

广东省标准



DBJ/T 15-92-2024

备案号J2024-xxxx

建筑工程混凝土结构技术标准

Technical Standard for Concrete Structures of Building Engineering

(征求意见稿)

2024-XX-XX 发布

2024 -XX-XX 实施

广东省住房和城乡建设厅 发布

本标准不涉及专利

广东省住房和城乡建设厅关于发布广东省标准 《建筑工程混凝土结构技术标准》的公告

粤建公告〔2024〕xx号

经组织专家委员会审查，现批准《建筑工程混凝土结构技术标准》为广东省地方标准，编号为DBJ/T 15-92-202x。本标准自202x年x月x日起实施，原广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》DBJ/T 15-92-2021同时废止。

本标准由广东省住房和城乡建设厅负责管理，由主编单位负责具体技术内容的解释并于出版后在广东省住房和城乡建设厅门户网站(<http://zfcxjst.gd.gov.cn>)公开标准全文。

广东省住房和城乡建设厅

202x年x月x日

前 言

根据广东省住房和城乡建设厅2023年5月“关于下达广东省地方标准《高层建筑混凝土结构技术规程》修订任务的通知”，由华南理工大学建筑设计研究院有限公司会同相关单位对广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》DBJ 15-92-2021进行修订，形成本标准。

DBJ/T15-92-2021《高层建筑混凝土结构技术规程》于2020年编制完成，2021年6月实施。《建设工程抗震管理条例》2021年9月1日施行。一系列的工程设计通用规范2022年1月起施行。此次修编工作的重点是对照《建设工程抗震管理条例》以及《规程》中相关的强制性条文进行梳理、修订，对《规程》做进一步的完善。修编后的设计标准也适用于多层混凝土建筑结构，改称《建筑工程混凝土结构技术标准》（以下简称《标准》）。

主要修订内容如下：

- 1、调整框架柱的最小截面尺寸规定，与《规程》保持一致；
- 2、修改建筑防震缝宽度的规定；
- 3、补充通用工业厂房楼面可变荷载组合值系数；
- 4、规定震后需保持正常使用功能的建筑提高抗震性能的具体措施；
- 5、根据大量的弹塑性分析结果和工程经验，调整了各性能水准结构预期的震后性能状况；
- 6、将剪力墙的轴压比限值调高0.05；
- 7、补充框架柱节点核心区的受剪承载力计算方法；
- 8、补充隔震结构隔震层以上的层间位移角限值；
- 9、增加高层建筑风振控制的内置浆柱TLD的设计方法。
- 10、对附录H《结构弹性、弹塑性时程分析可选择的地震波》做精简，减少篇幅。

本《标准》由广东省住房和城乡建设厅负责管理，由主编单位负责具体技术内容的解释。在执行过程中，请各单位结合工程实践，认真总结经验并将意见和建议寄送至华南理工大学建筑设计研究院有限公司（地址：广州市五山华南理工大学建筑设计研究院有限公司，邮编：510641，联系人：刘光爽，E-mail：scutlgs@163.com）。

主编单位：华南理工大学建筑设计研究院有限公司
参编单位：广东省建筑设计研究院有限公司
广州市设计院集团有限公司
广州珠江外资建筑设计院有限公司
广州容柏生建筑结构设计事务所（普通合伙人）
广州瀚华建筑设计有限公司
深圳市建筑设计研究总院有限公司
华南理工大学
广州大学
北京市建筑设计研究院有限公司
广东勘设建筑技术服务中心
广州建筑股份有限公司
中国建筑第四工程局有限公司
广州市建设科技中心

中国建筑西南设计研究院有限公司
深圳华森建筑与工程设计顾问有限公司
奥意建筑工程设计有限公司
哈尔滨工业大学（深圳）
深圳大学建筑设计研究院有限公司
深圳机械院建筑设计有限公司
深圳市力鹏建筑设计结构事务所
柏涛国际工程设计顾问（深圳）有限公司
深圳市华阳国际工程设计股份有限公司
深圳市欧博工程设计顾问有限公司
深圳千典建筑设计结构事务所有限公司
奥雅纳工程咨询(上海)有限公司广州分公司
深圳市市政设计研究院有限公司
香港华艺设计顾问（深圳）有限公司
科进香港有限公司
澳门柏雅工程顾问有限公司
中铁建工集团有限公司

顾 问：周福霖 魏 琰 傅学怡
主要起草人员：王兴法 王启文 王松帆 王 森 韦 宏 毛仁兴
方小丹 刘维亚 江 毅 孙立德 苏 成 苏建华
李建伟 杨 坚 吴小宾 张良平 张建军 张 剑
张 琳 陈 星 林 哲 罗赤字 周 云 周 佳
郑 宜 郑建东 赵 宏 胡芝福 钟万才 唐增洪
黄用军 黄泰贇 黄晨光 彭肇才 韩小雷 舒宣武
谢壮宁 廖 耘 滕 军
（按姓氏笔画排列）

主要审查人员：

DBJ/T15-92-2021 版 前 言

根据《广东省住房和城乡建设厅关于发布<2019年广东省工程建设标准制订、修订计划>的通知》（粤建科函〔2019〕1118号），由华南理工大学建筑设计研究院有限公司会同相关单位在广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》DBJ 15-92-2013的基础上进行修订形成本标准。

修订过程中，编制组认真总结广东省的设计经验与工程实践经验，参考国内、国际相关标准的内容，开展多项专题研究，在全省范围内广泛征求建设行政主管部门以及设计、施工、科研和教学单位的意见，最后形成本规程。

修订后的规程共有15章和8个附录。主要修订内容如下：

1. 采用设防烈度地震进行构件的承载力计算，取消与抗震等级相关的构件内力调整，取消抗震承载力调整系数 γ_{RE} ；
2. 修改抗震设计谱；
3. 简化结构抗震构造等级的确定原则；
4. 将控制风荷载作用下的层间位移角改为控制结构顶点位移；配合设防烈度地震作用效应组合的结构承载力验算，将控制小震作用下的层间位移角改为控制设防烈度地震作用下的层间位移角；
5. 修改大震作用下结构弹塑性位移角限值；
6. 修改结构重力二阶效应的计算方法。采用有限元方法计算，调整重力二阶效应附加内力的比例；
7. 修改风荷载作用下舒适度的计算方法；
8. 根据新的抗震设计谱修改地震反应分析的时域显式随机模拟法；
9. 修改周期折减系数的规定；
10. 补充装配式建筑结构设计的相关规定；
11. 修改节点刚域的计算；
12. 修改框架柱轴压比的计算方法和限值；
13. 补充偏心受拉剪力墙的设计方法及构造要求；
14. 取消框架-剪力墙、框架-核心筒的框架剪力调整的相关规定；
15. 新增钢管混凝土斜交网格筒结构的设计规定；
16. 新增重力柱-核心筒结构的设计规定；
17. 新增全框支剪力墙结构的设计规定；
18. 补充叠合柱、钢管混凝土剪力墙的设计规定；
19. 修改和补充结构隔震、消能减震和风振控制的设计规定；
20. 完善施工章节，补充了台风防御措施等内容。

本规程由广东省住房和城乡建设厅负责管理，由主编单位负责具体技术内容的解释。在执行过程中，请各单位结合工程实践，认真总结经验并将意见和建议寄送至华南理工大学建筑设计研究院有限公司（地址：广州市五山华南理工大学建筑设计研究院有限公司，邮编：510641，联系人：刘光爽，E-mail: scutlgs@163.com）。

主 编 单 位 : 华南理工大学建筑设计研究院有限公司

参 编 单 位 : 广东省建筑设计研究院有限公司

广州市设计院

广州珠江外资建筑设计院有限公司

广州容柏生建筑设计结构事务所

广州瀚华建筑设计有限公司

深圳市建筑设计研究总院有限公司

华南理工大学土木与交通学院

广州大学

北京市建筑设计研究院有限公司

广东勘设建筑技术服务中心

广州建筑股份有限公司

中国建筑第四工程局有限公司

广州市建设科技中心

顾 问 : 容柏生 周福霖 魏 珽 傅学怡

主要起草人员 : 王启文 王松帆 方小丹 韦 宏 令狐延 孙立德 苏 成 苏建华
杨 坚 陈 星 周 云 周 定 郑建东 胡芝福 罗赤字 黄泰贇
韩小雷 舒宣武 (按姓氏笔画排列)

主要审查人员 : 江欢成 钱稼茹 扶长生 李国强 郁银泉 范 重 林旭川

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	主要符号	3
3	结构设计基本规定	7
3.1	一般规定	7
3.2	材料	8
3.3	适用高度和高宽比	8
3.4	结构平面布置	10
3.5	结构竖向布置	12
3.6	楼盖结构	13
3.7	水平位移限值和舒适度要求	14
3.8	构件承载力设计	15
3.9	结构抗震性能设计	15
3.10	抗震构造等级	18
3.11	特一级构件设计规定	19
3.12	抗连续倒塌设计基本要求	19
3.13	装配式建筑结构设计	20
4	荷载和地震作用	21
4.1	竖向荷载	21
4.2	风荷载	21
4.3	地震作用	24
5	结构计算分析	34
5.1	一般规定	34
5.2	计算参数	35
5.3	计算简图处理	36
5.4	重力二阶效应及结构稳定	37
5.5	结构弹塑性分析及薄弱层弹塑性变形验算	37
5.6	荷载组合的效应	38
6	框架结构设计	40
6.1	一般规定	40
6.2	截面设计	40
6.3	框架梁构造要求	44
6.4	框架柱构造要求	46

6.5	钢筋的连接和锚固	50
7	剪力墙结构设计	53
7.1	一般规定	53
7.2	截面设计及构造	54
8	框架-剪力墙结构设计	62
8.1	一般规定	62
8.2	截面设计及构造	63
9	筒体结构设计	65
9.1	一般规定	65
9.2	框架-核心筒结构	66
9.3	筒中筒结构	66
9.4	钢管混凝土斜交网格筒结构	67
9.5	重力柱-核心筒结构	67
10	巨型框架-核心筒结构设计	69
10.1	一般规定	69
10.2	截面设计与构造	69
11	复杂高层建筑结构设计	70
11.1	一般规定	70
11.2	部分框支剪力墙结构	70
11.3	全框支剪力墙结构	75
11.4	带加强层高层建筑结构	76
11.5	错层结构	77
11.6	连体结构	77
11.7	竖向体型收进、悬挑结构	77
12	混合结构设计	80
12.1	一般规定	80
12.2	结构布置	81
12.3	结构计算	82
12.4	构件设计	82
13	地下室和基础设计	91
13.1	一般规定	91
13.2	地下室设计	93
13.3	基础设计	94
13.4	桩身构造	97
14	结构隔震、消能减震和风振控制设计	100
14.1	一般规定	100
14.2	结构隔震设计	100

14.3	结构消能减震设计	106
14.4	结构风振控制设计	111
15	高层建筑结构施工	118
15.1	一般规定	118
15.2	施工测量	118
15.3	基础施工	119
15.4	垂直运输	119
15.5	脚手架及模板支架	120
15.6	模板工程	121
15.7	钢筋工程	121
15.8	混凝土工程	122
15.9	大体积混凝土施工	123
15.10	混合结构施工	123
15.11	复杂混凝土结构施工	124
15.12	施工安全	125
15.13	高温和雨期施工	125
15.14	台风防御措施	127
15.15	绿色施工	127
15.16	装配式混凝土结构施工	129
15.17	BIM 技术应用	129
附录 A	楼盖结构竖向振动加速度计算	130
附录 B	广东省基本风压与风荷载体型系数	131
附录 C	时域显式随机模拟法	138
C.1	地震动功率谱和人工模拟地震波	138
C.2	线性时域显式随机模拟法	143
C.3	非线性时域显式随机模拟法	146
附录 D	墙体稳定验算	148
附录 E	钢管混凝土斜交网格筒节点设计方法	150
附录 F	圆形钢管混凝土构件设计	152
F.1	构件设计	152
F.2	连接设计	157
附录 G	RC 梁—圆钢管混凝土柱节点环梁承载力设计方法	162
G.1	节点环梁受拉环筋和箍筋的计算	162
G.2	钢筋混凝土无梁楼盖—圆钢管混凝土柱节点环梁受拉环筋和箍筋的计算	165
G.3	环梁节点与钢管混凝土柱联结面的抗剪承载力验算	165
附录 H	结构弹性、弹塑性时程分析可选择的地震波	167
	本标准用词说明	232

引用标准名录 233

条文说明 234

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms and Symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	3
3	Basic Requirement of Structural Design	7
3.1	General Requirement	7
3.2	Materials	8
3.3	Height and Aspect Ratio Limitations	8
3.4	Structural Plan Layout	10
3.5	Structural Vertical Arrangement	12
3.6	Diaphragm System	13
3.7	Limitations for Story Drift and Comfort	14
3.8	Strength Design of Members	15
3.9	Seismic Design Grade of Structural Members	15
3.10	Requirement for Members of Special Seismic Design Grade	18
3.11	Performance-based Seismic Design of Structures	19
3.12	Requirement for Preventing Structural Progressive Collapse	19
3.13	Precast Concrete Structures	20
4	Loads and Seismic Action	21
4.1	Vertical Load	21
4.2	Wind Load	21
4.3	Seismic Action	24
5	Structural Analysis	34
5.1	General Requirement	34
5.2	Analysis Parameters	35
5.3	Analysis Modeling	36
5.4	Second-Order Effects and Structural Stability	37
5.5	Elasto-plastic Analysis and Check of Story Drift of Weak and/or Soft Stories	37
5.6	Effects of Combinations of Loads and/or Seismic Actions	38
6	Design of Frame Structure	39
6.1	General Requirement	39
6.2	Strength Design	39
6.3	Requirement for Detailing of Frame Beams	43
6.4	Requirement for Detailing of Frame Columns	45
6.5	Requirement for Splices and Anchorages of Reinforcement	48
7	Design of Shear Wall Structure	51
7.1	General Requirement	51
7.2	Strength Design and Detailing	52
8	Design of Frame-Shear Wall Structure	60
8.1	General Requirement	60
8.2	Strength Design and Detailing	61
9	Design of Tube Structure	63
9.1	General Requirement	63

9.2	Frame-Core Wall Structure	64
9.3	Tube in Tube Structure	64
9.4	Crossing Lattic Tube Structure of Concrete Filled Steel Tube	65
9.5	Gravity Column-Core Wall Structure	65
10	Design of Mega- Frame-Core Structure	67
10.1	General Requirement	67
10.2	Strength Design and Detailing	67
11	Design of Complicated Tall Buildings	68
11.1	General Requirement	68
11.2	Partial Frame-supported Shear Wall Structure	68
11.3	Complete Frame-supported Shear Wall Structure	73
11.4	Structure with Outriggers and/or Belt Members	74
11.5	Structure with Staggered Stories	75
11.6	Towers Linked with Connective Structure	75
11.7	Structure with Setback and/or Cantilever	75
12	Design of Mixed Structures	78
12.1	General Requirement	78
12.2	Structural Layout and Arrangement	79
12.3	Structural Analysis	80
12.4	Design of Structural Members	80
13	Design of Basement and Foundation	89
13.1	General Requirement	89
13.2	Design of Basement	91
13.3	Design of Foundation	92
13.4	Requirement for Detailing of Pile	95
14	Design of Seismically Isolated、Energy-dissipated and Wind Vibration Control Structure ..	98
14.1	General Requirement	98
14.2	Seismically Isolated Structure	98
14.3	Seismic Energy-dissipated Structure	104
14.4	Wind Vibration Control Structure	109
15	Construction of Building	116
15.1	General Requirement	116
15.2	Surveying	116
15.3	Foundation	117
15.4	Vertical Transportation	117
15.5	Scaffold and Falsework	118
15.6	Formworks	119
15.7	Steel Reinforcement	119
15.8	Concrete	120
15.9	Massive Concrete	121
15.10	Mixed Structures	121
15.11	Complicated Structures	122
15.12	Construction Safety	123
15.13	Hot Weather and Rainy Weather Construction	123
15.14	Typhoon Precautions	125
15.15	Green Construction	125
15.16	Construction of Precast Concrete Structures	127

15.17 BIM Technology Application	127
Appendix A Calculation of the Acceleration of Floor Vertical Vibration	128
Appendix B Reference wind Pressure in Guangdong Province and Wind Pressure Coefficients of Building	129
Appendix C Explicit time-domain random simulation method	136
C.1 Earthquake Power Spectrum and Artificial Simulation of Seismic Waves	136
C.2 Linear Explicit Time-Domain Random Simulation Method	141
C.3 Nonlinear Explicit Time-Domain Random Simulation Method	144
Appendix D Check of Stability of Structural Wall	146
Appendix E Simplified Design Method for Joints of Crossing Lattic Concrete Filled Steel Tube	148
Appendix F Design of Concrete Filled Circular Steel Tubes	150
F.1 Design of Member	150
F.2 design of connection	155
Appendix G Strength Design of Reinforced Concrete Ring Beam Joint on Concrete Filled Circular Steel Tubes	160
G.1 Calculation of Ring Reinforcement and Stirrup of Concrete Ring Beam Joint	160
G.2 Calculation of Ring Reinforcement and Stirrup of Ring Beam Joint on Reinforced Concrete Beamless Floor	163
G.3 Calculation of Shear Bearing Capacity of Joint Surface Between Ring Beam and Concrete Filled Steel Tubular Column	163
Appendix H Optional Seismic Waves for Structures Elastic and Elastoplastic Time History Analysis	165
Explanation of Wording in This Specification	230
List of Quoted Standards	231
Addition: Explanation of Provisions	232

1 总则

1.0.1 为在广东省的建筑工程混凝土结构（包括钢-混凝土的混合结构）工程的设计中做到安全适用、技术先进、经济合理、方便施工，结合本省的设计经验和工程实践，制定本标准。

1.0.2 本标准不适用于建造在地震时易诱发山体滑坡、地陷、溃坝等危险地段的建筑。

1.0.3 抗震设防烈度为6度至9度地区的建筑，应进行抗震设计。建筑的抗震设防烈度应按国家规定的权限颁发的文件确定。一般情况下，采用现行《中国地震动参数区划图》GB18306的地震基本烈度。业主有特别要求时可提高抗震设防标准，但不得降低抗震设防烈度。

1.0.4 建筑分甲、乙、丙三个抗震设防类别。

甲类建筑为重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害的建筑。乙类建筑为地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的建筑，以及地震时可能导致大量人员伤亡等灾害后果的建筑。丙类建筑为甲、乙类以外的一般建筑。抗震设防类别的划分应符合现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223和《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定。

注：本标准中甲、乙、丙类建筑分别为现行《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223中特殊设防类、重点设防类、标准设防类的简称。

1.0.5 建筑结构应注重概念设计，重视结构的选型和平、立面布置的规则性，加强构造措施，择优选用抗震和抗风性能好且经济合理的结构体系。

1.0.6 建筑工程混凝土结构超过本标准的适用范围或对其抗震性能有特殊要求时，可采用结构抗震性能设计方法进行补充分析和论证。

1.0.7 必要时可采用隔震、消能减震和风振控制设计以提高建筑的抗震安全性和使用舒适性。

1.0.8 本标准采用基于性能水准和设防烈度地震的抗震设计方法，不再要求进行多遇地震相关的设计。

1.0.9 本标准中未列入的内容，应符合现行的国家有关标准、规范、规程的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 高层建筑 tall building, high-rise building

10层及10层以上或房屋高度大于28m的住宅建筑和房屋高度大于24m的其他高层民用建筑。

2.1.2 建筑结构高度 building height

自室外地面至建筑主要屋面的高度，不包括突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度。

2.1.3 框架结构 frame structure

由梁和柱组成的承受竖向和水平作用的结构。

2.1.4 剪力墙结构 shearwall structure

由剪力墙组成的承受竖向和水平作用的结构。

2.1.5 框架-剪力墙结构 frame-shearwall structure

由框架和剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构。

2.1.6 板-柱-剪力墙结构 slab-column shearwall structure

由无梁楼板与柱组成的板柱框架和剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构。

2.1.7 全框支剪力墙结构 frame supported shearwall structure

指转换层及以下为框架及框支框架，转换层以上为剪力墙、框架-剪力墙结构或框架-核心筒的结构。

2.1.8 筒体结构 tube structure

由筒体为主组成的承受竖向和水平作用的高层建筑结构。筒体结构的筒体分剪力墙围成的薄壁混凝土筒和由密柱框架或壁式框架围成的框筒以及由外围斜交钢管混凝土柱形成的钢管混凝土斜交网格筒结构。

2.1.9 框架-核心筒结构 frame-corewall structure

由核心筒与外围的稀柱框架组成的高层建筑结构。

2.1.10 重力柱-核心筒结构 Gravity column -corewall structure

由核心筒与外围重力柱组成的高层建筑结构。重力柱指与楼盖梁铰接，主要承担竖向荷载的柱。

2.1.11 筒中筒结构 tube in tube structure

由核心筒与外围框筒、斜交网格筒等组成的高层建筑结构。

2.1.12 混合结构 mixed structure, hybrid structure

指由钢管（型钢）混凝土柱、钢梁框架与钢筋混凝土核心筒所组成的框架-核心筒结构，由外围钢柱、钢管（型钢）混凝土柱、钢梁框筒与钢筋混凝土核心筒所组成的筒中筒结构。

2.1.13 转换结构构件 transfer member

完成上部楼层到下部楼层的结构形式转变或上部楼层到下部楼层结构布置改变而设置的结构构件，包括转换梁、转换桁架、转换板等。

2.1.14 转换层 transfer story

转换结构构件所在的楼层，包括水平结构构件及其以下竖向结构构件。

2.1.15 加强层 story with outriggers and/or belt members

设置连接内筒与外围柱的水平伸臂（梁或桁架）结构以及（或）沿该楼层外框设置带状桁架的楼层。

2.1.16 连体结构 towers linked with connective structure(s)

除裙楼以外，两个或两个以上塔楼之间带有连接体（包括连廊）的结构。

2.1.17 多塔楼结构 multi-tower structure with a common podium

地面以上未通过结构缝分开的裙楼上部具有两个或两个以上塔楼的结构。

2.1.18 结构抗震性能设计 performance-based seismic design of structures

以结构抗震性能目标为基准的结构抗震设计。

2.1.19 结构抗震性能目标 structural seismic performance objectives

分别针对小震、中震、大震作用设定的结构抗震性能水准。

2.1.20 结构抗震性能水准 structural seismic performance levels

对结构震后损坏状况及继续使用可能性等抗震性能的界定。

2.1.21 抗震措施 seismic measures

保证结构抗震安全性的设计内容，主要包括通过计算保证结构的抗震承载力以及不经计算采取抗震构造措施以保证结构的延性。

2.1.22 隔震结构 seismically isolated structure

在建筑中设置隔震装置而形成的结构体系。包括上部结构、隔震层、下部结构和基础。

2.1.23 消能减震结构 energy-dissipated structure

设置消能器的结构。包括主体结构和消能部件。

2.2 主要符号

2.2.1 材料力学性能和抗力

C_{20} ——表示立方体强度标准值为 20N/mm^2 的混凝土强度等级；

E_c ——混凝土弹性模量；

E_s ——钢筋弹性模量；

f_{ck} 、 f_c ——分别为混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；

f_{tk} 、 f_t ——分别为混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值；

f_{yk} ——普通钢筋强度标准值；

f_y 、 f_y ——分别为普通钢筋的抗拉、抗压强度设计值；

f_{yv} ——梁、柱箍筋的抗拉强度设计值；

f_{yh} 、 f_{yw} ——分别为剪力墙水平、竖向分布钢筋的抗拉强度设计值。

K_h ——隔震层水平等效刚度；

K_i ——结构第 i 层的侧向刚度；

R_k ——按材料强度标准值计算的构件承载力；

R_a ——单桩竖向承载力特征值；

R_{Ha} ——单桩水平承载力特征值；

R_d ——构件承载力设计值。

2.2.2 作用和作用效应

F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值；
 F_{Evk} ——结构总竖向地震作用标准值；
 G_E ——计算地震作用时，结构总重力荷载代表值；
 G_{eq} ——结构等效总重力荷载代表值；
 M ——弯矩设计值；
 N ——轴向力设计值；
 S_d ——荷载效应或荷载效应与地震作用效应组合的设计值；
 S_{Gk} ——永久荷载效应标准值；
 S_{Qk} ——楼面活荷载效应标准值；
 S_{wk} ——风荷载效应标准值；
 S_{GEk} ——重力荷载代表值作用下效应的标准值；
 S_k ——设防烈度地震作用效应组合的标准值；
 V ——剪力设计值；
 w_0 ——基本风压；
 w_{10} ——重现期为10年的风压；
 w_k ——风荷载标准值；
 ΔF_n ——结构顶部附加水平地震作用标准值；
 u ——楼层侧向位移；
 Δu ——楼层层间位移；
 θ_i ——结构第*i*层的层间位移角；
 θ_E ——结构弹性层间位移角；
 θ_p ——结构弹塑性层间位移角；
 φ_i ——结构第*i*层的楼层相对扭转角。

2.2.3 几何参数

a_s 、 a'_s ——分别为纵向受拉、受压钢筋合力点至截面近边的距离；
 A_s 、 A'_s ——分别为受拉区、受压区纵向钢筋截面面积；
 A_{sh} ——剪力墙水平分布钢筋的全部截面面积；
 A_{sv} ——梁、柱同一截面各肢箍筋的全部截面面积；
 A_{sw} ——剪力墙腹板竖向分布钢筋的全部截面面积；
 A ——建筑物总迎风面积；剪力墙截面面积；
 A_w ——T形、I形截面剪力墙腹板的面积；
 b ——矩形截面宽度；
 b_b 、 b_c 、 b_w ——分别为梁、柱、剪力墙截面宽度；
 B ——建筑平面宽度、结构迎风面宽度；
 L ——建筑物平面的长度；
 d ——钢筋直径；桩身直径；
 e ——偏心距；
 e_0 ——轴向力作用点至截面重心的距离；
 e_i ——考虑偶然偏心计算地震作用时，第*i*层质心的偏移值；
 h ——层高；截面高度；
 h_0 ——截面有效高度；
 H ——房屋高度；水头高度；

H_i ——房屋第*i*层距室外地面的高度；
 H_n ——柱的净高；
 I ——截面抗弯刚度；
 l_a ——非抗震设计时纵向受拉钢筋的最小锚固长度；
 l_{ab} ——受拉钢筋的基本锚固长度；
 l_{abE} ——抗震设计时纵向受拉钢筋的基本锚固长度；
 l_{aE} ——抗震设计时纵向受拉钢筋的最小锚固长度；
 l_l ——受拉钢筋的搭接长度；
 l_n ——梁的净跨；
 r_i ——第*i*层楼层平面平行地震作用方向的回转半径；
 s ——箍筋间距。

2.2.4 系数

α ——水平地震影响系数值；
 $\alpha_{\max}$ 、 $\alpha_{v\max}$ ——分别为水平、竖向地震影响系数最大值；
 α_1 ——受压区混凝土矩形应力图的应力与混凝土轴心抗压强度设计值的比值；
 β ——水平向减震系数；墙肢计算长度系数；
 β_c ——混凝土强度影响系数；
 β_z ——*z*高度处的风振系数；
 γ_0 ——结构重要性系数；
 γ_j ——*j*振型的参与系数；
 γ_G ——永久荷载的分项系数；重力荷载的分项系数；
 γ_L ——考虑结构设计工作年限的荷载调整系数；
 γ_w ——风荷载的分项系数；
 η ——构件重要性系数；阻尼调整系数；
 η_p ——弹塑性位移增大系数；
 λ ——水平地震剪力系数；剪跨比；
 λ_v ——配箍特征值；
 μ ——楼层延性系数；
 μ_N ——柱轴压比；剪力墙墙肢轴压比
 μ_s ——风荷载体型系数；
 μ_z ——风压高度变化系数；
 ν ——风荷载的脉动影响系数；
 ξ ——风荷载的脉动增大系数；承载力利用系数；
 ξ_y ——楼层屈服强度系数；
 ζ ——受拉钢筋搭接长度修正系数；
 ρ_v ——体积配箍率；
 ρ_{sv} ——箍筋面积配筋率；
 ρ_w ——剪力墙竖向分布钢筋配筋率；
 Ψ_Q ——楼面活荷载组合值系数；
 Ψ_w ——风荷载的组合值系数。

2.2.5 其他

α_{lim} ——结构顶点风振加速度限值；

λ_v ——最小配箍特征值；
 EJ_d ——结构一个主轴方向的弹性等效侧向刚度；
 D_i ——第*i*楼层的弹性等效侧向刚度；
 f ——频率；
 T ——结构自振周期；混凝土的出槽温度；
 T_1 ——结构基本自振周期；
 T_{L1} ——结构横风向第一阶自振周期；
 T_g ——地震影响系数曲线的特征周期。
 ζ ——阻尼比；
 ζ_a ——消能部件附加给结构的有效阻尼比。
 ζ_{eq} ——隔震层等效阻尼比；
 γ ——衰减指数。

3 结构设计基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 建筑结构应有必要的承载能力，合适的刚度和延性，避免因局部构件的破坏而导致整个结构丧失承载力。

3.1.2 在风荷载或多遇地震作用下，结构不受损坏或不需修理可继续使用；在设防烈度地震作用下，结构不需修理或简单修复后可继续使用；在罕遇地震作用下，允许结构有部分构件屈服、破坏，但不应倒塌。

3.1.3 建筑混凝土结构可采用框架、剪力墙、框架-剪力墙、板-柱-剪力墙、筒体以及巨型框架-核心筒等结构体系。

3.1.4 建筑不应采用严重不规则的结构体系并应符合下列规定：

- 1 抗震设防的高层建筑平、立面宜简单、规则、对称，不宜采用特别不规则的结构体系。建筑结构存在表3.1.4所列举的平面或竖向不规则类型，属于不规则结构体系；
- 2 结构的布置宜使结构具有合理的刚度和承载力分布，避免出现明显的软弱层及薄弱层；
- 3 建筑结构宜有多道防线，对软弱层及薄弱层应采取有效的加强措施。

表 3.1.4 建筑结构不规则类型

不规则类型	定 义
1 扭转不规则	在规定的考虑偶然偏心影响的水平力作用下，楼层两端抗侧力构件弹性水平位移(或层间位移)的最大值与平均值的比值大于 1.2。
2 狭长、凹凸不规则	结构平面尺度（图 3.4.3-1）不满足表 3.4.3 的要求。
3 楼板局部不连续	楼板开洞后，有效楼板宽度小于开洞处楼面宽度的 50%或开洞面积大于该层楼面面积的 30%；错层大于梁高或梁宽。 注：混凝土剪力墙楼、电梯井可不按开洞考虑。
4 侧向刚度不规则	在地震作用下，某一层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%或该层侧向刚度小于相邻下一层的 50%，则该层的侧向刚度不规则。 层间位移角及侧向刚度可按下式计算： $\theta_i = \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i} = \frac{\Delta u_i}{h_i}$ $K_i = \frac{V_i}{\theta_i}$ 式中： u_i 、 u_{i-1} 为第 i 层、 $i-1$ 层水平位移； h_i 为第 i 层层高； V_i 为层剪力。
5 竖向构件不连续	竖向构件（柱、剪力墙、支撑）不连续的类型分为： I 类：柱不连续。 II 类：墙、支撑不连续。
6 楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 75%。

3.1.5 当结构高度、平面及竖向不规则性和结构复杂性等多项控制指标超过现行规范及有关规定时，可根据建筑物的重要性及结构体系的具体情况，提出合适的抗震性能目标及具体的加强措施，进行详细的计算分析及论证（必要时进行局部或整体结构模型试验），保证结构的抗震安全性。

3.1.6 填充墙及隔墙宜采用轻质材料并与主体结构有可靠连接。

3.2 材料

3.2.1 建筑混凝土结构宜采用高性能结构材料，注重结构的耐久性。

3.2.2 结构用混凝土强度等级应符合下列规定：

- 1 混凝土强度等级不应低于C25，抗震设计时不宜低于C30；
- 2 抗震构造等级一级或特一级的竖向构件混凝土强度不应低于C30；
- 3 预应力混凝土结构的混凝土强度等级不宜低于C40；
- 4 转换梁、柱等转换结构构件的混凝土强度等级不宜低于C35；
- 5 除转换层楼盖外，现浇非预应力混凝土楼盖的混凝土强度等级不宜高于C40；
- 6 竖向构件当采用C70及以上的高强混凝土时，应有改善其延性的有效措施：柱宜提高配筋率、配箍率或采用钢管混凝土柱、型钢混凝土柱或钢管混凝土叠合柱；剪力墙宜设端柱，提高端柱或边缘构件以及分布筋的配筋率、加强对竖向受力钢筋的约束，必要时可采用型钢、钢板或钢管混凝土剪力墙。

3.2.3 钢筋宜优先采用HRB400级及HRB500级钢筋。

3.2.4 结构用钢材宜采用Q355、Q390、Q420、Q460或Q345GJ、390GJ、420GJ、460GJ等级的钢材。当构件、截面的尺寸为刚度或稳定性控制时可采用Q235等级的钢材。

3.2.5 混凝土结构的受力钢筋及其性能应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定。按一、二、三级抗震构造等级设计的构件，其纵向受力钢筋尚应符合下列规定：

- 1 钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于1.25；
- 2 钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于1.30；
- 3 钢筋最大拉力下的总伸长率不应小于9%。

3.2.6 按塑性设计以及预计罕遇地震作用下进入塑性耗能区的结构用钢材应符合下列规定：

- 1 钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于0.85；
- 2 钢材应有明显的屈服台阶且断后伸长率不应小于20%；
- 3 钢材应有良好的冲击韧性。

3.2.7 预制构件的混凝土强度等级不宜低于C30，后浇混凝土的强度等级不宜低于所连接预制构件的混凝土强度等级。

3.2.8 预制构件的吊环应采用HPB300级光面钢筋制作，不得采用冷加工钢筋。

3.3 适用高度和高宽比

3.3.1 钢筋混凝土高层建筑结构的最大适用高度分为A级和B级。

A级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度应符合表3.3.1-1的规定，B级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度应符合表3.3.1-2的规定。

表 3.3.1-1 A 级高度钢筋混凝土高层建筑的适用高度 (m)

结构体系		抗震设防烈度			
		6度	7度	8度	9度
框架		60	50	40	—
框架-剪力墙		130	120	100	50
剪力墙	全部落地剪力墙	140	120	100	60
	部分框支剪力墙	120	100	80	不应采用
	全框支剪力墙结构	120	100	80	不应采用
筒体	框架-核心筒	150	130	100	80
	巨型框架-核心筒	180	150	120	100
	筒中筒	180	150	120	100
	板-柱-核心筒、重力柱-核心筒	120	100	80	不应采用
板-柱-剪力墙		80	70	55	不应采用

注：1 表中框架不含异形柱框架结构。

2 部分框支剪力墙结构指地面上结构带托墙转换层且转换层以下为框架-剪力墙的剪力墙结构。

3 甲类建筑宜按本地区设防烈度提高一度后符合本表的要求。

4 框架结构、板-柱-剪力墙结构，当房屋高度超过本表数值时，结构设计应有可靠依据并采取有效的加强措施。

表 3.3.1-2 B 级高度钢筋混凝土高层建筑的适用高度 (m)

结构体系		抗震设防烈度		
		6度	7度	8度
框架-剪力墙		160	140	120
剪力墙	全部落地剪力墙	170	150	130
	部分框支剪力墙	140	120	100
	全框支剪力墙	140	120	100
筒体	框架-核心筒	210	180	140
	巨型框架-核心筒	280	230	170
	筒中筒	280	230	170
	重力柱-核心筒	160	140	120

注：1 部分框支剪力墙结构指地面上结构带托墙转换层的剪力墙结构。

2 甲类建筑，6、7度时宜按本地区设防烈度提高一度后符合本表的要求，8、9度时应专门研究。

3 当房屋高度超过表中数值时，结构设计应有可靠依据并采取有效的加强措施。

3.3.2 钢筋混凝土高层建筑结构的高宽比不宜超过表3.3.2的规定。

表 3.3.2 钢筋混凝土高层建筑结构适用的最大高宽比

结构体系	抗震设防烈度		
	6度、7度	8度	9度
框架	4	3	—
板-柱-剪力墙	5	4	—
框架-剪力墙、剪力墙	6	5	4
板-柱-核心筒、重力柱-核心筒	6	5	—
部分框支剪力墙、全框支剪力墙	6	5	—
框架-核心筒	7	6	4
巨型框架-核心筒	8	7	5
筒中筒	8	7	5

注：重力柱-核心筒结构核心筒的高宽比不宜大于12。

3.4 结构平面布置

3.4.1 建筑结构平面的质量和刚度分布宜均匀。不应采用严重不规则的平面布置。

3.4.2 高层或超高层建筑宜选用风作用效应较小的平面形状。

3.4.3 建筑平面布置应符合下列要求：

1 平面长度不宜过长，突出部分长度不宜过大（图3.4.3-1）；平面尺寸 L 、 l 、 B 、 $B_{\max}$ 、 b 等值宜满足表3.4.3的要求；

2 不宜采用角部重叠或细腰形等对楼盖整体刚度削弱较大的平面（图3.4.3-2）。细腰形平面尺寸 b/B 不宜小于0.4；角部重叠部分尺寸与相应边长较小值的比值 $b/B_{\min}$ 不宜小于1/3。

表 3.4.3 平面尺寸及突出部位尺寸的比值限值

设防烈度	L/B	$l/B_{\max}$	l/b
6、7度	≤ 6.0	≤ 0.35	≤ 2.0
8度	≤ 5.0	≤ 0.30	≤ 1.5

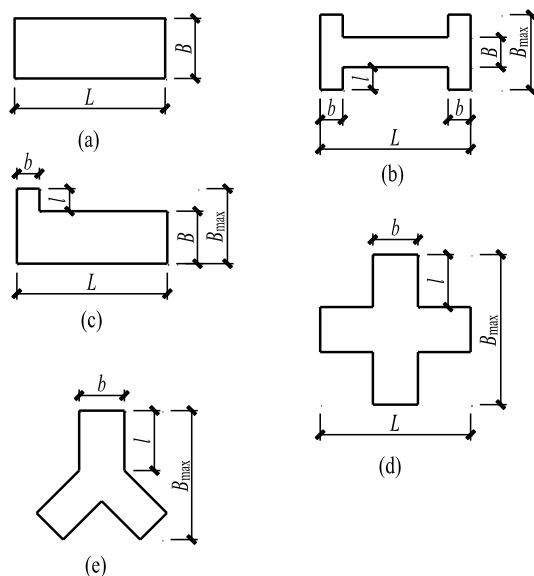


图 3.4.3-1 建筑平面示意

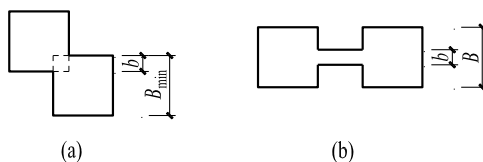


图 3.4.3-2 角部重叠和细腰形平面示意

3.4.4 建筑结构平面布置应避免或减少结构整体扭转效应并符合以下要求：

1 高层建筑的扭转位移比不宜大于1.4，不应大于1.8；

注：1) 扭转位移比 μ 指楼层竖向构件的最大水平位移与平均位移之比，计算时采用刚性楼板假定并考虑偶然偏心的影响；

2) 当楼层的最大层间位移角不大于本标准第3.7.3条规定的限值的0.5倍时，该楼层扭转位移比限值可适当放松，宜不大于2。计算楼层的最大层间位移角时不考虑偶然偏心的影响；

2 考虑偶然偏心，采用刚性楼板假定计算的第*i*楼层相对扭转角 φ_i 不宜大于 5×10^{-4} 弧度。

3.4.5 当楼板平面比较狭长、有较大的凹入和开洞而使楼板有较大削弱时，应在设计中考虑楼板削弱产生的不利影响。有效楼板宽度不宜小于楼面宽度的50%；楼板开洞总面积不宜超过楼面面积的30%；在扣除凹入或开洞后，楼板在任一方向的最小净宽度不宜小于5m且开洞后每一边的楼板净宽度不应小于2m。

3.4.6 卅字形、井字形等外伸长度较大的建筑，当中央部分楼板有较大削弱时，应加强楼板以及连接部位墙体的构造措施，必要时可在外伸段凹槽处设置连系梁或连系板。

3.4.7 楼板大洞口周边宜设置边梁或适当加大板厚并双层双向配筋。

3.4.8 建筑宜避免结构不规则，尽可能不分缝。当建筑物平、立面复杂、严重不规则时，可设置防震缝将其划分为较规则的几个结构单元。

3.4.9 设置防震缝时，应符合下列规定：

1 结构单元间留设防震缝时，宽度应满足中震作用下两侧结构不发生碰撞的要求。防震缝宽度

可取不小于中震作用下较低结构单元顶点水平位移与相应标高较高结构单元水平位移绝对值之和并不小于如下要求：

- 1) 框架结构房屋，高度不超过15m时不应小于100mm；超过15m时，6度、7度和8度分别每增加高度5m、4m和3m，宜加宽20mm；
- 2) 框架-剪力墙结构房屋不应小于本款第1)项规定数值的70%，剪力墙结构房屋不小于本款第1)项规定数值的50%且二者均不宜小于100mm；
- 2 防震缝两侧结构体系不同时，防震缝宽度取较大值；防震缝两侧的房屋高度不同时，防震缝宽度可按较低的房屋高度确定；
- 3 当相邻结构的基础可能存在较大沉降差时，宜增大防震缝的宽度；
- 4 防震缝应沿房屋全高设置；地下室、基础可不设防震缝，但在与上部防震缝对应处应加强构造和连接，必要时可设置防撞墙；
- 5 结构单元之间或主楼与裙房之间若无可靠措施，不宜采用牛腿托梁的做法设置防震缝。

3.4.10 抗震设计时，伸缩缝、沉降缝的宽度均应符合防震缝最小宽度的要求。

3.4.11 建筑结构伸缩缝的最大间距应符合表3.4.11的规定。

表 3.4.11 伸缩缝的最大间距

结构体系	施工方法	最大间距 (m)
框架结构	现浇	80
剪力墙结构	现浇	50

注：1 框架-剪力墙的伸缩缝间距可根据结构的具体布置情况取表中框架结构与剪力墙结构之间的数值。

2 当屋面无保温或隔热措施、混凝土的收缩较大或室内结构因施工外露时间较长时，伸缩缝间距应适当减小。

3 位于气候干燥地区、夏季炎热且暴雨频繁地区的结构，伸缩缝的间距宜适当减小。

4 当有可靠的经验，采用有效措施减少温差和混凝土收缩对结构的影响时，可适当放宽伸缩缝的间距。

3.4.12 可采用下列构造和施工措施减少温差和混凝土收缩对结构的影响：

- 1 提高顶层、山墙和纵墙端开间等受温度变化影响较大的部位的配筋率；
- 2 顶层加强保温隔热措施，外墙设置外保温层；
- 3 地下室底板的施工后浇带间距不宜大于80米，地下室侧壁的施工后浇带间距不宜大于40米，带宽800mm~1000mm，钢筋采用搭接接头，后浇带混凝土宜滞后45天以上浇筑，低温入模；
- 4 控制混凝土的水泥用量、砂率及水灰比，在混凝土中加入适宜的外加剂；采用浸水养护或其他有效的养护措施；
- 5 提高楼板的构造配筋率或采用部分预应力结构。

3.5 结构竖向布置

3.5.1 建筑体型沿竖向宜规则、均匀，避免有过大的外挑和内收。结构的侧向刚度宜下大上小，逐渐均匀变化。

3.5.2 结构的楼层侧向刚度不宜小于相邻上层楼层侧向刚度的70%。

3.5.3 抗侧力结构的层间受剪承载力不宜小于其相邻上一层受剪承载力的75%，不应小于其相邻上一层受剪承载力的65%。

注： 1 楼层抗侧力结构的层间受剪承载力是指在所考虑的水平地震作用方向上，该层全部柱、剪力墙、斜撑的受剪承载力之和；

2 加强层、带斜腹杆桁架的楼层及转换层不在此限。

3.5.4 结构竖向抗侧力构件宜上下连续贯通。

3.5.5 当结构上部楼层收进部位到室外地面的高度 H_1 与房屋高度 H 之比大于0.2时，上部楼层收进后的水平尺寸 B_1 不宜小于下部楼层水平尺寸 B 的0.75倍（图3.5.5a、图3.5.5b）；当上部结构楼层相对于下部楼层外挑时，上部楼层出挑后的水平尺寸 B_1 不宜大于下部楼层水平尺寸 B 的1.1倍（图3.5.5c、图3.5.5d）。

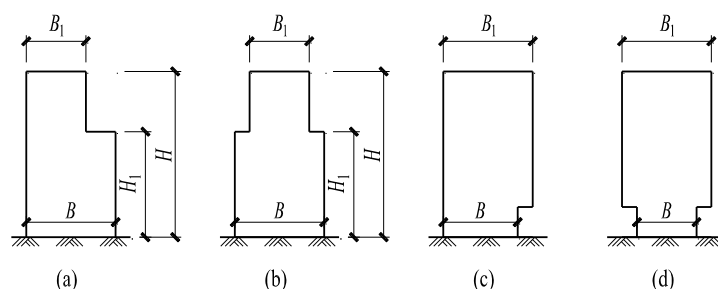


图 3.5.5 结构竖向收进和外挑示意

3.5.6 楼层质量沿高度宜均匀分布，楼层质量不宜大于相邻下部楼层质量的1.5倍。

3.5.7 不宜采用同一楼层刚度和承载力变化同时不满足本标准第3.5.2条和3.5.3条规定的高层建筑结构。

3.5.8 突出屋面的建筑或顶层取消部分墙柱形成的空旷房间，应考虑高阶振型的影响并采取有效措施。

3.6 楼盖结构

3.6.1 抗震设防的建筑物应采用现浇楼盖结构或装配整体式楼盖结构。一般现浇楼盖楼板厚度不宜小于100mm，顶层的板厚不应小于120mm。地下室顶板可采用梁板结构，板厚不宜小于150mm；也可采用无梁楼盖，板厚可取较小柱距的1/25和300mm的较大值。Ⅱ类竖向构件不连续的梁式转换层板厚不宜小于180mm；箱式或桁架转换层顶板及底板的板厚不宜小于150mm；Ⅰ类竖向构件不连续时转换层楼盖板厚不应小于120mm。当采用叠合板装配整体式楼盖时，预制板厚度不应小于50mm，整浇叠合板厚度不宜小于70mm；地下室、转换层、楼盖薄弱连接处楼板宜现浇。

3.6.2 现浇预应力混凝土板的厚度不宜小于150mm。

3.6.3 一般现浇楼板受力钢筋的配筋率不宜小于0.2%。首层、顶层、转换层的楼板宜双层双向配筋，每层每方向的配筋率不宜小于0.25%。

3.6.4 转换层楼盖不宜开大洞口。转换梁不宜做成反梁。

3.7 水平位移限值和舒适度要求

3.7.1 建筑结构应具有足够的刚度，避免产生过大的位移而影响结构的承载力、稳定性和正常使用要求。

3.7.2 结构的水平位移应按本标准第4章规定的风荷载、地震作用和第5章规定的弹性方法计算。

3.7.3 按弹性方法计算的风荷载作用下结构的顶点位移与结构总高度之比 U_{top}/H 不宜大于1/600；设防烈度地震作用下的楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于1/150，设防烈度地震后需保持正常使用功能的建筑的楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于1/200。

注：楼层层间最大位移 Δu 以楼层最大的水平位移差计算，不扣除整体弯曲变形。计算地震作用下的层间位移时不考虑偶然偏心的影响。当存在地震反应最大的最不利方向时，还应补充该方向的计算。

3.7.4 高层建筑结构在罕遇地震作用下的薄弱层弹塑性变形验算，应符合下列规定：

1 下列结构应进行弹塑性变形验算：

- 1) 7度~8度时楼层屈服强度系数小于0.5的框架结构；
- 2) 甲类建筑；
- 3) 采用隔震和消能减震设计的建筑结构；
- 4) 房屋高度大于150m的结构；

2 下列结构宜进行弹塑性变形验算：

- 1) 本标准表4.3.4所列高度范围且不满足本标准第3.5.2~3.5.5条规定的竖向不规则高层建筑结构；
- 2) 7度Ⅲ、Ⅳ类场地和8、9度抗震设防的乙类建筑结构；
- 3) 板-柱-剪力墙结构。

注：楼层屈服强度系数为按构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层受剪承载力与按罕遇地震作用计算的楼层弹性地震剪力的比值。

3.7.5 结构薄弱层（部位）层间弹塑性位移角应符合下式要求：

$$\theta_p = \frac{\Delta u_p}{h} \leq [\theta_p] \quad (3.7.5)$$

式中： θ_p ——层间弹塑性位移角；

$[\theta_p]$ ——层间弹塑性位移角限值，可按表3.9.6采用；

h ——层高。

3.7.6 高层建筑应满足风振舒适度要求。在现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009或广东省标准《建筑结构荷载规范》DBJ/T 15-101规定的10年一遇的风荷载标准值作用下，结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度计算值不应超过表3.7.6的限值。结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009或广东省标准《建筑结构荷载规范》DBJ/T 15-101的规定计算，也可通过风洞试验结果确定，计算时阻尼比宜取0.01~0.02。

表 3.7.6 结构顶点风振加速度限值

使用功能	$\alpha_{lim} \text{ (m/s}^2\text{)}$
住宅、公寓	0.15

使用功能	$\alpha_{\text{lim}} \text{ (m/s}^2\text{)}$
办公、旅馆	0.25

3.7.7 楼盖结构竖向振动舒适度的计算应符合下列规定：

1 钢筋混凝土楼盖结构竖向频率不宜小于3Hz，钢-混凝土组合楼盖结构竖向频率不宜小于4Hz，轻钢楼盖结构竖向频率不宜小于6Hz；

2 不同使用功能、不同自振频率的楼盖结构，其振动峰值加速度不宜超过表 3.7.7 限值。楼盖结构竖向振动加速度可按本标准附录 A 计算。

计算时，轻钢楼盖结构的阻尼比可取 0.02，钢-混凝土组合楼盖可取 0.03，混凝土楼盖可取 0.04。

表 3.7.7 楼盖竖向振动加速度限值

人员活动环境	峰值加速度限值 (m/s ²)	
	竖向自振频率不大于2Hz	竖向自振频率不小于4Hz
住宅，办公	0.07	0.05
商场及室内连廊	0.22	0.15

注：楼盖结构竖向自振频率为 2Hz~4Hz 时，峰值加速度限值可按线性插值选取。

3.8 构件承载力设计

3.8.1 持久设计状况、短暂设计状况结构构件的承载力应按下列公式验算：

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (3.8.1)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数，对安全等级为一级的结构构件不应小于1.1；对安全等级为二级的结构构件不应小于1.0；

S_d ——作用组合的效应设计值，应符合本标准第5.6.1~5.6.3条的规定；

R_d ——构件承载力设计值。

3.8.2 地震作用下结构构件的承载力校核按本标准3.9节的相关规定进行。

3.9 结构抗震性能设计

3.9.1 结构抗震性能设计应选用适宜的结构抗震性能目标并根据既定的性能目标对结构设计进行分析论证。

结构抗震性能目标应综合考虑抗震设防类别、设防烈度、场地条件、结构的特殊性、建造费用、震后损失和修复难易程度等各项因素选定。结构抗震性能目标分为A、B、C、D四个等级，结构抗震性能分为1、2、3、4、5五个水准（表3.9.1），每个性能目标均与一组在指定地震地面运动下的结构抗震性能水准相对应。

表 3.9.1 结构抗震性能目标

地震水准 \ 性能水准	性能目标			
	A	B	C	D
设防烈度地震	1	2	3	4
预估的罕遇地震	2	3	4	5

3.9.2 结构抗震性能水准可按表3.9.2进行宏观判别。

表 3.9.2 各性能水准结构预期的震后性能状况

结构抗震性能水准	宏观损坏程度	损坏部位				继续使用的可能性
		关键构件	普通竖向构件	框架梁	连梁	
1	完好、无损坏	无损坏 (L1)	无损坏 (L1)	无损坏 (L1)	无损坏~轻微损坏 (L1~L2)	不需修理即可继续使用
2	基本完好	无损坏 (L1)	无损坏 (L1)	无损坏~轻微损坏 (L1~L2)	轻微损坏~轻度损坏 (L2~L3)	不需修理或稍加修理即可继续使用
3	轻微损坏	无损坏 (L1)	无损坏 (L1)	无损坏~轻微损坏、少部分轻度损坏(L1~L3)	轻微~轻度损坏, 少部分中度损坏(L2~L4)	不需修理或稍加修理后可继续使用
4	轻度损坏	无损坏 (L1)	无损坏~轻微损坏 (L1~L2)	轻微损坏~轻度损坏, 少部分中度损坏 (L2~L4)	轻度~中度损坏, 少部分比较严重损坏 (L3~L5)	稍加修理或一般修理后可继续使用
5	轻度~中度损坏	无损坏 (L1)	轻微损坏、少部分轻度损坏 (L2~L3)	轻度~中度损坏、部分比较严重损坏 (L3~L5)	中度损坏~部分比较严重损坏 (L4~L5)	一般修理或修复、加固后可继续使用

注：1、“关键构件”是指该构件的失效可能引起结构的连续破坏或危及生命安全的严重破坏；“普通竖向构件”是指“关键构件”之外的竖向构件；“耗能构件”包括框架梁、剪力墙连梁等。

2、构件损伤等级按广东省标准《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》 DBJ/T 15-151定义。

3、“少部分”指不多于总数15%，“部分”指总数的15%~30%。

3.9.3 丙类建筑结构的抗震性能目标和设防烈度地震作用下结构构件的性能水准应不低于表3.9.3的要求：

表 3.9.3 设防烈度地震作用下的抗震性能目标和性能水准

设防地震烈度	6	7	8	9
性能目标等级	C	C	D	D
结构构件性能水准	3	3	4	4

注：1、乙类建筑性能目标最低要求同丙类建筑，按本地区抗震设防烈度提高1度确定抗震构造等级。

2、震后需保持正常使用功能的乙类建筑，除按本地区抗震设防烈度提高1度确定抗震构造等级外，竖向构件的性能水准提高一个等级。

3.9.4 甲类建筑结构的抗震性能目标应按表3.9.3提高一个等级。高烈度区（8度及以上）甲、乙类建筑宜采用隔震与消能减震设计。

3.9.5 结构构件的承载力应符合本标准的有关规定。不同抗震性能水准的结构在设防烈度地震作用下的承载力校核和罕遇地震作用下的承载力、受剪截面验算按下列规定进行：

1 第1性能水准的结构在设防烈度地震作用下，全部结构构件的抗震承载力应符合下式要求：

$$S_k = S_{GEk} + \eta c (S_{Ehk}^* + 0.4 S_{Evk}^*) \leq \xi R_k \quad (3.9.5-1)$$

式中： R_k ——材料强度标准值计算的构件承载力标准值；

ξ ——承载力利用系数，压、剪取0.6；弯、拉取0.69；

S_k ——竖向荷载效应和设防烈度地震作用效应组合的标准值；

S_{GEk} ——重力荷载代表值作用下的效应标准值；

S_{Ehk}^* ——水平设防烈度地震作用效应标准值；

S_{Evk}^* ——竖向设防烈度地震作用效应标准值；

η ——构件重要性系数，关键构件可取 $\eta=1.05\sim 1.15$ ，一般竖向构件可取 $\eta=1.0$ ，水平耗能构件可取 $\eta=0.4\sim 0.6$ ；

c ——地震力折减系数，取 $c=0.9$ ；

2 第2性能水准的结构在设防烈度地震作用下，结构构件的抗震承载力应符合式（3.9.5-1）的要求，取 $c=0.9$ ，承载力利用系数 ξ ，压、剪取0.67；弯、拉取0.77；

第2性能水准的结构在大震作用下，结构构件的抗震承载力宜符合式（3.9.5-2）的要求，取 $c=0.9$ ，承载力利用系数 ξ ，压、剪取0.83；弯、拉取1.0；

$$S_{GEk} + \eta c (S_{Ehk}^{**} + 0.4 S_{Evk}^{**}) \leq \xi R_k \quad (3.9.5-2)$$

式中： S_{Ehk}^{**} 、 S_{Evk}^{**} ——分别为水平和竖向大震作用计算的构件内力标准值；

3 第3性能水准的结构在设防烈度地震作用下，结构构件的抗震承载力应符合式（3.9.5-1）要求，取 $c=0.8$ ，承载力利用系数 ξ ，压、剪取0.74；弯、拉取0.87；大震作用下，竖向构件的受剪截面宜满足式（3.9.5-3）的要求；

$$V_{GEk} + \eta c V_{Ek}^{**} \leq \zeta f_{ck} b h_0 \quad (3.9.5-3)$$

式中： V_{GEk} ——重力荷载代表值作用下的构件剪力标准值；

V_{Ek}^{**} ——大震作用计算的构件剪力标准值；

ζ ——剪压比，取 $\zeta = 0.15$ ；

4 第4性能水准的结构在设防烈度地震作用下，结构构件的抗震承载力宜符合式（3.9.5-1）的要求，取 $c=0.70$ ，承载力利用系数 ξ ，压、剪取0.83；弯、拉取1.0。在大震作用下，竖向构件的受剪截面宜满足式（3.9.5-3）的要求，取 $\zeta = 0.165$ ；

5 第5性能水准的结构在大震作用下，竖向构件的受剪截面宜满足式（3.9.5-3）的要求，取 $c=0.55$ ， $\zeta = 0.18$ ；

以上各大震性能水准所对应的抗震构造等级，第5水准不应低于一级，第4水准不应低于二级，第3水准不应低于三级，第2水准不应低于四级。结构构件的地震作用效应采用振型分解反应谱法或时域显式随机模拟法进行计算。

3.9.6 各性能目标结构的层间弹塑性极限位移角宜符合表3.9.6的要求。

表 3.9.6 各性能目标结构的层间弹塑性位移角限值

性能目标	A	B	C	D
层间弹塑性位移角限值	1/100	1/80	1/65	1/50

注：结构的层间弹塑性位移角取结构各层质心处的弹塑性位移计算值。

3.9.7 可采用广东省标准《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》 DBJ/T 15-151进行大震作用下结构构件性能复核。结构弹塑性计算分析应符合下列要求：

- 1 结构弹塑性计算可采用静力弹塑性分析方法；也可采用弹塑性时程分析方法；对于新型结构、高度大于300m的超高层建筑或特别复杂的结构，宜采用静力及动力弹塑性分析进行对比；
- 2 复杂结构宜进行施工模拟分析，宜以施工全过程完成后的内力为初始状态；
- 3 弹塑性时程分析宜采用双向或三向地震输入；
- 4 静力弹塑性分析宜采用倒三角形水平力分布模式，也可采用振型分解法CQC组合的水平力分布模式。

3.9.8 结构地震弹塑性时程分析的结果应结合工程概念和经验进行判读，确认其合理、可信之后才可供设计参考。计算分析所需的地震动记录可从附录H中选取。

3.10 抗震构造等级

3.10.1 各抗震设防类别的建筑物结构，其抗震构造措施应符合下列要求：

- 1 甲类、乙类建筑：应按本地区抗震设防烈度提高一度的要求加强其抗震构造措施。当建筑场地为Ⅰ类时，允许仍按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施；
- 2 丙类建筑：应按本地区抗震设防烈度确定其抗震构造措施。当建筑场地为Ⅰ类时，除6度外，允许按本地区抗震设防烈度降低一度的要求采取抗震构造措施。

3.10.2 当建筑场地为Ⅲ、Ⅳ类时，对设计基本地震加速度为0.15g的地区，宜采取比对应抗震构造等级更有效的抗震构造措施。

3.10.3 建筑钢筋混凝土结构构件应根据抗震设防分类、烈度采用不同的抗震构造等级并应符合相应的构造措施要求。丙类建筑钢筋混凝土结构的抗震构造等级应按表3.10.3确定。

注：本标准“特一级和一、二、三、四级”即“抗震构造等级为特一级和一、二、三、四级”的简称。

表 3.10.3 丙类建筑混凝土结构抗震构造等级

抗震设防烈度	6	7	8	9
抗震构造等级	三	二	一	特一

注：1 除震后需保持正常使用功能的建筑外，结构抗震性能目标满足B级及以上时，抗震构造等级可降低一级。

2 本标准抗震构造等级最高为特一级。当抗震构造等级要求提高一级时，已为特一级者可不再提高。

3.10.4 建筑地下一层相关范围的抗震构造等级应按上部结构采用，地下一层以下的抗震构造等级可逐层降低一级，但不应低于四级；地下室中超出上部主楼相关范围且无上部结构的部分，其抗震构造等级可根据具体情况采用三级或四级。

3.10.5 主楼结构在裙房顶板上、下各一层应适当加强抗震构造措施。

3.10.6 甲、乙类建筑按本标准第3.10.1条提高一度确定抗震构造等级时，如果房屋高度超过提高一度后对应的房屋最大适用高度，则应采取比对应抗震构造等级更有效的抗震构造措施。

3.11 特一级构件设计规定

3.11.1 特一级抗震构造等级的钢筋混凝土构件除应符合一级钢筋混凝土构件的所有设计要求外，尚应符合本节的有关规定。

3.11.2 特一级框架柱应符合下列要求：

- 1 宜采用钢管混凝土柱、型钢混凝土柱或内置圆钢管混凝土的钢管混凝土叠合柱；
- 2 钢筋混凝土柱柱端加密区最小配箍特征值 λ_v 应按本标准表6.4.7规定的数值增加0.02采用；全部纵向钢筋构造配筋率，中、边柱不应小于1.4%，角柱不应小于1.6%。

3.11.3 特一级框架梁的梁端加密区箍筋最小面积配箍率应比一级框架梁增大10%。

3.11.4 特一级框支柱应符合下列要求：

- 1 宜采用钢管混凝土柱、型钢混凝土柱或内置圆钢管混凝土的钢管混凝土叠合柱；
- 2 钢筋混凝土柱柱端加密区最小配箍特征值 λ_v 应按本标准表6.4.7的数值增大0.03采用且箍筋体积配箍率不应小于1.6%；全部纵向钢筋构造配筋率不应小于1.6%。

3.11.5 特一级剪力墙、筒体墙应符合下列要求：

- 1 宜采用钢管混凝土剪力墙，也可采用型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙；
- 2 一般部位的水平和竖向分布钢筋配筋率不小于0.35%，底部加强部位的水平和竖向分布钢筋的配筋率不小于0.4%；
- 3 约束边缘构件纵向钢筋构造配筋率不应小于1.4%，配箍特征值宜增大20%；构造边缘构件纵向钢筋的配筋率不应小于1.2%；
- 4 框支剪力墙结构的落地剪力墙底部加强部位宜采用钢管混凝土剪力墙或边缘构件宜配置型钢，型钢宜向上、下各延伸一层；
- 5 连梁按一级要求。

3.12 抗连续倒塌设计基本要求

3.12.1 安全等级为一级的高层建筑结构应满足抗连续倒塌概念设计要求。

3.12.2 抗连续倒塌概念设计应符合下列规定：

- 1 通过必要的结构连接措施增强结构的整体性；
- 2 主体结构宜采用冗余度较高的多跨、规则的超静定结构；
- 3 结构构件应具有适宜的延性，避免剪切破坏、压溃破坏、锚固破坏、节点先于构件破坏；
- 4 结构构件宜具有一定的反向承载能力；
- 5 转换结构应具有整体多重传递重力荷载的途径；
- 6 钢筋混凝土结构梁柱宜刚接，梁板顶、底钢筋在支座处宜按受拉要求妥善锚固或连续贯通；
- 7 钢结构框架梁柱应刚接；
- 8 独立基础之间宜采用联系梁连结。

3.13 装配式建筑结构设计

3.13.1 本章未作规定的装配式混凝土结构设计，应按现行国家标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231及现行行业标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1的有关规定执行。

3.13.2 装配式建筑结构构件宜形状规则，少数不规则构件可采用现浇。

3.13.3 装配式建筑结构构件宜模数化、标准化设计并应考虑运输及施工现场的吊装能力。

3.13.4 结构竖向构件、房屋顶层、结构转换层、大底盘多塔结构的底盘顶层、地下室楼层板、结构平面不规则的薄弱连接部位及凹凸不规则平面的核心筒部位、与外侧剪力墙相连楼梯应采用现浇。

4 荷载和地震作用

4.1 竖向荷载

4.1.1 建筑结构的楼面活荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009或广东省标准《建筑结构荷载规范》DBJ 15-101的有关规定采用。当业主有特别要求时，可按业主的使用要求采用，但不应小于荷载规范的规定值。

4.1.2 首层楼面施工荷载不宜小于 10kN/m^2 。构件承载力验算时，施工荷载的分项系数可取1.0。业主或施工单位对施工荷载有特别要求时，可按其要求采用。

4.1.3 擦窗机、旋转餐厅等设备应按其实际情况确定其自重的大小和作用位置。

4.1.4 施工组织设计时应验算所采用的附墙式、外爬式塔吊等起重机械及其他施工设施对结构的影响。

4.1.5 屋面直升飞机机坪的等效均布活荷载可取 5kN/m^2 。局部荷载标准值及其作用面积可按表4.1.5取值。

表 4.1.5 局部荷载标准值及其作用面积

直升机类型	局部荷载标准值 (kN)	作用面积 (m ²)
轻型	20.0	0.20×0.20
中型	40.0	0.25×0.25
重型	60.0	0.30×0.30

4.2 风荷载

4.2.1 计算结构的风荷载效应时，风荷载作用面积应取垂直于风向的最大投影面积，建筑物表面的单位面积风荷载标准值应按下列式计算：

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \quad (4.2.1)$$

式中： w_k ——风荷载标准值 (kN/m^2)；

w_0 ——基本风压 (kN/m^2)，应按本标准第4.2.2条的规定采用；

μ_z ——风压高度变化系数，应按本标准第4.2.3~4.2.4条的规定采用；

μ_s ——风荷载体型系数，应按本标准第4.2.5条的规定采用；

β_z ——z高度处的风振系数，应按本标准第4.2.6条的规定采用。

4.2.2 基本风压应按照现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用或按照当地相关规范采用。对风荷载比较敏感的高层建筑，承载力设计时应按基本风压的1.1倍采用。

4.2.3 位于平坦或稍有起伏地形的高层建筑，其风压高度变化系数应根据地面粗糙度类别按表4.2.3确定。地面粗糙度应分为四类：A类指近海海面 and 海岛、海岸、湖岸及沙漠地区；B类指田野、乡村、丛林、丘陵以及房屋比较稀疏的乡镇和城市郊区；C类指有密集建筑群的城市市区；D类指有密集建

筑群且房屋较高的城市市区。

表 4.2.3 风压高度变化系数

离地面或海 平面高度 (m)	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
5	1.09	1.00	0.65	0.51
10	1.28	1.00	0.65	0.51
15	1.42	1.13	0.65	0.51
20	1.52	1.23	0.74	0.51
30	1.67	1.39	0.88	0.51
40	1.79	1.52	1.00	0.60
50	1.89	1.62	1.10	0.69
60	1.97	1.71	1.20	0.77
70	2.05	1.79	1.28	0.84
80	2.12	1.87	1.36	0.91
90	2.18	1.93	1.43	0.98
100	2.23	2.00	1.50	1.04
150	2.46	2.25	1.79	1.33
200	2.64	2.46	2.03	1.58
250	2.78	2.63	2.24	1.81
300	2.91	2.77	2.43	2.02
350	2.91	2.91	2.60	2.22
400	2.91	2.91	2.76	2.40
450	2.91	2.91	2.91	2.58
500	2.91	2.91	2.91	2.74
550	2.91	2.91	2.91	2.91

4.2.4 位于山区的高层建筑，按本标准第4.2.3条确定风压高度变化系数后，尚应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009或广东省标准《建筑结构荷载规范》DBJ 15-101的有关规定进行修正。

4.2.5 计算主体结构的风荷载效应时，风荷载体型系数可按下列规定采用：

- 1 圆形平面建筑取0.8；
- 2 正多边形及截角三角形平面建筑，由下式计算：

$$\mu_s = 0.8 + 1.2/\sqrt{n} \quad (4.2.5)$$

式中： n ——多边形的边数；

- 3 高宽比 H/B 不大于4的矩形、方形、十字形平面建筑取1.3；
- 4 下列建筑取1.4：

- 1) V形、Y形、弧形、双十字形、井字形平面建筑；
- 2) L形、槽形和高宽比 H/B 大于4的十字形平面建筑；
- 3) 高宽比 H/B 大于4，长宽比 L/B 不大于1.5的矩形、鼓形平面建筑；

5 在需要更细致进行风荷载计算的场合，风荷载体型系数可按本标准附录B采用或由风洞试验确定。

4.2.6 建筑结构的顺风向风荷载可按公式（4.2.1）计算，风振系数 β_z 可按式计算：

$$\beta_z = 1 + 2gI_{10}B_z\sqrt{1+R^2} \quad (4.2.6-1)$$

式中： g ——峰值因子，可取2.5；

I_{10} ——为10m高名义湍流强度，对应A、B、C和D类地面粗糙度，可分别取0.12、0.14、

0.23和0.39;

R ——脉动风荷载的共振分量因子;

B_z ——脉动风荷载的背景分量因子。

1 脉动风荷载的共振分量因子可按下列公式计算:

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} \quad (4.2.6-2)$$

$$x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}}, \quad x_1 > 5 \quad (4.2.6-3)$$

式中: f_1 ——结构第一阶自振频率;

k_w ——地面粗糙度修正系数, 对A、B、C类和D类地面粗糙度分别取1.28、1.0、0.54和0.26;

ζ_1 ——结构阻尼比, 钢筋混凝土结构可取0.05, 混合结构可取0.03~0.04, 其他结构可根据工程经验确定;

2 脉动风荷载的背景分量因子可按下列规定确定:

当结构的体型和质量沿高度均匀分布时, 可按下式计算:

$$B_z = kH^{a_1} \rho_x \rho_z \frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)} \quad (4.2.6-4)$$

式中: $\phi_1(z)$ ——结构第一阶振型系数;

H ——建筑总高度 (m), 对A、B、C和D类地面粗糙度, H 的取值分别不应大于300m、350m、450m和550m;

ρ_z ——脉动风荷载竖直方向相关系数;

ρ_x ——脉动风荷载水平方向相关系数;

k, a_1 ——系数, 按表4.2.6-1取值;

表 4.2.6-1 系数 k 和 a_1

粗糙度类别		A	B	C	D
高层建筑	k	0.994	0.670	0.295	0.112
	a_1	0.155	0.187	0.261	0.346
高耸结构	k	1.276	0.910	0.404	0.155
	a_1	0.186	0.218	0.292	0.376

当结构迎风面和侧风面的宽度沿高度按直线或接近直线变化, 而质量沿高度按连续规律变化时, 式4.2.6-4计算的背景分量因子 B_z 应乘以修正系数 θ_B 和 θ_V 。 θ_B 为建筑物在 z 高度处的迎风面宽度 $B(z)$ 与底部宽度 $B(0)$ 的比值; θ_V 可按表4.2.6-2确定;

表 4.2.6-2 修正系数 θ_v

$B(H)/B(0)$	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	≤ 0.1
θ_v	1.00	1.10	1.20	1.32	1.50	1.75	2.08	2.53	3.30	5.60

3 脉动风荷载的空间相关性系数可按下列规定确定：

竖直方向相关系数可按下式计算：

$$\rho_z = \frac{10\sqrt{H + 60e^{-H/60}} - 60}{H} \quad (4.2.6-5)$$

式中： H ——建筑总高度（m）；对A类、B类、C类和D类地面粗糙度， H 的取值分别不应大于300m、350m、450m和550m；

水平方向相关系数可按下式计算：

$$\rho_x = \frac{10\sqrt{B + 50e^{-B/50}} - 50}{B} \quad (4.2.6-6)$$

式中： B ——为结构迎风面宽度（m）， $B \leq 2H$ ；

4 振型系数 $\phi(z)$ 可由结构动力计算确定，计算时可仅考虑受力方向基本振型的影响；对于质量和刚度沿高度分布比较均匀的弯剪型结构，也可近似采用振型计算点距室外地面高度 z 与房屋高度 H 的比值。

4.2.7 当多栋高层建筑相互间距较近时，宜考虑风干扰效应。可将单栋建筑的体型系数乘以相互干扰增大系数，该系数可参考类似条件的试验资料确定；也可通过风洞试验确定。

4.2.8 横风向振动作用效应或扭转风振效应明显的高层建筑，应考虑横风向风振或扭转风振的影响。横风向风振与扭转风振的计算及组合方法应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009或广东省标准《建筑结构荷载规范》DBJ 15-101的有关规定。

4.2.9 建筑物有下列情况之一时宜进行风洞试验确定建筑物的风荷载：

- 1 房屋高度大于200m；
- 2 平面形状或立面形状复杂；
- 3 立面开洞或连体建筑；
- 4 周围地形和环境较复杂。

4.2.10 檐口、雨篷、遮阳板、阳台等水平构件，计算局部向上风荷载时，风荷载体型系数 μ_s 不宜小于2.0，计算局部向下风荷载时，风荷载体型系数 μ_s 不宜小于1.0。。

4.3 地震作用

4.3.1 各抗震设防类别高层建筑的地震作用，应符合下列规定：

- 1 甲类建筑：应按批准的地震安全性评价结果且高于本地区抗震设防烈度的要求确定；
- 2 乙、丙类建筑：应按本地区抗震设防烈度计算。

4.3.2 建筑结构地震作用计算应符合下列规定：

1 一般情况下，应至少在结构两个主轴方向分别计算水平地震作用；有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于15°时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用；

2 质量与刚度分布明显不对称的结构，应计算双向水平地震作用；其他情况应计算单向水平地震作用；

3 建筑中的大跨度、长悬臂以及转换结构，7度（0.15g）、8度及9度抗震设计时应计入竖向地震作用。

4.3.3 计算单向地震作用时应考虑偶然偏心的影响。每层质心沿垂直于地震作用方向的偏移值可按下式采用：

$$e_i = 0.1732r_i \quad (4.3.3)$$

式中： e_i ——第*i*层质心偏移值（m），各楼层质心偏移方向相同；

r_i ——第*i*层楼层平面平行地震作用方向的回转半径。

4.3.4 建筑结构的地震作用计算方法应符合下列规定：

1 建筑结构一般采用振型分解反应谱法，除对称且考虑偶然偏心的扭转位移比不大于1.2的结构外，均应考虑扭转耦联振动的影响；

2 高度不超过40m、以剪切变形为主且不属表3.1.4所列不规则类型的规则结构可采用底部剪力法。不规则结构应采用振型分解反应谱法、时程分析法或时域显式随机模拟法等动力分析方法；

3 7度~9度抗震设防的建筑，下列情况应在振型分解反应谱法的基础上，采用弹性时程分析法或时域显式随机模拟法进行补充计算：

- 1) 甲类建筑结构；
- 2) 表4.3.4所列的乙、丙类高层建筑结构；
- 3) 不满足本标准第3.5.2~3.5.6条规定的高层建筑结构；
- 4) 本标准第11章规定的复杂高层建筑结构；

表 4.3.4 采用时程分析法或时域显式随机模拟法补充计算的高层建筑结构

设防烈度、场地类别	建筑高度范围
7度和8度 I、II类场地	>100m
8度III、IV类场地	>80m
9度	>60m

注：场地类别应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定采用。

4 采用时域显式随机模拟法计算弹性结构的地震作用效应时，可按本标准附录C执行。

4.3.5 进行结构的弹性动力时程分析时，应符合下列要求：

1 应按建筑场地类别和设计地震分组选用实际地震记录和人工模拟的地面运动加速度时程曲线，其中实际地震记录的数量不少于总数量的2/3，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；每条时程曲线计算所得的结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法求得的底部剪力的65%，多条时程曲线计算所得的结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法求得的底部剪力的80%；

2 地震波的持续时间不宜小于建筑结构基本自振周期的5倍和15s，地震波记录的时间间距可取

0.01s或0.02s;

3 输入地震加速度的最大值可按表4.3.5-1~4.3.5-4采用, 7、8度时括号内数值用于设计基本地震加速度为0.15g、0.30g的地区, g为重力加速度;

4 结构地震作用效应可取多组时程曲线计算结果的平均值(七组及以上)或包络值(少于七组)与振型分解反应谱法计算结果的较大值。

表 4.3.5-1 I 类场时程分析时输入地震加速度的最大值 (cm/s²)

设防烈度	6度	7度	8度	9度
设防地震	45	90 (135)	180 (270)	360
罕遇地震	113	198 (279)	360 (459)	558

表 4.3.5-2 II 类场时程分析时输入地震加速度的最大值 (cm/s²)

设防烈度	6度	7度	8度	9度
设防地震	50	100 (150)	200 (300)	400
罕遇地震	125	220 (310)	400 (510)	620

表 4.3.5-3 III、IV类场时程分析时输入地震加速度的最大值 (cm/s²)

设防烈度	6度	7度	8度	9度
设防地震	55	110 (165)	220 (330)	440
罕遇地震	138	242 (341)	440 (561)	682

4.3.6 进行结构的时域显式随机模拟法分析时, 应符合下列要求:

1 根据抗震设防烈度、场地类别、设计地震分组和结构阻尼比, 选用与第4.3.9条规定的地震影响系数曲线等价的平稳地震动功率谱, 按附录C公式(C.1.1)确定;

2 人工模拟地震波按附录C公式(C.1.2)生成, 数量不应少于500条。人工模拟地震波的持续时间不宜小于建筑结构基本自振周期的5倍和15s, 地震波离散的时间间距可取0.01s或0.02s;

3 结构地震作用效应时域显式表达式按附录C公式(C.2.1)确定;

4 结构地震作用效应取各人工模拟地震波输入下结构反应峰值的平均值, 按附录C公式(C.2.4)计算。当时域显式随机模拟法层间剪力分析结果大于振型分解反应谱法分析结果时, 振型分解反应谱法相应楼层构件内力应乘以调整系数, 该调整系数取为时域显式随机模拟法计算所得层间剪力与振型分解反应谱法计算所得层间剪力的比值。

4.3.7 计算地震作用时, 建筑结构的重力荷载代表值应取永久荷载和可变荷载标准值的组合值之和。可变荷载组合值系数应按下列规定采用:

楼面活荷载按实际情况计算时取1.0; 按等效均布活荷载计算时, 藏书库、档案库、库房取0.8, 一般民用建筑取0.5, 通用工业厂房取0.8。计算水平地震作用时, 水池中的水的组合值系数可取0.8。

4.3.8 建筑结构的地震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期及阻尼比确

定。水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$ 应按表4.3.8-1~4.3.8-3采用；特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表4.3.8-4采用，计算罕遇地震作用时，特征周期应增加0.05s。高烈度区（8度及以上）、场地处于发震断层10km以内时，地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$ 应考虑近场影响乘以增大系数，5km以内增大系数宜取1.50、5km以外增大系数宜取1.25。

表 4.3.8-1 I 类场地水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$

地震影响	6度	7度	8度	9度
设防地震	0.11	0.20 (0.30)	0.40 (0.60)	0.80
罕遇地震	0.25	0.45 (0.65)	0.80 (1.08)	1.26

表 4.3.8-2 II 类场地水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$

地震影响	6度	7度	8度	9度
设防地震	0.12	0.23 (0.34)	0.45 (0.68)	0.90
罕遇地震	0.28	0.50 (0.72)	0.90 (1.20)	1.40

表 4.3.8-3 III、IV类场地的水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$

地震影响	6度	7度	8度	9度
设防地震	0.13	0.25 (0.37)	0.50 (0.75)	1.00
罕遇地震	0.31	0.55 (0.79)	1.00 (1.32)	1.54

注：7、8度时括号内数值用于设计基本地震加速度为0.15g、0.30g的地区。

表 4.3.8-4 特征周期值 T_g (s)

场地类别 设计地震分组	I ₀	I ₁	II	III	IV
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.35	0.50	0.65	0.85
第三组	0.35	0.50	0.70	0.90	1.10

4.3.9 建筑结构地震影响系数曲线（图4.3.9）的阻尼调整和形状参数按下列要求确定：

- 1 当建筑结构的阻尼比取0.05时，地震影响系数曲线的形状参数应符合下列规定：
 - 1) 直线上升段，周期小于0.1s的区段；
 - 2) 水平段，自0.1s至特征周期 T_g 区段，应取最大值 $\alpha_{\max}$ ；
 - 3) 第一下降段，自特征周期至 T_D 区段；
 - 4) 第二下降段，自 T_D 区段至10.0s区段；

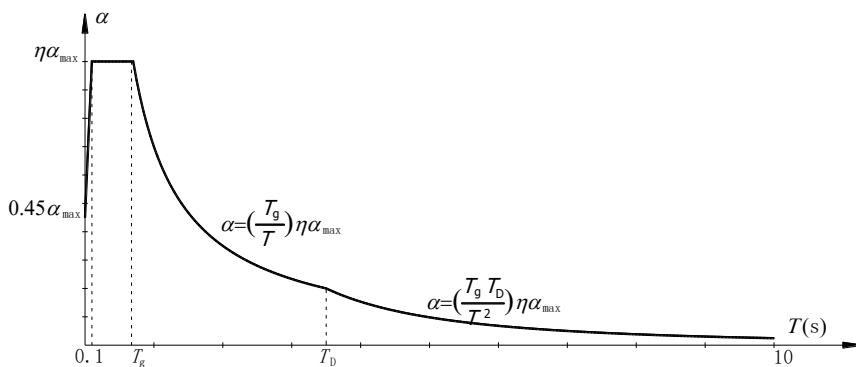


图 4.3.9 地震影响系数曲线

α —地震影响系数； $\alpha_{\max}$ —地震影响系数最大值；

T_g —特征周期； η —阻尼调整系数； T —结构自振周期； T_D —曲线下降段拐点周期

其中：

a) 水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$ 应考虑场地类别的影响，按下列计算：

$$\alpha_{\max} = S_i \beta_{\max} A / g \quad (4.3.9-1)$$

式中： S_i ——场地影响系数，场地类别为 I₀、I₁类取0.9，II类取1.0；III、IV类取1.1；

$\beta_{\max}$ ——结构动力反应系数的最大值，取为2.25；

A ——地震加速度最大值，按表4.3.5-2的规定取值；

g ——重力加速度；

b) 特征周期 T_g ，应按表4.3.8-4取值；

c) 曲线下降段拐点 T_D 取3.5s；

2 当建筑结构的阻尼比不等于0.05时，地震影响系数曲线的分段情况与本条第1款相同，其阻尼调整系数应符合下列规定：

$$\eta = \begin{cases} 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.1 + 1.2\zeta} & 0.1s \leq T \leq 3.5s \\ 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.1 + 1.45\zeta} & 3.5s < T \leq 10.0s \end{cases} \quad (4.3.9-2)$$

式中： η —阻尼调整系数；

ζ —阻尼比。

4.3.10 采用振型分解反应谱方法时，对于不考虑扭转耦联振动影响的结构，应按下列规定进行地震作用和作用效应的计算：

1 结构第 j 振型 i 质点的水平地震作用的标准值应按下列式确定：

$$F_{ij} = \alpha_j \gamma_j X_{ij} G_i \quad (4.3.10-1)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ij} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{ij}^2 G_i} \quad (i=1,2,\dots,n; j=1,2,\dots,m) \quad (4.3.10-2)$$

式中： G_i ——质点 i 的重力荷载代表值，应按本标准第4.3.7条的规定确定；

F_{ij} ——第 j 振型 i 质点水平地震作用的标准值；

α_j ——相应于j振型自振周期的地震影响系数，应按本标准第4.3.8~4.3.9条确定；

X_{ij} ——第j振型i质点的水平相对位移；

γ_j ——第j振型的参与系数；

n ——结构计算总质点数，小塔楼宜每层作为一个质点参与计算；

m ——结构计算振型数，按本标准第5.1.20~5.1.21条规定采用；

2 不考虑扭转耦连振动影响的结构水平地震作用效应，可按下列公式计算：

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^m S_j^2} \quad (4.3.10-3)$$

式中： S ——水平地震作用标准值的效应；

S_j ——j振型的水平地震作用标准值的效应（弯矩、剪力、轴向力和位移等）。

4.3.11 考虑扭转耦联振动影响的结构，按扭转耦联振型分解法计算时，各楼层可取两个正交的水平位移和一个转角位移共三个自由度并应按下列规定计算地震作用和作用效应。确有依据时，也可采用简化计算方法确定地震作用。

1 j 振型 i 质点的水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$\begin{aligned} F_{yij} &= \alpha_j \gamma_{ij} Y_{ij} G_i \\ F_{xij} &= \alpha_j \gamma_{ij} X_{ij} G_i \quad (i=1,2,\dots,n; j=1,2,\dots,m) \\ F_{\omega j} &= \alpha_j \gamma_{ij} r_i^2 \Phi_{ij} G_i \end{aligned} \quad (4.3.11-1)$$

式中： F_{xij} 、 F_{yij} 、 $F_{\omega j}$ ——分别为j振型i质点的x方向、y方向和转角方向的地震作用标准值；

X_{ij} 、 Y_{ij} ——分别为j振型i质点质心在x、y方向的水平相对位移；

Φ_{ij} ——j振型i层的相对扭转角；

r_i ——i层转动半径，可取i层绕质心的转动惯量除以该层质量的商的正二次方根；

α_j ——相应于第j振型自振周期的地震影响系数，应按本标准第4.3.8~4.3.9条确定；

γ_{ij} ——考虑扭转的j振型参与系数，可按本标准公式（4.3.11-2）~（4.3.11-4）确定；

n ——结构计算总质点数，小塔楼宜每层作为一个质点参加计算；

m ——结构计算振型数，按本标准第5.1.20~5.1.21条规定采用。

当仅考虑x方向地震作用时：

$$\gamma_{ij} = \sum_{i=1}^n X_{ij} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ij}^2 + Y_{ij}^2 + \Phi_{ij}^2 \gamma_i^2) G_i \quad (4.3.11-2)$$

当仅考虑y方向地震作用时：

$$\gamma_{ij} = \sum_{i=1}^n Y_{ij} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ij}^2 + Y_{ij}^2 + \Phi_{ij}^2 \gamma_i^2) G_i \quad (4.3.11-3)$$

当考虑与x方向夹角为 θ 的地震作用时：

$$\gamma_{ij} = \gamma_{xj} \cos \theta + \gamma_{yj} \sin \theta \quad (4.3.11-4)$$

式中： γ_{xj} 、 γ_{yj} ——分别为由式（4.3.11-2）、（4.3.11-3）求得的振型参与系数。

2 单向水平地震作用下，考虑扭转耦联振动影响的地震作用效应，应按下列公式确定：

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (4.3.11-5)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_k} (\zeta_j + \lambda_T \zeta_k) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T^2) \lambda_T + 4(\zeta_j^2 + \zeta_k^2) \lambda_T^2} \quad (4.3.11-6)$$

式中：S ——考虑扭转的地震作用标准值的效应；

S_j 、 S_k ——分别为j、k振型地震作用标准值的效应；

ρ_{jk} ——j振型与k振型的耦联系数；

λ_T ——k振型与j振型的自振周期比；

ζ_j 、 ζ_k ——分别为j、k振型的阻尼比。

3 双向水平地震作用下，考虑扭转耦联振动影响的地震作用效应，应按下列公式中的较大值确定：

$$S = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \quad (4.3.11-7)$$

$$\text{或 } S = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \quad (4.3.11-8)$$

式中： S_x ——仅考虑x向水平地震作用时的地震作用效应，按式（4.3.11-5）计算；

S_y ——仅考虑y向水平地震作用时的地震作用效应，按式（4.3.11-5）计算。

4.3.12 水平设防烈度地震作用计算时，结构对应于地震作用标准值的底部剪力应符合下式要求：

$$V_{Ek} \geq \lambda G_E \quad (4.3.12)$$

式中： V_{Ek} ——结构对应于水平地震作用标准值的底部剪力；

λ ——水平地震剪力系数，不应小于表4.3.12-1至表4.3.12-3规定的值；

G_E ——建筑物重力荷载代表值；

表 4.3.12-1 I 类场地最小地震剪力系数值

地震烈度	6度	7度	8度	9度
扭转效应明显或基本周期小于3.5s的结构	0.016	0.030 (0.045)	0.060(0.09)	0.120
基本周期大于5.0s的结构	0.013	0.024 (0.036)	0.048 (0.072)	0.096

表 4.3.12-2 II类场最小地震剪力系数值

地震烈度	6度	7度	8度	9度
扭转效应明显或基本周期小于3.5s的结构	0.018	0.034 (0.051)	0.068(0.10)	0.135
基本周期大于5.0s的结构	0.014	0.027 (0.041)	0.054(0.08)	0.108

表 4.3.12-3 III、IV类场最小地震剪力系数值

地震烈度	6度	7度	8度	9度
扭转效应明显或基本周期小于3.5s的结构	0.020	0.038 (0.056)	0.075(0.113)	0.150
基本周期大于5.0s的结构	0.016	0.030 (0.045)	0.060(0.090)	0.120

注：1 基本周期介于 3.5s 和 5.0s 之间的结构线性插入取值。

2 7、8 度时括号内数值用于设计基本地震加速度为 0.15g、0.3g 的地区。

4.3.13 当计算的底部剪力小于规定的最小值时，可直接放大地震剪力以满足最小地震剪力要求，放大后的底部总剪力尚不宜小于按底部剪力法算得的总剪力的85%，相应地放大相关地震作用效应。

4.3.14 采用底部剪力法计算结构总水平地震作用（基底总剪力）标准值应按下列公式计算：

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (4.3.14-1)$$

$$G_{eq} = 0.85 G_E \quad (4.3.14-2)$$

式中： F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值；

α_1 ——相应于结构基本周期 T_1 的水平地震影响系数，按本标准4.3.9条确定；结构基本周期应按本标准4.3.19条乘以折减系数；

G_{eq} ——计算结构地震作用的结构等效总重力荷载代表值；

G_E ——计算结构地震作用的结构总重力荷载代表值。

4.3.15 7度（0.15g）及以上III、IV类场地带地下室的结构当基本周期不大于3秒时，对假定基底固定的计算水平地震剪力可按下列规定折减，其层间位移可按折减后的楼层剪力计算：

1 高宽比小于3的结构，各楼层的水平地震剪力折减系数 ψ 按下式计算：

$$\psi = \frac{T_1}{T_1 + \Delta T} \quad (4.3.15)$$

式中： T_1 为假定基底固定的结构的基本周期； ΔT 为附加周期，可按表4.3.15采用；

表 4.3.15 附加周期

设防烈度	场地类别	
	III	IV
7 (0.15g)、8 (0.2g)	0.10	0.20
8 (0.3g)、9	0.12	0.25

2 高宽比不小于3的结构，底部的地震水平剪力按1款折减，顶部不折减，中间各层按线性插值折减；

3 折减后的结构底部水平地震剪力应满足本标准第4.3.12条的规定。

4.3.16 跨度较大的楼盖结构、转换结构、连体结构和悬挑长度较大的悬挑结构，结构竖向地震作用

标准值宜采用振型分解反应谱法、动力时程分析法或时域显式随机模拟法进行计算。时程分析计算时输入的地震加速度最大值可按规定的水平输入最大值的65%采用，振型分解反应谱法或时域显式随机模拟法分析时结构竖向地震影响系数最大值可按水平地震影响系数最大值的65%采用。设计特征周期可按设计第一组采用。

4.3.17 结构竖向地震作用标准值也可按下列规定计算（图4.3.17）：

1 结构总竖向地震作用标准值可按下列公式计算：

$$F_{Evk} = \alpha_{vmax} G_{eq} \tag{4.3.17-1}$$

$$G_{eq} = 0.75 G_E \tag{4.3.17-2}$$

$$\alpha_{vmax} = 0.65 \alpha_{max} \tag{4.3.17-3}$$

式中： F_{Evk} ——结构总竖向地震作用标准值；
 α_{vmax} ——结构竖向地震影响系数最大值；
 G_{eq} ——结构等效总重力荷载代表值；
 G_E ——计算竖向地震作用时，结构总重力荷载代表值，应取各质点重力荷载代表值之和。

2 结构质点*i*的竖向地震作用标准值可按下列公式计算：

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Evk} \tag{4.3.17-4}$$

式中： F_{vi} ——质点*i*的竖向地震作用标准值；
 G_i 、 G_j ——分别为集中于质点*i*、*j*的重力荷载代表值，应按本标准第4.3.7条的规定计算；
 H_i 、 H_j ——分别为质点*i*、*j*的计算高度。

