

GUOJI AJIANZHUBIAOZHUNSHENI 16G108-7

国家建筑标准设计图集

16G108-7

《高层民用建筑钢结构技术规程》图示

中国建筑标准设计研究院

国图16系列

国家建筑标准设计图集 16G108-7

《高层民用建筑钢结构技术规程》图示

批准部门: 中华人民共和国住房和城乡建设部

组织编制: 中国建筑标准设计研究院

中国计划出版社

国图16系列

图书在版编目 (CIP) 数据

国家建筑标准设计图集.《高层民用建筑钢结构技术规程》图示: 16G108-7 / 中国建筑标准设计研究院组织编制. —北京: 中国计划出版社, 2016. 7

ISBN 978-7-5182-0442-7

I. ①国... II. ①中... III. ①建筑设计—中国—图集
②高层建筑—民用建筑—钢结构—建筑设计—中国—图集
IV. ①TU206②TU973-64

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2016) 第 115256 号

郑重声明: 本图集已授权“全国律师知识产权保护协作网”对著作权 (包括专有出版权) 在全国范围予以保护, 盗版必究。

举报盗版电话: 010-63906404

010-68318822

国家建筑标准设计图集 《高层民用建筑钢结构技术规程》图示

16G108-7

中国建筑标准设计研究院 组织编制

(邮政编码: 100048 电话: 010-68799100)

☆

中国计划出版社出版

(地址: 北京市西城区木樨地北里甲 11 号国宏大厦 C 座 3 层)

北京国图印刷厂印刷

787mm×1092mm 1/16 5 印张 20 千字

2016 年 7 月第 1 版 2016 年 7 月第 1 次印刷

☆

ISBN 978-7-5182-0442-7

定价: 48.00 元

国图16系列

住房和城乡建设部关于批准《内装修—细部构造》等 8项国家建筑标准设计的通知

建质函[2016]90号

各省、自治区住房和城乡建设厅，直辖市建委（规委）及有关部门，新疆生产建设兵团建设局：

经审查，批准由中国建筑标准设计研究院有限公司等单位编制的《内装修—细部构造》等8项标准设计为国家建筑标准设计。该8项标准设计自2016年6月1日起实施。原《内装修—轻钢龙骨内（隔）墙装修及隔断》（03J502-1）、《内装修—室内吊顶》（03J502-2）、《内装修—室内（楼）地面及其它装修构造》（03J502-3）、《木门窗》（04J601-1）、《木门窗（部品集成式）》（03J601-2）、《建筑节能门窗（一）》（06J607-1）、《铝合金节能门窗》（03J603-2）、《典型地区用节能型外门窗》（11J607-2）、《公用建筑卫生间》（02J915）、《住宅排气道（一）》（07J916-1）、《多、高层民用建筑钢结构节点构造详图（含2004年局部修改版）》（01SG519）、（01（04）SG519）标准设计同时废止。

附件：国家建筑标准设计名称及编号表

中华人民共和国住房和城乡建设部

二〇一六年五月六日

“建质函[2016]90号”文批准的8项国家建筑标准设计图集号

序号	图集号	序号	图集号	序号	图集号	序号	图集号
1	16J502-4	3	16J607	5	16J916-1	7	16G108-7
2	16J601	4	16J914-1	6	16J934-3	8	16G519

《〈高层民用建筑钢结构技术规程〉图示》编审名单

编制组负责人： 武子斌

编制组成员： 郁银泉 武子斌 苏明周

审查组长： 童根树

审查组成员： 钱稼茹 柴 和 童根树 郭彦林 贺明玄 刘先明 贺贤娣（函审）

项目负责人： 武子斌

项目技术负责人： 郁银泉

国标图热线电话：010-68799100 发 行 电 话：010-68318822

查阅标准图集相关信息请登录国家建筑标准设计网站 <http://www.chinabuilding.com.cn>

国图16系列

《高层民用建筑钢结构技术规程》图示

批准部门 中华人民共和国住房和城乡建设部 批准文号 建质函[2016]90号

主编单位 中国建筑标准设计研究院有限公司 统一编号 GJBT-1385
西安建筑科技大学

实行日期 二零一六年六月一日 图集号 16G108-7

主编单位负责人 孙永 史应新

主编单位技术负责人 孙永 史应新

技术审定人 孙永 史应新

设计负责人 孙永 史应新

目 录

目录	1、2	3.3 建筑形体及结构布置的规则性 (3.3.9)	13
总说明	3、4	3.4 地基、基础和地下室 (3.4.1~3.4.6)	19
2.1 术语 (2.1.1、2.1.2)	5	3.5 水平位移限值和舒适度要求 (3.5.3)	37
2.1 术语 (2.1.3)	6、8	3.5 水平位移限值和舒适度要求 (3.5.2、6)	20
2.1 术语 (2.1.4)	6、9、10	3.7 抗震等级 (3.7.1~3.7.3)	16、17
2.1 术语 (2.1.5~2.1.7)	6、7	4.1 选材基本规定 (4.1.2)	21~23
2.1 术语 (2.1.9~2.1.12)	6、11	4.1 选材基本规定 (4.1.5、6、8、9)	24、25
3.1 一般规定 (3.1.1、2)	16、17	4.1 选材基本规定 (4.1.10)	26
3.2 结构体系和选型 (3.2.1)	6~13	4.1 选材基本规定 (4.1.11)	27
3.2 结构体系和选型 (3.2.4)	6、7	5.1 竖向荷载和温度作用 (5.1.1~5.1.7)	28
3.3 建筑形体及建筑布置的规则性 (3.3.1、3、10)	14、15	5.2 风荷载 (5.2.5~5.2.9)	29、30
3.3 建筑形体及建筑布置的规则性 (3.3.4、5)	18	5.2 风荷载 (5.2.2、3)	20
3.3 建筑形体及建筑布置的规则性 (3.3.6)	9	5.3 地震作用 (5.3.1、2、4~7)	31、32
3.3 建筑形体及建筑布置的规则性 (3.3.7)	20	5.3 地震作用 (5.3.1)	34、35
3.3 建筑形体及建筑布置的规则性 (3.3.8)	36	5.3 地震作用 (5.3.2)	37

