

既有建筑鉴定与加固通用规范

(征求意见稿)

目 次

1	总 则	1
2	基本规定	2
3	调查与检测	4
3.1	一般规定	4
3.2	场地和地基基础	4
3.3	上部结构	5
4	既有建筑安全性鉴定	8
4.1	一般规定	8
4.2	构件层次安全性鉴定	9
4.3	子系统层次安全性鉴定	15
5	既有建筑抗震鉴定	19
5.1	一般规定	19
5.2	场地与地基基础	20
5.3	上部结构抗震能力鉴定	20
5.4	上部结构抗震措施鉴定	22
6	既有建筑加固	32
6.1	一般规定	32
6.2	材 料	34
6.3	地基基础加固	36
6.4	结构整体加固与抗震加固	38
6.5	混凝土构件加固	43
6.6	钢构件加固	50
6.7	砌体构件加固	54
6.8	木构件加固	56
6.9	结构锚固技术	57
附录 A	纤维复合材安全性能指标	60
附录 B	结构加固用胶安全性能指标	62
附:	起草说明	72

1 总 则

1.0.1 为贯彻执行国家技术经济政策，统一既有建筑应具备的安全使用功能和技术要求，依据有关法律、法规，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于抗震设防烈度为 6~9 度地区既有建筑的检测、鉴定和加固；也适用于已完工的各种结构实体。

1.0.3 既有建筑的鉴定与加固，应遵循先检测、鉴定，后加固设计、施工与验收的原则；并做到保护环境和节约资源。

1.0.4 本规范的规定为既有建筑鉴定与加固通用的基本要求。执行时，尚应符合现行法律、法规及有关通用规范的规定。

2 基本规定

2.0.1 既有建筑应定期进行安全性检查，并依据检查结果，及时采取相应措施。

2.0.2 既有建筑在下列情况下应进行鉴定：

- 1 安全性检查中发现疑似安全问题时；
- 2 用途或使用环境改变时；
- 3 原设计未考虑抗震设防或抗震设防疑似不足时；
- 4 遭受灾害或事故时；
- 5 使用中发现较严重的质量缺陷或损伤、变形时；
- 6 受到毗邻建设工程施工影响时；
- 7 达到设计工作年限需要继续使用时；
- 8 应管理部门、保险公司、银行、业主要求进行质量评价时。

2.0.3 既有建筑在下列情况下应进行加固：

- 1 鉴定确认需要加固时；
- 2 使用要求增加结构上的荷载或动力作用，经原设计核算需要加固时；
- 3 管理部门或产权人要求提高结构、构件的安全度时。

2.0.4 既有建筑的鉴定与加固应符合下列规定：

- 1 应评估其适修性和保存价值；
- 2 应评估其受地震作用的影响，并确定其抗震设防类别和抗震设防烈度；

3 鉴定应由：在永久荷载与可变荷载作用（以下简称荷载作用）下承载能力的安全性鉴定（以下简称安全性鉴定）和在地震作用下的抗震能力鉴定（以下简称抗震鉴定）组成；

4 对 6 度区场地为 III、IV 类的高层建筑和 7 度区以上（含 7 度区）的所有建筑，应同时进行安全性鉴定与抗震鉴定；

5 加固应包括：结构、构件和地基基础承受荷载作用的承载能力加固和承受地震作用的抗震能力加固（以下简称抗震加固）；

6 鉴定与加固应以修复建筑物安全使用功能、延长其工作年限为目标；不得随意拆除尚处于设计工作年限内的建筑物。

2.0.5 既有建筑的鉴定与加固，应满足下列应急功能的要求：

- 1** 防倒塌的整体牢固性；
- 2** 紧急状态时人员和设备从建筑中撤离的安全性；
- 3** 消防设施工作性能的可靠性。

2.0.6 既有建筑的加固必须采用质量合格，符合安全、卫生、环保要求的材料、产品和设备。

2.0.7 既有建筑的加固必须按规定的程序进行加固设计；不得将鉴定报告直接用于施工。

2.0.8 既有建筑的加固施工必须进行加固工程的施工质量检验和竣工验收；合格后方允许投入使用。

3 调查与检测

3.1 一般规定

3.1.1 既有建筑鉴定与加固，应对建筑物使用条件、使用环境、结构现状进行现场调查与检测。其工作的范围、内容、深度和技术要求，应满足鉴定与加固工作的需要。

3.1.2 当既有建筑的工程图纸和资料不全或已失真时，应进行现场详细核查和检测。

3.1.3 既有建筑鉴定、加固前的现场调查，应包括下列内容：

1 搜集该建筑物的勘察报告、竣工图纸、工程采用的产品的质量证书、施工控制和竣工验收文件，以及历次调查、修缮、加固、改造的资料；

2 调查建筑现状与原始资料符合程度；施工质量和维护状况；查清结构存在的变形与损伤；

3 勘查建筑周边环境变迁及建筑使用条件改变的情况。

3.1.4 既有建筑鉴定、加固前的结构调查与检测，应符合下列规定：

1 应采用适合结构现状和现场作业的检测方法标准；

2 当既有建筑结构取样量受条件限制时，应作为个案通过专门研究进行处理；

3 既有建筑结构构件的材料性能和变形、损伤的检测结果，应能为结构鉴定提供可靠的依据。检测结果未经综合分析，不得直接作出鉴定结论；

4 对现场检测作业的安全问题，应有处理的预案，并应采取防范措施；

5 检测结束后，应及时对检测造成的构件局部破损进行修复。

3.2 场地和地基基础

3.2.1 既有建筑群所在场地的调查与检测，应符合下列规定：

1 应搜集该场地内建筑群的历次灾害、场地的工程地质和地震地质的有关资料；当资料不全或失真时应进行补充调查；

2 对建造在山坡上的既有建筑，尚应对边坡场地的稳定性进行勘查。

3.2.2 既有建筑地基基础现状的调查与检测，应符合下列规定：

1 搜集原始岩土工程勘察报告及有关地基基础设计的图纸资料；

2 调查结构上的实际荷载、沉降观测记录；检查上部结构倾斜、扭曲和裂损情况、基础腐蚀、损伤情况、地下工程和管线的受损状态，以及邻近建筑沉降或深基坑和地下隧道开挖对既有建筑的影响；

3 当变形、损伤有发展时，应进行沉降观测和结构构件的变形、损伤检测；

4 当需通过现场检测确定地基的岩土性能标准值或地基承载力特征值时，应对场地、地基岩土进行近位勘察；

5 当发现地下水或土壤中有腐蚀性介质时，应检测其含量和作用途径。

3.3 上部结构

3.3.1 上部结构现状的调查与检测，应包括下列内容：

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

致的质量、刚度不均匀所造成的扭转影响进行判断。

2 结构构件及其连接的调查，包括结构构件的材料实际强度；几何参数；预埋件、紧固件与构件连接；构件间的连接、拉结、锚固；对混凝土结构还包括梁、柱的配筋和短柱、短梁的承载性能；对砌体结构还包括墙体交接处的连接、楼屋盖与墙体的连接构造、高厚比、局部承压尺寸；钢结构还包括构件的支承长度、长细比、焊缝质量的可靠性；木结构还包括承重木构架、楼盖和屋盖的施工质量和连接、墙体与木构架的连接；单层厂房还包括大型屋面板连接、高大山墙山尖部分和高低跨封墙部位的拉结构造。

3 结构缺陷、损伤和腐蚀的调查，包括材料和施工缺陷、施工偏差、构件及其连接、节点的裂缝（裂纹）或其他损伤以及腐蚀；对砌体构件，还包括砌筑质量、砌体风化、酥碱和砂浆粉化；木结构还包括木材的腐朽和虫蛀。

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

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

3.3.2 结构和构件的材料性能、几何尺寸、变形、缺陷和损伤的调查，应符合下列规定：

1 对结构、构件材料的性能，当档案资料完整、齐全时，应进行校核性检测；当符合原设计要求时，应采用原设计资料给出的结果；当缺少资料或有怀疑时，应进行现场详细检测。

2 对结构、构件的几何尺寸，当图纸资料完整时，应进行现场抽样复核；当缺少资料或资料失真时，应进行现场详细检测。

3 对结构、构件的变形，应在目测普查的基础上，对整体结构中有明显变形的构件进行检测。

4 对结构、构件的缺陷、损伤和腐蚀，应进行全面检测，并应详细记录缺陷、损伤和腐蚀部位、范围、程度和形态。

5 对钢筋混凝土构件、钢构件、砌体构件和木构件，尚应重点检查下列部位的钢筋、钢材的腐蚀和木材的腐朽和虫蛀的状况：

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

6 当需对结构动力特性和动力反应进行测试时，应根据结构特点和检测目的选择适用的检测方法标准；检测仪器应布置于质量集中、刚度突变、损伤严重及能反应结构动力特性的部位。

4 既有建筑安全性鉴定

4.1 一般规定

4.1.1 当既有建筑存在安全问题时，应按本规范的规定进行安全性鉴定。当建筑受有冲击、爆炸、火灾等偶然作用或受有振动作用时，尚应按国家现行有关标准进行安全性的专项鉴定。

4.1.2 既有建筑的安全性鉴定，应按构件、子系统和鉴定系统三个层次，每一层次划分四个安全性等级；从第一层次开始，逐层对规定的项目进行安全性的鉴定评级。各层次的评级标准应符合表 4.1.2 的规定。

表 4.1.2 安全性鉴定评级标准

层次	鉴定对象	等级	分级标准	处理要求
一	构件的鉴定项目	a_u	安全性符合本规范的要求，能正常工作	不必采取措施
		b_u	安全性略低于本规范的要求，尚不明显影响正常工作	仅需采取维护措施
		c_u	安全性不符合本规范的要求，已影响正常工作	应采取措施
		d_u	安全性极不符合本规范的要求，已严重影响正常工作	必须立即采取措施
二	子系统的鉴定项目或其子项	A_u	安全性符合本规范的要求，整体工作正常	可能有个别一般构件或其子项应采取措施
		B_u	安全性略低于本规范的要求，尚不明显影响整体工作	可能有极少数构件或其子项应采取措施

续表 4.1.2

层次	鉴定对象	等级	分级标准	处理要求
二	子系统的鉴定项目或其子项	C_u	安全性不符合本规范的要求，已影响整体工作	应采取措施，且可能有极少数构件或其子项必须立即采取措施
		D_u	安全性极不符合本规范的要求，已严重影响整体工作	必须立即采取措施
三	鉴定系统	A_{su}	安全性符合本规范的要求，系统的工作正常	可能有极少数一般构件或其子项应采取的措施
		B_{su}	安全性略低于本规范的要求，尚不明显影响系统的工作	可能有极少数构件或其子项应采取的措施
		C_{su}	安全性不符合本规范的要求，已影响系统的工作	应采取措施，且可能有极少数构件必须立即采取措施
		D_{su}	安全性极不符合本规范的要求，已严重影响系统的工作	必须立即采取措施

注：表中关于“不必采取措施”的规定，仅对安全性鉴定而言，不包括使用性鉴定所要求采取的措施。

4.1.3 当仅对既有建筑的局部进行安全性鉴定时，应根据结构体系的构成情况和实际需要，仅进行至某一层次。

4.2 构件层次安全性鉴定

4.2.1 承重构件的安全性鉴定，应按承载能力、构造与连接、不适于承载的变形和损伤（含腐蚀损伤）四个鉴定项目，分别评定每一项目等级；并应取其中最低一级作为该构件的安全性等级。

注：场地与地基基础不设构件层次，直接从子系统层次开始鉴定。

I 承载能力验算

4.2.2 既有建筑承重结构、构件的承载能力验算，应符合下列规定：

1 当为鉴定原结构、构件在剩余设计工作年限内的安全性时，应按建造时的荷载规范和设计规范进行验算；

2 当为结构加固、改变用途或延长使用年限的目的而鉴定原结构、构件的安全性时，应在调查结构上实际作用的荷载及拟新增荷载的基础上，按现行相关结构通用规范的规定进行验算。

3 既有建筑承重结构、构件承载能力验算采用的计算模型和参数，应符合下列要求：

- 1) 结构分析与结构、构件校核所采用的计算模型，应符合结构的实际受力和构造状况。
- 2) 结构上的作用（荷载）应经现场调查或检测核算。
- 3) 材料强度的标准值，应根据构件的实际状况和现场取得的检测数据按下列原则确定：
 - a) 当材料的种类和性能符合原设计要求和抗震要求时，应按原设计标准值采用；
 - b) 当材料的种类和性能与原设计或抗震要求不符，或材料性能已显著退化时，应根据实测数据采用推定的标准值。
- 4) 当混凝土结构表面温度长期高于 60°C ，钢结构表面温度长期高于 150°C 时，应计入由温度产生的附加内力。
- 5) 结构或构件的几何参数应取实测值，并应计入结构实际的变形、施工偏差以及缺陷、损伤、腐蚀、腐朽、虫蛀、风化等造成的附加内力的影响。

4.2.3 当构件的安全性按承载能力验算项目评定时，应根据表 4.2.3 的规定，按其抗力 R 与作用效应 S 之比 $R/\gamma_0 S$ 分别评定每一验算子项的等级，并应取其中最低一级作为该构件的承载能力等级。

表 4.2.3 按承载能力评定的构件安全性等级

构件类别	安全性等级			
	a_u 级	b_u 级	c_u 级	d_u 级
重要构件	$R/\gamma_0 S \geq 1.00$	$R/\gamma_0 S \geq 0.95$	$R/\gamma_0 S \geq 0.90$	$R/\gamma_0 S < 0.90$
一般构件	$R/\gamma_0 S \geq 1.00$	$R/\gamma_0 S \geq 0.87(0.92)$	$R/\gamma_0 S \geq 0.82(0.87)$	$R/\gamma_0 S < 0.82(0.87)$

注：1 表中 R 为构件抗力；S 为作用效应； γ_0 为结构重要性系数。

2 条文中括号内数值仅用于钢结构构件。

4.2.4 当遇到下列涉及安全的情况时，不必进行验算，而应视其严重程度，直接评为 c_u 级或 d_u 级：

- 1 当混凝土构件出现受压或斜压裂缝时；
- 2 当钢构件存在裂纹、脆性断裂或疲劳开裂时；
- 3 当砌体构件存在不止一条沿块材贯穿的竖向裂缝时；
- 4 当木构件存在严重受潮或腐朽、虫蛀迹象时。

II 构造与连接鉴定

4.2.5 当构件的安全性按构造与连接鉴定项目评定时，应按表 4.2.5 的规定评定每一子项的等级，并取其中最低一级作为该构件的构造与连接等级：

表 4.2.5 按构造与连接鉴定的构件安全性等级

检查项目	a_u 级或 b_u 级	c_u 级或 d_u 级
构件构造	结构构件构造合理，符合现行相关结构通用规范的要求	结构构件构造不当，或有明显缺陷，不符合现行相关结构通用规范的要求
构件节点、连接	构件节点、连接方式正确，符合现行相关结构通用规范的要求；无缺陷，或仅有局部表面缺陷	构件节点、连接方式不当，构造有明显缺陷，已导致节点、连接发生变形、滑移、剪坏、拉脱、撕裂
预埋件或后锚固件	构件的预埋件或后锚固件构造合理；设计、计算符合要求；外观质量正常	构件的预埋件或后锚固件的构造有明显缺陷，已导致其出现变形、松动、拔出或伤残

注：评定结果取 a_u 级或 b_u 级，应根据其实际完好程度；评定结果取 c_u 级或 d_u 级，

应根据其严重程度。

III 不适于继续承载的变形鉴定

4.2.6 当承重构件的安全性按不适于继续承载的变形（或位移）鉴定项目评定时，对超出下列程度的变形或位移子项，应依据其实际严重程度将本鉴定项目评为 c_u 级或 d_u 级；当一个鉴定项目含有两子项时，应取其中较低一级为鉴定项目等级：

表 4.2.6 混凝土实腹式受弯构件不适于承载的变形的鉴定标准

检查项目	构件类别		c_u 级或 d_u 级
挠度	各类结构主要受弯构件（含桁架）		$> l_0 / 200$
	各类结构一般受弯构件		$> l_0 / 150$
侧向弯曲的矢高	独立梁	混凝土结构	$> l_0 / 400$
		钢结构	$> l_0 / 350$
		木结构	$> l_0 / 250$
平面外位移	各类结构桁架顶点		$> h_T / 100$
	各类结构的墙柱		$> h / 350$
平面内位移	承重柱	混凝土结构	$> h_c / 100$
		钢结构	$> h_c / 150$
		砌体结构	$> h_c / 140$
		木结构	$> h_c / 150$
	承重墙	混凝土结构	$> h_w / 100$
		砌体结构	$> h_w / 140$

注：1 表中 l_0 为计算跨度； h_T 为桁架高度； h_c 为柱顶高度； h_w 墙顶高度； h 为墙或柱的顶点高度

2 评定结果取 c_u 级或 d_u 级，应根据其实际严重程度确定。

IV 不适于继续承载的损伤鉴定

4.2.7 当混凝土结构构件按不适于继续承载的损伤鉴定项目评定时，对超出表 4.2.7 所列程度损伤的子项，应依据其实际严重程度评为 c_u 级或 d_u 级，且应取各子项中最低一级作为该鉴定项目等级：

表 4.2.7 混凝土结构构件不适于承载损伤的鉴定标准

检查项目	环境	构件类别		c_u 级或 d_u 级
弯曲（含一般弯剪）裂缝和受拉裂缝宽度（mm）	室内正常环境	钢筋混凝土	主要构件	>0.50
			一般构件	>0.70
		预应力混凝土	主要构件	>0.20
			一般构件	>0.30
	高湿度环境	钢筋混凝土	任何构件	>0.40
		预应力混凝土		>0.10
除冰盐或滨海环境	钢筋混凝土或预应力混凝土		出现裂缝	
剪切裂缝和受压裂缝（mm）	任何环境	钢筋混凝土或预应力混凝土		出现裂缝
温度、收缩引起的非受力裂缝（mm）	任何环境	钢筋混凝土或预应力混凝土		裂缝宽度超过本表中弯曲裂缝和受拉裂缝宽度的 1.5 倍
腐蚀损伤	任何环境	钢筋混凝土或预应力混凝土		主筋锈蚀或腐蚀，导致混凝土产生沿主筋方向开裂、保护层脱落或掉角。
	任何环境	钢筋混凝土或预应力混凝土		混凝土表层有严重的化学介质腐蚀损伤。

注：1 表中的剪切裂缝系指斜拉裂缝和斜压裂缝；

2 高湿度环境系指露天环境、开敞式房屋易遭飘雨部位、进场受蒸汽或冷凝水作用的场所，以及与土壤直接接触的部位等；

3 表中括号内的限值适用于热轧钢筋配筋的预应力混凝土构件；

4 裂缝宽度以表面测量值为准。

4.2.8 当钢结构构件按不适于承载的损伤鉴定项目评定时，对超出表 4.2.8 所列程度的损伤子项，应依据其实际严重程度将本鉴定项目评为 c_u 级或 d_u 级；当一个鉴定项目含有两子项时，应取其较低一级作为该鉴定项目等级。

表 4.2.8 钢结构构件不适于继续承载的损伤鉴定标准

检查项目	损伤程度
裂纹或断裂	钢构件受力节点板、连接板、铸件、锚具、锚塞空心球壳、螺栓球、焊缝等出现裂纹。
	钢构件发生脆性断裂；钢索发生超过总根数 5% 的断丝；钢支座节点的锚栓发生断裂。
钢部件残损	摩擦型高强螺栓连接的摩擦面发生翘曲。
	索节点发生滑移；螺栓球节点的螺栓出现脱丝或筒松动；橡胶支座相对梁、柱顶面发生滑移，或橡胶板发生挤压变形。
钢结构锈蚀、 腐蚀损伤	钢构件防护涂层已大面积破损。
	钢构件截面锈蚀的平均深度大于 $0.1t$ 。

注：表中 t 为原截面厚度。

4.2.9 当砌体构件按不适于继续承载的损伤鉴定项目评定时，对超出表 4.2.9 所列程度的损伤子项，应依据其实际严重程度评为 c_u 级或 d_u 级；且应取各子项中最低一级作为鉴定项目等级。

表 4.2.9 砌体结构构件不适于继续承载的损伤鉴定标准

检查项目	损伤程度
裂缝	桁架、主梁支座下的墙、柱端部或中部出现贯穿块材（砖、砌块）的多条竖向裂缝。
	承重外墙变截面处出现水平裂缝或斜裂缝。
	承重墙的墙身开裂严重，最大裂缝宽度已大于 5mm；或出现 X 型震害裂缝。
	纵横墙连接处出现通长的竖向裂缝或裂隙。
	独立柱的柱身出现宽度大于 1.5mm 的裂缝，或有断裂、错位现象。
	筒拱、拱、壳的拱面、壳面出现沿拱顶母线或对角线的裂缝。

残损	承重墙、柱表面风化、剥落、砂浆粉化严重，有效截面削弱达 15% 以上。
----	-------------------------------------

4.2.10 当木构件按不适于继续承载的损伤鉴定项目评定时，对超出表 4.2.10 所列程度的损伤子项，应依据其实际严重程度评为 c_u 级或 d_u 级；且应取各子项中最低一级作为该鉴定项目等级。

表 4.2.10 木构件不适于继续承载的损伤鉴定标准

检查项目	损伤程度	
裂缝	木构件受剪面或其上下各 50mm 范围内出现沿剪面方向开展的裂缝或劈裂。	
	木构件存在右列程度斜纹理或已出现斜裂：	对受拉构件 $\rho > 10\%$
		对受弯和偏压构件 $\rho > 15\%$
		对受压构件 $\rho > 20\%$
生物损害	木构件表层腐朽，其腐朽面积已大于原截面面积的 10%；或有心腐；或发现有新鲜蛀孔。	
	虽未发现木构件腐朽，但存在腐朽、虫蛀的隐患：	木构件或其端部被封入潮湿的墙内
		木构件为未经防腐、防虫处理的规格材
		木构件为易腐朽、虫蛀的树种木材制成