3 楼层各构件的竖向地震作用效应可按各构件承受的重力荷载代表值比例分配并宜乘以增大系数1.5。

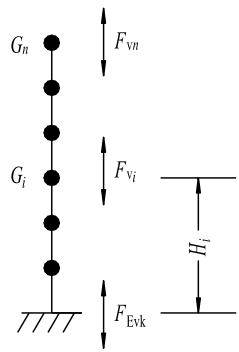


图 4.3.17 结构竖向地震作用计算示意图

4.3.18 大跨度结构、悬挑结构、转换结构、连体结构的连接体的竖向地震作用标准值，不宜小于结构或构件承受的重力荷载代表值与表4.3.18所规定的竖向地震作用系数的乘积。

表 4.3.18 竖向地震作用系数

设防烈度	7度 (0.15g)	8度	9度
设计基本地震加速度	0.15g	0.20g (0.3g)	0.4g
竖向地震作用系数	0.15	0.20(0.30)	0.4

注：g为重力加速度。

4.3.19 计算各振型地震影响系数所采用的结构自振周期应考虑结构刚度变化情况及非承重墙体的刚度影响予以折减。

4.3.20 建筑结构的计算自振周期折减系数可按下列规定取值：

- 1 场地软土深厚的Ⅲ、Ⅳ场地的建筑周期折减系数可取1.0；
- 2 设防烈度7度及以上的建筑，周期折减系数可取1.0；
- 3 I、II类场地，设防烈度6度的建筑，当采用砌体墙作为非承重隔墙时，框架结构可取0.7~0.8，框架-剪力墙结构可取0.8~0.9，剪力墙、框架-核心筒结构可取0.9~1.0；其他结构体系或采用其他非承重墙体时，可根据工程实际情况确定周期折减系数。

5 结构计算分析

5.1 一般规定

5.1.1 建筑结构的荷载和地震作用应按本标准第4章的有关规定进行计算。

5.1.2 复杂结构和混合结构的计算分析，除应符合本章规定外，尚应符合本标准第11章和第12章的有关规定。

5.1.3 建筑结构在设防烈度地震作用下的变形和内力可按弹性方法计算。框架梁及连梁等构件可考虑梁端局部塑性变形引起的内力重分布。

5.1.4 建筑结构分析模型应根据结构实际情况确定。所选取的分析模型应能较准确地反映结构中各构件的实际受力状况。一般情况下，可用杆单元模拟梁、柱，膜单元模拟楼板，壳单元模拟剪力墙，实体单元模拟节点及受力复杂的结构。连梁可用杆单元或壳单元模拟。当连梁的跨高比小于2时，宜用壳单元模拟。也可以采用其他能反映构件实际受力情况的力学模型。

5.1.5 进行建筑结构内力与位移计算时，可假定楼板在其自身平面内为无限刚性，设计时应采取相应的措施保证楼板平面的整体刚度。

当楼板可能产生较明显的面内变形时，计算时应考虑楼板的面内变形影响或对采用楼板面内无限刚性假定计算方法的计算结果进行适当调整，必要时采用弹性楼板或局部弹性楼板模型进行补充计算。

5.1.6 当考虑温度、混凝土收缩效应或地震、风荷载作用下的楼板应力时应采用弹性楼板假定，可用膜单元或壳单元模拟楼板。

5.1.7 建筑结构按空间整体工作计算分析时，一般考虑下列变形：

- 1 梁的弯曲、剪切、扭转变形，必要时考虑轴向变形；
- 2 柱的弯曲、剪切、轴向、扭转变形；
- 3 墙的弯曲、剪切、轴向、扭转变形。

5.1.8 对转换层、加强层、错层楼盖等受力复杂的结构，宜在整体分析的基础上进行局部的精细有限元分析，作为构件截面承载力设计的依据。

5.1.9 建筑结构应根据实际情况进行重力荷载、风荷载以及地震作用效应分析并应按本标准第5.6节的规定进行荷载效应和作用效应计算。

5.1.10 当楼面活荷载大于 4kN/m^2 时，应考虑楼面活荷载不利布置引起的结构内力的增大；当整体计算中未考虑楼面活荷载不利布置时，应适当增大大楼面梁的跨中计算弯矩。

5.1.11 柱、墙、斜撑等构件在重力荷载作用下的轴向变形宜采用适当的计算模型考虑施工过程的影响；房屋高度在150m以上的混合结构、200m以上的混凝土结构及复杂高层建筑，宜考虑施工过程的影响。

5.1.12 建筑结构的风作用计算宜考虑两个方向的最不利作用；体型复杂的高层建筑，应考虑风向角的不利影响。

5.1.13 结构整体内力与位移计算中，型钢混凝土和钢管混凝土构件宜按其实际刚度参与计算并按本标准第12章的有关规定进行截面设计。

5.1.14 对体型复杂、结构布置复杂以及B级高度及以上的高层建筑结构，应采用至少两个不同单位

编制的结构分析软件进行整体计算，不同结构分析软件的弹性计算结果的差异不应过大。

5.1.15 B级高度的高层建筑结构、混合结构和本标准第11章规定的复杂高层建筑结构，尚应符合下列要求：

- 1 宜考虑平扭耦联计算结构的扭转效应；
- 2 应采用弹性时程分析法或时域显式随机模拟法进行补充计算；
- 3 宜采用弹塑性静力或动力分析方法补充计算。

5.1.16 下列竖向不规则高层建筑结构的计算分析应符合本标准第5.1.15条的有关规定。

- 1 结构楼层侧向刚度小于相邻上层楼层侧向刚度的70%；
- 2 结构楼层抗侧力结构的层间受剪承载力小于其上一层的75%；
- 3 结构竖向抗侧力构件不连续（Ⅱ类）。

5.1.17 多塔楼结构宜按整体模型建模计算，以整体模型的计算结果作为施工图设计的依据。裙楼屋面宜考虑与塔楼相互作用的影响并采取适当的加强措施。

5.1.18 对受力复杂的节点或结构构件宜按精细有限元分析的结果校核配筋设计，必要时进行结构模型试验验证。

5.1.19 对结构分析软件的计算结果应进行分析判断，确认其合理、有效后方可作为工程设计的依据。可据工程经验及设计概念对弹性计算结果作合理调整，结构构件的内力值在任何工况下均应满足静力平衡条件。

5.1.20 地震作用分析时，不考虑平扭耦联振动影响的结构，其每个方向的计算振型数不应小于3，对多塔楼结构不应少于塔楼数的3倍；考虑平扭耦联振动的影响的结构，其计算振型数不应小于9，对B级高度的高层建筑结构、混合结构和本标准第11章规定的复杂高层建筑结构，不应少于15，对多塔楼结构不应少于塔楼数的9倍；当结构较高或沿竖向的刚度、质量不均匀时应适当增加。

5.1.21 地震作用分析的计算振型数应使水平主轴方向的质量参与系数不小于90%。为充分考虑高振型的影响，对结构顶部的小塔楼、天线等相对于主体结构其质量较小的结构，应适当增加计算振型数，使该部分水平主轴方向的部分质量参与系数不小于85%。

5.2 计算参数

5.2.1 建筑结构计算时，框架-剪力墙、剪力墙结构中的连梁刚度可予以折减，抗风设计时，折减系数不宜小于0.8，不应小于0.7；设防烈度地震作用下结构承载力校核时可取0.2~0.3，位移计算时可取0.5。

5.2.2 在结构内力与位移计算中，现浇楼盖楼面和装配整体式楼盖楼面梁的抗弯刚度应考虑翼缘的作用予以增大。一般情况下，抗风设计时边梁刚度增大系数可取1.3~1.5，中梁可取1.5~2，抗震设计时边梁刚度增大系数可取1.0~1.2，中梁可取1.2~1.5，视带翼缘与不带翼缘的具体情况而定。

5.2.3 在竖向荷载作用下，可考虑框架梁端塑性变形内力重分布对梁端负弯矩系数进行调幅并应符合下列规定：

- 1 梁端负弯矩调幅系数可取为0.7~0.9；
- 2 框架梁端负弯矩调幅后，梁跨中弯矩应按静力平衡条件相应增大；
- 3 截面设计时，框架梁跨中截面正弯矩设计值不应小于竖向荷载作用下按简支梁计算的跨中弯矩设计值的50%。

5.2.4 在竖向荷载作用下，由于竖向构件变形导致框架梁端产生的附加弯矩可适当调幅，弯矩增大或减小的幅度不宜超过30%，相应地按静力平衡条件调整梁跨中弯矩、梁端剪力及竖向构件的轴力。

5.2.5 建筑结构楼面梁受扭计算时应考虑楼盖对梁的约束作用。当计算中未考虑楼盖对梁扭转的约束作用时，可对梁的计算扭矩予以折减。梁扭矩折减系数应根据梁周围楼盖的约束情况确定并不应小于0.3。

5.2.6 计算长期荷载作用下钢柱（钢管混凝土柱）框架-混凝土核心筒结构的变形和内力时，考虑混凝土徐变、收缩的影响，混凝土核心筒的轴向刚度可乘以0.5~0.6的折减系数。

注：本条与5.2.4条不同时考虑。

5.3 计算简图处理

5.3.1 建筑结构分析计算时宜对结构进行力学上的简化处理，使其既能反映结构的受力性能，又适应于所选用的计算分析软件的力学模型。

5.3.2 在结构内力与位移计算中，宜考虑相邻层竖向构件的偏心影响。楼面梁与竖向构件的偏心以及上下层竖向构件之间的偏心宜计入整体计算。当结构整体计算未考虑上述偏心时，宜采用柱、墙端附加弯矩的方法予以近似考虑。

5.3.3 在结构内力与位移计算中，密肋板楼盖宜按实际情况进行计算。当不能按实际情况计算时，可按等刚度原则对密肋梁进行适当简化后再行计算。

对平板无梁楼盖，在计算中应考虑板的面外刚度影响，其面外刚度可按有限元方法计算或近似将柱上板带等效为框架梁计算。

5.3.4 在结构内力与位移以及构件的承载力计算中，宜考虑节点区的刚域（图5.3.4）影响。刚域的长度可按下列公式计算：

$$a = \max(a_1, a_2) \quad (5.3.4-1)$$

$$b = \max(b_1, b_2) \quad (5.3.4-2)$$

$$c = 0 \quad (5.3.4-3)$$

$$d = 0 \quad (5.3.4-4)$$

构件端截面的承载力计算时，应以构件在刚域端的内力、构件本身的截面尺寸及配筋来进行验算。

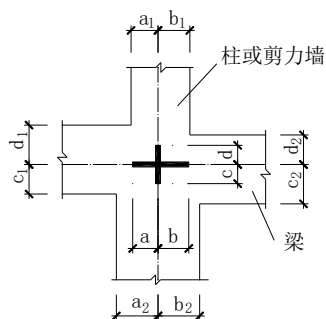


图 5.3.4 刚域示意

5.3.5 在结构整体计算中，转换层结构、加强层结构、连体结构、竖向收进结构（含多塔楼结构），应选用合适的计算模型进行分析。在整体计算中对转换层、加强层、连接体等做简化处理的，宜对其

局部进行更细致的补充计算分析。框支梁上剪力墙偏置时,应考虑竖向荷载对梁轴线偏心的影响,同时计及转换层楼板对梁的约束作用。

5.3.6 复杂平面和立面的剪力墙结构,应采用合适的计算模型进行分析。当采用有限元模型时,应在截面变化处合理地选择和划分单元;当采用杆系模型计算时,对错洞墙、叠合错洞墙可采取适当的模型化处理并应在整体计算的基础上对结构局部进行更细致的补充计算分析。距墙端4倍墙厚以上、高度小于层高的1/3、面积不大于所在墙面积的1/16的小洞口,整体模型计算时可忽略,仅在截面受剪、受压承载力验算时考虑局部削弱的影响并采取必要的加强措施。

5.3.7 结构计算时,嵌固端宜设于基础面或地下室底板面,也可设于地下室楼盖或顶板面。当以地下室顶板作为上部结构的计算嵌固部位时,地下一层的侧向刚度不应小于首层侧向刚度的2倍。当计算地下室的层侧向刚度时,可用壳单元或其它合适的单元模拟地下室外墙并可考虑土侧向约束的影响。

5.4 重力二阶效应及结构稳定

5.4.1 当高层建筑结构满足下列规定时,结构弹性分析可不考虑重力二阶效应的不利影响。

1 剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构:

$$EJ_d \geq 2.7H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (5.4.1-1)$$

2 框架结构:

$$D_i \geq 20 \sum_{j=i}^n G_j / h_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (5.4.1-2)$$

式中: EJ_d ——结构一个主轴方向的弹性等效侧向刚度,可按倒三角形分布荷载作用下结构顶点位移相等的原则,将结构的侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度;

H ——房屋高度;

G_i 、 G_j ——分别为第*i*、*j*楼层重力荷载代表值,取永久荷载标准值与0.5倍楼面可变荷载标准值之和;

h_i ——第*i*楼层层高;

D_i ——第*i*楼层的弹性等效侧向刚度,可取该层剪力与层间位移的比值;

n ——结构计算总层数。

5.4.2 当高层建筑结构不满足本标准第5.4.1条的规定或采用特征值法计算的屈曲因子 λ 小于20时,结构的内力和位移计算应考虑重力二阶效应的影响。

5.4.3 高层建筑结构的重力二阶效应可采用有限元方法进行计算。

5.4.4 采用弹性方法计算时,混凝土结构构件考虑二阶效应引起的附加内力不应超过15%。

5.5 结构弹塑性分析及薄弱层弹塑性变形验算

5.5.1 进行弹塑性计算分析时,可根据实际工程情况采用静力或动力时程分析方法并应符合下列规定:

1 当采用结构抗震性能设计时,应根据本标准3.9节的有关规定设定结构的抗震性能目标;

2 梁、柱、斜撑、剪力墙、楼板等结构构件,应根据实际情况和分析精度要求采用合适的简化

模型；

3 构件的几何尺寸、混凝土构件所配的钢筋和型钢、混合结构的钢结构构件应按实际情况参与计算；

4 应根据设定的结构抗震性能目标，优先采用有可靠试验数据支持的构件层次的力-变形关系和损伤、破坏判别准则，也可采用材料层次的本构关系和屈服准则。钢筋和混凝土材料的本构关系可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定采用；结构构件宏观损伤程度的判别应和构件受力试验的结果相对应。当确有依据，有可靠的试验数据支持时，也可采用其他的本构关系和屈服准则；

5 应考虑几何非线性的影响；

6 进行动力弹塑性计算时，地面运动加速度时程的选取、预估罕遇地震作用时的峰值加速度取值以及计算结果的选用应符合本标准第4.3.5条的规定。

5.5.2 采用弹塑性动力分析方法进行薄弱层验算时，应符合以下要求：

1 应按建筑场地类别和设计地震分组选用不少于两组实际地震波和一组人工模拟的地震波的加速度时程曲线；

2 地震波持续时间不宜少于结构自振周期的5倍和15s，数值化时间间距可取为0.01s或0.02s；

3 输入地震波的最大加速度，可按表4.3.5采用。

5.6 荷载组合的效应

5.6.1 持久设计状况和短暂设计状况下，当荷载与荷载效应按线性关系考虑时，荷载基本组合的效应设计值应按下式确定：

$$S_d = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_L \psi_Q \gamma_Q S_{Qk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \quad (5.6.1)$$

式中： S_d ——荷载组合的效应设计值；

γ_G ——永久荷载分项系数；

γ_Q ——楼面活荷载分项系数；

γ_w ——风荷载的分项系数；

γ_L ——考虑结构设计工作年限的荷载调整系数，设计工作年限为50年时取1.0，设计工作年限为100年时取1.1；

S_{Gk} ——永久荷载效应标准值；

S_{Qk} ——楼面活荷载效应标准值；

S_{wk} ——风荷载效应标准值；

ψ_Q 、 ψ_w ——分别为楼面活荷载组合值系数和风荷载组合值系数，当永久荷载效应起控制作用时应分别取0.7和0.0；当可变荷载效应起控制作用时应分别取1.0和0.6或0.7和1.0。

注：对书库、档案库、储藏室、通风机房、电梯机房和通用工业厂房，本条楼面活荷载组合值系数取 0.7 的场所应取为 0.9。

5.6.2 持久设计状况和短暂设计状况下，荷载基本组合的分项系数应按下列规定采用：

1 永久荷载的分项系数 γ_G ：当其效应对结构不利时应取1.3，当其效应对结构有利时应取1.0；

2 楼面活荷载的分项系数 γ_Q 一般情况下应取1.5；

3 风荷载的分项系数 γ_w 应取1.5。

5.6.3 抗震设计时，应按本标准第3.9.5条的规定进行荷载和地震作用效应组合的计算。

6 框架结构设计

6.1 一般规定

6.1.1 框架结构应设计成双向梁柱抗侧力体系。主体结构除个别部位外，不应采用铰接。

6.1.2 采用单跨框架结构时，结构抗震性能目标不应低于C级。

6.1.3 框架结构的填充墙及隔墙宜选用轻质墙体。框架结构如采用砌体填充墙，其布置应符合下列要求：

- 1 避免导致上、下层刚度变化过大；
- 2 避免形成短柱；
- 3 避免或减少结构的扭转效应。

6.1.4 框架结构的楼梯间应符合下列要求：

- 1 楼梯间墙的布置宜尽量避免导致结构平面不规则；
- 2 可采取构造措施，减少楼梯对主体结构的影响；
- 3 宜对楼梯构件进行抗震承载力验算；
- 4 现浇楼梯的梯板应双层双向配筋，受力方向每层钢筋配筋率不应小于0.25%，支承楼梯平台的柱截面宽度不应小于200mm，箍筋应全长加密。

6.1.5 砌体填充墙及隔墙应符合下列要求：

- 1 砌体的砂浆强度等级不应低于M5，当采用砖及混凝土砌块时，砌块的强度等级不应低于MU5；采用轻质砌块时，砌块的强度等级不应低于MU2.5。墙顶应与框架梁或楼板紧密结合；
- 2 砌体填充墙应沿框架柱全高每隔500mm左右设置2根直径6mm的拉筋，拉筋伸入柱内的长度不应小于200mm，伸入墙内的长度，6、7度时宜全长贯通，8、9度时应全长贯通；
- 3 墙长大于5m时，墙中构造柱与梁（板）宜有钢筋拉结；墙长大于层高的2倍时，宜设置间距不大于4m的钢筋混凝土构造柱；墙高超过4m时，墙体半高处（或门洞上皮）宜设置与柱连接且沿墙全长贯通的钢筋混凝土水平系梁；
- 4 楼梯间采用砌体填充墙时，应设置间距不大于层高且不大于4m的钢筋混凝土构造柱并采用钢丝网砂浆面层加强；
- 5 砌体填充墙不得支承于设置有滑动支座的楼梯板上。

6.1.6 框架结构不应采用部分由砌体墙混合承重的形式。框架结构中的楼、电梯间及局部出屋顶的电梯机房、楼梯间、水箱间等，应采用框架承重，不应采用砌体墙承重。

6.1.7 带斜柱的框架结构应考虑斜柱端部水平分力的平衡，采用合适的计算模型以及必要的结构构造加强措施。

6.1.8 框架梁、柱中心线宜重合。当梁柱中心线不能重合时，在计算中应考虑偏心对梁柱节点核心区受力和构造的不利影响。

6.2 截面设计

6.2.1 框架柱、框支柱端部截面的剪力标准值按下列公式计算：

1 一级框架结构:

$$V_k = (M_{\text{cuak}}^t + M_{\text{cuak}}^b) / H_n \quad (6.2.1-1)$$

2 其他情况:

$$V_k = (M_{\text{ck}}^t + M_{\text{ck}}^b) / H_n \quad (6.2.1-2)$$

式中: M_{ck}^t 、 M_{ck}^b ——分别为柱上、下端顺时针或逆时针方向截面组合的弯矩标准值;

M_{cuak}^t 、 M_{cuak}^b ——分别为柱上、下端顺时针或逆时针方向实配的正截面抗震压弯承载力标准值所对应的弯矩值,可根据实配钢筋面积、材料强度标准值和轴向压力标准值计算;

H_n ——柱的净高;

6.2.2 框架角柱应按双向偏心受力构件进行正截面承载力设计。

6.2.3 框架梁、柱,其受剪截面应符合下列要求:

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.25\beta_c f_c b h_0 \quad (6.2.3-1)$$

2 设防烈度地震承载力校核

跨高比大于2.5的梁及剪跨比大于2的柱:

$$V_k \leq 0.20\beta_c f_{\text{ck}} b h_0 \quad (6.2.3-2)$$

跨高比不大于2.5的梁及剪跨比不大于2的柱:

$$V_k \leq 0.15\beta_c f_{\text{ck}} b h_0 \quad (6.2.3-3)$$

框架柱的剪跨比可按下式计算:

$$\lambda = M_k^c / (V_k^c h_0) \quad (6.2.3-4)$$

式中: V ——梁、柱计算截面的剪力设计值;

V_k ——设防烈度地震作用组合的梁、柱计算截面的剪力标准值;

λ ——框架柱的剪跨比;反弯点位于柱高中部的框架柱,可取柱净高与计算方向2倍柱截面有效高度之比;

M_k^c ——柱端截面组合弯矩标准值,可取柱上、下端的较大值;

V_k^c ——柱端截面与组合弯矩标准值对应的组合剪力标准值;

β_c ——混凝土强度影响系数;当混凝土强度等级不大于C50时取1.0;当混凝土强度等级为C80时取0.8;当混凝土强度等级在C50和C80之间时可按线性内插取用。

b ——矩形截面的宽度,T形截面、工形截面的腹板宽度;

h_0 ——梁、柱截面计算方向有效高度。

6.2.4 抗震构造等级 一、二、三级的框架节点核心区应进行抗震验算;四级框架节点可不进行抗震

验算。各抗震构造等级的框架节点均应符合构造措施的要求。

6.2.5 抗震构造等级一、二、三级的框架梁柱节点核心区剪力按下列规定计算：

1 顶层节点

1) 一级抗震构造等级：

$$V_{jk} = \frac{1.15 \Sigma M_{bua}}{h_{b0} - a'_s} \quad (6.2.5-1)$$

2) 二、三级抗震构造等级：

$$V_{jk} = \frac{\Sigma M_b}{h_{b0} - a'_s} \quad (6.2.5-2)$$

2 其他层节点

1) 一级抗震构造等级：

$$V_{jk} = \frac{1.15 \Sigma M_{bua}}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b}\right) \quad (6.2.5-3)$$

2) 二、三级抗震构造等级：

$$V_{jk} = \frac{\Sigma M_b}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b}\right) \quad (6.2.5-4)$$

式中： ΣM_{bua} ——梁端顺时针或反时针抗震受弯承载力对应的弯矩值之和，按实配钢筋面积（计入纵向受压钢筋）和材料强度标准值确定；

ΣM_b ——梁端顺时针或反时针组合弯矩标准值之和；

h_{b0} 、 h_b ——分别为梁的截面有效高度、截面高度；当节点两侧梁高不等时，取平均值；

H_c ——节点上柱和下柱反弯点之间的距离；

a'_s ——梁端截面梁纵向受压钢筋合力点至截面受压区外边缘的距离。

6.2.6 框架梁柱节点核心区的受剪水平截面应满足下式要求：

$$V_{jk} \leq 0.3 \eta_j \beta_c f_{ck} b_j h_j \quad (6.2.6)$$

式中： h_j ——节点核心区的截面高度，取验算方向的柱截面高度 h_c ；

b_j ——节点核心区的截面有效验算宽度，当 b_b 不小于 $b_c/2$ 时，可取 b_c ；当 b_b 小于 $b_c/2$ 时，可取 $(b_b + 0.5h_c)$ 和 b_c 的较小值；当梁柱中线不重合且偏心距 e_0 不大于 $b_c/4$ 时，可取 $(b_b + 0.5h_c)$ 、 $(0.5b_b + 0.5b_c + 0.25h_c - e_0)$ 和 b_c 的最小值。此处， b_b 为验算方向梁的截面宽度， b_c 为该侧柱的截面宽度；

η_j ——正交梁对节点的约束影响系数：当楼板为现浇、梁柱中线重合、各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的1/2且正交方向梁高度不小于较高梁高度的3/4时，可取 η_j 为1.5；不满足上述条件时，取 η_j 为1.0。

6.2.7 节点核心区的抗震受剪承载力应符合下式规定：

$$V_{jk} \leq \xi (1.1 \eta_j f_{tk} b_j h_j + 0.05 \eta_j N_k \frac{b_j}{b_c} + f_{yvk} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s}) \quad (6.2.7)$$

式中： N_k ——对应于所考虑的地震组合剪力的节点上柱底部的轴压力；当 N_k 大于 $0.5f_{ck}b_ch_c$ 时，取

$0.5f_{ck}b_ch_c$ ；当 N_k 为拉力时，取0；

A_{svj} ——核心区有效验算宽度范围内同一截面验算方向箍筋总截面面积；

h_{b0} ——框架梁端截面有效高度，节点两侧梁截面高度不等时取平均值；

ξ ——承载力利用系数，取 $\xi=0.83$ 。

6.2.8 圆柱框架的梁柱节点，当梁中线与柱中线重合时，其水平受剪截面应符合下式要求：

$$V_{jk} \leq 0.3\eta_j\beta_c f_{ck}A_j \quad (6.2.8)$$

式中： A_j ——节点核心区有效截面面积；当梁宽 $b_b \geq 0.5D$ 时，取 $A_j = 0.8D^2$ ；当 $0.4D \leq b_b < 0.5D$

时，取 $A_j = 0.8D(b_b + 0.5D)$ ；

D ——圆柱截面直径；

b_b ——梁截面高度；

η_j ——正交梁对节点的约束影响系数，按6.2.6条的规定取值。

6.2.9 圆柱框架的梁柱节点，当梁中线与柱中线重合时，其抗震受剪截面应符合下式要求：

$$V_{jk} \leq \xi(1.5\eta_j f_{tk}A_j + 0.05\eta_j \frac{N_k}{D^2}A_j + 1.57 f_{yvk}A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} + f_{yvk}A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s}) \quad (6.2.9)$$

式中： h_{b0} ——梁截面有效高度；

A_{sh} ——单根圆形箍筋的截面面积；

A_{svj} ——同一截面验算方向的拉筋和非圆形箍筋各肢的全部截面面积；

ξ ——承载力利用系数，取 $\xi=0.83$ 。

6.2.10 矩形截面偏心受压框架柱，其斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.07N \quad (6.2.10-1)$$

式中： λ ——框架柱的剪跨比；当 $\lambda < 1$ 时，取 $\lambda=1$ ；当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda=3$ ；

N ——考虑风荷载组合的框架柱轴向压力设计值，当 N 大于 $0.3f_c A_c$ 时，取 $N=0.3f_c A_c$ ；

2 设防烈度地震承载力校核

$$R_k = \frac{1.05}{\lambda + 1} f_{tk} b h_0 + f_{yvk} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056N_k \quad (6.2.10-2)$$

式中： R_k ——材料强度标准值计算的承载力标准值；

λ ——框架柱的剪跨比；当 $\lambda < 1$ 时，取 $\lambda=1$ ；当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda=3$ ；

N_k ——考虑地震作用组合的框架柱轴向压力标准值，当 N_k 大于 $0.3f_{ck}A_c$ 时，取 $N=0.3f_{ck}A_c$ 。

6.2.11 当矩形截面框架柱出现拉力时，其斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N \quad (6.2.11-1)$$

式中： N ——与剪力设计值 V 对应的轴向拉力设计值，取绝对值；

λ ——框架柱的剪跨比；

当公式（6.2.11-1）右端的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时，应取等于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不应小于

$0.5f_t b h_0$ ；

2 设防烈度地震作用下承载力校核

$$R_k = \frac{1.05}{\lambda + 1} f_{tk} b h_0 + f_{yvk} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N_k \quad (6.2.11-2)$$

当公式（6.2.11-2）右端的计算值小于 $f_{yvk} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时，应取等于 $f_{yvk} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 且 $f_{yvk} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不应小于

$0.5f_{tk} b h_0$ 。

6.2.12 当楼板与框架梁整浇时，框架梁端抗弯承载力可考虑梁翼缘宽度范围内楼板钢筋的作用，梁翼缘宽度宜取两侧各 5 倍板厚与梁高的较大值，边梁外侧翼缘宽度不应超出楼板边线。

6.2.13 本章未作规定的框架梁、柱和框支梁、柱截面的其他承载力验算，应参照国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定执行。

6.3 框架梁构造要求

6.3.1 梁的截面高度可取计算跨度的 $1/10 \sim 1/18$ ，由计算确定。梁的截面宽度不宜小于梁截面高度的 $1/4$ ，也不宜小于 200mm 。在验算梁的挠度时，可扣除梁的合理起拱值；对现浇梁板结构，宜考虑梁受压翼缘的有利影响。

6.3.2 框架梁设计应符合下列要求：

- 1 计入受压钢筋作用的梁端截面混凝土受压区高度与有效高度之比值，一级不应大于 0.25 ，二、三级不应大于 0.35 ；
- 2 纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 $\rho_{\min}$ （%），不应小于表 6.3.2-1 规定的数值；

表 6.3.2-1 梁纵向受拉钢筋最小配筋百分率（%）

抗震构造等级	位 置	
	支座（取较大值）	跨中（取较大值）
一级	0.40 和 $80 f_t / f_y$	0.30 和 $65 f_t / f_y$
二级	0.30 和 $65 f_t / f_y$	0.25 和 $55 f_t / f_y$
三、四级	0.25 和 $55 f_t / f_y$	0.20 和 $45 f_t / f_y$

3 梁端截面的底面和顶面纵向钢筋截面面积的比值，除按计算确定外，一级不应小于 0.5 ，二、三级不应小于 0.3 ；

4 梁端箍筋的加密区长度、箍筋最大间距和最小直径应符合表6.3.2-2的要求；当梁端纵向钢筋配筋率大于2%时，表中箍筋最小直径应增大2mm。

表 6.3.2-2 梁端箍筋加密区的长度、箍筋最大间距和最小直径

抗震构造等级	加密区长度（取较大值） (mm)	箍筋最大间距（取最小值） (mm)	箍筋最小直径（mm）
一	$2.0h_b$, 500	$h_b/4$, 6d, 100	10
二	$1.5h_b$, 500	$h_b/4$, 8d, 100	8
三	$1.5h_b$, 500	$h_b/4$, 8d, 150	8
四	$1.5h_b$, 500	$h_b/4$, 8d, 150	6

注：1 d 为纵向钢筋直径， h_b 为梁截面高度。

2 一、二级抗震构造等级框架梁，当箍筋直径大于 12mm、肢数不小于 4 肢且肢距不大于 150mm 时，箍筋加密区最大间距可适当放松，但不应大于 150mm。

6.3.3 梁的纵向钢筋配置，尚应符合下列规定：

1 梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于2.5%，不应大于2.75%。当梁端受拉钢筋的配筋率大于2.5%时，受压钢筋的配筋率不应小于受拉钢筋的一半；

2 梁顶面和底面应各配置不少于两根的纵筋，一、二级抗震设计时钢筋直径不应小于14mm且钢筋截面面积分别不应小于梁两端顶面和底面纵向配筋中较大截面面积的1/4；三、四级抗震设计时钢筋直径不应小于12mm；

3 一、二、三级抗震构造等级的框架梁内贯通中柱的每根纵向钢筋的直径，对矩形截面柱，不宜大于柱在该方向截面尺寸的1/20；对圆形截面柱，不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的1/20。

6.3.4 框架梁的箍筋尚应符合下列构造要求：

1 沿梁全长箍筋的面积配筋率应符合下列要求：

$$\text{一级} \quad \rho_{sv} \geq 0.30 f_t / f_{yv} \quad (6.3.4-1)$$

$$\text{二级} \quad \rho_{sv} \geq 0.28 f_t / f_{yv} \quad (6.3.4-2)$$

$$\text{三、四级} \quad \rho_{sv} \geq 0.26 f_t / f_{yv} \quad (6.3.4-3)$$

式中： ρ_{sv} ——框架梁沿梁全长箍筋的面积配筋率；

2 在箍筋加密区范围内的箍筋肢距：一级不宜大于200mm和20倍箍筋直径的较大值，二、三级不宜大于250mm和20倍箍筋直径的较大值，四级不宜大于300mm；

3 箍筋应有135°弯钩，弯钩端头直段长度不应小于10倍的箍筋直径和75mm的较大值；

4 框架梁非加密区箍筋最大间距不宜大于加密区箍筋间距的2倍。

6.3.5 宽扁梁的设计及构造应符合下列规定：

1 采用宽扁梁的楼、屋盖应现浇，梁中线宜与柱中线重合，宽扁梁宜双向布置。宽扁梁的截面尺寸应符合下列要求并应满足现行有关规范对挠度和裂缝宽度的规定：

$$b_b \leq 2b_c \quad (6.3.5-1)$$

$$b_b \geq b_c + h_b \tag{6.3.5-2}$$

$$h_b \geq 16d \tag{6.3.5-3}$$

$$h_b \geq l / 25 \tag{6.3.5-4}$$

式中： b_c ——柱截面宽度，圆形截面取柱直径的0.8倍；

b_b 、 h_b ——分别为梁截面宽度和高度；

d ——柱纵筋直径；

l ——梁的跨度；

- 2 一级框架结构的框架梁不宜全部采用宽扁梁；
- 3 宽扁梁纵向受力钢筋的最小配筋率除应符合第6.3.2条的规定外，尚不应小于0.3%，宜单排设置，间距不宜大于100mm；
- 4 宽扁梁的箍筋肢距不宜大于200mm。

6.3.6 框架梁的纵向钢筋不应与箍筋、拉筋及预埋件等焊接。

6.3.7 框架梁上开洞时，洞口位置宜位于梁跨中1/3区段，洞口高度不应大于梁高的40%；开洞较大时应进行承载力验算。梁上洞口周边应加强配筋构造（图6.3.7）。

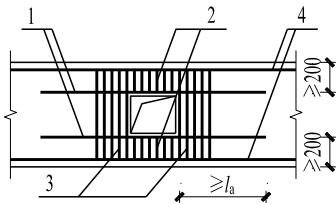


图6.3.7 梁上洞口周边配筋构造示意

1—洞口上、下附加纵向钢筋；2—洞口上、下附加箍筋；

3—洞口两侧附加箍筋；4—梁纵向钢筋； l_a —受拉钢筋的锚固长度

6.3.8 支承于框架柱上的悬臂梁可采用非框架梁的配筋构造。

6.4 框架柱构造要求

6.4.1 框架柱截面尺寸应符合下列要求：

矩形截面柱的短边边长，四级抗震设计不应小于 300mm，一、二、三级时不宜小于 350mm；圆柱直径，四级抗震设计不应小于 350mm，一、二、三级时不宜小于 400mm。

6.4.2 钢筋混凝土框架柱的轴压比不宜超过表6.4.2的规定；对于IV类场地上较高的高层建筑，其轴压比限值宜适当减小。

表 6.4.2 柱轴压比限值

抗震构造等级	特一、一	二	三	四
轴压比限值	0.70	0.80	0.90	0.95

注：1 轴压比指重力荷载代表值作用下柱的轴压应力设计值与柱混凝土轴心抗压强度设计值的比值。

2 表内数值适用于混凝土强度等级不高于C60的柱。当混凝土强度等级为C65~C70时，应提高体积配箍率不少于

0.2%，提高纵向钢筋配筋率不少于0.2%。当混凝土强度等级为C75~C80时，应提高体积配箍率不少于0.3%，纵向钢筋配筋率不少于0.3%。

- 3 表内数值适用于剪跨比大于2的柱。剪跨比不大于2但不小于1.5的柱，其配箍特征值应增加0.02，箍筋全长加密；剪跨比小于1.5的柱，其配箍特征值应增加0.03，箍筋全长加密或增设配筋率不小于0.8%的芯柱。
- 4 当沿柱全高采用井字复合箍，箍筋间距不大于100mm、肢距不大于200mm、直径不小于12mm或当沿柱全高采用复合螺旋箍，箍筋螺距不大于100mm、肢距不大于200mm、直径不小于12mm或当沿柱全高采用连续复合螺旋箍且螺距不大于80mm、肢距不大于200mm、直径不小于10mm时，轴压比限值可增加0.10。上述三种配箍类别的配箍特征值应按增大的轴压比由本标准表6.4.7确定。
- 5 当柱截面中部设置由附加纵向钢筋形成的芯柱且附加纵向钢筋的截面面积不小于柱截面面积的0.8%时，柱轴压比限值可增加0.05。当本项措施与注4的措施共同采用时，柱轴压比限值可比表中数值增加0.15，但箍筋的配箍特征值仍可按轴压比增加0.10的要求确定。
- 6 当柱截面中心设置型钢且型钢截面面积不小于柱截面面积的3%时，柱轴压比限值可增加0.05。当框架柱内的型钢仅考虑其对轴压比的贡献并按钢筋混凝土柱的轴压比限值时，型钢含钢率可适当降低，但不应低于1%。当纵向钢筋的直径不小于25mm、箍筋直径不小于8mm、间距不大于100mm时，计算轴压比时可考虑纵筋的作用。
- 7 柱轴压比不应大于1.05。

6.4.3 柱纵向钢筋和箍筋配置应符合下列要求：

- 1 柱全部纵向钢筋的配筋率，当采用400MPa级钢筋时，不应小于表6.4.3-1的规定值且柱截面每一侧纵向钢筋配筋率不应小于0.2%；对IV类场地上较高的高层建筑，表中数值应增加0.1；

表 6.4.3-1 柱纵向受力钢筋最小配筋百分率 (%)

柱 类 型	抗 震 构 造 等 级			
	一	二	三	四
中柱、边柱	0.95 (1.05)	0.75 (0.85)	0.65 (0.75)	0.55 (0.65)
角柱	1.15	0.95	0.85	0.75
框支柱	1.15	0.95	—	—

注：表中括号内数值适用于框架结构。

- 2 柱箍筋在规定的范围内应加密，加密区的箍筋间距和直径，应符合下列要求：
 - 1) 一般情况下，箍筋的最大间距和最小直径，应按表6.4.3-2采用；

表 6.4.3-2 柱端箍筋加密区的构造要求

抗震构造等级	箍筋最大间距 (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一级	6d和100的较小值	10
二级	8d和100的较小值	8
三级	8d和150 (柱根100) 的较小值	8
四级	8d和150 (柱根100) 的较小值	6 (柱根8)

注：1 d 为柱纵向钢筋直径 (mm)；

2 柱根指框架柱底部嵌固部位；

2) 一级框架柱的箍筋直径大于12mm且箍筋肢距不大于150mm及二级框架柱箍筋直径不小于10mm、肢距不大于200mm时，除柱根外最大间距可采用150mm；三级框架柱的截面尺寸不大于400mm时，箍筋最小直径可采用6mm；四级框架柱的剪跨比不大于2或柱中全部纵向钢筋的配筋率大于3%时，箍筋直径不应小于8mm；

3) 剪跨比不大于2的柱，箍筋间距不应大于100mm。

6.4.4 柱的纵向钢筋配置，尚应满足下列要求：

1 宜采用对称配筋；

2 截面尺寸大于400mm的柱，其纵向钢筋间距不宜大于200mm；柱纵向钢筋净距均不应小于50mm；

3 全部纵向钢筋的配筋率不应大于5%；

4 一级且剪跨比不大于2的柱，其单侧纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于1.2%；

5 边柱、角柱考虑地震作用组合产生偏心受拉时，纵筋总截面面积应比计算值增加25%且配筋率不小于0.8%，竖向钢筋直径不应小于14mm。

6.4.5 柱的纵筋不应与箍筋、拉筋及预埋件等焊接。

6.4.6 柱箍筋加密区的范围应符合下列要求：

1 底层柱的上端和其他各层柱的两端，应取矩形截面柱之长边尺寸（或圆形截面柱之直径）、柱净高之1/6和500mm三者之最大值范围；

2 底层柱刚性地面上、下各500mm的范围；

3 底层柱柱根以上1/3柱净高的范围；

4 计算嵌固端柱根以上1/3柱净高的范围；

5 剪跨比不大于2的柱和因填充墙等形成的柱净高与截面高度之比不大于4的柱全高范围；

6 一、二级框架角柱的全高范围；

7 需要提高变形能力的柱的全高范围。

6.4.7 柱箍筋加密区范围内箍筋的体积配箍率，应符合下列规定：

1 柱箍筋加密区箍筋的体积配箍率，应符合下式要求：

$$\rho_v \geq \lambda_v f_c / f_{yv} \quad (6.4.7)$$

式中： ρ_v ——柱箍筋的体积配箍率；

λ_v ——柱最小配箍特征值，宜按表6.4.7采用；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，当柱混凝土强度等级低于C35时，应按C35计算；

f_{yv} ——柱箍筋或拉筋的抗拉强度设计值；

表 6.4.7 柱端箍筋加密区最小配箍特征值 λ_v

抗震构造等级	箍筋形式	柱轴压比								
		≤0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	0.95	1.00
一	普通箍、复合箍	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23	—	—
	螺旋箍、复合或连续复合螺旋箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21	—	—

抗震构造等级	箍筋形式	柱轴压比								
		≤ 0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	0.95	1.00
二	普通箍、复合箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.24
	螺旋箍、复合或连续复合螺旋箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
三	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
	螺旋箍、复合或连续复合螺旋箍	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.20

注：普通箍指单个矩形箍或单个圆形箍；螺旋箍指单个连续螺旋箍筋；复合箍指由矩形、多边形、圆形箍或拉筋组成的箍筋；复合螺旋箍指由螺旋箍与矩形、多边形、圆形箍或拉筋组成的箍筋；连续复合螺旋箍指全部螺旋箍由同一根钢筋加工而成的箍筋。柱轴压比指重力荷载代表值作用下柱承受的轴压应力设计值与混凝土轴心抗压强度设计值之比。

2 对一、二、三、四级框架柱，其箍筋加密区范围内箍筋的体积配箍率尚且分别不应小于0.8%、0.6%、0.4%和0.4%；

3 剪跨比不大于2的柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍，其体积配箍率不应小于1.2%；

4 计算复合箍筋的体积配箍率时，可不扣除重叠部分的箍筋体积；计算复合螺旋箍筋的体积配箍率时，其非螺旋箍筋的体积应乘以换算系数0.8。

6.4.8 柱箍筋设置尚应符合下列要求：

1 箍筋应为封闭式，其末端应做成135°弯钩且弯钩末端平直段长度不应小于10倍的箍筋直径且不应小于75mm；

2 箍筋加密区的箍筋肢距，一级不宜大于200mm，二、三级不宜大于250mm和20倍箍筋直径的较大值，四级不宜大于300mm。每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍筋约束；采用拉筋组合箍时，拉筋宜紧靠纵向钢筋并勾住封闭箍；

3 柱非加密区的箍筋，其体积配箍率不宜小于加密区的一半；其箍筋间距，不应大于加密区箍筋间距的2倍且一、二级不应大于10倍纵向钢筋直径，三、四级不应大于15倍纵向钢筋直径。

6.4.9 框架节点核心区应设置水平箍筋且应符合下列规定：

箍筋的最大间距和最小直径宜符合本标准第6.4.3条有关柱箍筋的规定。一、二、三级框架节点核心区配箍特征值分别不宜小于0.12、0.10和0.08且箍筋体积配箍率分别不宜小于0.6%、0.5%和0.4%。柱剪跨比不大于2的框架节点核心区的配箍特征值不宜小于核心区上、下柱端配箍特征值中的较大值。

6.4.10 宽扁梁柱节点核心区箍筋应符合第6.4.9条的有关规定，柱截面外的节点外核心区可配置附加水平箍筋和竖向拉筋，一、二级框架拉筋直径不宜小于10mm，三、四级框架不宜小于8mm。

6.4.11 柱箍筋的配筋形式，应考虑浇灌混凝土的工艺要求，在柱截面中心部位应留出浇灌混凝土所用导管的空间。

6.5 钢筋的连接和锚固

6.5.1 受力钢筋的连接接头应符合下列规定：

1 受力钢筋的连接接头宜设置在构件受力较小部位；宜避开梁端、柱端箍筋加密区范围。钢筋连接可采用机械连接、绑扎搭接或焊接；

2 在钢筋搭接长度范围内箍筋直径不应小于搭接钢筋较大直径的1/4。当钢筋受拉时，箍筋间距不应大于较小搭接钢筋直径的5倍且不应大于100mm；当钢筋受压时，箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的10倍且不应大于200mm。当受压钢筋直径大于25mm时，尚应在搭接接头两个端面外100mm范围内各设置两道箍筋。

6.5.2 受拉钢筋的最小锚固长度应取 l_a 。受拉钢筋绑扎搭接的搭接长度，应根据位于同一连接区段内搭接钢筋截面面积的百分率按下式计算且不应小于300mm。

$$l_l = \zeta l_a \quad (6.5.2)$$

式中： l_l ——受拉钢筋的搭接长度；

l_a ——受拉钢筋的锚固长度，应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定采用；

ζ ——受拉钢筋搭接长度修正系数，应按表6.5.2采用。

表 6.5.2 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数 ζ

同一连接区段内搭接钢筋面积百分率（%）	≤ 25	50	100
受拉搭接长度修正系数	1.2	1.4	1.6

注：同一连接区段内搭接钢筋面积百分率取在同一连接区段内有搭接接头的受力钢筋与全部受力钢筋面积之比。

6.5.3 钢筋混凝土结构构件纵向受力钢筋的锚固和连接，应符合下列要求：

1 纵向受拉钢筋的最小锚固长度应按下列规定采用：

$$\text{一、二级抗震构造} \quad l_{aE} = 1.15l_a \quad (6.5.3-1)$$

$$\text{三级抗震构造} \quad l_{aE} = 1.05l_a \quad (6.5.3-2)$$

$$\text{四级抗震构造} \quad l_{aE} = 1.0l_a \quad (6.5.3-3)$$

2 当采用绑扎搭接接头时，其搭接长度不应小于下式的计算值：

$$l_{lE} = \zeta l_{aE} \quad (6.5.3-4)$$

式中： l_{lE} ——抗震设计时受拉钢筋的搭接长度；

3 受拉钢筋直径大于28mm、受压钢筋直径大于32mm时，不宜采用绑扎搭接接头；

4 现浇钢筋混凝土框架梁、柱纵向受力钢筋的连接方法，应符合下列规定：

1) 框架柱：一、二级抗震构造等级及三级抗震构造等级的底层，宜采用机械连接接头，也可采用绑扎搭接或焊接接头；三级抗震构造等级的其他部位和四级抗震构造等级，可采用绑扎搭接或焊接接头；

2) 框支梁、框支柱：宜采用机械连接接头；

3) 框架梁：一级宜采用机械连接接头，二、三、四级可采用绑扎搭接或焊接接头；

5 位于同一连接区段内的受拉钢筋接头面积百分率不宜超过50%；

6 当接头位置无法避开梁端、柱端箍筋加密区时，应采用满足等强度要求的机械连接接头且钢筋接头面积百分率不宜超过50%；

7 钢筋的机械连接、绑扎搭接及焊接，尚应符合国家现行有关标准的规定。

6.5.4 框架梁、柱的纵向钢筋在框架节点区的锚固和搭接，应符合下列要求（图6.5.4）：

1 顶层中节点柱纵向钢筋和边节点柱内侧纵向钢筋应伸至柱顶。当从梁底边计算的直线锚固长度不小于 l_{aE} 时，可不必弯折，否则应向柱内或梁内、板内弯折，锚固段弯折前的竖直投影长度不应小于 $0.5l_{aE}$ ，弯折后的水平投影长度不宜小于12倍的柱纵向钢筋直径。此处， l_{aE} 为抗震时钢筋的基本锚固长度，一、二级取 $1.15l_{ab}$ ，三、四级分别取 $1.05l_{ab}$ 和 $1.0l_{ab}$ ；

2 顶层端节点处，柱外侧纵向钢筋可与梁上部纵向钢筋搭接，搭接长度不应小于 $1.5l_{aE}$ 且伸入梁内的柱外侧纵向钢筋截面面积不宜小于柱外侧全部纵向钢筋截面面积的65%；在梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋可伸入现浇板内，其伸入长度与伸入梁内的相同。当柱外侧纵向钢筋的配筋率大于1.2%时，伸入梁内的柱纵向钢筋宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于20倍的柱纵向钢筋直径；

3 梁上部纵向钢筋伸入端节点的锚固长度，直线锚固时不应小于 l_{aE} 且伸出柱中心线的长度不应小于5倍的梁纵向钢筋直径；当柱截面尺寸不足时，梁上部纵向钢筋应伸至节点对边并向下弯折，锚固段弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4l_{aE}$ ，弯折后的竖直投影长度应取15倍的梁纵向钢筋直径；

4 梁下部纵向钢筋的锚固与梁上部纵向钢筋相同，但采用90°弯折方式锚固时，竖直段应向上弯入节点内；

5 当梁下部纵筋根据计算及构造要求不需要全部伸入支座时，不伸入支座的梁下部纵筋截断点距支座边的距离应满足受力与锚固的要求。

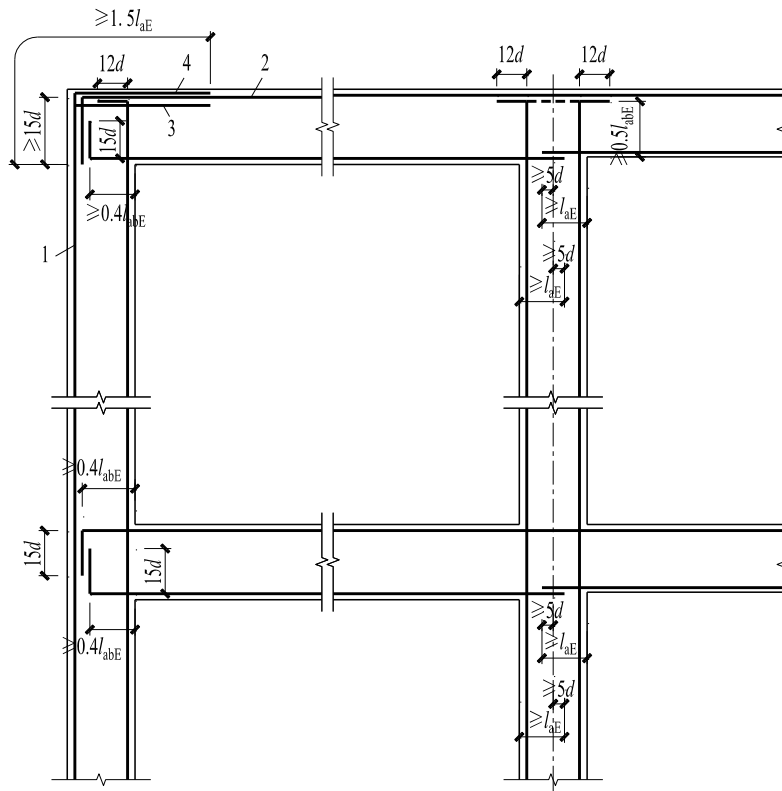


图 6.5.4 框架梁、柱纵向钢筋在节点区的锚固要求

- 1—柱外侧纵向钢筋；2—梁上部纵向钢筋；3—伸入梁内的柱外侧纵向钢筋；
4—不能伸入梁内的柱外侧纵向钢筋，可伸入板内

7 剪力墙结构设计

7.1 一般规定

7.1.1 剪力墙结构应具有适宜的侧向刚度，其布置应符合下列规定：

- 1 平面布置宜简单、规则，宜沿两个主轴方向或其他方向双向布置。不应采用仅单向有墙的结构布置；
- 2 宜自下到上连续布置，避免刚度突变；
- 3 门窗洞口宜上下对齐、成列布置，形成明确的墙肢和连梁；洞口设置宜避免造成墙肢宽度相差悬殊；一、二、三级剪力墙的底部加强部位不宜采用上下洞口不对齐的错洞墙，全高均不宜采用洞口局部重叠的叠合错洞墙。

7.1.2 剪力墙不宜过长；较长的剪力墙宜设置连梁将其分成长度较均匀的若干墙段，各墙段的总高度与墙段长度之比不宜小于6。

7.1.3 跨高比小于5的连梁应按本章的有关规定设计，跨高比不小于5的连梁宜按框架梁设计。

7.1.4 剪力墙底部加强部位的范围，应符合下列规定：

- 1 底部加强部位的高度，有地下室时从地下室顶板算起，无地下室时由基础顶面算起；
- 2 底部加强部位的高度可取底部两层和墙体总高度的1/10二者的较大值，部分框支剪力墙结构底部加强部位的高度应符合本标准第11.2.3条的规定；
- 3 有地下室时底部加强部位宜至少延伸到地下一层。

7.1.5 楼面梁不宜支承在剪力墙或核心筒的连梁上。不能避免时，楼面梁端部与连梁宜铰接并以简支梁验算连梁的承载力。

7.1.6 当剪力墙与其平面外相交的楼面梁刚接时，可沿楼面梁轴线方向设置与梁相连的剪力墙、扶壁柱或在墙内设置暗柱并应符合下列规定：

- 1 设置沿楼面梁轴线方向与梁相连的剪力墙时，墙的厚度不宜小于梁的宽度。当墙的厚度小于梁的宽度时，宜设置扶壁柱或暗柱；
- 2 设置扶壁柱时，其截面宽度不应小于梁宽，其截面高度可计入墙厚；
- 3 墙内设置暗柱时，暗柱的截面高度可取墙的厚度，暗柱的截面宽度不小于梁宽加400mm，但不宜超过梁宽加两倍墙厚；
- 4 应通过计算确定暗柱或扶壁柱的纵向钢筋，当采用400MPa级钢筋时，纵向钢筋的总配筋率不宜小于表7.1.6的规定；

表 7.1.6 暗柱、扶壁柱纵向钢筋的构造配筋率

抗震构造等级	一	二	三	四
配筋率 (%)	0.95	0.75	0.65	0.55

注：采用335MPa、500 MPa级钢筋时，表中数值宜分别增、减0.05；

5 楼面梁的水平钢筋应伸入剪力墙或扶壁柱，伸入长度应符合钢筋锚固要求。钢筋锚固段的水平投影长度不宜小于 $0.4l_{aE}$ ；当楼面梁与剪力墙长度方向垂直，锚固段的水平投影长度不满足要求时，可采取机械锚固等其他可靠的措施或与剪力墙铰接，梁面架立筋伸至墙边并向下弯折；

6 暗柱或扶壁柱应设置箍筋，箍筋的直径，一、二、三级时不应小于8mm，四级时不应小于6mm且均不应小于纵向钢筋直径的1/4；箍筋间距，一、二、三级时不应大于150mm，四级时不应大于200mm。

7.1.7 当墙肢的截面长度与厚度之比不大于4时，宜按框架柱进行设计。

7.1.8 高层建筑结构不宜全部采用短肢剪力墙。

注：短肢剪力墙是指截面长度不大于1600mm且截面厚度小于300mm的剪力墙。

7.1.9 剪力墙应进行平面内的斜截面受剪、偏心受压或偏心受拉、平面外轴心受压承载力验算。在集中荷载作用下，墙内无暗柱时还应进行局部受压承载力验算。

7.2 截面设计及构造

7.2.1 剪力墙的截面厚度应符合下列要求：

- 1 应满足墙体稳定性要求，可按本标准附录D验算；
- 2 一、二级剪力墙：底部加强部位不应小于200mm，其他部位不应小于160mm；一字形独立剪力墙底部加强部位不宜小于220mm，其他部位不应小于180mm；
- 3 三、四级剪力墙：不应小于160mm，一字形独立剪力墙，底部加强部位截面厚度不应小于180mm；
- 4 剪力墙井筒中，分隔电梯井或管道井的墙肢截面厚度可适当减小，但不宜小于150mm。

7.2.2 短肢剪力墙的设计应符合下列要求：

- 1 短肢剪力墙截面厚度除应符合本标准第7.2.1条的要求外，尚不应小于200mm；
- 2 一、二、三级短肢剪力墙的轴压比，在底部加强部位分别不宜大于0.5、0.6、0.7，一字形截面短肢剪力墙的轴压比限值再相应减少0.05；在底部加强部位以上的其他部位不宜大于上述规定值加0.05；
- 3 短肢剪力墙边缘约束构件的设置应符合本标准第7.2.11条的要求；
- 4 墙肢截面高度与厚度之比小于或等于6的短肢剪力墙的全部竖向钢筋的配筋率，底部加强部位一、二级不宜小于1.2%，三、四级不宜小于1.0%；其他部位一、二级不宜小于1.0%，三、四级不宜小于0.8%；墙肢截面高度与厚度之比大于6的短肢剪力墙，其约束边缘构件竖向钢筋的配筋率，一、二级不宜小于1.6%，三、四级不宜小于1.4%，构造边缘构件竖向钢筋的配筋率，一、二级不宜小于1.4%，三、四不宜小于1.2%；
- 5 不宜在一字形短肢剪力墙布置平面外与之相交的单侧楼面梁。不能避免时，应设置暗柱并校核剪力墙平面外压弯承载力。

7.2.3 高层剪力墙结构的竖向和水平分布钢筋不应单排配置。剪力墙截面厚度不大于600mm时，可采用双排配筋；大于600mm、但不大于900mm时，宜采用三排配筋；大于900mm时，宜采用四排配筋且截面厚度每增大300mm，宜增加一排配筋。各排分布钢筋之间拉筋的间距不应大于600mm，直径不应小于6mm；在底部加强部位，约束边缘构件以外的拉筋间距宜适当加密。

7.2.4 结构布置沿主轴一个方向剪力墙数量较多而另一方向剪力墙数量较少时，楼盖梁和少墙方向剪力墙边缘构件或一字墙约束边缘构件应满足框架的抗震构造要求。

7.2.5 剪力墙墙肢截面应符合下列要求：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.25\beta_c f_c b_w h_{w0} \quad (7.2.5-1)$$

2 设防烈度地震作用下承载力校核

剪跨比大于2.5时

$$V_k \leq 0.20\beta_c f_{ck} b_w h_{w0} \quad (7.2.5-2)$$

剪跨比不大于2.5时

$$V_k \leq 0.15\beta_c f_{ck} b_w h_{w0} \quad (7.2.5-3)$$

剪跨比可按式计算：

$$\lambda = M_k^c / (V_k^c h_{w0}) \quad (7.2.5-4)$$

式中：V——剪力墙墙肢截面的剪力设计值；

V_k ——设防烈度地震作用组合的剪力墙、柱计算截面的剪力标准值；

h_{w0} ——剪力墙截面有效高度；

β_c ——混凝土强度影响系数，应按本标准第6.2.3条采用；

λ ——剪跨比，其中 M_k^c 、 V_k^c 取同一组合的墙肢截面弯矩、剪力标准值并取墙肢上、下端截面计算的剪跨比的较大值。

7.2.6 剪力墙的正截面、斜截面承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定。

7.2.7 轴心受拉、偏心受拉剪力墙竖向钢筋的直径不应小于14mm。轴拉、小偏拉剪力墙的竖向钢筋最小配筋率按下式计算：

$$\rho_{\min} \geq \frac{f_t}{f_y} \quad (7.2.7-1)$$

水平向钢筋的最小配筋率按下式计算：

$$\rho_{\min} \geq 0.5 \frac{f_t}{f_y} \quad (7.2.7-2)$$

式中： f_t ——混凝土抗拉强度设计值；

f_y ——钢筋的抗拉强度设计值。

轴拉、小偏拉剪力墙竖向钢筋的最小配筋率见表7.2.7。

表 7.2.7 轴拉、小偏拉剪力墙竖向钢筋的最小配筋率(%)

混凝土强度等级	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
钢筋 HRB400	0.40	0.44	0.48	0.50	0.53	0.55	0.57	0.58	0.59	0.61	0.62
钢筋 HRB500	0.33	0.36	0.39	0.41	0.43	0.45	0.47	0.48	0.49	0.50	0.51

7.2.8 抗震构造等级为一级及以上的剪力墙受压时，水平施工缝的抗滑移验算应符合下式要求：

$$V_{\text{wjk}} \leq 0.6 f_{\text{yk}} A_{\text{s}} + 0.8 N_{\text{k}} \quad (7.2.8)$$

式中： V_{wjk} ——剪力墙水平施工缝处剪力标准值；

A_{s} ——水平施工缝处剪力墙腹板内竖向分布钢筋和边缘构件中的竖向钢筋总面积（不包括两侧翼墙），以及在墙体中有足够锚固长度的附加竖向插筋面积；

f_{yk} ——竖向钢筋抗拉强度标准值；

N_{k} ——水平施工缝处考虑设防烈度地震作用组合的轴向压力标准值。

7.2.9 重力荷载代表值作用下，特一、一、二、三、四级剪力墙的墙肢轴压比不宜超过表7.2.9的限值。

表 7.2.9 剪力墙墙肢轴压比限值

抗震构造等级	特一、一	二	三	四
轴压比限值	0.55	0.65	0.75	0.85

注：墙肢轴压比是指重力荷载代表值作用下墙肢承受的轴压力设计值与墙肢的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比。

7.2.10 剪力墙两端和洞口两侧应设置边缘构件并应符合下列要求：

1 一、二、三级剪力墙底部加强部位墙肢底截面的轴压比大于表7.2.10的规定值时，以及部分框支剪力墙结构的剪力墙，应在底部加强部位及相邻的上一层设置约束边缘构件，约束边缘构件应符合本标准第7.2.11条的规定；

2 一、二、三级剪力墙底部加强部位墙肢底截面的轴压比不大于表7.2.10的规定值时，以及一、二、三级剪力墙底部加强部位以上部位、四级剪力墙，应按本标准第7.2.12条设置构造边缘构件；

3 B级高度高层建筑的剪力墙，宜在约束边缘构件层与构造边缘构件层之间设置（1~2）层过渡层，过渡层边缘构件的箍筋配置要求可低于约束边缘构件的要求，但应高于构造边缘构件的要求。

表 7.2.10 剪力墙可不设约束边缘构件的最大轴压比

抗震构造等级	特一、一	二、三
轴压比	0.2	0.3

7.2.11 剪力墙的约束边缘构件可为暗柱、端柱和翼墙（图7.2.11）并应符合下列要求：

1 约束边缘构件沿墙肢的长度 l_{c} 和箍筋配箍特征值 λ_{v} 应符合表7.2.11的要求，其体积配箍率 ρ_{v} 可

按下式计算：

$$\rho_v = \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (7.2.11)$$

式中： ρ_v ——箍筋体积配箍率，可计入箍筋、拉筋以及伸入约束边缘构件且符合构造要求的水平分布钢筋，计入的水平分布钢筋的体积配箍率不应大于0.3倍总体积配箍率；

λ_v ——约束边缘构件配箍特征值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；混凝土强度等级低于C35时，应取C35的混凝土轴心抗压强度设计值；

f_{yv} ——箍筋、拉筋或水平分布钢筋的抗拉强度设计值；

表 7.2.11 约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 及其配箍特征值 λ_v

项目 \ 抗震构造等级	一		二、三	
	$\mu_N \leq 0.3$	$\mu_N > 0.3$	$\mu_N \leq 0.4$	$\mu_N > 0.4$
l_c (暗柱)	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$
l_c (翼墙或端柱)	$0.10h_w$	$0.15h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$
λ_v	0.12	0.20	0.12	0.20

注：1 μ_N 为墙肢在重力荷载代表值作用下的轴压比， h_w 为墙肢的长度。

2 剪力墙的翼墙长度小于其3倍厚度或端柱截面边长小于2倍墙厚时，视为无翼墙、无端柱。

3 l_c 为约束边缘构件沿墙肢的长度（图7.2.11）。对暗柱不应小于墙厚和400mm的较大值；有翼墙或端柱时，不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加300mm。

2 剪力墙约束边缘构件阴影部分（图7.2.11）的竖向钢筋除应满足正截面受压（受拉）承载力计算要求外，其配筋率一、二、三级时分别不应小于1.2%、1.0%和1.0%并分别不应少于8 ϕ 16、6 ϕ 16和6 ϕ 14的钢筋，当混凝土强度等级高于C60时，一、二、三级分别不应小于1.6%、1.4%和1.2%并分别不应小于8 ϕ 18、6 ϕ 16和6 ϕ 14（符号 ϕ 表示钢筋直径）；

3 约束边缘构件内箍筋或拉筋沿竖向的间距，一级不宜大于100mm，二、三级不宜大于150mm；箍筋、拉筋沿水平方向的肢距不宜大于300mm，不应大于竖向钢筋间距的2倍。

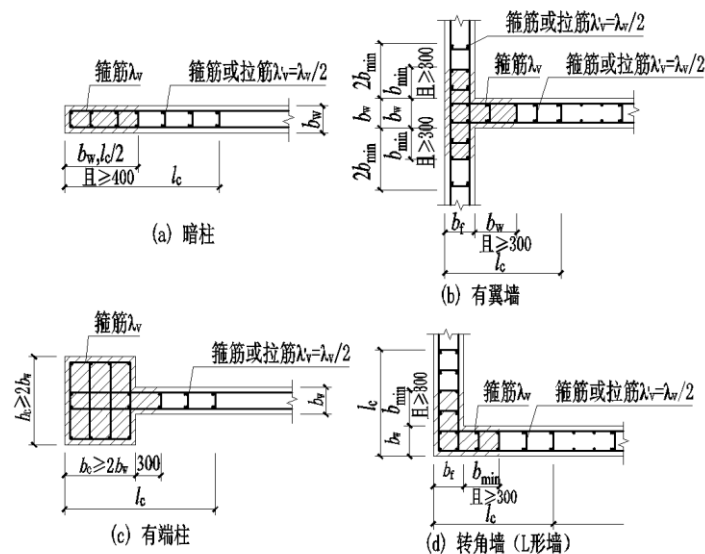


图 7.2.11 剪力墙的约束边缘构件

7.2.12 剪力墙构造边缘构件的范围宜按图7.2.12中阴影部分采用，其最小配筋应满足表7.2.12的规定并应符合下列要求：

- 1 竖向配筋应满足正截面受压（受拉）承载力的要求；
- 2 当端柱承受集中荷载时，其竖向钢筋、箍筋直径和间距应满足框架柱的相应要求；
- 3 箍筋、拉筋沿水平方向的肢距不宜大于300mm，不应大于竖向钢筋间距的2倍；
- 4 对于连体结构、错层结构以及B级高度高层建筑结构中的剪力墙（筒体），其构造边缘构件的最小配筋应符合下列要求：

- 1) 竖向钢筋最小量应比表7.2.12的数值提高0.001 A_c ；
- 2) 箍筋的配筋范围宜取图7.2.12中阴影部分，其配箍特征值 λ_v 不宜小于0.1。

表 7.2.12 剪力墙构造边缘构件的最小配筋要求

抗震构造等级	底部加强部位			其 它 部 位		
	竖向钢筋最小量 (取较大值)	箍筋		竖向钢筋最小量 (取较大值)	拉筋	
		最小直径 (mm)	沿竖向最大间距 (mm)		最小直径 (mm)	沿竖向最大间距 (mm)
一	0.010 A_c , 6 ϕ 16	8	100	0.008 A_c , 6 ϕ 14	8	150
二	0.008 A_c , 6 ϕ 14	8	150	0.006 A_c , 6 ϕ 12	8	200
三	0.006 A_c , 6 ϕ 12	8	150	0.005 A_c , 4 ϕ 12	8	200
四	0.005 A_c , 4 ϕ 12	6	200	0.004 A_c , 4 ϕ 12	6	250

注：1 A_c 为构造边缘构件的截面面积，即图7.2.12剪力墙截面的阴影部分；符号 ϕ 表示钢筋直径。

2 其他部位的转角处宜采用箍筋。

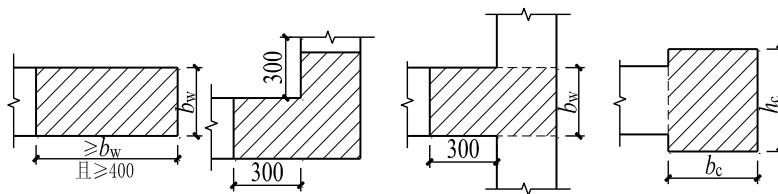


图 7.2.12 剪力墙的构造边缘构件范围

7.2.13 剪力墙竖向和水平分布钢筋的配筋率，一、二、三级时均不应小于0.25%，四级时不应小于0.20%。

7.2.14 剪力墙的竖向和水平分布钢筋的间距均不宜大于300mm，竖向分布筋直径不宜小于10mm，水平分布筋直径不应小于8mm。剪力墙的竖向和水平分布钢筋的直径不宜大于墙厚的1/10。

7.2.15 房屋顶层剪力墙、矩形平面房屋的楼梯间和电梯间剪力墙、端开间纵向剪力墙以及端山墙的水平分布钢筋的配筋率均不应小于0.25%，间距均不应大于200mm。

7.2.16 剪力墙的钢筋锚固和连接应符合下列要求：

- 1 剪力墙纵向钢筋最小锚固长度应取 l_{aE} 。 l_{aE} 的取值应符合本标准第6.5节的有关规定；
- 2 剪力墙竖向及水平分布钢筋采用搭接连接时（图7.2.16），一、二级剪力墙的底部加强部位，接头位置应错开，同一截面连接的钢筋数量不宜超过总数量的50%，错开净距不宜小于500mm；其他情况剪力墙的分布钢筋可在同一截面连接。分布钢筋的搭接长度不应小于 $1.2l_{aE}$ ；
- 3 暗柱及端柱内纵向钢筋连接和锚固要求宜与框架柱相同，宜符合本标准第6.5节的有关规定。

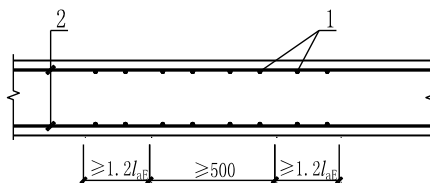


图 7.2.16 剪力墙分布钢筋的搭接连接

1-竖向分布钢筋；2-水平分布钢筋

7.2.17 连梁两端截面的剪力 V 应按下列规定确定：

- 1 承载力由风荷载控制的连梁，取考虑水平风荷载组合的剪力设计值；
- 2 承载力由地震作用控制的剪力墙连梁，其梁端截面组合的剪力标准值应按式（7.2.17）确定：

$$V_k = \frac{M_{bk}^l + M_{bk}^r}{l_n} + V_{Gbk} \quad (7.2.17)$$

式中： M_{bk}^l 、 M_{bk}^r ——分别为连梁左右端截面顺时针或逆时针方向的弯矩标准值；

l_n ——连梁的净跨；

V_{Gbk} ——在重力荷载代表值作用下，按简支梁计算的梁端截面剪力标准值。

7.2.18 连梁截面剪力应符合下列要求：

- 1 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.25\beta_c f_c b_b h_{b0} \quad (7.2.18-1)$$

2 设防烈度地震作用下承载力校核
跨高比大于2.5的连梁

$$V_k \leq 0.20\beta_c f_{ck} b_b h_{b0} \quad (7.2.18-2)$$

跨高比不大于2.5的连梁

$$V_k \leq 0.15\beta_c f_{ck} b_b h_{b0} \quad (7.2.18-3)$$

式中：V——持久、短暂设计状况连梁截面剪力设计值；
 V_k ——设防烈度地震作用下承载力校核时,按本标准第7.2.17条调整后的连梁截面剪力标准值；
 b_b ——连梁截面宽度；
 h_{b0} ——连梁截面有效高度；
 β_c ——混凝土强度影响系数，按本标准第6.2.3条采用。

7.2.19 跨高比（ l_n / h_b ）不大于1.5的连梁，其纵向钢筋的最小配筋率宜符合表7.2.19的要求；跨高比大于1.5的连梁，其纵向钢筋的最小配筋率可按框架梁的要求采用。

表 7.2.19 跨高比不大于 1.5 的连梁纵向钢筋的最小配筋率（%）

跨高比	最小配筋率（采用较大值）
$l / h_b \leq 0.5$	0.20, $45 f_t / f_y$
$0.5 < l / h_b \leq 1.5$	0.25, $55 f_t / f_y$

7.2.20 剪力墙结构中连梁，顶面及底面单侧纵向钢筋的最大配筋率宜符合表7.2.20的要求；如不足，则应按实配钢筋进行连梁强剪弱弯的验算。

表 7.2.20 连梁纵向钢筋的最大配筋率（%）

跨高比	最大配筋率
$l_n / h_b \leq 1.0$	0.6
$1.0 < l_n / h_b \leq 2.0$	1.2
$2.0 < l_n / h_b \leq 2.5$	1.5

7.2.21 剪力墙的连梁不满足本标准第7.2.18条的要求时，可采取如下措施：

- 1 减小连梁截面高度或采取其他减少连梁刚度的措施；
- 2 剪力墙连梁的弯矩可塑性调幅；内力计算时已经按本标准第5.2.1条的规定降低了刚度的连梁，其弯矩值不宜再调幅或限制再调幅范围。此时，应取弯矩调幅后相应的剪力值校核其是否满足本标准第7.2.18条的规定并相应调整墙肢及其他连梁的弯矩值；
- 3 当连梁破坏对承受竖向荷载无明显影响时，可按独立墙肢的计算简图进行第二次设防烈度地震作用下的内力分析，墙肢截面按两次计算的较大值计算配筋。第二次计算时不考虑其对位移的影响。

7.2.22 连梁的配筋构造（图7.2.22）应满足下列要求：

- 1 连梁顶面、底面纵向水平钢筋伸入墙肢的长度不应小于 l_{aE} 且不应小于600mm；
- 2 沿连梁全长箍筋的构造应符合本标准第6.3.2条框架梁梁端箍筋加密区的箍筋构造要求；
- 3 顶层连梁纵向水平钢筋伸入墙肢的长度范围内应配置箍筋，其间距不应大于150mm，直径应与该连梁的箍筋直径相同；

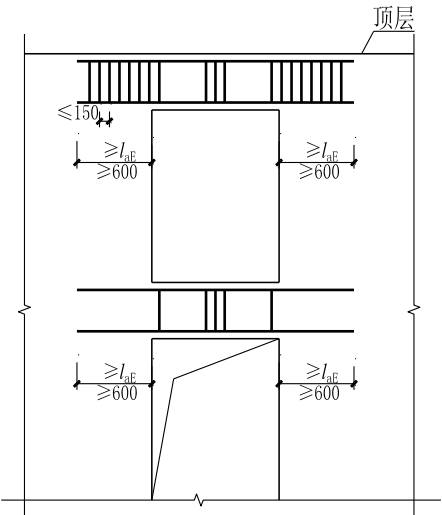


图 7.2.22 连梁配筋构造示意图

4 连梁高度范围内的墙肢水平分布钢筋可在连梁内拉通作为连梁的腰筋。连梁截面高度大于700mm时，其两侧面腰筋的直径不应小于10mm，间距不应大于200mm；跨高比不大于2.5的连梁，其腰筋的面积配筋率不应小于0.3%。

7.2.23 剪力墙开小洞口和连梁开洞应符合下列要求：

- 1 剪力墙开有边长小于800mm的小洞口、且在结构整体计算中不考虑其影响时，应在洞口上、下和左、右配置补强钢筋，补强钢筋的直径不应小于12mm，截面面积应分别不小于被截断的水平分布钢筋和竖向分布钢筋的面积[图7.2.23(a)]；
- 2 穿过连梁的管道宜预埋钢套管，洞口上、下的截面有效高度不宜小于梁高的1/3且不宜小于200mm，洞口处宜配置补强钢筋，被洞口削弱的截面应进行承载力验算[图7.2.23(b)]。

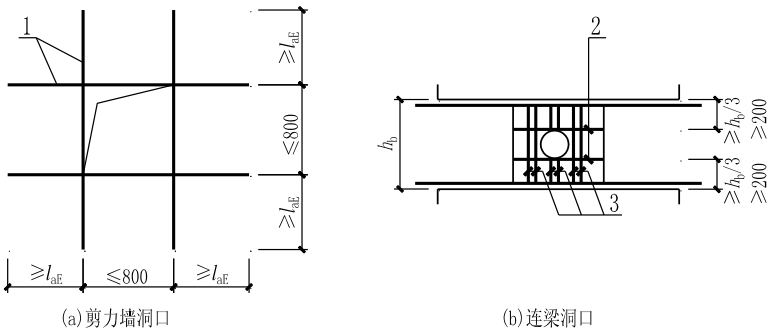


图 7.2.23 洞口补强配筋示意图

1-墙洞口周边补强钢筋；2-连梁洞口上、下补强纵向箍筋；

3-连梁洞口补强箍筋

8 框架-剪力墙结构设计

8.1 一般规定

8.1.1 本章包括框架-剪力墙结构和板-柱-剪力墙结构。框架-剪力墙结构、板-柱-剪力墙结构的结构布置、计算分析、截面设计及构造要求除应符合本章的规定外，尚应分别符合本标准其他章节的有关规定。

8.1.2 框架-剪力墙结构可采用下列形式：

- 1 框架与剪力墙（单片墙、联肢墙或较小井筒）分开布置；
- 2 在框架结构的若干跨内嵌入剪力墙（带边框剪力墙）；
- 3 在单片抗侧力结构内连续分别布置框架和剪力墙。
- 4 上述两种或三种形式的混合。

8.1.3 框架-剪力墙结构应设计成双向抗侧力体系，结构两主轴方向均宜布置剪力墙。

8.1.4 框架-剪力墙结构中，梁与柱或柱与剪力墙的中线宜重合，框架梁、柱中心线之间有偏离时，应考虑偏心对梁柱节点核心区受力和构造的不利影响。

8.1.5 框架-剪力墙结构中剪力墙的布置宜符合下列要求：

- 1 剪力墙宜均匀布置在建筑物的周边附近、楼梯间、电梯间、平面形状变化及恒载较大的部位，剪力墙间距不宜过大；
- 2 平面形状凹凸较大时，宜在凸出部分的端部附近布置剪力墙；
- 3 纵、横剪力墙宜组成L形、T形和〔形等形式；
- 4 单片剪力墙底部承担的水平剪力不宜超过结构底部总水平剪力的30%；
- 5 剪力墙宜贯通建筑物的全高，宜避免刚度突变；剪力墙开洞时，洞口宜上下对齐；
- 6 楼、电梯间等竖井宜布置剪力墙作为抗侧力结构。

8.1.6 长矩形平面或平面有一部分较长的建筑中，其剪力墙的布置尚宜符合下列要求：

- 1 横向剪力墙沿长方向的间距宜满足表8.1.6的要求，当这些剪力墙之间的楼盖有较大开洞时，剪力墙的间距应适当减小；
- 2 纵向剪力墙不宜集中布置在房屋的两尽端；

表 8.1.6 剪力墙间距（m）

楼盖形式	抗震设防烈度	
	6度、7度 (取较小值)	8、9度 (取较小值)
现 浇	4.0B, 50	3.0B, 40
装配整体	3.0B, 40	2.5B, 30

注: 1 表中B为剪力墙之间的楼面宽度，单位为m；

2 现浇层厚度大于60mm的叠合楼板可作为现浇板考虑；

3 当房屋端部未布置剪力墙时，第一片剪力墙与房屋端部的距离，不宜大于表中剪力墙间距的1/2。

8.1.7 板-柱-剪力墙结构的布置应符合下列要求：

- 1 应布置筒体或两主轴方向的剪力墙以形成双向抗侧力体系并宜避免结构刚度偏心，其中剪力

墙或筒体应分别符合本标准第7章和第9章的有关规定且宜在楼层处墙体内设置配筋加强带（暗梁）；

2 楼、电梯间及洞口周围宜设置框架梁或边梁；

3 无梁楼板可根据承载力和变形要求采用无柱帽（柱托）板或有柱帽（柱托）板等形式。柱托板的长度和厚度应按计算确定且各方向长度不宜小于板跨度的1/6，厚度不宜小于板跨度的1/20。8度时宜采用有柱帽（托板），柱托板各方向长度尚不宜小于同方向柱截面宽度和4倍板厚之和，托板总厚度尚不应小于柱纵向钢筋直径的16倍。无梁楼板应设置暗梁（配筋加强带），按计算或构造配置抗冲切箍筋。当无柱托板且无梁板抗冲切承载力不足时，可采用型钢剪力架，此时板的厚度不宜小于250mm；

4 双向无梁板厚度与长跨之比，不宜小于表8.1.7的规定。

表 8.1.7 双向无梁板厚度与长跨的最小比值

非预应力楼板		预应力楼板	
无柱托板	有柱托板	无柱托板	有柱托板
1/30	1/35	1/40	1/45

8.1.8 抗风设计时，板-柱-剪力墙结构中各层筒体或剪力墙应能承受风荷载作用下该层该方向90%及以上的剪力；抗震设计时，应能承受水平地震作用下该层该方向的全部剪力且应符合相应的抗震构造要求。

8.2 截面设计及构造

8.2.1 框架-剪力墙结构、板-柱-剪力墙结构中，剪力墙的竖向、水平分布钢筋的配筋率，均不应小于0.25%并应至少双排布置。各排分布筋之间应设置拉筋，拉筋的直径不应小于6mm、间距不应大于600mm。

8.2.2 带边框剪力墙的构造应符合下列要求：

- 1 带边框剪力墙的截面厚度应满足墙体稳定性要求且应符合下列规定：
 - 1) 一、二级剪力墙的底部加强部位不应小于200mm；
 - 2) 除本款第1)项以外的其他情况下不应小于160mm；
- 2 剪力墙的水平钢筋应全部锚入边框柱内，锚固长度不应小于 l_{aE} ；
- 3 与剪力墙重合的框架梁可保留，亦可做成宽度与墙厚相同的暗梁，暗梁截面高度可取墙厚的2倍或与该榀框架梁截面等高，暗梁的配筋可按构造配置且应符合一般框架梁相应抗震构造等级的最小配筋要求；
- 4 剪力墙宜按工字形截面设计，其端部的纵向受力钢筋应配置在边框柱截面内；
- 5 边框柱截面宜与该榀框架其他柱的截面相同，边框柱应符合本标准第6章有关框架柱构造配筋规定；剪力墙底部加强部位边框柱的箍筋宜沿全高加密；当带边框剪力墙上的洞口紧邻边框柱时，边框柱的箍筋宜沿全高加密。

8.2.3 板-柱-剪力墙结构设计应符合下列规定：

- 1 结构分析中规则的板柱结构可用等代框架法，其等代梁的宽度宜采用垂直于等代框架方向两侧柱距各1/4；不规则的板柱结构应采用有限元法进行计算分析；

2 楼板在柱周边临界截面的冲切应力，不宜超过 $0.7f_t$ ，超过时应按计算配置抗冲切钢筋或采取设置型钢剪力架、加大板厚等其他措施；当地震作用导致柱上板带支座弯矩反号时还应对反向作复核。板柱节点冲切承载力可按有关规范的相关规定进行验算并应考虑节点不平衡弯矩作用的影响；

3 沿两个主轴方向均应布置通过柱截面的板底连续钢筋且钢筋的总截面面积应符合下式要求：

$$A_s \geq N_G / f_y \quad (8.2.3)$$

式中： A_s ——通过柱截面的板底连续钢筋的总截面面积；

N_G ——在该层楼面重力荷载代表值作用下的柱轴向压力设计值，8度时尚宜计入竖向地震影响；

f_y ——通过柱截面的板底连续钢筋的抗拉强度设计值。

8.2.4 板-柱-剪力墙结构中，板的构造设计应符合下列规定：

1 应在柱上板带中设置配筋加强带（暗梁），宽度取柱宽及两侧各1.5倍板厚之和，暗梁支座上部钢筋截面面积不宜小于柱上板带负弯矩钢筋截面面积的50%并应全跨拉通，暗梁下部钢筋不应小于上部钢筋的1/2。构造布置的暗梁箍筋直径不应小于8mm，间距不大于 $3h_0/4$ ，肢距不大于 $2h_0$ ；当计算需要时应按计算确定且直径不应小于10mm，间距不宜大于 $h_0/2$ ，肢距不宜大于 $1.5h_0$ ；

2 设置柱托板时，托板底部钢筋应按计算确定并应满足抗震锚固要求。计算柱上板带的支座钢筋时，可考虑托板厚度的有利影响。柱上板带应设置变截面配筋加强带（暗梁），宽度不应小于柱宽。按构造布置的暗梁箍筋直径不应小于8mm，托板内间距不宜大于 $h_0/2$ ，肢距不宜大于 h_0 ；托板外间距不宜大于 h_0 ，肢距不宜大于 $2h_0$ ；

3 无梁楼板允许开局部洞口，但应验算承载力及满足刚度要求。当未作专门分析时，在板的不同部位开单个洞的大小应符合图8.2.4的要求。若在同一部位开多个洞时，则在同一截面上各个洞宽之和不应大于该部位单个洞的允许宽度。所有洞边均应设置补强钢筋。

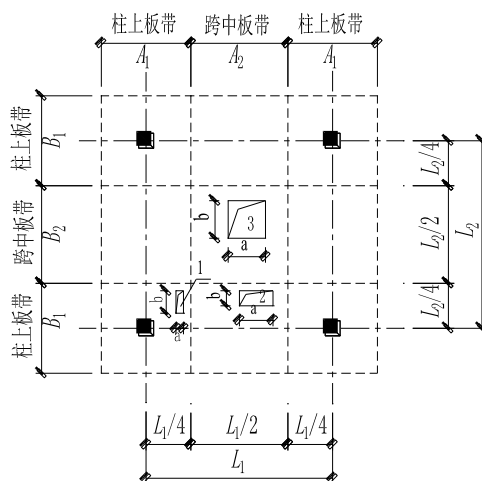


图 8.2.4 无梁楼板开洞要求

注：洞 1： $a \leq L_1/4$ 且 $a \leq t/2$ ， $b \leq L_2/4$ 且 $b \leq t/2$ ；洞 2： $a \leq L_2/4$ 且 $b \leq B_1/4$ ；洞 3： $a \leq L_2/4$ 且 $b \leq B_2/4$

其中， a 为洞口短边尺寸， b 为洞口长边尺寸， a_c 为相应洞口短边方向的柱宽， b_c 为相应洞口长边方向的柱宽， t 为板厚。

9 筒体结构设计

9.1 一般规定

9.1.1 本章适用于钢筋混凝土框架-核心筒结构、筒中筒结构以及其他类型的筒体结构。筒体结构各种构件的截面设计和构造措施除应遵守本章规定外，尚应符合本标准其他章节的有关规定。

9.1.2 筒中筒结构的高度不宜低于80m，高宽比不宜小于3。

9.1.3 筒体结构的楼盖外角宜设置双层双向钢筋（图9.1.3），单层单向配筋率不宜小于0.3%，钢筋的直径不应小于8mm，间距不应大于150mm，配筋范围不宜小于外框架（或外筒）至内筒外墙中距的1/4和3m。

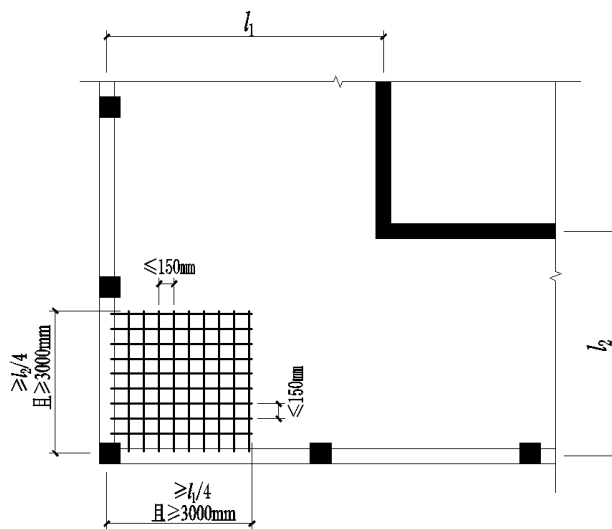


图 9.1.3 板角配筋示意

9.1.4 核心筒或内筒中剪力墙截面形状宜简单；截面形状复杂的墙体可按应力进行截面承载力校核。

9.1.5 筒体结构核心筒或内筒设计应符合下列规定：

- 1 筒体角部附近不宜开洞。当不可避免时，筒角内壁至洞口的距离不应小于500mm和开洞墙截面厚度的较大值；
- 2 筒体外墙厚不应小于200mm，内墙厚不应小于160mm并应满足稳定性要求；
- 3 跨高比不大于2的连梁宜配置对角斜向钢筋；
- 4 筒体墙的加强部位高度、边缘构件设置以及截面设计应符合本标准第7章的有关规定。

9.1.6 当地震作用下核心筒或内筒底部承担的倾覆力矩超过总倾覆弯矩的60%时，筒体墙的轴压比限值应符合本标准第7章表7.2.9的有关规定。当地震作用下核心筒或内筒底部承担的倾覆力矩不超过总倾覆弯矩的60%时，在重力荷载代表值作用下，核心筒或内筒剪力墙的轴压比限值在表7.2.9的基础上增加0.05。

9.1.7 核心筒或内筒的外墙不宜在水平方向连续开洞，洞间墙肢的截面高度不宜小于1.2m；当洞间墙肢的截面高度与厚度之比小于4时，宜按框架柱进行截面设计。

9.1.8 框筒柱和框架柱的轴压比限值按本标准6.4.2条的规定采用。

9.1.9 楼面框架梁不宜支承在连梁上。不能避免时，框架梁与连梁的连接宜采用铰接，同时应按简支梁校核连梁的截面承载力。

9.1.10 应保证核心筒外侧周边楼板的完整性。标准层设备管井等开洞后剩余楼层板的宽度不宜小于开洞前楼层板宽度的50%。

9.2 框架-核心筒结构

9.2.1 核心筒宜贯通建筑物全高。核心筒的宽度不宜小于筒体总高的1/15，当筒体结构设置角筒、剪力墙或增强结构整体刚度的构件时，核心筒的宽度可适当减小。

9.2.2 核心筒墙体设计尚应符合下列规定：

1 底部加强部位主要墙体的水平和竖向分布筋配筋率不宜小于0.30%；当墙体抗震构造等级为一级或特一级时，其竖向分布钢筋配筋率不宜小于0.4%；

2 底部加强部位核心筒角部和门洞两侧均应设置约束边缘构件，其他部位的核心筒角部和门洞两侧宜设置约束边缘构件；

3 底部加强部位核心筒外墙分布筋的拉结筋宜采用箍筋-拉筋相间，间距不应大于2倍竖筋间距。

9.2.3 框架-核心筒结构沿周边柱间应设置闭合或非闭合的框架梁。

9.2.4 核心筒连梁的受剪截面应符合本标准第7.2.18条的要求，其构造设计应符合本标准第9.3.7、9.3.8条的规定。

9.2.5 对内筒偏置的框架-筒体结构，应校核设防烈度地震作用下筒体外墙的受力状态，如出现小偏心受拉，除应满足7.2.7条规定外，宜考虑其刚度退化的影响。

9.2.6 当内筒偏置、长宽比大于2时，宜采用框架-双筒结构。

9.2.7 当框架-双筒结构的双筒间楼板开洞时，其有效楼板宽度不宜小于楼板典型宽度的50%，洞口附近楼板应加厚并应采用双层双向配筋且每层每方向配筋率不应小于0.25%；筒体间楼板宜按弹性板进行细化分析。

9.3 筒中筒结构

9.3.1 筒中筒结构的平面外形宜选用圆形、正多边形、椭圆形或矩形等，内筒宜居中。

9.3.2 矩形平面的长宽比不宜大于2。

9.3.3 内筒的宽度可为建筑结构高度的1/15~1/18，如有另外的角筒或剪力墙时，内筒平面尺寸可适当减小。内筒宜贯通建筑物全高，竖向刚度宜均匀变化。

9.3.4 三角形平面宜切角，外筒的切角长度不宜小于相应边长的1/8，其角部可设置刚度较大的角柱或角筒；内筒的切角长度不宜小于相应边长的1/10，切角处的筒壁宜适当加厚。

9.3.5 外框筒宜符合下列规定：

1 柱距不宜大于4m；

2 外框筒梁应沿周边闭合布置，截面高度可取柱净距的1/4；

3 角柱截面面积可取中柱的（1~2）倍。

9.3.6 外框筒梁和内筒连梁的截面尺寸应符合本标准7.2.18条的要求。

9.3.7 外框筒梁和内筒连梁的构造配筋应符合下列要求：

- 1 箍筋直径不应小于10mm；
- 2 箍筋间距沿梁长不变且不应大于100mm；
- 3 框筒梁上、下纵向钢筋的直径均不应小于16mm，腰筋的直径不应小于10mm，腰筋间距不应大于200mm。