目 录

图集号 16G108-7

主编 孙永 史应新 校对 孙永 史应新 设计 孙永 史应新

页 1

5.3 地震作用 (5.3.3)	33
5.4 水平地震作用计算 (5.4.1~5.4.3)	31、32
5.5 竖向地震作用 (5.5.1~5.5.3)	34、35
6.1 一般规定 (6.1.1)	37
6.1 一般规定 (6.1.2、3)	36
6.2 弹性分析 (6.2.1、7)	38
6.2 弹性分析 (6.2.5)	39
6.2 弹性分析 (6.2.2、3)	40、41
6.3 弹塑性分析 (6.3.1~3)	40、41
6.3 弹塑性分析 (6.3.3)	37
6.3 弹塑性分析 (6.3.4)	43
6.3 弹塑性分析 (6.3.5、6)	40~42
6.4 荷载组合和地震作用组合的效应 (6.4.6)	37
7.1 梁 (7.1.2~7.1.4)	44
7.3 框架柱 (7.3.2)	45
7.3 框架柱 (7.3.6、7)	46
7.5 中心支撑框架 (7.5.1)	10
7.5 中心支撑框架 (7.5.6)	47
7.5 中心支撑框架 (7.5.7)	48
7.5 中心支撑框架 (7.5.1)	10
7.6 偏心支撑框架 (7.6.1)	7
7.7 伸臂桁架和腰桁架 (7.7.1、2)	49、50
8.3 梁与柱连接的形式和构造要求 (8.3.1、2、6)	51
8.4 柱与柱的连接 (8.4.2)	52
8.5 梁与梁的连接和梁腹板设孔的补强 (8.5.1)	53

8.5 梁与梁的连接和梁腹板设孔的补强 (8.5.5)	54
9.3 放样、号料和切割 (9.3.1、2)	55
9.3 放样、号料和切割 (9.3.3)	56
9.4 矫正和边缘加工 (9.4.2)	57
9.6 焊接 (9.6.9)	58
10.2 定位轴线、标高和地脚螺栓 (10.2.3、4、6、7)	59
10.3 构件的质量检查 (10.3.3)	55
10.4 吊装构件的分段 (10.4.2)	60
10.5 构件的安装及焊接顺序 (10.5.2)	60
10.6 钢构件的安装 (10.6.8、9)	60
10.8 安装的焊接工艺 (10.8.11)	58
10.9 高强度螺栓施工工艺 (10.9.7)	61
长细比和刚度要求	62
宽厚比 (径厚比) 要求	63
阻尼比取值要求	64
承载力设计要求	65
荷载组合要求	66、67
抗震分析内力、承载力调整	68~70
要求全熔透的焊缝	71、72
构件和连接计算索引	73
主要修订内容	74、75

目 录

图类号 16G108-7

审图 郝晓东 4444 校对 苏明周 苏明周 设计 武子斌 武斌

页 2

总 说 明

1 编制依据

1.1 本图集是根据建设部建质函[2008]83号“关于《2008年国家建筑标准设计编制工作计划》的通知”及现行国家有关标准规范进行编制。

1.2 本图集依据的主要标准规范

《高层民用建筑钢结构技术规程》	JGJ 99-2015
《建筑抗震设计规范》	GB 50011-2010
《钢结构焊接规范》	GB 50661-2011
《钢结构高强度螺栓连接技术规程》	JGJ 82-2011
《建筑结构制图标准》	GB/T 50105-2010

当依据的标准规范进行修订或有新的标准规范出版实施时,本图集与现行工程建设标准不符的内容、限制或淘汰的技术或产品,视为无效。工程技术人员在参考使用时,应注意加以区分,并应对本图集相关内容进行复核后选用。

2 适用范围

适用于全国建设单位、建筑钢结构设计、施工、监理、验收等相关人员配合《高层民用建筑钢结构技术规程》(以下简称《高钢规》)使用,并可作为土木工程相关专业的教师和学生对这部分内容教学的参考。

3 编制原则

将《高钢规》的条文通过图、表格等形式表示出来,力求

简明、准确地反映《高钢规》的原意,以便使用者更好的理解和执行此规程。本图集并未涵盖《高钢规》的全部内容,仅针对部分条文内容进行了图示。实际工程设计应以《高钢规》为准。

4 编制方式

4.1 本图集以《高钢规》的条文及条文说明为依据,基本按照此规程的条文顺序编排,但有些图示基于同一主题等考虑的编排,条文顺序和页码顺序有可能是不一致的,为方便查阅,本图集目录以《高钢规》的章节和条文先后为序。

4.2 图示表达

4.2.1 页面顶部蓝底部分是对《高钢规》原文(包括章节编号等)的直接引用。

在蓝底引用条文部分出现的符号【xxx】是本图集的说明,不属于《高钢规》。条文编号前加*的是从其他相关规范引用的,有此情况的在当页说明。

由于篇幅所限,引用的条文可能是不完整的,与图示关系不密切的条款、图、表、公式有可能省略。有省略时在当页注明。完整的条文见《高钢规》。

由于图集的编排原因,《高钢规》原文的同一条不同款可能在不同图页出现,有此情况的在当页说明。

4.2.2 白底部分为图示内容,是对《高钢规》的理解和注释。

总 说 明

图编号 16G108-7

审核 郝德来 设计 武子斌 武斌

页 3

“XXX图示X”为本图集对《高钢规》条文所作图示对应的编号。

对规范条文的解释内容超出一页时,采用续页的编排方式。

5 其他

5.1 本图集还参考了《钢结构设计规范》GB 50017的报批稿

(2016)进行编制,使用时如发现与正式出版后的规范条文不一致,应以正式出版的规范条文为准执行。

5.2 16G519《多、高层民用建筑钢结构节点构造详图》关于高层民用建筑钢结构节点构造有全面、详细的表述,为避免重复,本图集关于《高钢规》第8章(连接设计)内容没有过多涉及,需要时可与该图集一同使用。

