埋钢板（下）；
7—连接板（下）；8—下支墩；9—上托换梁；10—下托换梁；11—原墙体；12—抗剪键。

图 14.3.14 隔震支座安装示意图

14.3.15 隔震技术加固钢筋混凝土框架结构时，上、下框架柱的施工应满足下列要求：

1 宜设置满堂红竖向支撑托起上部结构，并完成全部框架柱卸载。

2 应设置限制上部结构水平移位的水平支撑。

3 切断框架柱宜遵循由内向外，间隔分批完成隔震支座施工。

4 隔震支座的下支墩的混凝土宜分两次浇筑，第一次浇筑至预埋板下方 3~5cm 处，第二次浇筑宜采用无收缩混凝土或灌浆料，确保预埋板下无空洞。

5 宜一次性拆除全部竖向支撑和水平支撑，应避免上部结构承受不均匀变形。

14.3.16 支墩等与隔震支座直接相连构件的纵向钢筋在端部宜采用 135 度弯钩进行锚固，并宜采用双向钢筋网片对纵筋进行拉结，钢筋网片采用的钢筋直径宜不小于 16mm。

14.3.17 对隔震层外露金属部件应进行防锈处理，处理方法应符合国家现行标准《建筑防腐蚀工程施工规范》GB 50212 的有关规定。

14.3.18 对穿越隔震层的管道和管线应进行柔性连接，隔震沟盖板施工时应预留维修孔。

14.3.19 当进行模板安装和混凝土浇筑时，应对模板及支架进行观察和维护。当发生异常情况时，应按施工技术方案及时进行处理。

14.3.20 在涂刷模板隔离剂时，不得沾污钢筋和混凝土接搓处。

14.3.21 当进行模板拆除时，混凝土强度应满足设计要求。

14.3.22 现浇的隔震层构件不应有影响结构性能和设备安装的尺寸偏差。在支墩混凝土二次浇筑前，应对混凝土接搓处进行处理，剔除浮石、凿毛，并对预埋螺栓、预埋钢板进行检查校正，洒水、冲洗湿润后，方可浇筑混凝土。

14.3.23 已安装完毕的隔震支座，应在现浇隔震层构件强度达到设计要求后，方可承受全部设计荷载。

14.3.24 隔震技术加固工程竣工验收前，应具有完整、齐备，并能真实反应工程实际的技术档案和竣工图，作为工程竣工验收依据。

14.3.25 隔震加固工程上部结构验收、竣工验收及维护检查时，应对隔离缝和柔性连接进行验收和检查。

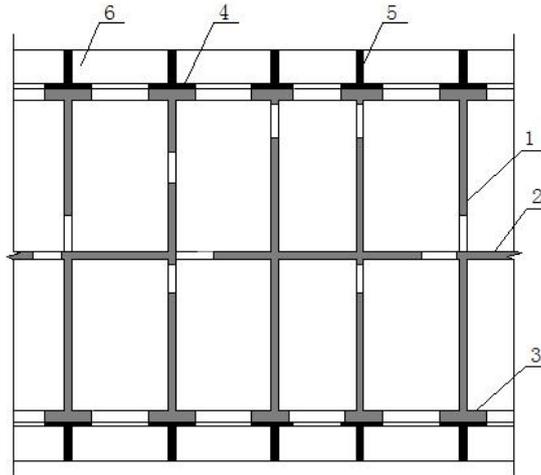
14.3.26 隔震技术加固结构的管理者应充分理解隔震结构的特点，对隔震技术加固结构进行日常维护，确保隔震层的变形能力。隔震层遭遇火灾和浸水等灾害后，应请专业人员对隔震装置进行检查。

15 外套结构加固

15.1 一般规定

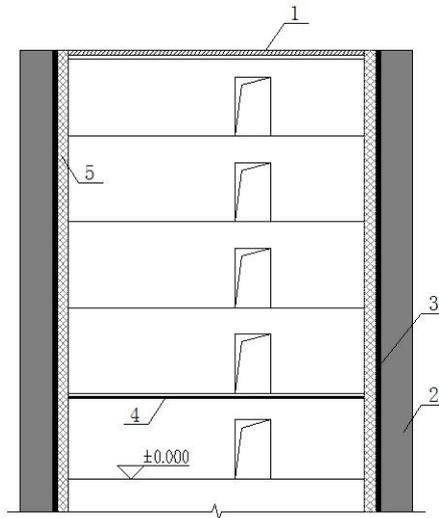
15.1.1 本章适用于实心砖砌体承重的多层房屋的外套结构加固，其适用的最大高度和层数应符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定。

15.1.2 多层砌体结构抗震能力不足时，可在其外部增设钢筋混凝土结构（图 15.1.2-1、15.1.2-2），并使之与原砌体结构连成整体，达到约束原结构、提高结构整体抗震性能的目的。



1-原横墙；2-原内纵墙；3-原外纵墙；4-外加纵墙；5-外加横墙；6-外加楼板

图 15.1.2-1 结构加固平面示意图



1-屋顶拉梁或钢拉杆；2-外加横墙；3-外贴纵墙；4-钢拉杆；5-原外纵墙

图 15.1.2-2 结构加固立面示意图

15.1.3 采用外套结构加固方案时，既有建筑结构应满足下列要求：

- 1 结构平面布置宜规则对称。
- 2 原房屋应为横墙承重或纵横墙承重；原房屋大多数横墙的间距不应大于 6.0m。
- 3 原房屋墙体应为厚度不小于 240mm 的普通砖实心墙。

15.1.4 外套结构加固设计应满足下列要求：

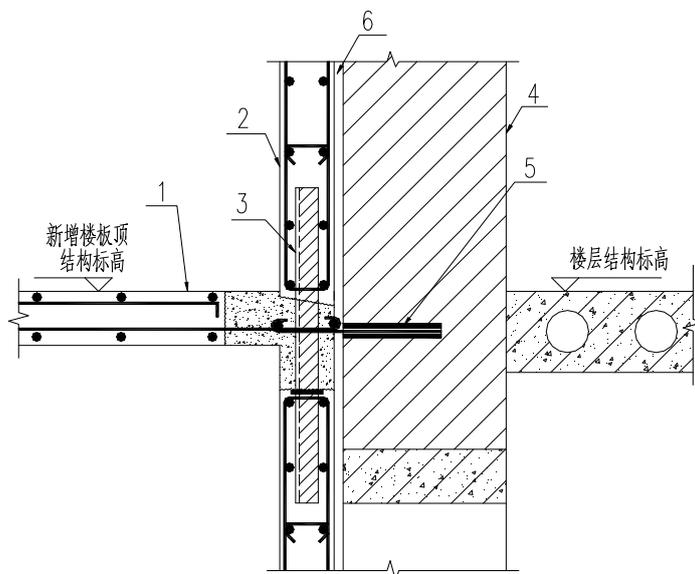
- 1 外套结构宜采用装配式混凝土结构，也可采用现浇混凝土结构。
 - 2 建筑内部存在局部不满足抗震鉴定要求的部位时，尚应采取相应加强措施。
 - 3 建筑内部存在竖向承载力不满足的墙体时，尚应对其进行加固。
 - 4 应考虑施工过程中及基础沉降对原墙体的影响，避免外加结构引起原墙体开裂。
- 15.1.5** 采用装配式外套结构进行抗震加固时，尚应满足下列要求：
- 1 所有构件承受的荷载和作用，应通过可靠的传递途径连续传至基础。
 - 2 装配式结构的节点设计应构造简单、传力直接、受力明确、便于施工。
 - 3 装配式结构的节点和连接的承载能力和延性不宜低于同类现浇结构，亦不宜低于预制构件本身，且应满足“强剪弱弯、更强节点”的要求。