注：表中 ρ 为斜率

4.3 子系统层次安全性鉴定

4.3.1 既有建筑安全性的第二层次子系统鉴定评级，应按场地与地基基础和上部结构划分为两个子系统，分别依据本章的规定进行评定。当仅要求对其中一个子系统进行鉴定时，该子系统与另一子系统的交叉部位也应进行检查；当发现问题时应在鉴定报告中提出处理意见。

4.3.2 子系统的安全性鉴定评级应符合下列规定：

A_u 级：安全性符合本规范的要求；整体工作正常；可能有个别一般构件或其子项应采取维护措施。

B_u 级：安全性略低于本规范的要求；尚不明显影响整体工作；

可能有极少数构件或其子项应采取措施。

C_u 级：安全性不符合本规范的要求；影响整体工作安全；应采取
措施，且可能有极少数构件或其子项必须立即采取措施。

D_u 级：安全性极不符合本规范的要求；已严重影响整体工作
安全；必须立即采取措施。

I 场地与地基基础

4.3.3 既有建筑所在的场地类别应经调查核实，并按核实的类别
进行鉴定。

4.3.4 对建造在斜坡场地上的既有建筑鉴定时，应依据其历史资料
和实地勘察结果进行稳定性评价。

4.3.5 既有建筑的地基基础安全性鉴定，应符合下列规定：

1 应首选依据地基变形和上部结构反应的观测结果进行鉴定
评级的方法；

2 当地基变形观测资料不足或结构存在的问题怀疑由地基基
础承载力不足所致时，应按地基基础承载力的勘察和检测资料进行
鉴定评级；

3 对有大面积地面荷载或软弱地基上的工业建筑，尚应评价地
面荷载、相邻建筑以及循环工作荷载引起的附加沉降或桩基侧移对
建筑物安全使用的影响。

4.3.6 当地基基础的安全性按地基变形观测结果和建筑物现状的
检测结果鉴定时，应按下列规定评定等级：

A_u 级：地基变形小于现行通用规范规定的允许值；建筑物使用
状况良好；无沉降裂缝、变形或位移；吊车等机械设备运行正常。

B_u 级：地基变形不大于现行通用规范规定的允许值；沉降速率
小于 0.05mm/d ；半年内的沉降量小于 5mm ；建筑物有轻微沉降裂
缝出现，但无进一步发展趋势；沉降对吊车等机械设备的正常运行
尚无显著的影响。

C_u 级：地基变形大于现行通用规范规定的允许值；沉降速率大
于 0.05mm/d ；建、构筑物的沉降裂缝有进一步发展趋势；沉降已

影响到吊车等机械设备的正常运行，但尚有调整余地。

D_u 级：地基变形大于现行通用规范规定的允许值；沉降速率远大于 0.05mm/d ；建筑物的沉降裂缝发展显著；沉降已使吊车等机械设备不能正常运行。

4.3.7 当地基基础的安全性需要按承载力项目鉴定时，应根据地基和基础的检测、验算及近位勘察结果，按下列规定评定等级：

A_u 级：地基基础的承载力满足现行通用规范规定的要求，建筑物完好无损。

B_u 级：地基基础的承载力略低于现行通用规范规定的要求，建筑物可能局部有轻微损伤。

C_u 级：地基基础的承载力不满足现行通用规范规定的要求，建筑物有开裂损伤。

D_u 级：地基基础的承载力不满足现行通用规范规定的要求，建筑物有严重开裂损伤。

4.3.8 当地基基础的安全性按斜坡场地稳定性项目鉴定时，应按下列规定评级：

1 A_u 级：建筑场地地基稳定，无滑动迹象及滑动史。

2 B_u 级：建筑场地地基在历史上曾有过局部滑动，经治理后已停止滑动，且近期鉴定表明，在一般情况下，不会再滑动。

3 C_u 级：建筑场地地基在历史上发生过滑动，目前虽已停止滑动，但当触动诱发因素时，今后仍有可能再滑动。

4 D_u 级：建筑场地地基在历史上发生过滑动，目前又有滑动或有滑动迹象。

4.3.9 地基基础的安全性等级，应依据本标准第 4.3.6 条~第 4.3.10 条的鉴定结果按其中最低等级确定。

4.3.10 当场地、地基下的水位、水质或土压力有较大改变时，应对此类变化对基础产生的不利影响进行评价，并应提出处理建议。

II 上部结构

4.3.11 上部结构（子系统）的安全性鉴定，应依据其结构承载功

能、结构抗震能力验算、结构抗震构造措施和结构存在的不适于继续承载的侧向位移的鉴定结果分别评定等级，并应取其中最低一级作为上部结构安全性等级。

4.3.12 当有条件采用较精确的方法鉴定上部结构承载功能的等级时，应在详细调查的基础上，根据结构体系的类型及其空间作用程度，按国家现行有关标准规定的结构分析方法和结构实际构造确定合理的计算模型，并应通过对结构作用效应分析和抗力分析，结合工程经验进行鉴定评级。

4.3.13 当上部承重结构是由平面结构或可视为平面结构组成的体系时，其承载功能等级应按现行有关建筑可靠性鉴定标准规定的方法进行鉴定评级。

5 既有建筑抗震鉴定

5.1 一般规定

5.1.1 既有建筑的抗震鉴定，应按现行《建筑与市政工程抗震通用规范》的规定划分为四类；其抗震措施核查和抗震验算应符合下列要求：

1 标准设防类（也称丙类），应按本地区设防烈度的要求，核查其抗震措施并进行抗震验算。

2 重点设防类（也称乙类），6~8 度时，应按比本地区设防烈度提高一度的要求核查其抗震措施；9 度时尚应提高对连接、锚固可靠性的要求；抗震验算应按不低于本地区设防烈度的要求进行。

3 特殊设防类（也称甲类），应经专门研究，且应按不低于乙类的要求核查其抗震措施；抗震验算应按高于本地区设防烈度的要求进行。

4 适当设防类（也称丁类），应按现行有关建筑抗震鉴定标准的要求执行。

5.1.2 既有建筑的抗震鉴定应依据其实际需要和可能，按下列规定确定其后续使用年限和抗震鉴定类别：

1 20 世纪 70 年代及以前建造的、经耐久性评估尚能继续使用不少于 30 年的既有建筑，称为 A 类建筑；其后续使用年限应取为 30 年；其抗震鉴定应按本规范对 A 类建筑的要求进行。

2 20 世纪 80 年代至 90 年代末建造的、经耐久性评估能继续使用不少于 40 年的既有建筑，称为 B 类建筑；其后续使用年限应取为 40 年；其抗震鉴定应按本规范对 B 类建筑的要求进行。

3 本世纪以来建造的、经耐久性评估能继续使用 50 年以上的既有建筑，称为 C 类建筑；其后续使用年限应取为 50 年；其抗震鉴定一般应按现行《建筑与市政工程抗震通用规范》的要求进行。当限于技术和经济条件，难以执行该通用规范时，则应采取可行的

抗震减灾措施，并参照本规范对 B 类建筑的要求从严进行处理。

5.2 场地与地基基础

5.2.1 对建造于危险地段的既有建筑，应结合规划进行更新（迁离）；暂时不能更新的，应要求经专门研究采取应急的安全措施。

5.2.2 7~9 度时，建筑场地为条状突出山嘴、高耸孤立山丘、非岩石和强风化岩石陡坡、河岸和边坡的边缘等不利地段，应对其地震稳定性、地基滑移及对建筑的可能危害进行评估；非岩石和强风化岩石斜坡的坡度及建筑场地与坡脚的高差均较大时，应估算局部地形导致其地震影响增大的后果。

5.2.3 建筑场地有液化侧向扩展且距常时水线 100m 范围内，应判明液化后土体流滑与开裂的危险。

5.2.4 对存在软弱土、饱和砂土或饱和粉土的地基基础，尚应依据其设防烈度、设防类别、场地类别、建筑现状和基础类型，进行地震液化、震陷及抗震能力的两级鉴定。鉴定时，应符合下列规定：

1 第一级鉴定应按现行有关抗震鉴定标准的规定进行；对符合第一级鉴定要求时，应评为该地基基础符合抗震要求；

2 第二级鉴定应符合下列要求：

1) 对饱和土液化的第二级判别，应按现行通用规范规定的方法进行判别。判别时，应计入地基附加应力对土体抗液化强度的影响。存在液化土时，应确定液化指数和液化等级。

2) 对软弱土地基及 8、9 度时 III、IV 类场地上的高层建筑和高耸结构，应进行地基基础的抗震能力验算。

5.3 上部结构抗震能力验算

5.3.1 对既有建筑上部结构的抗震能力进行验算时，应符合下列规定：

1 应通过现场详细调查、检测取得上部结构的有关参数。

2 对规则的多层砌体房屋和多层钢筋混凝土房屋，应采用以楼

层综合抗震能力指数表达的简化方法进行抗震能力验算。

3 对其他既有建筑，应采用现行《建筑与市政工程抗震通用规范》规定的方法进行抗震能力验算，且应考虑抗震构造措施的影响。

5.3.2 多层砌体房屋的楼层综合抗震能力指数应按下列式计算：

$$\beta_{ci} = \psi_1 \psi_2 A_i / (A_{bi} \xi_{0i} \lambda) \geq 1.0 \quad (4.3.17)$$

式中： β_{ci} — 第 i 楼层的纵向或横向墙体综合抗震能力指数；

ψ_1 、 ψ_2 — 分别为体系影响系数和局部影响系数；

A_i — 第 i 楼层纵向或横向抗震墙在层高 1/2 处净截面积的总面积，不包括高宽比大于 4 的墙段截面面积；

A_{bi} — 第 i 楼层建筑平面面积；

ξ_{0i} — 第 i 楼层纵向或横向抗震墙按 7 度设防计算的最小面积率；

λ — 烈度影响系数，A 类：6、7、8、9 度时，分别按 0.7、1.0、1.5 和 2.5 采用，设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g，分别按 1.25 和 2.0 采用；B 类：6、7、8、9 度时应分别按 0.7、1.0、2.0 和 4.0 采用，设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 时应分别按 1.5 和 3.0 采用。当场地处于不利地段时，尚应乘以增大系数。

5.3.3 多层钢筋混凝土房屋的楼层综合抗震能力指数应按下列式计算：

$$\beta = \psi_1 \psi_2 \xi_y \geq 1.0 \quad (4.3.18-1)$$

$$\xi_y = V_y / V_e \quad (4.3.18-2)$$

式中： β — 平面结构楼层综合抗震能力指数；

ψ_1 、 ψ_2 — 分别为体系影响系数和局部影响系数；

ξ_y — 楼层屈服强度系数；

V_y — 楼层现有受剪承载力；

V_e — 楼层的弹性地震剪力，当场地处于不利地段时，尚应乘以增大系数。

5.3.4 在抗震能力验算过程中所采用的计算公式和计算参数，应符合下列规定：

1 凡本规范未给出的计算公式、计算参数和抗震能力调整系数，均应按现行有关抗震鉴定标准的规定采用。

2 当按现行通用规范规定的方法验算时，该规范规定的参数尚应作如下调整：

1) 当设计地震分组为第一、二组，场地类别为 II、III、IV 时，其场地特征周期 (S) 分别取 0.30、0.40、0.65；当设计地震分组为第三组，场地类别为 II、III、IV 时，其场地特征周期 (S) 分别取 0.40、0.55、0.85。

2) 抗震承载力调整系数应按现行有关抗震鉴定标准的规定采用。

5.4 上部结构抗震措施鉴定

I 一般要求

5.4.1 既有建筑抗震措施鉴定，应按照建筑结构类型、所在场地的地震烈度和场地类别、建筑抗震设防类别确定核查的重点、薄弱环节和主要构造要求。

5.4.2 上部结构抗震鉴定时，应依据其所在场地、地基和基础的有利和不利因素，对抗震要求作如下调整：

1 在各类场地中，当建筑物有全地下室、箱基、筏基和桩基时，应利用其有利作用，从宽调整上部结构的抗震鉴定要求。

2 对密集的建筑，包括防震缝两侧的建筑，应从严调整相关部位的抗震鉴定要求。

3 IV 类场地、复杂地形、严重不均匀土层上的建筑以及同一上部结构子系统存在不同类型基础时，应从严调整抗震鉴定要求。

4 建筑场地为 III、IV 类时，对设计基本地震加速度 0.15g 和 0.30g 的地区，各类建筑的抗震构造措施要求应分别按抗震设防烈度 8 度 (0.20g) 和 9 度 (0.40g) 采用。

5.4.3 当上部结构抗震鉴定发现建筑的平立面、质量、刚度分布或墙体抗侧力构件的布置在平面内明显不对称时，应进行地震扭转效应不利影响的分析；当结构竖向构件上下不连续或刚度沿高度分布有突变时，应查明薄弱部位并按相应的要求鉴定。

5.4.4 核查结构体系时，应查明其破坏时可能导致整个体系丧失抗震能力的部件或构件；当房屋有错层或不同类型结构体系相连时，应提高其相应部位的抗震鉴定要求

5.4.5 上部结构的抗震措施鉴定，应根据规定的后续使用年限、设防烈度与设防类别，对下列构造子项进行检查与评定：

- 1 结构体系和结构布置；
- 2 结构的规则性；
- 3 材料的强度等级；
- 4 框架柱的轴压比；
- 5 结构构件配筋构造；
- 6 构件及其节点、连接的构造；
- 7 非结构构件与主体结构连接的构造；
- 8 局部易倒塌部位连接可靠性。

II 多层和高层混凝土结构

5.4.6 现有钢筋混凝土房屋的抗震鉴定，应依据其设防烈度重点检查下列薄弱部位：

1 6度时，应检查局部易掉落伤人的构件、部件以及楼梯间非结构构件的连接构造。

2 7度时，除检查上述项目外，尚应检查梁柱节点的连接方式、框架跨数及不同结构体系之间的连接构造。

3 8、9度时，除检查上述项目外，尚应检查梁、柱的配筋，材料强度，各构件间的连接，结构体型的规则性，短柱分布，使用荷载的大小和分布等。

5.4.7 钢筋混凝土房屋的抗震鉴定，应按结构体系的合理性、结构构件材料的实际强度、结构构件的纵向钢筋和横向箍筋的配置、结

构构件连接的可靠性、填充墙与主体结构的拉接构造以及构件抗震承载力的综合分析，对整幢房屋的抗震能力进行鉴定。

当梁柱节点构造和框架跨数不符合规定时，应评为不满足抗震鉴定要求；当仅有出入口、人流通道处的填充墙不符合规定时，应评为局部不满足抗震鉴定要求。

5.4.8 A类钢筋混凝土房屋的结构体系应符合下列规定：

1 框架结构 8、9 度时不应为铰接节点。乙类设防时，不应为单跨框架结构，且 8、9 度时按梁柱的实际配筋、柱轴向力计算的框架柱的弯矩增大系数应大于 1.1。

2 8、9 度时，现有结构体系应符合相应规则性的要求

5.4.9 A类钢筋混凝土房屋的梁、柱、墙实际达到的混凝土强度等级，6、7 度时不应低于 C13，8、9 度时不应低于 C18。

5.4.10 B类多、高层混凝土结构的抗震构造鉴定，应按表 5.4.10 的规定核查该房屋的高度和抗震等级。

表 5.4.10 钢筋混凝土结构的抗震等级

结构类型		烈度								
		6 度		7 度		8 度		9 度		
框 架 结 构	房屋高度 (m)	≤ 25	>25	≤ 35	>35	≤ 35	>35	≤ 25		
	框 架	四	三	三	二	二	一	一		
框 架 - 抗 震 结 构	房屋高度 (m)	≤ 50	>50	≤ 60	>60	<50	50~80	>80	≤ 25	>25
	框 架	四	三	三	二	三	二	一	二	一
	抗 震 墙	三		二		二	一		一	
抗 震 结 构	房屋高度 (m)	≤ 60	>60	≤ 80	>80	<35	35~80	>80	≤ 25	>25
	一般抗震墙	四	三	三	二	三	二	一	二	一
	有框支层的落地抗震墙底部加强部位	三	二	二		二	一	不应采用	不应采用	
	框支层框架	三	二	二	一	二	一			

5.4.11 B类混凝土结构房屋的结构布置应符合下列规定：

1 框架应双向布置；乙类设防时不应为单跨框架结构。承重柱（包括框架柱、框架-抗震墙的柱和框支柱）的轴压比应符合表

5.4.11 的规定。

表 5.4.11 轴压比限值

类别	抗震等级		
	一	二	三
框架柱	0.7	0.8	0.9
框架-抗震墙柱	0.9	0.9	0.95
框支柱	0.6	0.7	0.8

2 框架-抗震墙房屋的抗震墙应双向设置，纵横向相连接；当房屋较长时，纵向抗震墙不应设在端开间。

3 抗震墙房屋的结构布置应符合下列要求：

- 1) 较长的抗震墙应分成较均匀的若干墙段；
- 2) 一、二抗震墙和三级抗震墙的加强部分，其各墙肢应有翼墙、端柱或暗柱等边缘构件；
- 3) 抗震墙墙板厚度不应小于 160mm，且不应小于层高的 1/20；在墙板周边应有梁或暗梁与端柱组成的边框。

5.4.12 既有 B 类混凝土房屋各类墙柱实际达到的混凝土强度等级不应低于 C20；一级框架柱和连接节点不应低于 C30。

5.4.13 既有 B 类混凝土结构房屋，抗侧力的粘土砖填充墙构造应符合下列要求：

1 二级且层数不超过五层、三级且层数不超过八层和四级的框架结构，应计入粘土砖填充墙的抗侧力作用；

2 填充墙应嵌砌在框架平面内并与梁柱紧密结合；墙厚不应小于 240mm；砂浆强度等级不应低于 M5；同时填充墙的施工应符合先砌墙后浇框架的构造要求。

III 多层砌体房屋

5.4.14 既有多层砌体房屋应重点核查房屋的高度和层数、抗震墙的厚度和间距、墙体实际达到的砂浆强度等级和砌筑质量、墙体交接处的连接以及女儿墙、楼梯间和出屋面烟囱等易引起倒塌伤人的

部位；7~9度时，尚应核查墙体布置的规则性，核查楼、屋盖处的圈梁，核查楼、屋盖与墙体的连接构造等。

5.4.15 A类多层砌体房屋的高度和层数应符合下列要求：

房屋的高度和层数不应超过表 5.4.15 所列的范围。对横向抗震墙较少的房屋，其适用高度和层数应比表 5.4.15 的规定分别降低 3m 和一层；对横向抗震墙很少的房屋，还应再减少一层。

表 5.4.15 A类砌体房屋的最大高度（m）和层数限值

墙体类别	墙体厚度 (mm)	6度		7度		8度		9度	
		高度	层数	高度	层数	高度	层数	高度	层数
普通砖实心墙	≥240	24	八	22	七	19	六	13	四
	180	16	五	16	五	13	四	10	三
多孔砖墙	180~240	16	五	16	五	13	四	10	三
普通砖空心墙	420	19	六	19	六	13	四	10	三
	300	10	三	10	三	10	三		
普通砖空斗墙	240	10	三	10	三	10	三		
混凝土中砌块墙	≥240	19	六	19	六	13	四		
混凝土小砌块墙	≥190	22	七	22	七	16	五		
粉煤灰中砌块墙	≥240	19	六	19	六	13	四		
	180~240	16	五	16	五	10	三		

注：1 房屋高度计算方法同现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定；

2 空心墙指由两片 120mm 厚砖墙与 240mm 厚砖墙通过卧砌砖形成的墙体；

3 乙类设防时应允许按本地区设防烈度查表，但层数应减少一层且总高度应降低 3m；其抗震墙不得为 180mm 普通砖实心墙、普通砖空斗墙。

5.4.16 A类多层砌体房屋的最大间距，不应超过表 5.4.16 的要求。

表 5.4.16 A 类砌体房屋刚性体系的抗震横墙最大间距 (m)

楼、屋盖类别	墙体类别	墙体厚度 (mm)	6、7 度	8 度	9 度
现浇或装配整体式混凝土	砖实心墙	≥240	15	15	11
	其他墙体	≥180	13	10	
装配式混凝土	砖实心墙	≥240	11	11	7
	其他墙体	≥180	10	7	
木、砖拱	砖实心墙	≥240	7	7	4

注：对Ⅳ类场地，表内的最大间距值应减少 3m 或 4m 以内的一开间。

5.4.17 A 类多层砌体房屋的整体性连接构造，应着重检查下列要求：

1 墙体布置在平面内应闭合，纵横墙交接处应有可靠连接，不应被烟道、通风道等竖向孔道削弱；乙类设防时，尚应按相应抗震鉴定标准要求按本地区抗震设防烈度检查构造柱设置情况：

2 装配式混凝土楼盖、屋盖（或木屋盖）砖房的圈梁布置和配筋，应符合相应抗震鉴定标准的要求；纵墙承重房屋的圈梁布置要求应相应提高；空斗墙、空心墙和 180mm 厚砖墙的房屋，外墙每层应有圈梁。

3 装配式混凝土楼、屋盖的砌块房屋，每层均应有圈梁。

5.4.18 B 类多层砌体房屋既有多层砌体建筑的结构体系和结构布置，应符合下列规定：

1 多层砌体房屋实际的层数和总高度不应超过表 5.4.18-1 规定的限值；对乙类设防及横墙较少的房屋总高度，应比表 5.4.18-1 的规定降低 3m，层数相应减少一层；各层横墙很少的房屋，还应再减少一层。

表 5.4.18-1 多层砌体房屋的层数和总高度限值 (m)

砌体类别	最小 墙厚 (mm)	烈度							
		6		7		8		9	
		高度	层数	高度	层数	高度	层数	高度	层数
普通砖	240	24	八	21	七	18	六	12	四
多孔砖	240	21	七	21	七	18	六	12	四
	190	21	七	18	六	15	五	不得采用	
混凝土小砌块	190	21	七	18	六	15	五		
混凝土中砌块	200	18	六	15	五	9	三		
粉煤灰中砌块	240	18	六	15	五	9	三		