总 说 明

图美号 16G108-7

审核 杨振东 设计 武子斌 武斌

校核 苏明周

页

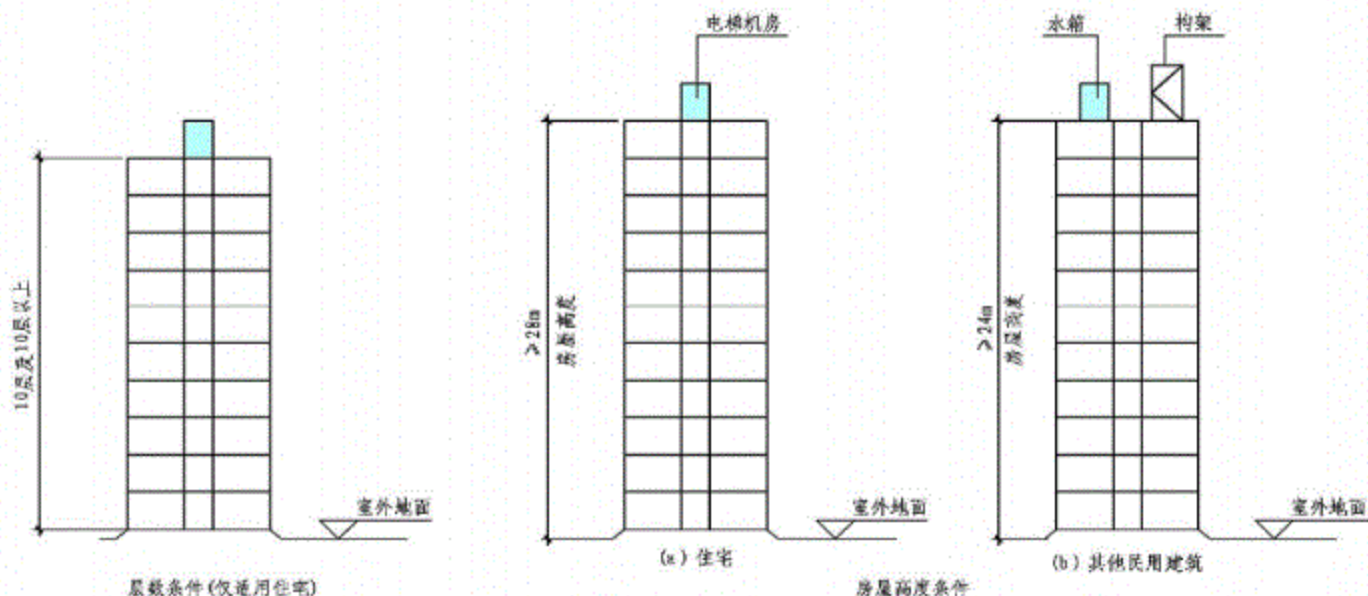
4

2.1.1 高层民用建筑

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

2.1.2 房屋高度

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



2.1.1、2.1.2图示

注：层数和房屋高度的判定条件满足其一，即可判定为高层建筑。

2.1 术语

图集号 16G108-7

审图 杨能平 校对 苏明周 设计 武子斌

页 5

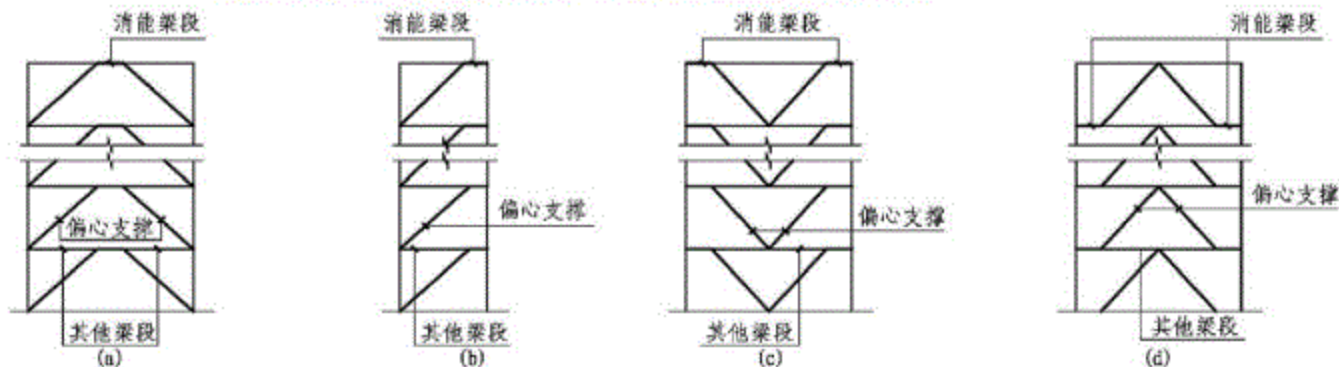
- 2.1.3 框架 moment frame
由柱和梁为主要构件组成的具有抗剪和抗弯能力的结构。
- 2.1.4 中心支撑框架 concentrically braced frame
支撑杆件的工作线交汇于一点或多点,但相交构件的偏心距应小于最小连接构件的宽度,杆件主要承受轴心力。
- 2.1.5 偏心支撑框架 eccentrically braced frame
支撑框架构件的杆件工作线不交汇于一点,支撑连接点的偏心距大于连接点处最小构件的宽度,可通过消能梁段耗能。
- 2.1.6 支撑斜杆 diagonal bracing
承受轴力的斜杆,与框架结构协同作用以桁架形式抵抗侧向力。
- 2.1.7 消能梁段 link
偏心支撑框架中,两根斜杆端部之间或一根斜杆端部与柱间的梁段。
- 2.1.8 屈曲约束支撑 buckling restrained brace
支撑的屈曲受到套管的约束,能够确保支撑受压屈服前不屈曲的支撑,可作为耗能阻尼器或抗震支撑。
- 2.1.9 钢板剪力墙 steel plate shear wall
将设置加劲肋或不设加劲肋的钢板作为抗侧力剪力墙,是通过拉力场提供承载能力。
- 2.1.10 无粘结内藏钢板支撑墙板 shear wall with unbonded bracing inside
以钢板条为基本支撑,外包混凝土墙板为约束构件的板式屈曲约束支撑墙板。
- 2.1.11 带竖缝混凝土剪力墙 slitted reinforced concrete shear wall
将带有一段竖缝的钢筋混凝土墙板作为抗侧力剪力墙,是通过竖缝墙段的抗弯屈服提供承载能力。
- 2.1.12 延性墙板 shear wall with refined ductility
具有良好延性和抗震性能的墙板。本规程特指:带加劲肋的钢板剪力墙,无粘结内藏钢板支撑墙板、带竖缝混凝土剪力墙板。
- 3.2.1 高层民用建筑钢结构可采用下列结构体系:
1 框架结构;
2 框架-支撑结构:包括框架-中心支撑、框架-偏心支撑和框架-屈曲约束支撑结构;
3 框架-延性墙板结构;
4 筒体结构:包括框筒、筒中筒、桁架筒和束筒结构;
5 巨型框架结构。
- 3.2.4 房屋高度不超过50m的高层民用建筑可采用框架、框架-中心支撑或其他体系的结构;超过50m的高层民用建筑,8、9度时宜采用框架-偏心支撑、框架-延性墙板或屈曲约束支撑等结构。高层民用建筑钢结构不应采用单跨框架结构。
- 3.3.6 抗震设计的框架-支撑、框架-延性墙板结构中,支撑、延性墙板宜沿建筑高度竖向连续布置,并应延伸至计算嵌固端,除底部楼层和伸臂桁架所在楼层外,支撑的形式和布置沿建筑竖向宜一致。