15.2 抗震加固设计

15.2.1 外套结构应满足下列要求：

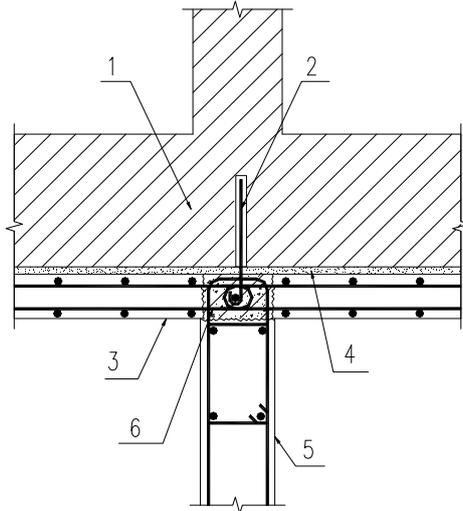
- 1 房屋各层均应设置外套结构进行加固，各层外套结构的布置应上下对齐。
- 2 外加横墙宜与原结构横墙对齐，外加横墙的最大间距不宜大于 6.0m。
- 3 原结构地上部分外纵墙的窗下墙位置，可不设置外贴纵墙；各层外纵墙窗上或门上墙体应进行加固。
- 4 对原外纵墙首层洞口以下的墙体，宜对其正负零以下的部分进行加固。

15.2.2 外贴纵墙、外加横墙、外加楼板与原砌体结构外墙之间应有可靠连接；外套结构采用装配式结构时，应在楼层标高处设置水平现浇配筋混凝土带，以连接外纵墙、外加横墙及外加楼板（图 15.2.2-1）；并应在原砌体结构纵横墙交接处外侧设置竖向现浇配筋混凝土带连接（图 15.2.2-2），以连接原砌体结构横墙、外贴纵墙及外加横墙。外加横墙的上下层之间在楼层标高处宜设置水平现浇配筋混凝土带，以连接上下层外加横墙。外贴纵墙与原砌体结构之间应灌注无收缩灌浆料或水泥砂浆。外贴纵墙现浇时，其与原砌体结构外墙的连接应满足现行国家标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116 的相关要求。



1-外加楼板；2-外贴纵墙；3-型钢埋件；4-原有内墙；5-原砖墙植筋；6-缝隙内灌浆

图 15.2.2-1 新旧墙体节点连接立面示意图



1-原砖墙；2-原砖墙植筋；3 外贴纵墙；4-缝隙内灌浆；5-外加横墙；6-竖向配筋后浇带

图 15.2.2-2 新旧墙体节点连接平面示意图

15.2.3 外套结构采用装配式混凝土结构时，预制构件与现浇构件的混凝土强度等级均不应低于 C30，现浇连接节点的混凝土强度不应低于预制构件的混凝土强度。

15.2.4 加固后结构的计算分析应满足下列要求：

- 1 可采用线弹性分析假定；并应考虑砌体、混凝土等不同材料的特性。
- 2 原砌体材料泊松比可取 0.15，弹性模量应符合现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 的相关规定；新增混凝土材料采用的相关计算参数应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的相关规定。
- 3 结构平面布置规则时，多遇地震作用下结构的整体分析可按纵、横两个方向分别计算。
- 4 荷载取值及荷载组合应满足现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的要求。
- 5 多遇地震下结构弹性位移角不应大于 1/2000。
- 6 加固后结构应进行罕遇地震下的弹塑性时程分析；罕遇地震下，结构弹塑性层间位移角不应大于 1/400。

15.2.5 结构构件及接缝承载力验算应满足下列要求：

- 1 原砌体外纵墙与外贴纵墙形成的组合外纵墙应能承担全部纵向地震作用。
- 2 新增墙体的拉弯、压弯和水平抗剪承载力验算应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定。
- 3 原结构墙体的水平抗剪承载力应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定。
- 4 原砌体墙的抗压承载力应满足现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 的要求。
- 5 预制墙板水平缝受剪承载力应满足现行国家标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 的要求。

15.2.6 外加墙体的构造应满足下列要求：

- 1 外加横墙厚度 t 不应小于 160mm；其截面高度 d 不应小于 $h/18$ ，不宜小于 $h/15$ ； h 为同一横墙顶部拉梁或拉杆与底层钢拉杆之间的距离；外加横墙厚度 t 应大于等于表 15.2.6 中规定的数值。

表 15.2.6 外套结构外加横墙厚度最小要求

截面高度 d (mm)	截面厚度 t (mm)
$h/18$	400
$h/15$	300
$h/12$	220
$h/10$	160

注： 1. h 为同一横墙顶部拉梁或拉杆与底层钢拉杆之间的距离；

2. 外加横墙厚度 t 与表中数值不同时，可按内插取值。

2 外贴纵墙厚度不应小于 120mm，不宜小于 140mm。

3 外加墙体与现浇混凝土交接的一侧应将水平筋甩出并锚入现浇混凝土中。

4 新增墙体抗震构造措施尚应满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 关于抗震等级三级抗震墙的要求。

5 预制构件之间、预制构件与现浇混凝土的结合面应做成粗糙面。

15.2.7 外加楼板及水平现浇带的构造应满足下列要求：

1 板厚不应小于 100mm，并应满足竖向刚度和承载力要求。

2 外加楼板与周边预制墙板之间应设置水平后浇带；外加楼板钢筋总量应至少甩出 50% 并锚入水平后浇带。

3 水平现浇带与原砖墙之间可采用锚筋连接；锚筋的直径不应小于 8mm，间距宜为 400mm，植入砖墙的深度不应小于 150mm，锚筋孔内应灌注植筋胶。

15.2.8 钢拉杆或拉梁的设置应满足下列要求：

1 应在建筑底层设置钢拉杆；底层每道横墙两侧应各设置一道钢拉杆，钢拉杆直径不应小于 25mm；当有地下室时，钢拉杆可设置于地下室顶板下；在满足等强度的条件下，也可采用在原结构基础位置设置压浆锚杆或植筋代替钢拉杆。