2 房屋抗震横墙的最大间距，不应超过表 5.4.18-2 的要求。

表 5.4.18-2 多层砌体房屋的抗震横墙最大间距 (m)

楼盖、 屋盖类别	普通砖、多孔砖房屋				中砌块房屋			小砌块房屋		
	6度	7度	8度	9度	6度	7度	8度	6度	7度	8度
现浇和装配 整体式钢筋 混凝土	18	18	15	11	13	13	10	15	15	11
装配式钢筋 混凝土	15	15	11	7	10	10	7	11	11	7
木	11	11	7	4	不得采用					

5.4.19 B类多层砌体房屋的钢筋混凝土圈梁的布置应闭合，且应符合下列要求：

1 装配式钢筋混凝土楼盖、屋盖或木楼盖、屋盖的砖房，横墙承重时，现浇钢筋混凝土圈梁设置应符合表 5.4.19 的规定；纵墙承重时每层均应有圈梁。

2 砌块房屋采用装配式钢筋混凝土楼盖时，每层均应有圈梁，圈梁的间距应按表 5.4.19 提高一度的要求核查。

表 5.4.19 既有 B 类多层砌体房屋现浇钢筋混凝土圈梁的设置要求

墙类	烈度		
	6、7 度	8 度	9 度
外墙和内纵墙	屋盖处及隔层楼盖处应有	屋盖处及每层楼盖处均应有	屋盖处及每层楼盖处均应有
内横墙	屋盖处及隔层楼盖处处应有；屋盖处间距不应大于 7m；楼盖处间距不应大于 15m；构造柱对应部位	屋盖处及每层楼盖处均应有；屋盖处沿所有横墙，且间距不应大于 7m；楼盖处间距不应大于 7m；构造柱对应部位	屋盖处及每层楼盖处均应有；各层所有横墙应有

IV 多层和高层钢结构

5.4.20 多层和高层钢结构房屋抗震鉴定，应重点核查下列内容：

1 梁柱节点的连接方式及不同结构体系之间的连接构造。

2 柱、支撑的材料强度、支撑布置、支撑和柱长细比、板件宽厚比、梁柱构件侧向支承、梁柱构件连接构造，结构体型的规则性，使用荷载的大小和分布等。

3 局部易掉落伤人的构件、部件以及楼梯间非结构构件的连接构造。

5.4.21 多高层钢结构的抗震构造鉴定，应按表 5.4.21 确定其抗震等级。

表 5.4.21 丙类钢结构房屋的抗震等级

房屋高度	烈度			
	6	7	8	9
≤ 50m	/	四	三	二
>50m	四	三	二	一

5.4.22 对一、二级的钢结构房屋，应核查其设置的偏心支撑、带竖缝钢筋混凝土抗震墙板、内藏钢支撑钢筋混凝土墙板或消能支撑情况。采用框架结构时，甲、乙类建筑和高层的丙类建筑不应采用单跨框架。

5.4.23 采用框架-支撑结构的钢结构房屋应符合下列规定：

1 支撑框架在两个方向的布置均应基本对称。

2 三、四级且高度不大于 50m 的钢结构应选用中心支撑、偏心支撑或消能支撑。

3 中心支撑框架应采用交叉支撑、人字支撑或单斜杆支撑，不应采用 K 形支撑。支撑的轴线偏离梁柱轴线交点时的偏心距不应超过支撑杆件宽度。当中心支撑采用只能受拉的单斜杆体系时，应同时设置不同倾斜方向的两组斜杆，且每组中不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不应大于 10%。

4 偏心支撑框架的每根支撑应至少有一端与框架梁连接，并在支撑与梁交点和柱之间或同一跨内另一支撑与梁交点之间形成消能梁段。

5 采用消能支撑时，应选用人字支撑或成对布置的单斜杆支撑，不应采用 K 形或 X 形支撑。支撑与柱的夹角应在 35° ~ 55° 之间。

5.4.24 框架柱的长细比，一级不应大于 $60\sqrt{235/f_{ay}}$ ，二级不应大于 $80\sqrt{235/f_{ay}}$ ，三级不应大于 $100\sqrt{235/f_{ay}}$ ，四级不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

5.4.25 框架柱板件宽厚比，应符合表 5.4.25 的规定。

表 5.4.25 框架柱板件宽厚比限值

板件名称		一级	二级	三级	四级
柱	工字形截面翼缘外伸部分	10	11	12	13
	工字形截面腹板	43	45	48	52
	箱型截面壁板	33	36	38	40

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材时，应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

V 木结构和生土、石结构房屋

5.4.26 木结构房屋抗震鉴定时，应重点核查承重木构架、楼盖和屋盖连接的可靠性和施工质量、墙体与木构架的锚固可靠性和施工质量；8、9 度时 IV 类场地的房屋应从严调整抗震构造措施的鉴定

要求。

5.4.27 生土房屋、石墙房屋抗震鉴定时，应重点核查墙体的布置、施工质量和连接，楼盖、屋盖的整体牢固性及出屋面小烟囱等易倒塌伤人的部位防护构造。

6 既有建筑加固

6.1 一般规定

6.1.1 既有建筑经鉴定确认需要加固时，应依据鉴定结果和委托方的要求进行整体、局部和构件的加固设计和施工。

6.1.2 既有建筑加固后的安全等级，应根据结构破坏后果的严重性、结构重要性和结构加固设计工作年限确定。

6.1.3 设计应明确结构加固后的用途和使用环境。

6.1.4 地基基础加固的内容、范围和适用的技术应根据地基基础及上部结构的鉴定结果确定。

6.1.5 加固既有建筑上部结构时，应按下列规定进行设计计算：

1 结构上的作用应经调查、检测核实，其设计值应符合现行相关通用规范的规定；

2 加固设计计算时，结构构件的尺寸应根据鉴定报告采用原设计值或实测值，并应计入实际荷载偏心、结构构件变形造成的附加内力。

3 原结构、构件的材料强度等级和力学性能标准值，应按下列规定取值：

1) 当原设计文件有效，且不怀疑结构有严重性能退化时，应采用原设计标准值；

2) 当结构鉴定认为应重新进行现场检测时，应采用现场检测结果推定的标准值；

4 加固材料性能的标准值应按国家现行有关工程结构加固材料安全性鉴定技术标准确定；其性能的设计值应按本规范相关条文的规定采用；

5 验算结构、构件承载力时，应计入原结构在加固时应变滞后的影响，以及加固部分与原结构共同工作程度；

6 加固后改变传力路线或使结构质量增大时，应对相关结构、

构件及建筑物地基基础进行验算；

6.1.6 结构加固后的构件承载能力验算和结构抗震能力验算应符合下列规定：

1 应对永久荷载与可变荷载下的构件加固后承载能力进行验算。验算采用的计算公式及其参数，应符合现行有关结构加固设计标准的规定。

2 对地震作用下的结构抗震能力验算，应按下列要求进行：

1) 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不小于 1.0。

2) 多层砌体房屋加固后的楼层综合抗震能力指数，应按下列式计算：

$$\beta_s = \eta \psi_1 \psi_2 \beta_0 \quad (6.1.6-1)$$

式中： β_s — 加固后楼层的综合抗震能力指数；

η — 加固增强系数；应按现行有关抗震加固技术标准确定；

β_0 — 楼层原有的抗震能力指数；应按现行有关抗震鉴定标准的规定计算；

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取值。

3) 多层钢筋混凝土房屋加固后的楼层综合抗震能力指数应按本规范第 5.3.3 条和第 5.3.4 条的规定计算，但楼层的受剪承载力、楼层弹性地震剪力、体系影响系数和局部影响系数均应按加固后的情况确定。

4) 对其他既有建筑结构，其抗震加固后的抗震承载力验算应按下列式计算：

$$S \leq \psi_{1s} \psi_{2s} R_s / \gamma_{R_s} \quad (6.1.6-2)$$

式中： S — 加固后结构构件内力（轴向力、剪力、弯矩等）组合的设计值；

ψ_{1s} 、 ψ_{2s} — 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取值。

R_s — 加固后计入应变滞后等的构件承载力设计值；

γ_{R_s} — 抗震加固的承载力调整系数。

6.1.7 既有建筑的加固设计，应与实际施工方法相结合，采取有效

措施，形成整体共同工作，并应避免对地基基础及未加固部分的结构、构件造成不利影响。

6.1.8 对高温、高湿、低温、冻融、化学腐蚀、振动、收缩应力、温度应力、地基不均匀沉降等影响因素引起的原结构损坏，应在加固设计中提出有效的防治对策，并按设计规定的顺序进行治理和加固。

6.1.9 对加固过程中可能出现倾斜、失稳、过大变形或坍塌的结构，应在加固设计文件中提出相应的临时性安全措施。

6.2 材 料

6.2.1 结构加固用的混凝土，应符合下列规定：

1 混凝土强度等级应比原结构、构件设计采用的高一级，且不低于现行有关设计标准规定的最低强度等级要求；

2 当采用商品混凝土时，其所掺加的粉煤灰应为 I 级灰，且烧失量应不大于 5%；

3 当在混凝土中掺加聚合物、减缩剂、微膨胀剂、钢纤维、合成纤维进行改性时，应在施工前试配，经检验其性能符合设计要求后方允许使用。

6.2.2 结构加固用的钢材、钢筋及焊接材料，应符合下列规定：

1 新增的钢构件和钢筋，应选用较低强度等级的牌号；当采用高强度级别牌号时，应对原结构、构件采取足够的卸载措施；

2 结构加固焊接用的焊条，应选用小直径低氢型焊条；

3 结构外加预应力用的预应力筋，应符合现行有关加固设计标准的规定；

4 结构加固用的后锚固件，应符合下列规定：

1) 植筋应采用带肋钢筋或全螺纹螺杆，不得采用光圆钢筋；

2) 锚栓应采用有锁键效应的后扩底机械锚栓，或栓体有特殊倒锥或全螺纹的胶粘型锚栓。

6.2.3 结构加固用的纤维应为连续纤维，其品种和质量应符合下列规定：

1 结构加固用的碳纤维，应选用聚丙烯腈基不大于 15K 的小丝束纤维；

2 结构加固用的芳纶纤维，应选用饱和吸水率不大于 4.5%的对位芳香族聚酰胺长丝纤维；

3 结构加固用的玻璃纤维，应选用高强度玻璃纤维、耐碱玻璃纤维或碱金属氧化物含量低于 0.8%的无碱玻璃纤维；严禁使用高碱玻璃纤维和中碱玻璃纤维。

4 结构加固工程，严禁采用预浸法生产的纤维织物。

6.2.4 结构加固用的纤维复合材应通过安全性能的检验和鉴定。其安全性能的合格标准应符合本规范附录 A 的规定。

6.2.5 纤维复合材抗拉强度标准值，应根据置信水平为 0.99、保证率为 0.95 的要求确定。经安全性能鉴定合格的纤维复合材，其抗拉强度标准值应按表 6.2.5 采用。

表 6.2.5 纤维复合材抗拉强度标准值

品种	等级或代号	抗拉强度标准值(MPa)	
		单向织物(布)	条形板
碳纤维复合材	高强度 I 级	3400	2400
	高强度 II 级	3000	2000
	高强度 III 级	1800	—
芳纶纤维复合材	高强度 I 级	2100	1200
	高强度 II 级	1800	800
玻璃纤维复合材	高强玻璃纤维	2200	—
	无碱玻璃纤维、耐碱玻璃纤维	1500	—

6.2.6 不同品种纤维复合材的抗拉强度设计值，应分别按表 6.2.6-1、6.2.6-2 及表 6.2.6-3 采用。

表 6.2.6-1 纤维复合材抗拉强度设计值(MPa)

强度等级 结构类别	单向织物			条形板	
	高强度 I 级	高强度 II 级	高强度 III 级	高强度 I 级	高强度 II 级
重要构件	1600	1400	—	1150	1000
一般构件	2300	2000	1200	1600	1400

注：L 形板按高强度 II 级条形板的设计值采用。

表 6.2.6-2 芳纶纤维复合材抗拉强度设计值(MPa)

强度等级 结构类别	单向织物		条形板	
	高强度 I 级	高强度 II 级	高强度 I 级	高强度 II 级
重要构件	960	800	560	480
一般构件	1200	1000	700	600

表 6.2.6-3 玻璃纤维复合材抗拉强度设计值(MPa)

纤维品种 强度等级	单向织物	
	重要构件	一般构件
高强玻璃纤维	500	700
无碱玻璃纤维、耐碱玻璃纤维	350	500

6.2.7 结构加固用的胶粘剂（简称结构胶），应采用改性环氧树脂类结构胶。对结构锚固胶，应采用改性环氧类结构胶或改性乙烯基酯类结构胶。当采用结构胶作为承重构件的粘接剂时，应通过安全性能的检验与鉴定。其安全性能的合格标准应符合本规范附录 B 的规定。

6.2.8 结构胶粘接抗剪强度的标准值，应根据置信水平为 0.90、保证值为 0.95 的要求确定。经安全性能鉴定合格的结构胶，其粘接抗剪强度标准值应按本规范附录 B 的规定采用。

6.2.9 本规范未给出的其他加固用材料，其安全性能的要求应符合现行有关结构加固设计标准的规定。

6.3 地基基础加固

6.3.1 既有建筑地基基础的加固设计应符合下列规定：

1 应进行地基承载力、地基变形、基础抗弯、抗剪、抗冲切承载力验算；

2 建筑物相邻柱基础的沉降差、局部倾斜和整体倾斜的允许值，应符合有关规定。

3 地基基础加固设计时，其天然地基承载力应计入建筑长期压密的影响。

4 受较大水平荷载或位于斜坡上的既有建筑地基基础加固，以

及邻近新建建筑、深基坑开挖、新建地下工程基础埋深大于既有建筑基础埋深并对既有建筑产生影响时，尚应进行地基稳定性验算。

5 对液化地基、软土地基或明显不均匀地基上的建筑，应采取相应的针对性措施：液化等级为轻微或液化等级为中等时的丙类建筑，应对基础和上部结构进行处理；液化等级为中等时的乙类建筑或液化等级为严重时的丙类建筑，应采取抗液化措施；液化等级为严重时的乙类建筑，应采取全部消除液化沉陷的措施。

6.3.2 采用托换技术进行地基基础加固时，其设计应符合下列规定：

1 本方法适用于下列情况的地基基础加固：

- 1) 地基不均匀变形，软土地基沉陷，地震、地下洞穴和采空区的土体移动所引起的建筑物倾斜、开裂；
- 2) 新建地铁、地下工程临近或穿越，或邻近建筑的深基坑开挖、降水所引起的既有建筑裂损；
- 3) 建筑功能改变、结构体系改变或基础形式改变。

2 托换加固设计，应根据工程的结构类型、基础形式、荷载情况以及场地地基情况，分别采用整体托换、局部托换或托换与加强建筑物整体刚度相结合的设计方案；

3 托换加固的计算和构造设计，应按现行有关既有建筑地基基础加固技术标准的规定进行。

6.3.3 建筑物纠倾加固设计与施工应符合下列规定：

1 应对建筑物的倾斜原因分析，对选择的纠倾方案进行论证，并对上部结构进行安全评估；当评估认为其安全性不满足纠倾要求时，应予以加固；

2 纠倾加固不应上部结构、管线及周边建筑物造成损伤或破坏，并应采取有效措施予以预防；

3 应确定各控制点每次纠倾的纠倾增量和纠倾速率；对迫降速率应按不大于 5mm/d 进行控制；对顶升纠倾的每次顶升量应不超过 10mm；

4 应制定处理异常情况的应急预案；当纠倾过程出现问题时，应及时进行技术处理；

5 纠倾达到设计值时，应立即进行与结构的连接和必要的加固。

6.3.4 建筑物的托换加固、纠倾加固应设置现场监测系统，实时控制纠倾变位和结构的变形。

6.4 结构整体加固与抗震加固

I 多层及高层钢筋混凝土房屋

6.4.1 钢筋混凝土房屋的结构体系不满足鉴定要求时，应选择下列加固方法进行整体加固与抗震加固：

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

2 单跨框架应在不大于框架—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、抗震支撑等抗侧力构件或将对应轴线的单跨框架改为多跨框架。

3 房屋刚度较弱、明显不均匀或有明显的扭转效应时，应增设钢筋混凝土抗震墙或翼墙加固，或设置支撑加固。

4 框架柱轴压比不符合鉴定要求时，应采用改变结构体系、增大截面或组合截面等方法加固。

6.4.2 钢筋混凝土房屋的抗震承载力或配筋构造不满足要求时，应选择下列方法加固：

1 框架梁柱配筋不满足要求时，应采用外包型钢、增大截面、粘贴钢板或纤维复合材等方法加固。

2 钢筋混凝土抗震墙配筋不满足要求时，应加厚原有墙体或增设端柱、墙体等方法加固。

6.4.3 填充墙体与框架柱连接不满足要求时，应增设拉筋连接；填充墙体与框架梁连接不满足要求时，应在墙顶增设钢夹套与梁拉结；楼梯间的填充墙不满足要求时，应采用外加钢筋网水泥砂浆面层加固。

6.4.4 女儿墙等易倒塌部位不符合鉴定要求时，应采用拆除、降低高度或加强连接等方法加固。

II 单层钢筋混凝土柱厂房

6.4.5 屋盖支撑布置或柱间支撑布置不满足要求时，应增设支撑。

6.4.6 构件抗震承载力不满足要求时，应选择下列方法加固：

1 天窗架立柱的抗震承载力不满足要求时，应加固立柱或增设支撑并加强连接节点；

2 屋架的混凝土构件、排架柱箍筋或截面形式不满足要求时，应采用外包型钢加固；

3 排架柱纵向钢筋不满足要求时，应采用外包型钢加固或采取加强柱间支撑系统且加固相应柱的措施。

6.4.7 构件连接不满足要求时，应采用下列加固方法：

1 下柱柱间支撑的下节点构造不满足要求时，应在下柱根部局部采用增大截面法加固，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时或连接不牢固，应增设支托或采取加强连接的措施；

3 墙体与屋架、柱的连接不符合要求时，应增设拉筋或圈梁加固。

III 多层砌体房屋

6.4.8 砌体房屋抗震能力不满足鉴定要求时，应选择下列方法进行整体加固与抗震加固：

1 具有明显扭转效应的多层砌体房屋，应在薄弱部位增砌砖墙或现浇钢筋混凝土墙，或在原墙加面层加固；

2 对强度过低的原墙体应拆除重砌或以现浇钢筋混凝土墙替换；

3 在墙体的一侧或两侧采用水泥砂浆面层、钢筋网水泥砂浆面层、钢丝绳网-聚合物砂浆面层或现浇钢筋混凝土板墙加固；

4 在墙体交接处增设现浇钢筋混凝土构造柱加固；

5 支承大梁墙段应增设砌体柱、组合柱、钢筋混凝土柱或采用钢筋网水泥砂浆面层、现浇钢筋混凝土板墙加固。

6.4.9 房屋的整体性不满足要求时，应选择下列方法加固：

1 当墙体布置在平面内不闭合时，应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，应采用钢拉杆、外加柱或外加圈梁等方法加固。

3 当构造柱或芯柱设置不满足要求时，应采用增设外加柱加固；当墙体采用双面钢筋网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，不再另设构造柱。

4 当圈梁设置不满足要求时，应增设圈梁；当采用双面钢筋网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，不再另设圈梁，但应与原有圈梁相连接。

5 当预制楼、屋盖不满足要求时，应增设钢筋混凝土现浇层或增设托梁加固。

6.4.10 房屋中易倒塌的部位应选择下列方法加固：

1 窗间墙宽度过小时，应增设钢筋混凝土窗框或采用钢筋网水泥砂浆面层、现浇钢筋混凝土板墙等方法加固；

2 支承悬挑构件的墙体不满足要求时，应在悬挑构件端部增设钢筋混凝土柱或砌体组合柱加固，并对悬挑构件受力的改变进行复核；

3 隔墙不满足要求时，应采用镶边、埋设钢夹套、锚筋或钢拉杆加固；当隔墙过长、过高时，应采用钢筋网水泥砂浆面层进行加固。

4 出屋面的楼梯间、电梯间和水箱间不满足要求时，应采用面层或外加柱加固，其上部应与屋盖构件有可靠连接，下部应与主体结构加固措施相连接；

5 其他易倒塌部位按本规范第 6.4.4 条的方法加固。

IV 底层框架砌体房屋

6.4.11 结构体系不满足要求时，应选择下列方法加固：

1 底层框架砌体房屋的底层为单跨框架时，应增设框架柱加

固；

2 横墙间距超过规定值时，应在横墙间距内增设抗震墙加固，或对原有墙体采用现浇钢筋混凝土板墙加固，且同时增强楼盖的整体性，并加固钢筋混凝土框架或砖柱混合框架，或在砖房外增设抗侧力结构；

3 框架柱轴压比不满足要求时，应采用增大截面或增设约束箍筋等方法加固。

6.4.12 结构规则性不满足要求时，应选择下列方法加固：

1 当底层刚度较弱或有明显扭转效应时，应在底层增设钢筋混凝土抗震墙或翼墙加固；

2 当过渡层刚度不满足要求时，应对过渡层的原有墙体采用钢筋网水泥砂浆面层加固，或削弱底部钢筋混凝土墙的方法加固；

3 当底层刚度较弱或有明显扭转效应时，应在底层增设钢筋混凝土抗震墙或翼墙加固。

6.4.13 结构承载力不满足要求时，应选择下列方法进行加固：

1 框架柱应采用本规范 6.4.2 条规定的方法或增设现浇钢筋混凝土抗震墙的方法加固；

2 外墙的砖柱（墙垛）应采用钢筋混凝土壁柱、增设现浇钢筋混凝土抗震墙的方法加固。

6.4.14 结构整体性不满足要求时，应选择下列加固方法：

1 底层楼盖为装配式混凝土楼板时，应增设钢筋混凝土现浇层加固；

2 圈梁布置不满足要求时，应增设现浇钢筋混凝土外圈梁加固，内墙圈梁应用钢拉杆代替；当墙体采用双面钢筋网水泥砂浆面层或现浇钢筋混凝土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，不再另设圈梁；