9.3.8 跨高比不大于2的框筒梁和内筒连梁宜增配对角斜向钢筋且应符合下列规定：

- 1 梁的截面宽度不宜小于400mm；
- 2 每侧斜筋不宜少于3根，直径不应小于14mm并与箍筋绑扎牢固；
- 3 斜筋伸入竖向构件的长度不应小于 l_{a1} ，宜取 $1.15l_{a1}$ ；
- 4 梁内普通箍筋的配置应符合本标准第9.3.7条的构造要求。

9.4 钢管混凝土斜交网格筒结构

9.4.1 钢管混凝土斜交网格筒指由外围斜交钢管混凝土柱形成的筒体，其与钢筋混凝土内筒组成的结构称为筒中筒结构，与钢筋混凝土内框架组成的结构称为内框架-外筒体结构。

9.4.2 钢管混凝土斜柱沿建筑物外围宜连续、不间断，斜交角度不宜大于90度，与楼面的夹角（锐角）不宜大于75度。

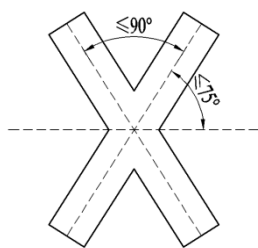


图 9.4.2 斜柱倾角

9.4.3 钢管混凝土斜交网格筒结构的楼盖应有良好的整体性。斜交网格筒节点层的楼板厚度由计算确定且不应小于150mm，双层双向配筋，每层每方向配筋率不宜小于0.25%。

9.4.4 钢管混凝土斜交节点应设置环梁，环梁宜设上、中、下三道环板。外围的环梁或边梁与斜柱宜刚接，连接外筒与内筒的楼面梁可铰接，其节点构造应能保证实现水平力的可靠传递。

9.4.5 核心筒剪力墙轴压比限值可按本标准表9.1.6采用。

9.4.6 钢管混凝土斜交相贯节点的构造除满足承载力要求外，应确保节点中混凝土浇筑的方便。

9.4.7 外筒钢管混凝土斜交相贯节点可采用加厚节点区钢管的厚度、设置椭圆连接板、提高节点区混凝土强度等级等措施实现“强节点”要求。节点可按附录E进行设计。节点受力较复杂时，除补充必要的有限元分析外，宜通过试验研究进行验证。

9.4.8 外筒钢管混凝土柱柱脚节点可按铰接计算，与基础的连接构造应满足受力的需要。

9.5 重力柱-核心筒结构

9.5.1 重力柱-核心筒结构指由竖向重力柱和核心筒组成的结构，楼盖梁与重力柱、核心筒铰接，重力柱主要承受竖向荷载，水平力及其产生的倾覆弯矩由核心筒承担。

9.5.2 重力柱宜采用钢管混凝土柱或内置圆钢管混凝土的叠合柱，楼盖宜采用钢-混凝土组合楼盖，核心筒可采用钢筋混凝土剪力墙、钢管混凝土剪力墙或型钢混凝土剪力墙。

9.5.3 重力柱-核心筒结构的核心筒宜全高设置，核心筒的宽度不宜小于结构高度的1/12。

9.5.4 重力柱-核心筒结构楼层的混凝土楼板厚度不应小于120mm，宜双层双向配筋，每层每方向配筋率不宜小于0.25%。

9.5.5 重力柱-核心筒结构核心筒墙体设计应符合下列规定：

1 底部加强部位核心筒外墙的水平分布筋配筋率不宜小于0.5%；其他部位剪力墙水平和竖向分布筋配筋率不宜小于0.4%。分布筋间的拉筋间距不应大于两倍竖向分布筋间距，直径不应小于8mm；

2 筒体角部附近不应开洞且应全高设置约束边缘构件。约束边缘构件配箍特征值 λ_v 应不小于0.2，竖向钢筋除满足承载力计算要求外，配筋率不宜小于1.5%，筒体角部宜设置钢管混凝土或型钢混凝土暗柱。

9.5.6 底层重力柱的计算长度可取1.25倍层高，其余各层柱可取1.5倍层高。当楼板局部不连续、整体刚度受削弱时，重力柱的计算长度可由特征值法确定。

9.5.7 柱正截面承载力计算时，应考虑附加偏心距 e_0 ，其值取梁轴线方向柱截面的1/20和50mm的较大值。

9.5.8 楼盖钢梁宜按完全抗剪连接组合梁进行设计，抗剪连接件沿梁跨度方向的间距不应大于4倍楼板厚度且不大于300mm，梁端部1.5倍梁高范围应加密，间距不大于150mm。

9.5.9 重力柱支承楼板处宜设置钢牛腿。钢牛腿宽度不宜小于80mm，牛腿面可设单排栓钉，间距不大于150mm。

9.5.10 重力柱-核心筒结构核心筒的抗震性能目标不宜低于C级。

10 巨型框架-核心筒结构设计

10.1 一般规定

10.1.1 巨型框架-核心筒结构指由加强层水平伸臂桁架或沿外框竖向布置的带状桁架，连接截面较大、数量较少的外框巨柱与核心筒组成的结构。

10.1.2 下列情况可采用巨型框架-核心筒结构：

- 1 建筑使用功能要求外框架大柱距且建筑高度较大；
- 2 在风荷载或水平地震作用下，核心筒翼缘墙受拉。

10.1.3 加强层一般采用连结核心筒与巨柱的水平伸臂桁架和连结巨柱的带状桁架，也可采用其他弯曲刚度大的结构构件。

10.1.4 加强层宜结合建筑使用功能的要求，设于避难层或设备层。

10.1.5 巨柱宜采用钢管混凝土柱、矩形钢管混凝土柱、内置圆钢管混凝土柱的叠合柱或型钢混凝土柱，水平伸臂桁架及带状桁架宜采用钢结构。巨柱截面形式的选择和构造除考虑刚度、承载力外，还需考虑施工的方便。

10.1.6 支承于带状桁架上的柱与边梁、楼面梁宜刚接。当主要承受竖向荷载时，可设计为重力柱（摇摆柱）或吊杆，与楼面梁的连接可采用铰接。

10.2 截面设计与构造

10.2.1 巨型框架-核心筒结构的设计应符合下列规定：

- 1 全部地震剪力由核心筒承担；
- 2 加强层带状桁架上下弦所在楼层楼盖应具有必要的承载力和可靠的连接构造来承担带状桁架上下弦向核心筒传递的剪力，必要时可设置楼盖平面内支撑。加强层带状桁架上下弦所在楼层的楼板厚度可由计算确定且不应小于180mm，双层双向配筋，每层每方向配筋率不宜小于0.3%；加强层相邻上下层的楼板厚度不宜小于150mm，双层双向配筋，每层每方向配筋率不宜小于0.25%；
- 3 水平伸臂桁架上下弦应贯通核心筒；剪力墙的厚度宜比上下弦杆宽度大300mm，剪力墙竖向及水平分布筋的配筋率不宜小于0.6%。

10.2.2 水平伸臂桁架上下弦之间的核心筒剪力墙可采取加大剪力墙厚度、提高剪力墙的混凝土强度等级、提高配筋率、采用钢管混凝土剪力墙、钢板剪力墙或设置斜腹杆等加强措施。

10.2.3 巨型柱的计算长度由稳定分析确定。计算时，宜以考虑施工顺序的结构计算结果为初始状态，各巨型柱同时逐级施加轴向力。

10.2.4 计算加强层水平位移及结构构件及楼盖内力时，应采用弹性楼板假定；根据楼板的受力情况，必要时考虑楼板面内刚度的折减。

10.2.5 带状桁架转角处上下弦与核心筒间宜有楼面梁拉结。

10.2.6 当核心筒承担的倾覆力矩不大于总倾覆力矩的60%时，其轴压比限值可按表9.1.6采用。

10.2.7 带倾斜巨柱的结构，应采用合理的计算模型分析斜柱水平分力的影响。

11 复杂高层建筑设计

11.1 一般规定

11.1.1 本章所指的复杂高层建筑结构包括带转换层的结构、带加强层的结构、错层结构、连体结构以及竖向体型收进、悬挑结构。

11.1.2 抗震设防烈度7度和8度区的错层剪力墙结构高度分别不宜大于120m和100m；错层框架-剪力墙结构高度分别不宜大于100m和80m。

11.1.3 高烈度区（8度及以上）的高层建筑不宜同时采用超过三种本节第11.1.1条所指的复杂结构。

11.1.4 复杂高层建筑结构的计算分析应符合本标准第5章的有关规定；复杂高层建筑结构中的受力复杂部位，尚宜进行精细有限元分析并按其计算结果进行设计校核。

11.2 部分框支剪力墙结构

11.2.1 在高层建筑结构的底部，当上部楼层部分竖向构件（剪力墙、框架柱）不能直接连续贯通落地时，应设置结构转换层，形成带转换层的高层建筑结构。本节对带托墙转换层的剪力墙结构（部分框支剪力墙结构）及带托柱转换层的框架-筒体结构、框架-剪力墙结构的设计作出规定。

11.2.2 部分框支剪力墙结构的布置应符合下列要求：

- 1 落地剪力墙和筒体底部墙体宜加厚；
- 2 框支柱周围楼板不应错层布置；
- 3 落地剪力墙和筒体的洞口宜布置在墙体的中部；
- 4 框支梁上一层墙体内不宜设置边门洞，也不宜在框支中柱上方设置门洞；
- 5 落地剪力墙的间距 l 不宜大于 $2B$ 和 $24m$ ； B 为落地墙之间楼盖的平均宽度；
- 6 框支柱与相邻落地剪力墙的距离不宜大于 $15m$ 。超过时应加强转换层楼盖的整体刚度，必要时将楼盖视为水平深梁，校核其承载力。

11.2.3 底部带转换层的高层建筑结构，其剪力墙底部加强部位的高度应从地下室顶板算起，宜取至转换层以上两层且不小于房屋高度的 $1/10$ 。

11.2.4 转换结构构件可采用梁、桁架、箱形结构、斜撑等；必要时可采用厚板转换。

11.2.5 部分框支剪力墙结构在地面以上设置转换层的位置，8度时不宜超过3层，7度时不宜超过5层，6度时不宜超过8层；托柱转换层结构的转换层位置不受限制，但转换数量较多时，应进行必要的补充计算。

11.2.6 转换层设于地下室顶板或以下时，该层楼盖的构造应满足一般结构转换层的要求，但结构可按一般框架-剪力墙、剪力墙或筒体结构控制最大适用高度及采取相应的抗震构造措施。

11.2.7 转换梁设计应符合下列要求：

- 1 梁上、下部纵向钢筋的最小配筋率，特一、一、二级分别不应小于 0.60% 、 0.50% 和 0.40% ；
- 2 离柱边 1.5 倍梁截面高度范围内的梁箍筋应加密，加密区箍筋直径不应小于 $10mm$ ，间距不应大于 $100mm$ 。加密区箍筋的最小面积配筋率，特一、一、二级分别不应小于 $1.3 f_t / f_{yv}$ 、 $1.2 f_t / f_{yv}$ 和 $1.1 f_t / f_{yv}$ ；

3 偏心受拉的转换梁的支座上部纵向钢筋至少应有50%沿梁全长贯通，下部纵向钢筋应全部直通到柱内；沿梁腹板高度应配置间距不大于200mm、直径不小于16mm的腰筋。

11.2.8 转换梁设计尚应符合下列要求：

1 转换梁与转换柱截面中线宜重合；

2 转换梁截面高度不宜小于计算跨度的1/8。托柱转换梁截面宽度不应小于梁宽方向的托柱截面宽度。框支梁截面宽度不宜大于框支柱相应方向的截面宽度且不宜小于其上墙体截面厚度的2倍和400mm的较大值；

3 转换梁截面组合的剪力值应符合下列要求：

1) 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.20\beta_c f_c b h_{b0} \quad (11.2.8-1)$$

2) 设防烈度地震作用下承载力校核

$$V_k \leq 0.15\beta_c f_{ck} b h_{b0} \quad (11.2.8-2)$$

4 转换梁纵向钢筋接头宜采用机械连接，同一连接区段内接头钢筋截面面积不宜超过全部纵筋截面面积的50%，接头位置应避开上部墙体开洞部位、梁上托柱部位及受力较大部位；

5 转换梁不宜开洞。若必须开洞时，洞口边离支座柱边的距离不宜小于梁截面高度；洞口周边配筋应予加强，被洞口削弱的截面应进行承载力验算；

6 转换梁集中力作用处或框支梁上部墙体开洞处，梁的箍筋应加密配置，加密区范围可取集中力作用处或墙边两侧各1.5倍转换梁高度；箍筋直径、间距及面积配筋率应符合本标准第11.2.7条第2款的规定。当洞口靠近框支梁端部且梁的受剪承载力不满足要求时，可采取框支梁端加抗剪钢板、框支梁加腋、加宽等措施；

7 框支梁上、下纵向钢筋和腰筋应在节点区可靠锚固（图11.2.8），水平段应伸至柱边且不应小于 $0.4l_{aE}$ ，梁上部第一排纵向钢筋应向柱内弯折锚固且应延伸过梁底不小于 l_{aE} ；当梁上部配置多排纵向钢筋时，其内排钢筋锚入柱内的长度可适当减小，但水平段长度和弯下段长度之和不应小于钢筋锚固长度 l_{aE} ；

8 托柱转换梁宜在转换层托柱位置设置正交方向的楼面梁。转换梁与上部剪力墙偏置时，宜设置垂直转换梁方向上的楼面梁。

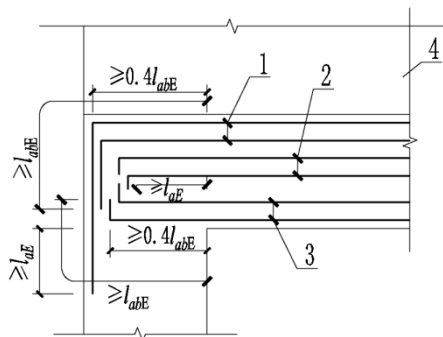


图 11.2.8 框支梁主筋和腰筋的锚固

1-梁上部纵向钢筋；2-梁腰筋；3-梁下部纵向钢筋；4-上部剪力墙。

11.2.9 转换层上部的墙、柱宜落于转换层的主要转换构件上，避免间接转换。不能避免时，应进行

框支框架梁柱的精细有限元分析，校核配筋并加强构造措施。

11.2.10 转换柱设计应符合下列要求：

- 1 柱内全部纵向钢筋配筋率应符合本标准第6.4.3条中框支柱的规定；
- 2 转换柱箍筋应采用复合螺旋箍或井字复合箍并应沿柱全高加密，箍筋直径不应小于10mm，箍筋间距不应大于100mm和6倍纵向钢筋直径的较小值；
- 3 转换柱配箍特征值应比普通框架柱要求的数值增加0.02且柱箍筋体积配箍率不应小于1.5%。

11.2.11 转换柱设计尚应符合下列要求：

- 1 柱截面宽度不应小于450mm；柱截面高度不宜小于转换梁跨度的1/12；
- 2 一、二级柱端截面的剪力标准值应符合本标准第6.2.1条的有关规定；
- 3 柱截面的组合剪力值应符合下列要求：
 - 1) 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.20\beta_c f_c b h_0 \quad (11.2.11-1)$$

- 2) 设防烈度地震作用下承载力校核

$$V_k \leq 0.15\beta_c f_{ck} b h_0 \quad (11.2.11-2)$$

- 4 纵向钢筋间距均不应小于80mm，不宜大于200mm。柱内全部纵向钢筋配筋率不宜大于4.0%；

5 部分框支剪力墙结构中的框支柱在上部墙体范围内的纵向钢筋应伸入上部墙体内不少于一层；其余柱纵筋应锚入转换层梁内或板内；从柱边算起，锚入梁内、板内的钢筋长度不应小于 l_{aE} ；

6 剪力墙支承转换梁处应设置端柱、扶壁柱或暗柱，暗柱宽度可取墙厚，高度可取墙厚加两倍梁宽。端柱、扶壁柱或暗柱均按框支柱要求采取构造措施。

11.2.12 转换柱为叠合柱时应符合下列规定：

- 1 转换梁-柱连接节点（图11.2.12）应符合下列要求：
 - 1) 转换梁的截面宽度 h_b 不应小于叠合柱的截面高度 h_c ，叠合柱的竖向钢筋应锚固在转换梁内；
 - 2) 叠合柱的钢管应进入转换梁不小于40mm，钢管顶面应设内衬钢管或外套钢管，内衬钢管或外套钢管的壁厚不宜小于钢管壁厚，转换梁梁底第一排纵向钢筋应位于钢管顶面；
 - 3) 钢管内应设置焊接环形箍钢筋笼，钢筋笼在钢管内的长度不应小于其竖向钢筋的锚固长度，钢筋笼应伸至转换梁梁顶纵向钢筋的下方，钢筋笼竖向钢筋总截面面积不应小于钢管内混凝土截面面积的1%，钢筋笼焊接环形箍的净距不宜大于50mm，竖向钢筋直径小于25mm时，环形箍直径不应小于16mm，竖向钢筋直径不小于25mm时，环形箍直径不应小于18mm；

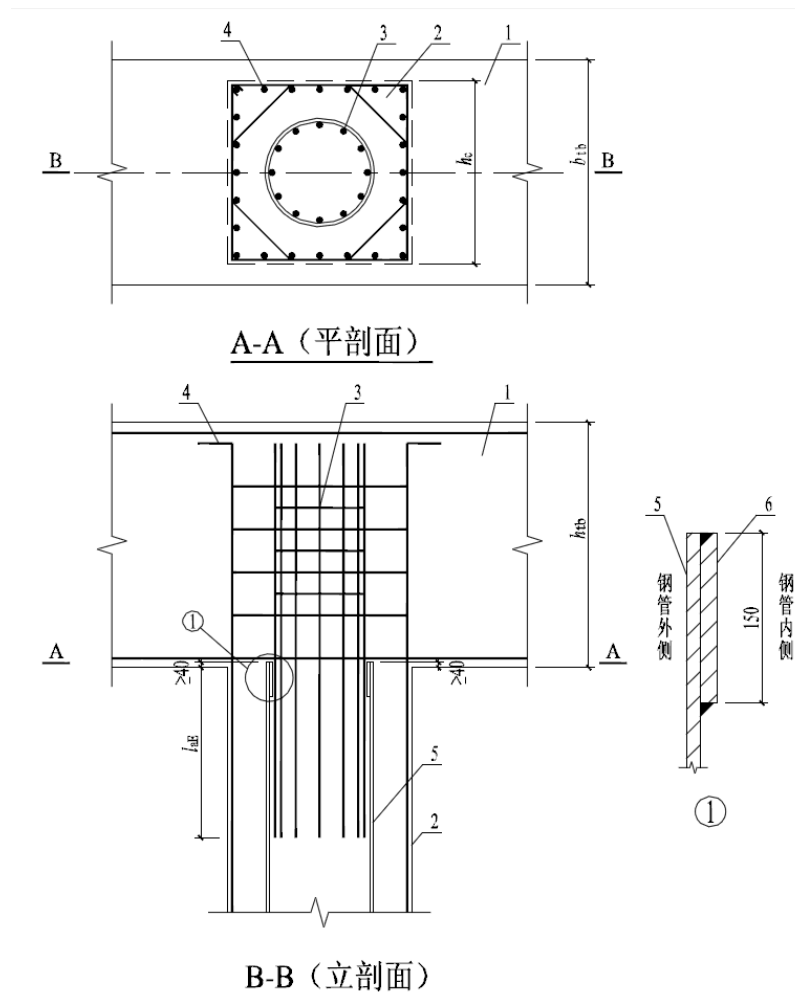


图 11.2.12 转换梁-叠合柱连接节点示意图

1-转换梁；2-叠合柱；3-钢筋笼；4-叠合柱纵向钢筋；5-叠合柱钢管；6-内衬钢管

2 转换梁-叠合柱连接节点的混凝土强度等级不宜低于叠合柱钢管外的混凝土强度等级，当低于钢管内混凝土强度2个等级以上时，应验算钢管混凝土柱顶面处转换梁混凝土局部受压承载力；

3 验算叠合柱钢管顶面处转换梁混凝土局部受压承载力时，钢管承担的轴压力设计值可按下式确定：

$$N_a = \frac{A_a E_a}{A_a E_a + A_s E_s + A_{co} E_{co} + A_{ci} E_{ci}} N \quad (11.2.12)$$

式中： N_a ——钢管承担的轴力设计值；

N ——叠合柱的轴力设计值；

A_a 、 A_s 、 A_{co} 、 A_{ci} ——钢管、竖向钢筋（包括叠合柱竖向钢筋和钢筋笼竖向钢筋）、钢管外混凝土、钢管内混凝土截面面积；

E_a 、 E_s 、 E_{co} 、 E_{ci} ——钢管钢材、竖向钢筋、钢管外混凝土、钢管内混凝土弹性模量；

4 地面以上框支层的层数，8度时不宜超过4层，7度时不宜超过6层，6度时不宜超过8层；底部加强部位及以上1层采用钢管混凝土剪力墙时，地面以上框支层的层数可适当增加。

11.2.13 箱形转换结构应根据转换柱的布置和建筑功能要求设置双向横隔板；上、下板配筋设计应同时考虑板局部弯曲和箱形转换层整体弯曲的影响，横隔板宜按深梁设计。

11.2.14 厚板设计应符合下列要求：

- 1 转换厚板的厚度可由截面受剪、受冲切承载力确定且不宜小于柱跨度的1/8;
- 2 转换厚板可按有限元法分析结果进行配筋校核。受弯纵向钢筋可沿转换板上、下部双层双向配置,每层每向的配筋率不宜小于0.25%;
- 3 厚板外周边宜配置钢筋骨架网;
- 4 转换厚板上、下部的剪力墙、柱的纵向钢筋均应在转换厚板内可靠锚固;
- 5 转换厚板上、下一层的楼板应适当加强,楼板厚度不宜小于150mm。

11.2.15 采用空腹桁架转换层时,空腹桁架宜满层设置。空腹桁架的上、下弦杆可考虑楼板作用并应加强上、下弦杆与框架柱的锚固连接构造;竖腹杆应按强剪弱弯进行配筋设计。

11.2.16 部分框支剪力墙结构中,剪力墙底部加强部位墙体的水平和竖向分布钢筋的最小配筋率不应小于0.3%;钢筋间距不应大于200mm,竖向钢筋直径不应小于10mm。

11.2.17 部分框支剪力墙结构的剪力墙底部加强部位,墙体两端宜设置翼墙或端柱,尚应按本标准第7.2.11条的规定设置约束边缘构件。

11.2.18 框支梁上部墙体的构造应满足下列要求:

1 当梁上部的墙体开有边门洞时,洞边墙体宜设置翼缘墙、端柱或加厚(图11.2.18)并应按本标准第7.2.11条有关约束边缘构件的要求进行配筋设计;

2 框支梁上部墙体竖向钢筋在梁内的锚固长度不应小于 l_{aE} ;

3 框支梁上部一层墙体的配筋宜按下列规定进行校核:

1) 持久、短暂设计状况

a) 柱上墙体的端部竖向钢筋面积:

$$A_s = h_c b_w (\sigma_{01} - f_c) / f_y \quad (11.2.18-1)$$

b) 柱边 $0.2l_n$ 宽度范围内竖向分布钢筋面积:

$$A_{sw} = 0.2l_n b_w (\sigma_{02} - f_c) / f_{yw} \quad (11.2.18-2)$$

c) 框支梁上部 $0.2l_n$ 高度范围内墙体水平分布筋面积:

$$A_{sh} = 0.2 l_n b_w \sigma_{xmax} / f_{yh} \quad (11.2.18-3)$$

式中: l_n ——框支梁净跨度(mm);

h_c ——框支柱截面高度(mm);

b_w ——墙肢截面厚度(mm);

σ_{01} ——柱上墙体 h_c 范围内考虑风荷载组合的平均压应力设计值(N/mm²);

σ_{02} ——柱边墙体 $0.2l_n$ 范围内考虑风荷载组合的平均压应力设计值(N/mm²);

σ_{xmax} ——框支梁与墙体交接面上考虑风荷载组合的水平拉应力设计值(N/mm²)。

2) 设防烈度地震作用下承载力校核

a) 柱上墙体的端部竖向钢筋面积:

$$A_s = 0.2h_c b_w (\sigma_{01k} - f_{ck}) / f_{yk} \quad (11.2.18-4)$$

b) 柱边 $0.2l_n$ 宽度范围内竖向分布钢筋面积:

$$A_{sw} = 0.2l_n b_w (\sigma_{02k} - f_{ck}) / f_{ywk} \quad (11.2.18-5)$$

c) 框支梁上部 $0.2l_n$ 高度范围内墙体水平分布筋面积:

$$A_{sh} = 0.2l_n b_w \sigma_{x\max} / f_{yhk} \quad (11.2.18-6)$$

式中： σ_{01k} ——柱上墙体 h_c 范围内考虑设防烈度地震作用组合的平均压应力标准值(N/mm²)；
 σ_{02k} ——柱边墙体 $0.2l_n$ 范围内考虑设防烈度地震作用组合的平均压应力标准值(N/mm²)；
 $\sigma_{x\max}$ ——框支梁与墙体交接面上考虑设防烈度地震作用组合的水平拉应力标准值(N/mm²)；

4 框支梁与其上部墙体的水平施工缝处宜按本标准第7.2.8条的规定验算截面抗滑移能力。

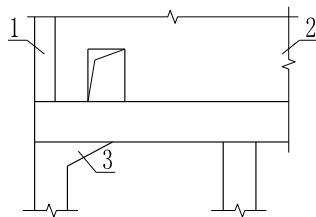


图 11.2.18 框支梁上墙体有边门洞时洞边墙体的构造要求

1-翼墙或端柱；2-剪力墙；3-框支梁加腋

11.2.19 部分框支剪力墙结构的转换层楼板厚度不宜小于180mm，应双层双向配筋且每层每方向的配筋率不宜小于0.25%，楼板中钢筋应锚固在边梁或墙体内；落地剪力墙和筒体外围的楼板不宜开洞。楼板边缘和较大洞口周边应设置边梁，其宽度不宜小于板厚的2倍，全截面纵向钢筋配筋率不应小于1.0%。与转换层相邻楼层的楼板也应适当加强。

11.2.20 矩形平面建筑的框支转换层楼板，其截面设防烈度地震作用组合剪力标准值应符合下列要求：

$$V_{fk} \leq 0.10\beta_c f_{ck} b_f t_f \quad (11.2.20)$$

式中： b_f 、 t_f ——分别为框支层楼板的验算截面宽度和厚度；

V_{fk} ——由不落地剪力墙传到落地剪力墙处按刚性楼板计算的框支层楼板设防烈度地震作用组合的剪力标准值。

11.2.21 部分框支剪力墙结构中的框支层楼板，当平面较长或不规则以及各剪力墙内力相差较大时，可采用简化方法或按弹性楼板模型验算楼板平面内受剪、受弯承载力。

11.2.22 带托柱转换层的筒体结构的外围转换柱与内筒外墙的中距不宜大于18m。

11.2.23 托柱转换层结构、转换构件采用桁架时，转换桁架斜腹杆的交点、空腹桁架的竖腹杆与上部结构柱的位置应重合；转换桁架的节点应加强配筋及构造措施。

11.3 全框支剪力墙结构

11.3.1 当工艺或建筑使用功能的要求，建筑物底部不能布置剪力墙时，可采用全框支剪力墙结构。

11.3.2 结构平面形状宜简单、规则。

11.3.3 转换层及以下钢筋混凝土框架、框支框架及转换层以上剪力墙底部加强区应采用现浇结构。

11.3.4 全框支结构设置转换层的位置，7度及以上抗震设防区不宜大于3层，6度时可适当放松。

11.3.5 转换层的结构布置宜尽可能使传力路径直接，不宜采用多次转换设计，必要时可采用厚板转换。

11.3.6 转换层及以下框架、框支框架的抗震性能目标应比转换层以上结构提高一级，按3.9节进行设

防烈度地震作用下的承载力计算。应通过大震弹塑性时程分析验证结构是否满足预设的性能目标并对结构的屈服机制进行论证，确保底部框支框架晚于转换层以上部分结构屈服。

11.3.7 对超长结构，应进行温度应力计算并采取有效措施，减少温度应力对结构的影响；或提高结构抵抗温度效应的承载力。

11.3.8 对偏心支承上部剪力墙的转换梁，计算模型应考虑偏心荷载的影响。

11.3.9 转换层及以下框架和框支框架应满足以下构造要求：

1 8度及以上抗震设防区框支柱宜采用型钢混凝土柱、钢管混凝土柱或内置圆钢管混凝土的叠合柱。采用型钢混凝土柱时截面含钢率不宜小于3%，纵向钢筋最小配筋率不宜小于1.2%；

2 框支柱截面尺寸不宜小于1200mm×1200mm；

3 钢筋混凝土框架柱和框支柱配筋率：8度抗震设防区按特一级构造，竖向钢筋配筋率不小于1.6%，柱端箍筋加密区最小配箍特征值比表6.4.7的规定大0.03且箍筋体积配箍率不小于1.6%。7度抗震设防区按一级构造，竖向钢筋配筋率不小于1.4%；6度抗震设防区按二级构造，竖向钢筋配筋率不小于1.2%；柱端箍筋加密区最小配箍特征值按表6.4.7取值；

4 8度抗震设防的框支柱轴压比不宜大于0.6，框架柱轴压比不宜大于0.7；7度抗震设防的框支柱轴压比不宜大于0.7，框架柱轴压比不宜大于0.8；6度抗震设防的框支柱轴压比不宜大于0.8，框架柱轴压比不宜大于0.9。计算轴压比时，应采用重力荷载代表值作用下柱的轴压力设计值；

5 转换层楼板厚度不宜小于180mm，混凝土强度等级不宜低于C40；双层双向配筋，每向配筋率不小于0.25%；

6 转换层楼板不宜开洞。需要开较大洞口时，洞口需设置配筋加强带或边梁。配筋加强带或边梁宽度不小于2倍板厚，总配筋率不少于1%；

7 转换层以上结构的抗震构造等级：抗震性能目标为D级时为一级，抗震性能目标为C级时为二级，抗震性能目标为B级时为三级。底部加强区为转换层以上结构高度的1/10范围并不少于2层。

11.3.10 地震高烈度区（8度及以上）的全框支剪力墙结构宜采用隔震或消能减震技术。

11.4 带加强层高层建筑结构

11.4.1 当框架-核心筒、筒中筒结构的侧向刚度不能满足要求时，可利用建筑避难层、设备层空间，设置适宜刚度的水平伸臂构件，形成带加强层的高层建筑结构。必要时，加强层也可同时设置周边水平带状构件。水平伸臂构件、周边带状构件可采用斜腹杆桁架、实体梁、箱形梁、空腹桁架等形式。

11.4.2 带加强层高层建筑设计应符合下列要求：

1 应合理设计加强层的数量、刚度和位置。当布置1个加强层时，可设置在0.6倍房屋高度附近；当布置2个加强层时，可分别设置在顶层和0.5房屋高度附近；当布置多个加强层时，宜沿竖向从顶层向下均匀布置；

2 加强层水平伸臂桁架上下弦杆宜贯通核心筒，其平面布置宜位于核心筒的转角、T字节点处；水平伸臂构件与周边框架的连接宜采用铰接或半刚接。结构内力和位移计算中，设置水平伸臂桁架的楼层宜考虑楼板平面内的变形，设防烈度地震承载力验算时宜考虑楼板开裂对其刚度的影响；

3 加强层及其相邻层的框架柱、核心筒应加强配筋构造；

4 加强层楼盖不宜开大洞口。水平伸臂桁架或带状桁架上下弦杆所在楼盖板厚不宜小于150mm，双层双向配筋，每层每方向的配筋率不宜小于0.25%；

5 宜考虑核心筒与外框架施工过程中在重力荷载作用下变形差的影响。可采用后施工伸臂桁架腹杆、伸臂结构先与柱铰接，待主体结构完成后在与柱刚接等方法来减少其影响。

11.4.3 带加强层高层建筑结构应符合下列要求：

- 1 加强层及其相邻层的框架柱，箍筋应全柱段加密；
- 2 加强层及其相邻层核心筒剪力墙应设置约束边缘构件。

11.5 错层结构

11.5.1 高层建筑沿竖向宜避免错层布置。错层结构的平面宜规则。条件许可时，宜设置防震缝将错层建筑划分为不错层的独立结构单元。

11.5.2 错层结构宜采用剪力墙或框架-剪力墙结构体系，其两侧结构布置和侧向刚度宜相近。

11.5.3 错层结构的计算模型应能反映错层的实际情况。

11.5.4 错层处框架柱截面高度不应小于600mm，混凝土强度等级不应低于C30；柱箍筋应全柱段加密。

11.5.5 在设防烈度地震作用下，错层处框架柱宜提高性能水准，截面承载力应符合本标准公式（3.9.5-1）的要求。

11.5.6 错层处平面外受力的剪力墙的截面厚度不应小于250mm并均应设置与之垂直的墙肢或扶壁柱；水平和竖向分布钢筋的配筋率不应小于0.4%；并应复核剪力墙面外压弯承载力。

11.6 连体结构

11.6.1 连体结构各独立部分宜有相同或相近的体型、平面布置和刚度；宜采用双轴对称的平面形式。

11.6.2 7度（0.15g）及以上抗震设防区连体结构的连接体应考虑竖向地震的影响。

11.6.3 连接体结构与主体结构宜优先采用刚性连接。刚性连接时，连接体结构的主要结构构件宜至少伸入主体结构一跨并可靠连接；连接体楼板应按本标准第11.2.20条进行抗剪承载力验算，刚性连接的连接体楼板较薄弱时，应采用弹性楼板模型进行计算分析并采取必要的构造加强措施。

当连接体结构与主体结构采用滑动连接时，支座滑移量应能满足两个方向在罕遇地震作用下的位移要求并应采取防坠落、撞击措施。计算罕遇地震作用下的位移时，应采用弹塑性时程分析方法进行复核计算，同时宜采用简化方法或按弹性楼板模型验算连接体楼板的平面内承载力。

11.6.4 连接体结构可采用钢梁、钢桁架、型钢混凝土梁。连接体结构顶、底板的楼板厚度不宜小于150mm，宜采用双层双向配筋，每层每方向的配筋率不宜小于0.25%。

当连接体结构包含多个楼层时，宜考虑施工流程对连体结构内力的影响，应特别加强其最下面一个楼层及顶层的构造设计。

11.6.5 连接体及与连接体相连的结构构件应符合下列要求：

- 1 与连接体相连的框架柱在连接体高度范围及其上、下层，箍筋应全柱段加密；
- 2 与连接体相连的剪力墙在连接体高度范围及其上、下层应设置约束边缘构件。

11.7 竖向体型收进、悬挑结构

11.7.1 多塔楼结构以及体型收进、悬挑程度超过本标准第3.5.5条限值的竖向不规则高层建筑结构应

遵守本节的规定。

11.7.2 多塔楼结构以及体型收进、悬挑结构，竖向体型突变部位的楼板宜加强，楼板厚度不宜小于150mm，宜双层双向配筋，每层每方向的配筋率不宜小于0.25%。体型突变部位上、下层梁板也应适当加强。

11.7.3 多塔楼高层建筑结构应符合下列要求：

1 各塔楼质量及侧向刚度宜接近；相对底盘宜对称布置。塔楼结构质心与底盘结构质心的距离不宜大于底盘相应边长的20%。为增强大底盘的抗扭刚度，可利用裙楼的卫生间、楼电梯间等布置剪力墙或支撑，剪力墙或支撑宜沿大底盘周边布置；

2 转换层不宜设置在底盘屋面的上层塔楼内（图11.7.3-1）；未能避免时，应有必要的加强措施；

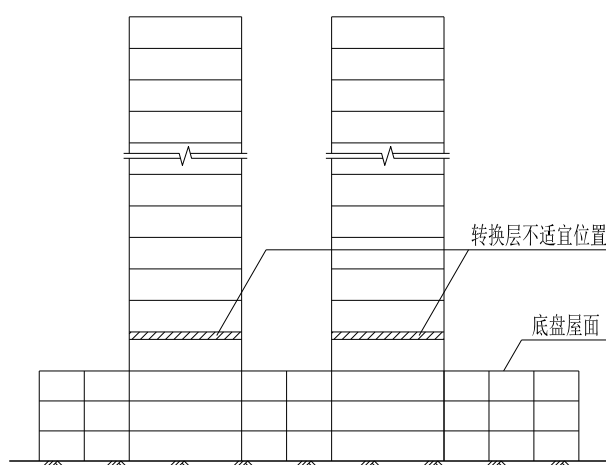


图 11.7.3-1 多塔楼结构转换层不适宜位置示意

3 塔楼中与裙房相连的外围柱、剪力墙，从固定端至裙房屋面上一层的高度范围内，柱纵向钢筋的最小配筋率宜适当提高，柱箍筋宜在裙楼屋面上、下层的范围内全高加密；剪力墙宜按本标准第7.2.11条的规定设置约束边缘构件（图11.7.3-2）；

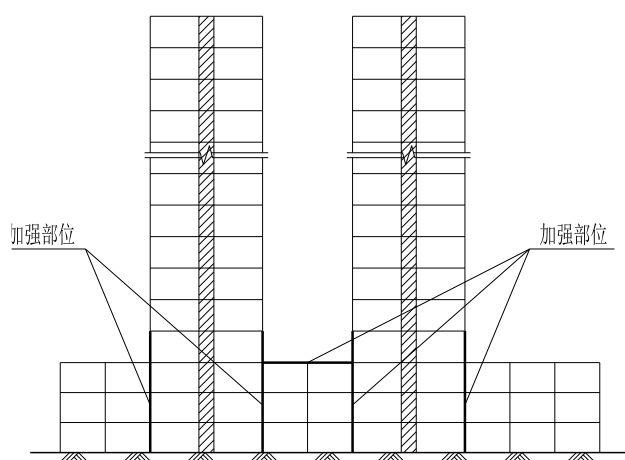


图 11.7.3-2 多塔楼结构加强部位示意

4 大底盘多塔楼结构，宜按整体模型和各塔楼分开模型分别计算，整体建模主要计算多塔楼对大底盘部分的影响并作为施工图设计的依据；分塔楼计算主要验算各塔楼结构扭转位移比并应符合本标准第3.4.4条的有关要求。

11.7.4 悬挑结构设计应符合下列要求：

- 1 悬挑部位应采取降低结构自重的措施；
- 2 悬挑部位结构宜采用冗余度较高的结构形式；
- 3 结构内力和位移计算中，悬挑部位的楼层宜考虑楼板平面内的变形；结构分析模型应能反映水平地震对悬挑部位可能产生的竖向振动效应；
- 4 7度（0.15g）及以上抗震设防区悬挑结构应考虑竖向地震的影响；
- 5 在预估的罕遇地震作用下，悬挑结构关键构件的承载力应满足本标准公式(3.9.5-2)的计算要求。

11.7.5 体型收进高层建筑结构、底盘高度超过房屋高度20%的塔楼结构设计应符合下列要求：

- 1 体型收进部位上、下各2层塔楼周边竖向结构构件应采取更严格的抗震构造措施；
- 2 结构偏心收进时，应加强收进部位以下2层结构周边竖向构件的配筋构造（图11.7.5）。

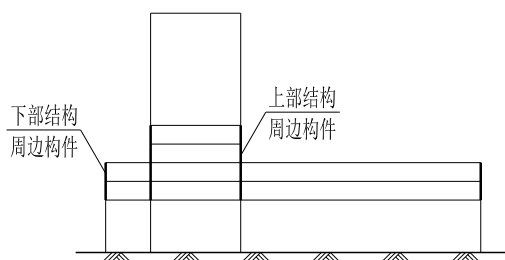


图11.7.5 体型收进结构的加强部位示意

12 混合结构设计

12.1 一般规定

12.1.1 本章规定的混合结构，系指由外围钢管（型钢）混凝土柱、钢梁框架与钢筋混凝土核心筒所组成的框架-核心筒结构，以及由外围钢柱、钢管（型钢）混凝土柱、钢梁框筒与钢筋混凝土核心筒所组成的筒中筒结构。

12.1.2 混合结构高层建筑适用的最大高度应符合表12.1.2的规定。

表 12.1.2 混合结构高层建筑适用的最大高度（m）

结构体系		抗震设防烈度			
		6 度	7 度	8 度	9 度
框架-核心筒	钢管（型钢）混凝土柱、钢梁框架-钢筋混凝土核心筒	220	190	150	110
巨型框架-钢筋混凝土核心筒		260	210	160	110
筒中筒	钢外筒-钢筋混凝土核心筒	260	210	160	110
	钢管（型钢）混凝土柱、钢梁外筒-钢筋混凝土核心筒	280	230	170	120

注：平面和竖向均不规则的结构，最大适用高度宜适当降低。

12.1.3 混合结构高层建筑的高宽比不宜大于表12.1.3的规定。

表 12.1.3 混合结构高层建筑适用的最大高宽比

结构体系	抗震设防烈度		
	6度、7度	8度	9度
框架-核心筒	7	6	5
巨型框架-核心筒	8	7	6
筒中筒	8	7	6

12.1.4 混合结构房屋应根据设防类别、烈度采用不同的抗震构造等级并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑混合结构的抗震构造等级应按表12.1.4确定。

表 12.1.4-1 丙类建筑混合结构中混凝土结构构件的抗震构造等级

抗震设防烈度	6	7	8	9
抗震构造等级	三	二	一	特一

表 12.1.4-2 丙类建筑混合结构中钢结构构件的抗震构造等级

抗震设防烈度	6	7	8	9
抗震构造等级	四	三	二	一

注：1 甲、乙类建筑的抗震构造等级应提高一级。

2 抗震性能设计满足性能目标 B 级时，抗震构造等级可降低一级。

12.1.5 混合结构在风荷载或设防烈度地震作用下，按弹性方法计算的顶点位移与建筑总高度之比或层间位移角应符合本标准3.7.3条的有关规定；在罕遇地震作用下，结构的弹塑性层间位移角应符合本标准3.9.6条的有关规定。

12.1.6 当采用钢筋桁架楼承板（或压型钢板）混凝土组合楼板时，楼板混凝土可采用轻质混凝土，其强度等级不应低于LC25；高层建筑钢-混凝土混合结构的内部隔墙应采用轻质隔墙。

12.2 结构布置

12.2.1 混合结构房屋的结构布置除应符合本节的规定外，尚应符合本标准第3.4节、3.5节的有关规定。

12.2.2 混合结构的平面布置应符合下列要求：

1 平面宜简单、规则、对称、具有足够的整体抗扭刚度，平面宜采用方形、矩形、多边形、圆形、椭圆形等规则平面，建筑的开间、进深宜统一；

2 筒中筒结构体系中，当外围钢柱采用H形截面柱时，宜将柱截面强轴方向布置在外围筒体平面内；角柱宜采用十字形、方形或圆形截面；

3 楼盖主梁不宜支承于核心筒或内筒的连梁上。当不能避免时，楼盖梁连梁端的支座宜为铰接并按简支梁校核连梁的承载力。

12.2.3 混合结构的竖向布置应符合下列规定：

1 结构的侧向刚度和承载力沿竖向宜均匀变化、无突变，构件截面宜由下至上逐渐减小；

2 混合结构的外围框架柱沿高度宜采用同类结构构件；当采用不同类型结构构件时，应设置过渡层；

3 对于刚度变化较大的楼层，应采取可靠的过渡加强措施；

4 钢管（型钢）柱、钢梁框架部分采用支撑时，宜采用偏心支撑或耗能支撑，支撑宜双向连续布置；并宜延伸至基础。

12.2.4 8度、9度抗震设计且房屋高度大于150m时，宜在筒体四角及楼面钢梁（型钢混凝土梁）与筒体刚接时在墙内设置钢管混凝土暗柱或型钢暗柱。

12.2.5 混合结构中，外围框架平面内梁与柱应采用刚性连接；楼面梁与钢筋混凝土筒体及外围框架柱的连接可采用刚接或铰接。

12.2.6 楼盖体系应具有良好的水平刚度和整体性，确保整个抗侧力结构在任意方向水平荷载作用下能协同工作，其布置宜符合下列要求：

1 楼面宜采用钢筋桁架楼承板（或压型钢板）现浇混凝土组合楼板、现浇（或叠合）混凝土楼板，楼板与钢梁应可靠连接；

2 机房设备层、避难层及外伸臂桁架上下弦杆所在楼层的楼板宜采用钢筋混凝土楼板并应采取加强措施；

3 对于建筑物楼面有较大开洞或为转换楼层时，应采用现浇混凝土楼板；对楼板大开洞部位宜在计算分析的基础上采取适当的加强措施。

12.3 结构计算

12.3.1 弹性分析时，宜考虑钢梁与现浇混凝土楼板的共同作用，当钢梁与楼板有可靠连接时，边梁的刚度可取钢梁刚度的（1.2~1.4）倍，中梁的刚度可取钢梁刚度的（1.4~1.6）倍。弹塑性分析时，可不考虑楼板与梁的共同作用。

12.3.2 结构弹性阶段的内力和位移计算时，构件刚度取值应符合下列规定：

1 型钢混凝土、钢管混凝土柱的刚度可按下列公式计算：

$$EI = E_c I_c + E_a I_a \quad (12.3.2-1)$$

$$EA = E_c A_c + E_a A_a \quad (12.3.2-2)$$

$$GA = G_c A_c + G_a A_a \quad (12.3.2-3)$$

式中： $E_c I_c$ ， $E_c A_c$ ， $G_c A_c$ ——分别为钢筋混凝土部分的截面抗弯刚度、轴向刚度及抗剪刚度；

$E_a I_a$ ， $E_a A_a$ ， $G_a A_a$ ——分别为型钢、钢管部分的截面抗弯刚度、轴向刚度及抗剪刚度；

2 无端柱型钢混凝土剪力墙可近似按相同截面的混凝土剪力墙计算其轴向、抗弯、抗剪刚度，可不计端部型钢对截面刚度的提高作用；

3 有端柱型钢混凝土剪力墙可按H形混凝土截面计算其轴向和抗弯刚度，端柱内型钢可折算为等效混凝土面积计入H形截面的翼缘面积，墙的抗剪刚度可不计入型钢作用；

4 钢板混凝土剪力墙可将钢板折算为等效混凝土面积计算其轴向、抗弯、抗剪刚度；

5 钢管混凝土剪力墙可按组合截面计算其轴向、抗弯、抗剪刚度。

12.3.3 竖向荷载作用计算时，应考虑钢柱、钢管（型钢）混凝土柱与钢筋混凝土核心筒竖向变形差异引起的结构附加内力，计算竖向变形差异时宜考虑混凝土收缩、徐变等因素的影响。

12.3.4 当混凝土筒体先于外围框架结构施工时，应考虑施工阶段混凝土筒体在风力及其他荷载作用下的不利受力状态；应验算在浇筑混凝土之前外围型钢结构在施工荷载及可能的风载作用下的承载力、稳定及变形并据此确定钢结构安装与浇筑楼层混凝土的间隔层数。

12.3.5 混合结构在设防烈度地震作用下的阻尼比可取为0.04~0.05。风荷载作用下楼层位移验算和构件设计时，阻尼比可取为0.02~0.04；风荷载作用下的舒适度验算时，阻尼比可取为0.01~0.015。

12.4 构件设计

12.4.1 型钢混凝土构件中型钢板件（图12.4.1）的宽厚比不宜超过表12.4.1的规定。

表 12.4.1 型钢板件宽厚比限值

钢号	梁		柱			
			H、十、T 形		箱形钢管	圆钢管
	b/t_f	h_w/t_w	b/t_f	h_w/t_w	h_w/t_w	D/t_w
Q235	23	107	23	96	72	135
Q355	18	88	18	79	59	89
Q390	18	83	18	75	56	81

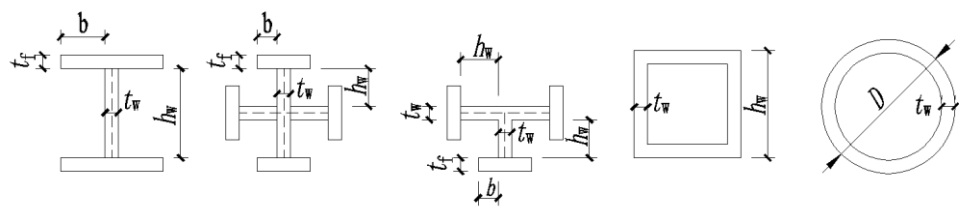


图 12.4.1 型钢板件宽厚比

12.4.2 型钢混凝土梁应满足下列构造要求：

1 型钢混凝土梁的混凝土强度等级不宜低于C30，混凝土粗骨料最大直径不宜大于25mm，型钢宜采用Q235及Q355级钢材，也可采用Q390、Q420或其他符合结构性能要求的钢材；

2 型钢混凝土梁的最小配筋率不宜小于0.30%，梁的纵向钢筋宜避免穿过柱中型钢的翼缘。梁的纵向的受力钢筋不宜超过两排；配置两排钢筋时，第二排钢筋宜配置在型钢截面外侧。当梁的腹板高度大于450mm时，在梁的两侧面应沿梁高度配置纵向构造钢筋，纵向构造钢筋的间距不宜大于200mm；

3 型钢混凝土梁中型钢的混凝土保护层厚度不宜小于100mm，梁纵向钢筋净间距及梁纵向钢筋与型钢骨架的最小净距不应小于30mm且不小于粗骨料最大粒径的1.5倍及梁纵向钢筋直径的1.5倍；

4 型钢混凝土梁中的纵向受力钢筋宜采用机械连接。如纵向钢筋需贯穿型钢柱腹板并以90°弯折固定在柱截面内时，弯折前直段长度不应小于钢筋抗震基本锚固长度 l_{aE} 的40%，弯折直段长度不应小于15倍纵向钢筋直径；

5 梁上开洞不宜大于梁截面总高的40%且不宜大于内含型钢截面高度的70%并应位于梁高及型钢高度的中部区域；

6 型钢混凝土悬臂梁自由端的纵向受力钢筋应伸至自由端且向下弯折，型钢梁的上翼缘宜设置栓钉；型钢混凝土转换梁在型钢上翼缘宜设置栓钉。栓钉的最大间距不宜大于200mm，栓钉的最小间距沿梁轴线方向不应小于6倍的栓钉杆直径，垂直梁方向的间距不应小于4倍的栓钉杆直径且栓钉中心至型钢板件边缘的距离不应小于50mm。栓钉顶面的混凝土保护层厚度不应小于15mm。

12.4.3 型钢混凝土梁的箍筋应符合下列要求：

- 1 箍筋的最小面积配筋率应符合本标准第6.3.4条第1款的规定且不应小于0.15%；
- 2 梁端箍筋应加密配置。加密区范围，一级取梁截面高度的2.0倍，二、三、四级取梁截面高度的1.5倍；当梁净跨小于梁截面高度的4倍时，梁箍筋应全跨加密配置；

3 型钢混凝土梁应采用具有135°弯钩的封闭式箍筋，弯钩的直段长度不应小于8倍箍筋直径。梁箍筋的直径和间距应符合表12.4.3的要求。

表 12.4.3 梁箍筋直径和间距 (mm)

抗震构造等级	箍筋直径	非加密区箍筋间距	加密区箍筋间距
一	≥12	≤200	≤150
二	≥10	≤200	≤150
三	≥10	≤250	≤180
四	≥8	≤250	≤200

12.4.4 混合结构中型钢混凝土柱的轴压比不宜大于表12.4.4的限值，轴压比可按下列式计算：

$$\mu_N = N / (f_c A_c + f_a A_a) \quad (12.4.4)$$

式中： μ_N ——型钢混凝土柱的轴压比；

N ——重力荷载代表值作用下的柱轴向力设计值；

A_c ——扣除型钢后的混凝土截面面积；

f_c ——混凝土的轴心抗压强度设计值；

f_a ——型钢的抗压强度设计值；

A_a ——型钢的截面面积。

表 12.4.4 型钢混凝土柱的轴压比限值

抗震构造等级	一	二	三	四
轴压比限值	0.75	0.85	0.95	1.0

注：当采用C60以上混凝土时，轴压比宜减少0.05。

12.4.5 型钢混凝土柱设计应符合下列构造要求：

1 型钢混凝土柱的长细比不宜大于80；

2 受拉的柱、加强层及其上、下层的柱以及型钢混凝土与钢筋混凝土交接层的柱内型钢翼缘宜设置栓钉或贴角焊水平短钢筋。水平短筋直径宜不小于12mm。栓钉水平间距不宜大于250mm，水平钢筋的水平间距不宜大于400mm；

3 型钢混凝土柱的混凝土强度等级不宜低于C40，混凝土粗骨料的最大直径不宜大于25mm。型钢柱中型钢的保护厚度不宜小于150mm；柱纵向钢筋净间距不宜小于50mm且不应小于柱纵向钢筋直径的1.5倍；柱纵向钢筋与型钢的最小净距不应小于30mm且不应小于粗骨料最大粒径的1.5倍；

4 型钢混凝土柱的纵向钢筋最小配筋率不宜小于0.8%且在四角应各配置一根直径不小于16mm的纵向钢筋；

5 柱中纵向受力钢筋的间距不宜大于300mm；当间距大于300mm时，宜附加配置直径不小于14mm的纵向构造钢筋；

6 型钢混凝土柱的型钢含钢率不宜小于3%，也不宜大于15%。剪跨比不大于2的型钢混凝土

柱，型钢的含钢率应不小于6%。

12.4.6 型钢混凝土柱箍筋的构造设计应符合下列规定：

- 1 箍筋应做成135°弯钩，箍筋弯钩直段长度不应小于10倍箍筋直径；
- 2 柱端箍筋应加密，加密区范围应取矩形截面柱长边尺寸（或圆形截面柱直径）、柱净高的1/6和500mm三者的最大值；对剪跨比不大于2的柱，转换柱，特一级、一级和二级抗震构造等级的角柱，其箍筋均应全高加密，箍筋间距不应大于100mm；
- 3 柱箍筋的直径和间距应符合表12.4.6的规定，加密区箍筋最小体积配箍率尚应符合式（12.4.6）的要求，非加密区箍筋最小体积配箍率不应小于加密区箍筋最小体积配箍率的一半；对剪跨比不大于2的柱，其箍筋体积配箍率尚不应小于1.0%。

$$\rho_v \geq 0.85\lambda_v f_c / f_y \tag{12.4.6}$$

式中： λ_v ——柱最小配箍特征值，宜按表6.4.7采用；

表 12.4.6 型钢混凝土柱箍筋直径和间距（mm）

抗震构造等级	箍筋直径	非加密区箍筋间距	加密区箍筋间距
一	≥12	≤150	≤100
二	≥10	≤200	≤100
三、四	≥8	≤200	≤150

注：箍筋直径除应符合表中要求外，尚不应小于纵向钢筋直径的1/4。

12.4.7 型钢混凝土梁柱节点应符合下列构造要求：

- 1 型钢柱在梁水平翼缘处应设置加劲肋，其构造不应影响混凝土浇筑密实；
- 2 箍筋间距不宜大于柱端加密区间距的1.5倍，箍筋直径不宜小于柱端箍筋加密区的箍筋直径；
- 3 梁中钢筋穿过梁柱节点时，不宜穿过柱型钢翼缘；需穿过柱型钢腹板时，柱型钢腹板截面损失率不宜大于25%，当超过25%时，则需进行补强；梁中主筋不得与柱型钢直接焊接；
- 4 钢梁或型钢混凝土梁与型钢混凝土柱或钢筋混凝土柱连接时，可采用钢板箍节点（图12.4.7）。钢板箍内表面宜与柱箍筋内圈平齐，厚度不小于柱截面宽度的1/100、钢梁翼缘厚度的1/3较大值。钢板箍由钢梁翼缘向下延的高度取钢梁翼缘厚的（1.2~1.5）倍且不影响梁内纵筋通过。

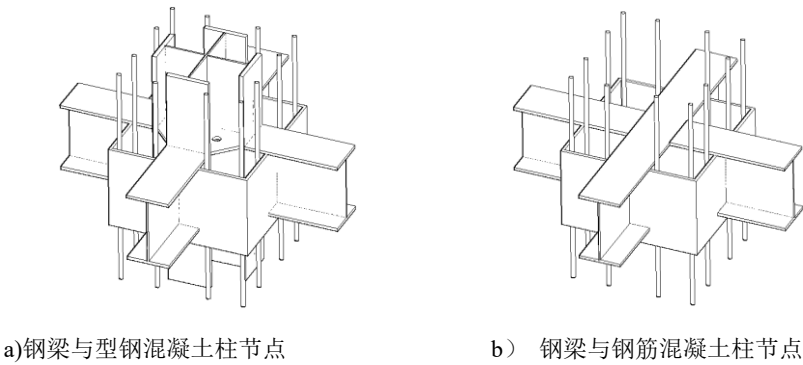


图 12.4.7 钢板箍节点示意

12.4.8 圆形钢管混凝土构件及环梁节点可按本标准附录F与附录G进行设计。

12.4.9 圆形钢管混凝土柱尚应符合下列构造要求：

- 1 钢管直径不宜小于350mm；
- 2 钢管壁厚不宜小于6mm；
- 3 钢管外径与壁厚的比值 D/t 宜在（20~100） ε_k 之间， $\varepsilon_k = \sqrt{235/f_y}$ ， f_y 为钢材的屈服强度；
- 4 圆钢管混凝土柱的套箍指标 $\theta = \frac{f_a A_a}{f_c A_c}$ ，不应小于0.5，也不宜大于2.5；
- 5 柱的长径比 l/D 不宜大于20；
- 6 钢管混凝土柱与钢框架梁刚性连接时，柱内或柱外应设置与梁上、下翼缘位置对应的加劲环板。加劲环板设置于柱内时，加劲板应留直径不小于60mm的孔以利混凝土浇筑；
- 7 钢管拼接加长接缝处应设置内衬管。当钢管壁厚 $t \leq 16\text{mm}$ 时，衬管壁厚不小于钢管壁厚；当钢管壁厚 $t > 16\text{mm}$ 时，衬管壁厚不小于16mm。内衬管高度不宜小于200mm，外径宜比上层钢管内径小4mm；
- 8 直径大于2m的圆形钢管混凝土构件应采取有效措施减小钢管内混凝土收缩对构件受力性能的影响。

12.4.10 矩形钢管混凝土柱应符合下列构造要求：

- 1 钢管截面短边尺寸不宜小于300mm；
- 2 钢管壁厚不宜小于6mm；
- 3 钢管截面的高宽比不宜大于2，当矩形钢管混凝土柱截面最大边尺寸不小于800mm时，宜采取在柱子内壁上焊接栓钉、纵向加劲肋等构造措施；
- 4 钢管管壁板件的边长与其厚度的比值不应大于60 ε_k ，底部加强区不宜大于50 ε_k ；
- 5 柱的长细比不宜大于80；
- 6 矩形钢管混凝土柱的轴压比应按本标准公式（12.4.4）计算并不宜大于表12.4.10的限值。

表 12.4.10 矩形钢管混凝土柱轴压比限值

抗震构造等级	一	二	三	四
轴压比限值	0.75	0.85	0.95	1.0

12.4.11 当核心筒墙体承受的弯矩、剪力和轴力均较大时，核心筒墙体可采用钢管混凝土剪力墙、型钢混凝土剪力墙或钢板混凝土剪力墙。

12.4.12 钢管混凝土叠合柱的设计方法可按现行《钢管混凝土叠合柱结构技术规程》T/CECS188执行。叠合柱的轴压比限值可按表6.4.2采用。叠合柱的轴压比可按下式计算：

$$n_c = N / (f_{co} A_{co} + N_0) \quad (12.4.12)$$

式中： n_c ——叠合柱的轴压比；

N ——重力荷载代表值作用下柱的轴压力设计值；

N_0 ——材料强度设计值计算的圆钢管混凝土轴心受压短柱的承载力；

f_{co} ——管外混凝土抗压强度设计值；

A_{c0} ——管外混凝土面积；

12.4.13 型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙应符合下列构造要求：

1 一、二级抗震构造等级的型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙底部加强部位，其重力荷载代表值作用下墙肢的轴压比不宜超过本标准第7.2.9条的限值，其轴压比可按下式计算：

$$\mu_N = N / (f_c A_c + f_a A_a + f_{sp} A_{sp}) \quad (12.4.13)$$

式中： N ——重力荷载代表值作用下墙肢的轴向压力设计值；

f_c ——剪力墙墙肢混凝土抗压强度设计值；

A_c ——剪力墙墙肢混凝土截面面积；

f_a ——剪力墙墙身所配型钢的抗压强度设计值；

A_a ——剪力墙墙身所配型钢的全部截面面积；

f_{sp} ——剪力墙墙身所配钢板的抗压强度设计值；

A_{sp} ——剪力墙墙身所配钢板的横截面面积。

2 型钢或钢管混凝土剪力墙中型钢或钢管的保护层厚度宜大于100mm；水平分布钢筋应绕过或穿过墙端型钢或钢管且应满足钢筋锚固长度要求；

3 周边有型钢混凝土柱和梁的现浇钢筋混凝土剪力墙，剪力墙的水平分布钢筋应绕过或穿过周边柱型钢且应满足钢筋锚固长度要求；当采用间隔穿过时，宜另加补强钢筋。周边柱的型钢、纵向钢筋、箍筋配置应符合型钢混凝土柱的设计要求。

12.4.14 钢管混凝土剪力墙的构造如图12.4.14，管内混凝土的强度等级不应低于管外混凝土，管外混凝土应配置箍筋和拉筋，管间混凝土的配箍特征值不应小于0.2。

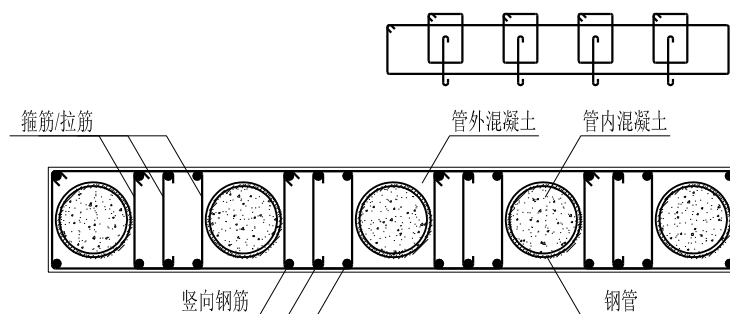


图 12.4.14 钢管混凝土剪力墙构造示意

12.4.15 钢管混凝土剪力墙的设计方法可按现行《钢管混凝土叠合柱设计规程》CECS188执行。轴压比按下式计算，限值可按表12.4.15采用。

$$\mu_N = N / (f_c A_c + f_{c0} A_{c0} + f_a A_a) \quad (12.4.15)$$

式中： N ——重力荷载代表值作用下墙肢的轴向压力设计值；

f_c ——剪力墙钢管外混凝土抗压强度设计值；

A_c ——剪力墙钢管外混凝土截面面积；

f_{c0} ——钢管内混凝土抗压强度设计值；

A_{c0} ——钢管内混凝土截面面积；

f_a ——钢管的抗压强度设计值；

A_a ——钢管的全部截面面积。

表 12.4.15 钢管混凝土剪力墙轴压比限值

抗震构造等级	特一（9度）	特一、一	二	三	四
有端柱	0.6	0.65	0.75	0.85	0.9
无端柱	0.55	0.6	0.7	0.8	0.9

12.4.16 钢梁或型钢混凝土梁与混凝土筒体应有可靠连接，应能传递竖向剪力及水平力。当钢梁或型钢混凝土梁通过埋件与混凝土筒体连接时，预埋件应有足够的锚固长度，连接做法可按图12.4.16采用。

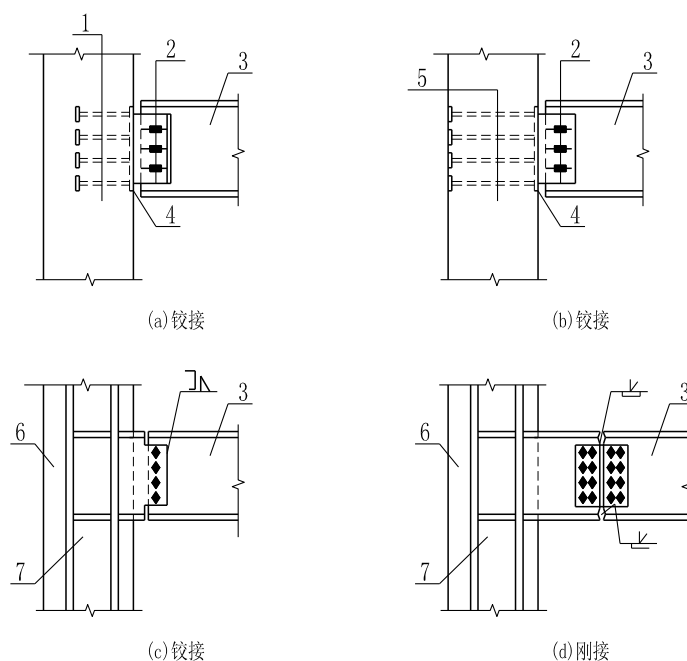


图 12.4.16 钢梁和型钢混凝土梁与混凝土核心筒的连接构造示意

1-栓钉；2-高强度螺栓及长圆孔；3-钢梁；4-预埋件端板；5-穿筋；6-混凝土墙；7-墙内预埋钢骨柱

12.4.17 混合结构中的钢柱及型钢混凝土柱、钢管混凝土柱的柱脚形式由其受力情况确定。没有地下室时，宜采用埋入式柱脚。采用埋入式柱脚时，应符合下列规定：

1 埋入深度应通过计算确定且不宜小于型钢柱截面长边尺寸或外径的2倍；

2 在柱脚部位和柱脚向上延伸一层的范围内宜设置栓钉，栓钉直径不宜小于19mm，其竖向及水平间距不宜大于200mm，当有可靠依据时，可通过计算确定栓钉数量。

12.4.18 钢筋混凝土筒体的设计，除应符合本标准第9.1.5条的规定外，尚应符合下列规定：

1 框架-钢筋混凝土核心筒混合结构的筒体底部加强部位角部墙体约束边缘构件沿墙肢的长度宜取墙肢截面高度的1/4，筒体底部加强部位以上角部墙体应按本标准第7.2.11条的规定设置约束边缘构

件；

2 当筒体剪力墙连梁抗剪截面不足时，可采取在连梁中设置型钢或钢板等措施。

12.4.19 混合结构中的钢构件按下式进行设防烈度地震作用下的承载力校核：

$$S_k = S_{GEk} + \eta c (S_{Ehk}^* + 0.4 S_{Evk}^*) \leq \xi R_k \quad (12.4.19)$$

式中： R_k ——材料强度标准值计算的构件承载力标准值；

ξ ——承载力利用系数，按表12.4.20取值

S_k ——竖向荷载效应与设防烈度地震作用效应组合的标准值；

S_{GEk} ——重力荷载代表值作用下的效应标准值；

S_{Ehk}^* ——水平设防烈度地震作用效应标准值；

S_{Evk}^* ——竖向设防烈度地震作用效应标准值；

η ——构件重要性系数，竖向构件取 $\eta=1.0$ ，支撑取 $\eta=0.8$ ，梁取 $\eta=0.4\sim0.6$ ；

c ——地震力折减系数，抗震性能水准1、2取 $c=0.9$ ，水准3取 $c=0.8$ 、水准4取 $c=0.70$ 。

表 12.4.19 钢构件设防烈度地震作用下的承载力利用系数 ξ

性能目标，性能水准	柱	梁、支撑
A, 1	0.74	0.77
B, 2	0.77	0.83
C, 3	0.83	0.91
D, 4	0.91	1.0

12.4.20 构件或截面的抗震承载力校核按现行《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99的相关计算公式执行，应满足下式要求：

$$\sigma_k \leq \xi f_{yk} \quad (12.4.20-1)$$

式中： σ_k ——由竖向荷载效应与设防烈度地震作用效应组合标准值 S_k 计算的截面拉、压、弯曲应力或其组合；

f_{yk} ——钢材的屈服强度标准值；

ξ ——承载力利用系数，按表12.4.19取值。

$$\tau_k \leq \xi f_{vyk} \quad (12.4.20-2)$$

式中： τ_k ——由竖向荷载效应与设防烈度地震作用效应组合的标准值 S_k 计算的截面剪应力；

f_{vyk} ——钢材的屈服抗剪强度标准值，取 $f_{vyk}=0.58 f_{yk}$ 。

12.4.21 钢框架梁、柱板件宽厚比应符合表12.4.21的规定。

表 12.4.21 框架梁、柱板件宽厚比限值

构件	板件名称		抗震构造等级			
			一	二	三	四
柱	H形	翼缘 b/t_f	$9 \varepsilon_k$	$11 \varepsilon_k$	$13 \varepsilon_k$	$15 \varepsilon_k$
		腹板 h_w/t_w	$(33+13 \alpha_0^{1.3}) \varepsilon_k$	$(38+13 \alpha_0^{1.39}) \varepsilon_k$	$(40+18 \alpha_0^{1.5}) \varepsilon_k$	$(45+25 \alpha_0^{1.66}) \varepsilon_k$
	箱形	壁板、腹板间翼缘 h_w/t_w	$30 \varepsilon_k$	$35 \varepsilon_k$	$40 \varepsilon_k$	$45 \varepsilon_k$
	圆管	径厚比 D/t_w	$50 \varepsilon_k^2$	$70 \varepsilon_k^2$	$90 \varepsilon_k^2$	$100 \varepsilon_k^2$
梁	工字形	翼缘 b/t_f	$9 \varepsilon_k$	$11 \varepsilon_k$	$13 \varepsilon_k$	$15 \varepsilon_k$
		腹板 h_w/t_w	$65 \varepsilon_k$	$72 \varepsilon_k$	$93 \varepsilon_k$	$124 \varepsilon_k$
	箱形	壁板、腹板间翼缘 h_w/t_w	$25 \varepsilon_k$	$32 \varepsilon_k$	$37 \varepsilon_k$	$42 \varepsilon_k$

注：1、箱形截面梁及单向受弯的箱形截面柱，其腹板限值可根据 H 形截面腹板采用。 ε_k 为钢号修正系数，

$$\varepsilon_k = \sqrt{235 / f_y}, f_y \text{ 为钢材的屈服强度。}$$

$$2、\alpha_0 = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}, \sigma_{\max} \text{ 为腹板计算边缘的最大压应力，}\sigma_{\min} \text{ 为腹板计算高度另一边缘相应的应力，压}$$

应力取正值，拉应力取负值；

3、腹板的宽厚比可通过设置加劲肋减小。

12.4.22 中心支撑斜杆的长细比不应大于 $120 \varepsilon_k$ ，板件宽厚比应符合表12.4.22的规定。

表 12.4.22 中心支撑板件宽厚比限值

板件名称	抗震构造等级			
	一	二	三	四
翼缘外伸部分 b/t_f	$8 \varepsilon_k$	$9 \varepsilon_k$	$10 \varepsilon_k$	$13 \varepsilon_k$
工字形截面腹板 h_w/t_w	$25 \varepsilon_k$	$26 \varepsilon_k$	$27 \varepsilon_k$	$33 \varepsilon_k$
箱型截面壁板 h_w/t_w	$18 \varepsilon_k$	$20 \varepsilon_k$	$25 \varepsilon_k$	$30 \varepsilon_k$
圆管外径与壁厚之比 D/t_w	$38 \varepsilon_k^2$	$40 \varepsilon_k^2$	$40 \varepsilon_k^2$	$42 \varepsilon_k^2$

12.4.23 混合结构中钢结构构件的连接按现行《钢结构设计标准》GB50017、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99的相关规定执行。

12.4.24 混合结构中结构构件的设计，尚应符合《混凝土结构设计规范》GB 50010、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99、《组合结构设计规范》JGJ 138的其他规定。

13 地下室和基础设计

13.1 一般规定

13.1.1 高层建筑宜设置地下室。

13.1.2 基础设计应满足地基承载力（包括地基强度及变形）的要求。应综合考虑建筑物场地的工程地质条件、建筑物的结构型式、建筑场地周边环境等具体情况选择合适的基础类型。条件许可时宜优先采用天然地基或复合地基上的浅基础（包括柱下扩展基础、条形基础、交叉条形基础、筏板基础及箱形基础等）。当地基条件较差，地基承载力不满足要求或者采用桩基础比浅基础更经济时，可采用桩基础。

13.1.3 地震区高层建筑宜避开对抗震不利的地段；当条件不允许避开不利地段时，宜优先采用桩基础，避免建筑物在地震时因地基失效产生过量沉降、倾斜或破坏。

13.1.4 基础设计宜考虑基础与上部结构相互作用的影响。

13.1.5 当地基土压缩层比较均匀时，浅基础基底形心宜与重力荷载作用点重合。由于实际场地条件所限无法重合时，宜控制竖向荷载作用下基底边缘最大与最小压应力之比 P_{vkmax}/P_{vkmin} 不大于1.2。当地基承载力特征值不大于150kPa时，宜控制 P_{vkmax}/P_{vkmin} 不大于1.1。

13.1.6 在重力荷载与风荷载标准组合下，基础底面不宜出现零应力区；在重力荷载与设防烈度地震作用标准组合下，基础底面与地基之间零应力区面积不应超过基础底面面积的20%。筏形或箱型基础计算时，质量偏心较大的裙楼与主楼可分开考虑。

13.1.7 地基抗震验算时，以设防烈度地震作用效应标准组合，采用地基抗震承载力进行验算：

$$f_{aE} = \zeta_E f_a \quad (13.1.7-1)$$

在轴心竖向力作用下

$$p_k \leq f_{aE} \quad (13.1.7-2)$$

在偏心竖向荷载作用下，除应符合式（13.1.7.2）的要求外，尚应符合下式要求：

$$p_{kmax} \leq 1.2 f_{aE} \quad (13.1.7-3)$$

式中： f_a ——地基承载力特征值；

f_{aE} ——地基抗震承载力特征值；

ζ_E ——地基抗震承载力调整系数，按表 13.1.7 采用。

表 13.1.7 地基承载力调整系数

地基岩土名称和性状	ζ_E
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $f_{ak} > 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.9
稍密及中密的碎石土，砾、粗、中砂，中密及密实的细、粉砂， $150\text{kPa} < f_{ak} \leq 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.6

地基岩土名称和性状	ζ_E
稍密的细、粉砂, $100\text{kPa} < f_{ak} \leq 150\text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.4
淤泥, 淤泥质土, 松散的砂, 杂填土	1.0

13.1.8 基础的埋置深度应满足地基承载力和稳定性的要求。6、7度区地下室不少于一层及8度区地下室层数不少于两层时, 可不验算基础(包括桩基础)在地震作用下的水平承载力。

13.1.9 采用桩基础时, 单桩承载力的计算应符合下列规定:

1 竖向荷载效应标准组合:

在轴心竖向力作用下

$$Q_k \leq R_a \quad (13.1.9-1)$$

式中: Q_k ——标准组合时, 轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力;

R_a ——单桩竖向承载力特征值;

在偏心竖向力作用下, 除满足式(13.1.9-1)外, 尚应满足

$$Q_{ik\max} \leq 1.1R_a \quad (13.1.9-2)$$

式中: $Q_{ik\max}$ ——标准组合时, 偏心竖向力作用下*i*根桩的竖向力的最大值;

2 竖向荷载与风荷载效应标准组合:

在轴心竖向力作用下

$$Q_k \leq 1.2R_a \quad (13.1.9-3)$$

在偏心竖向力作用下, 除满足式(13.1.9-3)外, 尚应满足

$$Q_{ik\max} \leq 1.3R_a \quad (13.1.9-4)$$

在水平力作用下

$$H_{1k} \leq R_{Ha} \quad (13.1.9-5)$$

式中: H_{1k} ——竖向荷载与风荷载标准组合时任一单桩的水平力;

R_{Ha} ——单桩水平承载力特征值;

3 竖向荷载与设防烈度地震作用效应标准组合:

在轴心竖向力作用下

$$Q_k \leq 1.6R_a \quad (13.1.9-6)$$

在偏心竖向力作用下, 除满足式(13.1.9-6)外, 尚应满足

$$Q_{ik\max} \leq 2.0R_a \quad (13.1.9-7)$$

在水平力作用下

$$H_{1Ek} \leq 2.0R_{Ha} \quad (13.1.9-8)$$

式中： H_{1Ek} ——设防烈度地震作用效应标准组合时任一单桩的水平力；

除按地基岩土条件确定单桩竖向承载力特征 R_a 外，桩身尚应满足由材料强度标准值计算的截面承载力要求。

13.1.10 高层建筑的基础和与其相连的裙房的基础间设置沉降缝时，应考虑高层主楼基础有可靠的侧向约束及有效埋深；不设沉降缝时，应采取有效措施减少差异沉降及其影响。

13.1.11 基础的混凝土强度等级不应低于C25。当有防水要求时，混凝土抗渗等级应根据水头高度按表13.1.11采用，必要时可设置架空排水层。

表 13.1.11 基础防水混凝土的抗渗等级

水头高度 H (m)	抗渗等级
$H < 10$	P6
$10 \leq H < 20$	P8
$20 \leq H < 30$	P10
$H \geq 30$	P12

13.1.12 基础及地下室的外墙、底板，当采用粉煤灰混凝土时，可采用60d或90d龄期的强度指标作为其混凝土材料设计强度。

13.1.13 柱下扩展基础宜沿两个主轴方向设置基础系梁，剪力墙基础宜沿其平面外方向设置基础系梁。

13.1.14 当无地下室、采用桩基础时应按本标准13.1.9条验算桩基的水平承载力。验算时，可考虑桩承台侧土水平抗力的有利作用。荷载效应取竖向荷载和风荷载、竖向荷载和设防烈度地震作用效应标准组合分别验算。

13.1.15 当无地下室、采用浅基础时，应验算基础的抗滑移稳定性。验算时，可考虑基础侧土水平抗力的有利作用。荷载效应取竖向荷载和风荷载、竖向荷载和设防烈度地震作用效应标准组合分别验算。风荷载组合的基础抗滑移安全系数 $K \geq 1.3$ ，地震组合的基础抗滑移安全系数 $K \geq 1.1$ 。

13.1.16 无地下室时，地基承载力满足要求时柱下宜采用柱下扩展基础；采用桩基础时，柱下桩数宜不少于3根。桩基承台或扩展基础之间宜设置双向地梁。地梁设计除考虑竖向荷载外，还宜按相邻柱较大竖向荷载作用下轴力的10%（7度0.1g及以下）、15%（7度0.15g）或20%（8度及以上）考虑地梁承受的拉、压力。

13.1.17 当基础埋深范围为填土时，基槽开挖前应对填土加以压实处理。基槽回填土应分层压实。

13.2 地下室设计

13.2.1 高层建筑地下室顶板作为上部结构的计算嵌固端时，地下室顶板应避免开设大洞口。地下室柱截面每侧的纵向钢筋面积除应符合设计要求外，不应少于地上一层对应柱每侧纵向钢筋面积的1.1倍。地下室与上部对应的剪力墙墙肢端部边缘构件的纵向钢筋截面面积不宜小于地上一层对应的剪力墙墙肢边缘构件的纵向钢筋截面面积。

13.2.2 地下室设计应考虑上部荷载、岩土侧压力及地下水浮力的不利作用影响。地下室应满足整体

抗浮要求，抗浮设防水位可取使用年限内可能的最高水位或室外地坪。必要时可采取降排水控制地下水位、加配重或抗拔锚桩（杆）等措施。

13.2.3 当高层建筑和与之相连的裙房间的沉降差异很小或有可靠经验，采取有效措施可以控制差异沉降时，塔楼与裙房之间可不设沉降缝。

13.2.4 地下室不宜设置变形缝。当超过伸缩缝最大间距时，可设置贯通顶板、底部及墙板的施工后浇带，带宽不宜小于800mm；后浇带可设置在柱距三等分的中间范围内以及剪力墙附近，其方向宜与梁正交，沿竖向应在结构同跨内；底板及外墙的后浇带宜增设附加防水层；后浇带浇灌时间宜滞后45天以上，其混凝土强度等级宜提高一级并宜采用无收缩混凝土，低温入模。

13.2.5 高层建筑主体结构地下室底板与扩大地下室底板厚度不同时，交界处宜设过渡段，板配筋宜适当加强。

13.2.6 地下室外墙设计应满足水土压力及地面荷载侧压作用下的承载力及裂缝宽度控制要求，其单侧竖向和水平贯通分布钢筋的配筋率不宜小于0.25%，水平钢筋间距不宜大于150mm。

13.2.7 地下室外周回填土宜采用石粉、砂土或灰土并分层夯实。

13.3 基础设计

13.3.1 基础设计应控制长期重力荷载作用下地基变形及差异变形。计算地基变形时，传至基础底面的荷载效应采用正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合，不计入风荷载和地震作用效应。

13.3.2 浅基础嵌岩时，可采取在基础周边及底面设置砂质或其他材质褥垫层等措施，避免对底板混凝土产生过大的约束。

13.3.3 筏板基础的平面尺寸应根据地基土的承载力、上部结构的布置及其荷载的分布等因素确定。

13.3.4 平板式筏基的板厚可根据受冲切承载力计算确定，板厚不宜小于400mm。冲切计算时，应考虑作用在冲切临界截面不平衡弯矩所产生的附加剪力。当不能满足板的冲切承载力要求时，可将柱下的筏板局部加厚或配置抗冲切钢筋。

13.3.5 当地基比较均匀、上部结构刚度较好，上部结构柱间距及柱荷载的变化不超过20%时，筏板基础可仅考虑局部弯曲作用，按倒楼盖法计算。当不符合上述条件时，宜按弹性地基板计算。

13.3.6 筏形基础的配筋应按计算确定。当按构造配置时，应双层双向配置，每层每方向配筋率不宜小于0.15%，钢筋间距不宜小于150mm，也不宜大于300mm；受力钢筋直径不宜小于12mm。

13.3.7 梁板式筏基梁宽小于柱宽时，可将肋梁在柱边加腋并满足构造要求。墙、柱的纵向钢筋在基础梁中锚固并满足锚固长度的要求。

13.3.8 梁板式筏基的梁高可取柱距的1/4~1/6。确定梁高时，应综合考虑荷载大小、柱距、地质条件等因素并应满足梁截面承载力要求。

13.3.9 筏形基础周边宜外挑，挑出长度应由地基条件、建筑物场地条件、柱距及柱荷载大小、使地基反力与建筑物重心重合或尽量减少偏心等因素综合确定。一般情况下，挑出长度宜为边缘柱距的1/4~1/3左右，对平板式筏基，挑出长度尚不宜小于（1~1.5）倍板厚。转角处板两向挑出时宜削去板角。

13.3.10 采用筏板基础的地下室，应沿地下室周边布置钢筋混凝土外墙，厚度不宜小于250mm，墙的截面设计除满足承载力要求外，尚应考虑防裂、防渗等要求。墙体应设置双层双向钢筋，钢筋直径不应小于12mm，水平钢筋的间距不宜大于150mm。

13.3.11 桩基础可采用混凝土灌注桩、混凝土预制桩以及钢桩。灌注桩包括沉管灌注桩、钻（冲）孔桩、旋挖桩、人工挖孔桩等；预制桩包括方桩、预应力方桩及预应力管桩等。

13.3.12 基桩布置应满足下列要求：

1 桩的中心距应满足表13.3.12中的规定，表中 d 为桩截面直径或边长， D 为桩端扩大头直径；

表 13.3.12 桩的最小中心距

桩的类型		一般情况	条形承台内超过二排或独立承台桩数超过9根的摩擦桩
不扩底钻（冲）孔桩、旋挖桩及挖孔桩		$2.5d$	$3.0d$
扩底钻（冲）孔桩、旋挖桩挖孔桩		$2.5d$ $D+1m$	$3.0d$ $D+1.5m$
沉管灌注桩	穿越非饱和土	$3.0d$	$3.5d$
	穿越饱和土	$3.5d$	$4.0d$
预制桩		$3.0d$	$3.5d$

- 注： 1 持力层为中、微风化基岩且桩端处基岩没有临空面时，人工挖孔桩的扩大头间净距可适当减小，但不宜小于0.3m。
- 2 端承嵌岩桩最小中心距可适当减小，但不宜小于1.5 d 。
- 3 当桩距小于以上规定值时，除满足施工条件外，尚应对桩侧摩阻力进行折减。
- 2 桩宜直接置于柱、墙等竖向构件之下，大直径桩宜采用一柱一桩；在可能布置单独承台时不宜布置联合承台；在满足桩最小中心距要求的前提下，桩宜靠近柱或剪力墙；
- 3 当采用多桩或群桩时，宜使桩群承载力合力点与其上竖向构件长期荷载作用点相重合；
- 4 同一结构单元宜避免同时采用摩擦桩和端承桩，也宜避免同时采用浅基础和桩基础。当受条件限制不得不采用时，则应估计其可能产生的差异沉降对上部结构的影响，必要时应有相应的加强措施；
- 5 应选择较硬土层或岩层作为桩端持力层。桩端进入持力层深度，对于粘性土、粉土、砂土、全风化、强风化软质岩等，不宜小于2 d ，对于卵石、碎石土、强风化硬质岩等，不宜小于1 d ；
- 6 桩端进入中、微风化岩的嵌岩桩，桩全断面嵌入岩层的深度不宜小于0.5m。嵌入灰岩或其他微风化硬质岩时，嵌岩深度可适当减少，但不应少于0.2m；
- 7 桩周存在可液化土层时，基桩应予穿过，进入稳定土层的深度应由计算确定；
- 8 岩溶地区的桩基不应采用直接支承于基岩面上的素混凝土桩或CFG桩。荷载较大时可采用冲孔桩或旋挖桩。当地下水贫乏，补给源不丰富时，也可采用人工挖孔桩。当采用预制桩时，宜采用静压桩。对于石笋、石芽密布，溶沟、溶槽发育的地段，灌注桩宜适当提高桩身混凝土强度等级及配筋率，预制桩宜适当降低单桩承载力。缺乏可靠经验时，在竖向荷载作用下，宜按偏心0.25 d 的偏压构件计算桩身配筋；
- 9 岩溶地区承载力较高的大直径桩（桩径不小于1m，单桩承载力特征值不小于5000kN）应在施工前采用超前钻并结合其他物探方法查明桩端基岩性状，包括岩样的强度、是否有溶洞、溶洞尺度、顶板破碎程度、顶板厚度等。顶板较破碎或较薄时应予穿过；完整顶板的厚度不小于溶洞平面尺寸时可不穿过，但顶板应满足受冲切承载力要求；
- 10 桩端持力层之下有软弱下卧层或破碎带和溶洞时，应校核下卧层的承载力，必要时尚应验算

其变形。桩端以下支承岩层的厚度不宜小于3倍桩径且不宜小于2m（经验算其受冲切承载力足够时，可不受此限制），必要时宜在施工前采取超前钻探明下卧层的情况；

11 位于坡地岸边的桩基，应对桩基进行稳定性验算；利用倾斜地层作桩端持力层时，应保证坡面的稳定性；

12 膨胀土地基中的桩基，宜采用钻、挖孔灌注桩等。桩端进入膨胀土的大气影响急剧层以下的深度，应通过抗拔稳定性验算确定且不得小于 $4d$ ，最小深度应大于1.5m。

13.3.13 桩的承载力特征值宜通过现场单桩静荷载试验确定。

13.3.14 当建筑物的刚度及整体性较好、地基承载力满足要求、桩仅用于控制或减少建筑物的沉降时，由地基条件决定的单桩承载力特征值可按下式计算确定并应满足桩身截面承载力要求。

$$R_a \leq \frac{R_u}{1.3} \quad (13.4.14)$$

式中： R_u ——由地基条件决定的单桩极限承载力值。

13.3.15 属下列情况之一者，设计、施工前应进行桩的静荷载试验：

- 1 地基基础设计等级为甲级的桩基且没有相同桩型在相似工程地质条件下的试桩资料作参考；
- 2 采用新的桩型或新的成桩工艺，对桩的承载力取值尚无可靠的经验；
- 3 对桩的成桩质量或承载力取值没有把握。

13.3.16 当不具备静载试桩的条件时，大直径嵌岩桩的承载力特征值，可根据持力层岩样单轴抗压强度或持力层原位载荷试验结果及桩身混凝土芯样强度等综合确定。

13.3.17 其他情况的桩基承载力特征值可根据经验公式、有关参数、土的抗剪强度指标估算并可按相同桩型、相近承载力取值及相似工程地质条件的试桩资料综合确定。

13.3.18 当有可靠的经验并有各种条件类似的桩静荷载试验资料及成功的工程类比经验供参考时，也可由这几方面因素综合确定桩的竖向承载力特征值。

13.3.19 除按地基岩土条件确定桩竖向承载力特征值外，桩身混凝土强度应满足桩的承载力设计要求。

1 对于轴向受压的混凝土灌注桩和预制桩，当不考虑桩身构造配筋的作用时，按下式验算桩身截面承载力：

$$Q \leq \psi_c f_c A_p \quad (13.3.19-1)$$

式中： ψ_c ——工作条件系数，灌注桩取0.75~0.85（水下灌注混凝土桩取低值），预制桩取0.8~0.9；

f_c ——桩身混凝土轴心抗压强度设计值（预应力桩应扣除预压应力，缺乏依据时也可近似按5MPa扣除）；

A_p ——桩身横截面面积；

Q ——相应于荷载效应基本组合时的单桩竖向力设计值；

2 当考虑桩身钢筋的作用时，可根据现行《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定，按轴心受压或偏心受压构件进行验算，桩身承载力验算应考虑工作条件系数，但不考虑稳定的影响；

3 钢筋混凝土预制桩，尚应对施工过程运输、起吊、沉桩等工况的桩身强度及裂缝宽度进行验算；

4 对受长期水平荷载的桩或抗拔桩，应验算桩身的裂缝宽度，其最大裂缝宽度不应大于0.2mm；当桩身位于地下水位以下且地下水对桩身钢筋不具腐蚀性或具微腐蚀性时，最大裂缝宽度不

应大于0.3mm；当桩身处于干湿交替变化环境下，其裂缝最大宽度不应大于0.2mm。计算裂缝宽度时，钢筋保护层厚度大于30mm时，取30mm；

5 设防烈度地震作用效应组合时，不考虑桩身构造配筋的作用，按下式验算桩身截面受压承载力：

$$Q_k \leq \psi_c f_{ck} A_p \quad (13.3.19-2)$$

式中： Q_k ——相应于设防烈度地震作用效应组合的单桩竖向力标准值。

13.3.20 人工挖孔桩或直径不小于1.5m的嵌岩桩终孔时，应进行桩端持力层检验，可以超前钻的结果为参考依据。未进行超前钻的大直径嵌岩桩应检验孔底3倍桩身直径或5m深度范围内有无土洞、溶洞、破碎带或夹层等不良地质情况。必要时可抽取岩芯进行抗压强度试验或原位岩石地基载荷试验。

13.3.21 施工完成后的工程桩应进行桩身完整性检验和竖向承载力试验。抗拔桩应进行抗拔承载力试验。承受较大水平力或永久水平力的桩应进行水平承载力试验。

13.3.22 对以下建筑物的桩基应进行沉降验算：

- 1 地基基础设计等级为甲级的建筑物桩基；
- 2 设计等级为乙级的体型复杂、荷载分布不均匀或桩端以下存在软弱土层的建筑物桩基；
- 3 摩擦型桩基。

嵌岩桩、设计等级为丙级的建筑物桩基、对沉降无特殊要求的条形基础下不超过两排桩的桩基、吊车工作级别A5及A5以下的单层工业厂房桩基（桩端下为密实土层），可不进行沉降验算。当有可靠地区经验时，对地质条件不复杂、荷载均匀、对沉降无特殊要求的端承型桩基也可不进行沉降验算。