2 应在屋顶板上部每道横墙对应的位置设置混凝土拉梁、钢拉梁或钢拉杆；钢拉梁或混凝土拉梁纵筋总截面面积不应小于 10cm²；其他楼层可不设置。

3 钢拉杆或拉梁端部应与新增横墙有可靠拉接。

15.2.9 外套结构基础设计应满足下列要求：

1 宜选择对原建筑影响小、沉降量小、弃土少、施工安全、施工速度快捷的基础形式。

2 应根据土质、地下水位、新增结构类型及荷载大小选用合理的基础形式，当地质勘察资料不足时，应重新进行岩土工程勘察。

3 新增基础与原基础宜脱开，并应考虑新设基础下土体沉降对原基础的影响，防止原砌体房屋发生裂损；外套结构不应坐于软弱地基上。

4 应考虑地基受荷后的变形，避免新旧结构产生标高差异。

15.3 加固施工和验收

15.3.1 施工前应拆除原有散水、空调板、女儿墙、外挑阳台等外墙突出部分，宜移除外墙附属管线；拆除工程应避免扰动原结构。

15.3.2 原有砖墙表面应进行清洁，去除外墙外表面装修层，外贴纵墙部分的砖墙应进行勾缝。

15.3.3 施工前，应对建筑层高、建筑总高度、轴线尺寸、建筑总宽度、窗洞尺寸等建筑数据进行

复测及核对。

15.3.4 对施工过程中可能导致的倾斜、开裂或局部倒塌等情况，应预先采取安全措施。应进行施工阶段结构稳定分析，采取可靠措施防止新增结构在施工过程中失稳。

15.3.5 对外套装配式结构，应合理规划构件运输通道和存放场地，设置必要的现场临时存放架，并制订成品保护措施。

15.3.6 预制构件、安装用材料及配件应按标准规定进行进场检验，未经检验或不合格的产品不得使用。

15.3.7 构件吊装前，应检查构件装配连接构造详图，包括构件的装配位置、节点连接详细构造及临时支撑设计计算校核等。

15.3.8 预制构件应按施工方案要求的顺序进行吊装，吊装就位后，应及时在预制构件和已施工现浇结构间设置临时支撑及临时固定措施。

15.3.9 预制构件应经测量校准定位后再安装与其相邻的构件，需要传递荷载的构件其连接部位承载力应达到设计要求才能拆除支撑结构。

15.3.10 装配式结构构件连接或构件与现浇结构连接采用螺栓连接时，应按要求进行施工检查和质量控制，并做好露明铁件的防腐和防火处理。

15.3.11 外套结构的基础施工不应扰动原地基基础。

15.3.12 外套结构加固的施工期间应进行基础沉降变形观测。

15.3.13 施工中应采取措施减小对室内的干扰及对周边环境的影响。

15.3.14 抗震加固验收应满足现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204、《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1、《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116 等的相关要求。

附录 A 荷载标准值及组合

A.0.1 民用建筑楼面均布活荷载的标准值及其组合值系数、频遇值系数和准永久值系数的取值，不应小于表 A.0.1 的规定。

表 A.0.1 民用建筑楼面均布活荷载标准值及其组合值、频遇值和准永久值系数

项次	类别		标准值 (kN/m ²)	组合 值系 数 γ_c	频遇 值系 数 γ_f	准永久 值系 数 γ_q	
1	(1) 住宅、宿舍、旅游、办公楼、医院病房、托儿所、幼儿园		2.0	0.7	0.5	0.4	
	(2) 试验室、阅览室、会议室、医院门诊室		2.0	0.7	0.6	0.5	
2	教室、食堂、餐厅、一般资料档案室		2.5	0.7	0.6	0.5	
3	(1) 礼堂、剧场、影院、有固定座位的看台		3.0	0.7	0.5	0.3	
	(2) 公共洗衣房		3.0	0.7	0.6	0.5	
4	(1) 商店、展览厅、车站、港口、机场大厅及其旅客等候室		3.5	0.7	0.6	0.5	
	(2) 无固定座位的看台		3.5	0.7	0.5	0.3	
5	(1) 健身房、演出舞台		4.0	0.7	0.6	0.5	
	(2) 运动场、舞厅		4.0	0.7	0.6	0.3	
6	(1) 书库、档案室、贮藏室		5.0	0.9	0.9	0.8	
	(2) 密集柜书库		12.0	0.9	0.9	0.8	
7	通风机房、电梯机房		7.0	0.9	0.9	0.8	
8	汽车通道及客车 停车库	(1) 单项板楼盖(板跨不小于 2m)和双向板楼盖(板跨不小于 3m×3m)	客车	4.0	0.7	0.7	0.6
			消防 车	35.0	0.7	0.5	0.0
		(2) 双向板楼盖(板跨不小于 6m ×6m)和无梁楼盖(柱网不小于 6m×6m)	客车	2.5	0.7	0.7	0.6
			消防 车	20.0	0.7	0.5	0.0
9	厨房		(1) 餐厅	4.0	0.7	0.7	0.7
			(2) 其他	2.0	0.7	0.6	0.5
10	浴室、卫生间、盥洗室		2.5	0.7	0.6	0.5	
11	走廊、门厅		(1) 宿舍、旅馆、医院病房、 托儿所、幼儿园、住宅	2.0	0.7	0.5	0.4
			(2) 办公楼、餐厅、医院门诊 部	2.5	0.7	0.6	0.5
			(3) 教学楼及其他可能出现人 员密集的情况	3.5	0.7	0.5	0.3
12	楼梯		(1) 多层住宅	2.0	0.7	0.5	0.4
			(2) 其他	3.5	0.7	0.5	0.3
13	阳台		(1) 可能出现人员 密集的情况	3.5	0.7	0.6	0.5
			(2) 其他	2.5	0.7	0.6	0.5

注：1 本表所给各项活荷载适用于一般使用条件，当使用荷载较大、情况特殊或有专门要求时，应按实际情况采用；

2 第 6 项书库活荷载当书架高度大于 2m 时，书库活荷载尚应按每米书架高度不小于 2.5 kN/m² 确定；

3 第 8 项中的客车活荷载仅适用于停放载人少于 9 人的客车；消防车活荷载适用于满载总重为 300 kN 的大型车辆；当不符合本表的要求时，应将车轮的局部荷载按结构效应的等效原则，换算为等效均布荷载；

4 第 8 项消防车活荷载，当双向板楼盖板跨介于 3m×3m~6m×6m 之间时，应按跨度线性插值确定；

5 第 12 项楼梯活荷载，对预制楼梯踏步平板，尚应按 1.5kN 集中荷载验算；

6 本表各项荷载不包括隔墙自重和二次装修荷载；对固定隔墙的自重应按永久荷载考虑，当隔墙位置可灵活自由布置时，非固定隔墙的自重应取不小 1/3 的每延长米墙重 (kN/m) 作为楼面活荷载的附加值 (kN/m²) 计入，且附加值不应小 1.0kN/m²。