3 构造柱设置不满足要求时，应增设外加柱；当墙体采用双面钢筋网水泥砂浆面层或现浇钢筋混凝土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，不再另设外加柱；

4 外墙四角或内、外墙交接处的连接不满足要求时，应增设钢

筋混凝土外加柱加固

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

6.4.15 易倒塌部位应按本规范 6.4.4 条的方法加固。

V 钢结构房屋

6.4.16 钢结构房屋的结构体系不满足要求时，应根据不满足的程度，选择下列加固方法：

1 单跨框架应增设抗震支撑、带竖缝钢筋混凝土抗震板墙、屈服约束支撑等抗侧力构件或将对轴线的单跨框架改为多跨框架。

2 房屋刚度较弱、明显不均匀或有明显的扭转效应时，应增设支撑加固。

3 结构承载不合理，应采用改变传力途径、节点性质和边界条件、增设附加杆件和支撑、增强空间协同工作等措施对结构进行加固。

6.4.17 采用预应力加固整体钢结构时，结构的计算模型应根据加固后的结构体系及构件受力方式建立，并应考虑结构抗震要求、非线性效应以及原结构缺陷、损伤和变形的影响。

6.4.18 钢结构预应力整体加固设计，应根据被加固结构、构件的实际受力状况、构造和使用环境确定预应力构件的布置、锚固节点构造以及张拉方式，通过张拉加固索、调整支座位置及临时支撑卸载等方法施加预应力。

6.4.19 钢结构构件、连接的抗震承载力不足影响到整体结构的抗震能力时，应采用现行有关结构加固设计标准规定的方法进行加固，并列入抗震承载力调整系数和抗震构造措施进行设计、计算。

VI 木结构房屋

6.4.20 木结构房屋的抗震加固，应提高其木构件的抗震能力。依据实际情况，采取减轻屋盖重力、加固木构件、加强构件节点连接、

增设柱间支撑或抗震墙等措施。

6.4.21 对体型高大、内部空旷或结构特殊的木结构房屋，其整体加固应经专门研究，并参照现行《建筑与市政工程抗震通用规范》的规定进行加固。

6.4.22 中国式木构架的整体加固应符合下列要求：

1 抬梁式木构件存在平面外位移时，应增设放倾倒的抗震构造措施。

2 穿斗式木构件的梁柱连接未采用银锭榫或穿枋时，应采用铁件和附木加固；当榫槽截面占柱截面大于 1/3 时，应采用钢板条、扁铁箍、贴木板或钢丝绑扎等加固。

3 康房底层柱间应采用斜撑或剪力撑加固，且不应少于 2 对。

4 木构件倾斜度超过柱径的 1/3 且有明显拔榫时，应先打伞拨正，后用螺栓和钢夹板加固相关节点；并在柱间增设支撑或抗震墙。

5 当为 9 度时且明柱的柱脚与柱基础无连接时，应采用锚入基础的钢板-螺栓连接加固。

6.5 混凝土构件加固

I 增大截面法

6.5.1 当采用增大截面法加固受弯和受压构件时，应符合下列基本要求：

1 原构件混凝土强度不应低于 C13；

2 被加固构件的界面处理及其粘结质量应满足按整体截面计算的要求；

3 加固前应按设计的规定卸除或部分卸除作用在结构上的荷载；

6.5.2 钢筋混凝土构件增大截面加固的构造及设计对施工的要求，应符合下列规定：

1 新增混凝土层的最小厚度，板不应小于 40mm；梁、柱，采用现浇混凝土、自密实混凝土或灌浆料施工时，不应小于 60mm，采用喷射混凝土施工时，不应小于 50mm。

2 加固用的钢筋，应采用热轧带肋钢筋。板的受力钢筋直径不应小于 8mm；梁的受力钢筋直径不应小于 12mm；柱的受力钢筋直径不应小于 14mm；加锚式箍筋直径不应小于 8mm；U 形箍直径应与原箍筋直径相同；分布筋直径不应小于 8mm。

3 新增受力钢筋与原受力钢筋的净间距不应小于 25mm，并应采用短筋或箍筋与原钢筋焊接。

4 当截面受拉区一侧加固时，应设置 U 形箍筋，并应焊在原箍筋上，单面焊的焊缝长度应为箍筋直径的 10 倍，双面焊的焊缝长度应为箍筋直径的 5 倍。

5 当用混凝土围套加固时，应设置环形箍筋或加锚式箍筋；

6 当受构造条件限制而采用植筋方式埋设 U 形箍时，应采用锚固型结构胶种植，不得采用未改性的环氧类胶粘剂或不饱和聚酯类的胶粘剂种植，也不得采用无机锚固剂（包括水泥基灌浆料）种植。

7 梁的新增纵向受力钢筋，其两端应进行锚固；柱的新增纵向受力钢筋的下端应伸入基础并应满足锚固要求；上端应穿过楼板与上层柱脚连接或在屋面板处弯折锚固或采用机械措施锚固。

II 置换混凝土法

6.5.3 当采用置换法局部加固受压区混凝土强度偏低或有严重缺陷的混凝土构件时，应符合下列要求：

1 当加固梁式构件时，应对原构件进行支顶。当加固柱、墙等构件时，应对原结构、构件在施工全过程中的承载状态进行验算、监测和控制；置换界面处的混凝土不应出现拉应力，当控制有困难，应采取支顶措施进行卸荷。

2 当加固混凝土构件时，其非置换部分的原构件混凝土强度等级，按现场检测结果不应低于该混凝土结构建造时设计规定的强度等级。

3 混凝土结构构件置换部分的界面处理及粘结质量，应满足按整体截面计算的要求。

6.5.4 置换混凝土的构造及设计对施工要求，应符合下列规定：

1 置换用混凝土的强度等级应比原构件混凝土设计强度等级提高一级。

2 混凝土的置换深度，板不应小于 40mm；梁、柱，采用人工浇筑时，不应小于 60mm，采用喷射法施工时，不应小于 50mm。置换长度应按混凝土强度和缺陷的检测及验算结果确定，但对非全长置换的情况，其两端应分别延伸不小于 100mm 的长度。

3 梁的置换部分应位于构件截面受压区内，沿整个宽度剔除，或沿部分宽度对称剔除，但不得仅剔除截面的一隅。

III 外包型钢法

6.5.5 当采用外包型钢法加固钢筋混凝土实腹柱或梁时，应符合下列规定：

1 对使用结构胶粘贴加固有困难的工程，应采用无粘结外包型钢（以下简称干式外包钢）加固法；对适合使用结构胶粘贴加固的工程，应优先选用有粘结外包型钢（以下简称粘式外包钢）法。

2 干式外包钢加固后的钢架与原柱所承担的外力，应按各自截面刚度比例进行分配。

3 粘式外包钢加固后的承载力和截面刚度应按整截面共同工作确定。

4 外包型钢法加固前的卸载，应符合设计要求。

6.5.6 粘式外包钢的构造及设计对施工要求，应符合下列规定：

1 钢材应选用角钢；沿梁、柱轴线方向应每隔一定距离用钢缀板与角钢焊接。缀板间距不应大于 $20r$ （ r 为单根角钢截面的最小回转半径），且不应大于 500mm；在节点区，其间距应加密。

2 角钢的连接和锚固：对柱，其角钢下端应锚固于基础；中间应穿过各层楼板，上端应伸至加固层的上一层楼板底或屋面板底；当相邻两层柱的尺寸不同时，应将上下柱外粘型钢交汇于楼面，并利用其内外间隔嵌入钢板焊成的水平钢框，与上下柱角钢及上柱钢箍相互焊接固定。对梁，其角钢应与柱角钢相互焊接，并加焊钢带或钢筋条，使柱两侧的梁相互连接。

3 加固排架柱时，应将加固的角钢与原柱顶部的承压钢板相互焊接。对二阶柱，上下柱交接处及牛腿处的连接构造应加强。

4 外粘角钢加固梁、柱的施工，应将原构件截面的棱角打磨成半径 r 不小于 7mm 的圆角。外粘角钢的注胶应在角钢构架焊接完成后进行。外粘型钢的胶缝厚度应控制在 $3\text{mm}\sim 5\text{mm}$ ；局部允许有长度不大于 300mm 、厚度不大于 8mm 的胶缝，但不得出现在角钢端部 600mm 范围内。

5 采用外包型钢加固钢筋混凝土构件时，型钢表面应做防锈蚀涂装。

IV 粘贴钢板法

6.5.7 当采用粘贴钢板法加固受弯、大偏心受压和受拉构件时，应符合下列要求：

1 被加固的混凝土结构构件，其现场实测混凝土强度等级不得低于 $\text{C}15$ ，且混凝土表面的正拉粘结强度不得低于 1.5MPa 。

2 粘贴钢板加固钢筋混凝土结构构件时，应将钢板受力方式设计成仅承受轴向应力作用。

3 粘贴在混凝土构件表面上的钢板，其外表面应进行防锈蚀处理。表面防锈蚀材料对钢板及胶粘剂应无害。

4 粘贴钢板用的结构胶，其性能应满足被加固构件长期所处的环境和环境温湿度的要求。

5 粘贴钢板加固前，应按设计要求卸除或部分卸除结构上的活荷载。

6 本方法不得用于素混凝土构件，包括纵向受力钢筋一侧配筋率小于 0.2% 的构件加固。

6.5.8 粘贴钢板加固的构造及设计对施工要求，应符合下列规定：

1 粘钢加固的钢板宽度不应大于 100mm 。采用手工涂胶粘贴的钢板厚度不应大于 5mm ；采用压力注胶粘结的钢板厚度不应大于 10mm ，且应按外粘型钢加固法的焊接节点构造进行设计。

2 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（包括截断处）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。

3 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 型箍。U 型箍的宽度，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 。U 型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 型箍改为钢压条，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 $1/2$ 。

4 被加固梁负弯矩区的支座处，当需要采取加强的锚固措施时，应按现行有关加固设计标准提供的方法进行设计。

V 外加预应力法

6.5.9 当采用体外预应力法加固钢筋混凝土构件时，应符合下列要求：

1 对梁式构件应选用无粘结钢绞线为预应力拉杆的加固法；对柱和其他受压构件，应选用以角钢为预应力撑杆的加固法。

2 体外预应力加固法不得用于素混凝土构件，包括纵向受力钢筋一侧配筋率小于 0.2% 的构件的加固。

3 采用体外预应力加固法对钢筋混凝土构件进行加固时，其原构件的混凝土强度等级不应低于 C15。

4 采用体外预应力法加固混凝土结构时，其新增的预应力拉杆、锚具、垫板、撑杆、缀板以及各种紧固件等均应进行防锈蚀处理。

5 采用本方法加固的混凝土结构，其长期使用的环境温度不应高于 60°C 。

6 当被加固构件的表面有防火要求时，其防护层效能应符合耐火等级及耐火极限的要求。

6.5.10 体外预应力加固的基本构造及设计对施工要求，应符合下列规定：

1 无粘结钢绞线的构造与施工要点：

- 1) 钢绞线应成对布置在梁的两侧；其外形应为设计所要求的折线形；钢绞线形心至梁侧面的距离应取为 40mm。
- 2) 钢绞线跨中水平段的支承点，应设在梁底以上的位置；仅当纵向张拉的应力不足，需依靠横向张拉补足时，方允许设在梁的底部。
- 3) 当梁端部斜截面受剪承载力不足时，应采用粘贴钢板或碳纤维 U 形箍进行加固。
- 4) 端部锚固构造应采用圆套筒夹片式单孔锚具。
- 5) 钢绞线的张拉应力控制值，对纵向张拉，应取 $0.70f_{ptk}$ ；当连续梁的跨数较多时，应取 $0.75f_{ptk}$ ；对横向张拉，钢绞线的张拉应力值应取 $0.60f_{ptk}$ ； f_{ptk} 为钢绞线抗拉强度标准值。

2 预应力撑杆的构造与施工要点，应符合现行有关结构加固设计标准和施工标准的要求。

VI 粘贴纤维复合材料法

6.5.11 当采用粘贴纤维复合材料加固的钢筋混凝土受弯、轴心受压或大偏心受压构件时，应符合下列要求：

1 被加固的混凝土结构构件，其现场实测混凝土强度等级不得低于 C15，且混凝土表面的正拉粘结强度不得低于 1.5MPa。

2 外贴纤维复合材料加固钢筋混凝土结构构件时，应将纤维受力方式设计成仅承受拉应力作用。

3 粘贴在混凝土构件表面上的纤维复合材料，不得直接暴露阳光或有害介质中，其表面应进行防护处理。表面防护材料应对纤维及胶粘剂无害，且应与胶粘剂有可靠的粘结强度及相互协调的变形性能。

4 采用本方法加固的混凝土结构，其长期使用的环境温度不应高于 60℃。

5 采用纤维复合材料对钢筋混凝土结构进行加固时，应采取措
施卸除或大部分卸除作用在结构上的荷载。

6 当被加固构件的表面有防火要求时,其防护层效能应符合耐火等级及耐火极限要求。

7 本方法不得用于素混凝土构件,包括纵向受力钢筋一侧配筋率小于 0.2%的构件加固。

6.5.12 纤维复合材受弯加固的构造及设计对施工要求,应符合下列规定:

1 对钢筋混凝土受弯构件正弯矩区进行正截面加固时,其受拉面沿轴向粘贴的纤维复合材应延伸至支座边缘,且应在纤维复合材的端部(包括截断处)及集中荷载作用点的两侧,设置纤维复合材的 U 形箍(对梁)或横向压条(对板)。

2 当纤维复合材延伸至支座边缘仍不满足延伸长度的规定时,应采取机械措施进行锚固。

3 当采用纤维复合材对受弯构件负弯矩区进行正截面承载力加固时,应采取下列构造措施:

- 1) 支座处无障碍时,纤维复合材应在负弯矩包络图范围内连续粘贴;其延伸长度的截断点应位于正弯矩区,且距正负弯矩转换点不应小于 1m。
- 2) 支座处虽有障碍,但梁上有现浇板,且能避开柱位时,应在梁侧 4 倍板厚(h_b)范围内,将纤维复合材粘贴于板面上。
- 3) 在框架顶层梁柱的端节点处,纤维复合材只能贴至柱边缘而无法延伸时,应采用结构胶加贴 L 形碳纤维板或 L 形钢板进行粘结与锚固。

6.5.13 当采用纤维复合材对钢筋混凝土梁或柱的斜截面承载力进行加固时,其构造及设计对施工要求,应符合下列规定:

- 1 应选用环形箍或端部自锁式 U 形箍。
- 2 箍的纤维受力方向应与构件轴向垂直;
- 3 当采用纤维复合材条带为箍时,其净间距 $S_{f,n}$ 不应大于 100mm;
- 4 当 U 形箍的上端无自锁装置,应粘贴纵向压条进行锚固;

5 当梁的高度 h 大于等于 600mm 时，尚应在梁的腰部增设一道纵向腰压带。

6.5.14 当采用纤维复合材的环向围束对钢筋混凝土柱进行正截面加固或提高延性的抗震加固时，其构造应符合下列规定：

1 环向围束的纤维织物层数，对圆形截面不应少于 2 层；对正方形和矩形截面柱不应少于 3 层；且围束的层数不限。

2 环向围束上下层之间的搭接宽度不应小于 50mm，纤维织物环向截断点的延伸长度不应小于 200mm，且各条带搭接位置应相互错开。

3 当采用纤维复合材加固大偏心受压的钢筋混凝土柱时，其构造应符合下列规定：

1) 柱的两端应增设钢套箍式的机械锚固措施；

2) 柱上端有楼板时，纤维复合材应穿过楼板，并应有足够的延伸长度。

6.6 钢构件加固

I 增大截面法

6.6.1 当采用焊接连接、高强度螺栓连接或铆钉连接的增大截面法加固钢结构构件时，应符合下列要求：

1 完全卸荷状态下，采用增大截面法加固钢构件时，其设计、计算应按现行相关设计标准的规定进行，但应符合下列条件：

1) 原构件的缺陷和损伤已得到有效补强；

2) 原构件钢材强度设计值已根据安全性鉴定报告确定；

3) 当采用焊接方法加固时，其新老构件之间的可焊性已得到确认。

2 负荷状态下，钢构件增大截面加固应符合下列条件：

1) 当为焊接加固时，应核查原构件最大名义应力 σ_{0max} ，且应满足本规范对各类结构规定的 σ_{0max}/f_y 的下列限值：

a) 对承受特重级动力荷载作用的 I 类结构为 0.20；

- b) 对承受重级动力荷载或振动作用的 II 类结构为 0.40;
 - c) 对承受间接动力荷载或仅承受静力荷载的 III 类结构为 0.65;
 - d) 对承受静力荷载且允许按塑性设计的 IV 类结构为 0.80。
- 2) 当为高强度螺栓摩擦型连接或铆钉连接加固时, 其 σ_{0max} 与 f_y 比值的限值为 0.85。

3 焊接加固后的 I、II 类构件, 应对其剩余疲劳寿命进行评定; 当处于低温下工作时, 尚应对其低温冷脆风险进行评定。当评定结果确认有较大风险时, 不得进行负荷状态下的加固。

6.6.2 钢构件增大截面加固的构造及设计对施工要求, 应符合下列规定:

1 设计采取的构造措施应保证加固件与原构件能够共同工作, 且截面应无明显变形; 板件应有良好的稳定性。

2 当采用增大截面法加固开口截面的构件时, 应将加固后截面密封。若加固后截面不密封, 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。

3 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不致因焊接加热、附加钻、扩孔洞等所引起的变形或削弱而对安全产生显著影响。

4 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, 以避免加固过程中对截面造成过大削弱。

5 增大截面法加固有两个以上构件的超静定结构时, 应首先将加固与被加固构件全部压紧并点焊定位。然后从受力最大构件开始依次连续地进行加固连接施工。

II 粘贴钢板法

6.6.3 当采用粘贴钢板对钢结构受弯、受拉、受压或受剪的实腹式构件进行加固时, 应符合下列要求:

- 1 粘贴钢板加固的钢构件，表面应采取喷砂方法进行处理。
- 2 粘贴在钢构件表面上的钢板，其最外层表面及每层钢板的周边均应进行防腐蚀处理；钢板表面处理用的清洁剂和防腐蚀材料对钢板及结构胶的工作性能和耐久性应无害。
- 3 采用本方法加固的钢结构，其长期使用的环境温度不应高于 60℃。
- 4 应在加固前采取措施卸除或大部分卸除作用在结构上的活荷载。
- 5 采用粘贴钢板加固的钢结构，其防护措施应符合耐火等级及耐火极限的要求。

6.6.4 钢构件粘贴钢板加固的基本构造及设计对施工要求，应符合下列规定：

- 1 当工字型钢梁的腹板局部稳定验算不满足现行相关设计标准的要求时，应采用在腹板两侧粘贴 T 型钢件或角钢的方法进行增强，其 T 型钢件的粘贴宽度不小于板厚的 25 倍。
- 2 在受弯构件受拉边或受压边表面上进行粘钢加固时，粘贴钢板的宽度不应超过加固构件的宽度；其受拉面沿构件轴向连续粘贴的加固钢板应延伸至支座边缘，且应在钢板端部及集中荷载作用点的两侧设置不少于 2M12 的连接螺栓，作为粘钢端部的机械锚固措施；对受压边的粘钢加固，尚应在跨中位置设置不少于 2M12 的连接螺栓。
- 3 采用手工涂胶粘贴的单层钢板厚度不应大于 5mm，采用压力注胶粘贴的钢板厚度不应大于 10mm。

III 外包钢筋混凝土法

6.6.5 当采用外包钢筋混凝土法加固受压、受弯或偏心受压的型钢构件时，应符合下列要求：

- 1 仅适用于型钢原构件尺寸偏小或需增加负荷的情况加固；

- 2 加固前的卸载应符合设计要求；
- 3 加固前应对原型钢构件进行清理，并应铲除原有的涂装层。

6.6.6 外包钢筋混凝土加固的基本构造，应符合下列规定：

1 采用外包钢筋混凝土加固法时，混凝土强度等级不应低于 C30；外包钢筋混凝土的厚度不应小于 100mm。

2 外包钢筋混凝土内纵向受力钢筋的两端应有可靠的连接和锚固。

3 采用外包钢筋混凝土加固时，对过渡层、过渡段及钢构件与混凝土间传力较大部位，应在原构件上设置抗剪连接件。

IV 钢管构件内填混凝土加固法

6.6.7 当采用内填混凝土加固法加固轴心受压和偏心受压的圆形和方形截面钢管构件时，应符合下列要求：

1 圆形钢管的外直径不应小于 200mm；钢管壁厚不应小于 4mm；

2 正方形钢管的截面边长不应小于 200mm；钢管壁厚不应小于 6mm；

3 矩形截面钢管的高宽比 h/b 不应大于 2，且应换算成边长为 \sqrt{bh} 的等效正方形截面进行计算；

4 被加固钢管构件应无显著缺陷或损伤；当有显著缺陷或损伤时，应在加固前修复。

6.6.8 钢管构件内填混凝土加固的基本构造，应符合下列规定：

1 混凝土强度等级不应低于 C30，且不应高于 C80。当采用普通混凝土时，应添加减缩剂，减小混凝土收缩的不利影响。

2 混凝土浇筑之前，配合混凝土浇筑方法在原钢管构件上选定合适位置开混凝土浇筑孔和排气孔，混凝土浇筑完毕后应将浇筑孔和排气孔补焊封闭。

6.7 砌体构件加固

I 外加钢筋混凝土面层法

6.7.1 当采用钢筋混凝土面层加固砌体构件时，原砌体与后浇混凝土面层之间应做界面处理。

6.7.2 砌体构件外加混凝土面层加固的构造及设计对施工要求，应符合下列规定：

1 钢筋混凝土面层的截面厚度不应小于 60mm；当用喷射混凝土施工时，不应小于 50mm。

2 当采用 HRB335 级钢筋时，加固用的混凝土不应低于 C20 级；当采用 HRB400 级钢筋，或当受有振动作用时，混凝土强度等级不应低于 C25 级。

3 加固用的竖向受力钢筋，应使用 HRB335 级或 HRB400 级钢筋。竖向受力钢筋直径不应小于 12mm，其净间距不应小于 30mm。纵向钢筋的上下端均应锚固；上端应锚入有配筋的混凝土梁垫、梁、板或牛腿内；下端应锚入基础内。纵向钢筋的接头应为焊接。