桩基础的沉降不应超过建筑物的沉降允许值。

13.3.23 当地面以下存在可液化土层，桩承台（或地下室）周围无可液化土层且有刚性地坪时，可按下列方法验算桩基的抗震承载力：

1 地震作用持续过程中，液化土的水平抗力可折减一半（采用 m 法计算时 m 值乘以0.5的折减系数），按式（13.1.8-2）、式（13.1.8-6）和式（13.3.23-1）验算桩的承载力；

$$H_{1k} \leq 2.0 R_{Ha} \quad (13.1.23-1)$$

式中： H_{1k} ——设防烈度地震作用效应标准组合时，作用于桩顶的水平力；

R_{Ha} ——单桩水平承载力特征值；

2 地震作用停止时，考虑可液化土层液化，取此部分及以上土层摩阻力为零并应按下式验算桩的竖向承载力，必要时验算其附加沉降；

$$R_u \geq 1.3 Q_k \quad (13.1.23-2)$$

式中： R_u ——扣除液化土及其以上部分土层摩阻力的桩极限承载力，可取相应的单桩承载力特征值的2倍；

Q_k ——建筑物竖向荷载引起的作用于桩顶的竖向力标准值。

13.4 桩身构造

13.4.1 桩身混凝土强度等级：灌注桩不应低于C25；非预应力预制桩不应低于C30；预应力预制桩不应低于C40。

13.4.2 桩身主筋的混凝土保护层厚度不应小于50mm，预应力管桩不应小于35mm。当灌注桩采用水下混凝土时，不应小于60mm。

13.4.3 桩顶嵌入承台的长度，承台下有混凝土垫层时不应小于50mm，没有混凝土垫层时不应小于70mm。

13.4.4 桩身配筋长度应符合下列规定：

1 端承桩宜沿桩身通长配筋，当需配置受压钢筋时，则应通长配筋；

2 受水平荷载（包括地震作用）的桩基，配筋长度 l_1 不宜小于 $4/\alpha$ ，可取 $8d\sim 14d$ ，硬土取小值，软土取大值，地震区的桩基配筋长度，尚应越过可液化土层并进入稳定土层不少于3倍桩径；当 l_1 大于桩长 l 时，取 $l_1=l$ ；

注： α 为桩的水平变形系数（ $1/m$ ）， $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{E_c I}}$ ；式中： m 为土的水平抗力系数的比例系数， b_0 为桩身计算宽度

（m）， m 、 b_0 按广东省标准《建筑地基基础设计规范》DBJ 15-31取值； I 为桩截面惯性矩； E_c 为桩身材料的弹性模量，非预应力混凝土桩可采用混凝土弹性模量的0.85倍； d 为桩径。

3 抗拔桩应通长配筋；因地震作用、膨胀力作用而受拔的桩，应按计算配置通长或局部长度的抗拉筋；

4 对于承受负摩阻力和位于坡地岸边的基桩应通长配筋；

5 当桩长较长时，在保证桩身截面承载力的前提下，可沿深度分段配筋。

13.4.5 桩身箍筋宜采用直径为6mm~10mm光面圆钢。圆形灌注桩宜采用螺旋箍或焊接环箍。

13.4.6 抗拔桩主筋入承台（包括基础梁、板）长度不应少于40d，其他桩主筋入承台长度不宜少于30d。

13.4.7 在各种荷载（包括竖向荷载、风荷载、地震作用、水浮力等）组合作用下不产生拉力的预制桩，6度设防区桩主筋入承台长度可少于30d或不入承台，此时桩顶应按铰接考虑。

13.4.8 本标准第13.4.7条的规定也适用于7度设防区有不少于一层地下室，8、9度设防区有不少于二层地下室的桩基。

13.4.9 灌注桩配筋应符合下列要求：

1 当计算桩身不需配筋时，仍应按截面最小配筋率配构造钢筋。桩截面最小配筋率为0.3%，钢筋笼入桩身长度 $l_1 \geq 8d$ 。当 l_1 大于桩长 l 时，取 $l_1=l$ ；

2 当桩身直径为400mm~2000mm时，截面配筋率通常可取0.65%~0.3%（小桩径取高值，大桩径取低值，中间可线性插值）；但抗拔桩及以承受水平力为主的桩则应通过计算确定配筋；

3 箍筋直径及间距：当桩径 $d \leq 700mm$ 时，可用直径为6mm，当 $700mm < d \leq 1500mm$ 时，可用直径为8mm，当 $d > 1500mm$ 时，可用直径为10mm；箍筋间距可取200mm~300mm，桩顶2m~3m范围内箍筋宜适当加密。当钢筋笼长度大于4m时，每隔2m左右设一道焊接加劲箍筋，加劲箍筋直径可视桩径大小而定；

4 桩身纵向钢筋直径不应小于12mm，根数不应少于6根，间距不宜大于300mm，纵筋净距不应小于60mm。

13.4.10 人工挖孔桩的孔深不宜超过25m；当桩长 $l \leq 12\text{m}$ 时，桩身直径 d （不含护壁）不宜小于1000mm；当 $12\text{m} < l \leq 20\text{m}$ 时， d 不宜小于1200mm，当 $l > 20\text{m}$ 时，桩径宜适当加大。

13.4.11 人工挖孔桩的桩端扩大头直径 D 不宜大于2倍桩身直径（图13.4.11），扩大部分的宽度 b 与高度 h 之比视地质条件而定。在岩层内扩孔时 b/h 不宜大于1/2；在土层内扩孔时，不宜大于1/4。扩大头端部垂直边高度 h_1 不宜小于200mm；当扩大头直径 D 大于2倍桩身直径时，应验算扩大部分的受弯、受剪承载力并对桩底配置双向钢筋网。

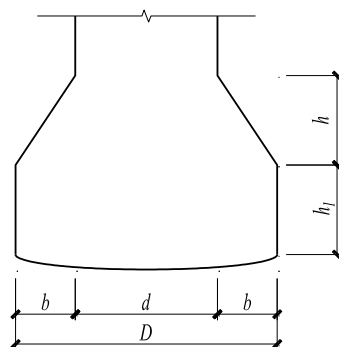


图 13.4.11 人工挖孔桩扩大头尺寸

13.4.12 预制桩的桩身配筋应由计算确定。打入式沉桩时，其最小配筋率不宜小于0.8%；静压式沉桩时，其最小配筋率不宜小于0.6%。打入式桩桩顶（2~3）倍边长（或桩径）范围内箍筋应加密并设置钢筋网片。

13.4.13 非预应力桩的截面边长不得小于200mm，预应力桩的截面边长不宜小于350mm，预应力管桩的外径不得小于300mm。

13.4.14 预制桩的分节长度可根据施工条件及运输条件确定，接头数不宜超过四个。

13.4.15 预制抗拔桩、以承受水平力为主或7度及以上抗震设防区的桩基，不应采用硫磺胶泥接头。

13.4.16 当持力层为密实砂、卵石、碎石土或需穿过中密以上较厚砂层时，桩尖宜设钢板桩靴，避免桩尖被击碎。

14 结构隔震、消能减震和风振控制设计

14.1 一般规定

14.1.1 本章适用于设置隔震层以隔离水平地震动的结构隔震设计、设置消能部件吸收与消耗地震能量的结构消能减震设计以及结构风振控制设计。

14.1.2 隔震和消能减震建筑的抗震性能目标见表14.1.2。当遭受设防烈度地震作用时，隔震装置和消能部件应正常工作，主体结构无损坏或轻微损坏；当遭受罕遇地震作用时，隔震装置和消能部件不应丧失功能，主体结构不发生较严重损坏。

表 14.1.2 隔震与消能减震结构的抗震性能目标

性能目标 地震水准 性能水准	A	B	C	D
	1	1	2	3
设防烈度地震	1	1	2	3
预估的罕遇地震	1	2	3	4

14.1.3 隔震和消能减震建筑设计应根据建筑的抗震设防类别、抗震设防烈度、建筑高度、隔震和消能减震装置的类型和布置、场地条件、地基、结构材料等因素，经技术、经济和使用条件综合比较确定。

14.1.4 隔震和消能减震（振）设计时，隔震装置和消能部件应符合下列要求：

- 1 隔震装置和消能器的性能参数应经检验确认或由试验确定；
- 2 隔震装置和消能器的设置部位，应采取便于检查和替换的措施；
- 3 设计文件上应注明隔震装置和消能器的性能要求，安装前应按规定进行检测，确保性能符合要求。

14.2 结构隔震设计

14.2.1 建筑结构采用隔震设计时应符合下列各项要求：

- 1 应选用整体刚度较好的基础类型，地基应稳定可靠，所在的场地宜为I、II、III类；
- 2 体型基本规则的隔震结构可不设置防震缝，体型复杂的结构不设防震缝时，应选用符合实际的结构计算模型进行较精确的计算分析，采取必要的加强措施。

14.2.2 隔震体系的地震作用计算，应符合下列规定：

- 1 当隔震结构的阻尼比为0.05时，地震影响系数应根据烈度、场地类别、特征周期和隔震结构的自振周期由4.3.9条确定，其水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$ 按4.3.8条取值；
- 2 隔震层以上结构的水平地震作用应根据隔震体系的计算模型计算确定；
- 3 隔震层以上结构竖向地震作用标准值，采用振型分析反应谱法计算时，各楼层可视为质点并按本标准第4.3.16条计算竖向地震作用标准值沿高度的分布。其地震影响系数最大值取水平地震影响系数最大值的65%，特征周期可按设计第一组采用，隔震层竖向阻尼比可取上部结构阻尼比并不宜大

于0.05。

14.2.3 建筑结构隔震设计的计算分析应符合下列要求：

1 隔震体系的计算简图，应增加由隔震支座及其顶部梁板组成的质点；当隔震层以上结构的质心与隔震层刚度中心不重合时，应计入扭转效应的影响；

2 采用等效线性化分析模型对隔震结构地震作用进行计算时，应合理考虑隔震支座的等效刚度和等效阻尼比，采用振型分析反应谱法计算。对于房屋高度大于40m的隔震建筑，不规则的建筑、或隔震层隔震支座、阻尼器装置及其他装置的组合复杂的隔震建筑，应采用时程分析法或时域显式随机模拟法等动力分析方法进行补充计算。输入地震波的反应谱特性和数量，应符合本标准4.3.5条和4.3.6条的规定；

3 当隔震建筑场地处于发震断层10km以内，隔震结构地震作用计算应考虑近场影响，5km及以内增大系数宜取1.5、5km以外宜取1.25；

4 采用振型分解反应谱法、时程分析法或时域显式随机模拟法同时计算时，地震作用结果应取振型分解反应谱法、时程分析法或时域显式随机模拟法的包络值。

14.2.4 隔震层以上结构的地震作用效应宜采用层间剪力校准系数法进行补充计算：

1 采用非线性时程分析法或非线性时域显式随机模拟法对图14.2.4所示的考虑隔震支座非线性恢复力的真实非线性隔震结构①进行计算，获得结构第*i*层的层间剪力 $V_i^{①}$ 、第*i*层的层间位移角 $\theta_i^{①}$ ，其中*i*=1,2,⋯,*N_s*，*N_s*为楼层数。利用 $\theta_i^{①}$ 可以进行设防烈度地震作用下的抗震变形验算。若采用非线性时程分析法，输入地震波的反应谱特性和数量应符合本标准4.3.5条的规定。若采用非线性时域显式随机模拟法，可采用附录C公式（C.1.2）生成与设防烈度地震影响系数曲线等价的不少于500条的人工模拟地震波并采用附录C第C.3节所述方法进行分析；

2 采用振型分解反应谱法对按第14.2.3条规定建立的图14.2.4所示的等效线性隔震结构②进行设防烈度地震作用效应计算，获得结构第*i*层的层间剪力 $V_i^{②}$ 和第*i*层的任一构件内力 $F_i^{②}$

(*i*=1,2,⋯,*N_s*)；

3 定义等效线性隔震结构第*i*层层间剪力校准系数为

$$\eta_i = \frac{V_i^{①}}{V_i^{②}} \quad (i=1,2,\cdots,N_s) \quad (14.2.4-1)$$

4 采用第*i*层层间剪力校准系数对第2步振型分解反应谱法获得的第*i*层构件内力进行调整，得

$$F_i = \eta_i F_i^{②} \quad (i=1,2,\cdots,N_s) \quad (14.2.4-2)$$

式中： F_i ——修正后的构件内力计算值，可用于构件抗震承载力验算。

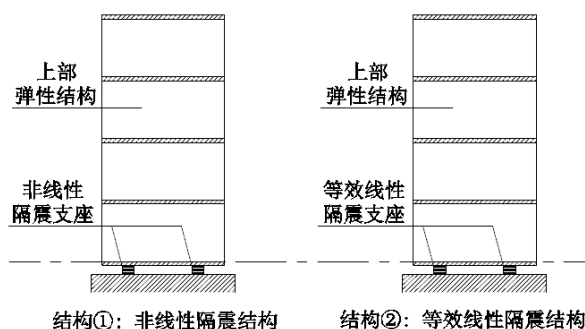


图 14.2.4 隔震结构计算模型

14.2.5 隔震结构的抗震构造措施，可按底部剪力比及相应的抗震设防烈度确定；除应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011相应设防烈度的规定外，尚应符合下列规定：

- 1 隔震结构底部剪力比大于0.5时，隔震结构应按本地区设防烈度规定采取相应的抗震构造措施；
- 2 隔震结构底部剪力比不大于0.5时，上部结构可按本地区设防烈度降低1度确定抗震构造措施；
- 3 与竖向地震作用有关的抗震构造措施应符合按本地区设防烈度的规定，不得降低。

14.2.6 隔震层设计应符合下列要求：

- 1 阻尼装置、抗风装置和抗拉装置可与隔震支座合为一体，亦可单独设置。必要时可设置限位装置；
- 2 同一建筑隔震层选用多种类型、规格的隔震装置时，每个隔震装置的承载力和水平变形能力应能充分发挥，所有隔震装置的竖向变形应保持基本一致。橡胶类支座不宜与摩擦摆等钢支座在同一隔震层中混合使用；
- 3 隔震层采用摩擦摆隔震支座时，应考虑支座水平滑动时产生的竖向位移，及其对隔震层和结构的影响；
- 4 当隔震层采用隔震支座和阻尼器时，应使隔震层在地震后基本恢复原位，隔震层在罕遇地震作用下的水平最大位移所对应的恢复力，不宜小于隔震层屈服力与摩阻力之和的1.2倍。

14.2.7 隔震层的布置应符合下列要求：

- 1 隔震层宜设置在结构的底部或中下部，其隔震支座应设置在受力较大的位置，隔震支座的规格、数量和分布应根据竖向承载力、侧向刚度和阻尼的要求由计算确定；
- 2 隔震支座底面宜布置在相同标高位置上；当隔震层的隔震装置处于不同标高时，应采取有效措施保证隔震装置共同工作；
- 3 隔震支座的平面布置宜与上部结构和下部结构中竖向受力构件的平面位置相对应；不能相对应时，应采用可靠的结构转换措施；
- 4 隔震层刚度中心与质量中心宜重合，设防烈度地震作用下的偏心率不宜大于3%；
- 5 同一支承处采用多个隔震支座时，隔震支座之间的净距不应小于安装和更换所需的空间尺寸；
- 6 隔震层的阻尼装置、抗风装置或抗拉装置宜在建筑中合理布置。

14.2.8 隔震层的隔震支座应符合下列要求：

- 1 罕遇地震作用下橡胶隔震支座的极限水平位移不应大于其有效直径的0.55倍和支座内部橡胶

总厚度3倍二者的较小值；弹性滑板支座不应大于其产品水平极限位移的0.75倍；摩擦摆隔震支座不应大于其产品水平极限位移的0.80倍；

2 橡胶隔震支座其破坏极限水平位移不应小于支座内部橡胶总厚度4.0倍；弹性滑板支座产品水平极限位移不应小于同一隔震层中隔震橡胶支座产品水平极限位移的最大值；

3 隔震支座在重力荷载代表值下的竖向压应力不超过表14.2.8的规定。

表 14.2.8 重力荷载代表值下隔震支座压应力限值（N/mm²）

支座类型	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
橡胶隔震支座	10	12	15
弹性滑板支座	12	15	20
摩擦摆隔震支座	20	25	30

注：1 压应力设计值应按永久荷载和可变荷载的组合计算；其中，楼面活荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 或广东省标准《建筑结构荷载规范》DBJ 15-101 的规定乘以折减系数。

2 结构倾覆验算时应包括水平地震作用效应组合；对需进行竖向地震作用计算的结构，尚应包括竖向地震作用效应组合。

3 当橡胶支座的第二形状系数（有效直径与橡胶层总厚度之比）小于 5.0 时应降低平均压应力极限：小于 5 不小于 4 时降低 20%、小于 4 不小于 3 时降低 40%。

4 高层建筑隔震支座的最小直径或较小边长不宜小于 600mm。

5 在建筑的设计工作年限内，隔震支座刚度、阻尼特性变化不应超过初期值的±20%；橡胶支座的徐变量不应超过内部橡胶总厚度的 5%。

14.2.9 对于隔震结构的等效线性化分析，采用反应谱计算分析时，隔震支座的水平等效刚度和等效阻尼比可按本标准第14.3.7条和第14.3.12条确定；采用非线性时程分析时，隔震支座的水平等效刚度和等效阻尼比可按本标准第14.3.8条和第14.3.13条确定。

14.2.10 隔震层连接部件（如隔震支座或抗风装置的上、下连接件，连接用预埋件等）在罕遇地震作用下的承载力验算应不低于性能水准2的要求。其中，抗风装置应按下式进行验算：

$$\gamma_w V_{wk} \leq V_{Rw} \tag{14.2.10}$$

式中：V_{Rw} ——抗风装置的水平承载力设计值。当抗风装置是隔震支座的组成部分时，取隔震支座的水平屈服荷载设计值；当抗风装置单独设置时，取抗风装置的水平承载力，可按材料屈服强度设计值确定；

γ_w ——风荷载分项系数，采用1.5；

V_{wk} ——风荷载作用下隔震层的水平剪力标准值。

14.2.11 隔震结构抗倾覆验算应符合下列要求：

1 隔震结构抗倾覆验算包括结构整体抗倾覆验算和隔震支座拉压承载力验算；

2 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代表值计算抗倾覆力矩。抗倾覆力矩与倾覆力矩之比不应小于1.1；

3 隔震层在罕遇地震下应保持稳定，不宜出现不可恢复的变形。隔震层的隔震支座在罕遇地震作用下的最大竖向压应力，不应超过表14.2.12-1~14.2.12-3所规定的限值；在罕遇地震下竖向拉应力不应超过表14.2.12-4所规定的限值。

表 14.2.11-1 橡胶隔震支座在罕遇地震下的压应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
压应力限值 (N/mm ²)	20	25	30

注：隔震橡胶支座的直径小于 300mm 时其压应力限值可适当降低。

表 14.2.11-2 弹性滑板支座在罕遇地震下的最大竖向压应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
压应力限值 (N/mm ²)	25	30	40

注：1、弹性滑板支座中的橡胶支座部及滑移材料的压应力限值均应满足该表。

2、弹性滑板支座不宜出现拉应力。

表 14.2.11-3 摩擦摆隔震支座在罕遇地震下的竖向最大压应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
压应力限值 (N/mm ²)	40	50	60

注：1、摩擦摆隔震支座中的摩擦材料的压应力限值均应满足该表。

2、摩擦摆隔震支座不宜出现拉应力。

表 14.2.11-4 橡胶隔震支座在罕遇地震下的拉应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
拉应力限值 (N/mm ²)	0	1.0	1.0

注：隔震支座验算罕遇地震下最大应力和最小应力时，应考虑三向地震的最不利作用；其中水平和竖向地震作用产生的应力应取标准值。

14.2.12 隔震层下部结构的承载力按 3.9.5 条的相关规定验算，应考虑上部结构传来的轴力、弯矩、水平剪力以及由隔震层水平变形产生的附加弯矩。

14.2.13 隔震层支墩、支柱及相连构件，应采用在罕遇地震下隔震支座底部的竖向力、水平力和弯矩按性能水准 2 进行承载力验算。

14.2.14 隔震层以下的地下室、或隔震塔楼下的底盘中直接支撑塔楼结构及其相邻一跨的相关构件，应满足设防地震烈度下的抗震承载力要求，层间位移角限值应满足表 14.2.14-1 的要求。隔震层以下地面以上的结构在罕遇地震下的层间位移角限值应满足表 14.2.14-2 的要求。隔震层以上的结构在设防烈度地震下的层间位移角限值宜满足表 14.2.14-3 的要求，在罕遇地震作用下的层间位移角限值宜满足表 14.2.14-4 的要求。

表 14.2.14-1 隔震层以下结构设防地震作用下层间弹性位移角限值

结构类型 \ 抗震性能目标	A	B	C、D
钢筋混凝土结构、混合结构	1/600	1/500	1/400
钢结构	1/400	1/300	1/240

表 14.2.14-2 隔震层以下结构罕遇地震作用下层间弹塑性位移角限值

结构类型 \ 抗震性能目标	A	B	C、D
钢筋混凝土结构、混合结构	1/300	1/250	1/200
钢结构	1/200	1/150	1/120

表 14.2.14-3 隔震层以上结构设防地震作用下的弹性层间位移角限值

结构类型 \ 抗震性能目标	A	B	C、D
钢筋混凝土结构、混合结构	1/400	1/350	1/300
钢结构	1/300	1/250	1/200

表 14.2.14-4 隔震层以上结构罕遇地震作用下的弹塑性层间位移角限值

结构类型 \ 抗震性能目标	A	B	C、D
钢筋混凝土结构、混合结构	1/250	1/200	1/150
钢结构	1/150	1/120	1/100

14.2.15 隔震建筑下部结构的抗震构造措施应符合下列规定：

- 1 层间隔震结构位于地面以上的下部结构，其性能目标比隔震层以上结构提高一个等级；
- 2 地下室地下一层抗震构造等级应与地面上一层相同，以下各层结构抗震构造等级可逐渐降低，但不得小于三级；
- 3 基底隔震结构，当隔震层设置在地下室柱或墙顶时，隔震层所在的地下室地下一层抗震构造等级应与隔震层上一层相同，以下各层结构抗震构造等级可逐渐降低，但不得小于三级。

14.2.16 隔震结构应采用不阻碍隔震层在罕遇地震下发生大变形的下列措施：

- 1 上部结构的周边应设置竖向隔离缝，缝宽不宜小于各隔震支座在罕遇地震下的最大水平位移值的1.2倍且不小于300mm。对两相邻隔震结构，其缝宽取最大水平位移值之和且不小于600mm；
- 2 上部结构与下部结构之间，应设置完全贯通的水平隔离缝，缝高可取20mm并用柔性材料填充；当设置水平隔离缝确有困难时，应设置可靠的水平滑移垫层；
- 3 穿越隔震层的门廊、楼梯、电梯、车道等部位，应防止可能的碰撞。

14.2.17 隔震层与上部结构的连接，应符合下列规定：

- 1 隔震层顶部应设置梁板式楼盖且应符合下列要求：
 - 1) 隔震支座的相关部位应采用现浇混凝土梁板结构，现浇板厚度不应小于160mm；
 - 2) 隔震层顶部梁、板的刚度和承载力，宜大于一般楼面梁板的刚度和承载力；
 - 3) 隔震支座附近的梁、柱应计算冲切和局部承压，加密箍筋根据需要配置网状钢筋；
- 2 隔震支座和阻尼装置的连接构造，应符合下列要求：
 - 1) 隔震支座和阻尼装置应安装在便于维护人员接近的部位；
 - 2) 隔震支座与上部结构、下部结构之间的连接件，应能传递罕遇地震下支座的最大水平剪力和弯矩；
 - 3) 外露的预埋件应有可靠的防锈措施。预埋件的锚固钢筋应与钢板牢固连接，锚筋的锚固长度由计算确定且宜大于20倍钢筋直径并不应小于250mm。

14.3 结构消能减震设计

14.3.1 消能减震设计时，应根据设防地震下的预期减震要求及罕遇地震下的预期结构位移控制要求，设置适当的消能部件。消能部件可由消能器及斜撑、墙体、梁或节点板等支承构件组成。消能器可采用速度相关型、位移相关型或其他类型。

14.3.2 高层建筑结构采用消能减震设计时应符合下列各项要求：

- 1 消能器应具备良好的变形能力和消耗地震能量的能力，消能器的极限位移应大于消能器设计位移的120%。速度相关型消能器极限速度应大于消能器设计速度的120%，同时应具有良好的耐久性和环境适应性；
- 2 一般情况下，应至少在建筑消能减震结构的各个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算，各方向的水平地震作用应由该方向消能部件和抗侧力构件承担。有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于15°时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。

14.3.3 消能部件的布置应满足下列各项要求：

- 1 消能部件的布置宜使结构在两个主轴方向的动力特性相近；
- 2 消能部件的竖向布置宜使结构沿高度方向刚度均匀；
- 3 消能部件宜布置在层间相对位移或相对速度较大的楼层，同时可采用合理形式增加消能器两端的相对变形或相对速度的技术措施，提高消能器的减震效率；
- 4 消能部件的布置不宜使结构出现薄弱构件或薄弱层。

14.3.4 消能减震结构的地震作用效应计算应满足本标准第4.3.5条要求并应满足下列要求：

- 1 当消能减震结构的主体结构处于弹性工作状态且消能器处于线性工作状态时，可采用振型分解反应谱法、弹性时程分析法；
- 2 当消能减震结构的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，采用附加等效阻尼比和等效刚度的振型分解反应谱法、弹性时程分析法；也可直接采用弹塑性时程分析法；
- 3 当消能减震主体结构进入弹塑性状态时，应采用静力或动力弹塑性分析方法；
注：在弹性时程分析和弹塑性时程分析中，消能减震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。
- 4 采用消能减震结构弹塑性时程法分析时，根据主体结构构件弹塑性参数和消能部件的参数确

定消能减震结构非线性分析模型；

5 采用静力弹塑性分析方法分析应满足下列要求：

- 1) 消能部件中消能器和支撑可采用串联模型，将消能器的刚度和支撑的刚度进行等效，在计算中消能部件采用等刚度的连接杆代替；
- 2) 结构目标位移的确定应根据结构的不同性能来选择，宜采用结构总体高度的 1.5% 作为顶点位移的界限值；
- 3) 消能减震结构的阻尼比由主体结构阻尼比和消能器附加给结构的等效阻尼比组成，主体结构阻尼比应取结构弹塑性状态时的阻尼比。

14.3.5 消能减震结构的楼层剪力系数可根据附加阻尼比的大小进行适当调整。

14.3.6 消能器的恢复力模型参数应经试验验证。

14.3.7 采用振型分解反应谱法分析时，可采用下述步骤计算结构等效阻尼比和消能器的参数：

- 1 假定各个消能器的设计参数[如 $(K_{\text{eff}})_j$, C_j]和消能减震结构的等效阻尼比 ζ ；
- 2 将消能减震结构的总阻尼比和各个消能器的设计参数代入分析模型中，采用振型分解反应谱法进行结构分析；
- 3 经结构分析可得第 i 楼层的水平剪力 F_i 、水平地震作用标准值的位移 u_i 及第 j 个消能器的阻尼力 F_{dj} 及相对位移 Δu_{dj} ；
- 4 消能器附加给结构的等效阻尼比 ζ_a ，可按本标准第 14.3.12 条进行计算；
- 5 重新修正各个消能器的设计参数[$(K_{\text{eff}})_j$, C_j]并利用下式计算结构总阻尼比 ζ ：

$$\zeta = \zeta_1 + \zeta_a \quad (14.3.7)$$

式中： ζ_1 ——主体结构阻尼比；

ζ_a ——消能器附加给结构的等效阻尼比；

6 将步骤 5 计算得到的结构总阻尼比和各个消能器的参数作为初始假设值，重复步骤 2 至步骤 5。反复迭代，直至步骤 2 使用的结构总阻尼比与步骤 5 计算得到的结构总阻尼比接近。

14.3.8 采用非线性时程分析时，可按下述步骤计算结构的总阻尼比和消能器的参数：

- 1 假定各个消能器的设计参数[如 $(K_{\text{eff}})_j$, C_j]，采用非线性时程分析法进行结构分析；
- 2 经结构分析可得第 i 楼层的水平剪力最大值 F_i 、第 j 个消能器的最大阻尼力 $F_{dj\max}$ 及最大阻尼力对应的相对位移 Δu_{dj} ；
- 3 消能器附加给结构的等效刚度 $(K_{\text{eff}})_j$ ，可按本标准式 (14.3.13-1) 进行计算，消能器附加给结构的等效阻尼比 ζ_a ，可按本标准式 (14.3.13-2) 进行计算，结构总阻尼比 ζ ，可按本标准式 (14.3.7) 计算；
- 4 将计算得到的结构总阻尼比及步骤 3 计算得到的消能器附加等效刚度代入计算模型中，进行时程分析，经结构分析可得第 i 楼层的水平剪力最大值 F'_i ；
- 5 将步骤 4 计算得到的楼层水平剪力及步骤 2 得到的楼层水平剪力，按下式进行第 i 楼层水平剪力误差计算：

$$\Delta_i = \frac{F'_i - F_i}{F_i} \times 100\% \quad (14.3.8-1)$$

确定第 i 楼层水平剪力误差数值上最大的楼层 i （即当 Δ_i 为负值时，取 $\max \Delta_i$ 对应的楼层 i ；当 Δ_i 为正值时，取 $\min \Delta_i$ 对应的楼层 i ）；

6 基于步骤 5 确定的第 i 楼层水平剪力最大值进行结构总阻尼比迭代修正，可按下式进行计算：

$$\zeta = \frac{F'_i}{F_i} \zeta \quad (14.3.8-2)$$

7 重复步骤4与步骤6，反复迭代，直至步骤4使用的结构总阻尼比计算得到的第*i*楼层的水平剪力最大值 F'_i 大于或等于步骤2得到的第*i*楼层的水平剪力最大值 F_i 。

8 计算出时程波下消能器的等效刚度和等效阻尼比后，以最小等效阻尼比的时程波的分析结果作为消能器附加到结构中的等效刚度和等效阻尼比。

14.3.9 采用静力弹塑性分析方法时，计算模型中消能器宜采用合理的恢复力模型并由实际分析计算获得消能器的附加阻尼比，不可采用预估值。位移相关型消能器可采用等刚度的杆单元代替并依据消能器的力学特性于该杆单元上设置塑性铰，以模拟位移相关型消能器的力学特性。

14.3.10 消能减震结构在设防地震和罕遇地震下的总阻尼比应分别计算，消能器附加给结构的等效阻尼比超过 25% 时，按 25% 计算。

14.3.11 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、墙体或梁等支承构件组成消能部件时，消能部件的恢复力模型参数符合下列要求：

$$\frac{\Delta u_{py}}{\Delta u_{sy}} \leq 2/3 \quad (14.3.11-1)$$

式中： Δu_{py} ——消能部件在水平方向的屈服位移或起滑位移；

Δu_{sy} ——设置消能部件的主体结构层间屈服位移；

2 黏弹性消能器的黏弹性材料总厚度应满足下列要求：

$$t_v \geq \Delta u_{dmax} / [\gamma] \quad (14.3.11-2)$$

式中： t_v ——黏弹性消能器的黏弹性材料的总厚度；

Δu_{dmax} ——沿消能器方向消能器最大可能的位移；

$[\gamma]$ ——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、墙体或梁等支承构件组成消能部件时，支承构件沿消能器消能方向的刚度应满足下式：

$$K_b \geq 6\pi C_D / T_1 \quad (14.3.11-3)$$

式中： K_b ——支撑构件沿消能器方向的刚度；

C_D ——消能器的线性阻尼系数；

T_1 ——消能减震结构的基本自振周期。

14.3.12 采用振型分解反应谱法分析时，消能部件附加给结构的等效阻尼比和等效刚度，可按下列方法确定：

1 位移相关型消能部件和非线性速度相关型消能部件给结构附加的等效刚度应采用修正后的等效刚度确定；

2 消能部件附加给结构的等效阻尼比可按下列式估算：

$$\zeta_a = \sum_{j=1}^n W_{dj} / (4\pi W_s) \quad (14.3.12-1)$$

式中： ζ_a ——消能器附加给结构的等效阻尼比；

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， Σ 表示安装在结构上的所有消能器消耗的能量之和；

W_s ——设置消能部件的结构在预期位移下的总应变能；

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，消能减震结构在水平地震作用下的总应变能，可按式估算：

$$W_s = \frac{1}{2} \sum F_i u_i \quad (14.3.12-2)$$

式中： F_i ——质点i的水平地震作用标准值（一般取相应于第一振型的水平地震作用即可）；

u_i ——质点i对应于水平地震作用标准值的位移；

4 速度线性相关型消能器在水平地震下所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{cj} = \left(\frac{2\pi^2}{T_1} \right) C_j \cos^2(\theta_j) \Delta u_j^2 \quad (14.3.12-3)$$

式中： C_j ——第j个消能器由试验确定的线性阻尼系数；

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；

当消能器的阻尼系数和等效刚度与结构振动周期有关时，可取相应于消能减震结构基本自振周期的值；

5 对于非线性黏滞消能器在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{cj} = \lambda F_{dj\max} \Delta u_j \quad (14.3.12-4)$$

式中： λ ——阻尼指数的函数，如表14.3.12；

$F_{dj\max}$ ——第j个消能器在相应水平地震作用下的最大阻尼力。

表 14.3.12 阻尼指数的函数 λ 取值

阻尼指数 α	λ
0.25	3.7
0.5	3.5
0.75	3.3
1.0	3.1

注：其他阻尼指数对应的 λ 值可线性插值；

6 位移相关型和速度非线性相关型消能器在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{cj} = \sum A_j \quad (14.3.12-5)$$

式中： A_j ——第j个消能器的恢复力滞回环在相对水平位移 Δu_j 时的面积。

消能器的等效刚度可取消能器的恢复力滞回环在相对水平位移 Δu_j 时的割线刚度。

14.3.13 采用时程分析时，消能部件附加给结构的等效阻尼比和等效刚度，可按下列方法确定：

1 位移相关型消能部件和非线性速度相关型消能部件给结构附加的等效刚度宜采用迭代修正后的等效刚度确定；

2 非线性黏滞消能器给结构附加的等效刚度采用迭代计算方法确定，可按下式估算：

$$(K_{\text{eff}})_j = \frac{F_{\text{djmax}}}{\Delta u_{\text{dj}}} \quad (14.3.13-1)$$

式中： F_{djmax} ——时程分析过程中消能器j最大阻尼力；

Δu_{dj} ——消能器j最大阻尼力对应的相对位移；

将上式计算得到等效刚度作为时程分析中非线性黏滞消能器的初始刚度，再进行时程分析，重复步骤2。反复迭代，直至使用的消能器等效刚度与上式计算得到的等效刚度接近；

3 消能器附加给结构的等效阻尼比可按式估算：

$$\zeta_a = \frac{\zeta_1 E_d}{E_c} \quad (14.3.13-2)$$

式中： ζ_1 ——结构阻尼比；

E_d ——消能器耗能；

E_c ——结构模态阻尼耗能。

14.3.14 除消能子结构以外的主体结构构件的抗震验算应符合下列规定：

1 主体结构构件的抗震验算，应按本标准有关章节的规定执行；

2 振型分解反应谱法计算地震作用效应时，附加阻尼比宜按设防地震作用下消能器最不利方向的附加阻尼比取值。

14.3.15 消能子结构构件的抗震验算应符合下列规定：

1 消能子结构中梁、柱（墙）构件宜按关键构件设计。在罕遇地震作用和其他荷载作用下的效应组合，应小于构件极限承载力标准值；

2 消能子结构中的梁、柱和墙截面设计应考虑消能器在极限位移或极限速度下的阻尼力作用效应；

3 消能部件采用高强螺栓或焊接连接时，消能子结构节点部位组合弯矩设计值应考虑消能部件端部的附加弯矩；

4 消能子结构的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；

5 当消能器的轴心与结构构件的轴线有偏差时，结构构件应考虑附加弯矩或因偏心而引起的平面外弯曲的影响。

14.3.16 消能子结构构件的抗震验算可采用弹性设计方法：

子结构的梁、柱、梁柱节点的极限承载力应满足本标准式（14.3.16-1）和（14.3.16-2）：

$$\Delta V_D + \rho V_z + V_G \leq V_u^* \quad (14.3.16-1)$$

$$\Delta M_D + \rho M_z + M_G \leq M_u^* \quad (14.3.16-2)$$

式中： ΔV_D 、 ΔM_D ——分别为消能器极限阻尼力与设防烈度地震作用下消能器的阻尼力的差值对梁、柱、梁柱节点产生的附加剪力和附加弯矩（非阻尼力差值）；

V_Z 、 M_Z ——分别为设防烈度地震作用下梁、柱、梁柱节点剪力值和弯矩值（已包含阻尼力对结构的附加剪力和附加弯矩）；

V_G 、 M_G ——分别为重力荷载作用下的梁、柱、梁柱节点剪力值和弯矩值；

V_u^* 、 M_u^* ——分别为梁、柱、梁柱节点的极限抗剪承载力和极限抗弯承载力；

ρ ——放大系数，罕遇地震与设防烈度地震 $\alpha_{\max}$ 的比值。

14.3.17 消能减震结构的抗震变形验算应符合下列要求：

- 1 消能减震结构层间弹性位移角限值应符合本标准第3.7.3条的规定；
- 2 消能减震结构层间弹塑性位移角限值不应大于本标准第3.9.6条的规定。

14.3.18 消能器与结构的连接与构造，应符合下列规定：

- 1 消能器与主体结构的连接一般分为：支撑型、墙型、柱型、门架式和腋撑型等，设计时应根据各工程具体情况和消能器的类型合理选择连接型式；
- 2 当消能器采用支撑型连接时，可采用单斜支撑布置、“V”字型和人字型等布置，不宜采用“K”字型布置。支撑宜采用双轴对称截面，宽度比或径厚比应满足现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99的要求；
- 3 消能器与支撑、节点板、预埋件的连接可采用高强螺栓连接、焊接或铰接，高强螺栓及焊接的计算、构造要求应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017执行；
- 4 预埋件、支撑和支墩（剪力墙）及节点板应具有足够的刚度、强度和稳定性；
- 5 与消能器或消能部件相连的预埋件、支撑和支墩（剪力墙）及节点板的作用力应按以下要求取值：
 - 1) 位移相关型消能器：消能器在设计位移下对应阻尼力的1.2倍；
 - 2) 速度相关型消能器：消能器在设计速度下对应阻尼力的1.2倍。

14.3.19 除消能子结构外的主体结构的抗震构造措施应符合下列要求：

- 1 除消能子结构外的主体结构的抗震构造等级应按本标准第3.10节的规定采用；
- 2 当消能减震结构的抗震性能明显提高时，除消能子结构外的主体结构的抗震构造措施要求可适当降低，降低程度可根据消能减震主体结构地震剪力与不设置消能减震结构的地震剪力之比确定，最大降低程度应控制在1度以内。

14.3.20 消能子结构的抗震构造措施应符合下列要求：

- 1 消能子结构结构的抗震构造措施要求应按本地区抗震设防烈度要求确定；
- 2 消能子结构为混凝土或型钢混凝土构件时，构件的箍筋加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径，应满足本标准有关章节的要求；消能部件子结构为剪力墙时，其端部宜设暗柱，其箍筋加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径，应不低于本标准框架柱的要求；

注：箍筋加密区长度宜从连接板外侧计算。

- 3 消能部件为钢结构构件时，钢梁、钢柱节点的构造措施应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017和现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99中心支撑的要求确定。

14.4 结构风振控制设计

14.4.1 当高层建筑结构风振舒适度不满足使用功能的要求时，应进行结构风振控制设计，降低结构

风振效应。

14.4.2 高层结构采用风振控制时，可根据风荷载作用下的预期结构位移和加速度控制要求，设置适当的消能器。消能器宜采用速度相关型消能器（黏滞消能器、黏弹性消能器）、调频消能器（调频质量消能器、调频液体消能器）、或主被动混合调频质量消能器。

14.4.3 结合高层建筑的具体情况和结构风振舒适度控制要求，选择适宜的消能器：

- 1 一般的高层建筑结构可选用速度相关型消能器或调频消能器；
- 2 当高层结构有存在特殊的风振舒适度控制要求时或者振动控制要求较为严格时，可选用主被动混合调频质量消能器。

14.4.4 消能部件的布置宜符合下列规定：

- 1 消能部件宜根据需要沿结构主轴方向双向设置，形成均匀合理的结构体系；
- 2 速度相关型消能器宜布置在结构变形和速度较大的位置且平面布置应避免偏心。当需控制结构风振扭转的情况时，宜尽可能远离结构质心成对布置或偏心布置；
- 3 调频消能器、主被动混合调频质量消能器宜布置在结构顶层或所控制振型的峰值处。当需控制结构扭转风振的情况，宜在结构顶层或所控制振型峰值处远离质心两侧布置或偏心布置；
- 4 当在结构上部设置单个调频消能器后仍不能满足结构风振控制要求时，可采用多重调频消能器设计方案，在结构多个不同的楼层同时设置调频消能器。

14.4.5 设置消能部件的高层结构风振计算分析，应符合下列规定：

- 1 当主体结构处于弹性工作状态且消能器处于线性工作状态时，可采用等效静力风荷载法或弹性时程分析法计算结构风振效应；
- 2 当主体结构处于弹性工作状态，但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，采用等效静力风荷载法或弹塑性时程分析法计算结构风振效应；也可不对消能器进行等效线性化，直接采用弹塑性时程分析法计算结构风振效应；
- 3 宜在设置消能部件的高层结构的两个主轴方向分别计算风振作用，各方向的风振作用应由该方向消能部件和抗侧力构件承担。当存在风荷载作用下最不利方向时，宜沿该方向布置消能部件；
- 4 对可能产生横风向风振效应的高层建筑，可通过消能部件的设置抑制结构横风向风致振动；
- 5 对于质量和刚度分布不均匀的高层结构，应对扭转风向的风振作用进行验算并宜采用消能部件控制扭转效应对结构产生的不利影响。

14.4.6 采用消能器控制风致振动的高层结构，其消能器的设计参数、恢复力模型、附加给结构的等效阻尼比和等效刚度、性能检验及与结构的连接与构造应分别符合本标准第14.3节的规定。

14.4.7 高层建筑中可使用消防水箱设计调频液体消能器，亦可将水箱作为质量块设计成调频质量消能器。

- 1 采用调频质量消能器进行高层结构风致振动控制设计时，调频质量消能器宜设置在结构顶部。当结构顶部根据建筑方案不能设置时，宜在结构可安装调频质量消能器的最高位置设置。当在结构上部设置单个调频质量消能器后仍不能满足结构风振控制要求时，可采用多重调频质量消能器设计方案，在结构多个不同的楼层同时设置调频质量消能器；

调频质量消能器应保证其振动频率与结构自振频率接近或相等，调频质量消能器的质量：

$m_d = \alpha_d M_i$ 。其中， M_i 为原结构第*i*振型质量； α_d 为质量比；

- 2 采用调频液体消能器进行高层结构风致振动控制设计时，调频液体消能器宜设置在结构顶

部。当结构顶部根据建筑方案不能设置时，宜在结构可安装调频液体消能器的最高位置设置。当在结构上部设置单个调频液体消能器后仍不能满足结构风振控制要求时，可采用多重调频液体消能器设计方案，在结构多个不同的楼层同时设置调频液体消能器。

调频液体消能器设计时，宜保证其振动频率与结构自振频率接近或相等并应根据需要按照第一类调频液体消能器和第二类调频液体消能器分别设计。

14.4.8 采用调频质量消能器控制高层结构的风致振动，其最优自振频率 ω_{T1} 和最优阻尼比 ξ_{T1} 宜按下式确定：

$$\omega_{T1} = \omega_1 \frac{(1 - \mu_T/2)^{1/2}}{1 + \mu_T} \quad (14.4.8-1)$$

$$\xi_{T1} = \sqrt{\frac{\mu_T (1 - \mu_T/4)}{4(1 + \mu_T)(1 - \mu_T/2)}} \quad (14.4.8-2)$$

式中： ω_1 ——结构第一自振圆频率；

μ_T ——调频消能器等效质量与结构预期控制振型的广义质量比值，常用取值范围为0.01~0.03。

14.4.9 采用矩形水箱调频液体消能部件控制风致振动的高层结构时，可在水箱中安装桨柱以增大阻尼耗能。

1 含桨柱矩形水箱（图14.4.9）的自振频率 ω_T 、阻尼比 ξ_T 、质量参与系数 τ_T 和位移等效系数 Γ ，应按下式确定：

$$\omega_T = \sqrt{\frac{g\pi}{a} \tanh\left(\frac{h\pi}{a}\right)} \quad (14.4.9-1)$$

$$\xi_T = 12.97 \left(\frac{\sigma_r}{a}\right)^{0.48} \left(\frac{a_y}{b}\right)^{1.38} \left(\frac{b}{a}\right)^{0.37} \left[\frac{1}{3} + \sinh^{-2}\left(\frac{\pi h}{a}\right)\right]^{0.74} \tanh^{0.84}\left(\frac{\pi h}{a}\right) \quad (14.4.9-2)$$

$$\tau_T = \frac{8a}{\pi^3 h} \tanh\left(\frac{\pi h}{a}\right) \quad (14.4.9-3)$$

$$\Gamma = \frac{4}{\pi} \tanh\left(\frac{\pi h}{a}\right) \quad (14.4.9-4)$$

式中： τ_T ——矩形水箱调频液体消能器的质量参与系数；

a ——矩形水箱液体振动方向长度；

h ——水箱水深；

b ——水箱宽度；

a_y ——桨柱宽度；

σ_r ——水箱内液体波高响应均方根；

2 进行含桨柱矩形水箱调频液体消能器设计时，可按下述步骤确定水箱和桨柱的参数：

- 1) 选取适当的质量比 μ ，按本规程第14.4.8条计算最优自振频率 ω_{T1} 和最优阻尼比 ξ_{T1} ；
- 2) 采用结构-水箱调频消能器耦合系统等效线性模型计算10年重现期风荷载作用下的结构和水箱等效位移响应 σ_e ，结构顶部峰值加速度应符合行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010的有关规定，水箱内液体波高响应均方根 σ_r 宜按下式确定：

$$\sigma_r = \Gamma \sigma_e \quad (14.4.9-5)$$

3) 根据水箱所在楼层空间大小确定水箱整体尺寸，水箱参数同时应满足以下各式：

$$\omega_T = \omega_{T1} \quad (14.4.9-6)$$

$$m_e = \tau_T m_T = \mu_T m_1 \quad (14.4.9-7)$$

$$h \leq 0.7H \quad (14.4.9-8)$$

式中： H ——水箱高度；

m_e ——矩形水箱调频液体消能器的等效质量；

m_T ——矩形水箱调频液体消能器的总水质量；

m_1 ——结构预期控制振型的广义质量；

4) 水箱中应设置9根桨柱且宜按3×3网格形式分别安装在 $a/4$ 、 $a/2$ 、 $3a/4$ 位置处，桨柱高度应等于水箱高度 H ，桨柱宽度 a_y 的选取应满足下式：

$$\xi_T = \xi_{T1} \quad (14.4.9-9)$$

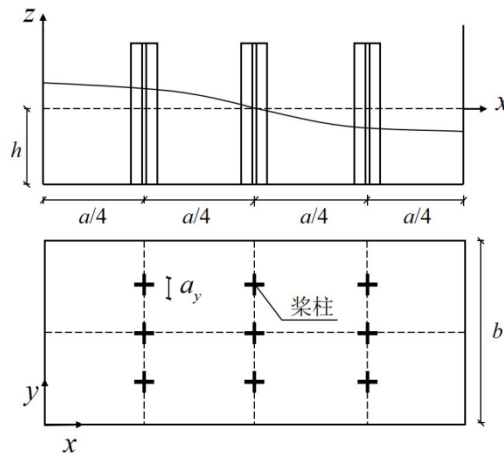


图 14.4.9 含桨柱的矩形水箱示意图

14.4.10 采用圆柱形水箱调频液体消能器控制高层结构的风致振动，其自振频率 ω_T 、阻尼比 ξ_T 和质量参与系数 τ_T ，可按下式确定：

$$\omega_T = \sqrt{\frac{1.84g}{r} \tanh\left(\frac{1.84h}{r}\right)} \quad (14.4.10-1)$$

$$\xi_T = \frac{0.45}{2\sqrt{R_1}} \left[\frac{1.3}{\sinh(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{r})} \left(\frac{1 - \frac{h}{r}}{\cosh(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{r})} + 1 \right) + 4.09 \right] \quad (14.4.10-2)$$

$$\tau_T = \frac{r}{4.39h} \tanh\left(\frac{1.84h}{r}\right) \quad (14.4.10-3)$$

式中： r ——圆柱形水箱圆截面半径；

R_1 ——第一振型雷诺数， $R_1 \approx \omega_1 r^2 / \nu$ ，其中 ν 为流体黏滞系数。

14.4.11 采用U型管水箱调频液体消能器控制高层结构的风致振动，其自振频率 ω_T 、阻尼比 ξ_T 和质量参与系数 τ_T ，可按式确定：

$$\omega_T = \sqrt{2g/L} \quad (14.4.11-1)$$

$$\xi_T = \sqrt{\frac{1}{2gL} \frac{\xi_0 \left| \frac{2}{3} \dot{W}_{\max} \right|}{4}} \quad (14.4.11-2)$$

$$\tau_T = B/L \quad (14.4.11-3)$$

式中： B ——U型管水箱水平管长度；

L ——U型管水箱中液体总长；

$\dot{W}_{\max}$ ——U型管水箱中液体的最大流度；

ξ_0 ——U型水箱隔板或闸板阻尼系数。

14.4.12 采用主被动混合调频质量消能器控制高层结构的风致振动，其行程反馈增益 g_d 和相对速度反馈增益 g_v ，宜分别按下式确定：

$$g_d = m_T (\alpha_A \omega_1)^2 - k_T \quad (14.4.12-1)$$

$$g_v = 2m_T (\alpha_A \omega_1) \zeta_A - c_T \quad (14.4.12-2)$$

式中： m_T ——控制系统总等效质量，按下式确定：

$$m_T = \sum_{i=1}^n m_i [\phi(H_i)]^2, \text{ 其中, } m_i \text{ 为高度 } H_i \text{ 处第 } i \text{ 个子控制系统的质量; } \phi(H_i) \text{ 为计算结构第 } i \text{ 阶振}$$

型广义质量 m_1 时所用归一化振型在 H_1 高度处的振型系数；

k_T ——TMD系统的刚度，最优刚度 $k_T = m_T \omega_T^2 = m_T (\alpha_T \omega_1)^2$ ；

c_T ——TMD系统的阻尼系数，最优阻尼系数 $c_T = 2m_T \omega_T \zeta_T = 2m_T (\alpha_T \omega_1) \zeta_T$ ；

ω_1 ——结构第一阶自振频率；

α_A ——主动调频质量消能器的名义最优调频比，按下式确定：

$$\alpha_A = \frac{1}{1 + \mu_T} \sqrt{\frac{2 + \mu_T - \mu_T g_a}{2}} \quad (14.4.12-3)$$

ζ_A ——主动调频质量消能器的名义最优阻尼比，按下式确定：

$$\zeta_A = \sqrt{\frac{(4 + 3\mu_T - g_a)(\mu_T + g_a)}{8(1 + \mu_T)(2 + \mu_T - g_a)}} \quad (14.4.12-4)$$

g_a ——加速度反馈增益，由设计人根据控制要求和结构具体情况确定。

14.4.13 速度相关型消能器应具有良好的抗疲劳性能并应满足以下规定：

1 对于黏滞消能器，以主体结构风振响应的主要频率为加载频率，以消能器在设计10年一遇风荷载作用下最大位移为幅值进行往复循环加载试验 $4 \times 3600/T$ 次（ T 为主体结构基本周期），黏滞消能器的主要设计指标误差和衰减量应不超过15%，同时黏滞消能器液体应不产生泄漏。对结构风振以第一振型为主的结构，可仅选取结构第一振型频率的0.75倍、1倍和1.25倍作为检测频率；

2 对于黏弹性消能器，以主体结构风振响应的主要频率为加载频率，以消能器在设计静风荷载作用下的位移为平衡位置，消能器在设计风荷载作用下最大位移为幅值，以主体结构基本周期为加载频率，连续4小时进行往复循环加载试验，消能器的主要设计指标误差和衰减量应不超过15%。

14.4.14 调频消能器的力学性能应符合下列规定：

1 第三方抽样检测20%的同一工程同一类型同一规格数量的调频消能器并且应不少于2个。当只有1个的时候，取1个；

2 对调频消能器的频率和阻尼比进行检测，检测合格率应为100%；

3 调频消能器的实测频率和实测阻尼系数与设计值的相对误差分别应小于5%和10%；

4 调频消能器的弹簧和阻尼元件疲劳性能不应发生由风荷载产生的疲劳破坏；若消能器各组件不满足疲劳强度要求，应更换；

5 调频消能器的惯性质量行程限位等安全保护措施应进行非破坏性试验，验证其等效性和可靠性；

6 调频液体消能器在安装完成后应检测水箱密闭性测试并符合相关技术要求；

7 悬吊式调频消能器应增加防掉落措。

14.4.15 主被动混合调频质量消能器的力学性能检测应符合下列规定：

1 对于小型主被动混合调频质量消能器，安装前应进行组装试验；

2 对于大型主被动混合调频质量消能器，安装前应进行比例模型试验，检验各种极端工况下消能器的控制性能、容错能力和可靠性；

3 主被动混合调频质量消能器由若干子系统和零部件组成，应对每个子系统和零部件单独测试并进行联合测试检验，应满足设计要求以及符合国家有关设备产品标准的相关规定；

4 驱动装置供应商应提供产品的相关参数及使用说明。

14.4.16 消能部件的设计工作年限不宜低于高层建筑结构的设计工作年限。当高层建筑结构的设计工作年限大于消能部件时，在消能部件达到其使用年限时应及时检测，重新确定其使用年限或更换，以满足设计工作年限要求。

14.4.17 消能部件在建筑结构服役期间，应符合下列规定：

1 消能部件不应作为承载主体结构重量的构件；

2 在主体结构服役期内，消能部件应正常工作，各部件及其连接构件不应发生强度、疲劳破坏；

3 应按本标准的相关要求，对消能部件及其连接构件进行常规检测；

4 在经历超越设计风荷载的风振侵袭后，应对消能器及其连接部件进行检查。若发现消能部件损坏或振动控制系统工作异常，应进行振动控制系统维修、更换或加固；

5 消能部件与主体结构之间应留有足够的空间并采取防碰撞措施，在服役期内不应出现消能部件与主体结构发生碰撞的情况。

14.4.18 消能器的设计，应便于检查、维护和替换，设计文件中应注明消能器使用的环境、检查和维护要求。

15 建筑工程施工

15.1 一般规定

- 15.1.1** 施工前，施工单位应根据工程特点和施工条件，按有关规定编制施工组织设计和施工方案。
- 15.1.2** 编制施工方案时，应根据施工方法、附墙爬升设备、垂直运输设备及当地的温度、风力等自然条件对结构及构件受力的影响，进行相应的施工工况模拟和受力分析并宜增加构造加强措施。
- 15.1.3** 雨期、高温及干热气候条件下施工，应按有关规定采取措施并编制专门的施工方案。
- 15.1.4** 宜建立绿色施工管理体系和管理制度，实施目标管理。
- 15.1.5** 沿海地区应编制专门的防台风应急预案。

15.2 施工测量

15.2.1 施工测量应符合现行国家标准《工程测量规范》GB 50026的有关规定并应根据建筑物的平面、体形、层数、高度、场地状况和施工要求，编制施工测量方案。

15.2.2 高层建筑施工采用的测量器具、量具，应按国家计量部门的有关规定进行检定、校准，合格后方可使用。测量仪器的精度应满足下列规定：

- 1 在场地平面控制测量中，宜使用测距精度不低于 $(3\text{mm}+2\times 10^{-6}\times D)$ 、测角精度不低于 $\pm 5''$ 级的全站仪或测距仪（ D 为测距，以毫米为单位）；
- 2 在场地标高测量中，宜使用精度不低于DSZ3的自动安平水准仪；
- 3 在轴线竖向投测中，宜使用 $\pm 2''$ 级激光经纬仪或激光自动铅直仪。

15.2.3 大中型高层建筑施工项目，应先建立场区平面控制网，再分别建立建筑物平面控制网；小规模或精度高的独立施工项目，可直接布设建筑物平面控制网。控制网应根据复核后的建筑红线桩或城市测量控制点准确定位测量并应作好桩位保护。

- 1 场区平面控制网，可根据场区的地形条件和建筑物的布置情况，布设成建筑方格网、导线网、三角网、边角网或GPS网；
- 2 建筑物平面控制网宜布设成矩形，特殊时可布设成十字形主轴线或平行于建筑外廓的多边形。

15.2.4 应根据建筑平面控制网向混凝土底板垫层上投测建筑物外廓轴线，经闭合校测合格后，再放出细部轴线及有关边界线。

15.2.5 建筑结构施工可采用内控法或外控法进行轴线竖向投测。首层放线验收后，应根据测量方案设置内控点或将控制轴线引测至结构外立面上并作为各施工层主轴线竖向投测的基准。轴线的竖向投测，应以建筑物轴线控制桩为测站。

15.2.6 控制轴线投测至施工层后，应进行闭合校验。控制轴线应包括：

- 1 建筑物外轮廓轴线；
- 2 伸缩缝、沉降缝两侧轴线；
- 3 电梯间、楼梯间两侧轴线；

4 单元、施工流水段分界轴线。

施工层放线时，应先在结构平面上校核投测轴线，再测设细部轴线和墙、柱、梁、门窗洞口等边线。

15.2.7 场地标高控制网应根据复核后的水准点或已知标高点引测，引测标高宜采用附和测法，其闭合差不应超过 $\pm 6\sqrt{n}$ mm（ n 为测站数）或 $\pm 20\sqrt{L}$ mm（ L 为测线长度，以千米为单位）。

15.2.8 标高的竖向传递，应从首层起始标高线竖直量取且每栋建筑应由三处分别向上传递。当三个点的标高差值小于3mm时，应取其平均值；否则应重新引测。

15.2.9 建筑物围护结构封闭前，应将外控轴线引测至结构内部，作为室内装饰与设备安装放线的依据。

15.2.10 高层建筑应按设计要求进行沉降观测、变形观测。

15.3 基础施工

15.3.1 基础施工前，应根据施工图、地质勘察资料和现场施工条件，制定基坑监测、地下水控制、基坑支护、支护结构拆除和基础的施工方案。

15.3.2 基坑和基础施工时，应采取降水、止水帷幕等措施减少地下水对施工的影响，同时防止水土流失。可根据土质和地下水状态、不同的降水深度，采用集水明排、单级井点、多级井点、喷射井点或管井等降水；停止降水时间应符合设计要求。

15.3.3 地下室结构工程可采用放坡开挖顺作法、有支护顺作法、逆作法或半逆作法施工。

15.3.4 支护结构可选用土钉墙、加筋水泥土墙、排桩、钢板桩、地下连续墙等。当不能采用悬臂式结构时，可选用锚杆或内支撑体系。对于较狭窄、影响施工的基坑，可考虑支护结构与永久结构合并的“两墙合一”设计。

15.3.5 基坑施工时应加强周边建(构)筑物、地下管线及支护结构的全过程安全监测和信息反馈并制定保护措施和应急预案。

15.3.6 支撑拆除过程应监测支护结构内力与变形的变化情况，制定应急预案。

15.3.7 工程桩质量检验可采用高应变、低应变、静载试验、钻芯取样等方法检测桩身完整性及承载力。

15.4 垂直运输

15.4.1 垂直运输设备的配置应根据结构平面布局、运输量、单件吊重及尺寸、设备参数和工期要求等因素确定。垂直运输设备的安装、使用、拆除应编制专项施工方案。

15.4.2 塔式起重机的配备、安装和使用应符合下列规定：

1 应根据起重机的技术要求，对地基基础及相关结构构件进行承载力、稳定性和变形验算；当塔式起重机布置在基坑槽边时，应满足基坑支护安全的要求。应考虑建筑物可能带来的峡谷效应，避开导致风力增大的特殊位置。对内爬式塔式起重机，应对其底座和附墙结构进行专项设计和对承载结构进行承载力验算并经设计单位同意；

2 塔式起重机平衡臂须避开学校、医院等人员密集场所，否则应编制防护专项方案；

3 应保证塔式起重机在非工作状态时能360°自由回转，回转范围内无障碍物。采用多台塔式起重

机时，应有防碰撞措施；

4 作业前，应对索具、机具进行检查，每次使用后应按规定对各设施进行维修和保养；

5 塔式起重机应安装风速仪。风速仪应设置在最高部位且不挡风处，能对起重机运行过程中的风速进行监控，当风速达到设定值时，应能发出停止作业的警报。当遭遇风速在12m/s及以上的大风或大雨、大雪、大雾等恶劣天气时，塔式起重机不得进行顶升、接高或拆除作业；

6 附着式塔式起重机与建筑物结构进行附着时，应满足其技术要求，附着点最大间距不宜大于25m，附着点的埋件设置应进行计算，附着支承处的结构应进行验算并经设计单位同意。

15.4.3 混凝土输送泵配备、安装和使用应符合下列规定：

1 混凝土泵的选型和配备台数，应根据混凝土最大输送高度、水平距离、浇筑时间、输出量、浇筑量确定；

2 编制混凝土泵送专项方案时应进行配管设计。

15.4.4 施工升降机配备和安装应符合下列规定：

1 建筑高度超过7层或20m时，应设施工升降机并应选择具有可靠防坠落升降系统的产品；

2 施工升降机选择，应根据建筑物体型、建筑高度、建筑面积、运输总量、工期要求以及供货条件等确定；

3 施工升降机位置的确定，应方便安装、使用、拆除以及人员和物料的集散；

4 施工升降机安装前应对其基础和附墙锚固装置进行设计并在基础周围设置排水设施；

5 施工电梯基础应尽可能利用结构混凝土底板基础；

6 宜结合模架结构，设置可靠的施工升降机登顶方案。

15.5 脚手架及模板支架

15.5.1 脚手架与模板支架应编制专项施工方案。

15.5.2 外脚手架应根据建筑物的高度选择合理的形式：

1 低于50m的建筑，宜采用落地脚手架或型钢悬挑脚手架；

2 高于50m的建筑，宜采用附着式升降脚手架或型钢悬挑脚手架。

15.5.3 落地脚手架宜采用双排扣件式钢管脚手架、承插式钢管脚手架、盘扣式脚手架等。

15.5.4 型钢悬挑脚手架应符合下列规定：

1 悬挑构件宜采用工字钢，架体宜采用双排扣件式钢管脚手架或碗扣式、承插式钢管脚手架；

2 分段搭设的脚手架，每段高度不宜超过20m；

3 悬挑构件可采用预埋件、U形钢筋固定。预埋件应采用未经冷处理的钢材和螺栓加工，应尽可能重复利用，避免在现场切割；

4 当悬挑构件受力点位于阳台、悬挑梁或大跨度梁上部时，应对相应主体结构构件的承载力进行计算。

15.5.5 卸料平台应符合下列规定：

1 应对卸料平台结构进行设计和验算，卸料平台宜采用型钢制作成工具式卸料平台，应设有专门独立的保险钢丝绳并编制专项施工方案；

2 卸料平台应与外脚手架脱开；

3 卸料平台安装完成后应由施工单位专职安全、技术、施工人员及监理单位专业监理人员进行

专项安全验收，合格后方可使用。卸料平台严禁超载使用。

15.5.6 模板支架宜采用工具式支架并应符合相关标准的规定。

15.5.7 对倾斜的混凝土结构构件的模板支架应设置斜支撑并应进行支架的水平承载力验算。

15.6 模板工程

15.6.1 模板工程应进行专项设计并编制施工方案。模板方案应根据平面形状、结构类型和施工条件确定。对模板及其支架应进行承载力、刚度和稳定性计算。

15.6.2 模板选型应符合下列规定：

- 1 墙体宜选用铝模板、钢模板、滑动模板和爬升模板等工具式模板施工；
- 2 柱模宜采用定型模板。圆柱模板可采用木材、玻璃钢、钢板成型；
- 3 梁、板模板宜选用铝模板、钢模板、木模板等，采用整体或分片预制安装；
- 4 楼板模板可选用飞模（台模、桌模）、密肋楼板模壳、永久性模板等；
- 5 电梯井筒内模宜选用铰接式筒形大模板，核心筒宜采用爬升模板，电梯井模板宜采用作业与防护一体化模板；
- 6 清水混凝土、装饰混凝土模板应满足设计对混凝土造型及观感的要求。

15.6.3 现浇楼板模板宜采用早拆模板体系。后浇带模板及支架应与其两侧梁、板结构的模板及支架分开设置。

15.6.4 大模板板面可采用整块金属模板，也可选用钢框复合板拼装。挂装三角架支承上层外模荷载时，现浇外墙混凝土强度应达到7.5MPa。大模板拆除和吊运时，严禁挤撞墙体。

15.6.5 现浇空心楼板模板施工时，应采取防止混凝土浇筑时芯模及钢筋上浮的措施。

15.6.6 模板拆除应满足下列规定：

- 1 柱混凝土拆模强度不应低于1.5MPa，墙体拆模强度不应低于1.2Mpa；
- 2 梁、板底模拆模时，跨度不大于2m时混凝土强度应达到设计强度的50%，跨度大于2m、不大于8m时混凝土强度应达到设计强度的75%，跨度大于8m时混凝土强度应达到设计强度的100%；
- 3 悬挑构件拆模时，混凝土强度应达到设计强度的100%；
- 4 后浇带拆模时，混凝土强度应达到设计强度的100%。

15.6.7 标准层数大于20层的住宅、办公楼宜优先采用铝模板。

15.7 钢筋工程

15.7.1 粗直径钢筋宜采用机械连接。机械连接可采用直螺纹套筒连接、套筒挤压连接等方法。焊接时可采用电渣压力焊等方法。

15.7.2 框架梁、柱交叉处，梁纵向钢筋应置于柱纵向钢筋内侧；次梁钢筋宜放在主梁钢筋上部。当双向均为主梁时，钢筋位置应按设计要求摆放。地上结构剪力墙中外层钢筋，水平钢筋宜放在竖向钢筋外侧。

15.7.3 箍筋的弯曲半径、内径尺寸、弯钩平直长度、绑扎间距与位置等构造做法应符合设计规定。采用开口箍筋时，开口方向应置于受压区并错开布置。采用螺旋箍等新型箍筋时，应符合设计及工艺要求。

- 15.7.4 压型钢板-混凝土组合楼板施工时，应保证钢筋位置及保护层厚度准确。
- 15.7.5 梁、板、墙、柱的钢筋宜采用预制安装方法。钢筋骨架、钢筋网在运输和安装过程中，应采取保护措施防止变形。
- 15.7.6 当采用滑模施工时，为保障楼板预留钢筋在核心筒支座处的锚固，可在核心筒的楼板标高处将预埋钢筋水平弯折并采用聚苯板保护。

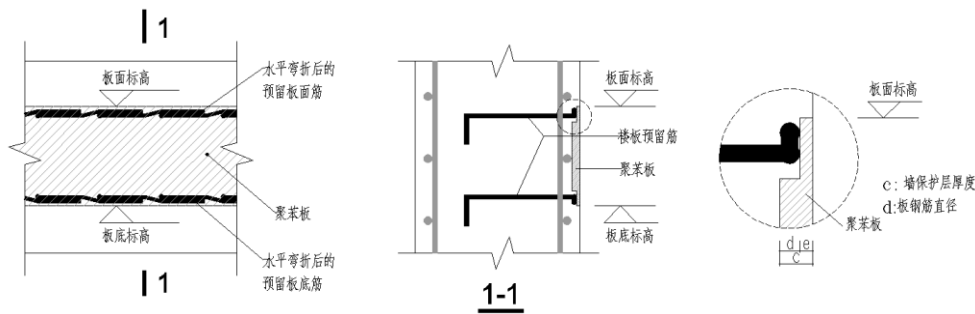


图 15.7.6 滑模施工时楼板预留钢筋做法示意

15.8 混凝土工程

- 15.8.1 高层建筑宜根据不同工程需要，选用特定的高性能混凝土。采用高强混凝土时，应优选水泥、粗细骨料、掺合料和外加剂并应作好配制、测试、浇筑与养护。
- 15.8.2 预拌混凝土运至浇筑地点，应进行坍落度检查，其允许偏差应符合表15.8.2的要求。

表 15.8.2 现场实测混凝土坍落度允许偏差

要求坍落度	允许偏差(mm)
≤40	±10
40~100	±20
≥100	±30

- 15.8.3 混凝土浇筑时应保证不发生离析。混凝土自高处倾落的自由高度不应大于2m；柱、墙模板内的混凝土倾落高度应满足表15.8.3的规定；不能满足时，宜加设串筒、溜槽或溜管等装置。

表 15.8.3 柱、墙模板内的混凝土倾落高度限值（m）

条件	混凝土倾落高度
骨料粒径大于25mm	≤3
骨料粒径不大于25mm	≤6

- 15.8.4 混凝土浇筑过程中，应设专人对模板支架、钢筋、预埋件和预留孔洞的变形、位移进行观测，发现问题及时采取措施。混凝土泵送管道的布置路线和固定措施应尽可能减少泵送振动对新浇混凝土质量的影响。
- 15.8.5 混凝土浇筑后，应采取覆盖薄膜、涂刷薄膜、浇水等措施及时进行养护。
- 15.8.6 结构柱、墙混凝土设计强度等级高于梁、板混凝土设计强度等级10MPa及以上时，应在交界

区域采取分隔措施。分隔位置应在低强度等级的构件中且与高强度等级构件边缘的距离不宜小于500mm。应先浇筑高强度等级混凝土，后浇筑低强度等级混凝土。

15.8.7 混凝土施工缝宜留置在结构受力较小且便于施工的位置。对有防水防渗要求的结构构件，应采取防水防渗措施并应征得设计同意。

15.8.8 后浇带应按设计要求预留并按规定时间浇筑混凝土，进行覆盖养护。当设计对混凝土无特殊要求时，后浇带混凝土宜高于原设计一个强度等级。

15.8.9 混凝土泵送高度超过150m时，其性能应满足以下要求：

- 1 混凝土坍落度宜大于200mm；
- 2 混凝土坍落扩展度不宜小于600mm；
- 3 混凝土出车温度不宜高于32℃；
- 4 混凝土倒置坍落度桶排空时间应小于5s。

15.8.10 高强度混凝土中可采用合适的外加剂，以满足高性能混凝土的要求。

15.9 大体积混凝土施工

15.9.1 大体积混凝土的设计强度等级宜为C25~C50，可采用混凝土60d或90d强度进行配合比设计、施工和评定验收。

15.9.2 大体积与超长结构混凝土配合比应经过试配确定。原材料应符合相关标准要求，宜选用中低水化热低碱水泥，掺入适量的粉煤灰、矿粉和缓凝型外加剂并控制水泥用量。

15.9.3 大体积混凝土浇筑、振捣应满足下列规定：

- 1 宜避免高温施工；当必须暑期高温施工时，应采取措施降低混凝土拌合物和混凝土内部温度；
- 2 根据面积、厚度等因素，宜采取整体分层连续浇筑或推移式连续浇筑法；混凝土供应速度应大于混凝土初凝速度，下层混凝土初凝前应进行第二层混凝土浇筑；
- 3 分层设置水平施工缝时，除应符合设计要求外，尚应根据混凝土浇筑过程中温度裂缝控制的要求、混凝土的供应能力、钢筋工程的施工、预埋管件安装等因素确定其位置及间隔时间；
- 4 宜采用二次振捣工艺，混凝土上表面在终凝前宜采用磨光机进行二次抹压处理。

15.9.4 大体积混凝土养护、测温应符合下列规定：

- 1 大体积混凝土浇筑后，应在12h内采取保湿、控温措施。混凝土浇筑体的里表温差不宜大于25℃，拆除保温覆盖时混凝土浇筑体表面与大气温差不应大于20℃；
- 2 宜采用自动测温系统测量温度并设专人负责；测温点布置应具有代表性，测温频次应符合相关标准的规定。

15.9.5 超长大体混凝土施工可采取跳仓法、留置施工缝、后浇带等措施。

15.10 混合结构施工

15.10.1 施工中应加强钢筋混凝土结构与钢结构施工的协调与配合，根据结构特点编制施工组织设计，确定施工顺序、流水段划分、工艺流程及资源配置。

15.10.2 钢结构制作前应进行深化设计，深化设计时应绘制复杂部位的钢筋与钢结构关系图以指导现

场施工，钢结构构件应有利于混凝土浇筑过程中的振捣和排气，施工过程中不得在型钢构件上开孔或开洞。

15.10.3 型钢混凝土竖向构件应按照钢结构、钢筋、模板、混凝土的顺序组织施工，型钢安装应先于混凝土施工至少一个安装节。

15.10.4 钢管混凝土结构浇筑应符合下列规定：

- 1 管内混凝土浇筑可选用管顶向下普通浇注法、泵送顶升浇筑法和高位抛落法等；
- 2 采用从管顶向下浇注时，应加强底部管壁排气孔观察，确认浆体流出和浇筑密实后封堵排气孔；
- 3 采用泵送顶升浇筑法时，应合理选择顶升浇筑设备，控制混凝土顶升速度，钢管直径不宜小于泵管直径的两倍；
- 4 采用高位抛落免振法浇筑混凝土时，混凝土技术参数宜通过试验确定；对于抛落高度不足4m的区段，应配合人工振捣；
- 5 混凝土浇筑面与尚待焊接部位焊缝的距离不宜小于600mm；
- 6 钢管内混凝土浇灌接近顶面时，应测定混凝土浮浆厚度。计算与原混凝土同级配的石子量，投入并振捣密实；
- 7 管内混凝土的浇灌质量，可采用管外敲击法、超声波检测法检测，必要时采用钻芯法检测。

15.10.5 型钢混凝土柱的箍筋宜采用封闭箍，不宜将箍筋直接焊在钢柱上。梁柱节点部位柱的箍筋可分段焊接。混凝土梁主筋在柱墙内型钢部位直接锚固（直锚或弯锚）长度不够时，优先考虑与设计单位联系在柱墙内型钢中开钢筋孔；无法实施时，也可以采用直螺纹套筒与柱墙内型钢焊接连接，套筒应尽可能在钢结构加工时焊接到位。水平钢筋直锚的不足部分应在型钢的背部补足。

15.10.6 当利用型钢梁钢骨架吊挂梁模板时，应对其承载力和变形进行校核。

15.10.7 压型钢板楼面混凝土施工时，应验算压型钢板刚度，必要时设置附加支撑。

15.10.8 型钢剪力墙、暗支撑剪力墙混凝土施工时，应在型钢翼缘处留置排气孔，必要时可在墙体模板侧面留设浇筑孔。

15.10.9 型钢混凝土梁柱接头处和型钢翼缘下部，宜预留排气孔和混凝土浇筑孔。钢筋密集时，可采用自密实混凝土浇筑。

15.10.10 在矩形钢管中一次浇筑混凝土超过2层高度时，应验算混凝土侧压力对钢管的影响并经设计单位同意。

15.11 复杂混凝土结构施工

15.11.1 混凝土转换层、加强层、连体结构、大底盘多塔楼结构等复杂结构应编制专项施工方案。

15.11.2 混凝土结构转换层、加强层施工应符合下列规定：

- 1 当转换层梁或板混凝土支撑体系利用下层楼板或其他结构传递荷载时，应通过计算确定，必要时应采取加固措施；
- 2 加强层桁架的施工应根据内外结构的竖向变形差异，确定伸臂桁架相关杆件连接的最佳时期。

15.11.3 悬挑结构施工应符合下列规定：

- 1 悬挑构件的模板支架可采用钢管支撑、型钢支撑和悬挑桁架等，模板起拱值宜为悬挑长度的

0.2%~0.3%;

- 2 当采用悬挂支模时,应对钢架或骨架的承载力和变形进行计算;
- 3 应有控制上部受力钢筋保护层厚度的措施。

15.11.4 高度大于300米的超高层建筑宜进行施工过程结构内力、变形的模拟分析和监控。大底盘多塔楼结构,塔楼间施工顺序和施工高差、后浇带设置及混凝土浇筑时间应满足设计要求。

15.11.5 塔楼连结体施工应符合下列规定:

- 1 应在塔楼主体施工前确定连结体施工或吊装方案;
- 2 应根据施工方案,对主体结构局部和整体受力进行验算,必要时应采取加强措施;
- 3 塔楼主体施工时应按连接体施工安装方案要求设置预埋件或预留洞。

15.12 施工安全

15.12.1 施工现场应设立可靠的避雷装置。

15.12.2 建筑物的出入口、楼梯口、洞口、基坑和每层建筑的周边均应设置防护设施。

15.12.3 钢模板施工时,应有防漏电措施。

15.12.4 采用自动提升、顶升脚手架或工作平台施工时,应严格执行操作标准并经验收后实施。

15.12.5 高层建筑施工,应确保上、下通讯联系通畅。

15.12.6 高层建筑施工应有消防系统,消防供水系统应满足楼层防火要求,宜设置永临结合措施,永久消防干线提前使用。

15.12.7 施工用油漆和涂料应妥善保管并远离火源。

15.12.8 150m以上的高层建筑施工中应设置有组织的临时污水排水系统,施工中宜每隔4层设置一个临时厕所,每个厕所不宜少于2个蹲位。

15.12.9 混合结构中,钢结构外周作业面下部应有可靠的安全防护措施。

15.13 高温和雨期施工

15.13.1 混凝土结构工程高温和雨期专项施工方案应包括混凝土施工工艺、材料和机具设备选择、作业条件和计划等内容。

15.13.2 高温施工混凝土配合比设计除应满足本标准第15.8节的要求外,尚应符合下列规定:

- 1 应考虑原材料温度、大气温度、混凝土运输方式与时间对混凝土初凝时间、坍落度损失等性能指标的影响,根据环境温度、湿度、风力和采取温控措施的实际情况,对混凝土配合比进行调整;
- 2 宜在近似现场运输条件、时间和预计混凝土浇筑作业最高气温的天气条件下,通过混凝土试拌合与试运输的工况试验后,调整并确定适合高温天气条件下施工的混凝土配合比;
- 3 宜采用低水泥用量并可采用粉煤灰取代部分水泥。宜选用水化热较低的水泥;
- 4 混凝土坍落度不宜小于70mm。当掺用缓凝型减水剂时,可根据气温适当增加坍落度。

15.13.3 高温施工时,混凝土的搅拌应符合下列规定:

- 1 应对搅拌站料斗、储水器、皮带运输机、搅拌楼采取遮阳措施;
- 2 对原材料进行直接降温时,宜采用对水、粗骨料进行降温的方法;可采用冷却装置冷却拌合用水并对水管及水箱加设遮阳和隔热措施,也可在水中加碎冰作为拌合用水的一部分。混凝土拌合时

参加的固体冰应确保在搅拌结束前融化且其重量并应在拌合用水中扣除；

3 原材料进入搅拌机的最高温度不宜超过表15.13.3的规定；

4 混凝土拌合物出机温度可按下式估算且不宜大于30℃。必要时，应采取附加冰屑降温等控温措施；

混凝土拌合物出机温度可按下式计算：

$$T = \frac{0.22(T_g W_g + T_s W_s + T_c W_c + T_m W_m) + T_w W_w + T_g W_{wg} + T_s W_{ws} + 0.5T_i W_i - 79.6W_i}{0.22(W_g + W_s + W_c + W_m) + W_w + W_{wg} + W_{ws} + W_i} \quad (15.13.3-1)$$

式中： T ——混凝土的出机温度℃；
 T_g 、 T_s ——石子、砂子入机温度，℃；
 T_c 、 T_m ——水泥、拌合料（粉煤灰、矿粉等）入机温度，℃；
 T_w 、 T_i ——正常搅拌水和冰的入机温度，℃；冰的入机温度低于0℃时， T_i 应取负值；
 W_g 、 W_s ——石子、砂子干重量，kg；
 W_c 、 W_m ——水泥、拌合料（粉煤灰、矿粉等）重量，kg；
 W_w 、 W_i ——搅拌水、冰重量，kg；当混凝土不加冰拌合时， $W_i=0$ ；
 W_{wg} 、 W_{ws} ——石子、砂子含水重量，kg。

表 15.13.3 原材料最高入机温度（℃）

原材料	最高温度
水泥	65
骨料	30
水	25
粉煤灰等掺合料	60

5 必要时，可采取喷液态氮和干冰措施，降低混凝土出机温度。

15.13.4 混凝土宜采用白色涂装的混凝土搅拌车运输；运输时间不宜超过60min，现场等待卸料时间不宜超过30min。混凝土输送管应进行遮阳覆盖并应洒水降温。

15.13.5 混凝土浇筑入模温度不应大于35℃。

15.13.6 混凝土浇筑宜在早间或晚间进行且应连续浇筑。当混凝土水分蒸发较快时，应在施工作业面采取必要的措施。

15.13.7 混凝土浇筑前，施工作业面宜遮阳并应对模板、钢筋和施工机具采用洒水等降温措施，但在浇筑时模板内不得积水。

15.13.8 混凝土浇筑完成后，应及时进行保湿养护。侧模拆除前宜采用带模湿润养护。

15.13.9 雨期施工时，水泥和掺和料应采取防水和防潮措施并应对粗、细骨料含水率实时监测，及时调整混凝土配合比。

15.13.10 雨期施工期间，应选用具有防雨水冲刷性能的模板脱模剂，对混凝土搅拌、运输设备和浇筑作业面应采取防雨措施并应加强施工机械检查维修及接地接零检测工作。

15.13.11 除采用防护措施外，小到中雨天气不宜进行混凝土露天浇筑且不应进行大面积作业面的混

凝土露天浇筑；大雨、暴雨天气不应进行混凝土露天浇筑。

15.13.12 支承模板支架的地基面应设置排水措施。雨后应检查地基沉降并应对模板及支架进行检查。

15.13.13 雨期施工期间，应采取措施防止基槽或模板内积水。基槽、模板和混凝土浇筑面出现积水时，排水后方可继续浇筑混凝土。

15.13.14 混凝土浇筑过程中，对因雨水冲刷致使水泥浆流失严重的部位，应采取补救措施后方可继续施工。

15.13.15 混凝土浇筑完毕后，应及时采取覆盖塑料薄膜等防雨措施。

15.13.16 在雨天进行钢筋焊接时，应采取挡雨等安全措施。

15.14 台风防御措施

15.14.1 应编制建筑起重设备防御台风的应急预案并组织应急救援演练。

15.14.2 建筑起重设备使用说明书应明确起重设备所能承受台风的风力等级或风压大小并应根据不同风力等级，对其安装位置、基础设计、基础节与加强节的配置、附着装置的设置、独立塔身与悬臂塔身高度、检查维护要求以及挡风装置设置等内容，提出相应的技术要求和处理措施。

15.14.3 建筑起重设备的台风防御应符合下列规定：

- 1 采用降低独立塔身高度或悬臂塔身高度等措施时，应明确降低后的具体高度；
- 2 采用降低顶升套架高度措施时，应明确顶升套架降至位置以及固定方式；
- 3 采用安装缆风绳措施时，应明确锚固点及缆风绳规格并进行相应计算分析；
- 4 采用安装塔身加强节措施时，应明确塔身加强节的数量和安装位置且加强节应有相应的识别标志。

15.14.4 台风预警信号生效时，塔式起重机的安全技术措施应包括：

- 1 解除吊钩上的吊索具，吊钩升至最高限位处，小车回收至使用说明书规定位置；
- 2 应将回转机构制动装置打开，保证其能自由回转。

15.14.5 台风预警信号生效时，物料提升机的吊笼应停放在最底层，切断电源，锁好开关箱、吊笼门和地面防护围栏门。

15.14.6 不得在塔式起重机、施工升降机和导轨架上挂设企业标志、宣传横幅、条幅、标语等物件。

15.14.7 台风来临前，应对尚未浇筑混凝土的模板及支架采取临时加固措施；台风结束后，应检查模板及支架，已验收合格的模板及支架需重新办理验收手续。

15.15 绿色施工

15.15.1 高层建筑施工组织设计和施工方案应符合绿色施工的要求并应进行绿色施工教育和培训。

15.15.2 应采集和保存绿色施工的相关资料。

15.15.3 应控制混凝土中碱、氯、氨等有害物质含量。

15.15.4 施工中应采用下列节能与能源利用措施：

1 施工现场的用电应装设电表且办公区、生活区和施工区用电应分别计量，宜采用智能电表系统；

2 制定措施提高各种机械的使用效率；

3 采用节能设备和施工节能照明工具，使用节能型的用电器具；

4 对设备进行定期维护保养；

5 建筑材料的选用应缩短运输距离，减少能源消耗。

15.15.5 施工中应采用下列节水及水资源利用措施：

1 施工现场宜采用智能水表系统；

2 施工过程应有用水计量考核记录；

3 采用节水施工工艺和节水设施；

4 有条件的工地宜建立水网，实施水资源的循环使用。

15.15.6 施工中应采用下列节材及材料资源利用措施：

1 健全机械保养、限额领料、建筑垃圾再生利用等制度并有相关实施记录；

2 根据就地取材的原则进行材料选择并有实施记录。材料运输方法应科学，以降低材料运输损耗；

3 应编制材料计划和合理使用材料，计算工程主材的计划用量和实际用量并有相关记录；

4 采用节材与材料资源合理利用的新技术、新工艺、新材料和新设备；

5 宜采用可循环利用材料。

15.15.7 施工中应采取下列节地与土地资源保护措施：

1 施工场地布置应根据不同施工阶段实施动态管理；

2 合理布置施工总平面；

3 节约施工用地及临设用地，避免或减少二次搬运；

4 组织分段流水施工，进行劳动力平衡，减少临设和周转材料数量；

5 应采取防止水土流失的措施；

6 地下水控制应对相邻地表和建筑物无有害影响。

15.15.8 施工中的环境保护应符合下列规定：

1 对施工过程中的环境因素进行分析，制定环境保护措施。应采用智慧工地架构，对施工现场环境进行监测和预警；

2 采取必要、可行的降尘措施；

3 采取必要、可行的降噪措施；

4 采取必要、可行的防光污染措施；

5 采用环保建筑材料；

6 深基坑施工时，采取封闭降水措施；

7 现场污水排放应符合相关规定；进出现场车辆应进行清洗；

8 高层建筑的施工垃圾清运采用管道或垂直运输机械完成；建筑垃圾应分类收集，集中堆放和运出。不应在现场燃烧废弃物；

9 油漆、机油等应妥善保存，不得遗洒。

15.16 装配式混凝土结构施工

- 15.16.1 装配式高层建筑混凝土结构工程应编制专项施工方案并进行必要的施工验算。
- 15.16.2 装配式结构正式施工前，宜选择有代表性的单元或部分进行试制作、试安装并根据试安装结果及时调整施工工艺、完善施工方案。
- 15.16.3 装配式结构施工宜采用建筑信息模型技术对施工全过程及关键工艺进行信息化模拟。
- 15.16.4 装配式结构施工宜采用工具化、标准化的工装系统。
- 15.16.5 装配式结构施工过程中应采取安全措施并应重点对吊装作业和高处作业等进行安全监控。

15.17 BIM 技术应用

- 15.17.1 施工BIM应用的目标和范围应根据项目特点、合约要求及工程项目相关方BIM应用水平综合确定并事先制定施工BIM应用策划，遵照策划进行BIM应用的过程管理。
- 15.17.2 施工模型应包含深化设计模型、施工过程模型和竣工验收模型：
 - 1 施工模型的精度应满足深化设计、施工过程、竣工验收的要求；
 - 2 施工模型宜按统一的规则和要求创建，各模型协调一致且能够集成应用；
 - 3 模型创建宜采用统一的坐标系、原点和度量单位；
 - 4 模型应包含尺寸、定位、空间拓扑关系等几何信息，名称、规格型号、材料和材质、生产厂商、施工段、施工方式等非几何信息。
- 15.17.3 深化设计图应包括二维图和必要的三维模型视图。
- 15.17.4 当施工难度较大需采用新技术、新工艺、新设备、新材料时，宜应用BIM进行施工模拟并进行技术交底指导施工。
- 15.17.5 预制加工模型应从深化设计模型获取进行数控加工，预制加工构件应建立编码体系且附有电子信息标签或者成品管理物联网标识信息，应用于生产、运输、存放、安装等施工管理中。
- 15.17.6 进度控制BIM应用过程中，应对实际进度的原始数据进行收集、整理、统计和分析并将实际进度信息附加或关联到进度管理模型。
- 15.17.7 在成本管理BIM应用中，应对实际成本的原始数据进行收集、整理、统计和分析并将实际成本信息附加或关联到成本管理模型。
- 15.17.8 质量管理与安全管理BIM应用过程中，应根据施工现场的实际情况和工作计划，对质量控制点和危险源进行动态管理。
- 15.17.9 竣工验收模型应在施工过程模型上附加或关联竣工验收相关信息和资料。

附录 A 楼盖结构竖向振动加速度计算

A.0.1 人行走引起的楼盖振动峰值加速度可按下列公式近似计算：

$$a_p = \frac{F_p}{\beta w} g \quad (\text{A.0.1-1})$$

$$F_p = p_0 e^{-0.35 f_n} \quad (\text{A.0.1-2})$$

式中：

- a_p ——楼盖振动峰值加速度(m/s²)；
- F_p ——接近楼盖结构自振频率时人行走产生的作用力(kN)；
- p_0 ——人们行走产生的作用力(kN)，按表A.0.1采用；
- f_n ——楼盖结构竖向自振频率(Hz)；
- β ——楼盖结构阻尼比，按表A.0.1采用；
- w ——楼盖结构阻抗有效重量(kN)，可按本附录A.0.2条计算；
- g ——重力加速度，取9.8m/s²。

表 A.0.1 人行走作用力及楼盖结构阻尼比

人员活动环境	人员行走作用力 p_0 (kN)	结构阻尼比 β
住宅，办公，教堂	0.3	0.02~0.05
商场	0.3	0.02
室内人行天桥	0.42	0.01~0.02
室外人行天桥	0.42	0.01

注：1 表中阻尼比用于普通钢筋混凝土结构和钢-混凝土组合结构。

2 对住宅、办公建筑，阻尼比0.02可用于无家具和非结构构件情况，如无纸化电子办公区、开敞办公区；阻尼比0.03可用于有家具、非结构构件，带少量可拆卸隔断的情况；阻尼比0.05可用于含全高填充墙的情况。

3 对室内人行天桥，阻尼比0.02可用于天桥带干挂吊顶的情况。

A.0.2 楼盖结构的阻抗有效重量 w 可按下列公式计算：

$$w = \bar{w}BL \quad (\text{A.0.2-1})$$

$$B = CL \quad (\text{A.0.2-2})$$

式中： $\bar{w}$ ——楼盖单位面积有效重量(kN/m²)，取恒载和有效分布活荷载之和。楼层有效分布活荷载：对办公建筑可取0.55kN/m²；对住宅可取0.3kN/m²；

L ——梁跨度(m)；

B ——楼盖阻抗有效质量的分布宽度(m)；

C ——垂直于梁跨度方向的楼盖受弯连续性影响系数，对边梁取1，对中间梁取2；

A.0.3 楼盖结构的竖向振动加速度也可采用时程分析方法计算。

附录 B 广东省基本风压与风荷载体型系数

B.0.1 广东省主要城镇的基本风压可按表B.0.1取值。

表 B.0.1 广东省主要城镇的基本风压

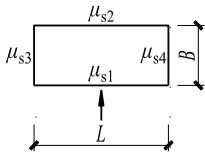
市名	风压 (kN/m ²)			
	区/县	n=10	n=50	n=100
广州市	花都区	0.25	0.45	0.55
	番禺区	0.30	0.55	0.65
	南沙区	0.35	0.60	0.70
	从化区	0.25	0.45	0.55
	增城区	0.30	0.50	0.60
	其他	0.30	0.50	0.60
深圳市	福田区	0.45	0.75	0.90
	罗湖区	0.45	0.75	0.90
	南山区	0.45	0.75	0.90
	盐田区	0.45	0.75	0.90
珠海市	香洲区	0.50	0.80	0.95
	金湾区	0.50	0.85	1.00
	斗门区	0.50	0.80	0.95
	横琴岛	0.50	0.85	1.00
汕头市	南澳县	0.50	0.80	0.95
	其他	0.50	0.80	0.95
佛山市	顺德区	0.30	0.60	0.70
	其他	0.30	0.50	0.60
韶关市	乐昌市	0.20	0.30	0.35
	南雄市	0.20	0.30	0.35
	仁化县	0.20	0.30	0.35
	始兴县	0.20	0.30	0.35
	翁源县	0.20	0.30	0.35
	新丰县	0.20	0.35	0.45
	乳源县	0.20	0.30	0.35
	其他	0.20	0.35	0.45
湛江市	雷州市	0.45	0.75	0.90
	廉江市	0.35	0.65	0.75
	吴川市	0.50	0.80	0.95
	遂溪县	0.45	0.75	0.90
	徐闻县	0.45	0.75	0.90
	其他	0.50	0.80	0.95