A.0.2 房屋建筑的屋面，其水平投影面上的屋面均布活荷载的标准值及其组合值系数、频遇值系数和准永久值系数的取值，不应小于表 A.0.2 的规定。

表 A.0.2 屋面均布活荷载标准值及其组合值、频遇值和准永久值系数

项次	类别	标准值 (kN/m ²)	组合值系数 γ_c	频遇值系数 γ_f	准永久值系数 γ_q
1	不上人的屋面	0.5	0.7	0.5	0.0
2	上人的屋面	2.0	0.7	0.5	0.4
3	屋顶花园	3.0	0.7	0.6	0.5
4	屋顶运动场地	3.0	0.7	0.6	0.4

注：1 不上人的屋面，当施工或维修荷载较大时，应按实际情况采用；对不同类型的结构应按有关设计规范的规定采用，但不得低于 0.3kN/m²；

2 当上人的屋面兼作其他用途时，应按相应楼面活荷载采用；

3 对于因屋面排水不畅、堵塞等引起的积水荷载，应采取构造措施加以防止；必要时，应按积水的可能深度确定屋面活荷载；

4 屋顶花园活荷载不应包括花圃土石等材料自重。

A.0.3 基本组合的荷载分项系数，应按下列规定采用：

1 永久荷载的分项系数应符合下列规定：

- 1) 当永久荷载效应对结构不利时，对由可变荷载效应控制的组合应取 1.2，对由永久荷载效应控制的组合应取 1.35；
- 2) 当永久荷载效应对结构有利时，不用大于 1.0。

2 可变荷载的分项系数应符合下列规定：

- 1) 对标准值大于 4kN/m² 的工业房屋楼面结构的活荷载，应取 1.3；
- 2) 其他情况，应取 1.4。

条文说明：本附录引自国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009-2012。根据《建筑抗震鉴定标准》(征求意见稿)，对于后续工作年限少于 50 年的建筑，建筑上的荷载一般情况下可按《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012 的规定取值。

附录 B 混凝土房屋楼层抗震综合承载力法

B.0.1 符合下列条件时，B类房屋和后续工作年限少于50年的C类房屋可采用本附录规定的方法进行加固后结构的抗震承载能力验算：

1 加固后结构类型为钢筋混凝土框架结构、框架-抗震墙结构。

条文说明：本条给出了加固后结构类型的限定条件；错层结构、连体结构、竖向体型收进、悬挑结构的定义，同《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3。

2 加固后房屋楼屋盖为现浇或装配整体式楼屋盖，建筑平面未采用角部重叠或细腰形平面布置；平面长度 L 与平面宽度 B 之比 L/B 不大于6； l/b 小于2、 l/B_{\max} 小于0.35（图B.0.1）；

条文说明：考虑到既有建筑加固的特殊性，参考现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3第3.4.3条的6、7度区的规定，将其作为本规程楼层抗震综合承载力法应用的限定条件之一。

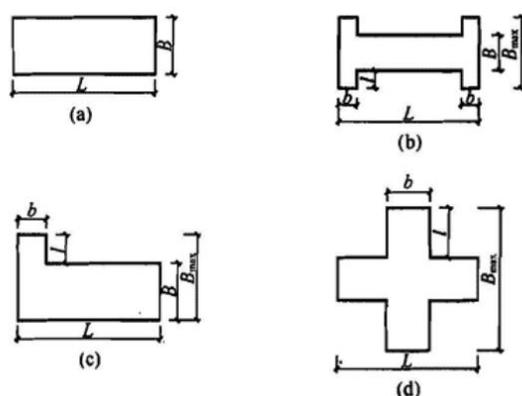


图 B.0.1 建筑平面示意

3 加固后结构楼板平面有较大的凹入或开洞时，有效楼板宽度大于等于该层楼面宽度的50%；楼板开洞总面积不超过楼面面积的30%；在扣除凹入或开洞后，楼板在任一方向的最小净宽度不小于5m，且开洞后每一边的楼板净宽度不小于2m。

条文说明：楼层抗震综合承载力法应用的首要前提是楼屋盖可协调竖向抗侧力构件的变形，因此参考现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3第3.4.6条，将楼板凹入及开洞作为限定条件之一。

4 框架-抗震墙结构，单片抗震墙底部承担的水平剪力不超过结构底部总水平剪力的30%。

条文说明：为避免单片抗震墙破坏引起结构性能明显变化的情况，参考《高层建筑混凝土结构技术规程》第8.1.7条，同时考虑结构加固设计的特点，对框架-抗震墙结构的单片抗震墙底部承担的水平剪力的上限提出了要求，不满足时一般需调整抗震墙布置。

修订说明：既有建筑抗震加固设计，应从总体抗震性能出发，避免过度关注于构件承载力的逐一核对上；从实际操作层面，经常出现一种现象，采用01抗震规范设计建造的、施工质量符合要求的混凝土房屋，即使未对原结构做较大的拆改，抗震设防烈度与设防类别也未发生变化，进行改造后结构的抗震验算时，仍会出现部分构件配筋不足的问题，例如连梁配筋不足或截面不足、框架梁纵筋配筋不足等。这种情况的出现，也可能与设计工具更新迭代、设计习惯及计算假

定等因素有关；因这些因素而导致的抗震加固，实际上是没有必要的。

目前的抗震加固很多是因建筑改造而引起的，建筑改造中，往往存在加固部位受限的问题，例如，部分房间存在高价值的装修及设施、设备不能中断运行、或是外立面风貌受保护，导致难以对某些结构构件进行直接加固，需要在满足整体抗震性能的基础上，采取更为灵活的加固策略。

为此，本规程在设定更严格条件并增加验算内容的基础上，根据既有建筑综合抗震能力的概念，针对符合本附录限定条件的B类和后续工作年限少于50年的C类混凝土房屋，提出了楼层抗震综合承载力法。