4 当采用围套式的钢筋混凝土面层加固砌体柱时，应采用封闭式箍筋；箍筋直径不应小于 6mm。箍筋的间距不应大于 150mm。柱的两端各 500mm 范围内，箍筋应加密，其间距应取为 100mm。若加固后的构件截面高度 $h \geq 500\text{mm}$ ，尚应在截面两侧增设竖向构造钢筋，并应设置拉结钢筋。

5 当采用两对面增设钢筋混凝土面层加固带壁柱墙或窗间墙时，应沿砌体高度每隔 250mm 交替设置不等肢 U 型箍和等肢 U 型箍。不等肢 U 型箍在穿过墙上预钻孔后，应弯折焊成封闭箍。预钻孔内用结构胶填实。对带壁柱墙，尚应在其拐角部位增设竖向构造钢筋与 U 形箍筋焊牢。

II 钢筋网水泥砂浆面层法

6.7.3 当采用钢筋网水泥砂浆面层加固砌体构件时，应符合下列要求：

- 1 原砌体的砌筑砂浆强度等级应符合下列规定：
 - 1) 受压构件：原砌筑砂浆的强度等级不应低于 M2.5；
 - 2) 受剪构件：对多层和底层建筑的砖砌体，其原砌筑砂浆强度等级分别不应低于 M1 和 M0.4。对砌块砌体，其原砌筑砂浆强度等级不应低于 M2.5。
- 2 块材严重风化的砌体，不应采用钢筋网水泥砂浆面层进行加固。

6.7.4 钢筋网水泥砂浆面层的构造及设计对施工要求，应符合下列规定：

- 1 当采用钢筋网水泥砂浆面层加固砌体承重构件时，其面层厚度，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。
- 2 钢筋网用的水泥砂浆及其保护层厚度应符合下列要求：
 - 1) 加固受压构件用的水泥砂浆，其强度等级不应低于 M15；加固受剪构件用的水泥砂浆，其强度等级不应低于 M10；
 - 2) 受力钢筋的砂浆保护层厚度，对墙不应小于 20mm，对柱不应小于 30mm；受力钢筋距砌体表面的距离不应小于 5mm。
- 3 结构加固用的钢筋，应采用 HRB335 级或 HRB400 级钢筋。
- 4 当加固柱或壁柱时，其构造应符合下列要求：
 - 1) 竖向受力钢筋直径不应小于 10mm，其净间距不应小于 30mm；受压钢筋一侧的配筋率不应小于 0.2%；受拉钢筋的配筋率不应小于 0.15%。
 - 2) 柱的箍筋应采用闭合式，其直径不应小于 6mm，间距不应大于 150mm。柱的两端各 500mm 范围内，箍筋间距应

取为 100mm。

3) 在壁柱中，不穿墙的 U 形筋应焊在壁柱角隅处的竖向构造筋上，其间距与柱的箍筋相同；穿墙的箍筋，在穿墙后应形成闭合箍；其直径应为 8mm~10mm，每隔 500mm~600mm 替换一支不穿墙的 U 形箍筋。

4) 箍筋与竖向钢筋的连接应为焊接。

5 加固墙体时，应采用点焊方格钢筋网，网中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。当采用双面钢筋网水泥砂浆时，钢筋网应采用穿透墙体的 S 形钢筋拉结；拉结钢筋应采用梅花状布置，其竖向间距和水平间距均不应大于 500mm。

6 钢筋网四周应与楼板、大梁、柱或墙体可靠连接。

6.8 木构件加固

6.8.1 当采用木材置换法加固时，应采用与原构件相近的木材，新旧连接除结合面处采用胶接外，置换连接段尚应增设钢板箍或纤维复合材环向围束封闭箍进行约束。

6.8.2 当采用粘贴纤维复合材加固时，应采用碳纤维、芳纶纤维或玻璃纤维复合材，并应符合下列规定：

1 加固木梁或受拉构件时，纤维复合材应在受拉面沿轴向粘贴并延伸至支座边缘，其端部和节点两侧应粘贴封闭箍或 U 型箍。

2 采用环向围束封闭箍加固木柱时，其构造应符合本规范第 6.5.14 条的相关规定。

5.8.2 当采用粘贴纤维复合材加固木柱时，应采用由连续纤维箍成的环向围束法；其构造应符合本规范第 5.4.14 条的规定。

5.8.3 当采用型钢置换加固木桁架端节点时，新增型钢应伸入支承端，并与原木构件采用螺栓连接形成整体（图 5.8.3）。

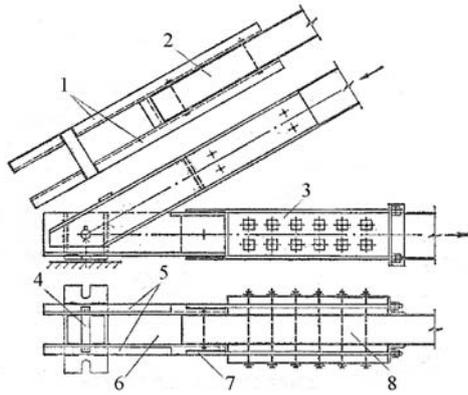


图 6.8.3 木桁架端节点加固示意图

1-新加槽钢 2-原有上弦 3-新加木夹板 4-销轴 5-下弦槽钢 6-上弦槽钢未表示出
7-串杆焊接在槽钢翼缘上 8-原有下弦

6.9 结构锚固技术

6.9.1 当结构加固采用植筋技术进行锚固时，应符合下列规定：

1 采用植筋技术，包括种植全螺纹螺杆技术时，原构件的混凝土强度等级应符合下列规定：

- 1) 当新增构件为悬挑结构构件时，其原构件混凝土强度等级不得低于 C25；
- 2) 当新增构件为其他结构构件时，其原构件混凝土强度等级不得低于 C20。

2 采用植筋或种植全螺纹螺杆锚固时，其锚固部位的原构件混凝土不得有局部缺陷。若有局部缺陷，应先进行补强或加固处理后再植筋。

3 植筋用的胶粘剂应采用改性环氧类结构胶粘剂或改性乙烯基酯类结构胶粘剂。当植筋的直径大于 22mm 时，尚应采用 A 级胶。

4 植筋用结构胶粘剂的粘结抗剪强度设计值 f_{bd} 应按表 6.9.1 的规定值采用。当基材混凝土强度等级大于 C30，且采用快固型胶粘剂时，其粘结抗剪强度设计值 f_{bd} 应乘以调整系数 0.85。

表 6.9.1 粘结抗剪强度设计值 f_{bd}

胶粘剂等级	构造条件	基材混凝土的强度等级
-------	------	------------

		C20	C25	C30	C40	C50	C60
A 级胶或 B 级胶	$S_1 \geq 5d$; $S_2 \geq 2.5d$	2.3	2.7	3.7	4.0	4.5	5.0
A 级胶	$S_1 \geq 6d$; $S_2 \geq 3.0d$	2.3	2.7	4.0	4.5	5.0	5.5
	$S_1 \geq 7d$; $S_2 \geq 3.5d$	2.3	2.7	4.5	5.0	5.5	6.0

注： 1 当使用表中的 f_{bd} 值时，其构件的混凝土保护层厚度，不应低于国家现行有关设计标准的规定值；

2 S_1 为植筋间距； S_2 为植筋边距；

3 表中 f_{bd} 值仅适用于带肋钢筋或全螺纹螺杆的粘结锚固。

5 采用植筋或全螺纹的螺杆锚固的混凝土结构，其长期使用的环境温度不应高于 60°C 。

6 植筋不得用于素混凝土构件，包括纵向受力钢筋一侧配筋率小于 0.2% 的构件。素混凝土构件及低配筋率构件的锚固应改用锚栓。

6.9.2 当混凝土构件加固采用锚栓技术进行锚固时，应符合下列基本规定：

1 混凝土结构采用锚栓时，其混凝土强度等级：对重要构件不应低于 C25 级；对一般构件不应低于 C20 级。

2 承重结构用的机械锚栓，应采用有锁键效应的后扩底锚栓。承重结构用的胶粘型锚栓，应采用胶粘型特殊倒锥形锚栓或胶粘型特殊全螺纹锚栓。

3 承重结构用的锚栓，其公称直径不得小于 12mm；按构造要求确定的锚固深度 h_{ef} 不应小于 60mm，且不应小于混凝土保护层厚度。

4 在抗震设防区的承重结构中采用锚栓时，其最小埋深及最小边距和间距应分别符合表 6.9.2-1、6.9.2-2 和表 6.9.2-3 的规定。

表 6.9.2-1 考虑地震作用时后扩底锚栓的埋深规定

锚栓直径 (mm)	12	16	20	24
有效锚固深度 h_{ef} (mm)	≥ 80	≥ 100	≥ 150	≥ 180

表 6.9.2-2 考虑地震作用时胶粘型锚栓的埋深规定

锚栓直径 (mm)	12	16	20	24
有效锚固深度 h_{ef} (mm)	≥ 100	≥ 125	≥ 170	≥ 200

5 锚栓的最小边距 c_{min} 、临界边距 $c_{cr,N}$ 和群锚最小间距 s_{min} 、临界间距 $s_{cr,N}$ 应符合表 6.9.2-3 的规定。

表 6.9.2-3 各种锚栓的边距和间距规定

c_{min}	$c_{cr,N}$	s_{min}	$s_{cr,N}$
$\geq 0.8h_{ef}$	$\geq 1.5h_{ef}$	$\geq 1.0h_{ef}$	$\geq 3.0h_{ef}$

6 锚栓防腐蚀标准应高于被固定物的防腐蚀要求。

附录 A 纤维复合材安全性能指标

A.0.1 结构加固用碳纤维复合材的安全性能指标应符合表 A.0.1 的规定。

表 A.0.1 碳纤维复合材安全性能指标

检 验 项 目		合 格 指 标				
		单 向 织 物			条 形 板	
		高 强 I 级	高 强 II 级	高 强 III 级	高 强 I 级	高 强 II 级
抗拉强度 (MPa)	标准值	≥ 3400	≥ 3000	—	≥ 2400	≥ 2000
	平均值	—	—	≥ 3000	—	—
受拉弹性模量 (MPa)		≥ 2.3×10 ⁵	≥ 2.0×10 ⁵	≥ 2.0×10 ⁵	≥ 1.6×10 ⁵	≥ 1.4×10 ⁵
伸长率 (%)		≥ 1.6	≥ 1.5	≥ 1.3	≥ 1.6	≥ 1.4
弯曲强度(MPa)		≥ 700	≥ 600	≥ 500	—	—
层间剪切强度(MPa)		≥ 45	≥ 35	≥ 30	≥ 50	≥ 40
纤维复合材与基材 正拉粘结强度(MPa)		对混凝土和砌体材料：≥ 2.5，且为基材内聚破坏； 对钢基材：≥ 3.5，且不得为粘附破坏				
单位面积	人工粘贴	≤ 300			—	
质量(g/m ²)	真空灌注	≤ 450			—	
纤维体积含量 (%)		—			≥ 65	≥ 55

注：表中指标，除注明标准值外，均为平均值。

A.0.2 结构加固用芳纶纤维复合材的安全性能指标应符合表 A.0.2 的规定。

表 A.0.2 芳纶纤维复合材安全性能指标

检 验 项 目		合 格 指 标			
		单 向 织 物		条 形 板	
		高 强 度 I 级	高 强 度 II 级	高 强 度 I 级	高 强 度 II 级
抗拉强度 (MPa)	标准值	≥ 2100	≥ 1800	≥ 1200	≥ 800
	平均值	≥ 2300	≥ 2000	≥ 1700	≥ 1200
受拉弹性模量 E_f (MPa)		≥ 1.1×10^5	≥ 8.0×10^4	≥ 7.0×10^4	≥ 6.0×10^4
伸长率(%)		≥ 2.2	≥ 2.6	≥ 2.5	≥ 3.0
弯曲强度(MPa)		≥ 400	≥ 300	—	—
层间剪切强度(MPa)		≥ 40	≥ 30	≥ 45	≥ 35
纤维复合材与基材 正拉粘结强度(MPa)		≥ 2.5, 且为混凝土内聚破坏			
单位面积	人工粘贴	≤ 450		—	
质量(g/m ²)	真空灌注	≤ 650		—	
纤维体积含量 (%)		—		≥ 60	≥ 50

注：表中指标，除注明标准值外，均为平均值。

A.0.3 结构加固用玻璃纤维复合材的安全性能指标应符合表 A.0.3 的规定。

表 A.0.3 玻璃纤维复合材安全性能鉴定标准

检 验 项 目		合 格 指 标	
		高 强 度 S 玻 璃 纤 维	无 碱 E 玻 璃 纤 维
抗拉强度标准值(MPa)		≥2200	≥1500
受拉弹性模量(MPa)		≥ 1.0×10^5	≥ 7.2×10^4
伸长率(%)		≥2.5	≥3.8
弯曲强度(MPa)		≥600	≥500
层间剪切强度(MPa)		≥40	≥35
纤维复合材与混凝土正拉粘结强度(MPa)		≥2.5, 且为混凝土内聚破坏	
单位面积质量 (g/m ²)	人工粘贴	≤450	≤600
	真空灌注	≤550	≤750

注：表中指标，除注明标准值外，均为平均值。

附录 B 结构加固用胶安全性能指标

B.0.1 既有建筑粘接加固应使用经过改性的结构胶。加固用的结构胶，按其最高使用温度应分为以下三类：

- 1 I类适用的温度范围为 $-45^{\circ}\text{C} \sim 60^{\circ}\text{C}$ ；
- 2 II类适用的温度范围为 $-45^{\circ}\text{C} \sim 95^{\circ}\text{C}$ ；
- 3 III类适用的温度范围为 $-45^{\circ}\text{C} \sim 125^{\circ}\text{C}$ 。

对 I 类结构胶，还应分为 A 级胶和 B 级胶；前者用于重要构件；后者用于一般构件。

B.0.2 以混凝土为基材，室温固化型的结构胶，其安全性能指标应包括基本性能指标、长期工作安全性能指标和耐介质侵蚀能力指标。其基本性能指标应分别符合表 B.0.2-1、表 B.0.2-2、表 B.0.2-3 和表 B.0.2-4 的规定。其长期工作安全性能指标和耐介质侵蚀能力指标应分别符合表 B.0.6-1 和表 B.0.6-2 的规定。

B.0.2-1 以混凝土为基材，粘贴钢材用结构胶基本性能指标

检 验 项 目		检 验 条 件	检 验 合 格 指 标				
			I 类胶		II 类胶	III类胶	
			A 级	B 级			
胶 体 性 能	抗拉强度(MPa)		≥30	≥25	≥30	≥35	
	受拉弹性 模量 (MPa)	涂布胶	≥3.2×10 ³		≥3.5×10 ³		
		压注胶	≥2.5×10 ³	≥2.0×10 ³	≥3.0×10 ³		
	伸长率(%)		≥1.2	≥1.0	≥1.5		
	抗弯强度(MPa)		≥45	≥35	≥45	≥50	
	抗压强度(MPa)		且不得呈碎裂状破坏				
			≥65				
粘 结 能 力	钢对钢拉 伸抗剪强 度(MPa)	标准值	(23±2)℃ (50±5)%RH	≥15	≥12	≥18	
		平均值	(60±2)℃、10min	≥17	≥14	—	—
			(95±2)℃、10min	—	—	≥17	—
			(125±3)℃、10min	—	—	—	≥14
			(-45±2)℃、30min	≥17	≥14	≥20	
	钢对钢对接粘结 抗拉强度(MPa)		在(23±2)℃、 (50±5)%RH条件 下，按所执行试验方 法标准规定的加荷速 度测试	≥33	≥27	≥33	≥38
	钢对钢 T 冲击剥 离长度(mm)			≤25	≤40	≤15	
钢对 C45 混凝土 正拉粘结强度(MPa)		≥2.5，且为混凝土内聚破坏					
热变形温度(℃)		固化、养护 21d， 到期使用 0.45MPa 弯 曲应力的 B 法测定	≥65	≥60	≥100	≥130	
不挥发物含量(%)		(105±2)℃、 (180±5)min	≥99				

注：表中各项指标，除注有标准值外，均为平均值。

表 B.0.2-2 以混凝土为基材，粘贴纤维复合材用结构胶基本性能指标

检 验 项 目		检 验 条 件	检 验 合 格 指 标				
			I 类胶		II 类胶	III 类胶	
			A 级	B 级			
胶 体 性 能	抗拉强度(MPa)	在 (23±2) °C (50±5) %RH 条件 下, 以 2mm/min 加荷 速度进行测试	≥38	≥30	≥38	≥40	
	受拉弹性模量(MPa)		≥2.4×10 ³	≥1.5×10 ³	≥2.0×10 ³		
	伸长率(%)		≥1.5				
	抗弯强度(MPa)		≥50	≥40	≥45	≥50	
	抗压强度(MPa)		且不得呈碎裂状破坏				
			≥70				
粘 结 能 力	钢对钢 拉伸抗 剪强度 (MPa)	标准值	(23±2) °C (50±5) %RH	≥14	≥10	≥16	
		平均值	(60±2) °C、10min	≥16	≥12	—	—
	(95±2) °C、10min		—	—	≥15	—	
	(125±3) °C、10min		—	—	—	≥13	
	(-45±2) °C、30min		≥16	≥12	≥18		
	钢对钢对接粘结 抗拉强度(MPa)	在 (23±2) °C、 (50±5) %RH 条件 下, 按所执行试验方 法标准规定的加荷速 度测试	≥40	≥32	≥40	≥43	
	钢对钢 T 冲击剥 离长度 (mm)		≤25	≤35	≤20		
钢对 C45 混凝土 正拉粘结强度(MPa)	≥2.5, 且为混凝土内聚破坏						
热变形温度 (°C)	使用 0.45MPa 弯曲 应力的 B 法	≥65	≥60	≥100	≥130		
不挥发物含量 (%)	(105±2) °C、 (180±5) min	≥99					

注：表中各项指标，除注有标准值外，均为平均值。

表 B.0.2-3 以混凝土为基材，锚固用结构胶基本性能指标

检 验 项 目		检 验 条 件		检 验 合 格 指 标			
				I 类胶		II 类胶	III类胶
				A 级	B 级		
胶 体 性 能	劈裂抗拉强度(MPa)	在 (23±2) °C (50±5) %RH 条件下， 以 2mm/min 加荷速度进 行测试		≥8.5	≥7.0	≥10	≥12
	抗弯强度(MPa)			≥50	≥40	≥50	≥55
	抗压强度(MPa)			且不得呈碎裂状破坏 ≥60			
粘 结 能 力	钢对钢 拉伸抗 剪强度 (MPa)	标准值	(23±2) °C (50±5) %RH	≥10	≥8	≥12	
		平均值	(60±2) °C、10min	≥11	≥9	—	—
	(95±2) °C、10min		—	—	≥11	—	
	(125±3) °C、10min		—	—	—	≥10	
	(-45±2) °C、30min		≥12	≥10	≥13		
	约束拉拔条件下 带肋钢筋（或全螺 纹）与混凝土粘结 强度(MPa)	C30 Φ25 l=150	(23±2) °C、 (50±5) %RH	≥11	≥8.5	≥11	≥12
				≥17	≥14	≥17	≥18
钢对钢 T 冲击剥 离长度 (mm)	C60 Φ25 l=125		≤25	≤40	≤20		
热变形温度 (°C)	使用 0.45MPa 弯曲应 力的 B 法		≥65	≥60	≥100	≥130	
不挥发物含量 (%)	(105±2) °C、 (180±5) min		≥99				

注：表中各项指标，除注有标准值外，均为平均值。

表 B.0.2-4 锚固用快固型结构胶基本性能指标

检 验 项 目		性 能 要 求	
胶 体 性 能	劈裂抗拉强度 (MPa)	≥8.5	
	抗弯强度 (MPa)	≥45, 且不得呈碎裂状破坏	
	抗压强度 (MPa)	≥60.0	
粘 结 能 力	钢对钢 (钢套筒法) 拉伸抗剪强度标准值	≥16.0	
	钢对钢 (钢片单剪法) 拉伸抗剪强度平均值	≥6.5	
	约束拉拔条件下带肋钢筋与混 凝土粘结抗剪强度 (MPa)	C30 Φ25 埋深 150mm	≥12.0
		C60 Φ25 埋深 125mm	≥18.0
经 90d 湿热老化后的钢套筒粘结抗剪强度降低率 (%)		<15	
经低周反复拉力作用后的试件粘结抗剪强度降低率 (%)		≤50	

注：1 快固型结构锚固胶无 A 级和 B 级之分；

2 检验抗剪强度标准值时，试件数量不应少于 15 个；

3 当快固结构胶用于锚栓连接时，不需做钢片单剪法的抗剪强度检验。

B.0.3 以钢为基材，粘接钢加固件和碳纤维复合材的室温固化型结构胶，其安全性能指标应包括基本性能指标、长期工作安全性能指标和耐介质侵蚀能力指标，其基本性能指标应符合表 B.0.3-1 和表 B.0.3-2 的规定；其长期工作性能指标和耐介质侵蚀能力指标，应分别符合表 B.0.6-1 和表 B.0.6-2 的规定。