2.1术语、3.2结构体系和选型 3.3结构型式及结构布置的规则性				图集号	16G108-7
主编:相维才	校核:苏明周	设计:武子斌	武斌	页	6

7.6.1 偏心支撑框架中的支撑斜杆, 应至少有一端与梁连接, 并在支撑与梁交点和柱之间或支撑同一跨内另一支撑与梁交点之间形成消能梁段 (图7.6.1)。超过50m 的钢结构采用偏心支撑框架时, 顶层可采用中心支撑。【图7.6.1此处略, 见《高钢规》】

结构类型		选用要求	备注
框架结构		不应采用单跨框架结构	
框架-支撑结构	框架-中心支撑结构	超过50m的建筑, 8、9度时 宜采用的结构体系	超过50m的偏心支撑框架 顶层可采用中心支撑
	框架-偏心支撑结构		
	框架-屈曲约束支撑结构		
框架-延性墙板结构	框架-钢板剪力墙结构		
	框架-无粘结内藏钢板支撑墙板结构		
	框架-内藏竖缝混凝土剪力墙板结构		
筒体结构	框筒		
	筒中筒		
	桁架筒		
	束筒		
巨型框架结构			

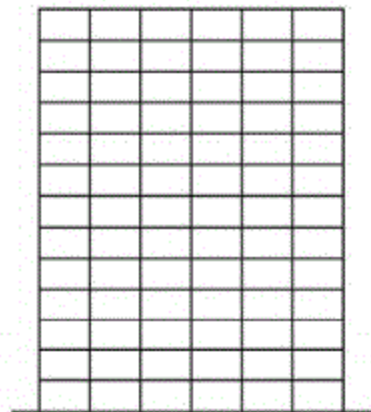
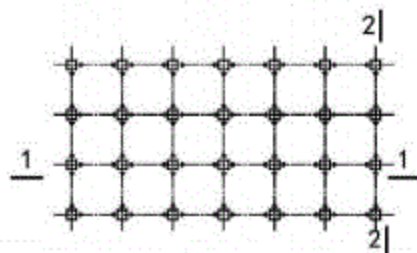
2.1.3~2.1.11图示 3.2.1图示1, 3.2.4图示, 7.6.1图示1



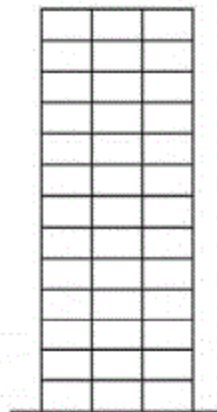
2.1.5, 2.1.6, 2.1.7图示 7.6.1图示2 偏心支撑结构示意图

注: 本页中的其他梁端指位于消能梁段同一跨的框架梁端。

2.1术语、3.2结构体系和选型		图编号	16G108-7
7.6偏心支撑框架			
编制 郭振球	校对 苏明周	设计 武子斌	页 7



1-1
框架柱、框架梁节点刚接



2-2
框架柱、框架梁节点刚接

注：高层民用建筑钢框架结构宜采用双向刚接，不宜采用一个方向刚接，另一方向铰接结合框架结构。

2.1术语、3.2结构体系和选型

图类号

16G108-7

审核 杨晓东 设计 武子斌 武斌

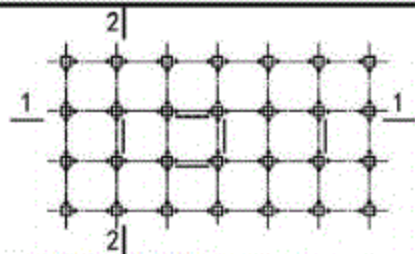
校对 苏明周

设计 武子斌

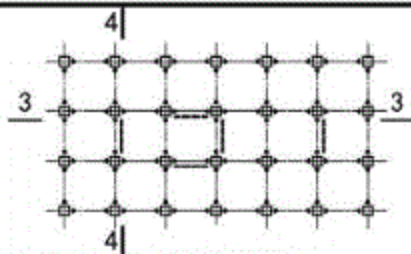
武斌

页

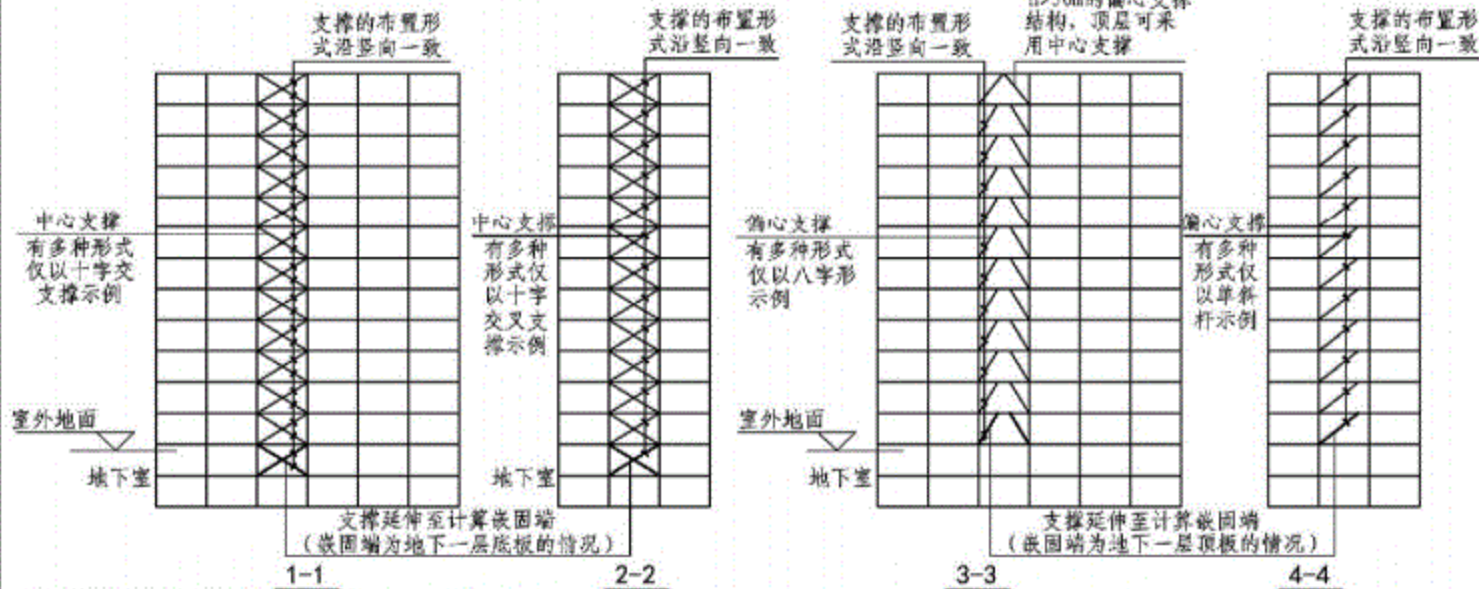
8



3.2.1 图示2 2.1.4 图示1 框架-中心支撑结构



3.2.1 图示3 2.1.5 图示 框架-偏心支撑结构



- 注: 1. 伸臂桁架所在楼层竖向支撑可不一致, 见7.7节图示。
2. 1-1、2-2中和最下层支撑相连的梁和端应有可靠连接
以保证抗侧力形式的过渡, 使水平力有效传递。
3. 关于支撑布置, 根据需要, 跨层支撑和偏心、中心支
撑混用的情况也是常见的, 本图仅示意一种情况。