B.0.2 采用楼层抗震综合承载力法进行抗震验算时，应满足下列要求：

1 应至少在两个主轴方向分别选取有代表性的平面结构进行验算。

2 多遇地震下可采用线弹性分析假定。

3 多遇地震下部分抗侧力构件受弯承载力不足时，可考虑其受弯刚度的折减；刚度折减后的地震作用水平，不应低于未进行刚度折减时。

条文说明：抗侧力构件受弯承载力不足时，抗侧力构件受弯刚度折减系数一般不应小于0.70，确实需要时，个别构件的受弯刚度折减系数不应小于0.50。

4 多遇地震下的地震作用计算及内力调整，不应低于建造时施行的标准。

5 采用减震技术加固时，多遇地震下的结构验算可采用等效附加阻尼、等效附加刚度模拟减震装置的作用。

条文说明：设置消能减震装置的混凝土房屋，也可采用楼层抗震综合承载力法进行抗震验算。

B.0.3 未进行抗弯刚度折减时，框架、框架-抗震墙结构多遇地震下的结构验算尚应满足下列要求：

1 抗震墙、框架柱、框架梁的受剪截面和受剪承载力均应满足验算要求；

2 各抗震墙、框架柱、框架梁计算所需的钢筋不宜超过实配钢筋的2.0倍；

条文说明：本条是针对加固后结构未进行构件抗弯刚度折减时的验算要求。

B.0.4 进行抗弯刚度折减时，多遇地震下结构分析得到的整体结果，应满足下列要求：

1 层间位移角，框架结构不应超过1/550，框架-抗震墙结构不应超过1/800。

2 在考虑偶然偏心影响的规定水平地震力作用下，楼层竖向构件最大的水平位移和层间位移不应大于该楼层平均值的1.5倍。

3 高层结构的第一扭转周期与第一平动周期之比不应大于0.9。

条文说明：本条是针对加固后结构进行构件抗弯刚度折减时的验算结果要求。

B.0.5 体系影响系数与局部影响系数，可根据结构体系、梁柱箍筋、轴压比、墙体边缘构件等符合建造时施行的设计标准的程度和部位，按下列情况确定：

1 当各项构造均符合建造时施行的设计标准时，可取1.0。

2 当各项构造均符合建造时施行的设计标准低1个抗震等级的规定时，可取0.85。

B.0.6 应补充进行加固后结构在罕遇地震下的弹塑性时程分析，时程分析应符合本规程第3章的规定，并应满足下列要求：

1 弹塑性时程分析得到的层间位移角，框架结构不应大于1/60，框架-抗震墙结构不应大于1/120。

2 结构抗侧力构件的抗震构造不符合建造时施行的设计标准，但符合比建造时施行的设计标准低1个抗震等级的规定时，框架结构的层间位移角不应大于1/120，框架-抗震墙结构的层间位移角不应大于1/240。

条文说明：罕遇地震下的弹塑性时程分析，由于一般通过材料的本构关系考虑了非线性问题，

可不对构件进行抗弯刚度折减。

B.0.7 罕遇地震下抗侧力构件的损伤程度不应高于重度损坏。

条文说明：重度损坏是指构件达到极限变形条件，但无显著的承载力退化。构件评价标准可依据现行协会标准《建筑结构非线性分析技术标准》T / CECS 906-2021 附录 C 中的相关规定。

附录 C 框架-抗震墙结构楼层抗剪综合承载力法

C.0.1 符合下列条件时，B类房屋和后续工作年限少于50年的C类房屋其抗侧力构件可采用本附录规定的方法进行加固后结构的抗震承载力验算：

- 1 加固后结构类型为钢筋混凝土框架-抗震墙结构。
- 2 房屋高度不超过40m。
- 3 加固后结构是规则结构，无现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011所规定的竖向不规则及错层、连体。
- 4 符合B.0.1条第2~3款的规定。
- 5 抗侧力构件受剪截面应满足要求。

条文说明：本计算方法仅对抗侧力构件，既抗震墙、框架柱进行承载力验算，对于框架梁，若经判定需要加固时，应采取相应措施进行加固处理。

C.0.2 采用楼层抗剪综合承载力方法进行抗震承载力验算时，楼层承载力验算应满足下列要求：

$$V_{iw} \leq \eta[V_{iw}] \quad (\text{C.0.2-1})$$

$$V_{iF} \leq \beta[V_{iF}] \quad (\text{C.0.2-2})$$

V_{iw} 一结构中第*i*层抗震墙分担的总剪力设计值，单位KN，*i*从1到*n*，*n*为计算模型的总层数。

V_{iF} 一结构第*i*层框架柱分担的总剪力设计值，单位KN，*i*从1到*n*，*n*为计算模型的总层数。

如果加固后结构设计考虑双重抗侧力结构的抗震设计要求，框架部分的设计剪力使用调整后的设计剪力，取值方法是取 $\min(0.2V_0, 1.5V_{f_{\max}})$ ， V_0 为结构设计基底总剪力， $V_{f_{\max}}$ 为结构各层框架柱分担的层剪力的最大值。

$[V_{iw}]$ 一结构中第*i*层的抗震墙墙肢的抗侧承载力之和，计算公式见C.0.3-1，单位KN。

$[V_{iF}]$ 一结构中第*i*层的框架柱的抗侧承载力之和，计算公式见C.0.5-1，单位KN。

η 一抗震墙的抗侧承载力指数，取值不小于1.0，当结构中有部分需要不满足要求的抗侧力构件不能加固时， η 不小于1.1，具体见C.0.8。

β 一框架的抗侧承载力指数，当结构中有部分需要加固的框架柱不能加固时， β 不小于2.0，具体见C.0.8。

条文说明：由于框架-抗震墙结构中存在框架与抗震墙之间的协同作用，整体结构的侧向变形是弯剪模式。由于底部抗震墙的抗侧刚度大，层剪力的分配方式是底部抗震墙分担了绝大部分的层水平剪力，靠近结构顶部抗震墙由于侧向变形受到框架的约束而产生反作用，让顶部框架分担了远大于楼层水平总剪力的水平剪力，因此，不能简单叠加框架与抗震墙的抗侧承载力作为框

架-抗震墙结构的层抗剪承载力，需要考虑框架与抗震墙之间协同作用的影响。所以，本条款提出分别计算结构中各层框架柱与抗震墙的总设计楼层剪力与各自楼层抗侧承载力的方法，来判断结构的地震安全水平。

既有框架-抗震墙结构，对应实际几何尺寸、实际材料强度与配筋，计算构件各自的对应斜截面受剪承载力（框架柱见公式 C.0.5-3，抗震墙见公式 C.0.3-3）与对应压弯或拉弯承载力时的对应剪力（框架柱见公式 C.0.5-2，抗震墙见公式 C.0.3-2），严格要求构件需满足强剪弱弯要求，否则，构件可能先发生斜截面的受剪破坏。对应的楼层抗侧承载力是构件发生受弯破坏时对应的剪力。如果设计考虑双重抗侧力结构的设计要求，放大框架的设计剪力，框架部分的设计计算使用调整后的设计剪力，调整方法是取 $\min(0.2V_0, 1.5V_{fmax})$ 。