市名	风压 (kN/m ²)			
	区/县	n=10	n=50	n=100
肇庆市	高要市	0.30	0.50	0.60
	四会市	0.25	0.40	0.50
	广宁县	0.20	0.30	0.35
	德庆县	0.20	0.30	0.35
	封开县	0.20	0.30	0.35
	怀集县	0.20	0.30	0.35
	其他	0.30	0.50	0.60
江门市	台山市	0.35	0.60	0.65
	开平市	0.35	0.60	0.75
	鹤山市	0.35	0.55	0.65
	上川岛	0.75	1.05	1.20
	下川岛	0.75	0.95	1.10
	恩平市	0.30	0.60	0.70
	其他	0.35	0.60	0.65
茂名市	高州市	0.35	0.60	0.70
	信宜市	0.35	0.60	0.70
	化州市	0.35	0.65	0.75
	电白县	0.45	0.70	0.80
	其他	0.35	0.65	0.70
惠州市	惠东县	0.35	0.60	0.70
	惠阳区	0.35	0.55	0.60
	博罗县	0.30	0.50	0.60
	龙门县	0.20	0.35	0.45
	其他	0.35	0.55	0.60
梅州市	兴宁市	0.20	0.30	0.35
	梅县	0.20	0.30	0.35
	平远县	0.20	0.30	0.35
	蕉岭县	0.20	0.30	0.35
	大埔县	0.25	0.40	0.45
	丰顺县	0.25	0.40	0.45
	五华县	0.20	0.30	0.35
	其他	0.20	0.30	0.35
汕尾市	陆河县	0.30	0.50	0.60
	海丰县	0.45	0.75	0.90
	陆丰市	0.45	0.75	0.90
	其他	0.50	0.85	1.00
河源市	东源县	0.20	0.30	0.35

市名	风压 (kN/m ²)			
	区/县	n=10	n=50	n=100
	和平县	0.20	0.30	0.35
	龙川县	0.20	0.30	0.35
	紫金县	0.20	0.30	0.35
	连平县	0.20	0.30	0.35
	其他	0.20	0.30	0.35
阳江市	阳春市	0.30	0.55	0.60
	阳东县	0.30	0.60	0.70
	阳西县	0.40	0.70	0.80
	其他	0.45	0.75	0.90
清远市	英德市	0.20	0.30	0.35
	连州市	0.20	0.30	0.35
	佛冈县	0.20	0.30	0.35
	阳山县	0.20	0.30	0.35
	连南县	0.20	0.30	0.35
	清新县	0.20	0.30	0.35
	连山县	0.20	0.30	0.35
	其他	0.20	0.30	0.35
东莞市	沙田镇	0.35	0.60	0.75
	塘厦镇	0.35	0.60	0.75
	虎门镇	0.35	0.65	0.80
	其他	0.35	0.55	0.65
中山市	石岐区	0.35	0.65	0.80
	小榄镇	0.30	0.60	0.70
潮州市	饶平县	0.40	0.70	0.85
	潮安县	0.45	0.75	0.90
	其他	0.35	0.65	0.75
揭阳市	普宁市	0.35	0.65	0.75
	揭东县	0.35	0.65	0.75
	揭西县	0.30	0.50	0.60
	惠来县	0.45	0.75	0.90
	其他	0.35	0.65	0.75
云浮市	罗定市	0.20	0.30	0.35
	新兴县	0.25	0.45	0.50
	郁南县	0.20	0.30	0.35
	云安县	0.20	0.35	0.45
	其他	0.20	0.35	0.45

B.0.2 风荷载体型系数应根据建筑物平面形状按下列规定采用：

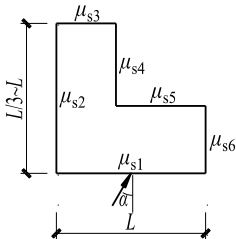
1 矩形平面



μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}
0.80	$-(0.48 + 0.03 \frac{H}{L})$	-0.60	-0.60

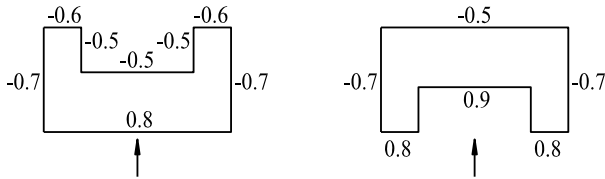
注：H为房屋高度

2 L形平面

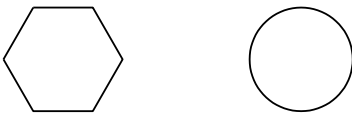


μ_s	μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}	μ_{s5}	μ_{s6}
0 °	0.80	-0.70	-0.60	-0.50	-0.50	-0.60
45 °	0.50	0.50	-0.80	-0.70	-0.70	-0.80
225 °	-0.60	-0.60	0.30	0.90	0.90	0.30

3 槽形平面

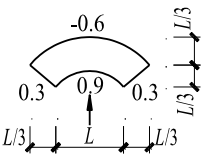


4 正多边形平面、圆形平面

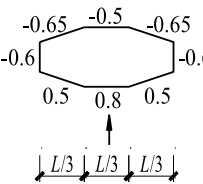


- 1) $\mu_s = 0.8 + 1.2/\sqrt{n}$ (n为边数) ；
- 2) 当圆形高层建筑表面较粗糙时， $\mu_s = 0.8$ 。

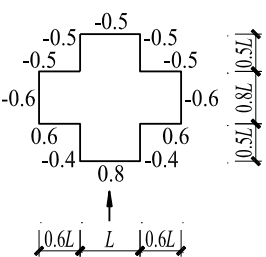
5 扇形平面



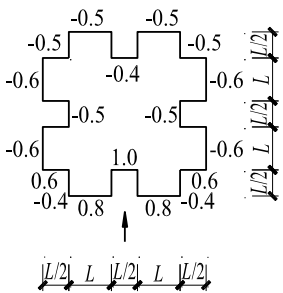
6 梭形平面



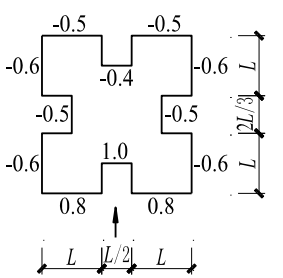
7 十字形平面



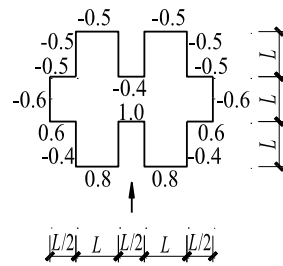
8 井字形平面



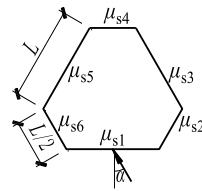
9 X形平面



10 卅形平面

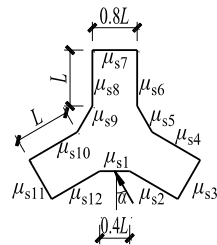


11 六角形平面



μ_s	μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}	μ_{s5}	μ_{s6}
0°	0.80	-0.45	-0.50	-0.60	-0.50	-0.45
30°	0.70	0.40	-0.55	-0.50	-0.55	-0.55

12 Y形平面



μ_s	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°
μ_{s1}	1.05	1.05	1.00	0.95	0.90	0.50	-0.15
μ_{s2}	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.40	-0.10
μ_{s3}	-0.70	-0.10	0.30	0.50	0.70	0.85	0.95
μ_{s4}	-0.50	-0.50	-0.55	-0.60	-0.75	-0.40	-0.10
μ_{s5}	-0.50	-0.55	-0.60	-0.65	-0.75	-0.45	-0.15

$\mu_s \backslash \alpha$	0 °	10 °	20 °	30 °	40 °	50 °	60 °
μ_{s6}	-0.55	-0.55	-0.60	-0.70	-0.65	-0.15	-0.35
μ_{s7}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55
μ_{s8}	-0.55	-0.55	-0.55	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
μ_{s9}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
μ_{s10}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
μ_{s11}	-0.70	-0.60	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55
μ_{s12}	1.00	0.95	0.90	0.80	0.75	0.65	0.35

附录 C 时域显式随机模拟法

C.1 地震功率谱和人工模拟地震波

C.1.1 与本标准第 4.3.9 条规定的地震影响系数曲线等价的平稳地震功率谱按下式确定：

S(f) = { [beta_1 * e^(beta_2 * f) * alpha_max^2] / [beta_4 - ln f] for 0 < f < 1/T_D; [beta_3 * f * alpha_max^2] / [beta_4 - ln f] for 1/T_D <= f < 1/T_g; [beta_5 * alpha_max^2] / [f * (beta_6 - ln f)] for 1/T_g <= f < 10Hz; [(beta_7/f^2 + beta_8/f + beta_9) * alpha_max^2] / [(beta_10 - ln f) * f] for f >= 10Hz } (C.1.1)

式中： S(f) ——平稳地震功率谱（m²/s³）；
f ——频率（Hz）；
α_max ——水平地震影响系数最大值，按表 4.3.8-1~4.3.8-3 采用；
T_g ——地震影响系数曲线的特征周期（s），按表 4.3.8-4 采用；
T_D ——曲线下降段拐点，取 3.5s。
β₁,β₂,⋯,β₁₀ ——功率谱系数，按表 C.1.1 采用。

表 C.1.1 功率谱系数 β₁,β₂,⋯,β₁₀ 取值

阻尼比	场地类别	设计地震分组	β ₁	β ₂	β ₃	β ₄	β ₅	β ₆	β ₇	β ₈	β ₉	β ₁₀
0.030	I ₀	第一组	4.721E-05	17.464	-0.008	-1.640	-0.025	1.323	-19.545	1.402	-0.091	-0.623
		第二组	7.424E-05	17.441	-0.013	-1.656	-0.111	-0.194	-10.107	0.711	-0.055	0.552
		第三组	1.464E-04	17.421	-0.027	-1.659	-0.101	-0.180	-15.260	0.990	-0.066	-0.271
	I ₁	第一组	7.424E-05	17.441	-0.013	-1.656	-0.111	-0.194	-10.107	0.711	-0.055	0.552
		第二组	1.464E-04	17.421	-0.027	-1.659	-0.101	-0.180	-15.260	0.990	-0.066	-0.271
		第三组	3.016E-04	17.391	-0.059	-1.713	-0.104	-0.412	-13.298	0.800	-0.053	-0.091
	II	第一组	1.679E-04	16.008	-0.025	-1.755	-0.104	-0.347	-19.746	1.212	-0.081	-1.303
		第二组	3.394E-04	15.983	-0.054	-1.812	-0.107	-0.589	-12.282	0.689	-0.050	-0.203
		第三组	7.232E-04	15.775	-0.113	-1.871	-0.097	-0.570	-17.423	0.860	-0.058	-1.395
	III	第一组	2.785E-04	14.996	-0.041	-1.963	-0.074	-0.125	-6.432	0.295	-0.034	0.586
		第二组	6.027E-04	14.798	-0.089	-2.000	-0.100	-0.719	-20.473	0.877	-0.064	-2.457
		第三组	1.141E-03	15.043	-0.196	-2.227	-0.096	-0.793	-13.052	0.406	-0.039	-1.262
	IV	第一组	5.482E-04	14.357	-0.081	-2.123	-0.097	-0.816	-14.643	0.421	-0.049	-2.021

阻尼比	场地类别	设计地震分组	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	β_6	β_7	β_8	β_9	β_{10}
		第二组	9.378E-04	14.458	-0.140	-2.138	-0.098	-0.963	-13.535	0.309	-0.042	-1.974
		第三组	1.586E-03	14.427	-0.252	-2.214	-0.099	-1.099	-14.282	0.283	-0.038	-2.316
0.035	I ₀	第一组	3.731E-05	18.204	-0.009	-1.687	-0.019	1.416	-44.514	3.268	-0.184	-3.458
		第二组	5.871E-05	18.179	-0.014	-1.702	-0.116	-0.190	-4.900	0.402	-0.039	1.363
		第三组	1.166E-04	18.133	-0.028	-1.684	-0.104	-0.170	-14.948	1.031	-0.067	-0.031
	I ₁	第一组	5.871E-05	18.179	-0.014	-1.702	-0.116	-0.190	-4.900	0.402	-0.039	1.363
		第二组	1.166E-04	18.133	-0.028	-1.684	-0.104	-0.170	-14.948	1.031	-0.067	-0.031
		第三组	2.405E-04	18.099	-0.060	-1.734	-0.107	-0.405	-29.791	1.917	-0.102	-2.204
	II	第一组	1.835E-04	15.552	-0.026	-1.826	-0.111	-0.386	-9.492	0.505	-0.049	0.238
		第二组	3.080E-04	16.328	-0.057	-1.873	-0.112	-0.597	-25.484	1.464	-0.090	-2.284
		第三组	6.100E-04	16.301	-0.117	-1.914	-0.098	-0.547	-12.267	-0.956	-0.003	-3.297
	III	第一组	2.511E-04	15.305	-0.043	-2.042	-0.110	-0.647	-9.585	-0.984	-0.013	-2.834
		第二组	5.309E-04	15.265	-0.112	-2.442	-0.104	-0.713	-16.036	0.676	-0.053	-1.360
		第三组	1.047E-03	15.295	-0.182	-2.081	-0.099	-0.794	-20.628	0.761	-0.057	-2.672
	IV	第一组	4.907E-04	14.734	-0.087	-2.221	-0.100	-0.804	-43.861	1.548	-0.122	-8.676
		第二组	8.554E-04	14.739	-0.150	-2.227	-0.102	-0.959	-13.576	0.312	-0.041	-1.797
		第三组	1.451E-03	14.698	-0.269	-2.302	-0.104	-1.119	-24.070	0.616	-0.058	-4.614
0.040	I ₀	第一组	2.928E-05	18.978	-0.009	-1.733	-0.020	1.413	-10.065	-0.950	-0.028	-2.019
		第二组	4.983E-05	18.736	-0.015	-1.750	-0.118	-0.176	-17.643	1.380	-0.086	-0.058
		第三组	9.931E-05	18.677	-0.028	-1.714	-0.106	-0.146	-6.220	0.474	-0.040	1.209
	I ₁	第一组	4.983E-05	18.736	-0.015	-1.750	-0.118	-0.176	-17.643	1.380	-0.086	-0.058
		第二组	9.931E-05	18.677	-0.028	-1.714	-0.106	-0.146	-6.220	0.474	-0.040	1.209
		第三组	2.058E-04	18.627	-0.062	-1.776	-0.108	-0.386	-19.226	1.292	-0.073	-0.551
	II	第一组	1.450E-04	16.411	-0.027	-1.867	-0.111	-0.342	-3.798	0.232	-0.032	1.314
		第二组	2.753E-04	16.676	-0.060	-1.938	-0.114	-0.584	-23.659	1.386	-0.086	-1.816
		第三组	5.466E-04	16.638	-0.122	-1.966	-0.100	-0.551	-42.130	2.269	-0.120	-5.142
	III	第一组	2.561E-04	15.239	-0.047	-2.160	-0.084	-0.203	-18.040	0.842	-0.073	-1.623
		第二组	4.946E-04	15.591	-0.101	-2.190	-0.107	-0.716	-15.394	0.653	-0.054	-1.189
		第三组	9.600E-04	15.559	-0.189	-2.139	-0.101	-0.791	-22.704	0.892	-0.062	-2.868
	IV	第一组	4.522E-04	15.054	-0.094	-2.339	-0.103	-0.803	-11.679	-0.938	-0.015	-3.771
		第二组	7.847E-04	15.007	-0.159	-2.305	-0.103	-0.940	-32.694	0.977	-0.085	-6.286
		第三组	1.333E-03	14.962	-0.287	-2.400	-0.106	-1.118	-9.225	-1.582	0.017	-4.596
0.045	I ₀	第一组	2.408E-05	19.685	-0.010	-1.788	-0.021	1.416	-11.606	-0.740	-0.036	-1.937
		第二组	3.812E-05	19.636	-0.015	-1.798	-0.119	-0.148	-17.016	1.410	-0.086	0.177
		第三组	7.655E-05	19.550	-0.029	-1.744	-0.106	-0.118	-19.069	1.453	-0.085	-0.217
	I ₁	第一组	3.812E-05	19.636	-0.015	-1.798	-0.119	-0.148	-17.016	1.410	-0.086	0.177

阻尼比	场地类别	设计地震分组	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	β_6	β_7	β_8	β_9	β_{10}
		第二组	7.655E-05	19.550	-0.029	-1.744	-0.106	-0.118	-19.069	1.453	-0.085	-0.217
		第三组	1.597E-04	19.472	-0.064	-1.807	-0.108	-0.361	-101.307	7.082	-0.318	-10.518
	II	第一组	1.189E-04	17.069	-0.028	-1.917	-0.112	-0.307	-23.122	1.563	-0.098	-1.273
		第二组	2.354E-04	17.139	-0.062	-1.983	-0.114	-0.553	-22.250	1.361	-0.082	-1.386
		第三组	4.696E-04	17.086	-0.125	-1.999	-0.099	-0.518	-38.864	2.173	-0.111	-4.229
	III	第一组	2.364E-04	15.475	-0.049	-2.246	-0.118	-0.671	-16.736	0.800	-0.070	-1.272
		第二组	4.529E-04	15.866	-0.107	-2.276	-0.107	-0.698	-36.641	1.767	-0.112	-4.940
		第三组	8.800E-04	15.833	-0.196	-2.189	-0.101	-0.778	-10.139	-1.293	0.010	-3.505
	IV	第一组	4.151E-04	15.320	-0.099	-2.440	-0.103	-0.769	-21.018	0.744	-0.068	-2.933
		第二组	7.208E-04	15.273	-0.167	-2.383	-0.105	-0.927	-23.210	0.677	-0.063	-3.799
		第三组	1.194E-03	15.319	-0.301	-2.477	-0.107	-1.098	-10.162	-1.056	0.008	-3.440
0.050	I ₀	第一组	1.800E-05	20.686	-0.010	-1.837	-0.103	0.305	-2.829	0.393	-0.039	1.827
		第二组	2.873E-05	20.604	-0.016	-1.862	-0.119	-0.105	0.500	0.047	-0.023	2.066
		第三组	5.787E-05	20.509	-0.030	-1.775	-0.105	-0.083	-17.378	1.388	-0.080	0.107
	I ₁	第一组	2.873E-05	20.604	-0.016	-1.862	-0.119	-0.105	0.500	0.047	-0.023	2.066
		第二组	5.787E-05	20.509	-0.030	-1.775	-0.105	-0.083	-17.378	1.388	-0.080	0.107
		第三组	1.223E-04	20.381	-0.065	-1.825	-0.108	-0.338	-14.614	1.090	-0.061	0.323
	II	第一组	1.061E-04	17.438	-0.029	-1.970	-0.111	-0.270	-15.052	1.066	-0.072	-0.052
		第二组	2.080E-04	17.553	-0.064	-2.041	-0.113	-0.519	-62.660	3.998	-0.204	-7.002
		第三组	4.158E-04	17.497	-0.129	-2.056	-0.098	-0.496	-39.165	2.278	-0.113	-4.016
	III	第一组	1.949E-04	16.206	-0.051	-2.325	-0.114	-0.585	-23.235	1.332	-0.090	-1.916
		第二组	4.144E-04	16.153	-0.112	-2.361	-0.107	-0.673	-35.852	1.800	-0.111	-4.549
		第三组	7.632E-04	16.312	-0.201	-2.231	-0.099	-0.733	-12.284	-0.890	0.003	-3.079
	IV	第一组	3.814E-04	15.588	-0.105	-2.546	-0.104	-0.752	-27.492	1.053	-0.086	-4.162
		第二组	6.645E-04	15.530	-0.176	-2.473	-0.105	-0.903	-12.459	-1.176	-0.003	-4.379
		第三组	1.096E-03	15.595	-0.317	-2.568	-0.106	-1.078	-13.818	-0.880	0.002	-4.076
0.055	I ₀	第一组	1.241E-05	21.903	-0.010	-1.889	-0.024	1.410	-9.259	1.021	-0.066	1.347
		第二组	2.112E-05	21.679	-0.016	-1.918	-0.118	-0.059	-34.342	2.950	-0.155	-1.318
		第三组	4.281E-05	21.562	-0.030	-1.799	-0.103	-0.039	-24.912	2.039	-0.108	-0.572
	I ₁	第一组	2.112E-05	21.679	-0.016	-1.918	-0.118	-0.059	-34.342	2.950	-0.155	-1.318
		第二组	4.281E-05	21.562	-0.030	-1.799	-0.103	-0.039	-24.912	2.039	-0.108	-0.572
		第三组	9.159E-05	21.385	-0.065	-1.842	-0.104	-0.282	-12.394	-1.432	0.009	-3.210
	II	第一组	8.779E-05	18.058	-0.030	-2.024	-0.110	-0.227	-43.918	3.200	-0.172	-3.532
		第二组	1.777E-04	18.030	-0.066	-2.091	-0.110	-0.464	-9.726	-1.791	0.012	-3.686
		第三组	3.570E-04	17.957	-0.133	-2.103	-0.096	-0.459	-63.658	3.922	-0.176	-7.215
	III	第一组	1.782E-04	16.496	-0.054	-2.410	-0.113	-0.544	-23.052	1.369	-0.091	-1.752

阻尼比	场地类别	设计地震分组	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	β_6	β_7	β_8	β_9	β_{10}
		第二组	3.802E-04	16.431	-0.117	-2.448	-0.107	-0.653	-39.639	2.075	-0.123	-5.007
		第三组	6.959E-04	16.622	-0.207	-2.281	-0.098	-0.713	-13.415	-1.024	0.007	-3.598
	IV	第一组	3.501E-04	15.870	-0.111	-2.645	-0.104	-0.719	-36.185	1.468	-0.109	-5.846
		第二组	6.106E-04	15.812	-0.183	-2.553	-0.104	-0.873	-11.316	-1.227	0.001	-4.074
		第三组	1.006E-03	15.882	-0.332	-2.656	-0.106	-1.059	-13.128	-0.892	0.004	-3.847
0.060	I ₀	第一组	8.311E-06	23.235	-0.011	-1.951	-0.025	1.404	-4.456	0.618	-0.048	1.799
		第二组	1.401E-05	23.062	-0.017	-1.973	-0.036	1.054	-29.351	2.643	-0.139	-0.653
		第三组	3.050E-05	22.777	-0.031	-1.825	-0.101	0.007	-35.246	2.935	-0.145	-1.506
	I ₁	第一组	1.401E-05	23.062	-0.017	-1.973	-0.036	1.054	-29.351	2.643	-0.139	-0.653
		第二组	3.050E-05	22.777	-0.031	-1.825	-0.101	0.007	-35.246	2.935	-0.145	-1.506
		第三组	6.627E-05	22.541	-0.067	-1.874	-0.101	-0.238	-15.122	1.247	-0.065	0.497
	II	第一组	7.673E-05	18.535	-0.031	-2.090	-0.108	-0.189	-26.570	2.043	-0.114	-1.176
		第二组	1.524E-04	18.496	-0.068	-2.150	-0.109	-0.435	-25.348	1.765	-0.094	-1.309
		第三组	3.076E-04	18.406	-0.136	-2.151	-0.093	-0.419	-13.967	-1.002	0.007	-3.193
	III	第一组	1.629E-04	16.791	-0.056	-2.506	-0.112	-0.504	-37.572	2.321	-0.139	-3.852
		第二组	3.220E-04	17.020	-0.122	-2.532	-0.104	-0.601	-11.560	-1.051	-0.001	-3.077
		第三组	6.336E-04	16.943	-0.214	-2.346	-0.096	-0.688	-13.269	-0.942	0.006	-3.383
	IV	第一组	3.209E-04	16.164	-0.116	-2.760	-0.102	-0.684	-6.249	-1.821	0.013	-3.756
		第二组	5.375E-04	16.254	-0.188	-2.604	-0.100	-0.813	-11.366	-1.060	0.003	-3.566
		第三组	9.223E-04	16.180	-0.348	-2.752	-0.105	-1.038	-22.051	0.816	-0.051	-2.934
0.065	I ₀	第一组	5.239E-06	24.676	-0.011	-2.012	-0.025	1.404	-47.773	4.547	-0.223	-1.794
		第二组	8.727E-06	24.562	-0.017	-2.028	-0.110	0.080	-26.159	2.472	-0.129	-0.201
		第三组	1.870E-05	24.360	-0.031	-1.838	-0.063	0.481	-24.005	2.125	-0.108	-0.209
	I ₁	第一组	8.727E-06	24.562	-0.017	-2.028	-0.110	0.080	-26.159	2.472	-0.129	-0.201
		第二组	1.870E-05	24.360	-0.031	-1.838	-0.063	0.481	-24.005	2.125	-0.108	-0.209
		第三组	4.325E-05	24.004	-0.067	-1.879	-0.097	-0.176	-12.887	-1.172	0.005	-2.777
	II	第一组	6.272E-05	19.214	-0.032	-2.137	-0.106	-0.141	-28.996	2.337	-0.124	-1.240
		第二组	1.301E-04	18.983	-0.070	-2.201	-0.117	-0.524	-19.370	1.409	-0.077	-0.416
		第三组	2.652E-04	18.858	-0.140	-2.196	-0.090	-0.380	-14.496	-0.923	0.007	-3.145
	III	第一组	1.356E-04	17.452	-0.058	-2.584	-0.107	-0.421	-11.327	-1.366	-0.006	-3.522
		第二组	2.925E-04	17.353	-0.127	-2.635	-0.102	-0.572	-22.379	1.311	-0.075	-1.576
		第三组	5.783E-04	17.259	-0.221	-2.404	-0.095	-0.668	-13.953	-1.045	0.010	-3.741
	IV	第一组	2.948E-04	16.456	-0.122	-2.883	-0.101	-0.654	-10.959	-1.377	-0.003	-4.171
		第二组	4.898E-04	16.583	-0.196	-2.688	-0.098	-0.782	-12.258	-0.970	0.001	-3.630
		第三组	8.431E-04	16.500	-0.389	-3.003	-0.103	-1.014	-26.982	1.150	-0.063	-3.736
0.070	I ₀	第一组	2.970E-06	26.845	-0.011	-2.080	-0.025	1.400	-9.707	1.204	-0.072	1.514

阻尼比	场地类别	设计地震分组	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	β_6	β_7	β_8	β_9	β_{10}
		第二组	5.000E-06	26.551	-0.018	-2.104	-0.107	0.146	2.273	-0.074	-0.018	2.259
		第三组	1.087E-05	26.157	-0.031	-1.844	-0.093	0.123	-7.056	-2.176	0.013	-3.284
	I	第一组	5.000E-06	26.551	-0.018	-2.104	-0.107	0.146	2.273	-0.074	-0.018	2.259
		第二组	1.087E-05	26.157	-0.031	-1.844	-0.093	0.123	-7.056	-2.176	0.013	-3.284
		第三组	2.647E-05	25.731	-0.067	-1.886	-0.093	-0.123	-11.570	1.055	-0.056	1.026
	II	第一组	5.138E-05	19.882	-0.033	-2.197	-0.103	-0.088	-31.732	2.660	-0.136	-1.348
		第二组	1.196E-04	18.933	-0.071	-2.233	-0.100	-0.309	-16.317	1.237	-0.068	0.053
		第三组	2.268E-04	19.343	-0.143	-2.248	-0.086	-0.328	-24.964	1.759	-0.079	-1.119
	III	第一组	1.222E-04	17.822	-0.061	-2.691	-0.104	-0.375	-20.946	1.467	-0.086	-0.894
		第二组	2.504E-04	17.889	-0.133	-2.739	-0.099	-0.523	-13.469	-0.490	-0.013	-2.406
		第三组	5.267E-04	17.592	-0.226	-2.457	-0.092	-0.634	-8.934	0.454	-0.031	0.446
	IV	第一组	2.700E-04	16.769	-0.129	-3.012	-0.099	-0.618	-16.139	-1.298	-0.013	-5.559
		第二组	4.442E-04	16.940	-0.203	-2.768	-0.097	-0.754	-12.901	-1.108	0.005	-4.118
		第三组	7.473E-04	16.916	-0.376	-2.926	-0.100	-0.977	-9.191	-1.806	0.042	-4.476

C.1.2 考虑地震动的非平稳随机过程特性，地面运动加速度时程（即人工模拟地震波）按下列公式生成：

$$a_j(t) = g(t)x_j(t) \quad (j=1,2,\dots,M) \quad (\text{C.1.2-1})$$

$$g(t) = \begin{cases} (t/t_a)^2 & 0 \leq t < t_a \\ 1 & t_a \leq t < t_b \\ e^{-c(t-t_b)} & t \geq t_b \end{cases} \quad (\text{C.1.2-2})$$

$$x_j(t) = \sum_{k=1}^N A_k \cos(2\pi f_k t + \phi_{k,j}) \quad (k=1,2,\dots,N) \quad (\text{C.1.2-3})$$

$$A_k = 2[2\pi S(f_k)\Delta f]^{1/2} \quad (\text{C.1.2-4})$$

$$f_k = f_{\min} + (k-0.5)\Delta f \quad (\text{C.1.2-5})$$

$$\Delta f = \frac{f_{\max} - f_{\min}}{N} \quad (\text{C.1.2-6})$$

式中： M ——地面运动加速度时程样本数， $M \geq 500$ ；

$a_j(t)$ ——第 j 个地面运动加速度时程样本（ m/s^2 ）；

$g(t)$ ——均匀调制函数，反映地震动的非平稳特性；

t_b, t_c, c ——均匀调制函数参数，按表 C.1.2 采用；

$S(f)$ ——平稳地震动 $X(t)$ 的功率谱（ m^2/s^3 ），按公式（C.1.1）确定；

- $x_j(t)$ ——平稳地震动 $X(t)$ 的第 j 个样本 (m/s^2);
- $A_k, f_k, \phi_{k,j}$ ——第 k 个谐波分量的幅值 (m/s^2), 频率 (Hz), 相位角。其中, $\phi_{k,j}$ 为服从 $[0, 2\pi]$ 均匀分布的随机数;
- $N, f_{\max}, f_{\min}, \Delta f$ ——频率划分段数, 截断最大频率 (Hz), 截断最小频率 (Hz), 谐波分量的频率间隔 (Hz)。一般取 $N=1500, f_{\max}=30\text{Hz}, f_{\min}=0.05\text{Hz}$ 。

表 C.1.2 均匀调制函数参数值

场地类别	t_a (s)	t_b (s)	c
I ₀	0.5	5.5	0.45
I ₁	0.5	5.5	0.45
II	0.8	7	0.35
III	1.2	9	0.25
IV	1.6	12	0.15

C.2 线性时域显式随机模拟法

C.2.1 在地面运动加速度时程 $a(t)$ 作用下, 弹性结构在时刻 t_i 的状态向量按下列公式计算:

$$\mathbf{V}_i = \mathbf{A}_{i,0}a_0 + \mathbf{A}_{i,1}a_1 + \cdots + \mathbf{A}_{i,i}a_i \quad (i=1, 2, \cdots, n) \quad (\text{C.2.1-1})$$

$$\left. \begin{aligned} t_i &= i\Delta t \\ \Delta t &= T_d / n \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.2.1-2})$$

式中: T_d ——地震波持续时间, T_d 不小于结构基本自振周期的 5 倍和 15s 的较大值;

n ——时程分析步数;

Δt ——时间步长, 一般取 0.01s 或 0.02s;

$\mathbf{V}_i$ ——表示 $\mathbf{V}(t_i) = [\mathbf{Y}(t_i)^T \quad \dot{\mathbf{Y}}(t_i)^T]^T$, $\mathbf{V}$ 是弹性结构状态向量, $\mathbf{Y}$ 和 $\dot{\mathbf{Y}}$ 分别是弹性结构节点位移和速度向量;

$a_0, a_1, \cdots, a_i$ ——表示 $a(0), a(t_1), \cdots, a(t_i)$, 为各时刻地面运动加速度, 按公式 (C.1.2-1) 确定;

$\mathbf{A}_{i,0}, \mathbf{A}_{i,1}, \cdots, \mathbf{A}_{i,i}$ ——相应于 $\mathbf{V}_i$ 的各时刻地面运动加速度的系数向量, 按下列公式计算:

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{A}_{1,0} &= \mathbf{Q}_1, \mathbf{A}_{i,0} = \mathbf{T}\mathbf{A}_{i-1,0} \quad (2 \leq i \leq n) \\ \mathbf{A}_{1,1} &= \mathbf{Q}_2, \mathbf{A}_{2,1} = \mathbf{T}\mathbf{Q}_2 + \mathbf{Q}_1, \mathbf{A}_{i,1} = \mathbf{T}\mathbf{A}_{i-1,1} \quad (3 \leq i \leq n) \\ \mathbf{A}_{i,j} &= \mathbf{A}_{i-1,j-1} \quad (2 \leq j \leq i \leq n) \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.2.1-3})$$

$$\left. \begin{aligned}
& \mathbf{T} = \begin{bmatrix} \mathbf{H}_{11} & \mathbf{H}_{12} \\ \mathbf{H}_{21} & \mathbf{H}_{22} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{Q}_1 = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_1 \\ \mathbf{R}_3 \end{bmatrix} \mathbf{L}, \quad \mathbf{Q}_2 = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_2 \\ \mathbf{R}_4 \end{bmatrix} \mathbf{L} \\
& \mathbf{L} = -\mathbf{M}\mathbf{E} \\
& \mathbf{H}_{11} = \hat{\mathbf{K}}^{-1}(\hat{\mathbf{S}}_1 - \hat{\mathbf{S}}_3 \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K}) \\
& \mathbf{H}_{12} = \hat{\mathbf{K}}^{-1}(\hat{\mathbf{S}}_2 - \hat{\mathbf{S}}_3 \mathbf{M}^{-1} \mathbf{C}) \\
& \mathbf{H}_{21} = \alpha_3(\mathbf{H}_{11} - \mathbf{I}) + \alpha_5 \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K} \\
& \mathbf{H}_{22} = \alpha_3 \mathbf{H}_{12} - \alpha_4 \mathbf{I} + \alpha_5 \mathbf{M}^{-1} \mathbf{C} \\
& \mathbf{R}_1 = \hat{\mathbf{K}}^{-1} \hat{\mathbf{S}}_3 \mathbf{M}^{-1} \\
& \mathbf{R}_2 = \hat{\mathbf{K}}^{-1} \\
& \mathbf{R}_3 = \alpha_3 \mathbf{R}_1 - \alpha_5 \mathbf{M}^{-1} \\
& \mathbf{R}_4 = \alpha_3 \mathbf{R}_2 \\
& \hat{\mathbf{K}} = \mathbf{K} + \alpha_0 \mathbf{M} + \alpha_3 \mathbf{C} \\
& \hat{\mathbf{S}}_1 = \alpha_0 \mathbf{M} + \alpha_3 \mathbf{C} \\
& \hat{\mathbf{S}}_2 = \alpha_1 \mathbf{M} + \alpha_4 \mathbf{C} \\
& \hat{\mathbf{S}}_3 = \alpha_2 \mathbf{M} + \alpha_5 \mathbf{C} \\
& \alpha_0 = 1 / (\beta \Delta t^2) \\
& \alpha_1 = 1 / (\beta \Delta t) \\
& \alpha_2 = 1 / (2\beta) - 1 \\
& \alpha_3 = \gamma / (\beta \Delta t) \\
& \alpha_4 = \gamma / \beta - 1 \\
& \alpha_5 = (\gamma / \beta - 2) \Delta t / 2
\end{aligned} \right\} \quad (\text{C.2.1-4})$$

式中： $\mathbf{M}, \mathbf{C}, \mathbf{K}$ ——结构质量矩阵，阻尼矩阵，刚度矩阵；

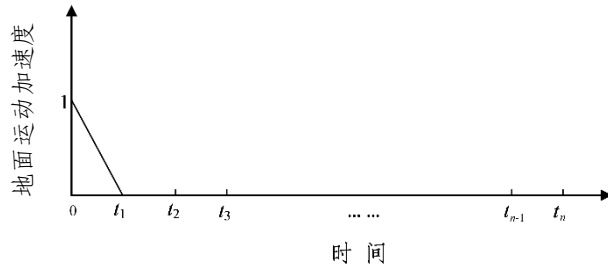
$\mathbf{I}, \mathbf{E}$ ——单位矩阵，惯性力定位向量；

γ, β ——Newmark- β 数值积分法的积分参数，分别取 0.5 和 0.25。

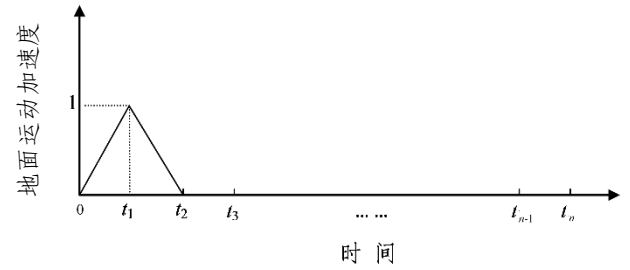
C.2.2 公式 (C.2.1-1) 中各时刻地面运动加速度的系数向量如表C.2.2所示。其中，第一列系数向量 $\mathbf{A}_{1,0}, \mathbf{A}_{2,0}, \dots, \mathbf{A}_{n,0}$ 为图C.2.2(a)所示半三角单位脉冲地面运动加速度作用下，时刻 $t_1, t_2, \dots, t_n$ 的结构状态向量；第二列系数向量 $\mathbf{A}_{1,1}, \mathbf{A}_{2,1}, \dots, \mathbf{A}_{n,1}$ 为图C.2.2(b)所示全三角单位脉冲地面运动加速度作用下，时刻 $t_1, t_2, \dots, t_n$ 的结构状态向量。利用已建的结构有限元模型，在通用或专用有限元计算平台上分别进行图C.2.2(a)和图C.2.2(b)所示单位脉冲地面运动加速度作用下的弹性动力时程分析并提取各时刻结构状态向量，即可得到第一列系数向量 $\mathbf{A}_{i,0} (i=1, 2, \dots, n)$ 和第二列系数向量 $\mathbf{A}_{i,1} (i=1, 2, \dots, n)$ 。其它系数向量按表C.2.2构建。

表 C.2.2 各时刻地面运动加速度的系数向量

响应时刻	系数向量							
	a_0	a_1	a_2	a_3	$\cdots$	a_{n-2}	a_{n-1}	a_n
t_1	$A_{1,0}$	$A_{1,1}$						
t_2	$A_{2,0}$	$A_{2,1}$	$A_{2,2} = A_{1,1}$					
t_3	$A_{3,0}$	$A_{3,1}$	$A_{3,2} = A_{2,1}$	$A_{3,3} = A_{1,1}$				
$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$			
t_{n-2}	$A_{n-2,0}$	$A_{n-2,1}$	$A_{n-2,2} = A_{n-3,1}$	$A_{n-2,3} = A_{n-4,1}$	$\cdots$	$A_{n-2,n-2} = A_{1,1}$		
t_{n-1}	$A_{n-1,0}$	$A_{n-1,1}$	$A_{n-1,2} = A_{n-2,1}$	$A_{n-1,3} = A_{n-3,1}$	$\cdots$	$A_{n-1,n-2} = A_{2,1}$	$A_{n-1,n-1} = A_{1,1}$	
t_n	$A_{n,0}$	$A_{n,1}$	$A_{n,2} = A_{n-1,1}$	$A_{n,3} = A_{n-2,1}$	$\cdots$	$A_{n,n-2} = A_{3,1}$	$A_{n,n-1} = A_{2,1}$	$A_{n,n} = A_{1,1}$



(a) 半三角单位脉冲地面运动加速度



(b) 全三角单位脉冲地面运动加速度

图 C.2.2 单位脉冲地面运动加速度

C.2.3 在地面运动加速度时程 $a(t)$ 作用下，弹性结构在时刻 t_i 的地震作用效应（包括所关注的节点位移、构件内力和层间剪力等）按下列公式计算：

$$S_i = A_{i,0}^S a_0 + A_{i,1}^S a_1 + \cdots + A_{i,i}^S a_i \quad (i=1, 2, \cdots, n) \quad (\text{C.2.3-1})$$

$$A_{i,0}^S = \mathbf{q} \mathbf{A}_{i,0}, \quad A_{i,1}^S = \mathbf{q} \mathbf{A}_{i,1}, \quad \cdots, \quad A_{i,i}^S = \mathbf{q} \mathbf{A}_{i,i} \quad (\text{C.2.3-2})$$

式中： S_i ——表示 $S(t_i)$ ，为时刻 t_i 所关注的结构地震作用效应向量；

$a_0, a_1, \cdots, a_i$ ——见公式 (C.2.1-1)；

$A_{i,0}, A_{i,1}, \cdots, A_{i,i}$ ——见公式 (C.2.1-1)；

$A_{i,0}^S, A_{i,1}^S, \cdots, A_{i,i}^S$ ——相应于 S_i 的各时刻地面运动加速度的系数向量；

$\mathbf{q}$ ——由 $\mathbf{V}_i$ 到 S_i 的转换矩阵。

C.2.4 结构地震作用效应峰值的平均值按下式计算：

$$S_{\text{peak}} = \frac{1}{M} \sum_{j=1}^M \max_{i=1}^n |S_i^j| \quad (\text{C.2.4})$$

式中： M ——地面运动加速度时程样本数，见公式 (C.1.2-1)；

S_i^j ——在第 j 个地面运动加速度时程样本 $a_j(t)$ ($j=1, 2, \cdots, M$) 作用下，时刻 t_i 所关注的

结构地震作用效应向量，按公式（C.2.3-1）计算。

C.3 非线性时域显式随机模拟法

C.3.1 在地面运动加速度时程 $a(t)$ 作用下，隔震结构在时刻 t_i 的状态向量可以表达为：

$$\mathbf{V}_i = \mathbf{A}_{i,0} \mathbf{F}_0(a_0, \mathbf{V}_{\text{NI},0}) + \mathbf{A}_{i,1} \mathbf{F}_1(a_1, \mathbf{V}_{\text{NI},1}) + \cdots + \mathbf{A}_{i,i-1} \mathbf{F}_{i-1}(a_{i-1}, \mathbf{V}_{\text{NI},i-1}) + \mathbf{A}_{i,i} \mathbf{F}_i(a_i, \mathbf{V}_{\text{NI},i}) \quad (i=1, 2, \cdots, n) \quad (\text{C.3.1})$$

式中： $\mathbf{V}_i$ ——表示 $\mathbf{V}(t_i) = [\mathbf{Y}(t_i)^T \quad \dot{\mathbf{Y}}(t_i)^T]^T$ ， $\mathbf{V}$ 是隔震结构状态向量， $\mathbf{Y}$ 和 $\dot{\mathbf{Y}}$ 分别为隔震结构节点位移和速度向量；

$\mathbf{F}_0, \mathbf{F}_1, \cdots, \mathbf{F}_i$ ——表示各时刻隔震结构的等效激励向量，由相应时刻的地面运动加速度和非线性隔震支座恢复力组成，后者仅与非线性隔震支座的狀態向量有关；

$a_0, a_1, \cdots, a_i$ ——表示 $a(0), a(t_1), \cdots, a(t_i)$ ，为各时刻地面运动加速度，按公式（C.1.2-1）确定；

$\mathbf{V}_{\text{NI},0}, \mathbf{V}_{\text{NI},1}, \cdots, \mathbf{V}_{\text{NI},i}$ ——表示 $\mathbf{V}_{\text{NI}}(0), \mathbf{V}_{\text{NI}}(t_1), \cdots, \mathbf{V}_{\text{NI}}(t_i)$ ，为各时刻非线性隔震支座的狀態向量，非线性隔震支座狀態向量 $\mathbf{V}_{\text{NI}}$ 是结构狀態向量 $\mathbf{V}$ 的一部分，即 $\mathbf{V}_{\text{NI}} \in \mathbf{V}$ ；

$\mathbf{A}_{i,0}, \mathbf{A}_{i,1}, \cdots, \mathbf{A}_{i,i}$ ——相应于 $\mathbf{V}_i$ 的各时刻等效激励向量的系数矩阵，按公式（C.2.1-3）和（C.2.1-4）确定，但公式（C.2.1-4）中的 $\mathbf{L}$ 改为 $\mathbf{L} = -[\mathbf{M}\mathbf{E} \quad \mathbf{E}_{\text{NI}}]$ ， $\mathbf{E}$ 是惯性力定位向量， $\mathbf{E}_{\text{NI}}$ 是非线性隔震支座恢复力定位矩阵。

C.3.2 由公式（C.3.1）获得时刻 t_i 非线性隔震支座狀態向量的表达式：

$$\mathbf{V}_{\text{NI},i} = \mathbf{A}_{i,0}^{\text{NI}} \mathbf{F}_0(a_0, \mathbf{V}_{\text{NI},0}) + \mathbf{A}_{i,1}^{\text{NI}} \mathbf{F}_1(a_1, \mathbf{V}_{\text{NI},1}) + \cdots + \mathbf{A}_{i,i-1}^{\text{NI}} \mathbf{F}_{i-1}(a_{i-1}, \mathbf{V}_{\text{NI},i-1}) + \mathbf{A}_{i,i}^{\text{NI}} \mathbf{F}_i(a_i, \mathbf{V}_{\text{NI},i}) \quad (i=1, 2, \cdots, n) \quad (\text{C.3.2})$$

式中： $\mathbf{A}_{i,0}^{\text{NI}}, \mathbf{A}_{i,1}^{\text{NI}}, \cdots, \mathbf{A}_{i,i}^{\text{NI}}$ ——相应于 $\mathbf{V}_{\text{NI},i}$ 的各时刻等效激励向量的系数矩阵，由公式（C.3.1）中系数矩阵 $\mathbf{A}_{i,0}, \mathbf{A}_{i,1}, \cdots, \mathbf{A}_{i,i}$ 相应的行组成。

公式（C.3.2）为仅针对非线性隔震支座狀態向量 $\mathbf{V}_{\text{NI},i}$ 的降维非线性代数方程组，解之即得 $\mathbf{V}_{\text{NI},i}$ ；

C.3.3 在地面运动加速度时程 $a(t)$ 作用下，隔震结构在时刻 t_i 的地震作用效应（包括所关注的节点位移、构件内力和层间剪力等）按下列公式计算：

$$\mathbf{S}_i = \mathbf{A}_{i,0}^{\text{S}} \mathbf{F}_0(a_0, \mathbf{V}_{\text{NI},0}) + \mathbf{A}_{i,1}^{\text{S}} \mathbf{F}_1(a_1, \mathbf{V}_{\text{NI},1}) + \cdots + \mathbf{A}_{i,i-1}^{\text{S}} \mathbf{F}_{i-1}(a_{i-1}, \mathbf{V}_{\text{NI},i-1}) + \mathbf{A}_{i,i}^{\text{S}} \mathbf{F}_i(a_i, \mathbf{V}_{\text{NI},i}) \quad (i=1, 2, \cdots, n) \quad (\text{C.3.3-1})$$

$$\mathbf{A}_{i,0}^{\text{S}} = \mathbf{q} \mathbf{A}_{i,0}, \mathbf{A}_{i,1}^{\text{S}} = \mathbf{q} \mathbf{A}_{i,1}, \cdots, \mathbf{A}_{i,i}^{\text{S}} = \mathbf{q} \mathbf{A}_{i,i} \quad (\text{C.3.3-2})$$

式中：
 $\mathbf{S}_i$ ——表示 $\mathbf{S}(t_i)$ ，为时刻 t_i 所关注的隔震结构地震作用效应向量；
 $\mathbf{F}_0, \mathbf{F}_1, \dots, \mathbf{F}_i$ ——见公式 (C.3.1)；
 $a_0, a_1, \dots, a_i$ ——见公式 (C.3.1)；
 $\mathbf{V}_{\text{NI},0}, \mathbf{V}_{\text{NI},1}, \dots, \mathbf{V}_{\text{NI},i}$ ——见公式 (C.3.1)，其中 $\mathbf{V}_{\text{NI},i}$ 由公式 (C.3.2) 迭代求解得到；
 $\mathbf{A}_{i,0}, \mathbf{A}_{i,1}, \dots, \mathbf{A}_{i,i}$ ——见公式 (C.3.1)；
 $\mathbf{A}_{i,0}^s, \mathbf{A}_{i,1}^s, \dots, \mathbf{A}_{i,i}^s$ ——相应于 $\mathbf{S}_i$ 的各时刻等效激励向量的系数矩阵；
 $\mathbf{q}$ ——由 $\mathbf{V}_i$ 到 $\mathbf{S}_i$ 的转换矩阵。

C.3.4 隔震结构地震作用效应峰值的平均值按下式计算：

$$\mathbf{S}_{\text{peak}} = \frac{1}{M} \sum_{j=1}^M \max_{i=1}^n |\mathbf{S}_i^j| \quad (\text{C.3.4})$$

式中：
 M ——地面运动加速度时程样本数，见公式 (C.1.2-1)；
 $\mathbf{S}_i^j$ ——在第 j 个地面运动加速度时程样本 $a_j(t) (j=1, 2, \dots, M)$ 作用下，时刻 t_i 所关注的隔震结构地震作用效应向量，按公式 (C.3.3-1) 计算。

附录 D 墙体稳定验算

D.0.1 剪力墙墙肢应满足下式的稳定要求：

$$q_k = \frac{E_c t^3}{10l_0^2} \quad (\text{D.0.1})$$

式中： q_k ——作用于墙顶永久荷载与楼面可变荷载组合的等效竖向均布荷载标准值；

E_c ——剪力墙混凝土的弹性模量；

t ——剪力墙墙肢截面厚度；

l_0 ——剪力墙墙肢计算长度，应按本附录第D.0.2条确定。

D.0.2 剪力墙墙肢计算长度应按下式计算：

$$l_0 = \beta h \quad (\text{D.0.2})$$

式中： β ——墙肢计算长度系数，应按本附录第D.0.3条确定；

h ——墙肢所在楼层的层高。

D.0.3 墙肢计算长度系数 β 应根据墙肢的支承条件按下列规定计算：

1 单片独立墙肢按两边支承板计算，取 β 等于1.0；

2 T形、L形、槽形和工字形剪力墙的翼缘（图D）采用三边支承板按式（D.0.3-1）计算；当 β 计算值小于0.25时，取0.25；

$$\beta \leq \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{h}{2b_f} \right)^2}} \quad (\text{D.0.3-1})$$

式中： b_f ——T形、L形、槽形和工字形剪力墙的单侧翼缘截面高度，取图D中各 b_n 的较大值或最大值；

3 T形剪力墙的腹板（图D）也按三边支承板计算，但应将公式（D.0.3-1）中的 b_f 代以 b_w ；

4 槽形和工字形剪力墙的腹板（图D），采用四边支承板按式（D.0.3-2）计算；当 β 计算值小于0.2时，取0.2。

$$\beta \leq \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{3h}{2b_w} \right)^2}} \quad (\text{D.0.3-2})$$

式中： b_w ——槽形、工字形剪力墙的腹板截面高度。

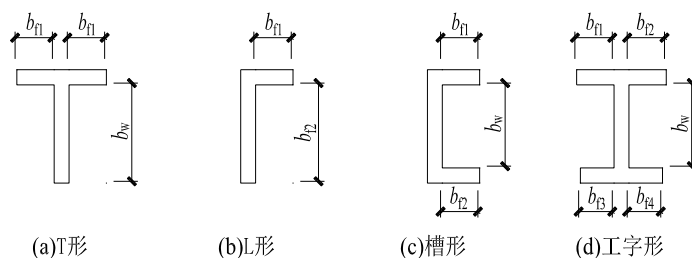


图 D 剪力墙腹板与单侧翼缘截面高度示意

D.0.4 当T形、L形、槽形和工字形剪力墙的翼缘截面高度小于截面厚度的2倍和800mm或当T形、L形剪力墙的腹板截面高度与翼缘截面厚度之和小于腹板截面厚度的2倍和800mm时，尚宜按下式验算剪力墙的整体稳定：

$$N_k = \frac{E_c I}{h^2} \quad (\text{D.0.4})$$

式中： N_k ——作用于墙顶永久荷载与楼面可变荷载效应组合的轴力标准值；

I ——剪力墙整体截面的惯性矩，取两个方向的较小值。

附录 E 钢管混凝土斜交网格筒节点设计方法

E.0.1 钢管混凝土斜交网格筒节点构造如图E.0.1-1所示，计算简图如图E.0.1-2所示；

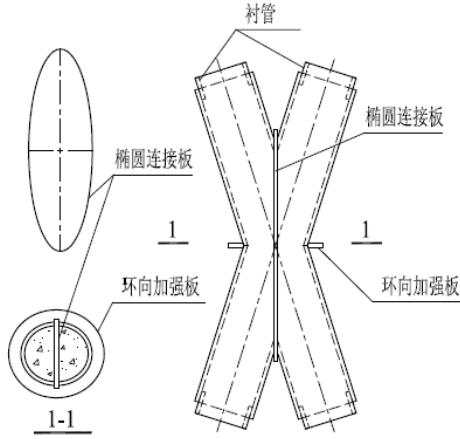


图 E.0.1-1 节点构造

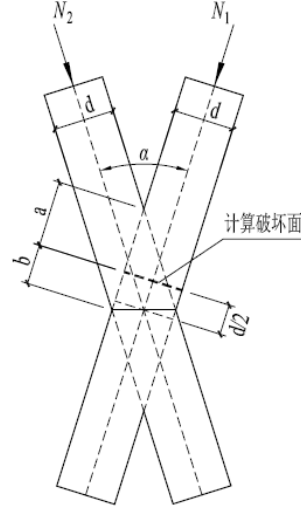


图 E.0.1-2 节点计算简图

E.0.2 节点区钢管的横截面面积按下式计算：

$$A_s^* = \frac{\beta f_c A_c}{f_s^*} \theta^* \quad (\text{E.0.2-1})$$

当节点区承受的竖向力达到最大，即 $N_1 = N_2$ 时

$$\theta^* = \frac{1}{2} \left[\frac{\varphi_1}{\beta} (1 + 2\theta) \left(1 + \frac{1 + \cos \alpha - \sin \alpha}{2} \cos \alpha \right) - 1 \right] \quad (\text{E.0.2-1})$$

式中： θ ——构件钢管混凝土的套箍指标，按附录 F 计算；

θ^* ——节点区钢管混凝土的套箍指标；

α ——钢管斜交角度；

A_c ——钢管内的核心混凝土横截面面积；

A_s^* ——节点区钢管的横截面面积；

f_c ——核心混凝土的抗压强度设计值；

f_s^* ——节点区钢管的抗拉、抗压强度设计值；

φ_1 ——考虑长细比影响的承载力折减系数，按本附录第 F.1.4 条的规定确定；

β ——节点区混凝土与构件混凝土强度设计值的比值， $\beta = f_c^* / f_c$ ；

E.0.3 椭圆连接板板厚度按下式确定：

$$t_E = 2t \quad (\text{E.0.3})$$

式中： t_E ——节点椭圆连接板厚；

t ——管混凝土柱钢管壁厚；

E.0.4 当由设防烈度地震作用组合确定节点区钢管截面面积、椭圆连接板厚度时，相关计算公式中钢和混凝土材料强度取标准值。

附录 F 圆形钢管混凝土构件设计

F.1 构件设计

F.1.1 钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力应满足下列要求：
持久、短暂设计状况

$$N \leq N_u \quad (\text{F.1.1-1})$$

设防烈度地震作用组合承载力校核

$$N_k \leq \xi N_{uk} \quad (\text{F.1.1-2})$$

式中： N ——轴向压力设计值；

N_k ——设防烈度地震作用组合轴向压力标准值；

N_u ——钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力设计值；

N_{uk} ——钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力标准值；

ξ ——承载力利用系数，按 3.9.5 条取值。

F.1.2 钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_u = \varphi_1 \varphi_e N_0 \quad (\text{F.1.2-1})$$

当 $0.5 < \theta \leq [\theta]$ 时

$$N_0 = 0.9 A_c f_c (1 + \alpha \theta) \quad (\text{F.1.2-2})$$

当 $2.5 > \theta > [\theta]$ 时

$$N_0 = 0.9 A_c f_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta) \quad (\text{F.1.2-3})$$

$$\theta = \frac{A_a f_a}{A_c f_c} \quad (\text{F.1.2-4})$$

且在任何情况下均应满足下列条件：

$$\varphi_1 \varphi_e \leq \varphi_0 \quad (\text{F.1.2-5})$$

表 F.1.2 系数 α 、 $[\theta]$

混凝土等级	$\leq \text{C50}$	C55~C80
α	2.00	1.80
$[\theta]$	1.00	1.56

式中： N_0 ——钢管混凝土轴心受压短柱的承载力设计值；

θ ——钢管混凝土的套箍指标；

α ——与混凝土强度等级有关的系数，按表 F.1.2 取值；

$[\theta]$ ——与混凝土强度等级有关的套箍指标界限值，按表 F.1.2 取值， $[\theta] = 1/(\alpha - 1)^2$ ；

A_c ——钢管内的核心混凝土横截面面积；

f_c ——核心混凝土的抗压强度设计值；

A_a ——钢管的横截面面积；

f_a ——钢管的抗拉、抗压强度设计值；

φ_l ——考虑长细比影响的承载力折减系数，按本附录第 F.1.4 条的规定确定；

φ_e ——考虑偏心率影响的承载力折减系数，按本附录第 F.1.3 条的规定确定；

φ_0 ——按轴心受压柱考虑的 φ_l 值。

F.1.3 钢管混凝土柱考虑偏心率影响的承载力折减系数 φ_e ，应按下列公式计算：

当 $e_0/r_c \leq 1.55$ 时，

$$\varphi_e = \frac{1}{1 + 1.85 \frac{e_0}{r_c}} \quad (\text{F.1.3-1})$$

$$e_0 = \frac{M_2}{N} \quad (\text{F.1.3-2})$$

当 $e_0/r_c > 1.55$ 时，

$$\varphi_e = \frac{0.3}{\frac{e_0}{r_c} - 0.4} \quad (\text{F.1.3-3})$$

式中： e_0 ——柱端轴向压力偏心距之较大者；

r_c ——核心混凝土横截面的半径；

M_2 ——柱端弯矩设计值的较大者；

N ——轴向压力设计值。

F.1.4 钢管混凝土柱考虑长细比影响的承载力折减系数 φ_l ，应按下列公式计算：

当 $L_e/D > 4$ 时：

$$\varphi_l = 1 - 0.115 \sqrt{L_e/D - 4} \quad (\text{F.1.4-1})$$

当 $L_e/D \leq 4$ 时：

$$\varphi_l = 1 \quad (\text{F.1.4-2})$$

式中： D ——钢管的外直径；

L_e ——柱的等效计算长度，按本附录第 F.1.5 条和本附录第 F.1.6 条的规定确定。

F.1.5 柱的等效计算长度应按下列公式计算：

$$L_e = \mu k L \quad (\text{F.1.5})$$

式中： L ——柱的实际长度；

μ ——考虑柱端约束条件的计算长度系数，根据梁柱刚度的比值，按《钢结构设计标准》GB50017 确定；

k ——考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数，按本附录第 F.1.6 条的规定确定。

F.1.6 钢管混凝土柱考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数 k ，应按下列公式计算：

1 轴心受压柱和杆件(图 F.1.6a)：

$$k = 1 \quad (\text{F.1.6-1})$$

2 无侧移框架柱(图 F.1.6b、c)：

$$k = 0.5 + 0.3\beta + 0.2\beta^2 \quad (\text{F.1.6-2})$$

3 有侧移框架柱(图 F.1.6d)和悬臂柱(图 F.1.6e、f):

当 $e_0/r_c \leq 0.8$ 时

$$k = 1 - 0.625e_0/r_c \quad (\text{F.1.6-3})$$

当 $e_0/r_c > 0.8$ 时, 取 $k = 0.5$ 。

当自由端有力矩 M_1 作用时,

$$k = (1 + \beta_1)/2 \quad (\text{F.1.6-4})$$

并将式(F.1.6-3)与式(F.1.6-4)所得 k 值进行比较, 取其中之较大值。

式中: β ——柱两端弯矩设计值之绝对值较小者 M_1 与较大者 M_2 的比值, $\beta = M_1/M_2$, 单曲压弯时, β 为正值, 双曲压弯时, β 为负值;

β_1 ——悬臂柱自由端弯矩设计值 M_1 与嵌固端弯矩设计值 M_2 的比值, 当 β_1 为负值(双曲压弯)时, 则按反弯点所分割成的高度为 L_2 的子悬臂柱计算(图 F.1.6f)。

注: 1 无侧移框架指框架中设有支撑桁架、剪力墙、筒体等支撑结构且其抗侧移刚度不小于框架抗侧移刚度的 5 倍者。有侧移框架指框架中未设上述支撑结构或支撑结构的抗侧移刚度小于框架抗侧移刚度的 5 倍者。

2 嵌固端指相交于柱的横梁的线刚度与柱的线刚度的比值不小于 4 者或柱基础的长和宽均不小于柱直径的 4 倍者。

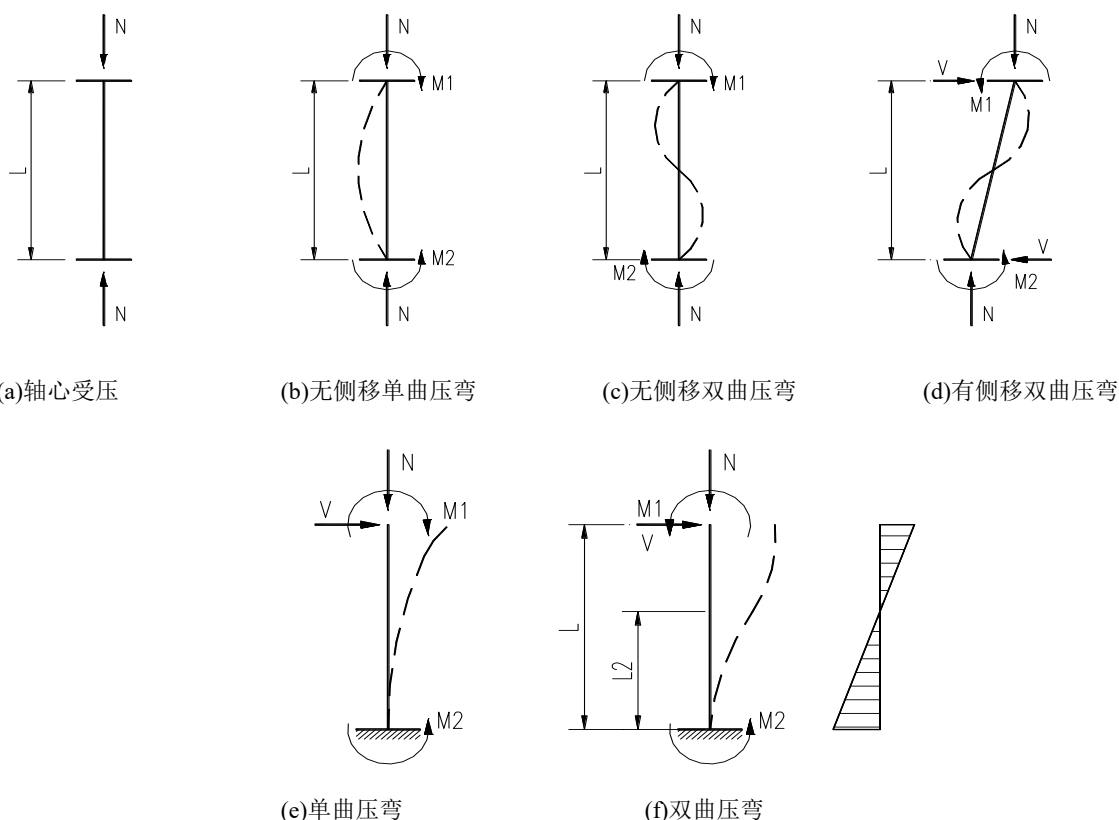


图 F.1.6 框架柱及悬臂柱计算简图

F.1.7 钢管混凝土单肢柱的轴向受拉承载力应满足下列要求:

持久、短暂设计状况

$$N \leq N_{ut} \quad (\text{F.1.7-1})$$

式中： N ——轴向拉力设计值；

N_{ut} ——钢管混凝土单肢柱的轴向受拉承载力设计值；

设防烈度地震作用组合承载力校核

$$S_k \leq \xi R_k \quad (\text{F.1.7-2})$$

式中： S_k ——设防烈度地震作用组合的效应标准值，按本标准3.9.5条计算；

ξ ——承载力利用系数；按本标准3.9.5条取值；

R_k ——材料强度标准值计算的构件承载力标准值。

F.1.8 钢管混凝土单肢柱的拉弯承载力应满足下列规定：

$$\frac{N}{N_{ut}} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (\text{F.1.8-1})$$

$$N_{ut} = A_a f_a / (1 + 2 \frac{e_0}{r_c}) \quad (\text{F.1.8-2})$$

$$M_u = 0.3 r_c N_0 \quad (\text{F.1.8-3})$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (\text{F.1.8-4})$$

式中： N ——轴向拉力设计值；

M ——柱端弯矩设计值；

e_0 ——轴向拉力的偏心距；

r_c ——钢管的内半径。

F.1.9 当钢管混凝土单肢柱的剪跨 a （横向集中荷载作用点至支座或节点边缘的距离）小于柱子直径 D 的 2 倍时，即需验算柱的横向受剪承载力并应满足下列要求：

持久、短暂设计状况

$$V \leq V_{uc} \quad (\text{F.1.9-1})$$

式中： V ——横向剪力设计值；

V_{uc} ——钢管混凝土单肢柱的横向受剪承载力设计值。

设防烈度地震作用组合承载力校核

$$S_k \leq \xi R_k \quad (\text{F.1.9-2})$$

式中： S_k ——设防烈度地震作用组合的效应标准值，按本标准3.9.5条计算；

ξ ——承载力利用系数；按本标准3.9.5条取值；

R_k ——材料强度标准值计算的构件承载力标准值。

F.1.10 钢管混凝土单肢柱的横向受剪承载力设计值应按下列公式计算：

$$V_{uc} = (V_0 + 0.1N') \left(1 - 0.45 \sqrt{\frac{a}{D}} \right) \quad (\text{F.1.10-1})$$

$$V_0 = 0.2 A_c f_c (1 + 3\theta) \quad (\text{F.1.10-2})$$

式中： V_0 ——钢管混凝土单肢柱受纯剪时的承载力设计值；

N' ——与横向剪力设计值 V 对应的轴向力设计值；

a ——剪跨，即横向集中荷载作用点至支座或节点边缘的距离；

D ——钢管混凝土柱的外径；

A_c ——钢管内的核心混凝土横截面面积；

f_c ——核心混凝土的抗压强度设计值；

θ ——钢管混凝土的套箍指标，按公式（F.1.2-4）确定。

注：横向剪力 V 必须以压力方式作用于钢管混凝土柱。

F.1.11 钢管混凝土的局部受压应满足下列要求：

$$N_l \leq N_{ul} \quad (\text{F.1.11})$$

式中： N_l ——局部作用的轴向压力设计值；

N_{ul} ——钢管混凝土柱的局部受压承载力设计值；

F.1.12 钢管混凝土柱在中央部位受压时(图 F.1.12)，局部受压承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_{ul} = N_0 \sqrt{\frac{A_l}{A_c}} \quad (\text{F.1.12})$$

式中： N_0 ——局部受压段的钢管混凝土短柱轴心受压承载力设计值，按本附录第 F.1.2 条公式(F.1.2-2)和公式(F.1.2-3)计算；

A_l ——局部受压面积；

A_c ——钢管内核心混凝土的横截面面积。

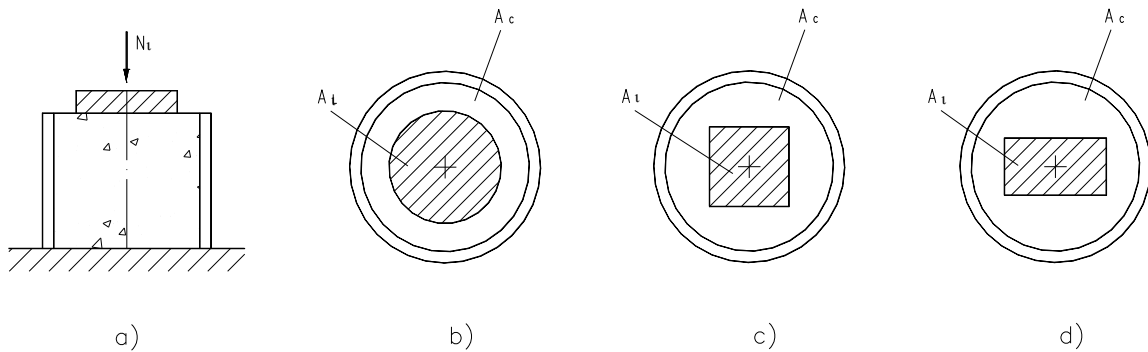


图 F.1.12 中央部位局部受压

F.1.13 钢管混凝土柱在其组合界面附近受压时(图 F.1.13)，局部受压承载力设计值应按下列公式计算：

当 $A_l/A_c \geq 1/3$ 时：

$$N_{ul} = (N_0 - N_c) \omega \sqrt{\frac{A_l}{A_c}} \quad (\text{F.1.13-1})$$

当 $A_l/A_c < 1/3$ 时：

$$N_{ul} = (N_0 - N_c) \omega \sqrt{3} \cdot \frac{A_l}{A_c} \quad (\text{F.1.13-2})$$

式中： N_0 ——局部受压段的钢管混凝土短柱轴心受压承载力设计值，按本附录第 F.1.2 条公式(F.1.2-2)和公式(F.1.2-3)计算；

N_c ——非局部作用的轴向压力设计值；

ω ——考虑局压应力分布状况的系数，当局压应力为均匀分布时，取 $\omega=1$ ；当局压应力为非均匀分布时(例如与钢管内壁焊接的柔性抗剪连接件)，取 $\omega=0.75$ 。

当局部受压承载力不足时，可将局压区段(等于钢管直径的 1.5 倍)的管壁加厚，予以补强。

注：这里所谓的柔性抗剪连接件包括节点构造中采用的内加强环、环形隔板、钢筋环和焊钉等。内衬管段和穿心牛腿(承重销)可视为刚性抗剪连接件。

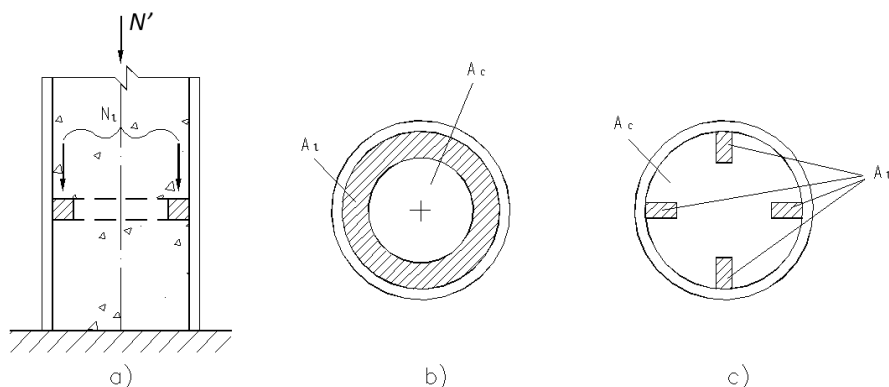


图 F.1.13 组合界面附近局部受压

F.1.14 当进行设防烈度地震作用组合的承载力校核时，相关公式中钢、混凝土材料强度取标准值，作用力取标准组合值；效应的计算和承载力利用系数的取值见 3.9.5 条。

F.2 连接设计

F.2.1 钢管混凝土柱的直径较小时，钢梁与钢管混凝土柱之间可采用外加强环连接（图 F.2.1-1），外加强环应是环绕钢管混凝土柱的封闭的满环（图 F.2.1-2）。外加强环与钢管外壁可采用角焊缝或对接与角接焊缝连接，外加强环与钢梁应采用栓焊连接。外加强环的厚度不应小于钢梁翼缘的厚度、最小宽度 c 不应小于钢梁翼缘宽度的 0.7 倍。

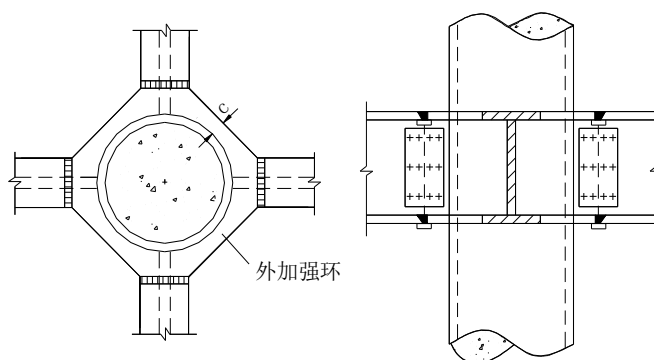


图 F.2.1-1 钢梁与钢管混凝土柱采用外加强环连接构造示意

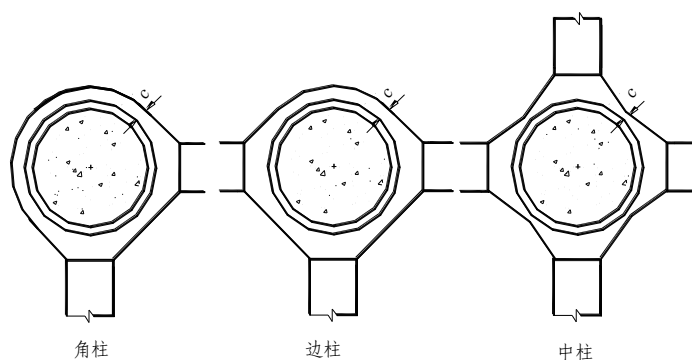


图 F.2.1-2 外加强环构造示意

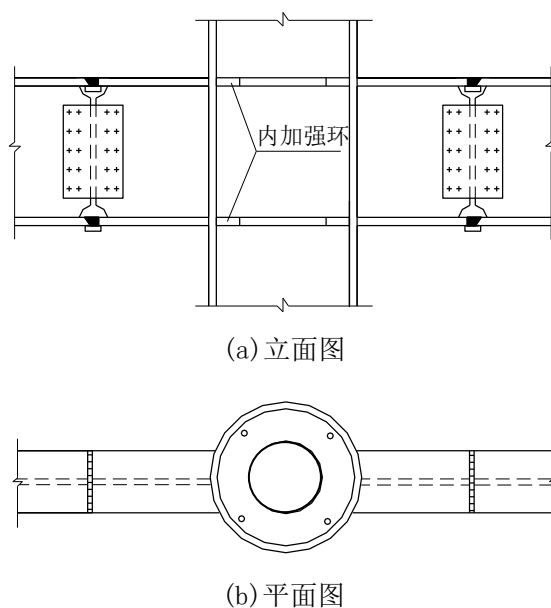


图 F.2.2-1 等截面悬臂钢梁与钢管混凝土柱采用内加强环连接构造示意

F.2.2 钢管混凝土柱的直径较大时，钢梁与钢管混凝土柱之间可采用内加强环连接。内加强环的钢板壁厚不应小于钢梁翼缘的厚度，预留排气孔的直径不宜小于 50mm，预留浇灌孔的直径不宜小于 150mm。内加强环与钢管内壁应采用全熔透坡口焊缝连接。梁与柱可采用现场直接连接，也可与带有悬臂梁段的柱在现场与梁拼接，可采用等截面悬臂梁段（图 F.2.2-1），一级和二级时，宜采用端部扩大形连接（图 F.2.2-2、图 F.2.2-3）、梁端加盖板或骨形连接。

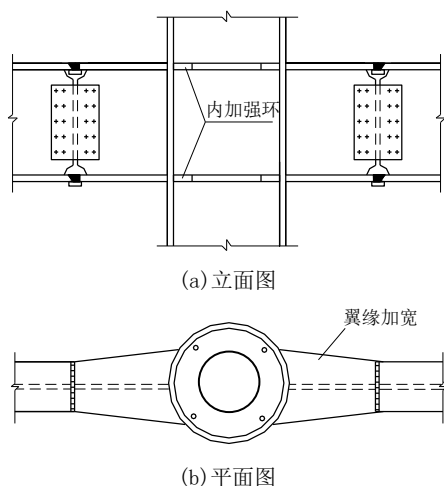


图 F.2.2-2 翼缘加宽的悬臂钢梁与
钢管混凝土柱连接构造示意

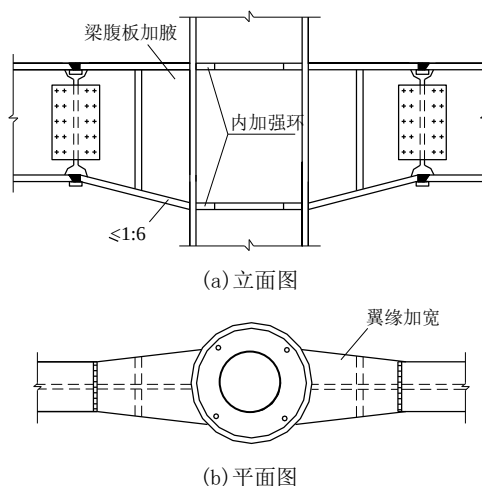


图 F.2.2-3 翼缘加宽、腹板加腋的悬臂钢梁与
钢管混凝土柱连接构造示意

F.2.3 钢梁与钢管混凝土柱可采用钢梁穿过钢管混凝土柱的穿心式连接，钢管壁与钢梁翼缘应采用全熔透坡口焊，钢管壁与钢梁腹板可采用角焊缝（图 F.2.3）。

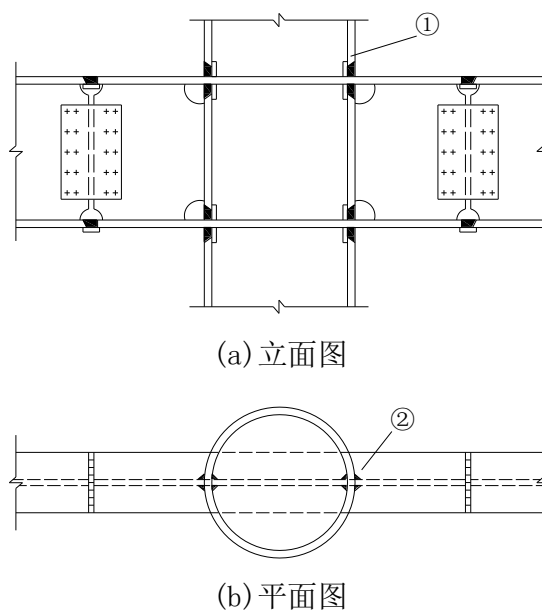


图 F.2.3 钢梁—钢管混凝土柱穿心式连接
1—钢管混凝土柱 2—钢梁

F.2.4 钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱的连接构造应同时满足管外剪力传递及弯矩传递的要求。

F.2.5 钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱连接时，钢管外剪力传递可采用环形牛腿、抗剪环；钢筋混凝土无梁楼板或井式密肋楼板与钢管混凝土柱连接时，钢管外剪力传递可采用台锥式环形深牛腿。也可采用其他符合计算受力要求的连接方式传递管外剪力。

F.2.6 环形牛腿、台锥式环形深牛腿可由呈放射状均匀分布的肋板和上下加强环组成（图 F.2.6）。肋板应与钢管壁外表面及上、下加强环采用角焊缝焊接，上、下加强环可分别与钢管壁外表面采用角焊缝焊接。环形牛腿的上、下加强环以及台锥式深牛腿的下加强环应打直径不小于 50mm 的圆孔。台锥

式环形深牛腿下加强环的直径可由楼板的冲切强度确定。

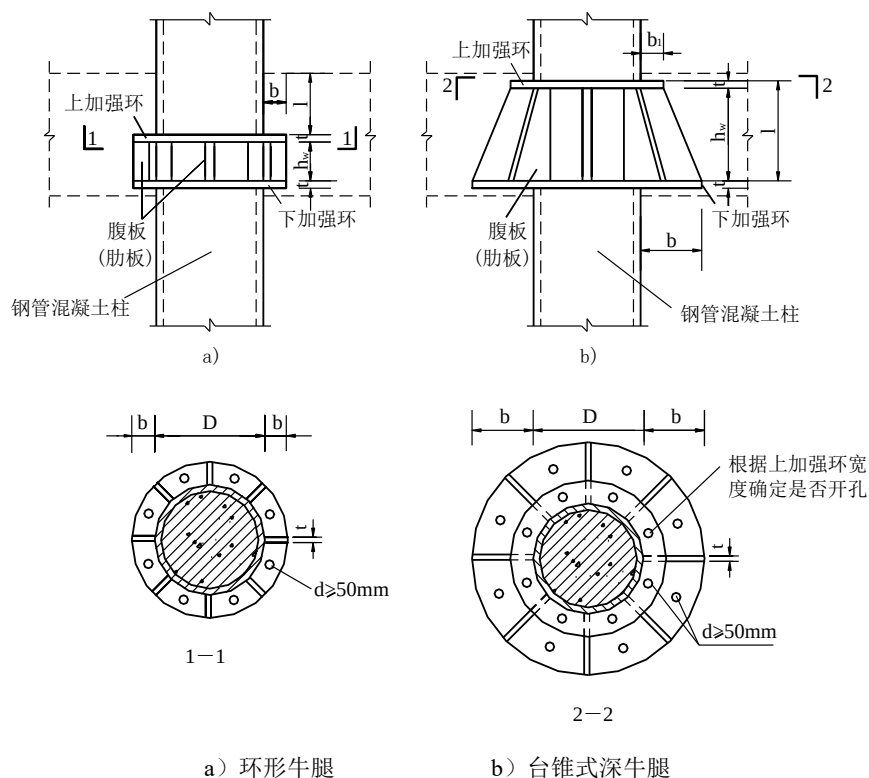


图 F.2.6 环形牛腿构造示意

F.2.7 抗剪环可采用通过双面角焊缝焊接于钢管壁外表面的闭合的钢筋环或闭合的带钢环（图 F.2.7）。钢筋直径 d 不应小于 20mm；带钢厚度 b 不应小于 20mm，带钢高度 h 不应小于其厚度。每个连接节点的抗剪环不应少于两道。设置两道抗剪环时，一道可在距框架梁底 50mm 的位置且宜尽可能接近框架梁底，另一道可在距框架梁底 1/2 梁高的位置。

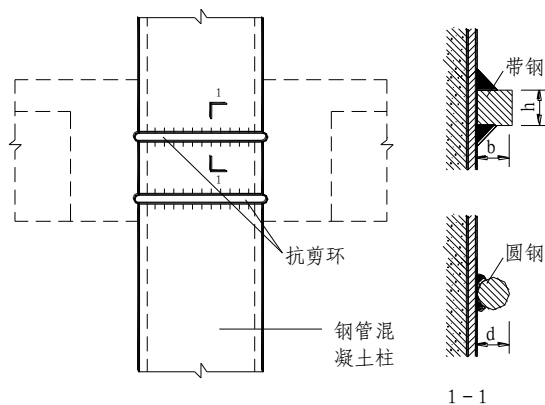


图 F.2.7 抗剪环构造示意

F.2.8 钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱的管外弯矩传递可采用环梁、穿筋单梁，也可采用其他符合受力分析要求的连接方式。

F.2.9 钢筋混凝土环梁（图 F.2.9）的配筋应由计算确定。环梁的构造应符合下列规定：

- 1 环梁截面高度宜比框架梁高 30mm；

-
- Figure 10-10 illustrates the reinforcement construction for a circular reinforced concrete column with a steel pipe core. The figure consists of three parts: (a) a longitudinal section view, (b) a cross-section view, and (c) a detail view of the reinforcement lap.
- (a) Longitudinal section view: Shows the column's internal structure. The steel pipe core is labeled "钢管混凝土柱". The reinforcement includes "框架梁面筋" (beam top reinforcement) and "框架梁底筋" (beam bottom reinforcement). The column height is denoted as H . The reinforcement is labeled with "Ash1", "Ash2", and "Ash3". The column diameter is b_r . The reinforcement is shown with a lap length of ≥ 25 and a distance of 20 from the bottom. The column is surrounded by a "抗剪环" (shear ring). The column is labeled with "1", "2", "3", and "4".
- (b) Cross-section view: Shows the column's cross-section. The column diameter is b_r . The reinforcement is labeled with "1", "2", "3", and "4". The column is surrounded by a "抗剪环" (shear ring). The column is labeled with "1", "2", "3", and "4".
- (c) Detail view of the reinforcement lap: Shows the lap joint between two reinforcement bars. The lap length is 300 . The reinforcement is labeled with "1", "2", "3", and "4". The column is labeled with "1", "2", "3", and "4".

注：1 Ash1、Ash2 为焊接环向钢筋，焊接长度为 10d(单面焊)或 5d(双面焊)。

2 As3 为环梁腰筋，直径不应小于 14mm，间距不应大于 150mm，下方第一道腰筋应位于框架梁底筋的上表面。

3 b1、b2、b3 分别为各闭合箍筋的肢距， $b1 > b2 > b3$ 。

3 抗剪环筋不宜小于两道且直径不宜小于 20mm。箍筋外肢距抗剪环筋净距为 20mm。

4 框架梁底无反向弯矩或第一排底筋可满足承载力要求时，第二排底筋可不伸入环梁。

Figure 1 consists of two parts: (a) and (b). Part (a) is a top-down view of a circular pipe cross-section. It shows a central circular area with a grid of lines representing reinforcement. A label '双钢筋' (Double steel bars) points to the grid. A section line 'A-A' is indicated on the left. Part (b) is a sectional view labeled 'A-A' at the bottom. It shows a vertical cross-section of the pipe. The central part is labeled '内衬管段' (Internal lining pipe segment). The outer part is labeled '柱钢管' (Column steel pipe). Inside the lining pipe, there are two rows of oval shapes representing '双钢筋并股穿孔' (Double steel bars with holes). Dimensions are indicated: 'w' for width, 't' for thickness, and 't₁' for a specific thickness at the bottom. A label '双钢筋' (Double steel bars) points to the internal reinforcement. A label '双钢筋并股穿孔' (Double steel bars with holes) points to the oval shapes.