3.3.6 图示

2.1 术语、3.2 结构体系和选型

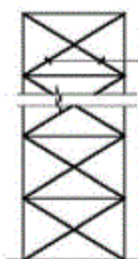
图集号 16G108-7

主编 赵振东 校对 苏明周 苏明周 设计 武子斌 武斌

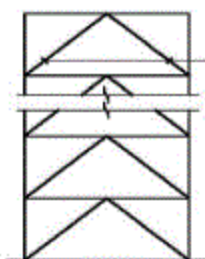
页 9

7.5.1 高层民用建筑钢结构的中心支撑宜采用：十字交叉斜杆（图7.5.1-1a），单斜杆（图7.5.1-1b），人字形斜杆（图7.5.1-1c）或V形斜杆体系。中心支撑斜杆的轴线应交汇于框架梁柱的轴线上。抗震设计的结构不得采用X形斜杆体系（图7.5.1-1d），当采用只能受拉的单斜杆体系时，应同时设不同倾斜方向的两组单斜杆（图7.5.1-2），且每层不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不得大于10%。

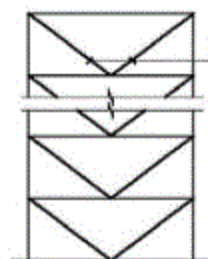
【图7.5.1-1,2此处略，见《高钢规》】



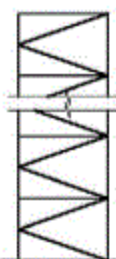
十字交叉斜杆



人字形斜杆

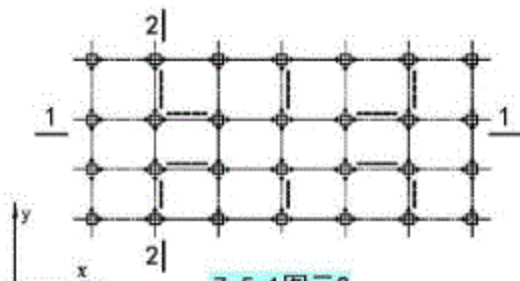


V形斜杆

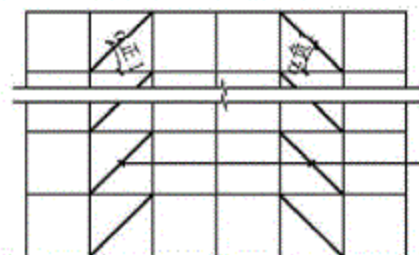


X形斜杆 (抗震设计时不得采用)

2.1.4图示2 7.5.1图示1



7.5.1图示2



1-1
单斜杆



2-2
单斜杆

支撑的布置满足,对任一层层:

$$\text{X轴方向: } \frac{\left| \sum_{i=1}^n (A_i \sin \alpha_i) - \sum_{j=1}^m (A_j \sin \alpha_j) \right|}{\max \left\{ \sum_{i=1}^n (A_i \sin \alpha_i), \sum_{j=1}^m (A_j \sin \alpha_j) \right\}} < 10\%$$

$$\text{Y轴方向: } \frac{\left| \sum_{i=1}^n (A_i \cos \beta_i) - \sum_{j=1}^m (A_j \cos \beta_j) \right|}{\max \left\{ \sum_{i=1}^n (A_i \cos \beta_i), \sum_{j=1}^m (A_j \cos \beta_j) \right\}} < 10\%$$

A_i 为沿坐标轴正方向到负方向下倾的斜杆; $\cos \alpha_i$ 为其倾角。其余类推。

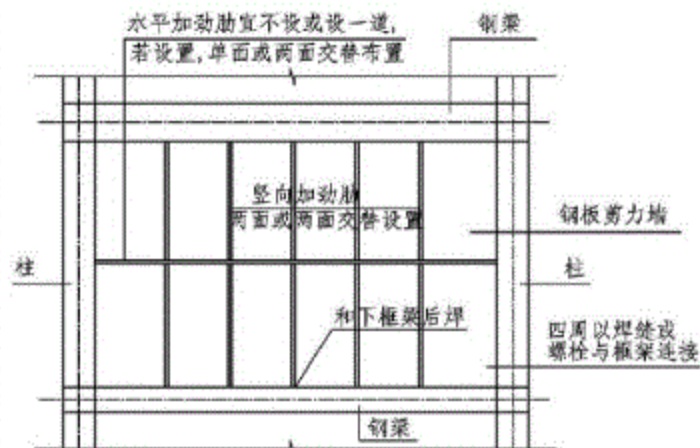
注: 7.5.1条文中所说的“不同方向”指的是同一轴线(X轴或Y轴)的两个不同倾斜方向, 所列计算式以正、负指代。