本方法适用于框架结构采用增设抗震墙的改变体系（从框架结构体系改为框架-抗震墙结构体系）加固方法加固后框架-抗震墙结构的抗震验算，也适用于框架-抗震墙结构的抗震验算。现行抗震设计规范中，框架-抗震墙结构罕遇地震下的最大层间位移角限值为 1/100，框架结构的层间位移角限值为 1/50，可见，有抗震墙存在（如框架结构中增设抗震墙），在抗震墙接近允许最大层间位移角限值时，框架柱的变形能力可能还没有充分发挥，框架要有足够的承载力时，框架柱的抗震构造要求可以适当放松，一定条件下可以不需要进行抗震加固。抗震墙部分的地震安全性决定整体结构的地震安全性。所以，本条建议分别计算抗震墙部分的安全性与框架部分的安全性。

C.0.3 第 i 层抗震墙总抗震抗侧承载力可按照式（C.0.3-1）计算，其中 V_{iwj} 按(C.0.3-2)和(C.0.3-3)

分别计算并取小值：

$$[V_{iw}] = \sum V_{iwj} \quad (C.0.3-1)$$

$$V_{iwj} = \frac{M_{wua}^b}{H'_n} \quad (C.0.3-2)$$

$$V_{iwj} = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4f_t b h_0 + 0.1N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right] \quad (C.0.3-3)$$

式中 M_{wua}^b 为验算层偏压抗震墙的底部截面受弯承载力，按式（C.0.4-1）计算。

H'_n 一验算层偏压抗震墙底部截面至抗震墙反弯点的高度，按(C.0.3-4)和(C.0.3-5)分别计算并取大值；

$$H'_n = \frac{M}{V} \quad (C.0.3-4)$$

$$H'_n = \frac{M_{Ek}^*}{V_{Ek}^*} \quad (C.0.3-5)$$

M, V 一 分别为验算抗震墙的底部截面弯矩设计值与设计剪力值；

M_{Ek}^*, V_{Ek}^* 一 分别为对应水平地震作用标准值作用下计算的验算层抗震墙底部截面的弯矩值

与对应剪力值；

N —对应于重力荷载代表值的抗震墙轴向压力；当 N 大于 $0.2f_cbh$ 时取 $0.2f_cbh$ ；

λ —计算截面处的剪跨比， $\lambda = M/(Vh_0)$ ；当 λ 小于 1.5 时取 1.5；当 λ 大于 2.2 时取 2.2；此处， M 为与设计剪力值 V 对应的弯矩设计值；当计算截面与墙底之间的距离小于 $h_0/2$ 时，应按距离墙底 $h_0/2$ 处弯矩设计值与剪力设计值计算；

b —抗震墙截面宽度；

h 、 h_0 —分别为抗震墙截面高度和截面有效高度；

A —抗震墙全截面面积；

A_w — T 形或 I 形截面抗震墙腹板的面积，矩形截面时应取 A ；

f_c —混凝土轴心受压强度设计值；

f_t —混凝土轴心受拉强度设计值；

f_{yv} —水平钢筋强度设计值；

条文说明：本条增加了验算层偏压抗震墙底部截面至抗震墙反弯点的高度计算方法。框架-抗震墙结构中，水平荷载作用下抗震墙底部分担较大的倾覆力矩，但剪力墙构件沿高度的反弯点位置大概在建筑高度的 2/3 左右，一般远大于底部结构楼层高度。基于剪力墙受弯承载力计算剪力墙对应的剪力时，需要估算剪力墙的反弯点高度。

C.0.4 偏压抗震墙的受弯承载力可按下列公式计算：

$$M_{wua} = \frac{1}{\gamma_{RE}} [\alpha_1 f_c \xi (1 - 0.5\xi) b h_0^2 + \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f (h_0 - \frac{h'_f}{2}) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + M_{sw} - \gamma_{RE} N (0.5h - a_s)] \quad (C.0.4-1)$$

$$M_{sw} = [0.5 - (\frac{\xi - \beta_1}{\beta_1 \omega})^2] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \quad (C.0.4-2)$$

$$\xi = \frac{\gamma_{RE} N - \alpha_1 f_c (b'_f - b) h'_f - (1 - \frac{2}{\omega}) f_{yw} A_{sw} - f'_y A'_s + \sigma_s A_s}{\alpha_1 f_c b h_0 + \frac{2 f_{yw} A_{sw}}{\beta_1 \omega}} \quad (C.0.4-3)$$

式中 ξ —为截面相对受压区高度，当 ξ 不大于 ξ_b 时， σ_s 为 f_y ；当 ξ 大于 ξ_b 时， σ_s 按《混凝土结构设计规范》(2015 年版)第 6.2.8 条的规定进行计算。

M_{wua} —偏压抗震墙截面按实配钢筋截面面积、材料强度设计值且考虑承载力抗震调整系数

计算的正截面抗震承载力所对应的弯矩值；有翼墙时应计入墙两侧各一倍翼墙厚度范围内的纵向钢筋。

N —重力荷载代表值产生的轴向压力设计值，当 N 大于 $0.2f_cbh$ 时取 $0.2f_cbh$ ；

A_{sw} —沿截面腹部均匀配置的全部纵向普通钢筋截面面积；

f_c —混凝土轴心受压强度设计值；

f_{yw} —沿截面腹部均匀配置的纵向分布钢筋的强度设计值；

M_{sw} —沿截面腹部均匀配置的纵向钢筋的内力对应 A_s 重心的力矩，当 ξ 大于 β_1 时，取为 β_1 进行计算；

ω —均匀配置纵向普通钢筋区段的高度 h_{sw} 与截面有效高度 h_0 的比值 (h_{sw}/h_0)，宜取 h_{sw} 为 $(h_0 - a'_2)$ 。

条文说明：本条增加了验算偏压抗震墙截面按实配钢筋截面面积、材料强度设计值且考虑承载力抗震调整系数计算正截面抗震承载力的简化计算方法，如有翼墙时应计入墙两侧各一倍翼墙厚度范围内的纵向钢筋。因为抗震墙压弯计算时涉及大小偏压等复杂情况，绝大多数抗震墙实际是大偏压的受力特点，建议了考虑竖向分布钢筋受弯贡献时的抗震墙正截面抗震承载力的简化计算方法。

C.0.5 各层框架总抗震抗侧承载力可按照式 (C.0.5-1) 计算，其中 V_{icj} 按 (C.0.5-2) 和 (C.0.5-3) 分别计算，并取小值；

$$[V_{iF}] = \sum V_{icj} \quad (\text{C.0.5-1})$$

$$V_{icj} = \frac{(M_{cua}^t + M_{cua}^b)}{H_n} \quad (\text{C.0.5-2})$$

$$V_{icj} = \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1.05}{1+\lambda} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0 + 0.056N \right] \quad (\text{C.0.5-3})$$