161

附录 G RC 梁—圆钢管混凝土柱节点环梁承载力设计方法

G.1 节点环梁受拉环筋和箍筋的计算

G.1.1 当环梁（图G.1.1）上部环向钢筋的直径相同、水平间距相等时，环梁受拉环筋面积及箍筋单肢面积按下式计算：

1 不考虑楼板的有利作用

$$\lambda \geq \frac{2\sin\theta_2}{7\sin\theta_1} \quad (\text{G.1.1-1})$$

$$A_{sh} \geq \frac{M_k}{1.4\alpha_{dp} f_{yh} l_r \left\{ \frac{5}{7} \sin\theta_2 + \lambda \sin\theta_2 + \lambda \frac{R-r}{l_r} [\sin(\theta_2 + \alpha_0) - \sin\theta_2] \right\}} \quad (\text{G.1.1-2})$$

2 考虑楼板的有利作用

$$\lambda \geq \frac{2\beta_1 \sin\theta_2}{7\beta_2 \sin\theta_1} \quad (\text{G.1.1-3})$$

$$A_{sh} \geq \frac{M_k}{1.4\alpha_{dp} f_{yh} l_r \left\{ \frac{5}{7\beta_2} \sin\theta_2 + \frac{\lambda}{\beta_1} \sin\theta_2 + \lambda \frac{R-r}{\beta_3 l_r} [\sin(\theta_2 + \alpha_0) - \sin\theta_2] \right\}} \quad (\text{G.1.1-4})$$

在负弯矩作用下， β_1 取0.5， β_2 取0.65， β_3 取0.6；正弯矩作用下取 $\beta_1=\beta_2=\beta_3=1.0$ ；

3 环梁箍筋单肢面积

$$A_{sv} = 0.7 f_{yh} A_{sh} \lambda \gamma_H / (\alpha_v f_{yv}) \quad (\text{G.1.1-5})$$

式中： λ ——剪环比，为环梁箍筋名义拉力与环梁受拉环筋名义拉力的比值， $\lambda = F_v / F_h$ ，可取

0.35~0.7，不考虑楼板的作用时取较高值，考虑楼板的作用时取较低值；

F_h ——受拉环筋的名义拉力， $F_h = 0.7 f_{yh} A_{sh}$ ；

f_{yh} ——环向钢筋抗拉强度设计值；

A_{sh} ——环向钢筋的截面面积；

F_v ——环梁箍筋的名义拉力， $F_v = \alpha_v A_{sv} f_{yv} / \gamma_H$ ；

f_{yv} ——箍筋抗拉强度设计值；

γ_H ——箍筋间夹角（弧度）， $\gamma_H = S / (r + b_r / 2)$ ；

S ——环梁中线处箍筋间距；

A_{sv} ——环梁箍筋单肢面积；

α_v ——闭合箍筋计算系数，按表G.1.1取值；

M_k ——由实配钢筋计算得出的框架梁梁端截面弯矩；

α_{dp} ——修正系数，取 $\alpha_{dp}=1.3$ ；

l_r ——环梁受拉环筋合力作用点到受压区合力点的力臂，取 $l_r = \min\{0.87h_{r0}, h_r - 50\text{mm}\}$;

h_r ——环梁截面高度。

θ_1 、 θ_2 、 α_0 、 R 、 r 等参数几何含义见图G.1.1-2。

$$\theta_1 = \arcsin[b_k / (2R)]$$

$$\theta_2 = \pi / 4 + \arcsin\left[\frac{r}{R} \sin(\theta_1 - \pi / 4)\right]$$

$$\alpha_0 = \min\left\{\frac{\sqrt{3}h_r}{3R}, \arccos\frac{r}{R} - \theta_2, \pi / 4 - \theta_2\right\}$$

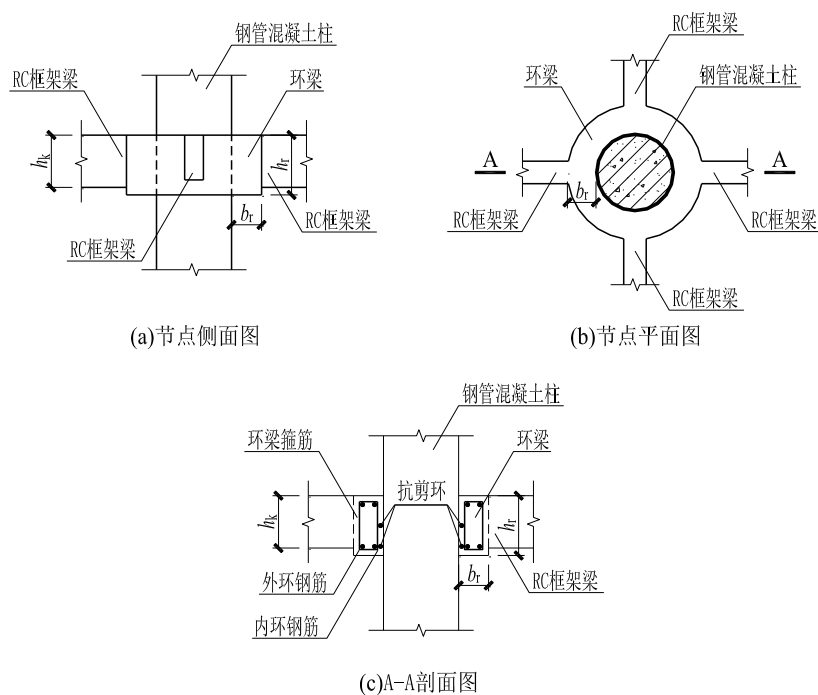


图 G.1.1-1 RC 梁-圆钢管混凝土柱节点简图

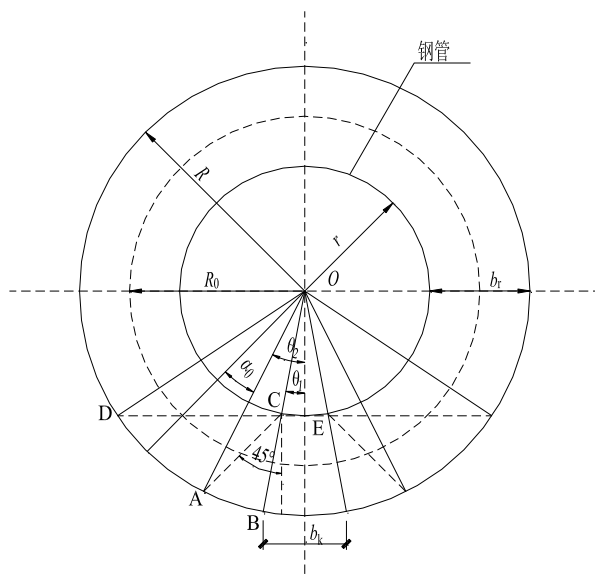


图 G.1.1-2 几何关系示意

r —钢管柱半径, b_r —环梁宽度, b_k —框架梁宽度

表 G.1.1 闭合箍筋计算系数

箍筋形式	图例	α_v
1		1.00
2		2.00
3		3.00

G.1.2 当环梁环向钢筋的强度等级与框架梁相同, 环向钢筋直径相同、水平间距相等, 假定

$M_k = 0.87 f_y A_{sk} h_{k0}$, $l_r = 0.87 h_{r0}$, 环梁受拉环筋面积及箍筋单肢面积可按式计算:

1 不考虑楼板有利作用

$$A_{sh} = 0.86 A_{sk} \quad (G.1.2-1)$$

$$A_{sv} = 0.36 f_y A_{sk} \gamma_H / (f_{yv} \alpha_v) \quad (G.1.2-2)$$

2 考虑楼板有利作用

$$A_{sh} = 0.7 A_{sk} \quad (G.1.2-3)$$

$$A_{sv} = 0.19 f_y A_{sk} \gamma_H / (f_{yv} \alpha_v) \quad (G.1.2-4)$$

式中： A_{sk} ——框架梁梁端受拉钢筋面积；
 f_y ——环梁环向钢筋的受拉强度设计值。

G.2 钢筋混凝土无梁楼盖—圆钢管混凝土柱节点环梁受拉环筋和箍筋的计算

G.2.1 环梁环筋面积按下式计算：

$$A_{sh}=1.15A_{sk} \quad (G.2.1)$$

式中： A_{sk} ——钢管混凝土柱范围内受拉板筋的面积。

G.2.2 环梁箍筋单肢面积按下式计算：

$$A_{sv}=0.14f_yA_{sk}\gamma_H/(f_{yv}\alpha_v) \quad (G.2.2)$$

G.3 环梁节点与钢管混凝土柱联结面的抗剪承载力验算

G.3.1 联结面直剪承载力验算

环梁节点总剪力应满足：

$$V \leq V_{u1} = 2\pi(D+2b)lf_t \quad (G.3.1)$$

式中： V ——为环梁节点总剪力；
 D ——钢管柱的外直径；
 b ——抗剪环的厚度(或抗剪环的直径 d)；
 l ——最底部抗剪环到环梁顶部距离；
 f_t ——混凝土抗拉强度设计值。

G.3.2 抗剪环支承面上的混凝土局部承压承载力验算

混凝土局压承载力决定的受剪承载力为：

$$V \leq V_{u2} = f_c\pi D(1.5d_m + 2.0d_b) \quad (G.3.2)$$

式中： d_m , d_b ——分别为中部和底部抗剪环的直径或宽度；
 D ——钢管混凝土柱的外径；
 f_c ——混凝土抗压强度设计值。

G.3.3 抗剪环的焊缝强度验算

抗剪环焊缝承载力决定的受剪承载力为：

$$V \leq V_{u3} = \sum l_w h_e \beta_f f_f^w \quad (G.3.3)$$

式中： h_e ——角焊缝的计算高度，直角角焊缝取 $h_e=0.7h_f$ ， h_f 为焊角尺寸；
 l_w ——角焊缝的计算长度，对每条焊缝取实际长度减去 $2h_f$ ；
 f_f^w ——角焊缝的强度设计值；
 β_f ——正面角焊缝的强度设计值增大系数：对承受静力荷载和间接承受动力荷载的结构，
 $\beta_f=1.22$ ；对直接承受动力荷载的结构， $\beta_f=1.0$ 。

G.3.4 联结面抗冲切验算

当环梁设置中部、底部两道抗剪环时，应验算中部抗剪环对环梁的冲切作用（图G.3.4）：

$$V_m \leq V_{u4} = 0.3f_t u_m h_{r0} + 0.8f_{yv} \sum A_{sv} \quad (G.3.4-1)$$

u_m 可按式计算：

$$u_m = \pi(D + \frac{h_{r0}}{2}) \quad (G.3.4-2)$$

当 $\frac{h_{r0}}{2}$ 大于 b_r 时，取 $\frac{h_{r0}}{2} = b_r$ ；

式中： V_m ——中部抗剪环分配的剪力，取 $0.5V$ ；

$\sum A_{sv}$ ——与呈 45° 冲切破坏锥斜面积相交的全部箍筋竖肢面积；

f_t ， f_{yv} ——分别为混凝土抗拉强度设计值和箍筋抗拉强度设计值。

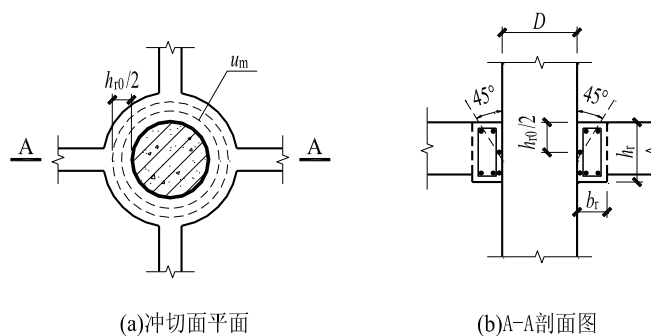


图 G.3.4 环梁冲切面的平面和剖面示意

G.3.5 环梁节点总剪力应满足

$$V \leq \min \{V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, 2V_{u4}\} \quad (G.3.5)$$

附录 H 结构弹性、弹塑性时程分析可选择的地震波

表 H.1 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.20s$ ($0.20s \leq \text{结构基本周期} < 0.50s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	ENEA Cerreto di Spoleto accelemetric array	CTR	Umbria Marche (aftershock)/Central Italy 翁布里亚马尔切 (余震)/意大利中部	1997/10/14	5.6	12.00
2	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	ALT	Campano Lucano (aftershock)/Southern Italy 坎帕诺卢卡诺 (余震)/意大利南部	1980/11/25	5	9.00
3	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	VLB	Lazio Abruzzo (aftershock)/Southern Italy 拉齐奥阿布鲁佐 (余震)/意大利南部	1984/5/11	5.5	6.00
4	National strong-motion network of Slovenia	ROB	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利 (余震)/意大利北部	1976/9/15	6.2	28.00
5	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	SVT	Valnerina/Central Italy 瓦尔内里纳/意大利中部	1979/9/19	5.84	47.00
6	K-NET	MIE014	Japan 日本	2004/09/07	6.4	130.21
7	Icelandic strong-motion network	102	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	41.00
8	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	UMB	Umbria/Central Italy 翁布里亚/意大利中部	1984/4/29	5.6	27.00
9	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	CLC	Umbria Marche (aftershock)/Central Italy 翁布里亚马尔切 (余震)/意大利中部	1997/10/6	5.5	5.00
10	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	SVT	Valnerina/Central Italy 瓦尔内里纳/意大利中部	1979/9/19	5.84	47.00
11	National strong-motion network of Turkey	AND	Koyyeri/Turkey 科耶里/土耳其	2001/10/31	5.1	41.00
12	PEER	L04111	San Fernando 圣费尔南多	1971/2/09	6.61	25.10
13	National strong-motion network of Slovenia	ROB	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利 (余震)/意大利北部	1976/9/15	6.1	32.00
14	ITSAK strong-motion network	KYP	Near coast of Filiatra/Southern Greece 菲利亚特拉近海岸/希腊南部	1993/3/5	5.3	27.00
15	PEER	A-MTW000	Whittier Narrows-01 惠蒂尔海峡-01	1987/10/01	5.99	22.70
16	ENEL national strong-motion network of Italy	TRG	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利 (余震)/意大利北部	1976/9/15	6.2	178.00

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
17	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	SER	Umbria Marche (aftershock)/Central Italy 翁布里亚马尔切（余震）/意大利中部	1997/10/14	5.6	17.00
18	ENEL national strong-motion network of Italy	TRC	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利（余震）/意大利北部	1976/9/15	6.1	12.00
19	Icelandic strong-motion network	113	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	41.00
20	ENEL national strong-motion network of Italy	TRC	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利（余震）/意大利北部	1976/9/11	5.48	8.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.2 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.20s$ ($0.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	ENEL national strong-motion network of Italy	TRG	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利 (余震) /意大利北部	1976/9/15	6.2	178.00
2	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	UMB	Umbria/Central Italy 翁布里亚/意大利中部	1984/4/29	5.6	27.00
3	ENEL national strong-motion network of Italy	FLT	Friuli/Northern Italy 弗里利/意大利北部	1976/5/6	6.5	108.00
4	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	SPM	Umbria Marche (aftershock)/Central Italy 翁布里亚马尔切 (余震) /意大利中部	1997/10/14	5.6	26.00
5	ITSAK strong-motion network	KRN	Near coast of Filiatra/Southern Greece 菲利亚特拉近海岸/希腊南部	1993/3/5	5.3	54.00
6	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	ALT	Campano Lucano (aftershock)/Southern Italy 坎帕诺卢卡诺 (余震) /意大利南部	1980/11/25	5	9.00
7	PEER	L04090	Northridge-01 北岭-01	1994/1//17	6.69	32.00
8	PEER	G01230	Morgan Hill 摩根山	1984/4/24	6.19	14.90
9	Strong-motion network of National Observatory of Athens	ARG	Dodecanese/Dodecanese Islands. Greece 多德卡尼斯/多德卡尼斯群岛 希腊	1987/10/5	5.3	31.00
10	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	TLM1	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利 (余震) /意大利北部	1976/5/9	5.6	29.00
11	National strong-motion network of Slovenia	ROB	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利 (余震) /意大利北部	1976/9/15	6.2	28.00
12	Swiss strong-motion network (SSMN)	SPGF	Meran/Northern Italy 梅兰/意大利北部	2001/7/17	5	69.00
13	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	PGL	Umbria Marche/Central Italy 翁布里亚马尔切/意大利中部	1997/9/26	6	79.00
14	ITSAK strong-motion network	KOZ	Kozani (aftershock)/Greece 科扎尼 (余震) /希腊	1995/7/17	5.3	22.00
15	ITSAK strong-motion network	POL	Off coast of Magion Oros peninsula/Aegean Sea 马吉翁奥罗斯半岛外海岸/爱琴海	1983/8/6	7.06	121.00
16	Syrian National Seismological Network	ARNB	Tadmuriyah /Jordan - Syria region 塔德穆里亚/约旦 - 叙利亚地区	1996/12/24	5.5	303.00
17	Icelandic strong-motion network	301	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	29.00

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
18	ITSAK strong-motion network	KOZ	Kozani/Greece 科扎尼/希腊	1995/5/13	6.51	17.00
19	ITSAK strong-motion network	KRN	Near coast of Filiatra/Southern Greece 菲利亚特拉近海岸/希腊南部	1993/3/5	5.3	54.00
20	SSN (SOGIN) national strong- motion network of Italy	MLZ	Basso Tirreno/Sicily Italy 巴索蒂雷诺/西西里 意大利	1978/4/15	6	34.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.3 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.20s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	G01000	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	9.60
2	Iranian strong-motion network	GCV	Kojur-Firoozabad/Northern and central Iran 科朱尔-菲鲁扎巴德/伊朗北部和中部	2004/5/28	6.3	229.00
3	PEER	KAU003-W	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	116.00
4	National strong-motion network of Turkey	EDC	Biga/Turkey 比加/土耳其	1983/7/5	6.12	56.00
5	PEER	VAS090	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	23.60
6	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	MLC	Friuli/Northern Italy 弗里利/意大利北部	1976/5/6	6.5	193.00
7	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	ASG	Friuli/Northern Italy 弗里利/意大利北部	1976/5/6	6.5	146.00
8	National strong-motion network of Turkey	IZT	Izmit (aftershock)/Turkey 伊兹米特 (余震) /土耳其	1999/9/13	6.2	15.00
9	National strong-motion network of Turkey	BIN	Bingol/Turkey 宾戈尔/土耳其	2003/5/1	6.4	14.00
10	PEER	ILA063-W	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9/20	5.9	80.00
11	National strong-motion network of Iran	DAY	Tabas/Northern and central Iran 塔巴斯/伊朗北部和中部	1978/9/16	7.41	12.00
12	ITSAK strong-motion network	KRN	Strofades/Ionian Sea 斯特罗法德斯/爱奥尼亚海	1997/11/18	6.6	136.00
13	Temporary strong-motion network in the epicentral area of El Asnam earthquake	BRS	El Asnam (aftershock)/Northern Algeria 埃尔阿南 (余震) /阿尔及利亚北部	1980/10/30	5.3	20.00
14	PEER	HOW330	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	16.90
15	PEER	TTN042-N	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	85.00
16	PEER	LIT090	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	47.00
17	Strong-motion network of EnergoProject	TIS	Montenegro/Adriatic Sea 黑山/亚得里亚海	1979/4/15	7.03	55.00
18	Strong-motion network of EnergoProject	MOS	Montenegro/Adriatic Sea 黑山/亚得里亚海	1979/4/15	7.03	180.00
19	Strong-motion network of Istanbul Technical University	SDEM	Manisa/Turkey 马尼萨/土耳其	1994/1/28	5.4	223.00
20	PEER	KAU003-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	116.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.4 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.20s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	TTN042-N	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	86.00
2	ITSAK strong-motion network	KYP	Kalamata/Southern Greece 卡拉马塔/希腊南部	1997/10/13	6.4	103.00
3	ITSAK strong-motion network	KRN	Strofades/Ionian Sea 斯特罗法德斯/爱奥尼亚海	1997/11/18	6.6	136.00
4	Icelandic strong-motion network	112	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	32.00
5	ENEL national strong-motion network of Italy	FLT	Friuli/Northern Italy 弗里利/意大利北部	1976/5/6	6.5	108.00
6	Icelandic strong-motion network	108	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	13.00
7	Kandilli strong-motion network	HAS	Duzce 1/Turkey 杜兹切 1/土耳其	1999/11/12	7.3	174.00
8	National strong-motion network of Iran	KHE	Tabas/Northern and central Iran 塔巴斯/伊朗北部和中部	1978/9/16	7.41	157.00
9	Icelandic strong-motion network	403	Mt. Hengill Area/Iceland 亨吉尔山地区/冰岛	1998/6/4	5.4	23.00
10	ITSAK strong-motion network	KYP	Gulf of Kiparissiakos/Southern Greece 基帕里西亚科斯湾/希腊南部	1985/9/7	5.4	37.00
11	PEER	VAS090	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	23.60
12	National strong-motion network of Turkey	GOL	Golbasi/Turkey 戈尔巴西/土耳其	1986/5/5	6	29.00
13	Strong-motion network of EnergoProject	TIS	Montenegro/Adriatic Sea 黑山/亚得里亚海	1979/4/15	7.03	55.00
14	National strong-motion network of Turkey	BIN	Pulumur/Turkey 普卢穆尔/土耳其	2003/1/27	6	87.00
15	Syrian National Seismological Network	ARNB	Tadmuriyah /Jordan - Syria region 塔德穆里亚/约旦 - 叙利亚地区	1996/12/24	5.5	303.00
16	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	LRS	Campano Lucano/Southern Italy 坎帕诺卢卡诺/意大利南部	1980/11/23	6.9	92.00
17	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	CRD	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利(余震)/意大利北部	1976/9/15	6.1	80.00
18	Icelandic strong-motion network	101	Mt. Hengill Area/Iceland 亨吉尔山地区/冰岛	1998/6/4	5.4	18.00
19	Strong-motion network of EnergoProject	MOS	Montenegro/Adriatic Sea 黑山/亚得里亚海	1979/4/15	7.03	180.00
20	Caucasus strong-motion network	SAKH	Racha/Western Caucasus 拉查/西高加索	1991/4/29	6.97	115.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.5 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.25s$ ($0.25s \leq \text{结构基本周期} < 0.75s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	Strong-motion network of National Observatory of Athens	ARG	Dodecanese/Dodecanese Islands. Greece 多德卡尼斯/多德卡尼斯群岛 希腊	1987/10/5	5.3	31.00
2	Icelandic strong-motion network	101	Mt. Hengill Area/Iceland 亨吉尔山地区/冰岛	1998/6/4	5.4	18.00
3	ITSAK strong-motion network	KYP	Near coast of Filiatra/Southern Greece 菲利亚特拉近海岸/希腊南部	1993/3/5	5.3	27.00
4	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	GBB	Umbria/Central Italy 翁布里亚/意大利中部	1984/4/29	5.6	17.00
5	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	SVT	Valnerina/Central Italy 瓦尔内里纳/意大利中部	1979/9/19	5.84	47.00
6	PEER	ILA063-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	61.00
7	Syrian National Seismological Network	ARNB	Tadmuriyah /Jordan - Syria region 塔德穆里亚/约旦 - 叙利亚地区	1996/12/24	5.5	303.00
8	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	SVT	Valnerina/Central Italy 瓦尔内里纳/意大利中部	1979/9/19	5.84	47.00
9	National strong-motion network of Turkey	AND	Meydan/Turkey 梅丹/土耳其	2001/6/25	5.4	40.00
10	Swiss strong-motion network (SSMN)	SPGF	Meran/Northern Italy 梅兰/意大利北部	2001/7/17	5	69.00
11	ENEL national strong-motion network of Italy	TRG	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利(余震)/意大利北部	1976/9/15	6.2	178.00
12	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	CLC	Umbria Marche (aftershock)/Central Italy 翁布里亚马尔切(余震)/意大利中部	1997/10/6	5.5	5.00
13	ENEL national strong-motion network of Italy	PSC	Lazio Abruzzo (aftershock)/Southern Italy 拉齐奥阿布鲁佐(余震)/意大利南部	1984/5/11	5.5	14.00
14	Icelandic strong-motion network	112	South Iceland (aftershock)/Iceland 冰岛南部(余震)/冰岛	2000/6/17	5.7	27.00
15	Icelandic strong-motion network	100	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	81.00
16	ENEL national strong-motion network of Italy	TRC	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利(余震)/意大利北部	1976/9/15	6.1	12.00
17	Strong-motion network of National Observatory of Athens	ARG	Dodecanese/Dodecanese Islands. Greece 多德卡尼斯/多德卡尼斯群岛 希腊	1987/10/5	5.3	31.00

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
18	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	VLB	Lazio Abruzzo (aftershock)/Southern Italy 拉齐奥阿布鲁佐（余震）/意大利南部	1984/5/11	5.5	6.00
19	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	CAG	Umbria Marche (aftershock)/Central Italy 翁布里亚马尔切（余震）/意大利中部	1998/3/26	5.5	22.00
20	Friuli strong-motion network	SVAL	Bovec /Northern Italy 博韦茨/意大利北部	1998/4/12	5.7	25.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.6 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.25s$ ($0.75s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	MLC	Friuli/Northern Italy 弗里利/意大利北部	1976/5/6	6.5	193.00
2	Icelandic strong-motion network	301	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	29.00
3	ENEL national strong-motion network of Italy	ARQ	Valnerina/Central Italy 瓦尔内里纳/意大利中部	1979/9/19	5.84	22.00
4	Swiss strong-motion network (SSMN)	SPGF	Meran/Northern Italy 梅兰/意大利北部	2001/7/17	5	69.00
5	ITSAK strong-motion network	FLO	Kozani/Greece 科扎尼/希腊	1995/5/13	6.51	71.00
6	ITSAK strong-motion network	KRP	Itea/Greece 伊泰亚/希腊	1997/11/5	5.6	67.00
7	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	MNF	Umbria Marche (aftershock)/Central Italy 翁布里亚马尔切(余震)/意大利中部	1997/10/14	5.6	27.00
8	National strong-motion network of Turkey	BIN	Bingol/Turkey 宾戈尔/土耳其	2003/5/1	6.4	14.00
9	ENEL national strong-motion network of Italy	TRG	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利(余震)/意大利北部	1976/9/11	5.7	179.00
10	Syrian National Seismological Network	BTCH	Harbiye /Jordan - Syria region 哈比耶/约旦 - 叙利亚地区	1997/1/22	5.7	52.00
11	PEER	PAC175	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	7.00
12	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	CSC	Umbria Marche/Central Italy 翁布里亚马尔切/意大利中部	1997/9/26	5.7	35.00
13	Croatian strong-motion network	DUB	Montenegro/Adriatic Sea 黑山/亚得里亚海	1979/4/15	7.03	105.00
14	PEER	TTN042-W	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	85.00
15	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	CSC	Umbria Marche/Central Italy 翁布里亚马尔切/意大利中部	1997/9/26	5.7	35.00
16	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	TLM1	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利(余震)/意大利北部	1976/5/9	5.6	29.00
17	ITSAK strong-motion network	KRN	Near coast of Filiatra/Southern Greece 菲利亚特拉近海岸/希腊南部	1993/3/5	5.3	54.00
18	ENEL national strong-motion network of Italy	ARQ	Valnerina/Central Italy 瓦尔内里纳/意大利中部	1979/9/19	5.84	22.00
19	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	CSC	Umbria Marche/Central Italy 翁布里亚马尔切/意大利中部	1997/9/26	6	37.00
20	Swiss strong-motion network (SSMN)	SPGF	Meran/Northern Italy 梅兰/意大利北部	2001/7/17	5	69.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.7 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.25s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	Strong-motion network of EnergoProject	BANJ	NE of Banja Luka/Northwestern Balkan Peninsula 巴尼亚卢卡东北部/西北巴尔干半岛	1981/8/13	5.7	10.00
2	PEER	KAU003-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	116.00
3	Strong-motion network of EnergoProject	MOS	Montenegro/Adriatic Sea 黑山/亚得里亚海	1979/4/15	7.03	180.00
4	PEER	VAS090	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	23.60
5	PEER	LIT090	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	47.00
6	National strong-motion network of Turkey	EDC	Biga/Turkey 比加/土耳其	1983/7/5	6.12	56.00
7	Strong-motion network of EnergoProject	TIS	Montenegro/Adriatic Sea 黑山/亚得里亚海	1979/4/15	7.03	55.00
8	Syrian National Seismological Network	BTCH	Tadmuriyah /Jordan - Syria region 塔德穆里亚/约旦 - 叙利亚地区	1996/12/24	5.5	282.00
9	PEER	G01230	Morgan Hill 摩根山	1984/4/24	6.19	14.90
10	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	MNF	Umbria Marche/Central Italy 翁布里亚马尔切/意大利中部	1997/9/26	6	27.00
11	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	TLM1	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利(余震)/意大利北部	1976/6/1	5.2	20.00
12	PEER	TAP077-N	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9/20	5.9	140.00
13	PEER	TTN042-N	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	86.00
14	PEER	ILA063-W	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	84.00
15	ITSAK strong-motion network	OUR	Drama/Greece 兹拉马/希腊	1985/11/9	5.5	104.00
16	ITSAK strong-motion network	KRN	Strofades (aftershock)/Southern Greece 斯特罗法德斯(余震)/希腊南部	1997/11/18	6	93.00
17	ITSAK strong-motion network	VER	Griva/Greece 格里瓦/希腊	1990/12/21	6.12	51.00
18	ITSAK strong-motion network	POL	Off coast of Magion Oros peninsula/Aegean Sea 马吉翁奥罗斯半岛近海岸/爱琴海	1983/8/6	7.06	121.00

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
19	PEER	KAU003-W	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9//20	6.2	116.00
20	SSN (SOGIN) national strong- motion network of Italy	BGI	Campano Lucano/Southern Italy 坎帕诺卢卡诺/意大利南部	1980/11/23	6.9	23.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.8 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.25s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	A-BIS270	Irpinia Italy-01 意大利伊尔皮尼亚-01	1980/11/23	6.9	21.30
2	Kandilli strong-motion network	YKP	Izmit/Turkey 伊兹米特/土耳其	1999/8/17	7.8	92.00
3	Strong-motion network of EnergoProject	ULA	Montenegro/Adriatic Sea 黑山/亚得里亚海	1979/4/15	7.03	21.00
4	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	ALT	Campano Lucano/Southern Italy 坎帕诺卢卡诺/意大利南部	1980/11/23	6.9	25.00
5	Icelandic strong-motion network	303	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	46.00
6	Icelandic strong-motion network	107	Mt. Vatnafjoll/Iceland 瓦特纳菲奥尔山/冰岛	1987/5/25	6	42.00
7	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	ARN	Campano Lucano/Southern Italy 坎帕诺卢卡诺/意大利南部	1980/11/23	6.9	78.00
8	PEER	B-AUL270	Irpinia Italy-02 意大利伊尔皮尼亚-02	1980/11/23	6.2	29.90
9	Strong-motion network of EnergoProject	MOS	Montenegro/Adriatic Sea 黑山/亚得里亚海	1979/4/15	7.03	180.00
10	National strong-motion network of Turkey	TKT	Izmit/Turkey 伊兹米特/土耳其	1999/8/17	7.8	558.00
11	Icelandic strong-motion network	401	South Iceland (aftershock)/Iceland 冰岛南部(余震)/冰岛	2000/6/17	5.7	74.00
12	National strong-motion network of Turkey	ERZ	Cicektepe /Turkey 西切克泰佩/土耳其	1995/12/5	5.8	105.00
13	Icelandic strong-motion network	309	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	42.00
14	PEER	TAP077-W	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9/20	5.9	140.00
15	Strong-motion network of EnergoProject	BANJ	NE of Banja Luka/Northwestern Balkan Peninsula 巴尼亚卢卡东北部/西北巴尔干半岛	1981/8/13	5.7	10.00
16	ITSAK strong-motion network	KOZ	Kranidia/Greece 克拉尼迪亚/希腊	1984/10/25	5.5	23.00
17	National strong-motion network of Turkey	BIN	Pulumur/Turkey 普卢穆尔/土耳其	2003/1/27	6	87.00
18	Icelandic strong-motion network	305	Mt. Hengill Area/Iceland 亨吉尔山地区/冰岛	1998/6/4	5.4	15.00
19	ITSAK strong-motion network	KRN	Kalamata (aftershock)/Southern Greece 卡拉马塔(余震)/希腊南部	1986/9/15	5	29.00
20	Caucasus strong-motion network	SAKH	Racha/Western Caucasus 拉查/西高加索	1991/4/29	6.97	115.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.9 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($0.35s \leq \text{结构基本周期} < 1.25s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	National strong-motion network of Iran	DAY	Tabas/Northern and central Iran 塔巴斯/伊朗北部和中部	1978/9/16	7.41	12.00
2	Icelandic strong-motion network	106	South Iceland (aftershock)/Iceland 冰岛南部 (余震) /冰岛	2000/6/17	5.7	11.00
3	PEER	HWA003-N	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	50.00
4	Syrian National Seismological Network	BDRN	Tadmuriyah /Jordan - Syria region 塔德穆里亚/约旦 - 叙利亚地区	1996/12/24	5.5	246.00
5	ITSAK strong-motion network	KRP	Kozani/Greece 科扎尼/希腊	1995/5/13	6.51	141.00
6	PEER	ILA063-N	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9/20	5.9	80.00
7	National strong-motion network of Turkey	GOL	Meydan/Turkey 梅丹/土耳其	2001/6/25	5.4	140.00
8	Strong-motion network of Istanbul Technical University	MSK	Izmit (aftershock)/Turkey 伊兹米特 (余震) /土耳其	1999/9/13	6.2	97.00
9	ITSAK strong-motion network	FLO	Griva/Greece 格里瓦/希腊	1990/12/21	6.12	88.00
10	PEER	TTN042-N	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	94.00
11	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	PNT	Lazio Abruzzo/Southern Italy 拉齐奥阿布鲁佐/意大利南部	1984/5/7	5.9	22.00
12	Icelandic strong-motion network	106	South Iceland (aftershock)/Iceland 冰岛南部 (余震) /冰岛	2000/6/17	5.7	11.00
13	ENEL national strong-motion network of Italy	PSC	Lazio Abruzzo (aftershock)/Southern Italy 拉齐奥阿布鲁佐 (余震) /意大利南部	1984/5/11	5.5	14.00
14	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	CSC	Umbria Marche (aftershock)/Central Italy 翁布里亚马尔切 (余震) /意大利中部	1997/10/12	5.2	22.00
15	Strong-motion network in Algeria	ALG	Chenoua/Northern Algeria 切努阿/阿尔及利亚北部	1989/10/29	6	50.00
16	Icelandic strong-motion network	108	Mt. Vatnafjoll/Iceland 瓦特纳菲奥尔山/冰岛	1987/5/25	6	24.00
17	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	TLM1	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利 (余震) /意大利北部	1976/6/1	5.2	20.00
18	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	TLM1	Friuli/Northern Italy 弗里利/意大利北部	1976/5/6	6.5	23.00

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
19	ENEL national strong-motion network of Italy	FLT	Friuli/Northern Italy 弗里利/意大利北部	1976/5/6	6.5	108.00
20	Strong-motion network of Istanbul Technical University	MSK	Izmit (aftershock)/Turkey 伊兹米特（余震）/土耳其	1999/11/11	5.6	111.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.10 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($1.25s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	ITSAK strong-motion network	OUR	Drama/Greece 兹拉马/希腊	1985/11/9	5.5	104.00
2	PEER	VAS090	Northridge-01 北岭-01	1994/1//17	6.69	23.60
3	PEER	SSF205	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	63.00
4	ITSAK strong-motion network	KRP	Kozani/Greece 科扎尼/希腊	1995/5/13	6.51	141.00
5	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	MNF	Umbria Marche/Central Italy 翁布里亚马尔切/意大利中部	1997/9/26	6	27.00
6	PEER	CSM185	San Fernando 圣费尔南多	1971/2//09	6.61	90.00
7	Icelandic strong-motion network	108	Mt. Vatnafjoll/Iceland 瓦特纳菲奥尔山/冰岛	1987/5/25	6	24.00
8	ITSAK strong-motion network	IGM	Filippias/Greece-Albania border region 菲利皮亚斯/希腊-阿尔巴尼亚边境地区	1990/6/16	5.5	43.00
9	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	FHC	Umbria Marche (aftershock)/Central Italy 翁布里亚马尔切(余震)/意大利中部	1997/10/12	5.2	27.00
10	Strong-motion network of National Observatory of Athens	MRNA	Tithorea/Greece 蒂托雷亚/希腊	1992/11/18	5.9	37.00
11	ITSAK strong-motion network	POL	Arnaia (foreshock)/Greece 阿奈亚(前震)/希腊	1995/4/4	5.1	24.00
12	PEER	L04000	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	32.00
13	ITSAK strong-motion network	KAS	Kozani/Greece 科扎尼/希腊	1995/5/13	6.51	50.00
14	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	GBB	Umbria/Central Italy 翁布里亚/意大利中部	1984/4/29	5.6	17.00
15	PEER	B-STU000	Irpinia Italy-02 意大利 伊尔皮尼亚-02	1980/11/23	6.2	20.40
16	ITSAK strong-motion network	ROD2	Rhodos island/Dodecanese Islands. Greece 罗多斯岛/多德卡尼斯群岛 希腊	1996/4/26	5.4	19.00
17	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	BSS	Lazio Abruzzo/Southern Italy 拉齐奥阿布鲁佐/意大利南部	1984/5/7	5.9	58.00
18	Strong-motion network of EnergoProject	BANJ	NE of Banja Luka/Northwestern Balkan Peninsula 巴尼亚卢卡东北部/西北巴尔干半岛	1981/8/13	5.7	10.00

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
19	National strong-motion network of Iran	DAY	Tabas/Northern and central Iran 塔巴斯/伊朗北部和中部	1978/9/16	7.41	12.00
20	National strong-motion network of Turkey	BIN	Bingol/Turkey 宾戈尔/土耳其	2003/5/1	6.4	14.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.11 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	National strong-motion network of Turkey	BCK	Buchak/Turkey 布查克/土耳其	1979/5/28	5.9	150.00
2	PEER	RIN000	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	74.00
3	National strong-motion network of Turkey	BCK	Buchak/Turkey 布查克/土耳其	1979/5/28	5.9	150.00
4	Strong-motion network of EnergoProject	ULA	Montenegro/Adriatic Sea 黑山/亚得里亚海	1979/4/15	7.03	21.00
5	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	MLC	Friuli/Northern Italy 弗里利/意大利北部	1976/5/6	6.5	193.00
6	PEER	LIT180	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	47.00
7	Strong-motion network of National Observatory of Athens	ARG	Dodecanese/Dodecanese Islands. Greece 多德卡尼斯/多德卡尼斯群岛 希腊	1987/10/5	5.3	31.00
8	National strong-motion network of Turkey	GOL	Golbasi/Turkey 戈尔巴西/土耳其	1986/5/5	6	29.00
9	PEER	WWJ180	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	65.00
10	PEER	CSM185	San Fernando 圣费尔南多	1971/2/09	6.61	90.00
11	Strong-motion network of EnergoProject	ULA	Montenegro/Adriatic Sea 黑山/亚得里亚海	1979/4/15	7.03	21.00
12	PEER	PTB297	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	83.00
13	Kandilli strong-motion network	HAS	Duzce 1/Turkey 杜兹切 1/土耳其	1999/11/12	7.3	174.00
14	Icelandic strong-motion network	305	Mt. Hengill Area/Iceland 亨吉尔山地区/冰岛	1998/6/4	5.4	15.00
15	Icelandic strong-motion network	112	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	32.00
16	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	CGL	Umbria Marche/Central Italy 翁布里亚马尔切/意大利中部	1997/9/26	6	59.00
17	ITSAC strong-motion network	ROD2	Rhodos island/Dodecanese Islands. Greece 罗多斯岛/多德卡尼斯群岛 希腊	1996/4/26	5.4	19.00
18	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	BSS	Lazio Abruzzo/Southern Italy 拉齐奥阿布鲁佐/意大利南部	1984/5/7	5.9	58.00
19	PEER	A-ARI000	Irpinia Italy-01 意大利伊尔皮尼亚-01	1980/11/23	6.9	53.00
20	ITSAC strong-motion network	KYP	Gulf of Iparissiakos/Southern Greece 基帕里西亚科斯湾/希腊南部	1985/9/7	5.4	37.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.12 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	TAP077-N	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	152.00
2	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	BGI	Campano Lucano/Southern Italy 坎帕诺卢卡诺/意大利南部	1980/11/23	6.9	23.00
3	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	LRS	Campano Lucano/Southern Italy 坎帕诺卢卡诺/意大利南部	1980/11/23	6.9	92.00
4	ITSAK strong-motion network	IGM	Filippias/Greece-Albania border region 菲利皮亚斯/希腊-阿尔巴尼亚边境地区	1990/6/16	5.5	43.00
5	Iranian strong-motion network	ZNJ	Manjil/Western Iran 曼戈尔/伊朗西部	1990/6/20	7.46	89.00
6	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	PNN	Umbria Marche/Central Italy 翁布里亚马尔切/意大利中部	1997/9/26	6	100.00
7	Iranian strong-motion network	ZNJ	Manjil/Western Iran 曼戈尔/伊朗西部	1990/6/20	7.46	89.00
8	National strong-motion network of Turkey	GOL	Golbasi/Turkey 戈尔巴西/土耳其	1986/6/6	5.8	34.00
9	National strong-motion network of Turkey	MLT	Golbasi/Turkey 戈尔巴西/土耳其	1986/6/6	5.8	52.00
10	National strong-motion network of Turkey	GBZ	Izmit/Turkey 伊兹米特/土耳其	1999/8/17	7.8	47.00
11	PEER	RIN000	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	74.00
12	Icelandic strong-motion network	302	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	61.00
13	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	CRD	Friuli/Northern Italy 弗里利/意大利北部	1976/5/6	6.5	91.00
14	National strong-motion network of Turkey	BCK	Buchak/Turkey 布查克/土耳其	1979/5/28	5.9	150.00
15	National strong-motion network of Turkey	TKT	Izmit/Turkey 伊兹米特/土耳其	1999/8/17	7.8	558.00
16	National strong-motion network of Turkey	BCK	Buchak/Turkey 布查克/土耳其	1979/5/28	5.9	150.00
17	Icelandic strong-motion network	101	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	31.00
18	National strong-motion network of Iran	KHE	Tabas/Northern and central Iran 塔巴斯/伊朗北部和中部	1978/9/16	7.41	157.00
19	National strong-motion network of Turkey	MDR	Duzce 1/Turkey 杜兹切 1/土耳其	1999/11/12	7.3	34.00
20	PEER	HWA003-W	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	50.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.13 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($0.50s \leq \text{结构基本周期} < 1.5s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	National strong-motion network of Iran	DAY	Tabas/Northern and central Iran 塔巴斯/伊朗北部和中部	1978/9/16	7.41	12.00
2	PEER	ILA063-N	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9/20	5.9	80.00
3	National strong-motion network of Turkey	GOL	Meydan/Turkey 梅丹/土耳其	2001/6/25	5.4	140.00
4	ITSAK strong-motion network	KRP	Kozani/Greece 科扎尼/希腊	1995/5/13	6.51	141.00
5	ITSAK strong-motion network	KRN	Near SW coast of Peloponnes/Southern Greece 伯罗奔尼西南近海岸/希腊南部	1987/12/10	5.2	30.00
6	ITSAK strong-motion network	FLO	Griva/Greece 格里瓦/希腊	1990/12/21	6.12	88.00
7	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	PNT	Lazio Abruzzo/Southern Italy 拉齐奥阿布鲁佐/意大利南部	1984/5/7	5.9	22.00
8	National strong-motion network of Turkey	BIN	Bingol/Turkey 宾戈尔/土耳其	2003/5/1	6.4	14.00
9	PEER	HWA003-N	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	50.00
10	PEER	TTN042-W	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	94.00
11	Strong-motion network of Istanbul Technical University	MSK	Izmit (aftershock)/Turkey 伊兹米特 (余震) /土耳其	1999/9/13	6.2	97.00
12	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	CSC	Umbria Marche (aftershock)/Central Italy 翁布里亚马尔切 (余震) /意大利中部	1997/10/12	5.2	22.00
13	PEER	G01090	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	9.60
14	National strong-motion network of Turkey	MLT	Meydan/Turkey 梅丹/土耳其	2001/6/25	5.4	223.00
15	Icelandic strong-motion network	108	Mt. Vatnafjoll/Iceland 瓦特纳菲奥尔山/冰岛	1987/5/25	6	24.00
16	Syrian National Seismological Network	BDRN	Tadmuriyah /Jordan - Syria region 塔德穆里亚/约旦 - 叙利亚地区	1996/12/24	5.5	246.00
17	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	TLM1	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利 (余震) /意大利北部	1976/6/1	5.2	20.00
18	Icelandic strong-motion network	106	South Iceland (aftershock)/Iceland 冰岛南部 (余震) /冰岛	2000/6/17	5.7	11.00

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
19	Caucasus strong-motion network	STPV	Racha (aftershock)/Western Caucasus 拉查（余震）/西高加索	1991/6/15	6.24	166.00
20	PEER	ATB000	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	47.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.14 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($1.50s \leq$ 结构基本周期 $< 3.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	MNF	Umbria Marche/Central Italy 翁布里亚马尔切/意大利中部	1997/9/26	6	27.00
2	Icelandic strong-motion network	402	Mt. Hengill Area/Iceland 亨吉尔山地区/冰岛	1998/6/4	5.4	27.00
3	PEER	VAS090	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	23.60
4	ITSAK strong-motion network	OUR	Drama/Greece 兹拉马/希腊	1985/11/9	5.5	104.00
5	PEER	CSM185	San Fernando 圣费尔南多	1971/2/09	6.61	90.00
6	PEER	SSF205	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	63.00
7	ITSAK strong-motion network	IGM	Filippias/Greece-Albania border region 菲利普亚斯/希腊-阿尔巴尼亚边境地区	1990/6/16	5.5	43.00
8	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	BSS	Lazio Abruzzo/Southern Italy 拉齐奥阿布鲁佐/意大利南部	1984/5/7	5.9	58.00
9	PEER	PJH315	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	73.00
10	ITSAK strong-motion network	KRP	Kozani/Greece 科扎尼/希腊	1995/5/13	6.51	141.00
11	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	MNF	Umbria Marche (aftershock)/Central Italy 翁布里亚马尔切(余震)/意大利中部	1997/10/3	5.3	28.00
12	Icelandic strong-motion network	108	Mt. Vatnafjoll/Iceland 瓦特纳菲奥尔山/冰岛	1987/5/25	6	24.00
13	Strong-motion network of National Observatory of Athens	MRNA	Tithorea/Greece 蒂托雷亚/希腊	1992/11/18	5.9	37.00
14	ITSAK strong-motion network	POL	Arnaia (foreshock)/Greece 阿奈亚(前震)/希腊	1995/4/4	5.1	24.00
15	ITSAK strong-motion network	KAS	Kozani/Greece 科扎尼/希腊	1995/5/13	6.51	50.00
16	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	GBB	Umbria/Central Italy 翁布里亚/意大利中部	1984/4/29	5.6	17.00
17	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	TLM1	Friuli (aftershock)/Northern Italy 弗里利(余震)/意大利北部	1976/5/11	5.3	14.00
18	Strong-motion network of EnergoProject	BANJ	NE of Banja Luka/Northwestern Balkan Peninsula 巴尼亚卢卡东北部/西北巴尔干半岛	1981/8/13	5.7	10.00
19	PEER	B-STU000	Irpinia Italy-02 意大利伊尔皮尼亚-02	1980/11/23	6.2	20.40
20	PEER	L04000	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	32.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.15 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	National strong-motion network of Turkey	BCK	Buchak/Turkey 布查克/土耳其	1979/5/28	5.9	150.00
2	PEER	RIN000	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	74.00
3	National strong-motion network of Turkey	BCK	Buchak/Turkey 布查克/土耳其	1979/5/28	5.9	150.00
4	Strong-motion network of EnergoProject	ULA	Montenegro/Adriatic Sea 黑山/亚得里亚海	1979/4/15	7.03	21.00
5	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	MLC	Friuli/Northern Italy 弗里利/意大利北部	1976/5/6	6.5	193.00
6	PEER	LIT180	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	47.00
7	Strong-motion network of National Observatory of Athens	ARG	Dodecanese/Dodecanese Islands. Greece 多德卡尼斯/多德卡尼斯群岛 希腊	1987/10/5	5.3	31.00
8	National strong-motion network of Turkey	GOL	Golbasi/Turkey 戈尔巴西/土耳其	1986/5/5	6	29.00
9	PEER	WWJ180	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	65.00
10	PEER	CSM185	San Fernando 圣费尔南多	1971/2/09	6.61	90.00
11	Strong-motion network of EnergoProject	ULA	Montenegro/Adriatic Sea 黑山/亚得里亚海	1979/4/15	7.03	21.00
12	PEER	PTB297	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	83.00
13	Kandilli strong-motion network	HAS	Duzce 1/Turkey 杜兹切 1/土耳其	1999/11/12	7.3	174.00
14	Icelandic strong-motion network	305	Mt. Hengill Area/Iceland 亨吉尔山地区/冰岛	1998/6/4	5.4	15.00
15	Icelandic strong-motion network	112	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	32.00
16	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	CGL	Umbria Marche/Central Italy 翁布里亚马尔切/意大利中部	1997/9/26	6	59.00
17	ITSAC strong-motion network	ROD2	Rhodos island/Dodecanese Islands. Greece 罗多斯岛/多德卡尼斯群岛 希腊	1996/4/26	5.4	19.00
18	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	BSS	Lazio Abruzzo/Southern Italy 拉齐奥阿布鲁佐/意大利南部	1984/5/7	5.9	58.00
19	PEER	A-ARI000	Irpinia Italy-01 意大利伊尔皮尼亚-01	1980/11/23	6.9	53.00
20	ITSAC strong-motion network	KYP	Gulf of Kiparissiakos/Southern Greece 基帕里西亚科斯湾/希腊南部	1985/9/7	5.4	37.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.16 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	TAP077-N	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	152.00
2	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	BGI	Campano Lucano/Southern Italy 坎帕诺卢卡诺/意大利南部	1980/11/23	6.9	23.00
3	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	LRS	Campano Lucano/Southern Italy 坎帕诺卢卡诺/意大利南部	1980/11/23	6.9	92.00
4	ITSAK strong-motion network	IGM	Filippias/Greece-Albania border region 菲利皮亚斯/希腊-阿尔巴尼亚边境地区	1990/6/16	5.5	43.00
5	Iranian strong-motion network	ZNJ	Manjil/Western Iran 曼戈尔/伊朗西部	1990/6/20	7.46	89.00
6	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	PNN	Umbria Marche/Central Italy 翁布里亚马尔切/意大利中部	1997/9/26	6	100.00
7	Iranian strong-motion network	ZNJ	Manjil/Western Iran 曼戈尔/伊朗西部	1990/6/20	7.46	89.00
8	National strong-motion network of Turkey	GOL	Golbasi/Turkey 戈尔巴西/土耳其	1986/6/6	5.8	34.00
9	National strong-motion network of Turkey	MLT	Golbasi/Turkey 戈尔巴西/土耳其	1986/6/6	5.8	52.00
10	National strong-motion network of Turkey	GBZ	Izmit/Turkey 伊兹米特/土耳其	1999/8/17	7.8	47.00
11	PEER	RIN000	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	74.00
12	Icelandic strong-motion network	302	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	61.00
13	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	CRD	Friuli/Northern Italy 弗里利/意大利北部	1976/5/6	6.5	91.00
14	National strong-motion network of Turkey	BCK	Buchak/Turkey 布查克/土耳其	1979/5/28	5.9	150.00
15	National strong-motion network of Turkey	TKT	Izmit/Turkey 伊兹米特/土耳其	1999/8/17	7.8	558.00
16	National strong-motion network of Turkey	BCK	Buchak/Turkey 布查克/土耳其	1979/5/28	5.9	150.00
17	Icelandic strong-motion network	101	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	31.00
18	National strong-motion network of Iran	KHE	Tabas/Northern and central Iran 塔巴斯/伊朗北部和中部	1978/9/16	7.41	157.00
19	National strong-motion network of Turkey	MDR	Duzce 1/Turkey 杜兹切 1/土耳其	1999/11/12	7.3	34.00
20	PEER	HWA003-W	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	50.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.17 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($0.35s \leq \text{结构基本周期} < 1.25s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	KAU077-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9//20	6.2	85.00
2	PEER	SAL090	Northridge-01 北岭-01	1994/1//17	6.69	49.00
3	PEER	HWA044-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9//20	6.2	68.00
4	PEER	TCU083-N	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9//22	6.2	120.00
5	National strong-motion network of Turkey	TKR	Biga/Turkey 比加/土耳其	1983/7/5	6.12	77.00
6	PEER	ps09103	Denali Alaska 德纳利阿拉斯加	2002/11/03	7.9	55.00
7	Kandilli strong-motion network	BTS	Izmit (aftershock)/Turkey 伊兹米特(余震)/土耳其	1999/11/11	5.6	193.00
8	PEER	TCU073-E	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	20.90
9	ITSAK strong-motion network	SER	Drama/Greece 兹拉马/希腊	1985/11/9	5.5	42.00
10	PEER	KAU069-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	71.00
11	ITSAK strong-motion network	ATH4	Ano Liosia/Greece 阿诺利奥西亚/希腊	1999/9/7	6	17.00
12	Temporary strong-motion network of LDEO	C1058	Izmit (aftershock)/Turkey 伊兹米特(余震)/土耳其	1999/11/11	5.6	65.00
13	PEER	CHY024-N	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9//20	5.9	39.00
14	PEER	TCU034-E	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	88.00
15	Icelandic strong-motion network	103	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	7.00
16	K-NET	FKS015	Japan 日本	2011/03/11	7.7	128.86
17	PEER	CHY019-N	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	88.00
18	National strong-motion network of Turkey	ERC	Cicektepe /Turkey 西切克泰佩/土耳其	1995/12/5	5.8	65.00
19	PEER	MRP180	Northridge-01 北岭-01	1994/1//17	6.69	24.80
20	K-NET	SZO019	Japan 日本	2009/08/11	6.5	45.69

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.18 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($1.25s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	Icelandic strong-motion network	103	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	7.00
2	PEER	TCU095-E	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	78.00
3	PEER	TTN050-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	89.00
4	PEER	KAU069-E	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	99.00
5	K-NET	AIC018	Japan 日本	2004/09/05	7.4	164.16
6	PEER	MZH090	Kobe Japan 神户 日本	1995/1/16	6.9	70.00
7	Portuguese strong-motion network	GZC	Azores/Azores Islands. Portugal 亚速尔/亚速尔群岛 葡萄牙	2000/8/1	5.1	91.00
8	ITSAK strong-motion network	PAT3	Itea/Greece 伊泰亚/希腊	1997/11/5	5.6	52.00
9	Icelandic strong-motion network	304	South Iceland/Iceland 冰岛南部/冰岛	2000/6/17	6.6	65.00
10	PEER	ALH360	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	37.00
11	Temporary strong-motion network of LDEO	C1061	Izmit (aftershock)/Turkey 伊兹米特 (余震) /土耳其	1999/9/13	6.2	60.00
12	Strong-motion network of National Observatory of Athens	SGMB	Ano Liosia/Greece 阿诺利奥西亚/希腊	1999/9/7	6	18.00
13	K-NET	FKS015	Japan 日本	2005/08/16	7.2	209.24
14	National strong-motion network of Iran	GCR	Manjil/Western Iran 曼戈尔/伊朗西部	1990/6/20	7.46	194.00
15	ITSAK strong-motion network	AGR	Mataranga/Greece 马塔兰加/希腊	1992/5/30	5.2	65.00
16	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	BVG	Umbria Marche (aftershock)/Central Italy 翁布里亚马尔切 (余震) /意大利中部	1998/3/26	5.5	43.00
17	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	SNG	Umbria Marche/Central Italy 翁布里亚马尔切/意大利中部	1997/9/26	6	78.00
18	K-NET	SMN013	Japan 日本	2000/10/06	7.3	152.46
19	PEER	TTN025-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	66.00
20	PEER	CHY086-E	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	34.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.19 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	0638-285	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	22.50
2	PEER	PET090	Cape Mendocino 门多奇诺海岬	1992/4/25	7.01	8.20
3	K-NET	NIG023	Japan 日本	2011/04/12	5.6	22.28
4	PEER	GGB270	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	80.00
5	PEER	HEC090	Hector Mine 海克特矿	1999/10/16	7.13	11.70
6	PEER	TTN005-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	87.00
7	PEER	TTN032-E	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	64.00
8	PEER	H-CPE147	Imperial Valley-06 帝国谷-06	1979/10/15	6.53	15.20
9	PEER	H-PG5090	Coalinga-01 科灵加-01	1983/5/02	6.36	44.00
10	K-NET	MYZ019	Japan 日本	1996/10/19	6.6	93.61
11	PEER	CHY035-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	12.70
12	PEER	TCU071-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	5.30
13	PEER	LDM064	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	5.90
14	PEER	ILA024-W	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9/20	5.9	87.00
15	PEER	TCU067-E	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	24.70
16	PEER	BRK090	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	79.00
17	National strong-motion network of Turkey	ERG	Izmit/Turkey 伊兹米特/土耳其	1999/8/17	7.8	188.00
18	K-NET	NGS008	Japan 日本	2016/04/16	7.1	59.11
19	PEER	HWA032-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	47.00
20	PEER	H-COH000	Coalinga-01 科灵加-01	1983/5/02	6.36	37.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.20 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	BYTNet array of Turkish National Strong-Motion Network	BYT08	Seferihisar/Aegean Sea 塞费里希萨尔/爱琴海	2003/4/10	5.7	323.00
2	National strong-motion network of Turkey	USK	Ishakli (aftershock)/Turkey 伊沙克利(余震)/土耳其	2002/2/3	5.8	130.00
3	PEER	HWA055-W	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	57.00
4	PEER	TCU102-N	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	45.00
5	PEER	GLE260	Landers 兰德斯	1992/6/28	7.28	152.00
6	PEER	TCU084-E	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	9.30
7	PEER	TTN036-E	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	111.00
8	ITSAK strong-motion network	KAT	Kozani/Greece 科扎尼/希腊	1995/5/13	6.51	72.00
9	National strong-motion network of Iran	KAS	Tabas/Northern and central Iran 塔巴斯/伊朗北部和中部	1978/9/16	7.41	241.00
10	National strong-motion network of Turkey	BRS	Duzce 1/Turkey 杜兹切 1/土耳其	1999/11/12	7.3	183.00
11	PEER	KAU040-E	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	174.00
12	PEER	H-Z09000	Coalinga-01 科灵加-01	1983/5/02	6.36	32.00
13	ITSAK strong-motion network	KAL	Strofades/Ionian Sea 斯特罗法德斯/爱奥尼亚海	1997/11/18	6.6	134.00
14	PEER	TCU054-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	56.00
15	Strong-motion network of EnergoProject	ULO	Montenegro/Adriatic Sea 黑山/亚得里亚海	1979/4/15	7.03	24.00
16	National strong-motion network of Turkey	KMR	Adana /Turkey 阿达纳/土耳其	1998/6/27	6.3	143.00
17	PEER	H-PG2000	Coalinga-01 科灵加-01	1983/5/02	6.36	37.00
18	National strong-motion network of Turkey	ISK	Adana /Turkey 阿达纳/土耳其	1998/6/27	6.3	60.00
19	PEER	TTN005-E	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	87.00
20	K-NET	MYZ005	Japan 日本	1996/10/19	6.6	78.96

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.21 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($0.50s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	KAU054-E	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	55.00
2	PEER	DMH090	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	71.00
3	PEER	TCU089-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	8.90
4	K-NET	ISK003	Japan 日本	2000/06/07	6.1	135.30
5	PEER	TCU073-N	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9//20	6.2	20.90
6	PEER	TCU029-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	28.10
7	PEER	TCU006-N	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9//20	5.9	99.00
8	PEER	TCU045-E	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9/20	5.9	59.00
9	National strong-motion network of Turkey	BRD	Golcayir/Turkey 戈尔恰尔/土耳其	2000/12/15	6	123.00
10	PEER	HWA038-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9//20	6.2	48.00
11	PEER	CHY062-N	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9//22	6.2	95.00
12	PEER	LAU005	Big Bear-01 大熊-01	1992/6/28	6.46	117.00
13	PEER	CHY102-E	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	63.00
14	ITSAK strong-motion network	KAL	Kalamata/Southern Greece 卡拉马塔/希腊南部	1986/9/13	5.9	11.00
15	PEER	FRE000	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	40.00
16	PEER	TAP052-N	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9//20	5.9	122.00
17	PEER	KAU001-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	45.00
18	PEER	ILA031-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	83.00
19	PEER	TCU029-E	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	65.00
20	PEER	ANA090	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	38.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.22 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	HWA035-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	48.00
2	PEER	CHY006-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	9.80
3	PEER	SCE018	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	5.20
4	PEER	CLR090	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	35.00
5	PEER	TCU039-E	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	72.00
6	PEER	LBC360	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	58.00
7	PEER	PET090	Cape Mendocino 门多奇诺海岬	1992/4/25	7.01	8.20
8	PEER	TTN002-W	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	89.00
9	PEER	TCU076-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	2.80
10	PEER	ps11336	Denali Alaska 德纳利阿拉斯加	2002/11/03	7.9	126.00
11	PEER	TCU073-N	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	20.90
12	PEER	CHY061-E	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	60.00
13	ITSAK strong-motion network	ATH3	Aigion/Greece 爱琴市/希腊	1995/6/15	6.5	139.00
14	PEER	B-BRZ270	Irpinia Italy-02 意大利伊尔皮尼亚-02	1980/11/23	6.2	43.00
15	PEER	TCU084-E	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	9.30
16	PEER	CHY022-W	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	64.00
17	ITSAK strong-motion network	VAS	Strofades/Ionian Sea 斯特罗法德斯/爱奥尼亚海	1997/11/18	6.6	127.00
18	PEER	K214360	Nenana Mountain Alaska 阿拉斯加尼纳山	2002/10/23	6.7	276.00
19	PEER	ps11066	Denali Alaska 德纳利阿拉斯加	2002/11/03	7.9	126.00
20	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	MSC	Valnerina/Central Italy 瓦尔内里纳/意大利中部	1979/9/19	5.84	37.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.23 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	TCU116-N	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9//20	6.2	22.10
2	PEER	CHY086-E	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	50.00
3	PEER	KAU054-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	31.00
4	PEER	NBI360	Big Bear-01 大熊-01	1992/6//28	6.46	106.00
5	K-NET	AKT013	Japan 日本	2008/07/24	6.8	113.30
6	PEER	CHY035-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	12.70
7	PEER	HWA031-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	51.00
8	PEER	JOS090	Landers 兰德斯	1992/6//28	7.28	11.00
9	PEER	0593090	Nenana Mountain Alaska 阿拉斯加尼纳山	2002/10/23	6.7	149.00
10	PEER	HWA033-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	53.00
11	PEER	H-VC6000	Coalinga-01 科灵加-01	1983/5/02	6.36	41.00
12	PEER	CHY074-N	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9//20	6.2	28.70
13	PEER	FRE345	Morgan Hill 摩根山	1984/4//24	6.19	31.00
14	K-NET	MYZ005	Japan 日本	1996/12/03	6.6	71.46
15	PEER	H-Z09090	Coalinga-01 科灵加-01	1983/5//02	6.36	32.00
16	PEER	CLR180	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	35.00
17	PEER	RIV270	Landers 着陆器	1992/6//28	7.28	96.00
18	PEER	CHY028-E	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	24.40
19	PEER	TTN023-N	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9//25	6.3	79.00
20	PEER	KAU020-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9//20	6.2	75.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.24 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	CHY034-W	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	14.80
2	PEER	TCU035-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9//20	6.2	105.00
3	PEER	TCU103-E	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	72.00
4	PEER	CHY034-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	14.80
5	PEER	TCU031-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9//20	6.2	100.00
6	PEER	BRC000	Landers 着陆器	1992/6/28	7.28	143.00
7	PEER	TOT090	Kobe Japan 神户 日本	1995/1//16	6.9	120.00
8	ITSAK strong-motion network	PAT1	Aigion/Greece 爱琴市/希腊	1995/6/15	6.5	43.00
9	National strong-motion network of Turkey	TOS	Izmit/Turkey 伊兹米特/土耳其	1999/8/17	7.8	343.00
10	PEER	0655-022	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	5.40
11	National strong-motion network of Turkey	USK	Duzce 1/Turkey 杜兹切 1/土耳其	1999/11/12	7.3	277.00
12	K-NET	AKT013	Japan 日本	2008/06/14	7.2	80.33
13	National strong-motion network of Turkey	TKR	Duzce 1/Turkey 杜兹切 1/土耳其	1999/11/12	7.3	307.00
14	Strong-motion network of Middle East Technical University	GRD	Izmit/Turkey 伊兹米特/土耳其	1999/8/17	7.8	186.00
15	K-NET	NIG023	Japan 日本	2004/10/27	6.1	45.53
16	K-NET	SMN013	Japan 日本	2005/03/20	7.0	185.27
17	PEER	HWA037-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	46.00
18	PEER	TCU050-E	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	59.00
19	K-NET	AKT017	Japan 日本	2008/07/24	6.8	103.88
20	National strong-motion network of Iran	BRJ	Tabas/Northern and central Iran 塔巴斯/伊朗北部和中部	1978/9/16	7.41	176.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.25 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.70s$ ($0.70s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	TCU026-E	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	127.00
2	PEER	CHY081-N	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9//20	5.9	84.00
3	PEER	HWA017-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	51.00
4	PEER	ILA001-N	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	135.00
5	PEER	TCU067-E	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	47.00
6	PEER	TTN018-N	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9//25	6.3	103.00
7	PEER	TCU042-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	26.30
8	PEER	TCU116-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9//20	6.2	28.80
9	ITSAK strong-motion network	PAT2	Aigion/Greece 爱琴市/希腊	1995/6/15	6.5	43.00
10	PEER	ILA001-W	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9//22	6.2	135.00
11	PEER	TCU007-E	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	125.00
12	PEER	TCU049-N	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9//25	6.3	32.00
13	PEER	PRS090	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	77.00
14	ITSAK strong-motion network	AGR	Aigion/Greece 爱琴市/希腊	1995/6/15	6.5	75.00
15	PEER	LDM334	Northridge-01 北岭-01	1994/1//17	6.69	5.90
16	PEER	24278360	Hector Mine 海克特矿	1999/10/16	7.13	205.00
17	PEER	TTN045-W	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9//22	6.2	86.00
18	PEER	NBI360	Big Bear-01 大熊-01	1992/6//28	6.46	106.00
19	National strong-motion network of Turkey	TER	Erzincan/Turkey 埃尔津詹/土耳其	1992/3/13	6.89	65.00
20	PEER	TCU082-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	5.20

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.26 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.70s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	SLC270	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	31.00
2	PEER	TCF090	Big Bear-01 大熊-01	1992/6/28	6.46	76.00
3	PEER	TAP032-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	95.00
4	PEER	HWA029-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	54.00
5	PEER	TAP075-W	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	109.00
6	PEER	TCU042-E	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	79.00
7	PEER	YBI090	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	75.00
8	National strong-motion network of Iran	TEH	Manjil/Western Iran 曼戈尔/伊朗西部	1990/6/20	7.46	223.00
9	PEER	TCU032-N	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9//20	6.2	75.00
10	PEER	TCU046-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9//20	6.2	89.00
11	PEER	CHY046-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	24.10
12	PEER	TCU040-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9//20	6.2	88.00
13	PEER	CHY050-N	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9//20	6.2	66.00
14	PEER	TCU109-N	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9//25	6.3	38.00
15	PEER	BVP180	San Fernando 圣费尔南多	1971/2//09	6.61	113.00
16	PEER	TCU131-E	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	80.00
17	PEER	TAP088-E	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	173.00
18	PEER	TCU057-N	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9//25	6.3	38.00
19	PEER	ISD284	San Fernando 圣费尔南多	1971/2//09	6.61	131.00
20	PEER	CHY042-N	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9//22	6.2	68.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.27 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.70s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	LGP000	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	3.90
2	PEER	HWA029-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	54.00
3	PEER	CHY050-E	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	54.00
4	PEER	CHY006-W	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	9.80
5	PEER	TTN032-N	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	64.00
6	PEER	ADL340	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	20.30
7	PEER	23559090	Hector Mine 海克特矿	1999/10/16	7.13	61.00
8	PEER	HWA039-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	46.00
9	K-NET	AKT017	Japan 日本	2005/08/16	7.2	196.00
10	PEER	TTN001-W	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	59.00
11	PEER	HWA025-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	54.00
12	PEER	TCU042-N	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	79.00
13	PEER	TCU031-E	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	100.00
14	PEER	TTN036-N	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	106.00
15	PEER	MA2220	San Fernando 圣费尔南多	1971/2/09	6.61	110.00
16	K-NET	NGS011	Japan 日本	2005/03/20	7.0	106.12
17	PEER	CHY080-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	12.50
18	K-NET	AKT017	Japan 日本	2008/06/14	7.2	40.56
19	PEER	0655-022	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	5.40
20	PEER	BVP180	San Fernando 圣费尔南多	1971/2/09	6.61	113.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.28 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.70s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	H-Z10000	Coalinga-01 科灵加-01	1983/5/02	6.36	32.00
2	PEER	ADL340	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	20.30
3	PEER	TCU105-E	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	67.00
4	ITSAK strong-motion network	LAR	Kozani/Greece 科扎尼/希腊	1995/5/13	6.51	89.00
5	National strong-motion network of Turkey	MNS	Izmit/Turkey 伊兹米特/土耳其	1999/8/17	7.8	321.00
6	PEER	TTN044-W	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	84.00
7	PEER	YBI090	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	75.00
8	K-NET	NGS011	Japan 日本	2005/03/20	7.0	106.12
9	K-NET	OIT006	Japan 日本	2005/03/20	7.0	111.20
10	PEER	TCU082-E	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	54.00
11	K-NET	MYZ004	Japan 日本	1996/10/19	6.6	90.32
12	Strong-motion network of Istanbul Technical University	SHAM	Izmir/Aegean Sea 伊兹密尔/爱琴海	1992/11/6	6	289.00
13	National strong-motion network of Turkey	MNS	Duzce 1/Turkey 杜兹切 1/土耳其	1999/11/12	7.3	400.00
14	National strong-motion network of Turkey	TOS	Duzce 1/Turkey 杜兹切 1/土耳其	1999/11/12	7.3	245.00
15	PEER	CHY035-N	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	35.00
16	PEER	CHY010-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	20.00
17	K-NET	AKT017	Japan 日本	2003/05/26	7.0	110.61
18	K-NET	GNM015	Japan 日本	2011/03/11	9.0	418.93
19	K-NET	NGS008	Japan 日本	2016/04/16	7.1	59.11
20	PEER	HWA039-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	46.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.29 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.45s$ ($0.45s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	CHY100-N	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	95.00
2	K-NET	AOM008	Japan 日本	2011/03/11	7.4	189.30
3	K-NET	CHB004	Japan 日本	2005/07/23	6.0	47.62
4	K-NET	MIE006	Japan 日本	2004/09/05	6.9	189.44
5	K-NET	SZO002	Japan 日本	2011/03/11	9.0	484.06
6	K-NET	HKD084	Japan 日本	2004/11/29	7.1	95.40
7	PEER	SJV090	Big Bear-01 大熊-01	1992/6/28	6.46	45.00
8	K-NET	OIT004	Japan 日本	2016/04/16	7.1	121.99
9	PEER	HWA028-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9//20	6.2	92.00
10	K-NET	MYZ015	Japan 日本	2005/05/31	5.8	64.88
11	PEER	B-POE360	Superstition Hills-02 迷信山-02	1987/11/24	6.54	11.20
12	K-NET	IBR018	Japan 日本	2005/08/16	7.2	282.31
13	K-NET	IBR017	Japan 日本	2003/05/26	7.0	339.31
14	K-NET	MYG013	Japan 日本	2011/04/11	7.0	148.66
15	K-NET	IWT002	Japan 日本	2005/08/16	7.2	230.24
16	PEER	ILA041-W	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9//22	6.2	118.00
17	K-NET	YMT008	Japan 日本	2012/12/07	7.3	341.03
18	K-NET	CHB013	Japan 日本	1996/09/11	6.2	85.08
19	K-NET	MYG015	Japan 日本	2004/10/23	6.8	198.09
20	K-NET	AKT012	Japan 日本	2011/03/11	9.0	256.60

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.30 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.45s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	H-E01140	Imperial Valley-06 帝国谷-06	1979/10/15	6.53	21.70
2	K-NET	HKD092	Japan 日本	2008/09/11	7.1	140.61
3	K-NET	AKT012	Japan 日本	2011/03/11	9.0	256.60
4	K-NET	HKD068	Japan 日本	2003/09/29	6.5	118.18
5	K-NET	CHB012	Japan 日本	2005/07/23	6.0	17.69
6	K-NET	HKD087	Japan 日本	2003/09/26	8.0	152.98
7	K-NET	HKD079	Japan 日本	2004/11/29	7.1	67.63
8	K-NET	KMM004	Japan 日本	2016/04/14	6.4	39.59
9	K-NET	OIT013	Japan 日本	2016/04/16	7.1	80.01
10	K-NET	KMM016	Japan 日本	2016/04/15	6.4	56.02
11	K-NET	HKD064	Japan 日本	2000/01/28	6.8	168.45
12	PEER	WIL090	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	23.10
13	K-NET	IBR009	Japan 日本	2012/12/07	7.3	421.69
14	K-NET	AOM008	Japan 日本	2011/03/11	7.4	189.30
15	K-NET	HKD107	Japan 日本	2003/09/26	7.1	126.10
16	K-NET	GNM012	Japan 日本	2004/10/23	6.8	112.36
17	K-NET	HKD130	Japan 日本	2016/01/14	6.7	136.31
18	PEER	HWA009-N	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	57.00
19	PEER	ZYT090	Kocaeli Turkey 科卡利土耳其	1999/8/17	7.51	54.00
20	K-NET	AKT006	Japan 日本	2008/07/24	6.8	90.03

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.31 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.45s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	K-NET	HKD075	Japan 日本	2004/11/29	7.1	18.68
2	K-NET	HKD087	Japan 日本	2003/09/26	8.0	152.98
3	K-NET	HKD125	Japan 日本	2016/01/14	6.7	103.54
4	K-NET	HKD055	Japan 日本	2004/12/06	6.9	147.48
5	K-NET	KMM005	Japan 日本	1996/10/19	6.6	159.12
6	K-NET	KMM006	Japan 日本	2016/04/16	7.1	2.25
7	K-NET	HKD098	Japan 日本	2009/06/05	6.4	81.34
8	K-NET	FKO010	Japan 日本	2005/03/20	7.0	57.59
9	PEER	NWH360	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	5.90
10	PEER	TAP095-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	100.00
11	PEER	TAP095-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	109.00
12	PEER	H-AGR273	Imperial Valley-06 帝国谷-06	1979/10/15	6.53	0.70
13	K-NET	AKT019	Japan 日本	2003/05/26	7.0	109.19
14	K-NET	AKT022	Japan 日本	2008/07/24	6.8	82.91
15	K-NET	AOM021	Japan 日本	2011/03/11	7.4	158.99
16	PEER	B-KRN360	Superstition Hills-02 迷信山-02	1987/11/24	6.54	18.50
17	K-NET	NGN015	Japan 日本	2007/03/25	6.9	182.38
18	K-NET	HKD096	Japan 日本	2003/09/26	7.1	118.95
19	K-NET	FKS012	Japan 日本	2011/03/11	9.0	225.68
20	K-NET	HKD132	Japan 日本	2003/09/26	8.0	258.91

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.32 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.45s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	Strong-motion network of the geophysical institute of Israel	ALN	Gulf of Akaba/Egypt 亚喀巴湾/埃及	1995/11/22	7.1	441.00
2	National strong-motion network of Turkey	DZC	Duzce 2 (aftershock)/Turkey 杜兹切 2 (余震)/土耳其	2000/6/6	6.1	156.00
3	Caucasus strong-motion network	SLEN	Racha/Western Caucasus 拉查/西高加索	1991/4/29	6.97	182.00
4	PEER	TTN008-E	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	110.00
5	Caucasus strong-motion network	SLEN	Racha/Western Caucasus 拉查/西高加索	1991/4/29	6.97	182.00
6	National strong-motion network of Turkey	BRN	Duzce 1/Turkey 杜兹切 1/土耳其	1999/11/12	7.3	423.00
7	K-NET	FKO010	Japan 日本	2005/03/20	7.0	57.59
8	Iranian strong-motion network	ESH	Kojur-Firoozabad/Northern and central Iran 科朱尔-菲鲁扎巴德/伊朗北部和中部	2004/5/28	6.3	128.00
9	K-NET	TTR005	Japan 日本	2000/10/06	7.3	46.68
10	PEER	B-COD000	Friuli Italy-02 意大利弗里利-02	1976/9/15	5.91	41.00
11	K-NET	CHB001	Japan 日本	2011/03/11	7.7	126.23
12	K-NET	HKD077	Japan 日本	2003/09/26	8.0	136.20
13	K-NET	HKD106	Japan 日本	2008/09/11	7.1	159.97
14	PEER	TCU115-E	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	45.00
15	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	GRG1	Campano Lucano/Southern Italy 坎帕诺卢卡诺/意大利南部	1980/11/23	6.9	137.00
16	PEER	KAU022-E	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	125.00
17	K-NET	TYM004	Japan 日本	2007/07/16	6.8	122.97
18	K-NET	GNM006	Japan 日本	2011/03/11	9.0	404.12
19	K-NET	IBR009	Japan 日本	2004/10/23	6.5	142.50
20	National strong-motion network of Turkey	AFY	Duzce 1/Turkey 杜兹切 1/土耳其	1999/11/12	7.3	225.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.33 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($0.65s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	NGI180	San Salvador 圣萨尔瓦多	1986/10/10	5.8	7.00
2	K-NET	CHB002	Japan 日本	2015/05/30	8.1	884.48
3	K-NET	CHB017	Japan 日本	2011/03/11	9.0	398.52
4	PEER	CMR180	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	40.00
5	PEER	24612360	Hector Mine 海克特矿	1999/10/16	7.13	187.00
6	K-NET	AKT009	Japan 日本	2011/04/07	7.1	259.14
7	K-NET	AOM021	Japan 日本	2011/03/11	7.4	158.99
8	K-NET	YMT008	Japan 日本	2011/03/11	9.0	252.41
9	K-NET	GNM008	Japan 日本	2011/03/11	9.0	383.05
10	K-NET	AOM008	Japan 日本	2011/03/11	9.0	358.84
11	PEER	CHY096-W	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	120.00
12	K-NET	CHB011	Japan 日本	2008/05/08	7.0	121.41
13	K-NET	HKD082	Japan 日本	2005/01/18	6.4	96.96
14	K-NET	CHB011	Japan 日本	2005/04/11	6.1	17.54
15	PEER	TCU061-E	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9/20	5.9	50.00
16	K-NET	TKY005	Japan 日本	2011/03/11	9.0	415.60
17	K-NET	MYG016	Japan 日本	2008/07/24	6.8	210.79
18	K-NET	YMT009	Japan 日本	2011/04/11	7.0	164.42
19	K-NET	HKD109	Japan 日本	2004/12/06	6.9	224.26
20	PEER	CHY008-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	40.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.34 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	187178	Manjil Iran 伊朗曼戈尔	1990/6/20	7.37	175.00
2	K-NET	IBR011	Japan 日本	2011/03/14	6.2	99.85
3	National strong-motion network of Turkey	ELB	Meydan/Turkey 梅丹/土耳其	2001/6/25	5.4	139.00
4	K-NET	OIT009	Japan 日本	1996/10/19	6.6	172.90
5	PEER	TAP032-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	100.00
6	PEER	MCF090	Landers 兰德斯	1992/6//28	7.28	27.00
7	PEER	CHY023-W	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	81.00
8	K-NET	HKD023	Japan 日本	2003/09/26	8.0	312.77
9	Temporary station of the National strong-motion network of Turkey	DUZ	Izmit (aftershock)/Turkey 伊兹米特(余震)/土耳其	1999/9/13	6.2	91.00
10	K-NET	AOM021	Japan 日本	2003/09/26	8.0	272.57
11	PEER	MA1220	San Fernando 圣费尔南多	1971/2//09	6.61	194.00
12	PEER	H-PTS225	Imperial Valley-06 帝国谷-06	1979/10/15	6.53	12.70
13	PEER	H-E12230	Imperial Valley-06 帝国谷-06	1979/10/15	6.53	17.90
14	K-NET	KNG004	Japan 日本	2011/03/11	9.0	437.84
15	K-NET	CHB017	Japan 日本	2011/03/11	9.0	398.52
16	PEER	TAP017-E	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9/20	5.9	121.00
17	K-NET	HKD120	Japan 日本	2003/09/26	7.1	246.21
18	PEER	CHY027-E	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	67.00
19	PEER	ILA003-W	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9//20	5.9	113.00
20	K-NET	IBR009	Japan 日本	2011/04/07	7.1	298.14

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.35 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	K-NET	AOM021	Japan 日本	2005/08/16	7.2	289.13
2	K-NET	HKD093	Japan 日本	2004/11/29	7.1	165.08
3	PEER	CHY067-N	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	123.00
4	PEER	H-EMO000	Imperial Valley-06 帝国谷-06	1979/10/15	6.53	0.10
5	PEER	CHY032-E	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	83.00
6	K-NET	HKD098	Japan 日本	2003/09/29	6.5	105.71
7	PEER	TTN031-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	56.00
8	PEER	DUMB357	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	36.00
9	K-NET	AKT009	Japan 日本	2011/04/07	7.1	259.14
10	K-NET	HKD059	Japan 日本	2004/11/29	7.1	120.60
11	K-NET	KOC004	Japan 日本	2000/10/06	7.3	182.38
12	K-NET	EHM003	Japan 日本	2000/10/06	7.3	152.15
13	K-NET	IBR018	Japan 日本	2011/03/11	7.7	58.73
14	K-NET	HKD093	Japan 日本	2004/11/29	7.1	165.08
15	K-NET	HKD121	Japan 日本	2003/09/26	7.1	234.95
16	K-NET	HKD069	Japan 日本	2004/12/06	6.9	63.44
17	K-NET	FKO006	Japan 日本	2005/03/20	7.0	25.96
18	PEER	ILA008-W	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	107.00
19	PEER	TAP007-S	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	100.00
20	PEER	CHY015-W	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	38.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.36 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	K-NET	IBR015	Japan 日本	2011/03/11	7.7	122.01
2	PEER	WPI046	Northridge-01 北岭-01	1994/1/17	6.69	5.50
3	K-NET	YMG015	Japan 日本	2000/10/06	7.3	175.28
4	K-NET	MYG009	Japan 日本	2011/03/11	6.8	215.42
5	K-NET	NIG018	Japan 日本	2007/07/16	6.8	21.00
6	K-NET	OIT015	Japan 日本	2016/04/16	7.1	58.94
7	K-NET	HKD084	Japan 日本	2003/09/26	8.0	148.29
8	K-NET	AOM021	Japan 日本	2011/04/07	7.1	275.11
9	K-NET	YMG007	Japan 日本	2005/03/20	7.0	106.36
10	K-NET	KMM004	Japan 日本	2005/03/20	7.0	125.55
11	PEER	CHY015-N	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	60.00
12	K-NET	TYM005	Japan 日本	2007/03/25	6.9	60.00
13	K-NET	CHB003	Japan 日本	2011/07/10	7.3	394.95
14	K-NET	CHB004	Japan 日本	2011/03/11	7.7	73.38
15	PEER	TTN008-N	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	110.00
16	K-NET	OIT002	Japan 日本	2016/04/16	7.1	95.90
17	PEER	H-E10320	Imperial Valley-06 帝国谷-06	1979/10/15	6.53	6.20
18	K-NET	FKO009	Japan 日本	2016/04/16	7.1	81.69
19	K-NET	TKS010	Japan 日本	2000/10/06	7.3	152.66
20	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	BTT2	Umbria Marche/Central Italy 翁布里亚马尔切/意大利中部	1997/9/26	5.7	126.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.37 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.90s$ ($0.90s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	K-NET	HKD094	Japan 日本	2008/09/11	7.1	172.05
2	Strong-motion network of the geophysical institute of Israel	SVT	Gulf of Akaba/Egypt 亚喀巴湾/埃及	1995/11/22	7.1	244.00
3	PEER	TAP090-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	100.00
4	PEER	TAP090-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	106.00
5	PEER	CHY070-E	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	122.00
6	K-NET	AKT002	Japan 日本	2011/03/11	9.0	311.48
7	K-NET	YMT003	Japan 日本	2011/03/11	9.0	275.42
8	PEER	CHY100-W	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9//25	6.3	81.00
9	K-NET	OIT001	Japan 日本	2016/04/16	7.1	122.41
10	PEER	AGW240	Morgan Hill 摩根山	1984/4/24	6.19	24.50
11	K-NET	NIG022	Japan 日本	2011/03/11	9.0	373.07
12	K-NET	HKD098	Japan 日本	2004/12/06	6.9	173.18
13	K-NET	AOM020	Japan 日本	2003/09/26	7.1	264.99
14	PEER	11684360	Hector Mine 海克特矿	1999/10/16	7.13	119.00
15	K-NET	HKD169	Japan 日本	2003/09/26	7.1	276.35
16	K-NET	AOM020	Japan 日本	2008/07/24	6.8	142.31
17	PEER	TAP094-E	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9/20	5.9	131.00
18	PEER	TCU113-E	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	47.00
19	K-NET	AOM021	Japan 日本	2005/08/16	7.2	289.13
20	PEER	ILA002-W	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9//20	5.9	118.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.38 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.90s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	TAP005-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	100.00
2	PEER	TAP005-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	107.00
3	Strong-motion network of the geophysical institute of Israel	SVT	Gulf of Akaba/Egypt 亚喀巴湾/埃及	1995/11/22	7.1	244.00
4	K-NET	NIG013	Japan 日本	2004/10/23	6.3	46.50
5	PEER	1737360	Denali Alaska 德纳利阿拉斯加	2002/11/03	7.9	267.00
6	K-NET	NIG013	Japan 日本	2011/03/12	6.7	90.22
7	K-NET	AOM021	Japan 日本	2003/09/26	8.0	272.57
8	PEER	TAP020-W	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	100.00
9	PEER	11625090	Hector Mine 海克特矿	1999/10/16	7.13	92.00
10	K-NET	AOM005	Japan 日本	2011/03/11	9.0	382.34
11	K-NET	KMM017	Japan 日本	1996/10/19	6.6	112.94
12	K-NET	HKD094	Japan 日本	2003/09/26	8.0	168.83
13	K-NET	OSK003	Japan 日本	2004/09/05	7.4	237.11
14	K-NET	AOM010	Japan 日本	2011/03/09	7.3	336.92
15	PEER	CHY100-W	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9//20	6.2	63.00
16	PEER	HWA013-N	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9//20	6.2	73.00
17	PEER	CHY047-W	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9//20	6.2	46.00
18	PEER	HWA014-N	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9//20	6.2	90.00
19	PEER	PTS225	Westmorland 威斯特摩兰	1981/4/26	5.9	16.70
20	K-NET	HKD094	Japan 日本	2003/09/26	7.1	166.43

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.39 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.90s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	PTS225	Westmorland 威斯特摩兰	1981/4/26	5.9	16.70
2	K-NET	OIT008	Japan 日本	2016/04/16	7.1	54.65
3	K-NET	HKD123	Japan 日本	2003/09/26	7.1	198.68
4	PEER	DUMB267	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	36.00
5	K-NET	AKT006	Japan 日本	2003/05/26	7.0	174.13
6	K-NET	KMM017	Japan 日本	1996/10/19	6.6	112.94
7	PEER	PTS315	Westmorland 威斯特摩兰	1981/4/26	5.9	16.70
8	PEER	TAP052-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	100.00
9	PEER	CHY067-W	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	84.00
10	PEER	SJW160	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	33.00
11	PEER	TAP013-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	103.00
12	PEER	11628090	Hector Mine 海克特矿	1999/10/16	7.13	123.00
13	PEER	KAU089-N	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	156.00
14	K-NET	AKT010	Japan 日本	2008/06/14	7.2	102.26
15	K-NET	HKD086	Japan 日本	2003/09/26	8.0	120.41
16	K-NET	HKD067	Japan 日本	2004/11/29	7.1	71.98
17	K-NET	CHB024	Japan 日本	2011/03/11	9.0	369.60
18	K-NET	KGS012	Japan 日本	2016/04/16	7.1	134.49
19	K-NET	OIT009	Japan 日本	2005/03/20	7.0	120.87
20	K-NET	AKT018	Japan 日本	2003/05/26	7.0	135.54

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.40 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.90s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	K-NET	YMG015	Japan 日本	2000/10/06	7.3	175.28
2	K-NET	HKD067	Japan 日本	2004/11/29	7.1	71.98
3	PEER	TAP094-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	100.00
4	PEER	TAP094-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	109.00
5	K-NET	YMG010	Japan 日本	2000/10/06	7.3	170.50
6	K-NET	SMN014	Japan 日本	2000/10/06	7.3	169.24
7	K-NET	SMN014	Japan 日本	2000/10/06	7.3	169.24
8	K-NET	AKT005	Japan 日本	2008/06/14	7.2	149.64
9	K-NET	MYZ014	Japan 日本	2016/04/16	7.1	116.18
10	K-NET	KMM007	Japan 日本	2016/04/16	7.1	30.29
11	PEER	SVL270	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	24.20
12	K-NET	YMG001	Japan 日本	2000/10/06	7.3	175.03
13	PEER	HWA019-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	56.00
14	K-NET	KMM001	Japan 日本	2016/04/16	7.1	43.60
15	K-NET	MYZ013	Japan 日本	2016/04/16	7.1	114.89
16	K-NET	FKO014	Japan 日本	2005/03/20	7.0	88.60
17	K-NET	OIT008	Japan 日本	2016/04/16	7.1	54.65
18	K-NET	CHB006	Japan 日本	2011/03/11	9.0	343.78
19	K-NET	OIT008	Japan 日本	2005/03/20	7.0	94.99
20	K-NET	YMT008	Japan 日本	2011/03/11	9.0	252.41

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.41 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($0.65s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	K-NET	NIG014	Japan 日本	2004/10/25	5.8	34.59
2	K-NET	MYG006	Japan 日本	2008/07/19	6.9	163.72
3	PEER	CHY076-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	42.00
4	K-NET	NIG014	Japan 日本	2004/11/08	5.9	28.17
5	K-NET	KNG001	Japan 日本	2011/03/11	7.7	154.59
6	K-NET	FKS020	Japan 日本	2008/05/08	7.0	198.32
7	K-NET	AKT016	Japan 日本	2011/03/11	9.0	255.50
8	PEER	CHY107-W	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	51.00
9	K-NET	AKT016	Japan 日本	2001/12/02	6.4	67.89
10	K-NET	FKS020	Japan 日本	2005/08/16	7.2	201.98
11	K-NET	AOM024	Japan 日本	2011/03/11	9.0	378.64
12	K-NET	AOM024	Japan 日本	2011/03/11	9.0	378.64
13	K-NET	NIG014	Japan 日本	2004/10/25	5.8	34.59
14	K-NET	SIT003	Japan 日本	2011/03/11	9.0	360.14
15	PEER	CHY054-E	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	92.00
16	K-NET	NGS002	Japan 日本	2016/04/16	7.1	118.60
17	K-NET	KNG001	Japan 日本	2015/05/30	8.1	857.73
18	K-NET	HKD180	Japan 日本	2016/01/14	6.7	176.00
19	K-NET	AKT015	Japan 日本	2011/03/11	9.0	282.21
20	K-NET	MYG006	Japan 日本	1996/08/11	5.9	47.69

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.42 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	K-NET	CHB015	Japan 日本	2005/08/16	7.2	373.56
2	K-NET	CHB009	Japan 日本	2011/03/11	9.0	370.31
3	K-NET	CHB016	Japan 日本	2011/03/11	7.7	119.85
4	K-NET	AKT016	Japan 日本	2011/03/11	9.0	255.50
5	PEER	CHY078-E	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	116.00
6	K-NET	AKT016	Japan 日本	2003/05/26	7.0	126.15
7	K-NET	CHB014	Japan 日本	2015/05/30	8.1	849.07
8	K-NET	AOM024	Japan 日本	2011/03/11	9.0	378.64
9	K-NET	KNG001	Japan 日本	2011/03/11	7.7	154.59
10	K-NET	HKD091	Japan 日本	2011/03/11	9.0	527.59
11	PEER	H-E03140	Imperial Valley-06 帝国谷-06	1979/10/15	6.53	12.90
12	K-NET	AKT016	Japan 日本	2011/03/11	9.0	255.50
13	K-NET	AKT016	Japan 日本	2003/05/26	7.0	126.15
14	K-NET	SIT003	Japan 日本	2011/04/07	7.1	308.17
15	K-NET	SIT008	Japan 日本	2011/03/11	7.7	136.79
16	K-NET	KNG009	Japan 日本	2011/03/11	7.7	186.96
17	K-NET	SIT008	Japan 日本	2015/05/30	8.1	907.52
18	K-NET	SIT011	Japan 日本	2011/03/11	7.7	142.85
19	K-NET	FKS020	Japan 日本	2011/04/11	7.0	83.55
20	K-NET	MYG006	Japan 日本	2003/07/26	6.2	26.38

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.43 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	K-NET	AKT016	Japan 日本	1998/09/03	6.1	53.88
2	PEER	CHY078-E	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	116.00
3	PEER	CHY107-W	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	94.00
4	K-NET	CHB009	Japan 日本	2011/04/11	7.0	157.18
5	K-NET	NIG014	Japan 日本	2004/10/23	6.3	32.11
6	K-NET	SIT003	Japan 日本	2011/03/11	7.7	140.97
7	K-NET	FKS020	Japan 日本	2011/03/11	7.7	190.33
8	K-NET	SIT003	Japan 日本	2011/03/11	7.7	140.97
9	K-NET	NIG014	Japan 日本	2004/10/23	6.8	39.70
10	K-NET	FKS022	Japan 日本	2011/03/11	9.0	287.60
11	K-NET	CHB008	Japan 日本	2011/04/11	7.0	159.29
12	K-NET	SIT011	Japan 日本	2011/04/11	7.0	152.25
13	K-NET	AKT016	Japan 日本	2008/07/24	6.8	104.00
14	K-NET	HKD180	Japan 日本	2004/11/29	7.1	319.48
15	K-NET	AKT016	Japan 日本	2003/05/26	7.0	126.15
16	K-NET	HKD180	Japan 日本	2003/09/26	7.1	249.24
17	K-NET	AKT016	Japan 日本	2011/03/11	7.4	201.82
18	K-NET	CHB016	Japan 日本	2011/03/11	7.7	119.85
19	K-NET	SIT003	Japan 日本	2003/05/26	7.0	350.90
20	K-NET	CHB009	Japan 日本	2011/03/11	9.0	370.31

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.44 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	K-NET	KNG013	Japan 日本	2011/03/11	9.0	457.06
2	PEER	CHY078-E	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	116.00
3	K-NET	NIG014	Japan 日本	2004/10/23	6.8	39.70
4	K-NET	KMM010	Japan 日本	1997/03/26	6.3	70.73
5	K-NET	MYG006	Japan 日本	2011/07/10	7.3	229.98
6	K-NET	SIT003	Japan 日本	2008/05/08	7.0	172.37
7	K-NET	SIT003	Japan 日本	2015/05/30	8.1	917.83
8	K-NET	AKT015	Japan 日本	2008/07/24	6.8	141.32
9	K-NET	AOM019	Japan 日本	2008/07/24	6.8	157.03
10	K-NET	SIT011	Japan 日本	2004/10/23	6.5	180.79
11	K-NET	KNG001	Japan 日本	2011/04/11	7.0	179.69
12	K-NET	SIT011	Japan 日本	2011/04/11	7.0	152.25
13	K-NET	HKD085	Japan 日本	2003/09/26	8.0	130.89
14	K-NET	AOM024	Japan 日本	2011/04/07	7.1	334.73
15	K-NET	AOM019	Japan 日本	2003/09/26	8.0	321.41
16	K-NET	NIG014	Japan 日本	2011/03/12	6.7	79.55
17	K-NET	CHB015	Japan 日本	2011/04/12	6.4	87.01
18	K-NET	MYG006	Japan 日本	2011/03/11	7.7	276.16
19	K-NET	SMN002	Japan 日本	2000/10/06	7.3	33.05
20	K-NET	KNG009	Japan 日本	2011/03/11	9.0	429.59

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.45 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.85s$ ($0.85s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	K-NET	NIG014	Japan 日本	2007/07/16	6.8	32.04
2	K-NET	HKD085	Japan 日本	2004/11/11	6.3	103.38
3	K-NET	MYG006	Japan 日本	2008/05/08	7.0	267.72
4	K-NET	HKD180	Japan 日本	2003/09/26	7.1	249.24
5	PEER	MEN270	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	46.00
6	K-NET	CHB008	Japan 日本	2012/12/07	7.3	439.94
7	K-NET	HKD076	Japan 日本	2003/09/26	8.0	154.90
8	PEER	CHY107-W	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	63.00
9	K-NET	SIT010	Japan 日本	2011/03/11	7.7	147.15
10	K-NET	CHB008	Japan 日本	2012/12/07	7.3	439.94
11	PEER	CHY054-N	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	78.00
12	K-NET	HKD161	Japan 日本	2011/03/11	9.0	448.30
13	K-NET	AIC003	Japan 日本	2004/09/05	7.4	228.38
14	K-NET	SIT011	Japan 日本	2011/03/11	7.7	142.85
15	K-NET	SIT010	Japan 日本	2012/12/07	7.3	442.23
16	K-NET	CHB009	Japan 日本	2015/05/30	8.1	863.30
17	K-NET	MYG006	Japan 日本	2011/07/10	7.3	229.98
18	K-NET	NIG014	Japan 日本	2007/07/16	6.8	32.04
19	K-NET	AOM024	Japan 日本	2011/04/07	7.1	334.73
20	K-NET	HKD180	Japan 日本	2016/01/14	6.7	176.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.46 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.85s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	K-NET	KNG002	Japan 日本	2011/03/11	7.7	164.97
2	K-NET	CHB016	Japan 日本	2011/03/11	7.7	119.85
3	K-NET	NIG014	Japan 日本	2007/07/16	6.8	32.04
4	K-NET	MYG006	Japan 日本	2008/05/08	7.0	267.72
5	K-NET	HKD091	Japan 日本	2011/03/11	9.0	527.59
6	PEER	CHY054-N	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	70.00
7	K-NET	HKD161	Japan 日本	2003/09/26	8.0	302.30
8	PEER	MEN270	Loma Prieta 洛马普列塔	1989/10/18	6.93	46.00
9	K-NET	FKS020	Japan 日本	2005/08/16	7.2	201.98
10	K-NET	FKS020	Japan 日本	2011/03/11	6.8	192.79
11	K-NET	CHB009	Japan 日本	2011/03/11	7.7	118.62
12	K-NET	HKD085	Japan 日本	2003/09/26	8.0	130.89
13	PEER	CHY107-N	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	80.00
14	K-NET	NIG014	Japan 日本	2011/04/11	7.0	170.39
15	PEER	CHY076-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	42.00
16	K-NET	AOM024	Japan 日本	2011/03/11	9.0	378.64
17	K-NET	CHB015	Japan 日本	2011/03/11	9.0	401.10
18	Portuguese strong-motion network	LIS	Off coast of Portugal/Azores-Cape St. Vincent Ridge 葡萄牙沿海/亚速尔角圣文森特山脊	1969/2/28	7.85	332.00
19	K-NET	CHB014	Japan 日本	2011/03/11	7.7	130.21
20	K-NET	FKS020	Japan 日本	2004/10/23	6.8	113.23