2.1术语、7.5中心支撑框架

图集号 16G108-7

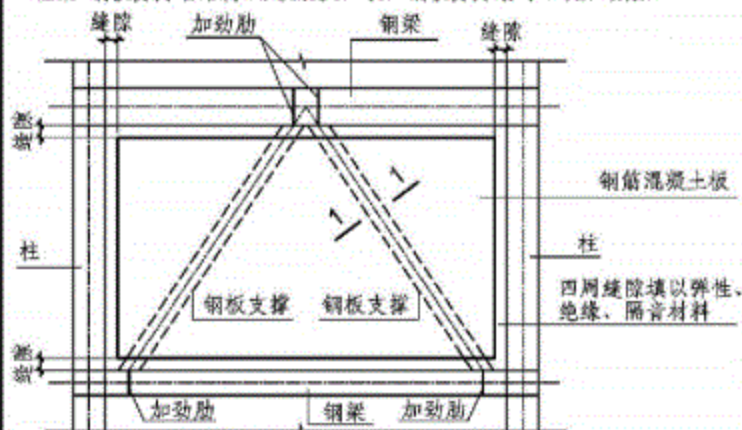
编制: 杨晓军, 校核: 苏明周, 设计: 武子斌, 审核: 武斌

页 10



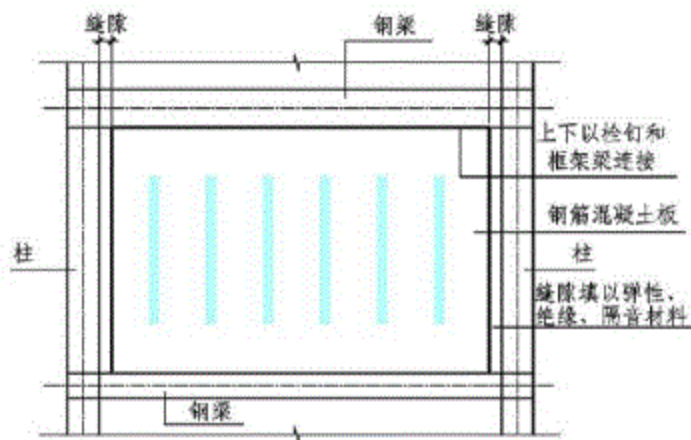
3.2.1图示4 2.1.9, 2.1.12图示

框架-钢板剪力墙结构(非抗震及四级, 钢板剪力墙可不设加劲肋)



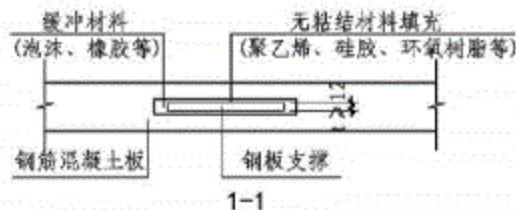
3.2.1图示5 2.1.10, 2.1.12图示

框架-无粘结内藏钢板支撑混凝土墙板结构



3.2.1图示6 2.1.11, 2.1.12图示

框架-内嵌竖缝混凝土剪力墙板结构



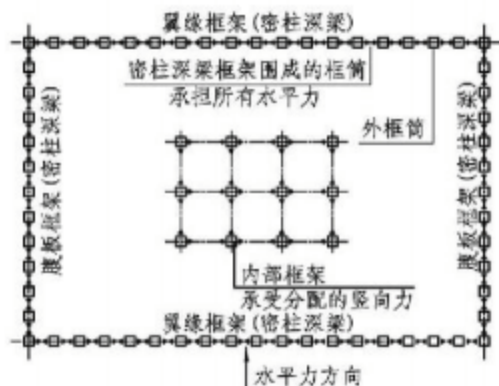
注:

1. 无粘结内藏钢板支撑墙板可视为以混凝土墙板作为钢板支撑屈曲约束条件的屈曲约束支撑。
2. 仅对几种延性墙板做简单图示, 篇幅所限, 未详细展开。
3. 延性墙板应用举例: 钢板剪力墙, 津塔; 无粘结内藏钢板支撑混凝土墙板, 中国尊; 内嵌竖缝混凝土剪力墙板, 京城大厦。

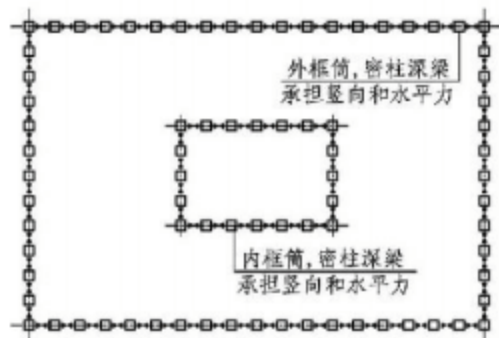
2.1术语、3.2结构体系和选型

图奥号 16G108-7

编制: 郭振豪 校对: 苏明周 设计: 武子斌 页 11



3.2.1 图7 框筒结构平面示意图



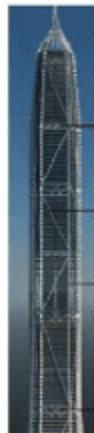
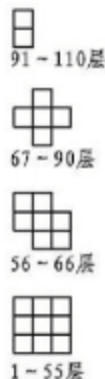
3.2.1 图8 筒中筒结构平面示意图
(必要时按7.7节要求设置伸臂桁架)



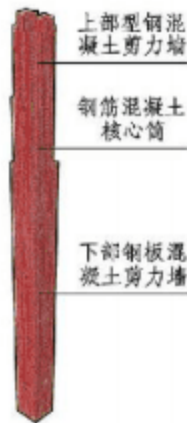
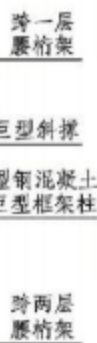
网格式筒实例-广州西塔



束筒实例-芝加哥西尔斯大厦



复杂超高层建筑实例-深圳平安金融中心



注:

1. 筒体的形式可以是矩形、三角形、圆形等形式, 筒与框架或筒与筒的布置组合亦形式多样, 本文仅举列了一种较简单的形式。
2. 筒中筒结构由于其外立面的制约, 采光差、成本高等方面的缺点, 呈减少趋势。
3. 复杂的超高层建筑经常是巨型结构、筒体结构、支撑结构、增板结构、混合结构等的综合应用, 如近年建设的深圳平安金融中心、上海中心、天津高银117大厦、中国尊(巨型桁架外筒)等项目均是此类复杂超高层建筑。