式中 M_{cua}^t 、 M_{cua}^b —分别为验算层偏压柱上、下端的受弯承载力，按照 C.0.6-1 或 C.0.6-2 计算；

H_n —框架柱的净高；

λ —框架柱的计算剪跨比，取 $\lambda = H_n/2h_0$ ；

N —考虑地震组合的框架柱轴向压力设计值，当 N 大于 $0.3f_cbh$ 时取 $0.3f_cbh$ 。

条文说明：原框架结构增设抗震墙后改为框架-剪力墙结构，结构的抗侧力体系发生变化，

小震水平下结构的层间位移角较小，框架柱可能是构造配筋，这时，计算的框架柱抗侧承载力可能远远大于框架的设计剪力，即使考虑双重抗侧力体系要求，框架的抗侧力会富裕较多。

C.0.6 对称配筋矩形截面偏压柱现有受弯承载力可按下列公式计算：

当 $N \leq \xi_b f_c b h_0$ 时，

$$M_{cu\alpha} = \frac{1}{\gamma_{RE}} [0.5\gamma_{RE} N h (1 - \frac{\gamma_{RE} N}{\alpha_1 f_c b h}) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)] \quad (C.0.6-1)$$

当 $N > \xi_b f_c b h_0$ 时，

$$M_{cu\alpha} = \frac{1}{\gamma_{RE}} [f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + \xi (1 - 0.5\xi) \alpha_1 f_c h_0^2 - \gamma_{RE} N (0.5h_0 - a'_s)] \quad (C.0.6-2)$$

$$\xi = [(\xi_b - 0.8)\gamma_{RE} N - \xi_b f'_y A'_s] / [(\xi_b - 0.8)\alpha_1 f_c b h_0 - f'_y A'_s] \quad (C.0.6-3)$$

N —重力荷载代表值产生的柱轴向压力设计值；

f_c —混凝土轴心抗压强度设计值；

f'_y —普通受压钢筋强度设计值；

A'_s —普通受压钢筋实配截面面积；

ξ_b —相对界限受压区高度；

h 、 h_0 —分别为柱截面高度和有效高度；

b —柱截面宽度。

C.0.7 采用楼层抗剪综合承载力方法进行加固后结构抗侧力构件抗震承载力验算时，当抗侧力构件均满足承载力与抗震构造要求时，抗侧力构件不需加固。

C.0.8 采用楼层抗剪综合承载力方法进行加固后结构抗侧力构件抗震承载力验算时，当出现个别抗侧力构件不满足承载力或抗震构造要求时，在满足下列条件之一时，该构件可以不需加固：

1 抗震墙的楼层抗剪综合承载力指数大于 1.1，框架柱的楼层抗剪综合承载力指数不小于 2.0 时，个别构件计算抗侧力不满足承载力要求但抗震构造满足要求时，抗剪承载力指数不小于 0.9 的抗震墙与抗剪承载力指数不小于 0.85 的框架柱可以不加固。

2 抗震墙的楼层抗剪综合承载力指数大于 1.2，框架柱的楼层抗剪综合承载力指数不小于 2.0，仅个别构件抗震构造不满足要求时，该构件可以不加固。

3 抗震墙的楼层抗剪综合承载力指数大于 1.3，框架柱的楼层抗剪综合承载力指数不小于 2.0，个别构件抗侧力与抗震构造不满足要求的构件可以不加固，但抗震墙的抗剪承载力指数不小于 0.9 且抗震构造等级不低于三级，框架柱的抗剪承载力指数不小于 0.85 且抗震构造等级不低于四级。

条文说明：因为框架-抗震墙结构体系中抗震墙是结构的关键抗侧力构件，采用本方法计算，框架的抗剪综合承载力会富裕较多，验算发现框架柱的楼层抗剪综合承载力指数一般不小于

2.0, 所以, 当出现构件不满足承载力或抗震构造要求但楼层抗剪综合承载力指数满足要求, 个别构件要不要加固或因为条件限制、少数不满足设计要求的构件不具备加固条件时, 能否可以不加固是结构抗震加固设计中的一个难点。

本条款把不满足设计要求的情况分位抗震构造不满足要求与承载力不满足要求两种情况。当楼层抗剪综合承载力满足要求, 构件满足抗震构造要求时 (实际工程中框架-抗震剪结构中框架柱式构造控制) 但个别构件的承载力不满足要求时, 对抗震墙的楼层抗剪综合承载力指数提出大于 1.1 的要求, 对抗震墙与框架柱提出承载力不足下限。

当构件的抗震构造要求不满足时, 对抗震墙的楼层抗剪综合承载力指数提出大于 1.2 的要求。

C.0.9 采用楼层抗剪综合承载力方法进行抗震承载力验算时, 应补充进行加固后结构在罕遇地震下的弹塑性时程分析, 并应满足本规程附录 B.0.6 和 B.0.7 的要求。

附录 D 玄武岩纤维韧性砂浆力学性能试验方法

D.0.1 试件尺寸应符合以下规定：

1 立方体抗压强度测试标准试件尺寸为 $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 100\text{mm}$ 。

2 玄武岩纤维韧性砂浆单轴受拉特性包括极限抗拉强度和极限拉应变，试件应采用狗骨试件或薄板试件（图 D.0.1）。薄板试件两端区域为夹持区，应采取表面粘贴铝片等措施进行加固；中部区域为变形测量区，狗骨试件有效测量区域长度取 80mm ，平板试件有效测量区域取 50mm ，测试加载速度为 $0.5\text{mm}/\text{min}$ 。