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.47 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.85s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	ILA044-W	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	81.00
2	K-NET	HKD085	Japan 日本	2003/09/26	8.0	130.89
3	PEER	CHY054-E	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	70.00
4	K-NET	CHB016	Japan 日本	2011/03/11	9.0	381.76
5	K-NET	HKD004	Japan 日本	2003/09/26	8.0	409.80
6	K-NET	CHB019	Japan 日本	2011/03/11	7.7	170.33
7	K-NET	HKD161	Japan 日本	2003/09/26	8.0	302.30
8	K-NET	HKD085	Japan 日本	2008/09/11	7.1	131.72
9	K-NET	MYG006	Japan 日本	2011/07/10	7.3	229.98
10	K-NET	AKT016	Japan 日本	2011/03/11	9.0	255.50
11	K-NET	CHB009	Japan 日本	2011/03/11	9.0	370.31
12	PEER	CHY078-E	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9/25	6.3	104.00
13	K-NET	AKT015	Japan 日本	2008/07/24	6.8	141.32
14	K-NET	HKD004	Japan 日本	2003/09/26	8.0	409.80
15	PEER	ATS030	Duzce Turkey 土耳其杜兹切	1999/11/12	7.14	189.00
16	K-NET	MYG006	Japan 日本	2011/03/11	6.8	225.68
17	K-NET	NIG014	Japan 日本	2004/10/23	6.8	39.70
18	K-NET	NIG011	Japan 日本	2004/10/23	6.3	51.86
19	PEER	H-E03230	Imperial Valley-06 帝国谷-06	1979/10/15	6.53	12.90
20	PEER	CHY054-E	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9/22	6.2	92.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.48 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.85s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	K-NET	SIT008	Japan 日本	2011/03/11	9.0	363.40
2	PEER	H-E03230	Imperial Valley-06 帝国谷-06	1979/10/15	6.53	12.90
3	K-NET	YMG017	Japan 日本	2000/10/06	7.3	185.13
4	K-NET	HKD070	Japan 日本	2000/01/28	6.8	124.04
5	K-NET	AIC001	Japan 日本	2004/09/05	7.4	241.90
6	K-NET	SIT011	Japan 日本	2011/03/11	9.0	377.85
7	K-NET	HKD085	Japan 日本	2003/09/26	8.0	130.89
8	PEER	CHY054-E	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	70.00
9	K-NET	CHB014	Japan 日本	2011/04/11	7.0	172.55
10	K-NET	CHB014	Japan 日本	2011/03/13	6.4	171.09
11	K-NET	KNG013	Japan 日本	2011/03/11	9.0	457.06
12	K-NET	SIT010	Japan 日本	2012/12/07	7.3	442.23
13	K-NET	SIT003	Japan 日本	2004/10/23	6.8	154.43
14	K-NET	SIT010	Japan 日本	2011/03/11	9.0	375.45
15	K-NET	AKT015	Japan 日本	2003/05/26	7.0	154.36
16	K-NET	YMG013	Japan 日本	2000/10/06	7.3	215.96
17	K-NET	HKD085	Japan 日本	2008/09/11	7.1	131.72
18	K-NET	CHB008	Japan 日本	2011/04/12	6.4	89.32
19	K-NET	FKO002	Japan 日本	2000/10/06	7.3	290.67
20	K-NET	KNG001	Japan 日本	2011/03/11	9.0	400.86

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.49 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=1.1s$ ($1.05s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	K-NET	FKS020	Japan 日本	2011/03/11	9.0	249.49
2	PEER	CHY107-W	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9//25	6.3	80.00
3	K-NET	FKS020	Japan 日本	2014/07/12	7.0	203.34
4	K-NET	MYG006	Japan 日本	2011/03/11	7.7	276.16
5	K-NET	CHB015	Japan 日本	2011/03/11	9.0	401.10
6	K-NET	FKS020	Japan 日本	2011/03/11	7.5	422.23
7	K-NET	FKS020	Japan 日本	2011/03/11	7.7	190.33
8	K-NET	KNG013	Japan 日本	2011/03/11	9.0	457.06
9	PEER	ILA004-W	Chi-Chi Taiwan-05 集集 台湾-05	1999/9//22	6.2	119.00
10	K-NET	CHB008	Japan 日本	2004/10/06	5.7	40.81
11	K-NET	CHB008	Japan 日本	2011/03/11	9.0	378.62
12	K-NET	AIC003	Japan 日本	2004/09/05	7.4	228.38
13	K-NET	ISK007	Japan 日本	2007/03/25	6.9	31.91
14	K-NET	FKS020	Japan 日本	2011/03/11	9.0	249.49
15	K-NET	HKD091	Japan 日本	2003/09/26	8.0	119.27
16	PEER	KAU011-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	102.00
17	PEER	ILA044-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	81.00
18	PEER	ILA004-W	Chi-Chi Taiwan-02 集集 台湾-02	1999/9//20	5.9	108.00
19	K-NET	NIG014	Japan 日本	2004/10/23	6.8	39.70
20	PEER	CHY054-E	Chi-Chi Taiwan-04 集集 台湾-04	1999/9/20	6.2	61.00

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.50 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=1.1s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	PEER	CHY107-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	51.00
2	PEER	CHY078-N	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	77.00
3	PEER	CHY107-W	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9//25	6.3	80.00
4	K-NET	CHB019	Japan 日本	2011/03/11	7.7	170.33
5	K-NET	CHB015	Japan 日本	2011/03/11	7.7	146.59
6	K-NET	CHB019	Japan 日本	2011/03/11	9.0	428.46
7	K-NET	CHB009	Japan 日本	2011/03/11	7.7	118.62
8	K-NET	SIT003	Japan 日本	2015/05/30	8.1	917.83
9	PEER	CHY054-E	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	70.00
10	K-NET	NIG011	Japan 日本	2011/03/11	9.0	327.50
11	K-NET	CHB015	Japan 日本	2011/03/11	9.0	401.10
12	K-NET	HKD126	Japan 日本	2011/03/11	9.0	503.49
13	K-NET	MYG006	Japan 日本	2011/07/10	7.3	229.98
14	K-NET	CHB015	Japan 日本	2011/03/11	7.7	146.59
15	National strong-motion network of Turkey	CNK	Duzce 1/Turkey 杜兹切 1/土耳其	1999/11/12	7.3	409.00
16	K-NET	HKD161	Japan 日本	2003/09/26	8.0	302.30
17	PEER	CHY076-E	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9/20	7.62	42.00
18	K-NET	CHB015	Japan 日本	2011/03/11	9.0	401.10
19	K-NET	HKD180	Japan 日本	2003/09/26	8.0	269.59
20	K-NET	NIG025	Japan 日本	2011/03/11	9.0	421.47

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.51 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=1.1s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	K-NET	CHB019	Japan 日本	2011/03/11	7.7	170.33
2	K-NET	HKD004	Japan 日本	2003/09/26	8.0	409.80
3	K-NET	HKD161	Japan 日本	2003/09/26	8.0	302.30
4	K-NET	CHB009	Japan 日本	2011/03/11	7.7	118.62
5	K-NET	CHB015	Japan 日本	2011/03/11	7.7	146.59
6	PEER	ILA044-W	Chi-Chi Taiwan 集集 台湾	1999/9//20	7.62	81.00
7	K-NET	HKD085	Japan 日本	2011/03/11	9.0	549.44
8	K-NET	KNG001	Japan 日本	2011/03/11	7.7	154.59
9	PEER	CHY107-W	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9//20	6.2	73.00
10	K-NET	KNG009	Japan 日本	2011/03/11	7.7	186.96
11	PEER	H-E03230	Imperial Valley-06 帝国谷-06	1979/10/15	6.53	12.90
12	PEER	CHY054-E	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	70.00
13	K-NET	CHB014	Japan 日本	2011/03/11	9.0	384.58
14	K-NET	AKT015	Japan 日本	2008/06/14	7.2	81.69
15	K-NET	AOM019	Japan 日本	2003/09/26	8.0	321.41
16	K-NET	CHB019	Japan 日本	2011/03/11	9.0	428.46
17	K-NET	CHB019	Japan 日本	2011/03/11	9.0	428.46
18	K-NET	MYG006	Japan 日本	2011/03/11	6.8	225.68
19	PEER	KAU045-N	Chi-Chi Taiwan-06 集集 台湾-06	1999/9//25	6.3	144.00
20	K-NET	CHB008	Japan 日本	2011/03/11	9.0	378.62

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.52 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=1.1s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	测站名称	地震事件	发生时间	震级	断层距 (km)
1	K-NET	MYG006	Japan 日本	2011/03/11	6.8	225.68
2	PEER	ATS030	Duzce Turkey 土耳其杜兹切	1999/11/12	7.14	189.00
3	PEER	CHY054-N	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	70.00
4	PEER	ATS090	Kocaeli Turkey 科卡利土耳其	1999/8/17	7.51	70.00
5	K-NET	NIG014	Japan 日本	2007/07/16	6.8	32.04
6	K-NET	SIT010	Japan 日本	2011/03/11	9.0	375.45
7	K-NET	FKO002	Japan 日本	2000/10/06	7.3	290.67
8	PEER	CHY107-W	Chi-Chi Taiwan-03 集集 台湾-03	1999/9/20	6.2	73.00
9	K-NET	AKT015	Japan 日本	2008/07/24	6.8	141.32
10	K-NET	HKD085	Japan 日本	2008/09/11	7.1	131.72
11	K-NET	SIT003	Japan 日本	2004/10/23	6.8	154.43
12	K-NET	AOM019	Japan 日本	2003/09/26	8.0	321.41
13	K-NET	HKD004	Japan 日本	2003/09/26	8.0	409.80
14	K-NET	HKD085	Japan 日本	2003/09/26	8.0	130.89
15	K-NET	NIG011	Japan 日本	2004/10/23	6.8	61.78
16	PEER	H-E03230	Imperial Valley-06 帝国谷-06	1979/10/15	6.53	12.90
17	K-NET	HKD091	Japan 日本	2011/03/11	9.0	527.59
18	K-NET	KNG001	Japan 日本	2011/03/11	9.0	400.86
19	K-NET	HKD161	Japan 日本	2003/09/26	8.0	302.30
20	K-NET	KNG013	Japan 日本	2011/03/11	9.0	457.06

注：地震波记录来源的中文译名见本标准表H.53。

表 H.53 地震记录来源中文对照表

编号	记录来源	中文译名
1	BYTNet array of Turkish National Strong-Motion Network	土耳其（布尔萨-亚洛瓦）国家强震网
2	Caucasus strong-motion network	高加索强震网
3	Croatian strong-motion network	克罗地亚强震网
4	ENEA Cerreto di Spoleto accelemetric array	能源与环境 切雷托迪斯波莱托加速度计阵列
5	ENEL national strong-motion network of Italy	国家电力局 意大利强震网
6	Friuli strong-motion network	弗里利强震网
7	Icelandic strong-motion network	冰岛强震网
8	Iranian strong-motion network	伊朗强震网
9	ITSAK strong-motion network	工程地震与地震工程研究所强震网
10	Kandilli strong-motion network	坎迪利强震网
11	K-NET	京信网
12	National strong-motion network of Iran	伊朗国家强震网
13	National strong-motion network of Slovenia	斯洛文尼亚国家强震网
14	National strong-motion network of Turkey	土耳其国家强震网
15	PEER	太平洋地震工程研究中心
16	Portuguese strong-motion network	葡萄牙强震网
17	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	意大利国家地震局（核电管理公司）强震网
18	Strong-motion network of EnergoProject	（前南斯拉夫）能源工程强震网
19	Strong-motion network of Istanbul Technical University	伊斯坦布尔科技大学强震网
20	Strong-motion network of Middle East Technical University	中东技术大学强震网
21	Strong-motion network of National Observatory of Athens	雅典国家天文台强震网
22	Strong-motion network of the geophysical institute of Israel	以色列地球物理研究所强震网
23	Swiss strong-motion network (SSMN)	瑞士强震网
24	Syrian National Seismological Network	叙利亚国家地震网
25	Temporary station of the National strong-motion network of Turkey	土耳其国家强震临时观测网
26	Temporary strong-motion network in the epicentral area of El Asnam earthquake	阿斯南地震震中区临时强震网
27	Temporary strong-motion network of LDEO	拉蒙特·多尔蒂地球观测站临时强震网

本标准用词说明

1 为便于在执行本标准条文时区别对待，对于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：

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：

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：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 标准中指明应按其他标准、规范执行的写法为：“应按……执行”或“应符合……的规定（或要求）”。

引用标准名录

- 《中国地震动参数区划图》 GB 18306
- 《建筑结构荷载规范》 GB 50009
- 《混凝土结构设计规范》 GB 50010
- 《建筑抗震设计规范》 GB 50011
- 《钢结构设计标准》 GB 50017
- 《工程测量标准》 GB 50026
- 《建筑工程抗震设防分类标准》 GB 50223
- 《装配式混凝土建筑技术标准》 GB/T 51231
- 《装配式混凝土结构技术规程》 JGJ 1
- 《高层民用建筑钢结构技术规程》 JGJ 99
- 《玻璃幕墙工程技术规范》 JGJ 102
- 《金属与石材幕墙工程技术规范》 JGJ 133
- 《组合结构设计规范》 JGJ 138
- 《建筑结构荷载规范》 DBJ/T 15-101
- 《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》 DBJ/T 15-151
- 《钢管混凝土叠合柱结构技术规程》 T/CECS 188

广东省标准

建筑工程混凝土结构技术标准

Technical Standard for Concrete Structures of Building Engineering

DBJ/T 15-92-2024

条文说明

DBJ/T 15-92-2021 版本 修 订 说 明

本规程是在广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》DBJ 15-92-2013的基础上修订而成。本次修订在原规程的基础上进行了多方面的改进：

1 按设防烈度地震进行抗震设计，采用“二阶段、二水准”的性能设计方法。不同的建筑有不同的规模，不同的价值，不同的重要性，不同的震后维修或重建的费用，因而，允许业主和设计人对结构抗震设计有不同的性能要求和目标。取消与抗震等级相关的内力增大系数，相应地将抗震等级改为抗震构造等级，与原《规程》的抗震构造措施基本保持一致。抗震构造等级一、二、三级表达高延性、中等延性、低延性构造，大致对应于美国规范的特殊、中等、普通三个等级。不同的是，延性的高低不直接与地震力的折减程度相关，而作为结构塑性内力重分布能力高低的衡量。采用设防烈度地震验算结构构件的抗震承载力，避免了小震设计的一系列缺点，也方便安全度的调整，以可计算验证的方式保证“中震可修”目标的实现。

2 采用改进后的抗震设计谱，避免了原规程抗震设计谱长周期段的缺陷。部分中、短周期结构的谱值比原来增大；长周期段的谱值则减小较多，但算例表明，由改进后的抗震设计谱计算得到的结构地震剪力与原设计谱相近或略大。其主要原因是长周期结构的高阶振型分布于中、短周期段，改进后的设计谱考虑了场地类别的影响（场地影响系数不同）、增大了 T_g 值，较充分地考虑了长周期结构高阶振型的贡献。新设计谱经5万多条实际地震动记录的校核，证明其可信、可靠，因此，与原来有缺陷的设计谱相比，不论计算地震剪力略大还是略小，都是合理的。

3 结构最大层间位移角与结构构件的混凝土是否开裂无关。控制层间位移角的主要目的在于避免非结构构件如玻璃幕墙、内隔墙等因结构过大的变形而损坏。因此，层间位移角限值无需区分结构类型。根据实际工程经验，参考欧、日、美等国规范以及我国香港的做法，修改地震作用下层间位移角限值。风荷载作用则仅控制结构的顶点位移。

4 柱轴压比的定义是柱轴压应力与混凝土抗压强度之比，不是构件安全度的表达。相同的轴压比，细长柱的安全度可能要低很多；而对于大偏压柱，轴力大，即轴压比大的，安全度反而大。设计上可通过考虑地震作用组合的构件承载力计算来保证构件的安全度。将柱轴压比作为竖向荷载作用下的混凝土允许压应力的表达，可控制柱的截面尺寸并与剪力墙轴压比的定义一致，可避免长期荷载作用下框架边柱的压应力小、中柱的压应力大而引起的徐变变形差，也可避免某些柱截面偏大而又构造配筋，成为短柱，延性反而不好。

5 大震作用下结构能否满足预设的性能目标需要用合适的弹塑性分析方法证明。比较了大震弹塑性分析的两种基本方法-静力推覆法和动力时程法的优缺点，扩大了静力推覆法的应用范围。算例表明，满足中震性能水准时往往可以满足大震性能水准。为简化设计，规定6、7度低烈度区、150米以下、较简单、规则的丙类建筑结构，可不进行大震弹塑性计算。

6 广州、深圳等一线城市的土地资源日益紧张。城市中轨道交通的机车维修段为单层建筑，占地面积大，土地利用效率低。全框支剪力墙结构对利用机车维修段上盖修建住宅等民用建筑对节省土地资源意义重大。提出全框支剪力墙结构的设计原则：下部框架和框支框架的抗震性能目标比上部剪力墙提高一个等级，框支框架只要受剪承载力、考虑重力二阶效应的压弯承载力足够，满足合理的屈服机制，上部剪力墙先于下部框支框架屈服，即可保证结构的抗震安全性。按中震做承载力计算，以弹塑性分析验证大震作用下的结构性能，可去除小震设计由于计算地震作用太小而设定的各种限制，

如受剪承载力比、上下层刚度比等。

7 重力柱-核心筒结构受力明确，在充分利用材料、加快施工速度方面有独特的优势。确保核心筒能够承担全部的风荷载和地震作用，有足够的承载力、刚度和必要延性；保证楼盖的面内刚度和受弯、受剪承载力，使核心筒可以通过楼盖系统维持外围重力柱的稳定是确保抗震安全性的基本设计原则。

8 计算机结构分析技术的发展、进步使我们有可能捕捉不规则、复杂结构的地震动惯性力分布及其反应，在此基础上的合理设计可以保证此类结构的抗震安全性。有必要总结经验，清理不正确、过时的抗震设计概念，为结构设计和创新营造更好的环境。

2013版规程的主编单位：华南理工大学建筑设计研究院。

2013版规程的参编单位：广东省建筑设计研究院；广州市设计院；广州珠江外资建筑设计院有限公司；广州容柏生建筑结构设计事务所；广州瀚华建筑设计有限公司；深圳市建筑设计研究总院有限公司；华南理工大学土木与交通学院；广州大学；广州建筑集团有限公司；中国建筑第四工程局有限公司；广州市城乡建设委员会；广州市建设科学技术委员会办公室。

2013版规程顾问：容柏生、周福霖、魏 璘、傅学怡。

2013版规程主要起草人员：王松帆、韦 宏、方小丹、冉志伟、苏 成、张元坤、李少云、李敏霞、陈 坚、陈 星、罗赤字、周 云、周 定、高俊岳、黄泰赞、黄熙明、舒宣武、廖建三（按姓氏笔画排列）。

2013版规程主要审查人员：江欢成、钱稼茹、程懋堃、范 重、韦承基、吕西林、崔鸿超、扶长生、李英民、李爱群、顾国荣、韩小雷、郭满良。

目 次

1	总则	240
2	术语和符号	242
2.1	术语	242
3	结构设计基本规定	243
3.1	一般规定	243
3.2	材料	243
3.4	结构平面布置	243
3.5	结构竖向布置	244
3.6	楼盖结构	245
3.7	水平位移限值和舒适度要求	245
3.8	构件承载力设计	247
3.9	结构抗震性能设计	247
3.10	抗震构造等级	251
3.11	特一级构件设计规定	252
3.13	装配式建筑结构设计	252
4	荷载和地震作用	253
4.2	风荷载	253
4.3	地震作用	253
5	结构计算分析	258
5.1	一般规定	258
5.2	计算参数	259
5.3	计算简图处理	259
5.4	重力二阶效应及结构稳定	260
5.5	结构弹塑性分析及薄弱层弹塑性变形验算	260
6	框架结构设计	261
6.1	一般规定	261
6.2	截面设计	261
6.3	框架梁构造要求	261
6.4	框架柱构造要求	262
6.5	钢筋的连接和锚固	263
7	剪力墙结构设计	264
7.1	一般规定	264
7.2	截面设计及构造	264

8	框架-剪力墙结构设计.....	266
8.1	一般规定.....	266
8.2	截面设计及构造.....	266
9	筒体结构设计.....	267
9.1	一般规定.....	267
9.2	框架-核心筒结构.....	267
9.4	钢管混凝土斜交网格筒结构.....	267
9.5	重力柱-核心筒结构.....	268
10	巨型框架-核心筒结构设计.....	270
10.1	一般规定.....	270
10.2	截面设计与构造.....	270
11	复杂高层建筑结构设计.....	271
11.2	部分框支剪力墙结构.....	271
11.3	全框支剪力墙结构.....	271
11.5	错层结构.....	272
11.6	连体结构.....	273
11.7	竖向体型收进、悬挑结构.....	273
12	混合结构设计.....	274
12.2	结构布置.....	274
12.4	构件设计.....	274
13	地下室和基础设计.....	276
13.1	一般规定.....	276
13.2	地下室设计.....	276
13.3	基础设计.....	276
14	结构隔震、消能减震和风振控制设计.....	278
14.1	一般规定.....	278
14.2	结构隔震设计.....	278
14.3	结构消能减震设计.....	279
14.4	结构风振控制设计.....	282
15	高层建筑结构施工.....	284
15.1	一般规定.....	284
15.5	脚手架及模板支架.....	284
15.8	混凝土工程.....	284
15.10	混合结构施工.....	284
15.12	施工安全.....	284
15.13	高温和雨期施工.....	285
15.15	绿色施工.....	285

15.16 装配式混凝土结构施工	286
附录 B 广东省基本风压与风荷载体型系数	287
附录 E 钢管混凝土斜交网格筒节点设计方法	288
附录 F 圆形钢管混凝土构件设计	292
F.1 构件设计	292
附录 G RC 梁—圆钢管混凝土柱节点环梁承载力设计方法	293
G.1 节点环梁受拉环筋和箍筋的计算	293
G.3 环梁节点与钢管混凝土柱联结面的抗剪承载力验算	294
附录 H 结构弹性、弹塑性时程分析可选择的地震波	298

1 总则

1.0.1 广东省是我国改革开放的发祥地。四十多年来,广东省建筑工程的设计和施工得到了很大的发展并处于国内先进水平。为促进我省建筑工程的发展,更好地服务粤港澳大湾区的建设,有必要结合我省的设计经验及工程实践,修订本标准。本标准的钢-混凝土混合结构适用于由外围钢管(型钢)混凝土柱、钢梁框架与钢筋混凝土核心筒所组成的框架-核心筒结构,由外围钢柱、钢管(型钢)混凝土柱、钢梁框筒与钢筋混凝土核心筒所组成的筒中筒结构,以及带钢带状桁架、钢伸臂桁架的巨型框架-混凝土核心筒结构。

1.0.2 具有较多斜看台的体育场馆、音乐厅、剧院、电影院,以及大型火车站房、航站楼等大跨度空间结构采用层模型进行结构分析并不合适,其计算分析一般应采用三维有限元法并考虑扭转耦联振动的影响。此类结构的侧向刚度可控制竖向抗侧力构件的最大顶点位移与结构高度之比,其限值可参考本标准的结构顶点或层间位移角限值;结构构件的构造措施可参照本标准的相关规定。一般的多、高层混凝土结构通用工业厂房可参照本标准的相关规定进行设计。

1.0.3 工程的抗震设防烈度按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011确定。设计地震动参数依据本标准或工程所在地的场地地震安全性评价报告确定。场地地震安全性评价报告需经省或国家地震局审查批准。场地地震安全性评价报告提供的地震动参数与本标准不一致时,除甲类建筑需专门研究外,设防烈度地震及罕遇地震计算的地震动参数可按本标准取值。

1.0.6 近十几年来的震灾包括2008年的汶川大地震表明,一般的钢筋混凝土结构按规范要求进行抗震设计已基本上可保证结构的抗震安全性。一般来说,保证设防烈度地震作用下结构构件的承载力,对结构的关键构件或可能存在的明显薄弱层有针对性地采取必要的加强措施,根据设防烈度的高低规定结构构件需满足最低要求的抗震构造措施,已可保证大震作用下结构不倒塌。对超出标准规定的最大适用高度、标准未涉及的新结构形式、平面立面特别不规则、或对其抗震性能有特殊要求的建筑结构需提出大震作用下结构预期的性能目标并加以分析论证。

1.0.7 结构的隔震、消能减震和风振控制技术是一种有效地减轻地震和风振灾害的技术,能明显地改善结构的抗震抗风性能,现已比较成熟,在日本等地震多发国家得到较多地应用,效果显著。为此,标准强调了这种技术在提高结构性能和使用舒适性上具有的优势。

1.0.8 按本标准设计的建筑结构可满足《建筑与市政抗震设计通用规范》GB 55002规定的抗震设计目标和相关的性能要求,不再要求进行多遇地震相关的设计,包括与之对应的抗震等级、内力增大系数等。

《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002-2021第1.0.3条规定:“工程建设所采用的技术方法和措施是否符合本规范要求,由相关责任主体判定。其中,创新性的技术方法和措施,应进行论证并符合本规范中有关性能的要求。”这一规定表明,谁设计,谁负设计责任,符合国际惯例。一般来说,规范、标准总是滞后于技术创新,正是广大工程技术人员的技术创新和工程实践不断推动技术规范、标准的进步。广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》DBJ/T15-92-2021中基于性能水准和设防烈度地震的抗震设计方法属创新性的抗震设计方法并通过了广东省住建厅组织的技术审查。参加技术审查的专家有从事结构抗震研究的资深教授、研究员,有理论功底深厚、工程实践经验丰富的工程院院士、全国勘察设计大师,均为国内知名的结构抗震专家,对广东省新高规的审查意见具有权威性。

审查意见指出：“《规程》总结了国内外高层建筑混凝土结构的研究成果和工程实践经验，符合国家技术经济政策，技术内容科学合理，实用性和可操作性强。总体达到国际先进水平。”采用本标准进行结构抗震设计符合《通规》关于创新性技术方法和措施的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.2 主要屋面为斜屋面时，建筑结构高度计至斜屋面的中点。

2.1.7 全框支剪力墙结构适用于由于工艺要求转换层以下不能布置剪力墙的建筑，如转换层以下为轨道机车维修段，转换层以上为住宅、办公楼等民用建筑。

2.1.9 工程中时有筒体偏置、框架无法沿建筑物外周边布置的情况，此种结构体系可称为框架-筒体结构，其适用高度可参照框架-核心筒结构。

3 结构设计基本规定

3.1 一般规定

3.1.2 本标准中，多遇地震、设防烈度地震、罕遇地震与小震、中震、大震等价。

3.1.3 剪力墙结构包括部分框支、全框支剪力墙结构；框架-剪力墙结构包括板-柱-剪力墙结构；筒体结构包括框架-核心筒结构、板-柱-核心筒结构、筒中筒结构、重力柱-核心筒结构等。

3.1.4 以楼层的弹性最大水平位移大于该楼层最大与最小位移平均值的1.2倍作为扭转不规则、需考虑扭转偶联影响的判据，与美国UBC1997一致。侧向刚度以单位层间位移角所需的层剪力表达。支撑受承担的水平力向下传递路径中断，需由楼盖传递至其他抗侧力结构，称为支撑不连续。

3.2 材料

3.2.2 钢筋混凝土高层建筑的竖向构件采用高强混凝土有助于减轻结构自重、增加有效建筑面积、提高结构的耐久性、节省材料。高强混凝土的缺点是脆性，因而要求在抗震设防区应用时应有改善其脆性的有效措施。水平受弯构件采用高强混凝土易产生收缩裂缝，影响观感及结构的耐久性，宜采用较低强度等级混凝土。

3.4 结构平面布置

3.4.2 一般情况下，迎风面外凸、不内凹，如腰鼓形、椭圆形、正多边形等平面以及四角部有切角的建筑平面风荷载较小。此外，减小风荷载最不利方向的建筑迎风面面积也比较有效。

3.4.4 一般情况下，钢筋混凝土柱的受压承载力计算不考虑扭转的影响。扭矩作用下钢筋混凝土柱的受压承载力试验表明，当扭转角不大于 10^{-3} 弧度时，对柱的受压承载力无影响。由于试验数量及工况少，偏安全提出楼层相对扭转角的限值。

本标准不控制结构的周期比。

放松扭转位移比限值，理由如下：

扭转位移比的表达式
$$\eta = \frac{\delta_{\max}}{\frac{\delta_{\max} + \delta_{\min}}{2}} = \frac{\delta_{\max}}{\bar{\delta}} \quad (3-1)$$

由式(3-1)可见，当平均位移 $\bar{\delta}$ 很小时， η 可能很大；当平均位移趋近于0时，扭转位移比 η 趋近于无穷大。

假定楼层平动位移为 δ ，扭转角为 θ ，楼层最大、最小位移点至转动中心的距离为 r_1 、 r_2 ，则

$$\begin{aligned}
\delta_{\max} &= \delta + \theta r_1 \\
\delta_{\min} &= \delta - \theta r_2 \\
\bar{\delta} &= \frac{\delta_{\max} + \delta_{\min}}{2} = \frac{2\delta + \theta(r_1 - r_2)}{2} = \delta + \frac{\theta(r_1 - r_2)}{2} \\
\eta &= \frac{\delta + \theta r_1}{\delta + \frac{\theta(r_1 - r_2)}{2}} \\
\text{当 } r_1 &= r_2 = r \\
\text{有 } \eta &= 1 + \frac{\theta r}{\delta} \quad (3-2)
\end{aligned}$$

式(3-2)表明,当平动位移一定、楼层扭转角一定,也即偏心惯性力确定、结构的平动刚度和扭转刚度确定,距离转动中心越远,扭转位移比越大。扭转位移比表达了结构扭转位移与平动位移的相对关系,也间接表达了扭转刚度与平动刚度的相对关系并不反映结构扭转刚度的大小。扭转刚度有明确的定义:产生单位扭转角所需的力矩。结构扭转效应的大小以扭矩和扭转角表达,与结构的扭转刚度相关,与结构的平动刚度无关,因而与扭转位移比无关,扭转位移比不能衡量结构扭转效应的大小。由式(3-2),如扭转位移比 $\eta=1.2$,则 $\frac{\theta r}{\delta}=0.2$;假定 θ 不变, r 不变,平动位移是原来的0.1

倍,则扭转位移比 $\eta=1+\frac{\theta r}{0.1\delta}=1+\frac{0.2}{0.1}=3$,但结构的扭矩、扭转角并无改变,楼盖最大位移

$\delta_{\max}=0.1\delta+\theta r<\delta+\theta r$,位移更小且扭矩在结构中产生的附加剪力不变。显然,不能由扭转位移比达到3而判定结构的扭转偏大,因为结构的扭矩、扭转角不变,而楼盖的最大位移更小。

扭矩在结构抗侧力构件中引起大小相等、方向相反的附加剪力偶,只要构件的承载力可以抵抗叠加扭转效应的地震效应组合,结构就是安全的。

扭转位移比是一个宏观的相对指标,也不能反映结构扭转刚度的大小,由于考虑5%偶然偏心的三维动力分析已把扭转效应的不利影响计及在内,有条件地适当放松这一限制可减少不必要的审查,是合理并且安全的。不控制扭转位移比,控制楼层的相对扭转角以保证结构有必要的扭转刚度,力学概念更为清晰。

3.4.6 当外伸部分建筑未能承担自身的水平地震作用,需通过中央部分楼板和和其他部分的抗侧力结构共同抵抗侧向力时,应采用符合实际情况的计算模型计算连接部位楼盖面内的内力并校核其承载力。

3.4.9 重力柱-核心筒的防震缝宽度与框架-剪力墙结构相同。甲、乙类建筑宜补充验算设防烈度地震作用下的防震缝两侧结构的位移,必要时可再加大防震缝的宽度。当防震缝由建筑裙楼顶板开始设置时,计算高度由裙楼顶板算起。

3.4.12 根据广东省大量的工程实践,地下室施工后浇带间距太小,对施工组织影响很大且后浇带若处理不当更容易引起底板及楼板的渗漏。在适当加大后浇带间距的同时,需有加强养护、避免或减少混凝土收缩的不利影响的配套措施。

3.5 结构竖向布置

3.5.2 设层剪力为 V ,剪力墙面积为 A ,剪变模量为 G ,剪切变形角为 γ ,则 $\gamma=\frac{\Delta}{h}=\frac{V}{GA}$,其中 Δ 为

楼层水平位移, h 为剪力墙层高。当不考虑弯曲变形时,剪切变形角也即层间位移角 $\theta_i=\frac{\Delta_i-\Delta_{i-1}}{h_i}$,

则层侧向刚度可定义为 $K_i = \frac{V_i}{\theta_i}$ 。框架结构在水平力作用下的剪切变形主要由框架梁柱的弯曲变形引起，如果梁柱的弹性模量相等，令 $G=0.4E$ ，对应于剪力墙，不难导得其等效剪切面积

$$A_s = \frac{30}{Eh[\frac{1}{\sum i_c} + \frac{1}{\sum i_b}]}, \text{ 式中 } i_c \text{ 为柱的线刚度, } i_b \text{ 为梁的线刚度, } h \text{ 为层高。可看出框架的等效剪切面积约}$$

与层高的平方成反比例，即当其他条件相同，层高大的侧向刚度小，这也与实际情况相符且已反映于结构的计算分析中。为避免在判断框架-剪力墙等结构侧向刚度变化时的不连续性，结构侧向刚度统一以单位层间位移角所需的水平力表达。

3.5.3 震害表明，超高层建筑的结构安全往往由其压弯承载力控制，因此，不区分A、B级高度。斜柱指柱端支承于柱或基础，在竖向荷载作用下，承受并传递轴力的斜杆；斜撑指可不承担竖向荷载作用下的轴力的斜杆。

3.5.8 突出屋面的建筑或顶层取消部分墙柱形成的空旷房间建模参与整体计算时，该部分质量参与系数不宜小于85%；如不参加整体计算，可按以下简化方法考虑高阶振型的影响：此部分的水平地震影响系数可取最大值 $\alpha_{\max}$ ，仅以其质量参与整体计算。

3.6 楼盖结构

3.6.1 利用楼盖传递较大水平力（如部分框支剪力墙结构的转换层）时，楼板必需具有足够的承载力和整体刚度。当地下室顶板采用无梁楼盖时，板厚宜取较小柱距的1/25和300mm的较大值，柱上板带应设置配筋加强带（暗梁）。结合工程经验规定了相应各种情况的最小楼板厚度。I类竖向构件不连续指柱不连续，II类竖向构件不连续指剪力墙或支撑不连续。

3.6.2 预应力仅用于控制板、壳的裂缝宽度时，预应力筋一般直线布置，板厚可适当减薄，但应满足板钢筋保护层等构造要求，不宜小于120mm。

3.6.3 建筑物首层楼板可能受较大的施工荷载且可能传递部分水平力至地下室混凝土外墙；转换层楼板受力较大较复杂；顶层楼板受温差影响较大，框架-剪力墙结构顶层楼板受力也较大，均适当提高了板的最小配筋率。

3.6.4 转换层楼盖需要传递水平力，应保证楼盖面内的刚度及承载力。当转换梁需做成反梁时，应考虑其对水平力传递及转换梁自身内力的影响。如水平力仅沿梁的纵向传递或转换梁按实际建模，考虑了对其受力的影响，保证了楼盖面内的刚度及承载力，则做成反梁也是可以的。

3.7 水平位移限值和舒适度要求

3.7.3 研究表明，层间位移角与结构的受力计算无关，与结构构件的混凝土是否开裂无关。限制结构层间位移角的主要目的为：

- 1 避免非结构构件，如玻璃幕墙、内隔墙等，因层间位移角过大而损坏。
- 2 避免结构过大的侧向变形加大P-Δ效应，不利于结构受力。
- 3 避免在较大风作用下产生令人不舒服的低频振动。
- 4 避免结构过大的变形影响某些设备的正常运行。

由此可知,层间位移角限值与结构类型无关。

风荷载和地震作用性质不同。地震作用是惯性力,风荷载是外力,按等效静荷载计算,可仅控制最大位移也就是建筑的顶点位移。建筑的顶点位移指主要屋面质心处的位移,不包括突出屋面的楼电梯间、水池等。大量的工程实例表明,风荷载引起的非结构构件损坏是直接受风正、负压作用的围护结构,而室内的内隔墙等非结构构件没有损坏。我国香港地区的规范规定,风荷载作用下的顶点位移不大于房屋高度的1/500,钢筋混凝土结构一般不验算舒适度。广东省海岸线长,受台风影响大,规定在10年一遇的风荷载作用下结构顶点位移不大于房屋高度的1/600。当结构高宽比较大,舒适度未能满足要求时,可以采用增加结构侧向刚度、采用风振控制措施等来提高结构的舒适度。舒适度满足要求时,风荷载作用下的结构顶点位移限值可放松,但不宜大于房屋高度的1/500。

地震作用下的层间位移角限值基于合理性考虑,与国际接轨。欧洲规范8明确地震作用下控制结构层间位移角的目的在于限制非结构构件的破损,是按(0.4~0.5)倍设防目标地震作用下的弹性位移来计算层间位移角,也可理解为取设防烈度地震力折减至(0.4~0.5)倍来验算,较我国的0.35倍,即小震地震力稍微大一些。对有与主体结构相连的、由脆性材料制成的非结构构件的建筑,层间位移角限值为1/200;对有延性非结构构件的建筑,限值为1/150;对有非结构构件,但非结构构件的固定不与结构位移发生干扰的建筑,限值为1/100。日本《建筑基准法施行令》的限值是1/200,如果非结构构件不产生较严重破坏,可放松至1/120。美国规范采用一阶段、一水准设计,不控制小震作用下的结构变形,仅验算设防目标地震作用下的弹塑性变形。UBC 1997的弹塑性位移角限值:基本周期小于0.7s为1/40,基本周期不小于0.7s为1/50。FEMA 450则按建筑的地震使用分组,I组(一般建筑)为1/50,II组(人数较多、有重大公共危害的建筑)为1/67,III组(震后救援、恢复所需基本设施,含有大量危险物质的结构,如消防、救援和警察局、医院等)为1/100。本标准控制设防烈度地震作用下结构最大层间位移角不大于1/150,即可满足小震作用下结构最大层间位移角不大于1/400,可保证小震作用下非结构构件不因结构变形而发生破损。结构竖向和水平承载力需满足设计要求,相应的层间位移角即便远小于限值,但却是必需的,也是合理的。合理放松层间位移角限值对地震高烈度区的结构设计有意义。设计人可按实际情况,必要时提高控制标准。

3.7.6 大部分钢筋混凝土结构的高层建筑在风作用下的舒适度可满足要求。当房屋高度较高(大于150m)、高宽比较大(大于6)、建筑体型对风效应较敏感时,宜通过风洞试验判定。也可按ISO标准控制10年一遇及1年一遇风荷载作用下的风振加速度,加速度限值依结构的基本频率查图3-1。

在没有可靠气象资料的情况下,1年1遇的基本风压可按下式计算:

$$w_1 = \left(2\sqrt{w_{10}} - \sqrt{w_{100}} \right)^2 \quad (3-3)$$

式中: w_1 , w_{10} , w_{100} 分别为重现期1年、10年及100年的基本风压。

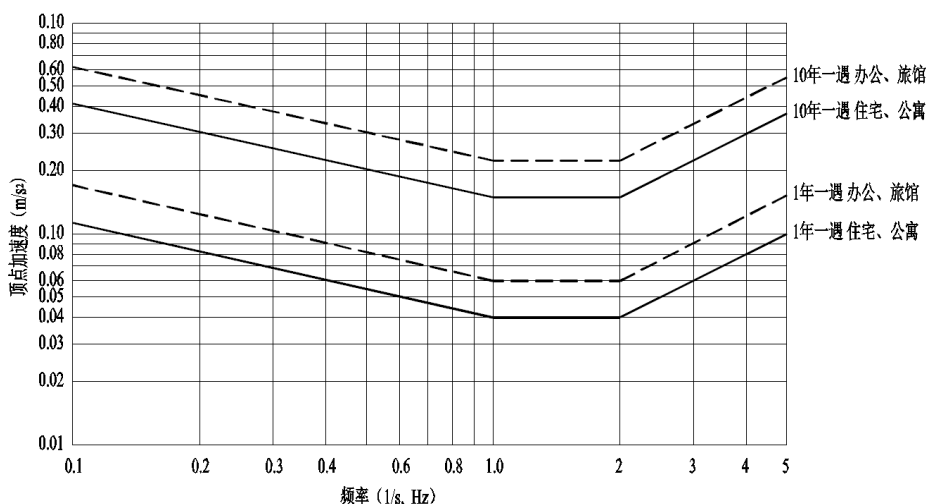


图 3-1 结构顶点风振加速度限值

3.7.7 计算结构的竖向频率时，使用荷载质量可乘以折减系数0.5。室外连廊、空中连廊的竖向振动加速度限值可参照商场及室内连廊。参考加拿大建筑规范，轻钢楼盖的竖向震动频率应大于5Hz，规定最小频率不宜小于6Hz，与我国香港规范相同。考虑到轻钢楼盖多用于临时性建筑，满足竖向频率限值时可不进行峰值加速度验算。本条关于楼盖竖向加速度的计算及限值在实践中尚未发现不符合实际的情况。在需要更仔细考虑楼盖的舒适度问题时，可按行业标准《建筑楼盖振动舒适度技术标准》JGJT 441-2019的相关规定进行。

3.8 构件承载力设计

3.8.1 本标准3.9节规定了地震作用下的结构构件抗震承载力的校核方法。设计人可根据建筑的具体情况以及业主要求，合理选择结构抗震性能目标，采用允许应力法（ASD）对设防烈度地震作用组合进行承载力校核。承载力利用系数 ζ 的倒数就是安全系数 K 。

3.9 结构抗震性能设计

3.9.2 本标准以设防烈度地震进行抗震承载力验算，结构构件的地震效应组合小于其抗力，以“中震不坏”进行设计。据此，结合按本标准设计的结构缩尺模型低周往复试验、结构弹塑性分析及结构模型模拟地震振动台试验的结果，调整了表3.9.2各性能水准结构预期的震后性能状况。关键构件指结构中特别重要的构件，一旦失效将导致结构连续破坏、倒塌。地震中可能损坏而不倒塌的构件可不认定为关键构件。一般情况下，关键构件由设计人指定。

3.9.3 本标准中，“小震不坏，中震可修、大震不倒”是抗震设防的最低要求，满足中震可修要求即可满足小震不坏。业主和设计人可依据建筑物重要性，震后维修、重建的费用，地震发生的风险等因素选择合适的抗震性能目标。可选择大震不坏（相当于性能目标A），也可选择中震不坏、大震可修（相当于性能目标B），还可以选择中震竖向构件不坏、水平构件轻微~轻度损坏，大震可修（相当于性能目标C、D）。对于抗震设防低烈度区如6度区、风荷载较高的高层、超高层建筑，往往可以满足性能目标B的要求而无需增加投资。抗震设防高烈度区如8度区的建筑要做到大震不坏则需增加付

出较大代价，采用隔震、消能减震设计是较好的选择。毕竟大震发生的概率极小，因此，对于一般的建筑物要考虑风险与投资的平衡。

3.9.5、3.9.6 条文说明如下：

1 基于国标《建筑抗震设计规范》GB50011及行标《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3关于性能化设计的思想及承载力计算表达式，引入承载力利用系数、构件重要性系数以及地震力折减系数，校核不同性能水准的结构构件在设防烈度地震作用下的承载力及损伤程度。

2 设防烈度地震作用下，抗震性能目标为C、D级结构的部分水平构件已有轻微~中度损坏，结构已部分进入弹塑性且抗震性能目标C、D级结构的抗震构造要求较严格，已确保有必要的延性，对其地震力做小幅度的折减，也可理解为设防烈度地震作用下结构构件非弹性刚度的影响使得地震作用减小。美国《房屋建筑混凝土结构规范》(ACI 318-05) 10.11.1 条规定计算地震力时对梁、柱、墙的弹性刚度进行折减：柱：0.7，剪力墙：0.7（未开裂），0.35（开裂）。同样，美国Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings（2.03）对构件轴向刚度及弯曲刚度作了不同程度的折减，如以下构件的刚度折减系数：剪力墙面内弯曲刚度为0.75，面外为0.2；柱弯曲刚度0.7；梁弯曲刚度0.5等等。的确，由于未考虑中震作用下结构非弹性刚度的影响，计算地震力偏大。但如果对竖向构件刚度折减，折减系数的大小还要确认构件是否开裂，则实际操作比较困难，需要反复迭代。先是按不开裂的折减系数，一轮计算下来，发现有些构件开裂，调整折减系数，刚度小的受力较小，发生内力重分布，其他原来不开裂的由于受力增大，开裂了，又要再调整系数，重新计算。在这些过程中，可能由于结构整体刚度的降低而总的地震力减少，构件之间由于相对刚度的不同而内力重分布，所进行的已经是粗糙的弹塑性分析。实际上，结构千变万化，即便开裂，也有程度之分，有些严重，有些轻微结构刚度退化的程度不同，就算美国Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings（2.03）构件刚度的折减系数，其实也十分粗略。因此，用同样粗略的地震力折减系数 c 考虑非弹性刚度的影响，效果大致相同，操作更为简便。设防烈度水准1、2取 $c=0.90$ ，对应的结构刚度大致取弹性刚度的0.85， $\sqrt{0.85}=0.92$ ，取 $c=0.90$ ；设防烈度水准3取 $c=0.80$ ，对应的结构刚度大致取弹性刚度的0.65， $\sqrt{0.65}=0.81$ ，取 $c=0.80$ ；设防烈度水准4取 $c=0.7$ ，对应的结构刚度大致取弹性刚度的0.5， $\sqrt{k}=\sqrt{0.5}=0.707$ ，取 $c=0.7$ 。

3 尽管采取强柱弱梁的抗震设计措施，但震害调查表明，塑性铰往往出现在柱端而不在梁端。结构梁超强的主要原因：1)在竖向构件与现浇楼板的约束作用下，实际轴力的存在导致框架梁成为压弯构件，按混凝土纯弯构件进行承载力计算，低估了框架梁的实际屈服承载力；2)抗震分析一般采用刚性楼板假定，实际工况中部分楼面荷载通过楼板面外刚度直接传递给竖向构件，但一般假定楼面荷载全部传递给框架梁，再通过框架梁传递给竖向构件，导致框架梁计算负荷偏大；3)现浇楼板显著提高框架梁的抗弯性能，框架梁为T形梁，而实际中常矩形梁进行承载力计算；4)砌体填充墙显著限制框架梁的弯曲变形，对框架平面内起支撑作用，导致框架梁的超强能力进一步增大；5)钢筋等材料的超强使得框架梁端的受弯承载力进一步超强；6)地震时结构用于承受竖向荷载的安全裕度和抵抗风荷载的抗侧承载力用于抗震。为保证强柱弱梁屈服机制的实现，梁满足强剪弱弯要求，有必要以重要性系数适当降低梁端截面的受弯承载力。梁满足强剪弱弯要求，则一旦梁端出现塑性铰，梁的剪力就不再增加，可保证框架梁不发生剪切破坏。一般情况下，连梁、框架梁的重要性系数可取

0.4~0.5, 受力较大、需要较严格控制梁端塑性转角的大跨度梁(跨度大于15米)可取0.6。美国规范ASCE 7-22《建筑最小荷载规范》中, RC结构的超强系数规定为2.5~3.0, 参考国内外关于结构超强的研究以及美国规范, 梁的重要性系数取值偏安全。

4 校核设防烈度地震作用下构件的受弯、压弯承载力时, 7度(0.15g)及以上的结构必要时可考虑钢筋实际的屈服强度, 取超强系数1.25, 低烈度区结构的地震力较小, 不考虑此有利因素。大震作用下的承载力或受剪截面验算可采用材料强度极限值的平均值(混凝土强度可取其强度等级的0.88倍, 钢筋可取其实际屈服强度平均值的1.25倍)。

5 抗震性能目标为C、D级结构在大震作用下的反应需采用弹塑性分析方法。考虑到大震作用下构件的弹塑性内力计算的复杂性和不确定性, 验算受剪截面时也可采用简化方法: 地震作用方向的地震剪力由该方向剪力墙的总截面面积抵抗, 大震弹塑性剪力可按弹性计算的地震剪力乘以地震力折减系数, 第1、2性能水准的折减系数取0.9, 第3、第4性能水准的折减系数分别取0.80、0.70, 与中震相同。通常高层建筑的抗震承载力由压弯控制而不是受剪控制且验算时可采用材料强度极限值的平均值, 受剪截面不满足要求的情况罕见。验算时也可采用弹塑性静力或动力分析得到的地震弹塑性剪力。采用大震动力弹塑性分析时, 地震剪力取三条地震波计算结果的最大值, 不少于七条波时取平均值。地震动时程记录的选择应符合4.3.5条的规定。

6 层间弹塑性位移角不是结构是否倒塌的合理判据。依据国内结构试验的结果以及国外主流国家抗震规范的相关规定, 对结构层间弹塑性位移角限制做适当调整。

7 结构抗震性能水准是预期的震后结构性状的宏观表现。为方便设计人直观把握设防烈度地震作用下结构构件的安全度, 以构件承载力利用系数 ξ 的大小表征各性能水准结构构件的承载力安全储备(承载力利用程度)和损伤程度。第1、2性能水准的结构以弹性分析对构件进行设防烈度地震作用下的承载力校核, 计算时阻尼比不增加; 受当前技术发展水平的限制, 第3、4性能水准的结构仍以弹性分析对构件进行设防烈度地震作用下的承载力校核, 考虑到结构的部分构件实际上已进入弹塑性阶段, 计算时阻尼比可增加0.005~0.015并对地震力做幅度不大的折减。第1、2性能水准的结构构件的承载力利用系数较低, 满足设防烈度地震承载力要求时一般可以满足大震弹塑性承载力要求; 第3、4、5性能水准的结构宜以大震弹塑性地震力控制竖向构件的受剪截面, 以保证不发生剪切破坏。考虑到大震作用下结构构件的弹塑性内力重分配, 剪压比限制较单构件略严格。结构的变形验算以弹塑性分析控制大震作用下整体结构的层间弹塑性位移角。当地震作用以竖向为主时, 相关计算公式的地震作用效应组合为 $(0.4S_{\text{Ehk}}^* + S_{\text{Evk}}^*)$ 。

8 我国89规范提出并沿用至今的“小震不坏, 中震可修, 大震不倒”的抗震设计原则与当今世界上抗震设计较先进的国家如美国、日本、欧洲等大致相同。所不同的是, 美国、欧洲等以设防烈度地震的地震动参数计算构件的承载力, 我国则以小震作为设计依据。前者验算设防烈度地震作用下结构构件的安全性, 同时也就保证了“小震不坏”; 后者辅加各种以小震作用组合及地震作用调整系数计算结构构件的承载力, 满足较大安全系数的小震组合的承载力要求, 也就保证了“中震可修”, 从最终结果看, 有安全度的高低, 但并无原则性的差别。

但是, 采用小震地震参数进行结构构件承载力设计有如下缺点:

1) 以“中震”作为设防目标, 却用小震作用计算结构构件承载力。由于担心考虑的地震作用太小, 设置了各种内力增大系数, 使得构件的计算内力已不是实际的受力。地震力取值小, 调整系数多, 对应于给定可靠指标的、小至 10^{-3} ~ 10^{-4} 量级的失效概率不便于设计人对结构总体及关键构件安全

度的直观把握；

2) 不方便设计人依 $R-\mu$ 原则调整抗震设计中的地震作用-延性等级组合。比如工业钢结构轻型屋盖厂房，虽然设防烈度高，地震力大，但结构抗震承载力高，已可满足中震甚至大震不屈服，就没有必要采取太严格的构造措施。对于设防烈度低、风荷载大的结构，满足竖向荷载及风荷载的同时已满足中、大震不屈服的抗震承载力要求，此时结构的延性需求不高，结构的抗震构造措施可适当放松，如钢结构板件的宽厚比、混凝土结构墙柱的轴压比等；

3) 不同抗震设防烈度区、性能设计要求相同的建筑不能控制大致相同的结构抗震安全性。 $1/C$ 大致相当于Euro code 8 中的性能系数 q 、美国规范UBC、IBC中的反应修正系数（地震力折减系数） R ；可以看到，我国89及以后的《抗规》、《高规》，不论何种混凝土结构体系，也不论设防烈度的高低，均约取 $R=1/C=1/0.35=2.86$ （未考虑 γ_{RE} ）。然而，却又依建筑物的结构型式、高度及所在抗震设防烈度区分别确定抗震等级。高层或超高层建筑受到的风荷载更大，对地震作用而言，结构的超强系数更高；加之抗震等级高，构造截面设计时的内力调整系数更大，柱、剪力墙的轴压比、配筋率等构造要求更严格，结构承载力更高，延性更好，这就意味着相同设防烈度区中，中、低层的结构比高层、超高层的结构安全度更低；不同设防烈度区中，低烈度区如6、7度区的结构比高烈度区如8、9度区的结构安全度更低；

4) 相同中、高烈度区的结构不能控制大致相同的结构抗震安全性。8度（0.2g）及以上的建筑结构承受的地震作用较大。部分规则建筑仅仅高度超限，需要进行超限审查，进行性能设计。其结果往往是小震设计不能包络，由中震工况控制。一些超限审查专家不恰当地提出结构大震不屈服甚至“关键构件大震弹性”等要求，相比之下，仅高度稍低、按小震设计、无需超限审查的结构安全度偏低较多；

5) 不方便与当前大力推广的结构隔震与消能减震设计接轨。目前的隔震与消能减震设计已以中震作为地震动输入，如果隔震层及以下采用中震设计，隔震层以上结构采用小震设计，不仅设计复杂、不合理，有时甚至不安全。

借鉴和学习其它国家的抗震设计的经验和方法是提高我国抗震设计水平的途径之一。就抗震设计规范的层面而言，我国规范较难与其他主流国家接轨的是，不循 $R-\mu-T$ 原则的地震作用力表达式、抗震承载力调整系数 γ_{RE} 、抗震等级的确定原则、与抗震等级相关的各种内力增大系数、与结构形式相关且过于严格的层间位移角限值等等，不方便进行横向比较和彼此间的交流。

本标准简化结构抗震设计方法，直接采用设防烈度地震地震动参数进行结构构件承载力计算，以可计算验证的方式保证“中震不坏、可修”目标的实现。满足“中震不坏、可修”，即可满足“小震不坏”。本标准风荷载效应不参加设防烈度地震作用效应组合，与国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3一致。世界上绝大部分的规范，如美国规范ASCE 7-10《Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures》，规定“应该结合实际情况，分别考虑由于风荷载或地震荷载造成的最不利情况，但两者不必同时考虑”，明确地震作用效应不必与风荷载效应组合。

事实上，按《通规》，结构构件满足竖向荷载+风荷载效应组合的承载力要求，就满足小震+风效应组合的承载力要求。试比较：

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \leq R / \gamma_{RE}$$

$$1.3(D + 0.5L) + 1.4S_{Ehk} + 0.2 \times 1.5S_{wk} \leq R / 0.85$$

$$S_{Ehk} = S_{wk}$$

$$1.105D + 0.5525L + 1.445S_{wk} \leq R$$

$$1.3D + 1.5L + 1.5S_{wk} \leq R$$

以上后两个不等式的左侧表明，风荷载的小震效应组合恒小于竖向荷载+风荷载效应组合。按小震设计的相关规范，“小震+风”承载力设计和“竖向荷载+风”承载力设计均为“弹性”设计，不必考虑与抗震等级相关的内力调整，因为内力调整以及“强柱弱梁”、“强剪弱弯”等要求是按小震设计时应应对中、大震的必要措施。

3.9.7 传统的弹性计算不能考虑结构进入弹塑性阶段以后构件刚度退化、内力重新分布，部分构件受损退出工作，阻尼增加，地震作用力相应减小等一系列的变化。结构的弹塑性分析是了解大震作用下结构响应的必要手段。当前常用的有动力弹塑性时程分析和静力弹塑性分析两种方法。这两种方法各有其优缺点，可根据工程的具体情况选用。如结构竖向较规则，高度不大于200m，基本振型的质量参与系数不小于50%的结构可采用静力弹塑性方法，当结构的能力曲线与需求曲线有交点且交点的切线与水平线的夹角大于0度时，可判断结构满足大震不倒。结构竖向、平面不规则，结构复杂，高度大于200m的结构应采用动力弹塑性时程方法。

广东省标准《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》 DBJ/T 15-151给出了钢筋混凝土和型钢混凝土构件（梁、柱、剪力墙）承载能力-变形大小-损坏程度的对应关系，可用于大震作用下结构弹塑性计算得到的构件变形预测构件损坏程度，复核结构抗震性能目标。

对于6、7度低烈度区、较简单、规则的建筑结构，不属于本标准第3.7.4条规定的工程项目，可不进行大震弹塑性计算。

3.10 抗震构造等级

3.10.1 丁类建筑可按本地区抗震设防烈度降低一度的要求确定其抗震构造措施。

3.10.2 比对应抗震构造等级更有效的抗震构造措施包括适当提高的最小配筋率、配箍率、加密箍筋间距；设置芯柱，提高芯柱配筋率；适当降低轴压比等等。

3.10.3 简化结构抗震构造等级的划分，结合本标准第3.9.5条的设防烈度地震作用下结构构件的承载力校核，符合高烈度区结构较高延性较低地震作用、低烈度区结构较低延性较高地震作用的抗震设计 $R-\mu$ 原则。

抗震措施主要包括对抗震结构的承载力和延性的要求。对比原《规程》，体现延性的抗震构造措施与原《规程》基本保持一致；体现承载力方面的抗震措施则是直接采用设防烈度地震动参数进行结构构件的承载力计算，满足结构设防烈度地震作用下的承载力要求，相应地取消原《规程》小震设计的各种内力和承载力调整系数。

3.10.4 高层建筑设置地下室对结构抗震有利，部分或大部分的地震水平剪力由地下室外墙的土压力平衡，地下室中的结构竖向构件（柱、剪力墙）承担的水平剪力大为减少，这一事实与结构计算嵌固端设于地下室顶板或基础底板无关。因此，地下二层及以下的结构抗震构造等级可适当放松。“相关范围”一般指主楼周边外延（1~2）跨的地下室范围。

3.11 特一级构件设计规定

3.11.5 剪力墙水平和竖向分布钢筋配筋率的规定不适用于偏拉受力状况的剪力墙。

3.13 装配式建筑结构设计

3.13.4 核心筒、剪力墙、框支柱、转换层楼盖等关键构件、部位应采用现浇，其他楼盖薄弱部位宜采用现浇。

4 荷载和地震作用

4.2 风荷载

4.2.2 广东省的基本风压可按附录B采用。一般来说，高度较高、质量较小、高宽比较大、阻尼较小的高层建筑对风荷载较敏感，此外，建筑体型也有很大影响，由于牵涉的因素较多，目前尚未有明确的界定标准。为实用上的方便，规定高度大于60m的建筑为对风荷载比较敏感的高层建筑。计算结构的水平位移时仍可采用基本风压。

4.2.7 多栋高层建筑相互间距较近时的风干扰效应会比较明显，对比较重要的高层建筑，在风洞试验中宜考虑周围建筑的干扰影响。

4.2.8 结构的横风向振动比较复杂，与结构的平面(尤其是角区)形状、竖向体型、高宽比、刚度、自振周期和风速等有关。现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009所提供的计算方法只适用于平面宽深比 B/D 在0.5~2之间、切角率 $b/B \leq 20\%$ 、高宽比 $H/\min(B,D) \leq 6$ 、基本平面为矩形的等截面超高层建筑，不满足这些条件的结构宜进行风洞试验确定作用于建筑物的风荷载。

4.3 地震作用

4.3.2 结构的前三个振型中，当某一振型的扭转方向因子在0.35-0.65之间，表明结构的质量与刚度分布明显不对称、不均匀，应计算双向地震作用。当存在地震反应最大的最不利方向时，还应补充最不利方向的计算。大跨度结构指楼盖、连体跨度 $\geq 24\text{m}$ 、转换结构跨度 $\geq 16\text{m}$ ；长悬臂结构指悬挑跨度 $\geq 6\text{m}$ 。

4.3.3 偶然偏心应与楼面的平面的形状及质量的分布有关。对单位面积上质量均匀分布、同样长度的楼层平面，哑铃形平面，矩形平面，圆形平面的偶然偏心应是哑铃形平面最大，矩形平面次之，圆形平面最小。对单位面积上质量非均匀分布、形状相同的楼层平面，质量向边缘集中的平面与质量向质心集中的平面，其偶然偏心应是前者最大，后者最小。质量回转半径正好符合上述规律，故以质量回转半径为基础计算偶然偏心比较合理。

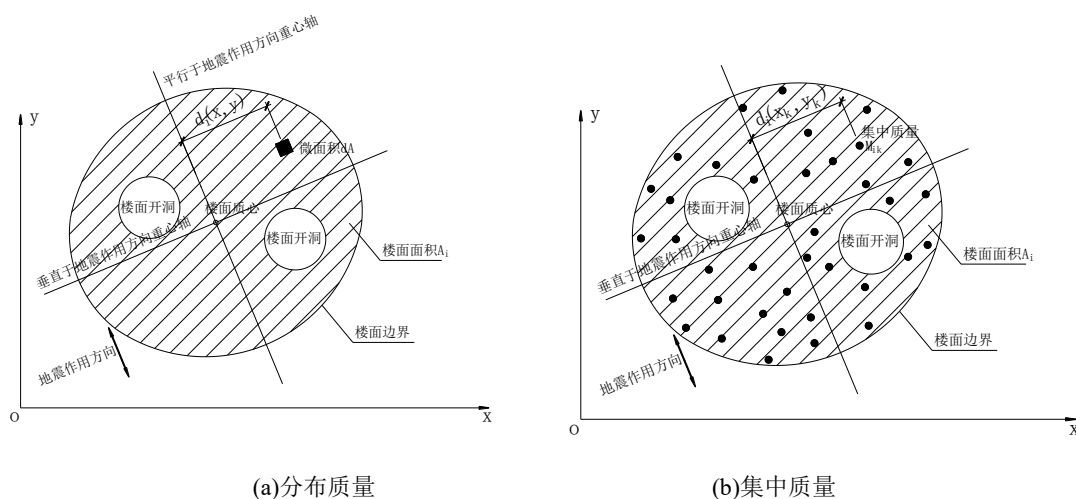


图 4-1 质量回转半径计算示意

第*i*层平行于地震作用方向质心轴的质量回转半径的定义如下（图4-1）：

$$r_i = \sqrt{\frac{J_{Mi}}{M_i}}$$

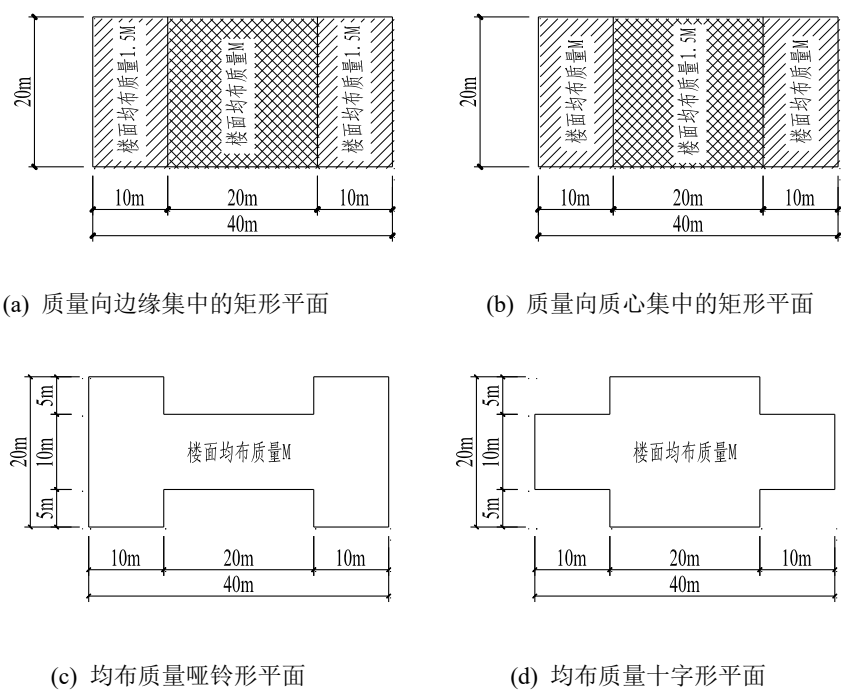
对分布质量： $J_{Mi} = \iint_A d_i^2(x,y)m_i(x,y)dA$, $M_i = \iint_A m_i(x,y)dA$;

对集中质量： $J_{Mi} = \sum_{k=1}^{N_i} d_i^2(x_k,y_k)M_{ik}$, $M_i = \sum_{k=1}^{N_i} M_{ik}$ 。

根据式（4.3.3）计算得到的几个典型平面在*y*向地震作用下*x*向的偶然偏心结果见表4-1。

表 4-1 偶然偏心计算结果

平面形状及质量分布	平面长度 <i>L_i</i>	质量 <i>M_i</i>	惯性矩 <i>J_{Mi}</i>	回转半径 <i>r_i</i>	偶然偏心 <i>e_i</i>	<i>e_i</i> / <i>L_i</i>
质量均匀分布的矩形	<i>L_i</i>	<i>m_ib_iL_i</i>	$\frac{m_i b_i L_i^3}{12}$	0.2887 <i>L_i</i>	0.050 <i>L_i</i>	5.00%
质量均匀分布的圆形	<i>L_i</i>	$\frac{\pi}{4} m_i L_i^2$	$\frac{\pi}{64} m_i L_i^4$	0.25 <i>L_i</i>	0.0433 <i>L_i</i>	4.33%
图T4-2a	<i>L_i</i> =40m	1000M	153333.33M	12.383m	2.1447m	5.36%
图T4-2b	<i>L_i</i> =40m	1000M	113333.33M	10.646m	1.8439m	4.61%
图T4-2c	<i>L_i</i> =40m	600M	100000M	12.910m	2.236m	5.59%
图T4-2d	<i>L_i</i> =40m	600M	60000M	10.000m	1.732m	4.33%
图T4-2e	<i>L_i</i> =40m	96M	16400M	13.070m	2.2638m	5.66%
图T4-2f	<i>L_i</i> =40m	96M	10000M	10.206m	1.7677m	4.42%



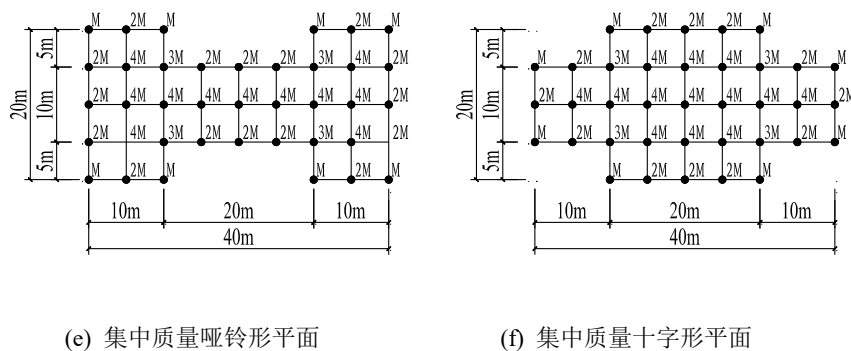


图 4-2 质量回转半径计算实例

4.3.4 由于计算机技术的发展,考虑扭转及振型相关性的影响已非常方便,结构的地震作用效应采用CQC法组合比SRSS法更为合理。计算双向地震应采用CQC法组合,仅计算单向地震且结构振动频率分布稀疏时可采用SRSS法组合。

随着现代工程科学的发展,随机振动方法日益引起国内外工程界的高度重视并得以推广应用,1995年颁布的欧洲桥梁抗震设计规范以及2008年颁布的我国公路桥梁抗震设计细则已把随机振动方法列为可供设计选用的三种方法之一。时域显式随机模拟法是一种基于随机振动理论的地震作用效应计算方法,可以通过快速随机模拟获得结构地震作用效应的各种统计特征。

本条第3款对于需要采用弹性时程分析方法或时域显式随机模拟法进行补充计算的高层建筑做了具体规定,这些高层建筑结构高度较高或刚度、承载力和质量沿竖向分布不规则或属于特别重要的甲类建筑。所谓“补充”,主要指对计算的基底剪力、楼层剪力和层间位移进行比较,当时程分析结果或时域显式随机模拟法分析结果大于振型分解反应谱法分析结果时,相关部位的构件内力和配筋宜作相应的调整。

4.3.5 时程分析时输入地震加速度的最大值考虑了场地影响的修正。地震波的持续时间指有效持续时间,从到达时程曲线振幅最大值的10%起算,到衰减至振幅最大值的10%为止。

4.3.8 水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$ 考虑了场地类别的影响。

4.3.9、4.3.10 该地震影响系数曲线是华南理工大学建筑设计研究院根据6495条实际记录的地震波对长周期结构进行统计分析并结合工程经验进行拟合的综合结果并经华南理工大学土木系49081条实际记录的地震波的校核。主要是基于以下几个影响因素的研究构建本地震影响系数曲线:

1 研究表明:加速度反应谱平台段与场地类别相关,动力放大系数最大值 $\beta_{\max}$ 可取2.5, I、II、和III、IV类场地的场地影响系数可分别取为 0.8、0.9和1.0,适当延长大震级地震影响所及的III、IV场地的特征周期;与我国地震动参数区划图中定义的方法确定的特征周期 T_g 比较,在I、II类和III类场地吻合较好。本标准动力放大系数最大值 $\beta_{\max}$ 取2.25,以II场地为基准,I、II、和III、IV类场地的场地影响系数分别取为 0.9、1.0和1.1;

2 研究表明:震中距、震级和场地类别是影响长周期地震动反应谱形态及拐点周期的主要因素。特征周期 T_g 和 T_D 随着震中距和震级增大而增大,场地类别对 T_g 有显著影响。考虑震中距、震级和场地类别的综合影响,第三组(远震)的特值周期 T_g 需要加大;

3 考虑震中距、震级和场地类别的综合影响,曲线下降段拐点 T_D 建议取值3.5s较为合适;

4 研究表明:设计反应谱在第一和第二下降段采用形式简单的 $1/T$ 和 $1/T^2$ 的规律衰减是合理可

行的，无需通过修正衰减指数获得基于拟加速度的大阻尼比抗震设计谱；

5 地震动长周期分量对结构阻尼修正系数有很大的影响，阻尼修正系数宜通过拟加速度反应谱或位移反应谱来确定。为便于工程应用，给出了拟合、简化后的计算公式(4.3.9-2)。

本设计谱长周期段谱值比《建筑抗震设计规范》GB 50011设计谱值小，而与欧洲、美国相关规范比较差异不大。在速度敏感段，该设计谱的谱值较大，主要原因是 T_g 增大，这也表明长周期结构高阶振型的反应更为明显。

与《建筑抗震设计规范》GB 50011的设计谱相比，本设计谱有如下特点：

1 采用拟加速度谱标定抗震设计谱，解决了不同阻尼比设计谱曲线在长期段交叉的问题；美国、欧洲规范亦采用拟加速度谱；

2 引入场地效应系数 S_i 考虑了场地类别的影响（场地类别不同，动力放大程度不同），反映了不同场地地震反应的差别；

3 增大了设计地震分组中第二组和第三组的场地特征周期 T_g 值， T_g 结合 S_i 可充分考虑远场长周期地震动的影响；

4 根据大量数字化地震动记录的统计分析结果，位移敏感段起点特征周期均取统计平均值为 $T_D=3.5s$ ，取 $T_D=5 T_g$ 不符合统计规律；

5 第一下降段和第二下降段分别采用了-1和-2衰减指数，能够通过拟谱关系得到符合统计衰减规律的速度谱、位移谱，对应的功率谱物理意义合理、明确；

6 阻尼调整系数与设计谱衰减指数无关，同时考虑了在长周期结构的阻尼力在结构体系内力中比例增大的影响，采用分段的阻尼调整系数；

7 部分中、短周期结构的设计地震力增大，提高了此部分结构的抗震安全性；

8 虽然在长周期段的本设计谱值比规范谱值小很多，但只要计算考虑的振型质量参与系数不小于90%，通过SRSS、CQC法分析，由本设计谱计算得到的结构地震剪力有时比由现行《建筑抗震设计规范》GB50011设计谱计算得到的还略大。其主要原因是高层长周期结构的高阶振型分布于中短周期段，本设计谱考虑了场地类别的影响（场地影响系数系数不同）、增大了 T_g 值，较充分地考虑了长周期结构高阶振型的贡献；

9 设计谱值对应的加速度谱与位移谱均符合统计的衰减规律，符合结构地震变形反应的实际情况，计算的位移反应显著小于按国标《建筑抗震设计规范》GB50011设计谱计算的结果。因此，较容易满足结构抗侧刚度要求或层间位移角限值，减少减震控制所需的阻尼器，节约结构抗震减震投资，节省工程造价；

10 近日，四川省土木建筑学会推荐时程分析验算采用的四川地区地震动记录共20条（下称四川推荐地震动），包含：a) 14条多遇地震水准的天然地震动（编号SCCX 1~14）；地震记录主要为近年来四川省内历次地震中记录到的地震时程，能充分反映四川地区的地震波特性。b) 对3条四川省天然地震动，人为进行了基于三段式反应谱的迭代调整，生成了6条用于罕遇地震分析地震波（编号SCCX 15~20），即提升了长周期段的幅值，保留了原有地震记录的相位信息。这些地震动记录均适用于四川省内II、III类场地，不受具体场地类型限制。对比本标准抗震设计谱，有如下结论：1) 14条四川推荐多遇地震水准的天然地震动的平均地震影响系数、速度、位移反应谱长周期段的谱值远小于抗规谱值，与本标准谱值相吻合，基本处在本标准抗震设计谱II、III类场地、第一组和第三组的谱值之间。2) 天然波中只有主方向II类场地周期大于约5s处SCCX平均值略大于本标准谱，考虑其主要原因是四川省多地处于高烈度区，采集到的地震动记录断层距短。3) 6条罕遇地震水准的修正地

震动经过人为向抗规谱调整,应视为以抗规谱为目标谱的人工波,故与抗规谱拟合较好。第一下降段与本标准谱相近。长周期段存在与抗规谱类似的缺陷,谱值因人为提高,普遍大于本标准谱,与天然地震动统计平均的本标准谱没有可对比性。

在应用过程中,应尽可能多地采用源于中国大陆的长周期地震动记录(特别是IV场地的记录)进行结构的地震反应计算,对本设计谱进行验证分析。期望在积累更多的数据和经验的基础上,对本设计谱做进一步的改进和完善。

相关参考文献:

[1] 方小丹、魏 珏、周 靖.长周期结构地震反应的特点与反应谱研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(3): 16-23

[2] 周 靖、方小丹、江 毅.远场长周期地震动反应谱拐点特征周期研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(6): 1-12

[3] 周 靖、方小丹、毛 威.长周期抗震设计反应谱衰减指数与阻尼修正系数研究[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(1): 62-75

[4] 周 靖、方小丹、梁志豪.基于振动台测试及数值模拟的长周期设计谱评估[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(1): 88-98

4.3.12 计算结构地震作用力的抗震设计谱在长周期段下降较快。反应谱法是中、美、欧、日等主流国家计算结构地震反应最主要的方法。长期以来,由于模拟式强震仪自身的缺点,也由于大震级地震发生的几率较小,记录到的长周期地震动时程不多,对反应谱长周期段的可靠性没有把握;此外,虽然数字式强震仪最近以来得到较广泛应用,但由于采用拟加速度谱标定抗震设计谱时,因拟加速度谱忽略了结构固有阻尼力增大滞回恢复力的影响,在长周期段较为明显,为安全起见,规定结构需承担必要的最小地震剪力。

4.3.13 当弹性计算的底部剪力不满足最小地震剪力要求时,则全部楼层的地震剪力均应放大,放大系数等于规定的最小地震剪力/弹性计算的基底剪力。放大后的底部总剪力宜取按底部剪力法算得的总剪力的85%和本标准第4.3.12条规定的最小地震剪力的较大值。结构地震作用效应均相应放大。

4.3.15 本条源自国标《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010第5.2.7条。常规的结构计算假定基底固定,与实际情况有差别,尤其是软土地基的III、IV类场地,偏大估计了结构刚度,使计算地震水平力偏大。III、IV类场地的结构一般情况下采用桩基或整体刚度较大的筏基,考虑软土地上结构与地基的相互作用,可以采用附加周期 ΔT 对楼层剪力进行折减。低烈度区地震力较小,不考虑此有利影响。

4.3.16 通常7度(0.15g)及8、9度设防区的大跨楼盖、连体($\geq 24\text{m}$)、大跨度转换结构($\geq 16\text{m}$)、长悬挑梁($\geq 6\text{m}$)结构需用振型分解反应谱法、动力时程分析方法或时域显式随机模拟法计算竖向地震作用。

4.3.20 考虑地基与基础共同作用,软土地上结构的实际基本周期比假定基础固定的计算结果长,所有建筑的周期折减系数可取1.0。设防烈度7度及以上的建筑在设防烈度地震作用下,结构刚度已有不同程度的退化,周期折减系数可取1.0。计算风荷载作用下的风振加速度时,可按第3款的规定对计算自振周期进行折减。

5 结构计算分析

5.1 一般规定

5.1.14 如结构弹性分析的结果差异较大，应分析原因，必要时用第三个计算软件进行校核。一般认为总质量、前三个自振周期相差8%以上，反应谱法计算的基底剪力、倾覆弯矩相差15%以上为差异较大。

5.1.15 环带桁架及伸臂桁架加强层楼盖、转换桁架上下弦楼盖、楼盖平面凹凸不规则的薄弱连接梁板等可能产生较明显的面内变形，计算时宜采用弹性楼板模型。采用振型分解法计算楼盖薄弱连接梁板时，可设定其为弹性板，其余为刚性板；可依截面振型组合的剪力验算受剪承载力，截面振型组合的正应力验算正截面的承载力：压力由混凝土承担，拉力由钢筋承担。

5.1.17 分塔楼计算主要考察结构的扭转位移比等控制指标，实际上意义不大，也不符合实际结构的受力情况。整体模型计算可考察多塔楼与裙房的相互影响。塔楼设计时应以多塔模型的计算结果为依据。

5.1.21 质量参与系数与地震作用方向有关。计算振型数一定时，每一地震作用方向都有一个质量参与系数。一般只要两个水平主轴的质量参与系数不小于给定值，就可保证任意水平地震作用方向的质量参与系数不小于给定值。

计算振型数是否足够，主要看结构整体质量的质量参与系数是否达到要求。高振型的影响是否考虑足够，特别是结构顶部的小塔楼、天线等相对于主体结构其质量较小结构的高振型的影响是否考虑足够，主要看顶部的部分质量的质量参与系数是否达到要求。结构的部分质量在两水平主轴方向的质量参与系数 $k_{x(l)[n]}$ 、 $k_{y(l)[n]}$ 可按式计算：

$$k_{x(l)[n]} = \frac{\sum_{j=1}^n \gamma_{x(l)j}^2 \tilde{m}_j}{M_{(l)}}$$

$$k_{y(l)[n]} = \frac{\sum_{j=1}^n \gamma_{y(l)j}^2 \tilde{m}_j}{M_{(l)}}$$

$$\text{上式中, } \tilde{m}_j = \sum_{i=1}^L M_i (X_{ij}^2 + Y_{ij}^2 + r_i^2 \Phi_{ij}^2) \text{ 为第 } j \text{ 振型的广义质量, } \gamma_{x(l)j} = \frac{\sum_i M_i X_{ij}}{\tilde{m}_j}, \gamma_{y(l)j} = \frac{\sum_i M_i Y_{ij}}{\tilde{m}_j}$$

分别为部分质量x、y方向的振型参与系数， $\sum_i^l [^*]$ 表示对l个[*]求和，l为全部L个质量中的部分质量个数， $M_{(l)} = \sum_i^l M_i$ 为l个部分质量的质量和，n为计算振型数。可以证明，当n等于全部振型数N时，

$\sum_{j=1}^N \gamma_{x(l)j}^2 \tilde{m}_j = M_{(l)}$ 及 $\sum_{j=1}^N \gamma_{y(l)j}^2 \tilde{m}_j = M_{(l)}$ 。因此，部分质量的质量参与系数 $k_{x(l)[n]}$ 、 $k_{y(l)[n]}$ 随着计算振型数的增加而单调增加，其最大值是1。

当部分质量个数 l 等于全部质量个数 L 时， $k_{x(L)[n]} = \frac{\sum_{j=1}^n \gamma_{x(L)j}^2 \tilde{m}_j}{M_{(L)}}$ 、 $k_{y(L)[n]} = \frac{\sum_{j=1}^n \gamma_{y(L)j}^2 \tilde{m}_j}{M_{(L)}}$ 为全部质量的

质量参与系数。 $M_{(L)}$ 为结构的全部质量， $\gamma_{x(L)j}$ 、 $\gamma_{y(L)j}$ 为式(4.3.11-2)、(4.3.11-3)的 γ_{ij} 。

5.2 计算参数

5.2.1 根据《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010中6.2.13条文说明，“计算地震内力时，抗震墙连梁刚度可折减；计算位移时，连梁刚度可不折减。”抗风设计时连梁刚度不应折减太多，折减系数0.7表明可考虑竖向荷载作用下梁端弯矩的调幅。美国Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings（2.03）规定抗震设计时连梁的弯曲刚度折减系数不大于0.3。

5.2.2 美国Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings（2.03）中，按设防目标地震设计时梁的弯曲刚度折减系数为0.5。

5.3 计算简图处理

5.3.4 节点刚域的取值对结构的刚度和内力分布有一定的影响，但对总体的影响不大，主要对构件杆端的内力有一定的影响。梁端截面的承载力计算时，最不利的截面应该是与柱或剪力墙交接处的截面。不论在竖向荷载作用下还是在水平荷载作用下，梁端的刚域越长，梁与柱或剪力墙交接处的弯矩就越大，所以将梁的刚域取至柱边是偏于安全的。工程中将节点的刚域取为零而用“削尖”的方法来验算梁端截面承载力偏于不安全。对于柱和剪力墙，采用构件在节点轴线处的内力、构件本身的截面尺寸及配筋来验算截面也是偏于安全的。这种做法实际上起到了强柱（剪力墙）弱梁的作用。

5.3.7 计算模型中嵌固端的物理意义是水平位移和转角均为零。基础底板面或地下室底板面的约束条件较为接近计算假定。计算时可用土弹簧模拟地室外侧土约束的影响，土弹簧刚度的选取宜与地室外侧岩土的工程性质匹配。当计算嵌固端设于地下室底板面时，基础底板以上各层地下室楼盖可不统计扭转比、受剪承载力比、刚度比等计算指标，是否属多塔结构由地面以上的结构构成判断。当地下室顶板作为上部结构的计算嵌固端时，如地下一层的侧向刚度不小于首层的2倍，可近似满足水平位移的约束条件，但转角不为零。当地下室顶板采用带托板的无梁楼盖，板厚取较小柱距的1/25和300mm的较大值，设置了宽度不小于柱宽的配筋加强带（暗梁）且满足地下一层的侧向刚度不小于首层的2倍时，可作为上部结构的计算嵌固端。计算结构的侧向刚度时，宜同时考虑结构的剪切和弯曲刚度。当地下室顶板整体刚度大、采用梁板结构且板厚不小于150mm或采用无梁楼盖且板厚不小于300mm时，可按整个地下室的实际结构计算侧向刚度。当地下室顶板以上有多栋塔楼时，地下一层的侧向刚度应不小于所有塔楼首层侧移刚度的两倍，方能以地下室顶板作为计算嵌固端。

5.4 重力二阶效应及结构稳定

5.4.3 原《规程》的近似计算公式由质量、刚度沿竖向均匀分布的等截面悬臂杆得出，仅适用于结构的弯曲刚度、质量沿竖向分布均匀，基底剪力、侧向变形由低阶平动振型决定的高层建筑。由于计算机分析技术的进步，利用结构分析软件计算结构的重力二阶效应已十分简单方便，不再保留近似计算方法。

5.4.4 参考欧洲规范考虑二阶效应引起的附加内力不应超过30%的规定，相对原规程适当放松二阶效应引起的附加内力限值，即考虑刚度折减50%，二阶效应引起的附加内力不超过30%。

5.5 结构弹塑性分析及薄弱层弹塑性变形验算

5.5.1 大震弹塑性分析时，热轧钢筋、钢材的极限拉应变可取0.06。抗震构造等级特一级、一级的钢筋混凝土柱宜采用约束混凝土本构进行弹塑性分析。

5.5.2 动力弹塑性分析的应用已比较广泛，不再保留简化计算方法。

6 框架结构设计

6.1 一般规定

6.1.2 单跨框架结构是指整栋建筑全部或绝大部分采用单跨框架的结构，不包括仅局部为单跨框架的框架结构。一般情况下，某个主轴方向均为单跨框架时定义为单跨框架结构；当框架结构多跨部分的侧向刚度不小于结构总侧向刚度的50%或多跨部分框架柱承担的水平地震基底剪力大于基底总剪力的50%时，不属单跨框架结构。

震害调查表明，单跨框架结构，尤其是层数较多的高层建筑，震害比较严重。因此，采用多、高层单跨框架时，应有适当措施保证结构的抗震安全性。

6.1.4 楼梯间为主要疏散通道，其结构应有足够的抗倒塌能力。框架结构中楼梯构件的组合内力设计值应包括与地震作用效应的组合，楼梯梁、柱的抗震构造等级可与所在的框架结构本身相同。框架结构中主体结构整浇的楼梯的相关构件，包括梯板、柱及楼梯板支承梁等，应进行必要的构造加强，不宜采用装配式楼梯。有条件时，高层建筑框架结构中的楼梯间墙布置为剪力墙，做成少墙框架结构，可避免产生短柱。楼梯间剪力墙受力不宜过于集中并宜适当提高剪力墙分布筋的配筋率。

6.1.7 斜柱轴力在楼盖的水平投影即为作用于柱端楼盖的水平拉、压力。水平拉、压力引起抗侧力结构构件的剪力和弯矩。与风、地震作用等水平力不同，竖向荷载引起的剪力、弯矩将长期存在，除应采用合适的模型进行计算分析外，在构造上应予适当加强，比如对轴压比小的大偏压柱，应严格控制截面拉区的钢筋应力，避免在竖向荷载作用下出现明显的裂缝。

6.2 截面设计

6.2.4 框架节点核心区受剪承载力验算方法参考框架节点专题研究组的研究报告《低周反复荷载作用下钢筋混凝土框架梁柱节点核心区抗剪强度的试验研究》。

6.2.5 式中系数1.15为考虑梁端受弯能力超强。

6.2.10 式6.2.10-2给出按材料强度标准值计算的抗力，效应的计算和承载力利用系数的取值见3.9.5条。

6.2.11 偏心受拉柱斜截面最小配箍率由 $0.36 \frac{f_t}{f_{yv}}$ 调整为 $0.5 \frac{f_t}{f_{yv}}$ 。式6.2.11-2给出按材料强度标准值计算的抗力，效应的计算和承载力利用系数的取值见3.9.5条。

6.2.12 宜仅考虑板面筋的作用。当需要考虑板底筋的作用时，应有相应的锚固构造措施。

6.3 框架梁构造要求

6.3.3 限制梁端纵向受拉钢筋的最大配筋率与限制梁端截面的受压区等价，其目的在于保证梁端截面有充分的塑性转动能力。当结构抗震性能目标达到A、B级时，最大配筋率的限制可适当放松。

6.3.5 为了避免或减小扭转的不利影响，宽扁梁框架的梁柱中线宜重合并应采用整体现浇楼盖。为了使宽扁梁端部在柱外的纵向钢筋有足够的锚固，应在两个主轴方向都设置宽扁梁。宽扁梁梁高较小

时，受力钢筋宜单排布置。

6.3.8 地震作用时，支承于框架柱上的悬臂梁受力特点不同于框架梁，不需强调悬臂梁梁端的塑性变形能力，在满足承载力及正常使用状态的情况下，可不按框架梁的配筋构造，支座底、面筋比可不执行6.3.2条的第3款规定。

6.4 框架柱构造要求

6.4.1 框架柱的截面尺寸太小不易保证强柱弱梁的实现。在一些柱承担的竖向荷载较小的场合，如小跨度密排柱、受力较小的连廊柱、构架柱、支承楼梯平台的小柱等，在满足刚度、承载力、抗震构造要求的情况下，柱截面尺寸可适当减小。

6.4.2 轴压比不是构件安全度的表达。相同的轴压比，细长柱的安全度可能要低很多；而对于大偏压柱，轴力大，即轴压比大的，安全度反而大。可通过构件承载力设计保证构件的安全度。美国规范就没有轴压比的限制。一般而言，结构布置确定，层高确定，柱轴力确定，则轴压比越严格，柱截面越大，如果成为短柱，延性反而不好。要使柱破坏时有一定的延性，可设法提高混凝土的极限压应变，采用密距螺旋箍、复合箍、提高柱的体积配箍率等等都是有效的途径，而不是轴压比越严越好。限制柱轴压比的初衷是为了使柱发生大偏压破坏，其实并不切合实际。首先，轴压比再小，也不能保证混凝土柱发生大偏压破坏，因为是否发生大偏压破坏与柱的实际受力相关，也和柱的截面形式、配筋等因素相关。比如结构中的重力柱，弯矩很小，轴力很大，偏心距很小，即使满足轴压比要求，也不可能发生延性较好的大偏心受压破坏，破坏应始于混凝土的压溃。其次，矩形截面混凝土柱大小偏压的界限轴压比是0.5左右，远小于允许的轴压比。轴压比可作为竖向荷载作用下的混凝土允许压应力的表达。日本的做法是：长期荷载作用下（也即重力荷载作用下）混凝土的允许压应力是其抗压强度标准值的1/3，大致相当于本标准定义的轴压比 $0.33 \times 1.3 \times 1.4 = 0.6$ ；短期荷载作用下（重力荷载和地震作用组合）混凝土的允许压应力是其抗压强度标准值的2/3，大致相当于《抗规》或《高规》定义的轴压比 $0.67 \times 1.3 \times 1.4 = 1.22$ 。参考日本的做法，将轴压比视为重力荷载作用下混凝土的允许压应力比更合适。这也和剪力墙轴压比的定义一致。仅考虑竖向荷载作用下的轴力还可避免长期荷载作用下框架边柱的压应力小、中柱压应力大而引起的变形差。高烈度区柱的轴压比限值严格一些，使其塑性内力重分布的能力更强一些。混凝土强度等级大于C60时，提高其体积配箍率及纵筋配筋率来改善其延性。小剪跨比的柱如轴压比再降低，则剪跨比更小，对增加延性不利。可采用提高柱配箍率、增设芯柱等方法改善其延性。

根据《高层建筑钢-混凝土混合结构技术规程》DBJ/T15-128的相关条文解释及实际工程应用，提高型钢混凝土柱的轴压比限值并明确仅考虑型钢的承压作用时的含钢率可以降低。

6.4.4 剪力墙端柱是剪力墙的一部分，构件截面受力状态对整个截面定义。

6.4.9、6.4.10 为使梁纵向钢筋有可靠的锚固条件，框架梁柱节点核心区的混凝土应具有良好的约束。考虑到节点核心区内箍筋的作用与柱端有所不同，其构造要求与柱端有所区别。

宽扁梁节点外核心区指两向宽扁梁相交面积扣除柱截面面积部分，该区域两向梁箍筋相交，钢筋施工较为困难且影响节点混凝土浇筑质量，故允许以附加水平箍筋和竖向拉筋代替箍筋，加强宽扁梁节点外核心区的约束作用。