表 B.0.3-1 以钢为基材，粘贴钢加固件的结构胶基本性能指标

检 验 项 目		检 验 条 件	检 验 合 格 指 标				
			I 类胶		II 类胶	III类胶	
			AAA 级	AA 级			
胶 体 性 能	抗拉强度(MPa)		≥45	≥35	≥45	≥50	
	受拉弹性模量(MPa)	涂布胶	≥4.0×10 ³	≥3.5×10 ³	≥3.5×10 ³		
		压注胶	≥3.0×10 ³	≥2.7×10 ³	≥2.7×10 ³		
	伸长率(%)	涂布胶	≥1.5		≥1.7		
		压注胶	≥1.8		≥2.0		
	抗弯强度(MPa)		≥50		≥60		
	抗压强度(MPa)		且不得呈碎裂状破坏				
粘 结 能 力	钢对钢 拉伸抗 剪强度 (MPa)	标准值	≥18	≥15	≥18		
		平均值	(95±2)℃; 10min	—	—	≥16	—
			(125±3)℃; 10min	—	—	—	≥14
			(-45±2)℃; 30min	≥20	≥17	≥20	
	钢对钢对接接头 抗拉强度(MPa)		≥40	≥33	≥35	≥38	
	钢对钢 T 冲击剥 离长度 (mm)		≤10	≤20	≤6		
	钢对钢不均匀扯 离强度 (kN/m)		≥30	≥25	≥35		
热变形温度 (℃)		使用 0.45MPa 弯 曲应力的 B 法		≥65	≥100	≥130	

注：表中各项指标，除标有标准值外，均为平均值。

表 B.0.3-2 以钢为基材，粘贴纤维复合材的结构胶基本性能指标

检验项目		检验条件	检验合格指标				
			I类胶		II类胶	III类胶	
			AAA级	AA级			
胶体性能	抗拉强度(MPa)		≥50	≥40	≥50	≥45	
	受拉弹性模量(MPa)	涂布胶	≥3.3×10 ³	≥2.8×10 ³	≥3.0×10 ³		
		压注胶	≥2.5×10 ³		≥2.5×10 ³		
	伸长率(%)	涂布胶	≥1.7		≥2.0		
		压注胶	≥2.0		≥2.3		
	抗弯强度(MPa)		≥50		≥60		
	抗压强度(MPa)		且不得呈碎裂状破坏				
		≥65		≥70			
粘结能力	钢对钢拉伸抗剪强度(MPa)	标准值	试件粘合后养护7d,到期立即在:(23±2)℃,(50±5)%RH条件下测试	≥17	≥14	≥17	
		平均值	(95±2)℃;10min	—	—	≥15	—
			(125±3)℃;10min	—	—	—	≥12
			(-45±2)℃;30min	≥19	≥16	≥19	
	钢对钢对接接头抗拉强度(MPa)		试件粘合后养护7d,到期立即在:(23±2)℃,(50±5)%RH条件下测试	≥45	≥40	≥45	≥38
	钢对钢T冲击剥离长度(mm)		试件粘合后养护7d,到期立即在:(23±2)℃,(50±5)%RH条件下测试	≤10	≤20	≤6	
	钢对钢不均匀扯离强度(kN/m)		试件粘合后养护7d,到期立即在:(23±2)℃,(50±5)%RH条件下测试	≥30	≥25	≥35	
热变形温度(℃)		使用0.45MPa弯曲应力的B法	≥65		≥100	≥130	

注：表中各项指标，除标有标准值外，均为平均值。

B.0.4 以砌体为基材的结构加固用胶，其安全性能指标的确定应符合下列规定：

1 以钢筋混凝土为面层的组合砌体构件，其加固用结构胶的安全性能指标应按以混凝土为基材的结构胶的规定采用。

2 以素砌体为基材，粘贴钢板、纤维复合材及种植带肋钢筋、全螺纹螺杆和化学锚栓用的结构胶，其安全性能指标应分别按以混凝土为基材相应用途的B级胶的规定采用。

B.0.5 以木材为基材，粘接木材或钢材的结构加固用胶，其安全性能指标的确定应符合下列规定：

- 1 木材与木材粘接的安全性能指标，应符合表 B.0.5 的规定；
- 2 木材与钢材粘接的安全性能指标，应按钢结构加固用胶安全性能合格标准采用。

表 B.0.5 木材与木材粘结室温固化型结构胶安全性能指标

检验的性能		合格指标		
		红松等软木松	栎木或水曲柳	
粘 结 性 能	胶缝顺木纹方向抗剪强度(MPa)	干试件	≥6.0	≥8.0
		湿试件	≥4.0	≥5.5
粘 结 性 能	木材对木材横纹正拉粘结强度 f_t^b (MPa)		$f_t^b \geq f_{t,90}$ ，且为木纹横纹撕拉破坏	
长 期 性 能	以 20℃ 水浸泡 48h→-20℃ 冷冻 9h→室温置放 15h→70℃ 热烘 10h 为一循环；经 8 个循环后，测定胶缝顺纹抗剪破坏形式		沿木材剪坏的面积不得少于剪面面积的 75%	

B.0.6 结构加固用胶（不包括木结构用胶）的长期工作安全性能和耐介质侵蚀能力指标，列于表 B.0.6-1 和 B.0.6-2。

表 B.0.6-1 加固用结构胶长期工作安全性能鉴定标准

检验项目		检验条件	检验合格指标			
			I类胶		II类胶	III类胶
			A级	B级		
耐环境作用	耐湿热老化能力	在 50℃、95%RH 环境中老化 90d 后, 冷却至室温进行钢对钢拉伸抗剪试验	与室温下短期试验结果相比, 其抗剪强度降低率(%):			
			≤ 12	≤ 18	≤ 10	≤ 12
	耐热老化能力	在下列温度环境中老化 30d (90d) 后, 以同温度进行钢对钢拉伸抗剪试验	与同温度 10min 短期试验结果相比, 其抗剪强度降低率:			
		(60±2)℃	≤ 5	—	—	—
		(95±2)℃	—	—	≤ 5	—
		(125±3)℃	—	—	—	≤ 5
	耐冻融能力	在 -25℃ ↔ 35℃ 冻融循环温度下, 每次循环 8h, 经 50 次循环后, 在室温下进行钢对钢拉伸抗剪试验	与室温下, 短期试验结果相比, 其抗剪强度降低率不大于 5%			
耐应力作用的能力	耐长期应力作用能力	在 (23±2)℃、(50±5)%RH 环境中承受 4.0MPa (5.0 MPa) 剪应力持续作用 210d	钢对钢拉伸抗剪试件不破坏, 且蠕变的变形值小于 0.4mm			
	耐疲劳应力作用能力	在室温下, 以频率为 40Hz、应力比为 5:1.5 (5:1)、最大应力为 4.0MPa (5.0 MPa) 的疲劳荷载下进行钢对钢拉伸抗剪试验	经 2×10 ⁶ (5×10 ⁶) 次等幅正弦波疲劳荷载作用后, 试件不破坏			

注: 表中括号内数值用于钢结构加固。

表 B.0.6-2 结构加固用胶耐介质侵蚀能力鉴定标准

应检验性能	介质环境及处理要求	鉴定合格指标	
		与对照组相比 强度下降率 (%)	处理后的外观 质量要求
耐盐雾作用	5%NaCl 溶液；喷雾压力 0.08MPa； 试验温度 (35±2) °C；每 0.5h 喷雾一 次，每次 0.5h；盐雾应自由沉降在试件 上；作用持续时间：A 级胶及 II、III 类 胶 90d；B 级胶 60d；到期进行钢对钢 拉伸抗剪强度试验	≤ 5	不得有裂纹或脱胶
耐海水浸泡 作用（仅用 于水下结构 胶）	海水或人造海水；试验温度 (35± 2) °C；浸泡时间：A 级胶 90d；B 级 胶 60d；到期进行钢对钢拉伸抗剪强度 试验	≤ 7	不得有裂纹或脱胶
耐碱性介质 作用	Ca(OH) ₂ 饱和溶液；试验温度 (35± 2) °C；浸泡时间：A 级胶及 II、III 类 胶 60d；B 级胶 45d；到期进行钢对混 凝土正拉粘结强度试验	不下降，且为混凝 土破坏	不得有裂纹、剥离或 起泡
耐酸性介质 作用	5%H ₂ SO ₄ 溶液；试验温度 (35±2)°C； 浸泡时间：各类胶均为 30d；到期进行 钢对混凝土正拉粘结强度试验	混凝土破坏	不得有裂纹或脱胶

附：起草说明

一、起草过程

根据《住房城乡建设部标准定额司关于请抓紧研编和编制工程建设强制性标准的通知》（建标标函[2016]155号）、《住房城乡建设部标准定额司关于印发〈住房城乡建设部分技术规范研编工作要求〉的通知》（建标标函[2016]156号）和《住房城乡建设部关于印发2017年工程建设标准规范制修订及相关工作计划的通知》（建标[2016]248号）的要求，由四川省建筑科学研究院作为研编第一起草单位，会同有关单位共同开展工程规范《既有建筑鉴定与加固通用规范》的研编工作。

二、起草单位、起草人员和审查人员

（一）起草单位：四川省建筑科学研究院、中国建筑科学研究院、中冶建筑研究总院有限公司、清华大学、同济大学、武汉大学、哈尔滨工业大学、重庆大学、湖南大学、合肥工业大学、太原理工大学、山东建筑大学、南方科技大学、重庆交通大学、北京建筑大学、上海市房地产科学研究院、山东省建筑科学研究院、福建省建筑科学研究院、上海市建筑科学研究院、中国建筑西南设计研究院有限公司、中国科学院大连化学物理研究所、中国建筑标准设计研究院有限公司、慧鱼（太仓）建筑锚栓有限公司、喜利得（上海）有限公司、广西建工集团第五建筑工程有限责任公司、北京筑福建筑科学研究院有限责任公司、江苏东南特种技术工程有限公司、北京市建筑工程研究院有限责任公司、北京发研工程技术有限公司、北京三茂建筑工程检测鉴定有限公司、深圳市清华苑工程结构鉴定有限公司、法施达（大连）工程材料有限公司、湖南固特邦土木技术发展有限公司、机械工业勘察设计研究院、广州华特建筑设计事务所

（二）起草人员：（略）

三、术语

1、调查

通过查阅档案、文件，现场勘查和询问等手段进行的信息收集活动。

2、检测

对结构的状况或性能所进行的现场测量和取样试验等工作。

3、安全性鉴定

对民用建筑的结构承载力和结构整体稳定性所进行的调查、检测、验算、分析和评定等一系列活动。

4、结构加固

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

5、加固设计工作年限

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

四、条文说明

为便于政府有关管理部门和建设、设计、施工、科研等单位有关人员在使用本规范时能正确理解和执行条文规定，规范起草组按照条、款顺序编制了本规范的条文说明。但本条文说明不具备与规范正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握规范规定的参考。

1.0.1 本条规定了制定本规范的目的和要求，根据《住房和城乡建设部分技术规范研编工作要求》（建标标函[2016]156号），在总结实践经验和科研成果的基础上，制定了本标准。该规范是控制性底线要求，是政府依法行政、依法履职的技术依据。

1.0.2 本条规定了本规范的适用范围，与其他相关规范相对应，以便于配套使用。

1.0.3 本条规定了既有建筑加固工程的基本原则，并针对为保障安

全、质量、卫生、环保和维护公共利益所必需达到的最低指标和要求作出统一的规定。

1.0.4 本条主要是对本规范在实施中与法律、法规及其他相关规范配套使用的关系作出规定。

2.0.1 既有建筑应定期进行安全性检查与评定，以排除其中存在的安全隐患。单独进行安全性检查与评定，不论在工作量或所使用的手段上，均与系统地进行可靠性鉴定有较大差别，显然在这种情况下，可以收到提高工效和节约费用的良好效果。

2.0.2 本条明确了既有建筑需要进行鉴定的情况，综合了《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292、《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144 和《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的相关规定。

2.0.3 本条明确了既有建筑需要进行加固的情况。

2.0.4 本条对既有建筑的鉴定和加固进行了总体规定，将既有建筑鉴定分为了安全性鉴定和抗震鉴定，将既有建筑加固分为了承载能力加固和抗震加固。

2.0.5 众多的工程实践经验表明，承重结构的加固效果，除了与其所采用的方法有关外，还与该建筑物现状有着密切的关系。一般而言，结构经局部加固后，虽然能提高被加固构件的安全性，但这并不意味着该承重结构的整体承载便一定是安全的。因为就整个结构而言，其安全性还取决于原结构方案及其布置是否合理，构件之间的连接、拉结是否系统而可靠，其原有的构造措施是否得当与有效等等；而这些就是结构整体稳固性（robustness）的内涵；其所起到的综合作用就是使结构具有足够的延性和冗余度。因此，本规范要求专业技术人员在承担结构加固设计时，应对该承重结构的整体稳固性进行检查与评估，以确定是否需作相应的加强。此外，应保证既有建筑在紧急状态和灾害作用（如火灾）下的可靠性，以使人员从既有建筑中安全撤离。

2.0.6~2.0.8 这三条规定了既有建筑加固时的基本原则，包括：材料、产品与设备的底线要求，加固设计、施工与竣工验收的程序、要求和依据等。

3.1.1 本条规定了民用建筑可靠性鉴定前期工作项目。

3.1.2 本条引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 4.1.3 条。

结构鉴定与加固应有相应的资料作为依据。当结构存在资料缺失或失真现象时，应对其核实和补测作为依据，保证结构鉴定与加固的可行性。

3.1.3 本条引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 3.2.3 条和《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 3.2.3 条。

3.1.4 本条部分引自《建筑结构检测技术标准》GB/T 50344-2004 第 3.2.9 条。

在建筑结构检测中，当采用局部破损方法检测时，在检测工作完成后应进行结构构件受损部位的修补工作，在修补中宜采用高于构件原设计强度等级的材料。

3.2.1 本条规定了场地调查与检测时的规定，包括：抗震不利、资料不全及边坡场地的基本规定。

3.2.2 本条部分引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 4.3.2 条和《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 4.2.2 条和第 4.2.3 条。

当需通过现场检测确定地基承载力时，可按现行行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123 和现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 规定的方法进行确定。

3.3.1 本条部分引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 4.3.3 条《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 4.2.4 条。

本条提出了上部结构现状的调查与检测的项目、方法和要求，可供鉴定工作者执行本标准时使用。

3.3.2 本条部分引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 4.3.4 条和 4.3.6 条《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 4.2.5 条。

本条提出了上部结构现状的调查与检测的项目、方法和要求，可供鉴定工作者执行本标准时使用。

4.1.1 本条部分引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 3.1.1 条。

4.1.2 本条部分引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 3.2.5 条和第 3.3.1 条和《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 3.3.1 条。

《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 3.2.5 条采用的结构可靠性鉴定方法，其另一要点是：根据分级模式设计的评定程序，将复杂的建筑结构体系分为相对简单的若干层次，然后分层分项进行检查，逐层逐步进行综合，以取得能满足实用要求的可靠性鉴定结论。为此，根据民用建筑的特点，在分析结构失效过程逻辑关系的基础上，本标准将被鉴定的建筑物划分为构件（含连接）、子单元和鉴定单元三个层次，对安全性和可靠性鉴定分别划分为四个等级；对使用性鉴定划分为三个等级。然后根据每一层次各检查项目的检查评定结果确定其安全性、使用性和可靠性的等级，至于其具体的鉴定评级标准，则由本标准的各有关章节分别给出。这里需要说明的是：

1 关于鉴定“应从第一层开始，逐层进行”的规定，系就该模式的构成及其一般程序而言，对有些问题，如地基的鉴定评级等，由于不能细分为构件，故允许直接从第二层开始。

2 “检查项目”的检查评定结果最为重要，它不仅是各层次、各组成部分鉴定评级依据，而且还是处理所查出问题的主要依据。至于子单元（包括其中的每种构件集）和鉴定单元的评定结果，由

于经过了综合，只能作为对被鉴定建筑物进行科学管理和宏观决策的依据；如据以制定维修计划、决定建筑群维修重点和顺序、使业主对建筑物所处的状态有概念性的认识等等，而不能据以处理具体问题。这在执行本标准时应加以注意。

3 根据详细调查结果，以评级的方法来划分结构或其构件的完好和损坏程度，是当前国内外评估建筑结构安全性、使用性和可靠性最常用的方法，且多采取文字（言词）与界限值相结合方式划分等级界限，然而值得注意的是，由于分级和界限性质的不同，各国标准、指南或手册中所划分的等级，其内涵将有较大差别，不能随意等同对待，本标准采用的虽然也是同样形式的分级方法，但其内涵由于考虑了与结构失效概率（或对应的可靠指标）相联系，与现行设计、施工规范相接轨，并与处理对策的分档相协调，因而更具有科学性和合理性，也更切合实用的要求。

4 国内外实践经验表明，分级的档数宜适中，不宜过多或过少。因为级别过多或过少，均难以恰当地给出有意义的分级界限，故一般多根据鉴定的种类和问题的性质，划分为三至五级，个别有六级，但以分为四级居多。本标准根据专家论证结果，对安全性和可靠性鉴定分为四级；对使用性鉴定为三级；其所以少分一个等级，是因为考虑到使用性鉴定不存在类似“危及安全”这一档；不可能作出“必须立即采取措施”的结论。

4.2.1 本条引自《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008和《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015构件安全性鉴定评级章节。

4.2.2 本条根据规范验收会议专家所提意见修改。

4.2.3 本条引自《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008和《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015构件安全性鉴定评级章节。

构件承载能力验算分级标准，是根据《建筑结构可靠度设计统一标准》的可靠性分析原理和本标准统一制定的分级原则确定的，

其优点是能与《建筑结构可靠度设计统一标准》规定的两种质量界限挂钩，并与设计采用的目标可靠指标接轨

4.2.4 本条第 1 款引自《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 6.2.2 条，第 2 款引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 5.3.2 条，第 3 款引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 5.4.5 条，第 4 款引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 5.5.6 条。

4.2.5 本条引自《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 和《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 构件安全性鉴定评级章节。

大量的工程鉴定经验表明，即使结构构件的承载能力验算结果符合标准对安全性的要求，但若构造不当，其所造成的问题仍然可导致构件或其连接的工作恶化，以致最终危及结构承载的安全。因此，有必要设置此重要的检查项目，对结构构造的安全性进行检查与评定。

4.2.6 本条引自《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 和《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 构件安全性鉴定评级章节。

4.2.7 本条引自《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 6.2.5 条，《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 5.2.5 条。

4.2.8 本条引自《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 6.3.8 条，《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 5.3.5 条~第 5.3.10 条。

当构件的锈蚀已达一定深度，则其所造成的问题将不仅仅是单纯的截面削弱，还会引起钢材更深处的晶间断裂或穿透，这相当于增加了应力集中的作用，显然要比单层的截面减少更为严重。

另外，由于实际锈蚀的不均匀性，受锈蚀构件可能产生受力偏心，而显著影响其承载力。因此，锈蚀为钢结构构件安全性鉴定的一个重要子项。

4.2.9 本条引自《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 6.4.5 条、第 6.4.6 条，《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 5.4.5 条。

考虑到砌体结构的特性，当承重能力严重不足时，相应部位便会出现受力性裂缝。这种裂缝即使很小，也具有同样的危害性。因此，本规范作出本条规定。

4.2.10 本条引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 5.5.5 条和第 5.5.6 条。

随着木纹倾斜角度的增大，木材的强度将很快下降，如果伴有裂缝，则强度将更低。因此，在木结构构件的安全性鉴定中应考虑斜纹及斜裂缝对其承载能力的严重影响。

4.3.1 本条引自《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 7.1.1 条，《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 7.1.1 条。

本条规定了建筑物子系统的划分，该划分方案，概念清晰，可操作性强，便于问题的处理。

4.3.5 本条部分引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 7.2.2 条和《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 7.2.1 条。

4.3.6 本条部分引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 7.2.3 条和《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 7.2.2 条。

4.3.7 本条部分引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 7.2.4 条和《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 7.2.3 条。

4.3.8 本条部分引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 7.2.5 条。

4.3.9 本条部分引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 7.2.7 条和《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 7.2.5

条。

4.3.10 本条部分引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 7.2.6 条和《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 7.2.4 条。

4.3.11 本条部分引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 7.3.1 条和《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 7.3.1 条。

4.3.13 本条部分引自《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292-2015 第 7.3.4 条和《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144-2008 第 7.3.4 条。

5.1.1 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 1.0.3 条。

既有建筑进行抗震鉴定时，根据国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 的规定，设防分类分为四类。

5.1.2 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 1.0.4 条。

鉴于既有建筑需要鉴定和加固的数量很大，情况又十分复杂，如结构类型不同、建造年代不同、设计时所采用的设计规范、地震动区划图的版本不同、施工质量不同、使用者的维护不同，投资方也不同，导致彼此的抗震能力有很大的不同，需要根据实际情况区别对待和处理，使之在现有的经济技术条件下分别达到最大可能达到的抗震设防要求。

5.2.1 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 4.1.2 条。

5.2.2 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 4.1.3 条。

5.2.3 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 4.1.4 条。

5.2.4 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 4.2.4 条和第 4.2.5 条。

5.3.2 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 5.2.13 条和第 5.2.14 条。

5.3.3 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 6.2.11 条。

5.4.6 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 6.1.2 条。

根据震害总结，6、7 度时主体结构基本完好，以女儿墙、填充墙的破坏为主，吸取汶川地震教训，强调了楼梯间的填充墙；8、9 度时主体结构有破坏且不规则结构等加重震害。据此，本条提出了不同烈度下的主要薄弱环节，作为检查重点。

5.4.7 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 6.1.4 条。

本条明确了鉴定的项目，是混凝土结构房屋的鉴定工作规范化。

5.4.8 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 6.2.1 条。

5.4.9 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 6.2.2 条。

5.4.10 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 6.3.1 条。

本条引用了 89 规范对抗震等级的规定，属于鉴定时的重要要求。如果原设计的抗震等级与本条的规定不同，则需要严格按新的抗震等级仔细检查现有结构的各项抗震构造，计算的内力调整系数也要仔细核对。