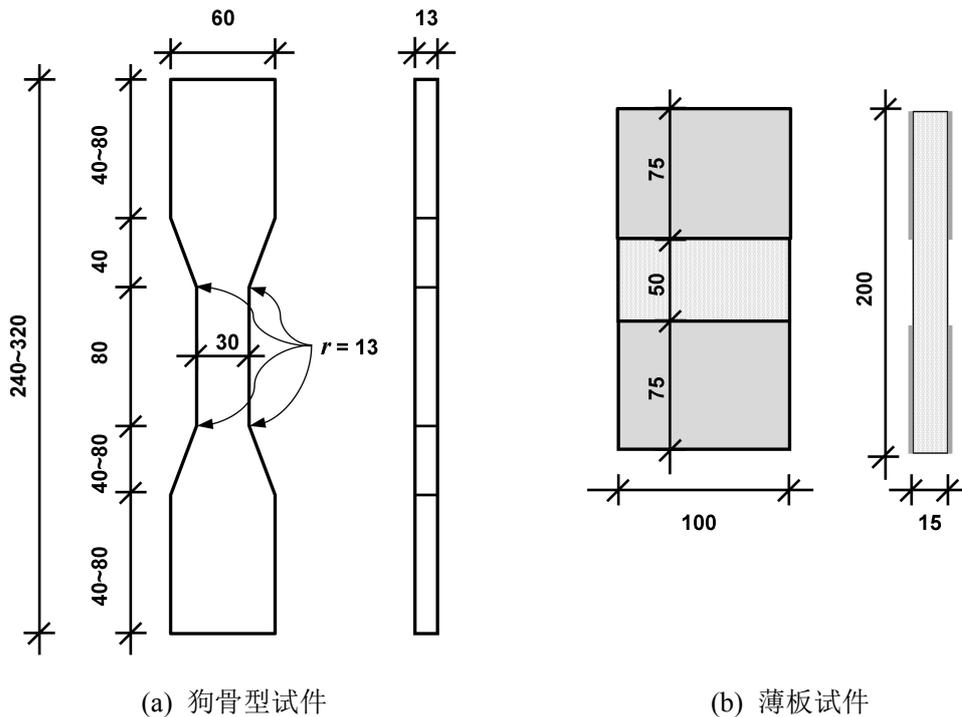


图 D.0.1 受拉特性薄板试件尺寸

D.0.2 仪器设备

1 测试立方体抗压强度和轴心抗压强度的压力试验机应符合现行国家标准《试验机通用技术要求》GB/T 2611 和《液压式压力试验机》GB/T 3722 的有关规定。荷载测量精度应为 $\pm 1.0\%$ ，试验时的最大荷载宜在量程的 80% 以内。

2 测试受拉特性的拉伸试验机除应符合现行国家标准《试验机通用技术要求》GB/T 2611 的有关规定外，尚应符合下列规定：

- 1) 荷载测量精度应为 $\pm 1.0\%$ ，试件最大荷载应处在试验机量程的 80% 以内；
- 2) 试验机应具有位移控制功能，并且应均匀连续地加载；
- 3) 微变形测量仪可选用引伸计或位移传感器，位移传感器精度应为 $\pm 0.001\text{mm}$ ，引伸计精度应为 $\pm 0.001\%$ ；
- 4) 游标卡尺的测量精度应为 $\pm 0.05\text{mm}$ 。

D.0.3 成型与养护

1 玄武岩纤维韧性砂浆材性测试试件应在拌合物搅拌完成后立即成型制作,且应采用振动台振捣密实。应将试模牢固的安装在振动台上,装入新拌玄武岩纤维韧性砂浆时进行振动密实,装料量以振动时砂浆不外溢为宜。振动时间根据砂浆的质量和振动台的性能确定,以使砂浆充分密实为原则。

2 试件凝固成型后,应立即用塑料薄膜覆盖,在 $20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ 的环境温度中静置 $24\text{h} \pm 1\text{h}$ 后编号、拆模,立即放入温度为 $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ 、相对湿度 95% 以上的标准养护室中养护。试件养护龄期应从加水拌合开始计时。

D.0.4 立方体抗压强度

1 立方体抗压强度试验应按下列步骤进行:

- (1) 从养护室中取出试件,并将试件表面擦净;
- (2) 将试件安装在试验机的下压板上,试件的承压面应与成型时的顶面垂直,试件中心应与试验机下压板中心对准;
- (3) 开启试验机,当上压板与试件接近时,应调整球座,使二者接触均衡;
- (4) 在试验过程中应连续均匀地加载,立方体连续均匀地加载,当立方体抗压强度低于 30MPa 时,加载速度应取 0.8MPa/s ; 大于或等于 30MPa 且低于 60MPa 时,加载速度应取 $0.5\text{MPa/s} \sim 0.8\text{MPa/s}$; 大于或等于 60MPa 时,加载速度应取 $0.8\text{MPa/s} \sim 1.0\text{MPa/s}$ 。将试件加载至破坏,并记录破坏荷载。

2 立方体抗压强度应按下式计算:

$$f_{cc} = \frac{F_{cc}}{A_{cc}} \quad (\text{D.0.4-1})$$

式中: f_{cc} —— 立方体抗压强度 (MPa), 精确到 0.1MPa ;

F_{cc} —— 立方体试件破坏荷载 (N);

A_{cc} —— 立方体试件承压面积 (mm^2)。

3 立方体抗压强度试验应以 3 个试件为一组,每组试件立方体抗压强度的确定方法应符合下列规定:

- (1) 每组试件的立方体抗压强度应为 3 个测值的算术平均值,并精确至 0.1MPa ;
- (2) 3 个测值中的最大值或最小值中如有一个与中间值的差值超过中间值的 15%, 可把最小值和最大值一并剔除,取中间值作为该组试件的立方体抗压强度。
- (3) 如最小值和最大值与中间值的差值均超过中间值的 15%, 则该组试件的试验无效。

D.0.5 受拉特性

1 极限抗拉强度和极限拉应变测试试验应按下列步骤进行:

- (1) 从养护室中取出试件,并将试件表面擦拭晾干,粘贴铝片;
- (2) 使用游标卡尺测量试件变形测量区的厚度和宽度,计算横截面积 A ;
- (3) 将位移传感器或引伸计固定在试件变形测量区侧面的中线上,标距准确数值应使用游标卡尺进行测量并记录;
- (4) 采用位移控制方式进行加载,位移控制速度为 0.5mm/min ; 当试件承受的拉力下降至最大拉力的 80% 时,可停止加载。
- (5) 若断裂主裂缝出现在有效测量区域之外,试块测试结果无效。

2 极限抗拉强度和极限拉应变应以 6 个试件为一组,6 个试件测值的算数平均值作为该组

试件的代表值。极限抗拉强度与极限拉应变分别按式 D.0.5-1 与 D.0.5-2 计算：

$$f_{tu} = \frac{F_{tu}}{A_t} \quad (\text{D.0.5-1})$$

$$\varepsilon_{tu} = \frac{l_{tu} - l_0}{L_{tg}} \times 100\% \quad (\text{D.0.5-2})$$

式中：

f_{tu}	——	轴心抗拉强度 (MPa)，精确到 0.01MPa；
F_{tu}	——	试件所能承受的最大拉力值 (N)；
A_t	——	试件变形测量区的初始横截面积 (mm ²)。
ε_{tu}	——	极限拉应变 (%)，精确到 0.01%；
l_{tu}	——	最大拉力时微变形测量仪的读数 (mm)；
l_0	——	加载前微变形测量仪的读数 (mm)；
L_{tg}	——	微变形测量仪的测量标距 (mm)。

本规程用词说明

1 为了便于在执行本规程条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”。

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指定应按其他有关标准、规范的规定执行时，写法为：“应按……执行”、“应满足……要求”或“应符合……规定”。

引用标准名录

- 1 《既有建筑鉴定与加固通用规范》 GB 55021-2021
- 2 《建筑抗震鉴定标准》 GB 50023
- 3 《建筑抗震加固技术规程》 JGJ 116-2009
- 4 《建筑抗震设计规范》 GB 50011-2010
- 5 《混凝土结构加固设计规范》 GB 50367-2013
- 6 《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》 DBJ 11-501-2009
- 7 《装配式混凝土结构技术规程》 JGJ 1-2014
- 8 北京地区《房屋结构综合安全性鉴定标准》 DB11/ 637-2024