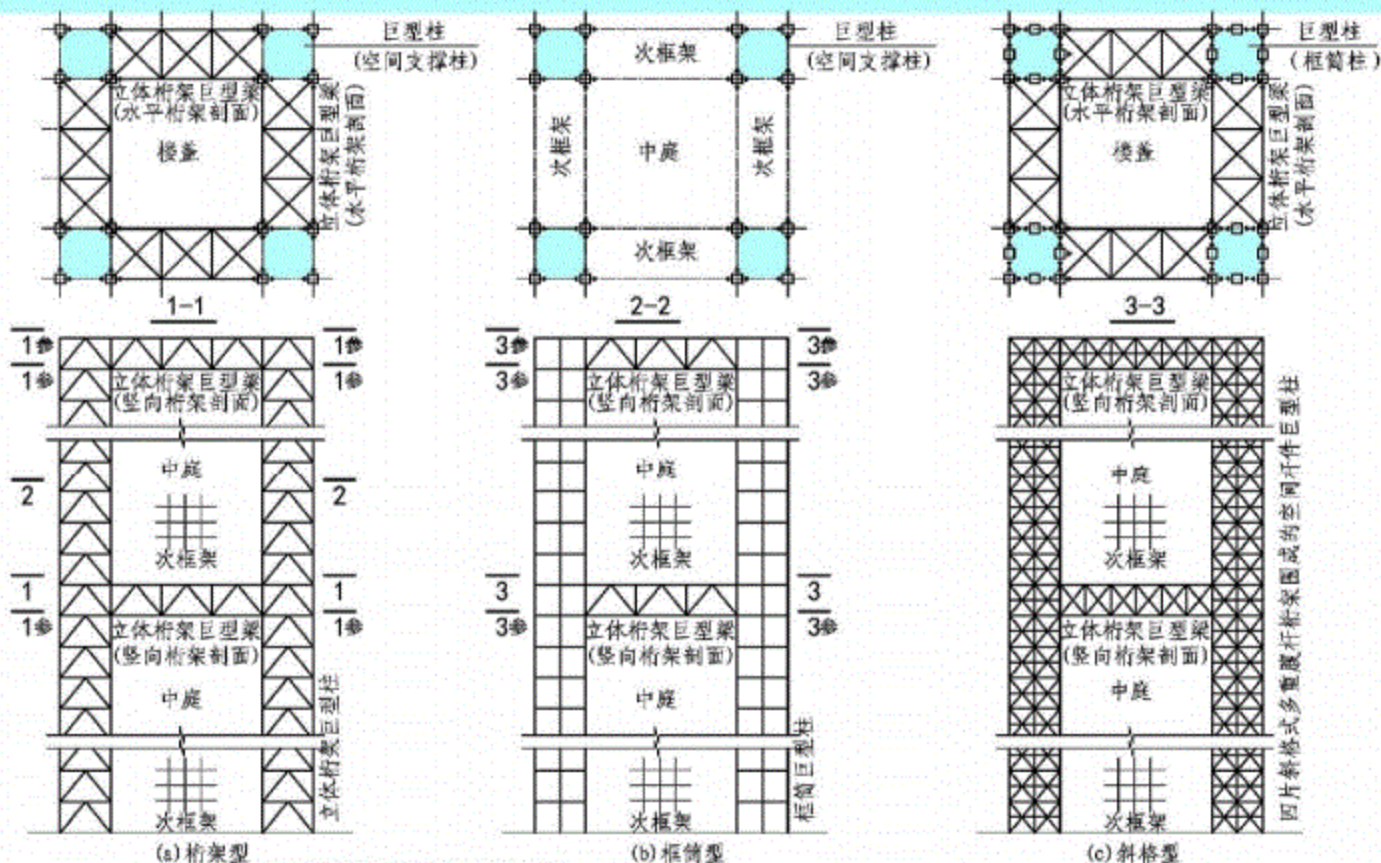
3.2 结构体系和选型

图集号 16G108-7

编制: 赵振东, 校对: 苏明周, 设计: 武子斌

页 12

3.3.9 建筑物中有较大的中庭时，可在中庭的上端楼层用水平桁架将中庭开口连接，或采取其他增强结构抗扭刚度的有效措施。



注:

1. 主框架由巨型梁和巨型柱组成。
2. 立体桁架巨型梁由竖向桁架、水平桁架及斜连杆围成。

3.3.9图示 3.2.1图示9 巨型框架

3.2 结构体系和选型

3.3 建筑形体及结构布置的规则性

图例号 16G108-7

审核 郭振章 校对 苏明周 设计 武子斌 页 13

- 3.3.1 高层民用建筑钢结构的建筑设计应根据抗震概念设计的要求明确建筑形体的规则性。不规则的建筑方案应按规定采取加强措施；特别不规则的建筑方案应进行专门研究和论证，采用特别的加强措施；严重不规则的建筑方案不应采用。
- 3.3.2 高层民用建筑钢结构及其抗侧力结构的平面布置宜规则、对称，并应具有良好的整体性；建筑的立面和竖向剖面宜规则，结构的侧向刚度沿高度均匀变化，竖向抗侧力构件的截面尺寸和材料强度宜自下而上逐渐减小，应避免抗侧力结构的侧向刚度和承载力突变。建筑形体及其结构布置的平面、竖向不规则性，应按下列规定划分：
- 1 高层民用建筑存在表3.3.2-1所列的某项平面不规则类型或表3.3.2-2所列的某项竖向不规则类型以及类似的不规则类型，应属于不规则的建筑。
 - 2 当存在多项不规则或某项不规则超过规定的参考指标较多时，应属于特别不规则的建筑。【表3.3.2-1、2此处略，见《高钢规》】
- 3.3.3 不规则高层民用建筑应按下列要求进行水平地震作用计算和内力调整，并应对薄弱部位采取有效的抗震构造措施：
- 1 平面不规则而竖向规则的建筑物，应采用空间结构计算模型，并应符合下列规定：
 - 1) 扭转不规则或偏心布置时，应计入扭转影响，在规定的水平力及偶然偏心作用下，楼层两端弹性水平位移（或层间位移）的最大值与其平均值的比值不宜大于1.5，当最大层间位移远小于规程限值时，可适当放宽。
 - 2) 凹凸不规则或楼板局部不连续时，应采用符合楼板平面内实际刚度变化的计算模型；高烈度或不规则程度较大时，宜计入楼板局部变形的影响。
 - 3) 平面不对称且凹凸不规则或局部不连续时，可根据实际情况分块计算扭转位移比，对扭转较大的部位应采用局部的内力增大。
 - 2 平面规则而竖向不规则的高层民用建筑，应采用空间结构计算模型，侧向刚度不规则、竖向抗侧力构件不连续、楼层承载力突变的楼层，其对应于地震作用标准值的剪力应乘以不小于1.15的增大系数，应按本规程有关规定进行弹塑性变形分析，并应符合下列规定：
 - 1) 竖向抗侧力构件不连续时，该构件传递给水平转换构件的地震内力应根据烈度高低和水平转换构件的类型、受力情况、几何尺寸等，乘以1.25~2.0的增大系数；
 - 2) 侧向刚度不规则时，相邻层的侧向刚度比应依据其结构类型符合本规程第3.3.10条的规定；
 - 3) 楼层承载力突变时，薄弱层抗侧力结构的受剪承载力不应小于相邻上一楼层的65%。
 - 3 平面不规则且竖向不规则的高层民用建筑，应根据不规则类型的数量和程度，有针对性地采取不低于本条1、2款要求的各项抗震措施。特别不规则时，应经专门研究，采取更有效的加强措施或对薄弱部位采用相应的抗震性能化设计方法。
- 3.3.10 抗震设计时，高层民用建筑相邻楼层的侧向刚度变化应符合下列规定：
- 1 对框架结构，楼层与其相邻上层的侧向刚度比 γ_1 可按式(3.3.10-1)计算，且本层与相邻上层的比值不宜小于0.7，与相邻上部三层刚度平均值的比值不宜小于0.8。
 - 2 对框架-支撑结构、框架-延性墙板结构、筒体结构和巨型框架结构，楼层与其相邻上层的侧向刚度比 γ_2 可按式(3.3.10-2)计算，且本层与相邻上层的比值不宜小于0.9；当本层层高大于相邻上层层高的1.5倍时，该比值不宜小于1.1；对结构底部嵌固层，该比值不宜小于1.5。
- 【式(3.3.10-1、2)此处略，见《高钢规》】