5.4.11 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 6.3.2 条。

本条依据 89 规范有关钢筋混凝土房屋结构布置的规定，从鉴定的角度予以归纳、整理而成。

5.4.12 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 6.3.3 条。

5.4.14 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 5.1.2 条。

本条明确了鉴定时重点检查的主要项目。地震时不同烈度下多层砌体房屋的破坏部位变化不大而程度有显著差别，其检查重点基本上可以不按烈度划分。

5.4.15 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 5.2.1 条

第 1 款。

既有房屋的高度和层数是已存在的，鉴于其对砌体结构抗震性能十分重要，明确规定适用的高度和层数超过时应要求加以处理。

5.4.16 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 5.2.1 条第 2 款。

5.4.17 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 5.2.4 条。

5.4.18 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 5.3.5 条。

5.4.26 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 10.1.2 条、第 10.1.3 条。

5.4.27 本条引自《建筑抗震鉴定标准》GB 50023-2009 第 10.2.2 条。

6.1.1 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 3.1.1 条。

混凝土结构是否需要加固，应经结构鉴定确认。我国已发布的现行国家标准《工业厂房可靠性鉴定标准》GB 50144、《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292 和《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 是通过实测、验算并辅以专家评估才作出鉴定的结论，因而较为客观、稳健，可以作为混凝土结构加固设计的基本依据；但须指出的是混凝土结构加固设计所面临的不确定因素远比新建工程多而复杂，况且还要考虑业主的种种要求；因而本条作出了：“应按本规范的规定和业主要求进行加固设计”的规定。

6.1.2 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 3.1.2 条。

被加固的混凝土结构、构件，其加固前的服役时间各不相同，其加固后的结构使用功能又可能有所改变，因此不能直接沿用原设计的安全等级作为加固后的安全等级，而应根据委托方对该结构下一目标使用期的要求，以及该房屋加固后的用途和重要性重新进行定位，故有必要由委托方与设计单位共同商定。

6.1.3 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 3.1.8 条。

6.1.5 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 3.2.2 条和第 3.2.3 条。

本规定对混凝土结构的加固验算作了详细而明确的规定。这里仅指出一点，即：其中大部分计算参数已在该结构加固前鉴定中通过实测或验算予以确定。因此，在进行结构加固设计时，宜尽可能加以引用，这样不仅节约时间和费用，而且在被加固结构日后万一出现问题时，也便于分清责任。

对抗震设防区的结构、构件单纯进行承载力加固，未必对抗震有利。因为局部的加强或刚度的突变，会形成新的薄弱部位，或导致地震作用效应的增大，故必须在从事承载力加固的同时，考虑其抗震能力是否需要加强；同理，在从事抗震加固的同时，也应考虑其承载力是否需要提高。倘若忽略了这个问题，将会因原结构、构件承载力的不足，而使抗震加固无效。两者相辅相成，在结构、构件加固问题上，必须全面考虑周到，决不可就事论事，片面地采取加固措施，以致留下安全隐患。

6.1.9 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 3.1.6 条。

6.2.1 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 4.1.1~4.1.3 条。

结构加固用的混凝土，其强度等级之所以要比原结构、构件提高一级，且不得低于 C20，除了是为了保证新旧混凝土界面以及它与新加钢筋或其他加固材料之间能有足够的粘结强度外，还因为局部新增的混凝土，其体积一般较小，浇筑空间有限，施工条件远不及全构件新浇的混凝土。调查和试验表明，在小空间模板内浇筑的混凝土均匀性较差，其现场取芯确定的混凝土强度可能要比正常浇筑的混凝土低 10%以上，故有必要适当提高其强度等级。

随着商品混凝土和高强混凝土的大量进入建设工程市场，CECS 25:90 规范关于“加固用的混凝土中不应掺入粉煤灰”的规定经常受到质询，纷纷要求规范采取积极的措施予以解决。为此，研编组对制订该规范第 2.2.7 条的背景情况进行了调查，并从中了解到主要是由于上世纪 80 年代工程上所使用的粉煤灰，其质量较差，烧失量过大，致使掺有粉煤灰的混凝土，其收缩率可能达到难以与原构件混凝土相适应的程度，从而影响了结构加固的质量。因此作出了禁用的规定。此次修编制规范，对结构加固用的混凝土如何掺加粉煤灰作了专题的分析研究，其结论表明：只要使用的是 I 级灰，且限制其烧失量在 5% 范围内，便不致对加固后的结构产生明显的不良影响。据此，制定了本条文的规定。

为了使建筑物地下室和结构基础加固使用的混凝土具有微膨胀的性能，应寻求膨胀作用发生在水泥水化过程的膨胀剂，才能抵消混凝土在硬化过程中产生的收缩而起到预压应力的作用。为此，当购买微膨胀水泥或微膨胀剂产品时，应要求厂商提供该产品在水泥水化过程中的膨胀率及其与水泥的配合比；与此同时，还应要求厂商说明其使用的后期是否会发生回缩问题，并提供不回缩或回缩率极小的书面保证，因为膨胀剂能否起到长期的施压作用，直接涉及加固结构的安全。

6.2.2 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 4.2.6 条和 16.1.5 条。

近几年来有关焊接信息的反馈情况表明，在混凝土结构加固工程中，一般对钢筋焊接较为熟悉，需要解释的问题很少；而对钢板、扁钢、型钢等的焊接，仍有很多设计人员对现行钢结构设计规范理解不深，以致在施工图中，对焊缝质量所提出的要求，往往与施工人员有争执。最近修订的国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 已基本解决了这个问题，因此，在混凝土结构加固设计中，当涉

及型钢和钢板焊接问题时，应先熟悉该规范的规定及其条文说明，将有助于做好钢材焊缝的设计。

对于在地震区采用锚栓的限制性规定，是参照国外有关规程、指南、手册对锚栓适用范围的划分，经咨询专家和设计人员的意见后作出了较为稳健的规定。例如：有些指南和手册规定这三种机械锚栓可用于 6~8 度区；而本规范则规定：对 8 度区仅允许用于 I、II、III 类场地，原因是这两种锚栓在我国应用时间尚不长，缺乏震害资料，还是以稳健为妥。

6.2.3 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 4.3.1 条。

对结构加固用的纤维复合材，本规范选择了以碳纤维、芳纶纤维和玻璃纤维制作，现分别说明如下：

1 碳纤维按其主原料分为三类，即聚丙烯腈（PAN）基碳纤维、沥青（PITCH）基碳纤维和粘胶（RAYON）基碳纤维。从结构加固性能要求来考量，只有 PAN 基碳纤维最符合承重结构的安全性和耐久性要求；粘胶基碳纤维的性能和质量差，不能用于承重结构的加固；沥青基碳纤维只有中、高模量的长丝，可用于需要高刚性材料的加固场合，但在通常的建筑结构加固中很少遇到这类用途，况且在国内尚无实际使用经验，因此，本规范规定：必须选用聚丙烯腈基（PAN 基）碳纤维。另外，应指出的是最近市场新推出的玄武岩纤维，由于其强度和弹性模量很低，不能用以替代碳纤维作为结构加固材料。因此，在选材时，切勿听信不实的宣传。

当采用聚丙烯腈基碳纤维时，还必须采用 15K 或 15K 以下的小丝束；严禁使用大丝束纤维；其所以作出这样严格的规定，主要是因为小丝束的抗拉强度十分稳定，离散性很小，其变异系数均在 5% 以下，容易在生产使用过程中，对其性能和质量进行有效的控制；而大丝束则不然，其变异系数高达 15%~18%，且在试验和试用中所表现出的可靠性较差，故不能作为承重结构加固材料使用。

另外，应指出的是，K数大于15，但不大于24的碳纤维，虽仍属小丝束的范围，但由于我国工程结构使用碳纤维的时间还很短，所积累的成功经验均是从12K和15K碳纤维的试验和工程中取得的；对大于15K的小丝束碳纤维所积累的试验数据和工程使用经验均嫌不足。因此，在此次修订的本标准中，仅允许使用15K及15K以下的碳纤维。这一点应提请加固设计单位注意。

2 对芳纶纤维在承重结构工程中的应用，必须选用对位芳香族聚酰胺长丝纤维；同时，还必须采用线密度不小于3160dtex（分特）的制品；才能确保工程安全。

芳纶纤维韧性好，又耐冲击、耐疲劳。因而常用于有这方面要求的结构加固。另外，还用于与碳纤维混杂编织，以减少碳纤维脆性的影响。芳纶纤维的缺点是吸水率较大，耐光老化性能较差。为此，应采取必要的防护措施。

3 对玻璃纤维在结构加固工程中的应用，必须选用高强度的S玻璃纤维、耐碱的AR玻璃纤维或含碱量低于0.8%的E玻璃纤维（也称无碱玻璃纤维）。至于A玻璃纤维和C玻璃纤维，由于其含碱量（K、Na）高，强度低，尤其是在湿态环境中强度下降更为严重，因而应严禁在结构加固中使用。

4 预浸料由于贮存期短，且要求低温冷藏，在现场施工条件下很难做到，常常因此而导致预浸料提前变质、硬化。若勉强加以利用，将严重影响结构加固工程的安全和质量，故作出严禁使用这种材料的规定。

6.2.4 本条引自《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728-2011第8.2.4条、第8.3.4条和第8.4.2条。

6.2.5 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013第4.3.3条。

表中的指标是根据全国建筑物鉴定与加固标准技术委员会10多年来对进入我国建设工程市场各种品牌和型号纤维复合材的抽

检结果，并参照国外有关规程和指南制定的。就每一品种和型号而言，其抗拉强度标准值，均具有 95% 的强度保证率和 99% 的置信水平。在这基础上，通过加权方法给出了规范的取值，因而具有较好的包容性和可靠性。其中，需要指出的是 III 级碳纤维复合材料，由于其强度离散性很大，不适宜采用一般统计方法确定其标准值，因而改用稳健估计方法进行取值。

6.2.6 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 4.3.4 条。

(1) 碳纤维复合材料

表 6.2.6-1 的指标为其强度标准值除以分项系数的数值，经取整后确定的。考虑到纤维复合材料的延性较差，对一般结构，取为 1.5；对重要结构，还需乘以重要性系数 1.4，以确保安全。另外，应说明的是：按本规范确定的抗拉强度设计值，与欧美等国按拉应变设计值与弹性模量设计值乘积确定的设计应力值相当。

(2) 芳纶纤维复合材料和玻璃纤维复合材料

由于弹性模量较低，其安全度设计模式的研究尚不充分，故目前尚只能参照国外标准的经验取值方法进行确定，因而较为偏于安全。

6.2.7 本条引自《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728-2011 第 3.0.1 条。

工程结构加固的可靠性，虽然取决于设计、材料、施工、工艺、监理、检验等诸多因素的质量，但实际工程的统计数据表明，因加固材料性能不符合使用要求所造成的安全问题占有很大的比重，其后果甚至是及其严重的。因此，必须在加固材料进入加固现场前，便对它进行系统的安全性检验与鉴定，以确定其性能和质量是否能达到安全使用的要求。

6.2.8 本条引自《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728-2011 第 3.0.5 条及附录 B。

这是根据相关国家标准并参照国际标准、欧洲标准、美国标准

和乌克兰国家标准制定的。

6.3.1 本条引自《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123-2012第 5.1.1 条。

进行结构加固的工程或改变上部结构功能时对地基的验算是必要的，需进行地基基础加固的工程均应进行地基计算。既有建筑因勘察、设计、施工或使用不当，增加荷载，早上邻近新建建筑、深基坑开挖、新建地下工程或自然灾害等影响可能产生对建筑物稳定性的不利影响，应进行稳定性的计算既有建筑地基基础几个或增加荷载时，尚应对基础的抗冲、剪、弯能力进行验算。

6.3.3 本条引自《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123-2012第 5.3.1 条。

加固后既有建筑的地基变形控制重要的是差异沉降和倾斜两项指标，国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2011 表中给出砌体承重结构基础的局部倾斜、工业与民用建筑相邻柱基的沉降差、桥式吊车轨面的倾斜、多层和高层建筑的整体倾斜、高耸结构基础的倾斜值是保证建筑物正常使用和结构安全的数值，工程实际应严格控制。既有建筑加固后的建筑物整体沉降控制，对于有相邻基础连接或地下管线连接时应视工程情况控制，可采取临时工程措施。

6.3.3 本条引自《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123-2012第 7.2.2 条。

迫降纠偏与建筑物特征、地质情况、采用的迫降方法等有关，因此迫降纠倾的设计应围绕几个主要环节进行：选择合理的纠倾方法；编制详细的施工工艺；确定各个部位迫降量；设置监控系统；制定实施计划

纠倾加固施工过程中可能出现危机安全的情况，设计师应有应急语言。过量纠倾可能会产生足够的再次损伤，应该防止其出现，设

计时必须制定防止过量纠倾的技术措施。

6.5.1 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 5.1.2 条、第 5.1.3 条及第 5.1.5 条。

调查表明，在实际工程中虽曾遇到混凝土强度等级低达 C7.5 的柱子也在用增大截面法进行加固，但从其加固效果来看，新旧混凝土界面的粘结强度很难得到保证。若采用植入剪切—摩擦筋来改善结合面的粘结抗剪和抗拉能力，也会因基材强度过低而无法提供足够的锚固力。因此，作出了原构件的混凝土强度等级不应低于 C13 的规定。另外，应指出的是：当遇到混凝土强度等级低，或是密实性差，甚至还有蜂窝、空洞等缺陷时，不应直接采用增大截面法进行加固，而应先置换有局部缺陷或密实性太差的混凝土，然后再进行加固；若置换有困难，或有受力裂缝等损伤时，也可不考虑原柱的承载作用，完全由新增的钢筋和混凝土承重。

6.5.2 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 5.5.3~5.5.6 条。

本条主要是根据结构加固工程的实践经验和有关的研究资料作出的规定；其目的是保证原构件与新增混凝土的可靠连接，使之能够协同工作，以保证力的可靠传递，从而收到良好的加固效果。

另外，应指出的是纯环氧树脂配制的砂浆，由于未经改性，很快便开始变脆，而且耐久性很差，故不应在承重结构植筋中使用。至于所谓的无机锚固剂，由于粘结性能极差，几乎全靠膨胀剂起摩阻作用传力，不能保证后锚固件的安全工作，故也应予以禁用。

6.5.3 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 6.1.1~6.1.4 条。

置换混凝土加固法适用于承重结构受压区混凝土强度偏低或有局部严重缺陷的加固。因此，常用于新建工程混凝土质量不合格的返工处理，也用于既有混凝土结构受火灾烧损、介质腐蚀以及地

震、强风和人为破坏后的修复。但应注意的是，这种加固方法能否在承重结构中安全使用，其关键在于新浇混凝土与被加固构件原混凝土的界面处理效果是否能达到可采用两者协同工作假设的程度。国内外大量试验表明：新建工程的混凝土置换，由于被置换构件的混凝土尚具有一定活性，且其置换部位的混凝土表面处理已显露出坚实的结构层，因而可使新浇混凝土的胶体能在微膨胀剂的预压应力促进下渗入其中，并在水泥水化过程中粘合成一体。在这种情况下，采用两者协同工作的假设，不会有安全问题。然而，应注意的是这一协同工作假设不能沿用于既有结构的旧混凝土，因为它已完全失去活性，此时新旧混凝土界面的粘合必须依靠具有良好渗透性和粘结能力的结构界面胶才能保证新旧混凝土协同工作；也正因此，在工程中选用界面胶时，必须十分谨慎，一定要选用优质、可信的产品，并要求厂商出具质量保证书，以保证工程使用的安全。

当采用本方法加固受弯构件时，为了确保置换混凝土施工全过程中原结构、构件的安全，必须采取有效的支顶措施，使置换工作在完全卸荷的状态下进行。这样做还有助于加固后结构更有效地承受荷载。对柱、墙等承重构件完全支顶有困难时，允许通过验算和监测进行全过程控制。其验算的内容和监测指标应由设计单位确定，但应包括相关结构、构件受力情况的验算与监控。

对原构件非置换部分混凝土强度等级的最低要求，之所以应按其建造时规范的规定进行确定，是基于以下两点考虑：

1 按原规范设计的构件，不能随意否定其安全性。

2 如果非置换部分的混凝土强度等级低于建造时所执行规范的规定时也应进行置换。

6.5.4 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第6.3.1~6.3.3条。

为考虑新旧混凝土协调工作，并避免在局部置换的部位产生

“销栓效应”，故要求新置换的混凝土强度等级不宜过高，一般以提高一级为宜。另外，为保证置换混凝土的密实性，对置换范围应有最小尺寸的要求。

考虑到置换部分的混凝土强度等级要比原构件混凝土高 1~2 级，在这种情况下，对梁的混凝土置换，若不对称地剔除被置换混凝土，可能造成梁截面受力不均匀或传力偏心，因此，规定不允许仅剔除截面的一隅。

6.5.5 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 8.1.1~8.1.5 条。

外包型钢（一般为角钢或扁钢）加固法，是一种既可靠，又能大幅度提高原结构承载能力和抗震能力的加固技术。当采用结构胶粘合混凝土构件与型钢构架时，称为有粘结外包型钢加固法，也称外粘型钢加固法，或湿式外包钢加固法，属复合构件范畴；当不使用结构胶，或仅用水泥砂浆堵塞混凝土与型钢间缝隙时，称为无粘结外包型钢加固法，也称干式外包钢加固法。这种加固方法，属组合构件范畴；由于型钢与原构件间无有效的连结，因而其所受的外力，只能按原柱和型钢的各自刚度进行分配，而不能视为复合构件受力，以致很费钢材，仅在不宜使用胶粘的场合使用。

近几年来，不少新建工程的加固，为了做到不致因加固而影响其设计工作年限，往往选择了使用干式外包钢法，从而使已淘汰多年的干式外包钢加固法，又有了市场需求。因此，经研究决定将此方法重新纳入本规范，但考虑到这种加固方法主要是按钢结构设计规范的规定进行设计、计算，为了避免重复和不必要的矛盾，故仅在本条中作出原则性规定。征求设计单位意见表明，有了这五款规定，即可满足设计人员计算的需求。

当工程允许使用结构胶粘结混凝土与型钢时，宜选用有粘结外包型钢加固法。因为两者粘结后能形成共同工作的复合截面构件，

不仅节约钢材，而且将获得更大的承载力。因此，比干式外包钢更能得到良好的技术经济效益。

6.5.6 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 8.3.1~8.3.5 条。

为加强型钢肢之间的连系，以提高钢骨架的整体性与共同工作能力，应沿梁、柱轴线每隔一定距离，用箍板或缀板与型钢焊接。型钢肢在缀板焊接前，应先用工具式卡具勒紧，使角钢肢紧贴于混凝土表面，以消除过大间隙引起的变形。

为保证力的可靠传递，外粘型钢必须通长、连续设置，中间不得断开；若型钢长度受限制，应通过焊接方法接长；型钢的上下两端应与结构顶层（或上一层）构件和底部基础可靠地锚固。

加固完成后，之所以还需在型钢表面喷抹高强度水泥砂浆保护层，主要是为了防腐蚀和防火，但若型钢表面积较大，很可能难以保证抹灰质量。此时，可在构件表面先加设钢丝网或点粘一层豆石，然后再抹灰，便不会发生脱落和开裂。

6.5.7 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 9.1.1~9.1.6 条。

根据粘贴钢板加固混凝土构件的受力特性，规定了这种方法仅适用于钢筋混凝土受弯、受拉和大偏心受压构件的加固。

同时还指出：本方法不适用于素混凝土构件（包括纵向受力钢筋配筋率不符合现行设计规范 GB 50010 最小配筋率构造要求的构件）的加固。

在实际工程中，有时会遇到原结构的混凝土强度低于现行设计规范规定的最低强度等级的情况。如果原结构混凝土强度过低，它与钢板的粘结强度也必然很低。此时，极易发生呈脆性的剥离破坏。故本条规定了被加固结构、构件的混凝土强度最低等级，以及钢板与混凝土表面粘接应达到的最低正拉粘结强度。

粘钢的承重构件最忌在复杂的应力状态下工作，故本条强调了应将钢板受力方式设计成仅承受轴向应力作用。

对粘贴在混凝土表面的钢板之所以要进行防护处理，主要是考虑加固的钢板一般较薄，容易因锈蚀而显著削弱截面，或引起粘合面剥离破坏，其后果必然影响使用安全。

本条规定了长期使用的环境温度不应高于 60°C ，是按常温条件下使用的普通型树脂的性能确定的。当采用与钢板匹配的耐高温树脂为胶粘剂时，可不受此规定限制，但应受现行钢结构设计规范有关规定的限制。在特殊环境下（如振动、高湿、介质侵蚀、放射等）采用粘贴钢板加固法时，除应符合相应的国家现行有关标准的规定采取专门的粘贴工艺和相应的防护措施外，尚应采用耐环境因素作用的胶粘剂。

采用粘贴钢板加固时，应采取措施卸除或大部卸除活荷载。其目的是减少二次受力的影响，也就是降低钢板的滞后应变，使得加固后的钢板能充分发挥强度。

6.5.8 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 9.6.1~9.6.5 条。

在汲取国外采用厚钢板粘贴的工程实践经验基础上，还组织一些加固公司进行了工程试用，允许使用较厚（包括总厚度较厚）的钢板，但为了防止钢板与混凝土粘接的劈裂破坏，应要求其端部与梁柱节点的连接构造必须符合外粘型钢焊接及注胶方法的规定。由此可见，它与外粘型钢（一般指扁钢）的构造要求无甚差别，但仍按习惯列于本节中。

在受弯构件受拉区粘贴钢板，其板端一段由于边缘效应，往往会在胶层与混凝土粘合面之间产生较大的剪应力峰值和法向正应力的集中，成为粘钢的最薄弱部位。若锚固不当或粘贴不规范，均易导致脆性剥离或过早剪坏。为此，研编组研究认为有必要采取如