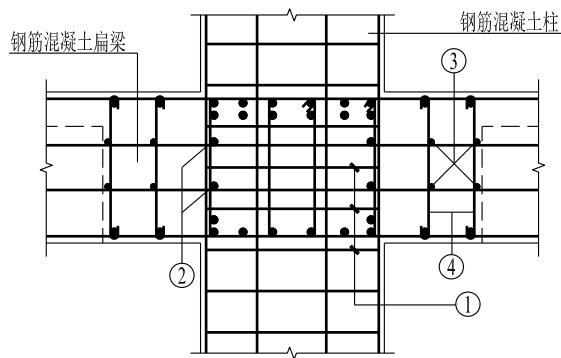


图 6-1 柱截面外的节点外核心区配筋示意

①柱内核心区箍筋；②核心区附加腰筋；③节点外核心区附加水平箍筋或拉筋；④节点外核心区拉筋

6.5 钢筋的连接和锚固

6.5.4 条文说明如下：

1 实际工程中，部分框架梁跨度较大时下部纵筋较多，如全部伸入支座，施工难度较大且会影响柱节点施工质量，对于梁端受力计算并不需要全部下部纵筋锚入支座时，允许部分纵筋在支座外截断，伸入支座纵筋的面积及构造要求应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的规定；

2 要求梁上部纵向钢筋伸过柱中心线是因为梁柱节点区受力较复杂，为增加梁纵筋在柱中锚固的可靠性的措施。当采用钢管混凝土柱、钢管混凝土叠合柱时，由于钢管混凝土的存在，改善了节点区的受力，梁纵筋锚固传力可靠，可不作要求；

3 对型钢混凝土柱，要求梁上部纵向钢筋伸过柱中心线常导致施工的困难。如果柱边至钢骨的净距满足梁上部钢筋水平锚固段 $0.4l_{abE}$ 要求，则允许钢筋弯锚，相应的柱节点箍筋应适当加密。

7 剪力墙结构设计

7.1 一般规定

7.1.2 采用剪力墙结构的建筑通常高度较高，一般不出现受剪承载力控制的矮墙，取消墙长不宜大于8米的限制。

7.1.5 楼面梁支承在连梁上时，对连梁受力不利，应尽量避免。不能避免时，楼面梁端按铰接处理可减少连梁承受的扭矩，以简支梁验算连梁的承载力可保证连梁梁端屈服后跨中截面的承载力。

7.1.6 暗柱经计算为构造配筋时，暗柱截面宽度可减小，但不应小于梁宽加200mm。

7.1.8 改进短肢剪力墙的定义使之更合理。将截面长厚比不大于8作为短肢剪力墙与一般剪力墙分界点时有矛盾发生，例如，有一截面厚度为200mm、截面长度为1650mm的剪力墙，按截面长厚比不大于8来判断，它是一般剪力墙；当墙厚加厚至250时，却算作短肢剪力墙，设计反而要加强，明显不合理。

7.2 截面设计及构造

7.2.2 一字形短肢剪力墙抗震性能较差，其平面外刚度较差且厚度较小时与其连接的梁钢筋与墙钢筋难以布置，故规定其最小厚度不小于200mm；在底部加强部位，轴压比限值比一般剪力墙墙肢减小0.05，以提高其延性。当剪力墙较长时，配筋集中在墙端部更有效。

7.2.3 当剪力墙钢筋多于两排时，应将较多的钢筋置于外排，外排钢筋直径宜比内排钢筋直径大，内排钢筋直径不宜大于16mm。当剪力墙截面厚度更大时，各排纵向钢筋的间距不宜大于300mm。（美国混凝土结构设计规范ACI 318规定：墙竖向和水平钢筋之间的间距不大于3倍墙厚，也不大于450mm。）

7.2.7 条文说明如下：

1 小偏心受拉剪力墙指剪力墙肢（包括一字形、L形、Z形、T形、〔形等）全截面受拉的剪力墙，大偏心受拉剪力墙指截面部分受拉、存在压区的剪力墙。计算时，翼缘宽可按实际取值；

2 考虑到地震往复作用，大偏心受拉剪力墙的截面最小配筋率偏安全按式（7.2.7）确定；

3 小偏拉剪力墙的竖向钢筋均为受力钢筋。规定竖向钢筋直径不应过小，利于发挥钢筋的销栓作用；

4 剪力墙的水平向钢筋主要用于提供剪力墙的斜截面受剪承载力。令水平钢筋沿斜截面的受拉承载力不小于斜截面混凝土的受拉承载力，可得剪力墙水平向钢筋的最小配筋率。《混凝土结构设计规范》GB 50010规定了偏拉构件水平钢筋的最小配筋率：

$$\rho_{\min} \geq 0.36 \frac{f_t}{f_{yv}}$$

考虑到剪力墙轴向拉力的存在会降低受剪承载力，此值似偏小，宜适当加大。在钢筋混凝土剪力墙偏心受拉斜截面受剪承载力计算公式 $V = \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.5 f_t b h_0 - 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0$ 中，取 $\lambda = 1.5$ ，令水平钢

筋受拉承载力的贡献不小于混凝土受拉承载力的贡献，可得偏拉剪力墙水平向钢筋的最小配筋率：

$$f_{yv}A_s \geq 0.5f_t b h_0, \text{ 也即 } \rho_{\min} = \frac{A_s}{bh_0} \geq 0.5 \frac{f_t}{f_y}, \text{ 式中 } A_s = \frac{A_{sh}}{S_v} h_0, h_0 \text{ 为剪力墙净高;}$$

5 试验表明，《混凝土结构设计规范》GB 50010中对于偏心受拉剪力墙的斜截面受剪承载力计算公式可以满足工程结构设计安全性要求，但该计算公式未考虑剪力墙竖向分布钢筋对于斜截面受剪承载力的贡献，在剪力墙配置较高配筋率的竖向筋时计算结果偏保守；

6 混凝土受拉构件的破坏始于钢筋的屈服，破坏形态是典型的延性破坏，可按其性能水准采用相应的抗震构造。轴拉力的存在避免了试件承受剪力时发生脆性的斜压和剪压破坏，改善了剪力墙的延性；

7 小偏拉钢筋混凝土构件混凝土开裂、钢筋屈服后，其侧向刚度、轴向受拉刚度明显下降，所分配的拉力、水平剪力明显减少。为简化设计，可偏安全按弹性计算分配的拉力、剪力进行构件截面承载力计算，必要时采用弹塑性方法进行内力分析，此时可考虑小偏拉剪力墙刚度退化对其他结构的影响。考虑到弹塑性方法分析时地震动输入的不确定性，也可视具体情况对其他剪力墙做适当的加强；

8 中震作用下小偏心受拉构件是否需要配置型钢可根据其具体受力情况由设计人确定，配置普通钢筋可满足要求时可配普通钢筋，需要配置型钢则配置型钢。不控制混凝土的名义拉应力；

9 在往复荷载作用下构件承受较大压力（压应变大于0.003）时，应扣除保护层厚度校核其平面外稳定承载力；

10 轴拉力的存在会显著降低墙体的受剪承载力和侧向刚度，轴拉力越大其受剪承载力下降越多，侧向刚度退化也越明显；

11 提高剪力墙中的竖向钢筋配筋率可以提高偏心受拉剪力墙的斜截面受剪承载力，延缓剪力墙在受到水平荷载作用时的侧向刚度退化。

7.2.8 摩擦剪的设计计算公式仅适用于截面混凝土受压而不受拉的情况。对偏拉剪力墙，按偏拉构件设计已可保证施工缝的安全。需进一步加强的措施，除设直径较大的附加竖向插筋外，也可留设凹凸齿状施工缝，齿宽等于墙宽，长不大于300mm，高不小于150mm。

7.2.9 约束边缘构件的构造与柱类似。当按柱构造的要求采用加密箍、加芯柱等加强措施时，可相应提高约束边缘构件的轴压比限值并与剪力墙墙身面积加权计算整片墙肢的轴压比限值。

7.2.10 约束边缘构件可提高剪力墙的延性。本标准规定底部加强部位墙肢轴压比大于表7.2.10的数值时，均应设置约束边缘构件。底层墙与上一层墙厚变化较大时，即使底层轴压比满足表7.2.10规定，上一层不满足表7.2.10规定，也应设置约束边缘构件。

7.2.11 试验研究表明：适当提高约束边缘构件的配筋率和配箍率可提高剪力墙的延性。

对有翼墙或转角墙[图7.2.11 (b)、图7.2.11 (d)]，当翼墙厚度 b_f 比腹板墙厚度 b_w 大很多时，约束边缘构件取 b_w 加两倍 b_f 导致截面过大，本标准作适当调整。

7.2.13 本条关于剪力墙竖向和水平分布钢筋的配筋率的规定仅适用于剪力墙受压弯作用的情况。近年来，我省出现了很多高层剪力墙住宅建筑，电梯、楼梯位于建筑物侧边，其周边剪力墙形成筒体。在地震作用下，筒体翼缘的剪力墙可能出现整片墙受压或受拉，这些剪力墙的分布钢筋已不是构造钢筋，而是受力钢筋，最小配筋率宜适当提高，一、二、三级时受压时均不宜小于0.35%，四级不宜小于0.3%；当截面受拉时应满足7.2.7条要求。

7.2.14 剪力墙竖向分布筋直径太小时，施工过程中钢筋网易产生变形，故适当加大了竖向分布钢筋的最小直径。当住宅建筑的层高不大于3.2米且施工质量可控时，竖向分布筋最小直径可为8mm。

7.2.21 假定连梁在设防烈度地震作用下破坏，必须保证墙肢不破坏。此时，结构刚度会减小，地震力会减少，第二次计算时不考虑其对位移的影响。

8 框架-剪力墙结构设计

8.1 一般规定

8.1.7 无梁楼板中的“暗梁”不是梁，仅为按梁构造设置的配筋加强带，不必进行挠度、裂缝宽度等验算。

8.1.8 规定板-柱-剪力墙结构中筒体或剪力墙需承担大部分风荷载作用和全部地震作用的目的在于保证筒体、剪力墙有充分的安全储备，板-柱主要承担竖向荷载。

8.2 截面设计及构造

8.2.1 本条关于剪力墙竖向和水平分布钢筋的配筋率的规定仅适用于剪力墙平面内受压弯作用的情况。当框架梁支承于剪力墙平面外并与剪力墙刚接时，墙内应设置暗柱并按暗柱截面复核墙平面外受弯承载力。当剪力墙较薄、无法满足框架梁钢筋锚固长度时，梁与剪力墙可采用铰接。

9 筒体结构设计

9.1 一般规定

9.1.6 地震作用下核心筒或内筒可近似视为箱形截面的压弯构件，其工作特性不同于矩形截面的单片剪力墙。在相同轴压力和弯矩作用下，其延性优于矩形截面的单片剪力墙；轴压力一定，其承载力和延性又与所承担的倾覆力矩有关。根据工程经验，有条件地适当放松其轴压比限值。核心筒承担倾覆力矩的比例按力学方法计算。相应地宜适当提高剪力墙的体积配箍率，约束边缘构件的配箍特征值 λ_v 不宜小于0.20。计算体积配箍率时可计入箍筋、拉筋、墙水平分布筋，不扣除重叠部分。计入体积配箍率的墙水平分布筋应有拉筋拉结，拉筋间距不大于2倍竖向钢筋的间距。

9.1.10 沿核心筒外周密集布置设备管井，将大幅削弱楼板的完整性，影响核心筒与外框或外筒的协同工作。

9.2 框架-核心筒结构

9.2.2 在竖向荷载和水平荷载作用下，核心筒的工作特性接近于箱型截面的压弯构件，筒体周边墙体的竖向分布筋实际上是纵向受力钢筋。当墙体抗震构造等级较高时，适当提高其底部加强部位的竖向分布筋配筋率及体积配箍率，有利于提高核心筒的承载力和延性。核心筒的外墙在地震作用下起到箱型截面压弯构件受压翼缘的作用，采用箍筋-拉筋相间的拉结筋形式，有助于提高对混凝土的横向约束作用，改善混凝土的受压性能，提高其延性。剪力墙墙中宽度不大于800mm的小洞口两侧可不设置边缘构件，按本标准第7.2.23条配置补强钢筋。墙体竖向分布筋配筋率的规定适用于压弯受力状态。

9.2.3 受制于建筑外立面及使用功能，时有少数外框架柱间不能设置框架梁的情况。在保证结构承载力和刚度的前提下，允许采用沿周边柱间非闭合的框架梁。

9.2.5 对核心筒偏置的筒体结构，可能造成筒体外墙承受的重力荷载较小，中、大震作用下容易出现小偏心受拉而刚度退化，有必要考虑其影响，必要时提高其他剪力墙的承载力。

9.4 钢管混凝土斜交网格筒结构

9.4.1 该体系具有抗侧刚度和抗扭刚度大、承载力高和延性好的优点，适合用于高度较大的超高层建筑。斜交网格筒主要以构件的轴力抵抗水平荷载引起的剪力和倾覆弯矩，能充分发挥钢管混凝土构件轴向刚度大、承载力高和延性好的特点，从而大幅度地提高结构的刚度、承载力和延性。

9.4.3 节点层楼板的受力较复杂，需满足最低的构造要求。当楼板有拉力作用、最大拉应力不超过混凝土的抗拉强度时，可采用弹性楼板假定，否则应考虑混凝土开裂对楼板刚度的影响。

9.4.4 斜交节点应设置闭合环梁，加强对节点管内混凝土的约束。内外筒间的楼面梁主要承担重力荷载，梁端可采用铰接以简化节点构造并方便施工。节点构造应保证其传递水平力的能力，以加强对外筒水平变形的约束。

9.4.5 钢管混凝土斜交网格外筒-混凝土内筒筒中筒结构中内筒的倾覆弯矩占比一般远小于于常规的

框架-核心筒结构且外筒具有较高的承载力储备，可有条件地放松核心筒剪力墙的轴压比限值。为确保安全，可采用等效弹性法或弹塑性法验算大震作用下内筒的压弯承载力。采用等效弹性法时，结构的阻尼比可取0.06~0.08，连梁刚度折减系数可取0.1~0.2；钢筋的强度可取实际屈服强度平均值的1.25倍，型钢的强度可取极限强度的较小值，混凝土的抗压强度可取极限抗压强度的平均值。

9.4.7 外筒斜柱相贯节点的截面面积通常小于交汇杆件截面面积之和，通过合理的节点设计，保证实现“强节点、弱构件”的抗震设计原则，是结构设计重点，宜通过有限元分析和节点试验进行相互验证。

9.4.8 柱脚铰接或刚接，对钢管混凝土斜交网格筒结构的侧向刚度和构件内力影响很小，采用铰接可简化柱脚的设计和构造。

9.5 重力柱-核心筒结构

9.5.1 该体系的结构受力明确，重力柱主要承受竖向荷载，材料强度得到充分的利用，可显著减小柱截面；楼盖钢梁按简支组合梁计算，梁端铰接，无需为满足延性要求而加大钢板厚度，同时，节点构造简单明确，可减少大量的现场焊接工作和焊缝检测工作，施工相对简单、快速，可大幅提升建筑工业化施工水平。

重力柱-核心筒结构的模拟地震振动台试验以及进一步的研究表明，只要核心筒有能力承担全部的地震效应，有必要的延性；保证楼盖的面内刚度和受弯、受剪承载力，使核心筒可以通过楼盖系统维持外围重力柱的稳定，即可保证结构的抗震安全性。即便核心筒翼缘剪力墙受拉，类似于大偏压柱，只要配足钢筋，满足承载力要求，也可确保结构安全。

9.5.2 重力柱宜采用钢管混凝土柱或钢管混凝土叠合柱，楼面梁宜采用钢梁，便于实现梁-柱节点的铰接构造。核心筒需要较高的承载力和延性，宜采用钢管混凝土剪力墙。

9.5.3 结构抗风、抗震所需的侧向刚度由核心筒提供，应保证核心筒有合适的刚度。

9.5.4 楼盖传递水平力，和核心筒协同工作，约束外围重力柱的侧向变形，需保证楼盖有必要的刚度和承载力。楼层板宜现浇，宜采用压型钢板或钢筋桁架楼承板。经确认楼层板面内承载力满足要求时，楼板面筋可仅一半拉通以方便施工。

9.5.5 重力柱-核心筒结构的核心筒承担全部的水平荷载，因此必须具备充分的抗侧刚度、承载力、变形能力和延性。振动台试验表明，大震下结构的主要损伤为核心筒角部混凝土的开裂和压溃，核心筒的压弯承载力是结构震损的决定性因素。为此，适当提高墙体的分布筋配筋率和拉筋的配置要求，提高核心筒的压弯承载力和延性并对核心筒角部提出了针对性的抗震加强措施。

9.5.6 由于核心筒和现浇混凝土楼盖对重力柱提供了有效的侧向约束，重力柱可视为无侧移柱，偏安全考虑柱的计算长度。侧向约束条件有较大削弱时，可用特征值法等确定重力柱的计算长度。结构分析时如考虑了二阶效应，则可以直接确定重力柱的稳定承载力。

9.5.7 理论上梁与柱铰接，不传递弯矩。但由于梁端竖向剪力对柱中的偏心，柱截面存在弯矩；此外，由于梁柱的实际连接构造，难以实现理想的铰接，考虑其影响是必需的。在结构计算分析中，如按实际构造情况赋予梁合理的转动刚度，则附加偏心距可按现行《混凝土结构设计规范》GB 50010的规定取值。

9.5.8 按完全抗剪连接组合梁进行设计，有利于加强楼板与钢梁的连接，也有利于减少用钢量。

9.5.9 振动台试验结果表明，楼板与钢柱的连接处出现较明显的震损。设置钢牛腿可改善楼板的支承

条件。

9.5.10 对于8度及以上高烈度区可进一步加强核心筒底部加强区的抗震构造措施，如提高水平及竖向分布筋配筋率等，必要时采用钢管混凝土剪力墙。

10 巨型框架-核心筒结构设计

10.1 一般规定

10.1.1 条件许可且有需要时，可于外部巨型框架柱间设置支撑，形成巨型支撑框架-核心筒结构。巨型支撑框架-核心筒结构除由巨柱提供抗倾覆弯矩外，还可以提供抗侧刚度，与核心筒共同承担水平剪力。

10.1.2 巨型框架-核心筒结构适用于超高层建筑。其受力特点为：加强层伸臂桁架及其连结的巨柱、核心筒弯曲刚度很大，基本满足平截面假定，侧向荷载产生的转角引起巨柱的拉伸和压缩，由于巨柱间力臂较大，从而提供了巨大的抗倾覆弯矩，大大减小核心筒承担的倾覆弯矩。与此同时，由于巨型框架的侧向刚度大致与伸臂加强层间的间距的三次方成反比例关系，故其侧向刚度很小，核心筒几乎承担全部的水平剪力。此外，建筑物的全部重量集中于核心筒及少数几根巨柱，巨柱的竖向荷载较大，在大风及强震作用下一般不出现拉力，从而提高了结构的整体刚度和抗倾覆稳定性。

10.1.5 当圆钢管混凝土柱的截面尺寸大于2米，可采用圆形复式钢管混凝土柱，即采用2个同心圆钢管混凝土柱，除减少管内混凝土的径向收缩外，也方便与伸臂桁架、环桁架的连接。

10.2 截面设计与构造

10.2.1 巨型框架-核心筒结构的核心筒承担地震剪力往往在占地震总剪力的95%以上。计算时可采用放大核心筒地震作用效应的方法令其承担全部的地震剪力。带斜撑或斜柱的巨型框架具备一定的侧向刚度，可分担部分地震剪力，此时核心筒可按其实际承担的地震剪力进行设计。加强层带状桁架上下弦所在楼层楼盖承担较大的剪力，构造上予以加强。

10.2.2 在水平荷载作用下，核心筒剪力墙承担两侧伸臂桁架上弦拉、压力引起的较大剪力，常规设计往往不能满足剪力墙的受剪承载力要求，需采取加强措施。

10.2.7 可采用等效弹性法或弹塑性法验算大震作用下核心筒的压弯承载力。采用等效弹性法时，结构的阻尼比可取0.06~0.08，特征周期增加0.05s；钢材的强度可取最小极限强度，钢筋的强度可取实际屈服强度平均值的1.25倍，混凝土的抗压强度可取其强度等级的0.88倍。

11 复杂高层建筑设计

11.2 部分框支剪力墙结构

11.2.1 对整体结构中仅有个别结构构件进行转换的结构，比如框支剪力墙的面积不大于剪力墙总面积的10%或托换柱的数量不多于总柱数的20%时，可不划归带转换层结构，相关转换构件和转换柱可参照本节有关条文的要求进行构件设计。

11.2.3 当转换层的位置较高，位于建筑物的1/4高度及以上时，底部加强区可取不小于底部两层和房屋高度1/10二者的较大值；转换层及其上、下各两层应予适当加强；转换层以上两层剪力墙应满足底部加强区剪力墙的构造要求，转换层转换柱的构造加强措施应向下延伸不少于两层。

11.2.4 一般情况下，7度（0.1g）及以下低烈度区可不考虑竖向地震作用。

11.2.5 对部分框支剪力墙结构在地面以上设置转换层的位置，依据设防烈度的不同给予限制。托柱转换层结构主要承受竖向荷载，故其转换位置可不受限制。

11.2.6 转换层设于地下室时，大部分地震剪力由地下室楼盖传至地下室外墙，对其要求适当放松。

11.2.8 框支梁荷载大，受力因剪力墙位置的不同而变化较大，可能是弯、剪、扭，压，也可能是弯、剪、扭、拉。框支柱受力有可能小偏压，也有可能大偏压。当任何工况下框支柱上端截面为小偏压受力时，框支梁上部第一排钢筋的锚固可不过梁底。

11.2.12 条文说明如下：

- 1 叠合柱与转换梁的连接应满足承载力要求且便于施工，保证混凝土的浇筑质量；
- 2 转换梁-叠合柱连接节点的混凝土是指叠合柱范围内转换梁的混凝土。验算钢管混凝土柱顶面转换梁混凝土的局部受压承载力时，取钢管内混凝土截面面积为局部受压面积，钢管混凝土柱顶面承担的轴力设计值为局部压力。可采取加大钢筋笼焊接环形箍的截面积、减小环形箍的间距、提高钢筋笼竖向钢筋的截面积、增设焊接密环箍芯柱、设置方格网式间接钢筋等措施提高钢管混凝土柱上方转换梁混凝土局部受压承载力。当钢管顶面处转换梁混凝土局部受压承载力不满足要求时，可采用加设钢内衬管、钢牛腿等方法增加接触面钢的受压面积。转换梁的底排钢筋应置于钢管的顶面；
- 3 叠合柱的抗震性能优于钢筋混凝土柱，因此，框支柱为叠合柱时，框支层的层数可适当增加；
- 4 无需强调整节点刚性连接。如有混凝土核心筒、剪力墙等抗侧力结构，中、大震作用下，柱顶允许出现塑性铰。有的层间隔震结构，隔震支座就置于柱顶；
- 5 转换柱为钢管混凝土柱时的构造可参照叠合柱的做法，钢管混凝土柱柱顶伸进转换梁的钢筋笼纵筋可焊于钢管外侧，转换梁的宽度不宜小于钢管混凝土直径+400mm；
- 6 当叠合柱或钢管混凝土柱的柱顶设置承台时，转换梁的截面尺寸由其受力和构造确定，梁宽度可小于叠合柱的截面高度。

11.3 全框支剪力墙结构

11.3.1 与部分框支剪力墙结构对应，此类结构可定义为全框支剪力墙结构。与在地震中破坏严重的鸡腿建筑不同，全框支剪力墙结构的框支柱的截面大，有较高的受剪承载力和压弯承载力，可以承担

全部的地震剪力和弯矩。结构底部的刚度小一些，只要承载力满足要求，对结构抗震可能更好。比如隔震，就是人为设置一个刚度很小的软层，把结构的整体侧向刚度变得很小，基本周期加长，从而减小地震作用力。框支框架只要受剪承载力、考虑重力二阶效应的压弯承载力等足够，满足合理的屈服机制，即上部剪力墙先于下部框支框架屈服，结构即可行。规定框支框架的抗震性能目标比上部剪力墙提高一个等级，框支柱截面尺寸不应太小并采取更严格的抗震构造要求，可保证实现预想的屈服机制。本节的规定也适用转换层以上为框架-剪力墙或框架-筒体结构。当盖下少量剪力墙承担的水平地震基底剪力不大于总剪力的10%时，可按全框支剪力墙设计。

11.3.6 全框支剪力墙结构如转换层以上结构的抗震性能目标为C（D）级，则转换层及以下框架、框支框架为B（C）级；此规定是保证预先设定的结构屈服机制实现的条件之一。按设防烈度地震做承载力计算，按大震做抗倒塌验算，可去除小震设计由于计算地震作用太小而设定的各种限制，如受剪承载力比、上下层刚度比等。对底部框架和框支框架应设置更高的安全度（提高抗震设防目标，降低承载力利用系数）以及采取更严格的构造措施，来控制、实现预想的屈服机制。当转换层以上结构的抗震性能目标为B级时，转换层及以下框架、框支框架可为A级或B级，采用B级时应比转换层以上结构留有更高的安全度储备。当结构构件承载力为风控时，转换层及以下结构构件承载力计算时应乘以附加承载力增大系数1.15。

11.3.9 框支框架除竖向荷载外，还承担大部分风荷载、地震作用引起的轴力、剪力和弯矩，故截面尺寸不宜太小。当框支层以上建筑物层数不多，框支梁跨度不大时，框支柱截面尺寸可适当减小，但不宜小于1000mm×1000mm。非框支柱的轴力较小，截面尺寸可适当减小，但不宜小于800mm×800mm。

由于转换层有刚性楼板，框架和框支框架按其侧向刚度分配地震剪力，框架也需有必要的承载力和延性。

柱轴压比的其他规定见表6.4.2的注。框架柱不承担上部剪力墙结构倾覆弯矩引起的轴力，其轴压比限值适当放松。

11.4 带加强层高层建筑结构

11.4.2 伸臂桁架上下弦杆的需可靠地传递到核心筒上，所以要求伸臂桁架上下弦杆贯通核心筒。高层建筑由于设置了加强层，核心筒墙体承受较大的剪力，要求加强层及相邻层的竖向构件需要加强。

加强层的楼面结构存在较大的面内应力，对设置水平伸臂构件的楼层在计算时宜考虑楼板平面内的变形，对加强层及相邻层的结构构件的配筋给予加强并注意加强层各构件的连接锚固。

加强层的伸臂构件强化了内筒与周边框架的连系，内筒与周边框架的竖向变形差将产生较大的次应力，需采取有效措施减小其影响（如伸臂桁架斜腹杆的滞后连接等），在结构分析时宜将这些措施的影响反映在合理的模拟中。

11.5 错层结构

11.5.1 楼层板面高差大于相连处楼面梁高，板面高差小于相连处楼面梁高但板间垂直净距大于支承梁梁宽时称为错层。结构中错层楼层数少于总楼层数的10%且连续错层数不超过2层时可不划归错层结构，但这些错层构件宜按本节的规定进行设计。

11.5.2 计算分析表明，错层框架结构的抗震性能要比错层剪力墙结构或框架-剪力墙结构更差，因此错层结构宜优先选用剪力墙或框架-剪力墙结构体系；错层两侧采用侧向刚度和变形性能相近的结构方案能减少扭转效应，减小错层处墙、柱内力，避免错层处形成结构薄弱部位。

11.5.3 当采用错层结构时，为了保证结构分析的可靠性，相邻错开的楼层不应归并为一个刚性楼层计算。

11.6 连体结构

11.6.2 位于结构总高度3/4及以上的连体结构称为高位连体结构。

11.6.3 根据具体工程的特点而需采用滑动连接方式时，连接体往往由于滑动量较大致使支座发生破坏，因此对其位移的计算提出应采用弹塑性时程分析方法进行复核。滑动连接根据工程的实际情况优先采用一端刚接，另一端滑动的方式。支座滑动变形量需求可根据罕遇地震作用下结构动力弹塑性分析结果，得到连体结构滑动支座处的相对水平位移时程最大值，作为罕遇地震作用下支座滑动变形量需求，计算结果可取多组时程曲线计算结果的平均值（七组及以上）或包络值（少于七组）。

11.6.4 跨度不大、且支模没有特别困难时，连体也可采用混凝土结构。刚性连接的连体部分结构在地震作用下需要协调两侧塔楼的变形，连接体部分的边梁、楼板，尤其最下面一个楼板及顶层在协调两侧塔楼的变形中所起的作用最大，对其截面、配筋提出了加强要求。

11.6.5 当采用滑动连接时，连接体结构构件的构造可不必做更严格的加强。

11.7 竖向体型收进、悬挑结构

11.7.3 试验研究和计算分析表明，当各塔楼的质量和刚度存在较大差别时，塔楼的不同步振动对大底盘的影响较大。因此，对多塔楼结构各塔楼的体量以及塔楼相对于底盘位置作了规定并提供增强大底盘抗扭转刚度的可行且有效做法。设计时可以多塔模型的计算结果为依据。

12 混合结构设计

12.1 一般规定

12.2.1 部分或局部楼层采用型钢混凝土梁时仍属混合结构。

12.2 结构布置

12.2.2 混合结构中，楼面梁承担的竖向荷载通常较大，若支承在连梁上对连梁受力不利，宜避免。必须设置时，应有必要的加强措施，如提高连梁的截面受剪承载力，以简支梁校核连梁的受弯承载力，连梁可采用型钢混凝土梁等。楼面梁在连梁一端的支座宜按铰支考虑。

12.2.3 低烈度区、承载力由风荷载控制时，可采用中心支撑。

12.2.4 楼面钢梁（型钢混凝土梁）与筒体铰接时可不设。

12.4 构件设计

12.4.5 型钢混凝土柱的含钢率越高承载力越高、延性越好。但从经济性出发，一般型钢混凝土柱的含钢率不宜大于15%，比较常用的含钢率为3%~8%。型钢柱与混凝土柱之间可设（1~2）层带芯柱的混凝土柱过渡。

型钢混凝土柱设置栓钉的主要目的是使钢和混凝土更好地协同工作。也可采取利用加厚的内衬板作为抗剪连接件、在型钢腹板焊水平钢筋承受界面剪力等其他有效措施。

为便于梁内型钢施工固定或仅考虑型钢对轴压比的贡献而在柱内设构造型钢时，型钢含钢率可适当降低，但不应低于1%，此时柱构造要求按一般钢筋混凝土柱执行。

12.4.6 当型钢混凝土柱内部型钢为封闭式钢骨（例如钢管），计算箍筋体积配箍率时的混凝土截面面积可扣除封闭钢骨内的面积；对于钢骨为十字型的型钢混凝土柱，当有可靠依据时，计算箍筋体积配箍率时的混凝土截面面积可扣除全部或部分钢骨截面范围内的面积。

12.4.7 钢板箍钢板厚宜不小于8mm，并应验算混凝土的局部承压承载力。钢板箍承担的轴力按截面钢、混凝土的轴向刚度分配。

12.4.15 仅给出钢管混凝土剪力墙的轴压比限值，其设计方法和构造可参见现行《钢管混凝土叠合柱设计规程》CECS188。当槽形、工字形剪力墙的翼缘墙长、厚不小于腹板墙厚且翼缘墙设置钢管混凝土约束边缘构件时，可视同带端柱的钢管混凝土剪力墙。

12.4.17 当6、7度区地下室不少于一层、8度区地下室不少于两层时可采用端承式柱脚，柱中型钢（钢管）宜延伸至基础顶面。低烈度区（7度0.1g及以下）无地下室建筑或单层建筑等可采用端承式柱脚。柱脚锚固构造由受力情况及计算确定。

12.4.19、12.4.20 本标准混合结构以混凝土筒体为主要的抗侧力结构，性能目标C、D级的地震力折减系数实际上反映了设防烈度地震作用下结构进入弹塑性的刚度退化。钢结构构件无论受拉、受弯、受剪还是受压，延性都很好，防止结构发生失稳及焊缝破坏就可以避免结构发生脆性破坏。与混凝土结构不同，钢结构无要求强剪弱弯，除应力水平较低、可满足设防烈度地震作用下承载力要求的柱

外，一般要求强柱弱梁。以构件重要性系数考虑钢梁端截面的超强，降低其受弯承载力。不同的承载力利用系数（应力比）结合构件重要性系数，可实现强柱弱梁。对于特别重要的竖向构件，可以提高其性能水准来保证安全度储备。当满足性能目标B、水准2时，抗震构造措施可降低一级采用。当满足抗震构造等级一、二级的要求时，钢材屈服强度可采用其实际屈服强度的平均值。当地震作用由竖向地震控制时，地震作用效应组合应为 $(S_{Evk}^* + 0.4S_{Ehk}^*)$ 。

12.4.21、12.4.22 表12.4.21引自《钢结构设计标准》GB 50017-2017，表12.4.22引自《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015。

12.4.23 为方便应用《钢结构设计标准》GB50017、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99进行设防烈度地震效应组合的连接设计，可取竖向荷载效应与设防烈度地震作用效应组合标准值的1.1倍为设计值进行计算，即取 $S=1.1S_k$ 。

根据《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015第3.8.3条：“不同性能水准的结构可按下列规定进行设计：第1性能水准的结构……在设防烈度地震作用下，结构构件的抗震承载力应符合下式规定：

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk}^* + \gamma_{Ev} S_{Evk}^* \leq R_d / \gamma_{RE} \quad ”。$$

$$\text{取 } \gamma_G = 1.3, \gamma_{Eh} = 1.3, \gamma_{Ev} = 0.5, \gamma_{RE} = 0.75,$$

$$\text{有 } 0.975S_{GE} + 0.975S_{Ehk}^* + 0.375S_{Evk}^* \leq R_d,$$

$$\text{也即 } 0.975(S_{GE} + S_{Ehk}^* + 0.4S_{Evk}^*) = 0.975S_k \leq R_d,$$

可知取 $S = 1.1S_k$ 偏于安全。再考虑连接系数，可保证连接的安全可靠。

13 地下室和基础设计

13.1 一般规定

13.1.6 限制基础底面零应力区面积的主要目的是控制基础不产生太大的转角。由于采用发生概率较小的设防烈度地震组合，地震力是小震的2倍以上，地震作用组合的零应力区面积要求略为放松。

13.1.7 采用设防烈度地震作用效应组合验算地基承载力，抗震性能水准3、4级的结构可采用地震力折减系数 c 折减后的基底内力进行设计。由于设防烈度地震发生概率远较小震小，除淤泥、淤泥质土等软土外，地基抗震承载力调整系数较小震组合提高约25%。

13.1.8 高层建筑设置地下室有利于结构抗震，相当一部分的地震水平剪力由地下室外墙的土压力平衡，桩基承担的水平力大大减少。按日本计算桩基抗剪的经验方法，当地下室土体的标贯数为4时，每增加一层地下室，桩承受水平剪力减少约25%，当土的标贯数为20时，有一层地下室，桩基承受的水平剪力就减少70%。结合本省的工程经验并方便执行而作此简明的规定（常规地下室的层高约4m左右），地下室周边应回填密实。

13.1.9 竖向荷载作用下，柱、剪力墙等承重构件底部截面有轴力，也常有弯矩、剪力。提高偏心竖向力(同时存在轴力、弯矩)作用下桩的承载力，相当于降低桩的安全度储备，因为竖向荷载引起的弯矩和轴力一样长期存在。考虑到常规结构在重力荷载作用下竖向构件底端的弯矩较小，为方便布桩，允许小幅度（不超过10%）提高桩的竖向承载力。

设防烈度地震发生的概率小，往复作用的时间短，一般仅十几秒到几十秒，可考虑基桩承载力的超强，适当降低安全度储备。抗震性能水准3、4级的结构可采用地震力折减系数 c 折减后的基底内力进行设计。验算桩基水平承载力时，可考虑地下室或桩承台侧面岩土作用的有利影响。当地震作用组合下基桩承受拔力时，桩抗拔承载力可取 $2R_{a1}$ ， R_{a1} 为由岩土条件决定的桩抗拔承载力特征值；桩身截面承载力验算时，钢筋强度可考虑超强系数1.25。

13.1.15 设防烈度地震发生的概率较低且地震是往复作用，如果在地震作用下基础滑移，则地震力减少。考虑以上因素，适当降低地震组合的抗滑移安全系数。

13.1.16 受建筑使用功能所限，一个方向跨度太大难以布置地梁时，宜设置配筋混凝土刚性地坪，厚度不宜小于150mm,单层双向配筋，每向配筋率不宜小于0.25%。

13.1.17 不加压实的填土对地面的使用有影响。采用浅基础时，填土层不会太厚，不难做压实处理。

13.2 地下室设计

13.2.7 回填土分层厚度不宜大于600mm，夯填度不宜小于0.85。

13.3 基础设计

13.3.9 当建筑物外周边的荷载较小或地基承载力较高时，筏形基础周边可不外挑，以方便防水层的施工。

13.3.10 地下室外墙混凝土养护条件较差，容易产生收缩裂缝。常用的应对措施包括每（30~40）米左右留设后浇带（水平钢筋断开）、适当提高配筋率、减少水平钢筋的间距、对混凝土施加预压应力、利用混凝土的后期强度（减少水泥等胶凝材料）、混凝土细骨料采用减少中粗砂、减小水灰比、加强养护等。

13.3.12 桩端持力层为微风化硬质岩时，基桩承载力一般由桩身混凝土强度控制，桩全断面入岩深度可适当减少。广东省的岩溶地区常现串珠状溶洞，桩端全断面入岩深度不宜过大，以尽量保持较厚的溶洞顶板。

单桩最小中心距不满足要求时，需对桩侧阻进行折减。可以相邻桩组合体最小外包线周长与单桩周长和的比例关系来折减桩周摩阻力。

13.3.20 人工挖孔桩及大直径嵌岩桩承载力高，有时难以进行静荷载试验检验桩的承载力。如在成桩后检查桩底持力层性状，则当持力层承载力不满足设计要求时，往往造成处理、补救工作的困难。故要求终孔时进行桩端持力层检验验收。检测单位可视具体情况采取相应的检测、验收方法。抽取岩芯进行抗压强度试验也可结合超前钻进行，参照其结果。当确认桩端持力层的性状满足设计要求时，桩质量检测的重点在于桩身混凝土的质量、强度以及桩底沉渣情况。

13.3.21 当大直径嵌岩桩静载试验有困难时，其竖向承载力可按本标准13.3.16条规定结合桩底沉渣等情况综合评定。

14 结构隔震、消能减震和风振控制设计

14.1 一般规定

14.1.1 隔震结构是指在建筑结构下部结构与上部结构之间设置隔震支座（或系统）形成隔震层，把建筑的上部结构与下部隔离开的建筑结构。隔震结构由上部结构、隔震层、下部结构和基础等组成。

消能减震（振）结构是指在建筑结构的某些部位（如支撑、剪力墙、节点、联结缝或连接件、楼层空间、相邻建筑间、主附结构间等）设置了消能减震结构的建筑结构。消能减震（振）结构由主体结构、消能器和支撑组成的消能部件及基础等组成。消能子结构是指与消能部件直接连接的主体结构的单元。

14.1.2 合理设计的隔震和消能减震结构相比于非减震结构能有效减小结构在设防地震下的地震反应，可有效提高结构安全性、增加结构安全储备。

14.1.4 采用隔震和消能减震（振）技术设计的结构，设计的隔震支座和消能器的性能对结构的安全性起到至关重要的作用，应保证隔震支座和消能器的性能质量。设计时隔震支座和消能器的性能参数和数量是控制结构隔震或消能减震（振）效果的主要依据，也是隔震支座和消能器进行性能检测时判断产品是否合格及抽检数量的依据，为此，隔震支座和消能器的主要力学性能参数应进行型式检验试验来确定，设计人员应根据厂家提供的隔震支座和消能器型式检验报告中的力学参数、尺寸构造等进行隔震和消能减震（振）结构分析计算，设计文件中应注明具体数值。

14.2 结构隔震设计

14.2.3 对隔震结构的等效线性化分析模型或者简化线性分析模型，欧洲和美国的规范使用支座最大位移对应的割线刚度为有效刚度。近年来，较多国内外学者对等效线性化隔震结构进行大量研究，发现隔震支座位移在中震下不一定全部在 $1T_r$ （1倍支座橡胶厚度）大小，不同隔震结构的支座位移不相同。即使相同的隔震结构，因为偏心扭转而导致隔震层不同位置的支座的位移也有较大的差异。为了真实地反映隔震结构的变形及受力状态，国内很多研究者提出了对隔震支座等效刚度和等效阻尼比进行迭代修正的计算方法。

隔震支座（含消能器）等效刚度和等效阻尼比设置不同会导致隔震层的支座位移不同。隔震支座的等效刚度和位移相互影响，为了使支座的最终等效刚度对应为支座最大位移的割线刚度，需要通过对比支座的等效刚度和等效阻尼比不断的迭代修正，直至满足误差要求。此时得出的支座（含消能器）的线性等效刚度为其最大位移对应的割线刚度。

现有的隔震结构分析软件，大都用隔震支座的线性等效刚度去计算隔震结构的周期，支座等效刚度直接影响隔震结构前几阶周期。隔震结构的周期会影响隔震结构分析时的地震波的选择，故应重视支座等效刚度取值的合理性。

14.2.4 层间剪力校准系数法具有如下特点：（1）层间剪力校准系数可以逐层获得，能够反映隔震后结构各个楼层的层间剪力变化情况；（2）可以更准确地反映结构底部楼层构件内力分配情况；（3）当采用非线性时域显式随机模拟法计算层间剪力校准系数时，可以从统计的角度反映地震动的随机性。

14.2.7 隔震层偏心率计算应考虑所有类型的隔震支座和所有消能器的等效刚度。计算方法可参考现行《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015附录A的钢结构偏心率计算方法，其式中的侧向等效刚度修正为各个支座（含消能器）迭代计算后的等效刚度，具体如下公式。隔震支座和消能器的等效刚度以迭代计算求得。

隔震层偏心率 ρ_x 、 ρ_y 按如下公式计算：

$$\rho_x = \frac{e_y}{R_x}, \rho_y = \frac{e_x}{R_y}$$

$$e_x = |X_m - X_k|, e_y = |Y_m - Y_k|$$

$$X_m = \frac{\sum N_i X_i}{\sum N_i}, Y_m = \frac{\sum N_i Y_i}{\sum N_i}$$

$$X_K = \frac{\sum K_{ey,i} X_i}{\sum K_{ey,i}}, Y_K = \frac{\sum K_{ex,i} Y_i}{\sum K_{ex,i}}$$

$$R_x = \sqrt{\frac{K_t}{\sum K_{ex,i}}}, R_y = \sqrt{\frac{K_t}{\sum K_{ey,i}}}$$

$$K_t = \sum [K_{ex,i} (Y_i - Y_k)^2 + K_{ey,i} (X_i - X_k)^2]$$

式中： ρ_x 、 ρ_y 为隔震层X、Y向偏心率； e_x 、 e_y 为隔震层X、Y向偏心距（m）； R_x 、 R_y 为隔震层X、Y向回转半径（m）； X_m 、 Y_m 为上部结构X、Y向质心坐标（m）； X_K 、 Y_K 为隔震层X、Y向刚心坐标（m）；

K_t 为隔震层扭转刚度（kN·m）； $K_{ex,i}$ 、 $K_{ey,i}$ 为第*i*个隔震支座（消能器）迭代修正后的X、Y向等效刚度（kN/m）； X_i 、 Y_i 为第*i*个隔震支座（消能器）中心位置X、Y向坐标值（m）； N_i 为第*i*个隔震支座承受的长期轴压荷载（kN）。

14.2.12、14.2.13 钢结构构件的承载力验算按本标准第12章“混合结构设计”中的相关规定执行。

14.3 结构消能减震设计

14.3.2 由于地震动的不确定性，结构在地震作用下的反应也是不确定的。由于结构计算模型的各种假定和实际情况存在一定差异，依据所规定的地震作用进行结构抗震验算，不论计算理论和工具如何先进、计算如何严格，实际地震发生时与计算结果仍可能存在较大的差异。因此，为使消能减震结构实现“大震不倒”的设防目标，需保证罕遇地震作用下消能器不致失效破坏。为此，要求消能器的极限位移应比罕遇地震作用时消能器的计算最大位移值更大以留有必要的余量。

14.3.3 消能器一般是和支撑（支承构件）一起布置在结构中，支撑（支承构件）和消能器构成消能部件。常见的布置形式有单斜撑、“V”字型撑、“人”字型等，概念设计阶段应根据消能器的类型、构

造及原结构空间使用、建筑设计、施工和检修要求选择消能部件的类型。例如：从消能器的构造、类型角度考虑，圆筒式黏弹性消能器、筒式流体消能器等适合采用斜杆支撑；Pall型摩擦消能器、双环金属消能器、加劲圆环金属消能器适合采用交叉支撑；金属消能器适合采用“人”字型支撑或用于耗能剪力墙中。

抗震结构体系要求受力明确、传力途径合理、连续。结构体系合理的抗震结构能使结构分析更符合结构在地震时的实际表现，提高结构的抗震性能。因此，消能部件的布置应使结构形成均匀合理的受力体系，减少不规则性，提高整体结构的消能能力。

消能器的布置宜使结构平面两个主轴方向动力特性相近或竖向方向刚度均匀；对于规则结构，平面上可在两个主轴方向上分别采用对称布置。对于结构平面两个主轴动力特性相差较大时，可根据需要分别在两个主轴方向布置，也可以只在较弱的一个主轴方向布置，这时结构设计应只考虑单个方向的消能作用。对于结构竖向存在薄弱层可优先在薄弱层布置，然后再考虑沿竖向每层或隔层或跨层布置。

14.3.4 不同的结构采用不同的分析方法在各国抗震规范中均有体现，振型分解反应谱法仍是基本方法，但对不规则、重要和较高的高层建筑要求采用时程分析法作为补充计算方法。

14.3.5 消能器在结构中主要是以提供附加阻尼为主，即使消能器的附加刚度会导致结构的周期变短，但地震影响系数 α 值还是减小的，主体结构的楼层剪力一般情况下会减小。消能减震结构楼层最小地震剪力系数的减小，主要是由于消能减震结构总阻尼比的增加而减小了结构地震反应。为了使结构总地震剪力和楼层地震剪力保持一个安全合理范围，消能减震结构的楼层最小地震剪力系数可根据消能器附加给结构的阻尼比大小进行调整，其值可取消能减震结构计算出的楼层剪力乘以1.2的增大系数与相应楼层的重力荷载代表值的比值。

14.3.6 位移相关型消能器恢复力模型大致有两类：一种是用复杂的数学公式予以描述的曲线型；另一种是分段线性化的折线型。曲线型恢复力模型中的刚度是连续变化的，与工程实际较为接近，但在刚度的确定及计算方法上较为复杂，在实际工程计算中并不常用。对于软钢消能器和屈曲约束支撑可采用双线性模型、三线性模型或Wen模型；摩擦消能器、铅消能器可采用理想弹塑性模型。

速度相关型消能器宜采用Maxwell模型或Kelvin模型。其他类型消能器模型可根据组成消能器的元件是采用串联还是并联具体确定。

消能器的设计参数应由厂家提供的型检报告来确定，型检报告中应包含消能器的骨架曲线、滞回曲线、初始刚度、屈服承载力、屈服位移、极限承载力、极限位移、疲劳性能力学参数等并在设计图纸上明确，以保证采用的消能器产品型号与设计相符。

14.3.8 对消能减震结构进行非线性时程分析时，消能器的等效刚度和非线性属性共同影响结构的刚度矩阵和阻尼耗能。而目前常用的消能减震结构设计的方法是，通过计算消能部件附加等效刚度和附加阻尼比，建立消能部件的等效线性模型，进行设防地震下的振型分解反应谱分析，最后根据结构内力对主体结构及消能子结构进行配筋计算。因此结构等效阻尼比的迭代修正方法是基于楼层剪力进行的且基于楼层剪力误差数值上最小的楼层进行修正可以很好的符合规范的包络精神。

14.3.9 静力弹塑性分析方法是一种静力的分析方法，是在结构计算模型上施加按某种规则分布的水平侧向力，单调加载并逐级加大；一旦有构件开裂（或屈服）即修改其刚度（或使其退出工作），进而修改结构总刚度矩阵，进行下一步计算，依次循环直到结构达到预定的状态（成为机构、位移超限或达到目标位移），从而判断是否满足相应的抗震能力要求。消能器产生减震效果主要体现在消能器的滞回性能上，消能器需要产生往复位移或速度而起作用。为此，静力弹塑性分析方法分析过程中无

法直接体现出消能器的作用，也不能直接得出消能器附加结构的阻尼比，为了使静力弹塑性分析方法能够体现出消能器的作用，对消能器的刚度和阻尼参数进行等代并布置在结构中进行分析。

14.3.13 消能减震结构非线性时程分析时，消能器的线性等效刚度和非线性属性共同影响结构的刚度矩阵和阻尼耗能。如果等效刚度的取值不合理，可能导致分析结果的不准确，故应重视消能器等效刚度取值的合理性。

为了真实地反映消能减震结构的变形及受力状态，非线性时程分析时，应取消能器最大阻尼力及对应的相对位移计算等效刚度。在不改变消能器非线性属性的前提下，对消能器的线性等效刚度进行时程波下迭代，以迭代收敛后的消能器等效刚度为准。

消能器附加给结构的等效阻尼比采用能量比法进行计算，其物理意义明确，充分考虑了等效阻尼比的时变特性且计算简单。但能量比法计算的附加阻尼比可能偏大或偏小，故还需进行迭代修正，才能更好的符合规范的包络精神。

14.3.15 对于消能器连接板与框架梁连接的情况，当消能器采用平行法安装时，支撑可能会限制框架梁的竖向变形，但其作用很小不能起到明显的约束作用，为此，在确定布置消能部件跨的横梁截面时，不应考虑消能部件在跨中的支承作用；消能器在地震作用下往复作用时，消能器产生的水平阻尼力会通过连接板传递到与其相连的框架梁上，导致框架梁除承受竖向荷载作用外，还要承受消能器在地震作用时消能器附加的水平阻尼力作用。

为了确保消能减震结构在罕遇地震作用下不发生倒塌，消能减震结构需要保证在主体结构达到极限承载力前，消能部件不能产生失稳或节点板破坏；为了保证消能部件的安全，其连接节点和构件都应进行罕遇地震作用下消能器引起的附加外荷载作用下的截面验算。

子结构梁、柱和梁柱节点在罕遇地震作用下，构件内力值与消能器极限阻尼力附加作用的组合，应小于构件极限承载力。

子结构的梁、柱、梁柱节点的极限承载力应满足下式：

$$\Delta V_D^* + V_s^* + V_G \leq V_u^*$$

$$\Delta M_D^* + M_s^* + M_G \leq M_u^*$$

式中 ΔV_D^* 、 ΔM_D^* 分别为消能器极限阻尼力与罕遇地震作用下消能器产生的阻尼力的差值对梁、柱、梁柱节点产生的附加剪力和附加弯矩（非阻尼力差值）； V_s^* 、 M_s^* 分别为梁、柱、梁柱节点剪力值和弯矩值（已包含阻尼力对结构的附加剪力和附加弯矩）； V_G 、 M_G 分别为重力荷载作用下的梁、柱、梁柱节点剪力值和弯矩值； V_u^* 、 M_u^* 分别为梁、柱、梁柱节点的极限抗剪承载力和极限抗弯承载力。

14.3.16 子结构的梁、柱、梁柱节点的极限承载力验算需要依赖结构在罕遇地震下的弹塑性分析，此分析工作量很大且不同的分析程序、材料采用不同的本构关系、不同的塑性铰假定等等对于分析结果很难有一个较合理的判断。为了避免子结构的梁、柱、梁柱节点的极限抗剪承载力验算工作量过大，避免弹塑性分析诸多的不确定因素，提出子结构弹性分析方法，以弹性分析的结果来验算子结构的梁、柱、梁柱节点的极限抗剪承载力。

14.3.19 对于消能减震混凝土结构中的主体结构由于消能部件附加的阻尼比使得结构的地震反应降低,构件的截面尺寸可能会有所减小,主体结构的抗震构造等级是根据设防烈度进行区分,抗震构造等级的高低体现了对结构抗震延性要求的严格程度。为此,对于消能减震混凝土结构的主体结构抗震构造等级应根据其自身的特点,按相应的规范和标准取值,当消能减震结构的减震效果比较明显时,主体结构的抗震构造等级可适当降低,即当满足设计要求的消能减震结构的楼层剪力小于满足设计要求非消能减震结构楼层剪力的50%时,消能减震的主体结构的抗震构造等级可按降低1度确定。

14.3.20 消能减震结构中消能部件与结构构件进行连接并且会传递给结构构件较大的阻尼力,为了保证结构构件在消能部件附加的外力作用下不至于发生破坏,需要在与消能部件连接的部位进行构造加强。

14.4 结构风振控制设计

14.4.2 高层建筑的风振控制,往往以减小结构的风振加速度、提高舒适性为主,因而所设置的消能器应以附加阻尼为主,速度相关型消能器主要为结构附加阻尼,附加刚度较小或不附加刚度,对抑制结构风致加速度响应的效果较为显著。然而,当结构的抗侧刚度较小时,在风振作用下位移响应也不满足要求时,可联合采用速度相关型消能器和其它类型消能器(如位移相关型消能器),同时为结构附加刚度和阻尼。

14.4.3 不同类型消能器技术工作原理不同,为提高结构风振舒适度控制效果,宜根据消能器控制技术原理和结构使用要求,合理选择消能器,形成合理的结构消能控制体系。

常用的速度相关型消能器有黏滞消能器和黏弹性消能器,黏滞消能器仅为结构附加阻尼,动态刚度效应可忽略;黏弹性消能器同时为结构附加阻尼和刚度。黏滞和黏弹性消能器通过自身变形,耗散结构振动能量,达到减小结构风振响应的目的。黏滞和黏弹性消能器的耗能能力与阻尼器两端相对变形和相对速度的大小直接相关。消能器相对变形和相对速度越大,其耗能能力越强,结构风振控制效果越好。因此,黏滞消能器和黏弹性消能器宜安装于结构相对位移和相对速度较大的部位和层间。

调频消能器包括调频质量消能器和调频液体消能器两类。调频消能器通过与主体结构发生共振,吸收和耗散结构振动能量。调频消能器的风振控制效果是通过调频消能器给结构所控振型提供附加阻尼来实现的。由于调频消能器只能提供一定的附加阻尼,当主体结构自身阻尼较大时(阻尼比大于3%),调频消能器的风振控制效果不明显。因此,调频消能器适用于阻尼比较小的结构。

主被动混合调频质量系统是在被动调频质量消能器基础上,增加主动作动器并根据测量的结构响应实时调节施加于结构的控制力。相对于被动调频质量消能器,主被动混合调频质量系统可以大幅提高结构风振控制效果,适用于对风振减振要求较高的高层建筑和高耸结构。

14.4.4 消能部件在结构中发挥优越耗能能力的条件是消能器在风振作用下具有较大的相对位移或相对速度,因此,消能部件宜设置在结构层间位移或层间速度较大的楼层,以此来提高消能器的耗能性能,耗散风振输入结构的能量,提高结构的安全性和舒适性。

14.4.5 采用弹性或弹塑性时程分析法计算结构风振效应时,结构顺风向和横风向的风荷载时程可采用风洞试验方法直接测得,也可采用线性滤波法或谐波叠加法模拟得到。当采用线性滤波法或谐波叠加法模拟结构的风荷载时程曲线时,应通过试验数据验证模拟风荷载时程的正确性。

14.4.7 高层建筑设计中,消防水箱是必不可少的组成部分,当结构风振性能不满足要求时,可直接将消防水箱设计成调频消能器,即可避免额外设计调频消能器而占用建筑使用空间,又可利用消防水

箱中水体的运动形成对结构的控制力而无需额外设计调频液体消能器或将消防水箱的重量作为调频质量消能器的一部分而节约原材料。

14.4.8 调频质量消能器的最优自振频率和最优阻尼比的计算基于以下假定：结构响应仅以调频质量消能器所控制振型为主，不计其余振型对结构响应的贡献；在安装消能器位置所控振型取为1；结构所受激励为白噪声激励，风荷载是宽带随机过程，可近似为白噪声激励。

14.4.9 纯水水箱调频液体消能器所能提供的阻尼比远小于最优阻尼比，应在水箱内设置阻尼构件增加阻尼耗能进而提升结构风振控制效果。桨柱是一种较为理想的竖向阻尼构件，其优势在于具有较好的抗侧移刚度、可在工厂预制、现场安装，尤其是能够通过调整两块垂直叶片的宽度实现对双向控制水箱阻尼比的同时调节。但桨柱的设置增加了水箱调频液体消能器的设计难度，桨柱阻力做功产生的阻尼比对其液面响应具有明显非线性依赖性，因此应对水箱和桨柱进行合理设计使调频液体消能器能够为结构提供足够的附加阻尼。

14.4.12 增加结构的阻尼比，可以减少脉动风荷载作用，从而减小设计静力等效风荷载。

14.4.13 当采用设计峰值速度进行消能器加载试验时，应保证消能器的最大位移小于其极限位移；若实验加载频率低，导致消能器最大位移超过其极限位移时，应降低实验中消能器的峰值速度，使实验中消能器最大位移不超过其极限位移。进行黏滞消能器和黏弹性消能器疲劳试验的加载方案，应避免因温度升高导致消能器产生破坏。

14.4.14 对于调频消能器，可计算或称量其惯性质量大小并实测其刚度元件（或吊摆长度等其它刚度形式）所能提供的刚度，计算得到调频消能器的实测频率。也可通过动力测试方法，对调频消能器施加扫频激励，根据动力试验方法得到消能器的实测频率。当采用黏滞阻尼元件或黏弹性阻尼元件为调频消能器提供阻尼力时，可通过对阻尼元件进行性能检验得到其实测阻尼系数。当采用其他形式的阻尼元件时，可通过扫频激励的动力试验方法，得到消能器的阻尼系数。也可通过子系统试验方法，得到调频消能器在设计风荷载作用下的响应，其惯性质量行程应不超过其设计行程。可通过对消能器输入非破坏性的较强激励，对其安全保护措施进行试验，以验证其安全保护措施在响应激励工况下的有效性和可靠性。

14.4.15 主被动混合调频质量消能器测试时，系统软硬件参数应与实际运行时的相应参数设定一致。试验时可通过给主动控制装置发送力指令驱动阻尼器运动并与数值仿真结果进行比较。其中相应时程结果的相关系数应大于0.9，相应时程结果的最大值和均方根值误差分别应小于10%和5%。当主被动混合调频质量消能器超过设计行程时，应有可靠的缓冲措施防止惯性质量对下部结构造成冲击。消能器比例模型应与足尺消能器系统采用相同的软硬件架构并能够模拟足尺消能器系统的主要功能及全部的安全防护功能。主被动混合调频质量消能器中包含机电装置及主动控制算法，应用前应对系统的容错能力和可靠性，特别是在某些极端工况下的可靠性，进行充分地试验检验。其中极端工况包括突然停电，传感器错误与失效，驱动装置故障、失效与溢出等，进行模拟测试。

14.4.17 为保证消能器在地震作用下能正常发挥其预定功能，确保建筑结构的安全并为以后工程应用和标准修订积累经验，业主或房产管理部门等应在建筑结构使用过程中对消能器进行维护管理。定期检查是由物业管理部门对消能器本身及其与建筑物连接的状况进行的正常检查，其目的是力求尽早发现可能的异常，以避免消能器不能正常使用。应急检查是指在发生超越设计地震荷载的风振侵袭后立即实施的检查，目的是检查确认地震侵袭对消能器性能有无影响。

15 建筑结构施工

15.1 一般规定

15.1.3 “雨期”并不完全是指气象概念上的雨期，而是指必须采取措施保障混凝土施工质量的下雨时间段。本条所指雨期，包括雨季和雨天两种情况。

《混凝土结构工程施工规范》GB 50666中规定，当室外大气温度达到35℃及以上时，应按高温施工要求采取措施。

15.5 脚手架及模板支架

15.5.7 倾斜的混凝土结构构件在混凝土浇筑时会产生较大的水平分力，模板支架必须具有足够的抵抗水平荷载的能力，以防止在施工过程中模板及其支架发生水平向变形、破坏或坍塌。

15.8 混凝土工程

15.8.9 超高泵送时，混凝土自重压力及管道阻力增大，对混凝土的流动性要求更高，综合广州西塔及深圳京基100工程的施工经验，提出上述超高泵送要求。由于超高泵送后混凝土存在2-3℃的温度升高，故混凝土出搅拌车的温度宜按32℃考虑。由于超高泵送过程中发生堵管和爆管对工程施工影响很大，宜在施工过程中对需进行超高泵送的混凝土的上述四个泵送指标进行每车检验，不合格的应退场。

15.8.10 C80以上的混凝土胶凝材料用量很大，相应混凝土的粘性就很大，为降低混凝土粘性，需要使用复合功能的高性能外加剂。有试验表明，在配置超过C100强度等级以上超高强混凝土时，采用较大用量聚羧酸外加剂可以使混凝土可泵性指标满足要求，但混凝土的初凝时间过长，试验中有超过36小时的情况，对于现场施工应用不利。采用氨基-萘系-沸石粉复合外加剂，可以保证高水泥用量混凝土的可泵送性能且不会过分延长混凝土的凝结时间。

15.10 混合结构施工

15.10.10 钢管混凝土一次浇筑高度过高，混凝土侧压力在钢板中产生较大的初始应力，在壁板弯曲刚度较小的矩形钢管中会产生较大的变形，对结构的受力不利，故应控制混凝土的一次浇筑高度，减少混凝土浇筑对钢管混凝土柱正常受力的影响。

15.12 施工安全

15.12.8 超高层建筑施工中主体结构施工到一定高度时就要进行装修及机电工程的施工，主体结构施工用水如不进行有组织的排放，将会影响装修及机电工程的施工质量和安全，因此，要求施工单位在超高层建筑施工中要设置有组织的临时施工用水排水系统。

15.12.9 钢结构在施工过程中切割的高温钢板下落时，普通的尼龙类安全网会被高温钢板烫坏，失去防护作用，应采用钢质安全防护网进行防护。

15.13 高温和雨期施工

15.13.2 原材料的温度、天气、混凝土运输方式与时间等客观条件对混凝土配合比的影响很大。在初次使用前，进行实际条件下的工况试运行，以保证高温天气条件下施工的混凝土的性能指标的稳定性是必要的。

水泥的水化热将使混凝土的温度升高，导致混凝土表面水分的蒸发速度加快，从而使混凝土表面干缩裂缝产生的机会增大。

高温天气条件下施工的混凝土坍落度不宜过低。

15.13.3 混凝土高温天气搅拌首先应对机具设备采取遮阳措施；对混凝土搅拌温度进行估算，达不到规定要求温度时，对原材料采取直接降温措施；采取对原材料进行直接降温时，对水、石子进行降温最有效；混凝土加冰拌和时，冰的重量不宜超过剩余水的50%，以便于冰的融化，使用冰屑效果更好。喷液态氮措施成本较高，除非十分必要，一般不采用。

15.13.5 我国《水工混凝土施工规范》SL 677中规定，高温季节施工时，混凝土最高浇筑温度不得超过28℃；日本规范规定，夏季混凝土的浇筑温度要低于35℃；德国规范规定，在炎热气候下，混凝土卸车时不超过30℃；澳大利亚规范中，混凝土下料温度达到35℃时，定义为炎热气候下混凝土施工。我国的《混凝土结构工程施工规范》GB 50666中规定：混凝土浇筑入模温度不应大于35℃。

15.13.6 混凝土浇筑应尽可能避开高温时段。同时，应对混凝土可能出现的早期干缩裂缝进行预测并做好预防措施计划。混凝土水分蒸发速率较大时（如蒸发速率大于 $1\text{kg}/(\text{m}^2\cdot\text{h})$ ），产生早期干缩裂缝的风险也随之增加。挡风、遮阳、喷雾等措施可改善作业面环境条件，有利于预防混凝土可能产生的干缩、塑性裂缝。

混凝土水分蒸发速率可按下式进行估算：

$$E = 5 \left[(T_b + 18)^{2.5} - r(T_a + 18)^{2.5} \right] (V + 4) \times 10^{-6}$$

式中： E ——水的蒸发速率， $\text{kg}/(\text{m}^2\cdot\text{h})$ ；

r ——混凝土水分蒸发面以上 1.5m 高度测得大气相对湿度，%；

T_a ——混凝土水分蒸发面以上 1.5m 高度测得大气温度，℃；

T_b ——混凝土（湿）表面温度，℃；

V ——混凝土水分蒸发面以上 0.5m 高度测得水平风速， km/h 。

15.13.14 补救措施包括：补充水泥砂浆、铲除表层混凝土、插短钢筋等。

15.15 绿色施工

15.15.7 施工阶段的不同，对现场布置的需求也会发生变化。现场需根据变化了的施工环境及时、合理、安全、科学有序地作出施工平面布局的调整，做到合理使用施工用地，保证施工安全文明及保持良好的场容场貌。减少和避免临时建筑拆迁和搬迁，最大限度地节约土地资源。一般建筑工程至少应

有地基基础、主体结构工程施工和装饰装修及设备安装三个阶段的施工平面布置图。

15.15.8 条文说明如下：

1 土方与地基施工阶段是最容易引起扬尘的。因此，应采取洒水、围蔽、硬地化等一系列措施控制扬尘。比如在施工现场推行硬地化，工地大门内外通道、临时设施室内地面、材料堆放场、加工场、仓库地面等要求浇厚度不小于150mm，强度不少于C15的混凝土硬底；现场裸露地面、坡面、集中堆放的土方可以采用洒水、绿化、喷浆、隔尘布遮盖、安全防护网遮盖、混凝土封盖等措施抑尘。垂直运送的建筑垃圾、散体物料合理设置封闭式管道运输通道而避免产生扬尘等；

2 施工噪音扰民是城市居民对周边施工投诉最多的。特别是夜间施工时，过大的噪音会严重影响附近居民的休息睡眠。因此，应采取一系列措施对施工噪声加以控制，比如注意建筑机械、机具的保养和维修，降低其使用噪音；采用低噪音机具，比如用旋挖桩机代替冲孔桩机等；合理安排施工进度，混凝土浇筑尽力安排在白天进行，振捣时振动棒不得碰击钢筋和钢模板；产生噪声的机械设备设置在远离居民的一侧且不应集中布置，以减少噪声相互影响；建筑物立面采用密目网外加隔音布围以挡减弱噪音传播。应保证离工地最近民居的场界隔档高度位置测得的现场噪音值不得超过国家标准《建筑施工场界环境噪声排放标准》GB 12523；

3 光污染是一类特殊形式的污染。强光会引起脑晕目眩、烦躁不安、神经衰弱、失眠等光害综合症。因此，要尽量避免或减少施工过程中的光污染，夜间室外照明灯要加设灯罩，透光方向集中在施工作业区范围，必要时夜间施工可设密目网屏障遮挡光线。防止夜间施工灯光溢出施工场地范围以外，对周围居民造成影响，同时尽量避免在夜间进行电焊作业等；

4 施工降水根据工程勘察的水文地质资料以及设计要求进行，降水量以满足施工要求为宜，要注意保护环境、保护地下水资源，避免过度降水；为防止土壤被化学污染、重金属污染，现场放置危险品、化学品的库房地面一律采取隔断和硬化处理；

5 现场施工污水、生活污水等不同来源的污水，应通过现场设置的沉淀池、隔油池，去除泥沙和油污后，排放入市政污水管道。未经处理的污水里含有各种污染物质，如果直接排入江河将会对水体造成污染，危害甚大；

6 建筑垃圾里含有重金属元素，如长期堆放不作处理，就会破坏土壤、植被以及对水源造成污染。因此，建筑垃圾要按《城市建筑垃圾管理办法》（中华人民共和国建设部令第139号）的有关规定进行收集、运输和处置。

15.16 装配式混凝土结构施工

15.16.5 装配式结构防高处坠落措施应包括：

- 1** 预制梁吊装高处作业前应拉设安全母索，作业人员应正确佩戴安全带并挂牢在安全母索上；
- 2** 装配式建筑楼层临边防护可采用外脚手架或采用预埋件连接钢管、定型网片等形式；
- 3** 预制板吊装前宜在预制梁之间拉设安全网。

附录 B 广东省基本风压与风荷载体型系数

B.0.1 广东省基本风压值采用现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009及广东省建筑科学研究院提供的资料。

附录 E 钢管混凝土斜交网格筒节点设计方法

E.0.1 基于约束混凝土的概念，根据有限元分析及试验结果，提出节点的简化设计方法，与试验结果对比，简化设计方法的计算结果偏于安全。

该节点在构造上和受力上均较合理。构造方面，通过设置椭圆连接板和外加强环，把相贯钢管连成一个整体，具有必要的刚度和承载力并方便管内混凝土浇注；受力方面，在弹性阶段，椭圆连接板基本以承受竖向荷载为主，钢管相贯最小断面处，混凝土面积削弱最大，而此处连接板面积最大，刚好互为补充。

在弹塑性阶段，连接板中部以承受竖向荷载为主，横向应力较小，连接板端部的应力分布则刚好与中部相反，以承受横向拉力为主，整个连接板的 Von Mises 应力基本均匀，说明连接板强度被充分利用，十分经济合理。另外，在钢管相贯最小断面处，通过设置外加强环提高钢管的套箍效应，其效果也是明显的。

E.0.2 对照计算简图E.0.1-2，该计算式推导过程如下：

1 作用于破坏面上的轴力 N^*

$$N^* = N_1 + N_2 \frac{a}{a+b} \cos \alpha \quad (\text{E-1})$$

$$a+b = \frac{d}{2} / (\sin \frac{\alpha}{2} \cos \frac{\alpha}{2}) \quad (\text{E-2})$$

$$b = \frac{d}{2} + \frac{d}{2} \tan \frac{\alpha}{2} = \frac{d}{2} (1 + \tan \frac{\alpha}{2})$$

$$a = \frac{d}{2} / (\sin \frac{\alpha}{2} \cos \frac{\alpha}{2}) - \frac{d}{2} (1 + \tan \frac{\alpha}{2}) \quad (\text{E-3})$$

$$\therefore \frac{a}{a+b} = \frac{\frac{d}{2} / (\sin \frac{\alpha}{2} \cos \frac{\alpha}{2}) - \frac{d}{2} (1 + \tan \frac{\alpha}{2})}{\frac{d}{2} / (\sin \frac{\alpha}{2} \cos \frac{\alpha}{2})} = 1 - (\sin^2 \frac{\alpha}{2} + \sin \frac{\alpha}{2} \cos \frac{\alpha}{2})$$

$$\because \alpha \leq 90^\circ$$

$$\therefore \sin \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{1 - \cos \alpha}{2}}, \cos \frac{\alpha}{2} = \sqrt{\frac{1 + \cos \alpha}{2}}$$

$$\therefore \frac{a}{a+b} = 1 - \left(\frac{1 - \cos \alpha}{2} + \frac{\sin \alpha}{2} \right) = \frac{1 + \cos \alpha - \sin \alpha}{2}$$

$$\therefore N^* = N_1 + N_2 \left(\frac{1 + \cos \alpha - \sin \alpha}{2} \right) \cos \alpha \quad (\text{E-4})$$

当 $N_1 = N_2 = N$ 时，

$$N^* = N \left[1 + \frac{1 + \cos \alpha - \sin \alpha}{2} \cos \alpha \right] \quad (\text{E-5})$$

2 钢管混凝土短柱轴心受压的承载力

$$N_0 = f_c A_t (1 + 2\theta) \quad (\text{E-6})$$

$$\theta = \frac{f_s A_s}{f_c A_c} \quad (\text{E-7})$$

式中： N_0 ——钢管混凝土轴心受压短柱的承载力设计值；

θ ——套箍指标；

f_c ——混凝土轴心抗压强度；

A_c ——核心混凝土截面面积；

$$N = \varphi N_0 \quad (\text{E-8})$$

$$\varphi = \varphi_e \varphi_L \leq \varphi_0 \quad (\text{E-9})$$

$$l_0 / d > 4 \text{ 时} \quad \varphi_L = 1 - 0.115 \sqrt{\frac{l_0}{d} - 4} \quad (\text{E-10})$$

$$l_0 / d \leq 4 \text{ 时} \quad \varphi_L = 1 \quad (\text{E-11})$$

$$\frac{e_0}{r_c} \leq 1.55 \text{ 时} \quad \varphi_e = 1 / (1 + 1.85 \frac{e_0}{r_e}) \quad (\text{E-12})$$

$$\frac{e_0}{r_c} > 1.55 \text{ 时} \quad \varphi_e = 0.4 / (e_0 / r_e) \quad (\text{E-13})$$

l_0 ——计算长度；

r_c ——核心混凝土的半径；

e_0 ——柱较大弯矩端的轴向压力对构件形心的偏心距 $e_0 = M / N$ ；

节点设计中，取钢管混凝土短柱轴心受压的承载力 $N_0 = f_c A_c (1 + 2\theta)$ ，计算结果偏于安全。

3 按节点与构件等强的原则进行设计

$$\text{构件： } N = \varphi N_0 = \varphi_l \varphi_e f_c A_c (1 + 2\theta) \quad (\text{E-14})$$

$$\text{节点： } N^* = \varphi_l^* \varphi_e^* f_c^* A_c^* (1 + 2\theta^*) \quad (\text{E-15})$$

在节点处取 $\varphi_l^* = 1$ ， $\varphi_e^* = \varphi_e$ ， $f_c^* = \beta f_c$ ，近似 $A_c^* = A_c$

$$\text{有 } N^* = \varphi_e \beta f_c A_c (1 + 2\theta^*) \quad (\text{E-16})$$

由式(E-4)，(E-14)，(E-15)，令 $N_1 = N_2 = N$

$$\begin{aligned} \text{有 } N^* &= N \left(1 + \frac{1 + \cos \alpha - \sin \alpha}{2} \cos \alpha \right) \\ &= \varphi_l \varphi_e f_c A_c (1 + 2\theta) \left(1 + \frac{1 + \cos \alpha - \sin \alpha}{2} \cos \alpha \right) = \varphi_e \beta f_c A_c (1 + 2\theta^*) \end{aligned}$$

$$\beta(1+2\theta^*) = \varphi_l(1+2\theta)(1 + \frac{1+\cos\alpha - \sin\alpha}{2}\cos\alpha)$$

$$\text{得 } \theta^* = \frac{1}{2}[\frac{\varphi_l}{\beta}(1+2\theta)(1 + \frac{1+\cos\alpha - \sin\alpha}{2}\cos\alpha) - 1] \quad (\text{E-17})$$

4 按钢管混凝土柱承受的最大作用力的 k 倍进行设计

$$\theta^* = \frac{1}{2}(\frac{kN^*}{\varphi_e f_c^* A_c} - 1) \quad (\text{E-18})$$

求得 θ^* 后, 可由 $\theta^* = \frac{f_s^* A_s^*}{\beta f_c A_c}$ 得到 A_s^* ;

5 经试验研究, 弹塑性有限元分析结果与试件静载试验结果比较吻合且偏于安全, 表明其力学模型及分析参数的选取基本合理。

模型研究表明, 采取适当加大节点区钢管壁厚或适当提高节点区的混凝土强度等级等加强措施可满足强节点弱构件的抗震设计要求。

节点区的破坏呈约束混凝土的特征。在试验和理论分析的基础上提出节点的简化设计计算方法, 计算结果与试验和有限元分析的结果相比偏于安全, 可用于实际工程设计;

6 算例1: 广州西塔节点试件 B3 (钢管混凝土斜柱交角 35°)

钢管混凝土柱钢管 $\phi 299-14$, Q235 钢, C60 混凝土, $\alpha = 35^\circ$ 。

$A = 0.07\text{m}^2, A_c = 0.0576\text{m}^2, A_s = 123\text{cm}^2$ 。钢材实测屈服强度 $f_s = 270\text{MPa}$ 混凝土实测强度 C59.5, $f_{ck} = 38.2\text{MPa}$ 。

$$\text{钢管混凝土柱套箍系数 } \theta = \frac{123 \times 27}{0.0576 \times 38200} = 1.50,$$

$$\text{短柱承载力 } N_0 = 0.0576 \times 38200 \times (1 + 2 \times 1.5) = 8800\text{kN},$$

$$\text{实测 } N = 7500\text{kN}, \varphi = \frac{N}{N_0} = \frac{7500}{8800} = 0.852$$

节点钢管直径、用料同钢管混凝土柱, $\beta = 1$ 。由式 (E-17):

$$\theta^* = \frac{1}{2}[0.852(1 + 2 \times 1.5)(1 + \frac{1 + \cos 35 - \sin 35}{2}\cos 35) - 1] = 2.07$$

$$A_s^* = \frac{0.0576 \times 38200 \times 2.07}{27} = 168\text{cm}^2, A_c^* = A - A_s^* = 700 - 168 = 532\text{cm}^2, d_c = \sqrt{\frac{532 \times 4}{\pi}} = 26\text{cm}$$

$$t^* = \frac{299 - 260}{2} = 19.5\text{mm}$$

按本设计方法, 节点钢管壁厚需 19.5mm, 但实际试件节点钢管壁厚为 14mm, 从试验结果看, 已可与构件等强;

7 算例2: 广州西塔节点试件 B1 (钢管混凝土斜柱交角 20°)

钢管混凝土柱钢管 $\phi 299-14$, Q235 钢, C60 混凝土, $\alpha = 20^\circ$ 。

$A = 0.07m^2, A_t = 0.0576m^2, A_s = 123cm^2$ 。钢材实测屈服强度 $f_s = 270MPa$, 混凝土实测强度 C59.5, $f_{ck} = 38.2MPa$ 。

$$\text{钢管混凝土柱套箍系数 } \theta = \frac{123 \times 27}{0.0576 \times 38200} = 1.50 ,$$

短柱承载力

$$N_0 = 0.0576 \times 38200 \times (1 + 2 \times 1.5) = 8800kN ,$$

$$\text{实测 } N = 7250kN, \varphi = \frac{N}{N_0} = \frac{7250}{8800} = 0.823$$

节点钢管直径、用料同钢管混凝土柱, $\beta = 1$ 。由式 (E-17):

$$\theta^* = \frac{1}{2} [0.823(1 + 2 \times 1.5)(1 + \frac{1 + \cos 20 - \sin 20}{2} \cos 20) - 1] = 2.38$$

$$A_s^* = \frac{0.0576 \times 38200 \times 2.38}{27} = 194cm^2, A_t^* = A - A_s^* = 700 - 194 = 506cm^2, d_c = \sqrt{\frac{506 \times 4}{\pi}} = 25.4cm$$

$$t^* = \frac{299 - 254}{2} = 22.5mm$$

E.0.3 在两钢管混凝土柱相贯的起点, 两圆相切, 过切点的切线与椭圆连接板平行, 由此处分离体的平衡条件, 可得

$$t_E \sigma_E = 2t\sigma$$

式中, t_E 为节点椭圆连接板板厚, σ_E 为椭圆连接板的横向拉应力; t 为钢管混凝土柱钢管壁厚,

σ 为钢管混凝土柱钢管环向拉应力。当 $\sigma_E = \sigma = f_s$ 时, 得

$$t_E = 2t$$

过此切点, 椭圆连接板的横向拉应力逐渐减少, 竖向压应力逐渐增加, 在节点中部附近, 椭圆连接板主要起传递轴向压力, 减少混凝土压应力的作用。

附录 F 圆形钢管混凝土构件设计

F.1 构件设计

F.1.1 N_{uk} 为材料强度标准值计算的钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力标准值。

附录 G RC 梁—圆钢管混凝土柱节点环梁承载力设计方法

G.1 节点环梁受拉环筋和箍筋的计算

G.1.1 基于RC梁—圆钢管混凝土柱节点试验破坏面的极限平衡条件，得到节点环梁承载力的设计方法。该方法综合考虑了环梁环筋和箍筋的相互作用及钢管混凝土柱、框架梁、环梁截面尺寸的影响。同时，在对节点进行详细的有限元分析的基础上，考虑了楼板的作用并以试验结果对计算公式作了校正。但除对环梁环筋和箍筋的配置有特别要求，按本附录第G.1.1条计算外，一般情况下，可按本附录第G.1.2条的简化方法设计环梁，依节点的实际情况确定考虑或不考虑楼板的作用。

RC梁—钢管混凝土柱环梁节点的承载力试验进行了7批，共48个试件及1个2层2跨框架（18个节点），节点形式包括“十”字形、“T”字形、“一”字形、“L”字形和单肢形，其中有部分带楼板。根据试验目的不同，加载形式包括单调加载、低周往复加载及2层2跨的RC梁—钢管混凝土柱框架的拟动力试验和单调推覆试验(表G-1)。

表 G-1 环梁节点主要试验情况

批次	类型	个数	比例	地点	钢管直径/mm
1	静载	11	1: 3	广州交通研究所	200, 300
2	静载	2	原型	华南理工大学	800
3	低周往复	4	1: 3	清华大学	550, 800
4	低周往复	6	原型	同济大学	1000
5	拟动力、单调推覆	18	2层2跨框架	清华大学	500
6	静载	24	1: 2	同济大学	400—600
7	静载	1	原型	广州翠湖山庄工地	1600

G.1.2 忽略环梁、框架梁及钢管混凝土柱截面尺寸等的影响，取合适的剪环比 λ 及环筋计算系数，得到节点环梁承载力简化计算方法：由框架梁端截面的实配钢筋，即可得到环梁的配筋。节点环梁的设计步骤简要归纳如下：

1 依构造要求初选环梁的截面尺寸及抗剪环直径。环梁截面高度宜比框架梁大30mm，宽度不宜小于框架梁截面宽且需满足框架梁纵筋的锚固长度。在满足钢筋间距等构造要求的情况下，环梁宽可适当减小，但不应小于2/3框架梁宽。抗剪环筋可用圆钢，也可用方钢，直径或宽度不宜小于20mm，一般 $\geq 25\text{mm}$ ；并不宜少于二道，一道于环梁中部，一道于下部；

2 环梁的环筋和箍筋可由式(G.1.2-1)、(G.1.2-2)或式(G.1.2-3)、(G.1.2-4)求得，后者考虑了楼板的有利作用；

3 按式(G.3.1)、(G.3.2)、(G.3.3)、(G.3.4)验算节点环梁与钢管混凝土柱联结界面的受剪承载力。一般情况下为抗剪环承载面混凝土的局部承压强度所控制。当进行设防烈度地震组合承载力校核时，材料强度可采用标准值，作用效应的计算及承载力利用系数取值见3.9.5条。

G.3 环梁节点与钢管混凝土柱联结面的抗剪承载力验算

G.3.2 环梁中部抗剪环处混凝土局部承压强度取 $\sigma_{c,v} = 1.5f_c$ ，环梁底部抗剪环处取 $\sigma_{c,v} = 2.0f_c$ 。

G.3.4 当由框架梁端弯矩 M_k 形成的静摩擦力 $F_s = \mu_s \frac{M_k}{0.87h_{k0}} \geq V_k$ 时，环梁节点实现自锁（即仅静摩擦力就满足节点抗剪要求）。假定静摩擦系数 $\mu_s = 0.25$ ，当框架梁的剪跨比 $\lambda = \frac{M_k}{V_k h_{k0}} \geq \frac{0.87}{0.25} = 3.48$ 时，环梁节点能实现自锁。

相比与钢管柱与环梁联结面间的静摩擦力和粘结咬合力，与钢管贴焊的抗剪环是框架梁端剪力传递到钢管混凝土柱的可靠途径。环梁节点联结面的破坏形式有三种：联结面直剪破坏、抗剪环承压面混凝土的局部承压破坏和抗剪环筋与钢管间焊缝的剪坏。在环梁节点设计中，要保证框架梁端剪力可靠地传递到钢管混凝土柱，必须保证抗剪环自身和支承环梁处的混凝土不破坏。

为简化计算，可偏保守忽略环梁与钢管壁间的静摩擦力和环梁与钢管壁间的粘结咬合力，认为环梁节点的联结面抗剪计算内容包括联结面的直剪、混凝土局部承压、抗剪环与钢管壁之间的焊缝强度以及环梁的抗冲切等几方面验算。

G.3.5 一般情况下，环梁节点竖向受剪承载力由抗剪环支承面上的混凝土局部承压承载力所控制。

算例一：广州翠湖山庄钢管混凝土柱环梁节点的工程实例。钢管混凝土柱直径为 1600mm，节点环梁截面尺寸为 600mm×1000mm，框架梁截面尺寸为 600mm×950mm，梁端弯矩 3000kN·m，梁端最大剪力 2000kN，环梁、框架梁混凝土强度等级均为 C35，纵筋、箍筋均采用 HRB335 钢， $f_y = f_{yv} = 300\text{N/mm}^2$ ，上部受拉纵筋面积 $A_{sk上} = 11253.76\text{mm}^2$ ，下部受拉纵筋面积 $A_{sk下} = 803.84\text{mm}^2$ ，求节点环梁配筋。

【解】

1) 环梁的环向钢筋配筋

由式(G.1.2-3)，环梁上部环向钢筋面积

$$A_{sh上} = 0.7A_{sk上} = 7877.63\text{mm}^2$$

实配 8Φ36 ($A_{sh上} = 8143\text{mm}^2$)

由式(G.1.2-1)，环梁下部环向钢筋面积

$$A_{sh下} = 0.86A_{sk下} = 691.30\text{mm}^2$$

实配 4Φ16 ($A_{sk下} = 803.84\text{mm}^2$)

2) 环梁的箍筋配筋

环梁环筋强度设计值 $f_y = 300\text{N/mm}^2$ ，箍筋强度设计值 $f_{yv} = 300\text{N/mm}^2$ ， $\gamma_H = S / (r + b_h / 2)$ ；

由式(G.1.2-4)、(G.1.2-2)得, 环梁单位弧度箍筋为

$$\alpha_v A_{sv1} / \gamma_H = 0.19 f_y A_{sk上} / f_{yv} = 2138.21 \text{mm}^2$$

$$\alpha_v A_{sv2} / \gamma_H = 0.36 f_y A_{sk下} / f_{yv} = 289.38 \text{mm}^2$$

取 $\alpha_v A_{sv} / \gamma_H = \max(\alpha_v A_{sv1} / \gamma_H, \alpha_v A_{sv2} / \gamma_H) = 2138.21 \text{mm}^2$, 配筋形式如表 G.1.1 中编号 2,

$\alpha_v = 2.00$; 选定箍筋间距为 150mm, 则 $A_{sv} = 145.79 \text{mm}^2$ 。

故实配箍筋为 $\Phi 14@150 + \Phi 14@150$ (实配 $A_{sv} = 153.9 \text{mm}^2$)。

3) 节点环梁与钢管界面抗剪验算

由式(G.3.1)、(G.3.2)、(G.3.3)、(G.3.4-1)、(G.3.5),

环梁节点总剪力: $V = 4 \times 2000 \text{kN} = 8000 \text{kN} \leq \min\{14087, 11752, 17137, 20273\} \text{kN}$

满足环梁节点与钢管界面抗剪验算要求。

算例二: 某工程钢管混凝土柱直径为 900mm, 节点环梁尺寸为 400mm×750mm, 混凝土强度等级为 C35, 框架梁截面尺寸为 300mm×700mm, 框架梁端弯矩设计值为 700kN·m, 剪力设计值为 350kN, 上部配 7Φ25 纵筋, 下部配 4Φ20 纵筋, 求节点环梁配筋。

【解】

框架梁受拉钢筋配筋面积:

框架梁上部受拉纵筋面积 $A_{sk上} = 3436 \text{mm}^2$

框架梁下部受拉纵筋面积 $A_{sk下} = 1256 \text{mm}^2$

1) 环梁的环向钢筋

由式(G.1.2-3), 环梁上部环向钢筋面积

$$A_{sh上} = 0.7 A_{sk上} = 2405 \text{mm}^2$$

实配 5Φ25 ($A_{sh上} = 2454 \text{mm}^2$)

由式(G.1.2-1), 环梁下部环向钢筋面积

$$A_{sh下} = 0.86 A_{sk下} = 1080 \text{mm}^2$$

实配 4Φ20 ($A_{sh下} = 1256 \text{mm}^2$)

2) 环梁的箍筋

环梁环筋强度设计值 $f_y = 360\text{N/mm}^2$ ，箍筋强度设计值 $f_{yv} = 300\text{N/mm}^2$ ， $\gamma_H = S / (r + b_h / 2)$ 。

由式(G.1.2-4)、(G.1.2-2)得，环梁单位弧度箍筋为

$$\alpha_v A_{sv1} / \gamma_H = 0.19 f_y A_{sk上} / f_{yv} = 783.41\text{mm}^2$$

$$\alpha_v A_{sv2} / \gamma_H = 0.36 f_y A_{sk下} / f_{yv} = 542.59\text{mm}^2$$

取 $\alpha_v A_{sv} / \gamma_H = \max(\alpha_v A_{sv1} / \gamma_H, \alpha_v A_{sv2} / \gamma_H) = 783.41\text{mm}^2$ 箍筋采用表 G.1.1 的型式 2， $\alpha_v = 2.00$ ；

选定箍筋间距为 130mm，则 $A_{sv} = 78.34\text{mm}^2$ ，故实配箍筋 $\Phi 10@130 + \Phi 10@130$ (实配 $A_{sv} = 78.5\text{mm}^2$)；

3) 节点环梁与钢管界面抗剪验算

节点环梁中部及下部距梁底 100mm 处各配一直径为 20mm 的抗剪环，由式(G.3.1)、(G.3.2)、(G.3.3)、(G.3.4-1)、(G.3.5)，得：

$V = 4 \times 350\text{kN} = 1400\text{kN} \leq \min\{6027, 3305, 9624, 5837\}\text{kN}$ ，满足节点环梁与钢管界面抗剪验算要求。

算例三：各条件与算例二相同，节点环梁配筋设计不考虑楼板的有利作用，求节点环梁配筋。

【解】

框架梁受拉钢筋配筋面积同算例二

1) 环梁的环向钢筋

由式(G.1.2-1)，环梁上部环向钢筋面积

$$A_{sh上} = 0.86 A_{sk上} = 2953\text{mm}^2$$

实配 6 $\Phi 25$ ($A_{sh上} = 2940\text{mm}^2$)

环梁下部环向钢筋面积

$$A_{sh下} = 0.86 A_{sk下} = 1080\text{mm}^2$$

实配 3 $\Phi 22$ ($A_{sh下} = 1140\text{mm}^2$)

2) 环梁的箍筋

环梁环筋强度设计值 $f_y = 360\text{N/mm}^2$ ，箍筋强度设计值 $f_{yv} = 300\text{N/mm}^2$ ， $\gamma_H = S / (r + b_h / 2)$ 。

由式(G.1.2-2)得，环梁单位弧度箍筋为

$$\alpha_v A_{sv1} / \gamma_H = 0.36 f_y A_{sk上} / f_{yv} = 1484.35\text{mm}^2$$

$$\alpha_v A_{sv2} / \gamma_H = 0.36 f_y A_{sk下} / f_{yv} = 542.59 \text{mm}^2$$

取 $\alpha_v A_{sv} / \gamma_H = \max(\alpha_v A_{sv1} / \gamma_H, \alpha_v A_{sv2} / \gamma_H) = 1484.35 \text{mm}^2$ 箍筋采用表 G.1.1 的型式 2,

$\alpha_v = 2.00$; 选定箍筋间距为 130mm, 则 $A_{sv} = 148.44 \text{mm}^2$, 故实配箍筋为 $\Phi 14@130 + \Phi 14@130$ (实配 $A_{sv} = 153.9 \text{mm}^2$);

3) 节点环梁与钢管界面抗剪验算

环梁节点中部及下部距梁底 100mm 处各配一直径为 20mm 的抗剪环, 由式(G.3.1)、(G.3.2)、(G.3.3)、(G.3.4-1)、(G.3.5)得: $V = 4 \times 350 \text{kN} = 1400 \text{kN} \leq \min\{6027, 3305, 9624, 9270\} \text{kN}$, 满足节点环梁与钢管界面抗剪验算要求。

附录 H 结构弹性、弹塑性时程分析可选择的地震波

本附录的地震动记录可根据地震事件、测站名称等在相关国家的地震波库中取得。也可通过网站www.wwforu.com下载并安装结构抗震性能设计软件PBSD，在安装目录中取得（免费）。获取的地震动记录不得用于买卖等商业用途。