本条所规定的加强锚固措施。

本条采取的锚固措施，是根据国内科研单位和高等院校的试验结果，以及规范研编组所总结的工程经验，经讨论、验证后确定的。因此，可供设计使用。

另有两点需说明：

1 对支座处虽有障碍，但梁上有现浇板，允许绕过柱位在梁侧粘贴钢板的情况，之所以还需规定应紧贴柱边在梁侧 4 倍板厚范围内粘贴钢板，是因为试验表明，在这样条件下，较能充分发挥钢板的作用；如果远离该位置，钢板的作用将会降低。

2 当梁上无现浇板，或负弯矩区的支座处需采取机械锚固措施加强时，其构造问题最难处理。为了解决这个问题，研编组曾向设计单位征集了不少锚固方案，但未获得满意结果。

6.5.9 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 7.1.1~7.1.6 条。

我国的预应力结构设计规范之所以规定预应力混凝土构件的混凝土强度不得低于 C40，主要是针对预制构件而言。在预应力技术应用的初期，主要是应用于预制构件，如桥梁、吊车梁、屋面梁、屋架下弦杆这类预应力预制构件。对于这种平时以承受自重为主的预应力预制构件，必须考虑二个问题：一是施加预应力时构件截面要能够承受较大的预压应力；二是要避免构件因预压应力过大而产生过大的由混凝土徐变产生的预应力损失。因此，预应力预制构件的混凝土强度要求不宜低于 C40，且不应低于 C30 是有道理的。

但对于需要作预应力加固处理的既有混凝土构件，一般都已作为承重构件使用过一段时间。这类构件平时已承受了较大的荷载，加固所施加的预应力不会产生较大的预压应力；相反它会同时减小混凝土截面受压边缘的最大压应力和受拉边缘的最大拉应力。因此它反而可以降低对混凝土强度的要求，只要求两端锚固区的局部承

压强度能满足规范要求即可。在这种情况下，即使原构件局压强度不足，也只需要作局部的处理。

至于原混凝土强度等级低于 C20 的构件是否适宜采用预应力加固法的问题，应按本条用语“不宜”的概念来理解，并作为个案处理较为稳妥。

根据预应力杆件及其零配件的受力性能作出的防护规定。由于这些规定直接涉及加固结构的安全，应得到严格的遵守。

6.5.10 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 7.5.1~7.5.4 条、第 7.7.1 条、第 7.7.2 条。

不论从构造需要出发，还是为了保证受力均匀和安全可靠，均应将钢绞线成对布置在梁的两侧，并以采用纵向张拉法为主。因为纵向张拉的预应力较易准确控制，且力值不受限制。尽管如此，横向张拉法仍有其用途。以连续梁为例，当连续跨的跨数超过两跨（一端张拉）或四跨（两端张拉）时，仍需依靠横向张拉补足预应力。

另外，应指出的是钢绞线跨中水平段支承点的布置，与所采用的张拉方式有关。对纵向张拉而言，以布置在梁底以上的位置为佳。因为不论从外观、构造和受力来看，都比较容易处理得好。但若需要依靠横向张拉来补足预应力，或是采用纵向张拉有困难时，其跨中水平段的支承点，就必需布置在梁的底部，因为只有这样，才能进行横向张拉。

本条给出了中间连续节点支承构造方式和端部锚固节点构造方式的几个示例。可根据实际情况选用。

预应力钢绞线节点的做法关系到加固的可靠性和经济成本。本规范提供的端部锚固方法和中间连续节点的做法是经过大量的工程实践，被证明为行之有效的方法。不过在具体施工中，对于混凝土强度等级不高的构件，其细部做法必须考究。例如端部的支承面处，必须平整；当钻孔使混凝土面受到损坏时，必须提前一天用快

速堵漏剂修补、抹平；在钢销棍和钢吊棍的支承面处，有必要设置钢管垫，以使应力分布均匀。

6.5.11 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 10.1.1~10.1.7 条。

根据粘贴纤维复合材的受力特性，本条规定了这种方法仅适用于钢筋混凝土受弯、受拉、轴心受压和大偏心受压构件的加固；不推荐用于小偏心受压构件的加固。因为纤维增强复合材仅适合于承受拉应力作用，而且小偏心受压构件的纵向受拉钢筋达不到屈服强度，采用粘贴纤维复合材将造成材料的极大浪费。因此，对小偏心受压构件，应建议采用其它合适的方法加固。

同时，本条还指出：本方法不适用于素混凝土构件（包括配筋率不符合现行设计规范 GB 50010 最小配筋率构造要求的构件）的加固。

在实际工程中，经常会遇到原结构的混凝土强度低于现行设计规范规定的最低强度等级的情况。如果原结构混凝土强度过低，它与纤维复合材的粘结强度也必然会很低，易发生呈脆性的剥离破坏。此时，纤维复合材不能充分发挥作用，因此本条规定了被加固结构、构件的混凝土强度等级，以及混凝土与纤维复合材正拉粘结强度的最低要求。

6.5.12 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 10.9.1~10.9.3 条。

本条对受弯构件正弯矩区正截面承载力加固的构造规定，是根据国内科研单位和高等院校的试验研究结果和规范研编组总结工程实践经验，经讨论、筛选后提出的。因此，可供当前的加固设计参考使用。

采用纤维复合材对受弯构件负弯矩区进行正截面承载力加固时，其端部在梁柱节点处的锚固构造最难处理。为了解决这个问题，

研编组曾通过各种渠道收集了国内外各种设计方案和部分试验数据，但均未得到满意的构造方式。本条是在归纳上述设计优缺点的基础上逐步形成的。其优点是具有较强的锚固能力，可有效地防止纤维复合材剥离，但应注意的是，其所用的锚栓强度等级及数量应经计算确定。当受弯构件顶部有现浇楼板或翼缘时，箍板须穿过楼板或翼缘才能发挥其使用。最初的工程试用觉得很麻烦，经学习瑞士安装经验，采用半重叠钻孔法形成扁形孔安装（插进）钢箍板后，施工就变得十分简单。为了进一步提高箍板的锚固能力，还可采取先给箍板刷胶然后安装的工艺。另外，应注意的是安装箍板完毕应立即注胶封闭扁形孔，使它与混凝土粘接牢固，同时也解决了楼板可能渗水等问题。

6.5.13 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 10.9.6 条。对采用纤维复合材对钢筋混凝土梁或柱的斜截面承载力进行加固时的基本构造进行了规定，对加固效果具有重要意义，因此列为强条。

6.5.14 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 10.9.7、10.9.10 条。本条是参照美国 ACI 440 指南、欧洲 CEB-FIP（fib）指南和我国台湾工业技术研究院的设计型录以及研编组的试验资料制定的。对保证加固质量具有重要作用，因此设为强条。

6.6.1 本条引自《钢结构加固设计标准》（报批稿）第 6.1.4、6.1.6、6.1.7 条。

考虑到原构件钢材有硬化、韧性降低、疲劳和断裂的可能，故应根据其所受荷载性质（静力、动力或多次反复）、环境状况（温度、湿度等）和结构的连接方法（焊接或螺栓、铆钉连接），即结构的设计工作条件，选择截面以控制其最大名义应变范围（弹性、部分塑性或塑性发展），以保证结构的耐久、安全和节约，并依此划分了构件的工作类别，其中 I 类结构的使用条件最不利于结构的

工作。

本条针对四类不同设计工作条件结构，分别给出了负荷下焊接加固时的初始最大名义应力的限制水平。根据清华大学近期完成的负荷下焊接加固钢梁的试验研究和有限元分析，发现可以保证承受初始应力比为 0.673 的构件在负荷下焊接加固的安全性；同时汲取了近期实际工程应用的经验，故对 IV 类构件在过去规范基础上可将应力比限值提高到 0.65。

6.6.2 本条引自《钢结构加固设计标准》（报批稿）第 6.5.1~6.5.3 条。

负荷下加固钢构件时，常需进行焊接，开、扩螺栓孔洞。此时必须制定合理的施工工艺，保证构件在施工过程中有足够的承载力，以免加固施工中的工程事故发生。对加固后不便于检查质量、并影响结构承载能力的施工过程中的结构状况，尚应详细记录并作为隐蔽工程进行验收，以保证加固效果。

该条特别强调了对有二个以上构件组成的静不定结构（框架、连续梁等）进行加固时，应先点焊定位，使结构初成整体，再从受力刚度最大的构件开始，逐次焊接，以便结构能较自由变形，减少焊接残余应力。

6.6.3 本条引自《钢结构加固设计标准》（报批稿）第 7.1.1~7.1.6 条。

本方法是作为钢结构传统增大截面加固方法的补充。由于考虑到胶粘结构的可靠性和耐久性，本方法在当前主要应用于现场不适宜焊接以及要求加固周期比较短的钢结构加固工程。

钢结构构件的表面处理方法，对粘钢的粘接强度有显著影响。根据 ISO 有关标准的推荐，在保证结构胶粘接性能和质量的前提下，对碳钢而言喷砂是钢构件表面糙化处理的首选方法，它可以保证钢板与原加固构件表面的粘合更牢固。

对粘贴在钢结构表面的钢板之所以要进行防护处理，主要是考虑加固的钢板一般较薄，容易因锈蚀而显著削弱截面，或引起粘合

面剥离破坏，其后果必然影响使用安全。钢结构构件表面、粘贴钢板表面的防锈蚀和清洁处理，是影响结构胶力学性能和耐久性能的重要方面。严禁采用与结构胶粘剂发生化学反应或影响结构胶性能的清洁剂和防锈蚀材料。结构胶的供应商应提供结构胶粘剂配套使用的清洁剂和防锈蚀材料。

本条规定了长期使用的环境温度不应高于 60℃，是按常温条件下使用结构胶的性能确定的。当采用与钢板匹配的耐高温结构胶时，可不受此规定限制，但应受现行钢结构设计规范有关规定的限制。在特殊环境下（如高温、高湿、介质侵蚀、放射等）采用粘贴钢板加固法时，除应遵守相应的国家现行有关标准的规定采取专门的粘贴工艺和相应的防护措施外，尚应采用耐环境因素作用的结构胶，并由专业部门做相应的检测和认证后方可使用。

采用粘贴钢板加固时，应采取措施卸除或大部分卸除作用在结构上的活荷载。其目的是减少二次受力的影响，也就是降低钢板的滞后应变，使得加固新增的钢板能充分发挥强度。

粘贴钢板的结构胶一般是可燃的，故应按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 规定的耐火等级和耐火极限要求以及相关规范的防火构造规定进行防护。

6.6.4 本条引自《钢结构加固设计标准》（报批稿）第 7.5.1~7.5.4 条。

当工字型钢梁的腹板局部稳定不满足规范要求可采用在腹板两侧粘贴 T 型钢部件进行加固，T 型钢部件的厚度不应小于 6mm。对 T 型钢部件粘贴宽度的要求是为了保证腹板与 T 型钢翼缘板间有足够的胶粘面积，以满足可靠连接；并通过分区构造提高被加固钢构件腹板的局部稳定承载力。分区腹板的局部稳定验算公式和构造要求应满足《钢结构设计规范》（GB 50017）的相关规定。

在受弯构件的粘钢加固中，从构造方面要求粘贴钢板的宽度不应超过加固构件的宽度；从受力合理性角度，要求其受拉面的加固

板须沿构件轴向连续粘贴，并延长至支座边缘，且应配合必要的锚固连接螺栓。为了避免削弱截面强度，对于受拉边的跨中不增设连接螺栓；对于受压边跨中增设连接螺栓，可有效提升构件整体性。

由于胶体变形能力和抗剪强度的局限性，不适宜粘贴厚型钢板；考虑到加固增量、施工工艺以及施工方便程度等方面的因素，对粘贴钢板的总厚度做了适当的限制。

将粘贴钢板端部削成 45° 斜坡角，可以有效缓解加固端由于截面突变造成的应力集中，使得纵向剪力的传递平缓一些。

6.6.5 本条引自《钢结构加固设计标准》（报批稿）第 8.1.1 条。

外包钢筋混凝土加固法虽适用于加固各类压弯和偏压型钢构件，但它由于湿作业工作量大、养护期长、占用建筑空间较多，故一般仅用于需要大幅度提高承载能力的实腹式型钢构件加固。

6.6.6 本条引自《钢结构加固设计标准》（报批稿）第 8.3.1~8.3.4 条。

外包钢筋混凝土厚度的规定是保证型钢结构构件耐火性、耐久性，并保证钢构件不产生局部压屈的重要条件。同时还需要考虑施工方便，能使混凝土浇注密实。因此外包钢筋混凝土厚度不宜太小。

为保证力的可靠传递，纵向受力钢筋两端应有可靠地连接和锚固，柱下端应深入基础并应满足锚固要求；其上端应穿过楼板与上层节点连接或在屋面板处封顶锚固。此外为保证外包混凝土与型钢构件的共同工作，防止外包混凝土过早剥落而导致承载力降低，因此构件中应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的要求配置箍筋；同时在端部塑性较区的箍筋宜采用焊接封闭箍筋，并且尚应加密配置。

采用外包钢筋混凝土加固钢构件的截面设计是按叠加原理，在计算中并未要求钢构件与混凝土共同作用，一般不需要设抗剪连接件。对过渡层、过渡段、型钢构件与混凝土间传力较大部位，为保证型钢构件与外包混凝土间的传力可靠和共同受力，仍宜设置抗剪

连接件。由于目前抗剪连接件通常采用栓钉，因此本标准中关于抗剪连接件的设置，均按采用栓钉确定。

6.7.1 本条引自《砌体结构加固设计规范》GB 50702-2011 第 5.5.1~5.5.6 条。

本条主要是根据结构加固工程的实践经验和有关的研究资料作出的规定，其目的是保证原构件与新增混凝土的可靠连接，使之能够协同工作，以保证力的可靠传递，从而收到良好的加固效果。

6.7.2 本条引自《砌体结构加固设计规范》GB 50702-2011 第 6.1.1~6.1.3 条。

本条明确规定了钢筋网水泥砂浆面层加固法的适用范围及加固墙体的基本要求。为了使钢筋网水泥砂浆面层加固法加固有效，除了应注意提高砌体受压承载力外，还应要求原砌体构件的砌筑砂浆强度等级不宜低于 M2.5；当加固墙体受剪承载力时，除应要求原砌体构件的砌筑砂浆强度等级不应低于 M1 外，还在构造规定中强调了以下几点：①钢筋网与墙面应有间隙及锚固；②钢筋网应与原构件周边牢固连接；③砂浆面层厚度不应大于 50mm。工程实践经验表明，只有采取了这些措施，才能保证加固工程的安全。

6.7.3 本条引自《砌体结构加固设计规范》GB 50702-2011 第 6.5.1~6.5.6 条。

本条规定了钢筋网水泥砂浆面层加固法对砂浆强度等级、钢筋的强度等级及钢筋的构造要求。为保证加固发挥最大效果，规定了受压构件加固用的砂浆强度等级不应低于 M15 和受剪构件加固用的砂浆强度等级不应低于 M10。与此同时，还强调了以下几点：

- 1 钢筋的保护层厚度和距离墙面的间隙；
- 2 钢筋与墙面的锚固；
- 3 钢筋与周边构件的连接。

试验及实际工程检测表明，钢筋网竖筋紧靠墙面会导致钢筋与

墙面无粘结，从而造成加固失效。试验表明，采用 5mm 的间隙，两者可有较强的粘结。钢筋网的保护层厚度应满足规定，以保护钢筋，提高面层加固的耐久性。

A.0.1 本条引自《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728-2011 第 8.2.4 条、第 8.3.4 条和第 8.4.2 条。

碳纤维复合材的安全性鉴定标准是参照日、美、德、法等过有关标准的基础上，经验证和调整制定的。试用表明较为稳健、可靠，对次品检出能力较强，能满足工程结构选材的要求。

由于芳纶纤维复合材在我国工程结构使用的时间较短，所积累的经验不多，对他的安全性鉴定，必须保持积极慎重的态度。因而表 6.2.4-2 所给出的检验项目和指标均是参照国外公司的标准，经验证性实验和调整制定的。但评估认为：通过上述安全性鉴定的芳纶复合材可以在混凝土结构加固中安全使用。

迄今在工程结构中，对玻璃纤维复合材仅推荐用于混凝土结构和砌体结构的加固，故未给出以钢为基材的检验项目和指标。

A.0.2 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 4.3.6 条。

一种纤维与一种胶粘剂的配伍通过了安全性及适配性的检验，并不等于它与其他胶粘剂的配伍，也具有同等的安全性及适配性。故必须重新检验，但检验项目可以适当减少。

B.0.1 本条引自《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB50728-2011 第 4.1.2 条。

B.0.2 本条引自《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 第 4.4.5 条和《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB50728-2011 第 4.2.2 条。

以混凝土为基材的结构胶，其安全性鉴定包括基本性能鉴定、长期使用性能鉴定和耐侵蚀性介质作用能力的鉴定。现分别说明如下：

1 基本性能鉴定

由胶体性能鉴定与粘接性能构成，对该表的构成需要指出两点：

(1) 在基本性能检验中，之所以纳入了胶体性能检验，是因为胶粘剂在承重结构中的应用，虽不以胶体的形式出现，但胶体的性能却与胶的粘接能力有着显著的相关性。例如：胶体拉伸强度高，其粘接强度也高；胶体的弯曲破坏呈韧性，则粘接的韧性也好；等等。尤其是胶体的检验，由于不涉及被粘物的表面处理和粘接方式的影响问题，更能反映胶的质量优劣。与此同时，还可借以判断受检结构胶在选料、配方、固化条件和胶的性能设计与控制上是否存在欠缺和不协调等问题。

(2) 本条表列的粘接性能指标和要求，是参照国外有关标准（包括著名品牌胶的企业标准），经本规范研编组所组织的验证性试验复核与调整后确定的。尤其是 I 类胶，还经过了 GB 50367 近五年的实施，在大量工程实践中，验证了其可靠性。因此，专家论证认为：本条所制定的鉴定标准较为稳健、安全、可信。

2 长期使用性能

由耐环境作用能力的鉴定与耐长期应力作用能力的鉴定构成，其中需要指出的是：

(1) 对胶的热老化性能鉴定标准，是参照航空工业部 HB 5398，经使用温度调整和试验验证后制定的。至于热老化时间，则是根据工程结构胶使用时间较长的特点，参照国外名牌耐温胶的检验时间作了较大幅度的延长，即从 200h 提升为 720h。但试验表明，胶的性能变化仍然较为规律，可以按 720h 的强度降低率重新制定合格指标。

(2) 对胶的耐长期应力作用能力的检验，虽由于利用了 Findley 理论和公式，可以在 5000h（210d）左右完成，但对安全性检验来说，还是嫌时间长了。为此，在表注中给出了可以改做楔子

快速检验的条件。该检验方法是我国军用国家标准参照国外著名企业标准提出的。对耐长期应力作用能力较差的结构胶，具有较强的检出能力，已为我国军用标准采用多年。经本规范研编组验证表明该方法可以引用于工程结构。

3 耐介质侵蚀性能

在胶的耐介质侵蚀性能的检验中，之所以要做耐弱酸作用，是因为考虑到即使处于一般环境中的胶接构件，也会遇到酸雨、酸雾以及工业区大气污染的作用。另外，应注意的是本项检验结果不能用于有酸性蒸汽的工业建筑。因为它们需要通过耐酸结构胶的专门检验。其鉴定标准应由有关行业另行制定。

B.0.3 本条引自《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728-2011 第 4.4.2 条。

钢结构用胶安全性鉴定的标准，系按以下 5 个原则制定的：

1 被粘物——钢材的表面处理应正确、到位，且符合该胶粘剂使用说明书的要求；

2 胶与被粘物表面应具有相容性，且不致腐蚀被粘物，也不致形成弱界面；

3 粘接的破坏形式，应为胶层内聚破坏，不得为粘附破坏；

4 检验指标应首先保证胶接的蠕变满足安全使用要求。在这一前提下，尽可能提高其剥离强度和断裂韧性；

5 钢结构构件的防护措施，应符合现行国家标准《钢结构设计规范》的规定。

B.0.4 本条引自《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728-2011 第 4.3.1 和 4.3.2 条。

以钢筋混凝土为面层的组合砌体构件，它的表面特性及其与结构胶的相容性，均与混凝土基材无显著差异。因此，其所用的结构胶的安全性鉴定应按以混凝土为基材的结构胶进行。

传统的概念认为，砌体加固用的结构胶，其性能和质量还可以比混凝土用的 B 级胶再低一个档次，以取得更好的经济效益。但自从弃用第一代未改性的结构胶以来，很多研制的的数据表明，只要选用的改性材料和方法正确，其所配制的砌体用胶，在基本性能和耐久性能的合格指标制订上，很难做到与混凝土用的 B 级胶有显著差别，成本也不可能有很大的下降。因此，本规范规定砌体用胶的安全性鉴定标准按混凝土用的 B 级胶确定，亦即可以直接采用 B 级胶，而无需另行配制砌体结构的专用胶。

B.0.5 本条引自《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728-2011 第 4.5.1 和 4.5.2 条。

木材为传统的建筑材料，其粘接所采用的胶粘剂品种很多，但从工程结构的承载能力要求来考虑，本规范的规定仅适用于安全性能良好的少数几种结构胶，如：改性间苯二酚—甲醛树脂胶和改性环氧树脂胶等。因为工程结构对胶接的耐水性、耐久性和韧性的要求十分严格，从而使得众多的木材常用胶难以入选，这一点在选择木材粘接用胶时必须予以高度关注。

粘接木材用的结构胶，其安全性鉴定标准的检验项目虽然较少，但它是以下列原则为前提制定的：

- 1 木材的树种应符合结构用材的要求，尤其是它的含脂率、扭斜纹的斜率应得到控制。
- 2 木材的含水率应符合现行木结构设计规范对胶合木结构用材的要求。
- 3 粘接用的木材，其表面应经过刨光，以及除油污处理。
- 4 粘接用的结构胶应能在室温的条件下正常固化。
- 5 木材的胶接工艺已定型，且已在胶粘剂使用说明书中予以规定。

B.0.6 本条引自《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728-2011

第 4.2.2 条。