注：相关图示见下页。

3.3 建筑形体及结构布置的规则性

图编号 16G108-7

编制 郝晓豪 校对 苏明周 设计 武子斌

页 14

规则性类别	判定条件		方案选用和设计要求	备注
规则	平面布置规则、对称, 具有良好整体性; 高度均匀变化; 建筑立面和竖向剖面规则, 侧向刚度沿竖向抗侧力构件的截面尺寸和材料强度自下而上逐渐减小; 抗侧力结构的侧向刚度和承载力无突变			规则建筑可直接判定指标, 可通过排除非特别不规则、非不规则结构来反向判定为规则结构
不规则	平面不规则 (《高钢规》表3.3.2-1)	(1) 扭转不规则	计入扭转影响, 考虑偶然偏心的扭转位移比不大于1.5; 最大层间位移远小于规范限值时, 可适当放宽	采取加强措施, 如左 采用空间结构计算模型
		(2) 偏心布置		
		(3) 凹凸不规则		
		(4) 楼板局部不连续		
	竖向不规则 (《高钢规》表3.3.2-2)	(5) 竖向抗侧力构件不连续	(i) 符合(3)或(4): 应采用符合楼板平面内实际刚度变化的计算模型; 高烈度或不规则程度较大时, 宜计入楼板局部变形的影响;	
		(6) 侧向刚度不规则	(ii) 符合(3)或(4)且平面不对称: 可根据实际情况分块计算扭转位移比; 对扭转较大部位应采用局部内力增大该构件传递给水平转换构件的地震内力应乘以1.25~2.0增大系数(根据烈度、水平转换构件的类型、受力情况、几何尺寸等确定)	
		(7) 楼层承载力突变	相邻层的侧向刚度比应符合《高钢规》3.3.10条的规定	
特别不规则	(1) 符合七个不规则类型的三个及以上 (2) 《抗规》GB 50011-2010之3.4.1条文说明表1的任意一项 (3) 同时符合平面不规则和竖向不规则且其中一项接近上述表1的不规则指标		进行专门研究和论证 采用特别的加强措施	详见《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》(2015版)的规则性超限的相关规定
严重不规则	体型复杂, 多项不规则指标超过《高钢规》3.3.3条(《抗规》3.4.4条)上限值或某一项大大超过规定值		不应采用	

3.3.1, 3.3.2, 3.3.3图示

3.3.10图示

3.3 建筑形体及结构布置的规则性

图例号 16G108-7

编制 郝建 4月21日 校对 苏明周 苏明周 设计 武子斌 武汉

页 15

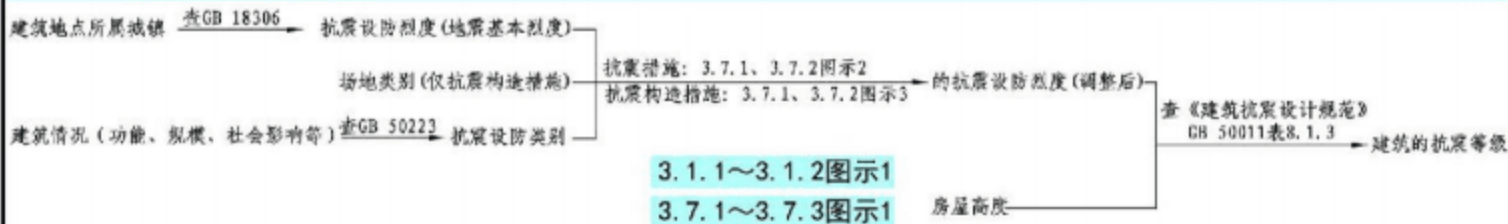
- 3.1.1 高层民用建筑的抗震设防烈度必须按国家审批、颁发的文件确定。一般情况下,抗震设防烈度应采用根据中国地震动参数区划图确定的地震基本烈度。
- 3.1.2 抗震设计的高层民用建筑,应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223的规定确定其抗震设防类别。本规程中的甲类建筑、乙类建筑、丙类建筑分别为现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223中的特殊设防类、重点设防类、标准设防类的简称。
- 3.7.1 各抗震设防类别的高层民用建筑钢结构的抗震措施应分别符合现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223和《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定。【GB 50223-2008第3.0.3条,GB50011-2010第3.3.2条】
- 3.7.2 当建筑场地为Ⅲ、Ⅳ类时,对设计基本地震加速度为0.15g和0.30g的地区,宜分别按抗震设防烈度8度(0.2g)和9度时各类建筑的要求采取抗震构造措施。
- 3.7.3 抗震设计时,高层民用建筑钢结构应根据抗震设防分类、烈度和房屋高度采用不同的抗震等级,并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑的抗震等级应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定确定。对甲类建筑和房屋高度超过50m,抗震设防烈度9度时的乙类建筑应采取更有效的抗震措施。
- *8.1.3 钢结构房屋应根据设防分类、烈度和房屋高度采用不同的抗震等级,并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑的抗震等级应按表8.1.3确定。【*8.1.3条为《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010的条文】

表8.1.3 钢结构房屋的抗震等级

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

注:1 高度接近或等于高度分界时,应允许结合建筑不规则程度和场地、地基条件确定抗震等级;

2 一般情况,构件的抗震等级应与结构相同;当某个部位各构件的承载力均满足2倍地震作用组合下的内力要求时,7~9度的构件抗震等级应允许按降低一度确定;



- 注:
1. 规范、规程条文主要规定了结构的抗震等级,构件的抗震等级一般应与结构相同。
 2. 当构件的承载力满足2倍地震作用组合下的内力要求时,7~9度的构件抗震等级允许降低一度确定。
 3. 伸臂桁架和腰桁架上,下各一层的竖向构件和连接部位的抗震构造措施,应按规定的结构抗震等级提高一级采用(见本图集第49页7.2.2条图示)。

3.1一般规定、3.7抗震等级

图典号 16G108-7

审校 杨晓 4m5L 校对 苏明周 苏明周 设计 武于斌 武斌 页 16

	标准名称及编号	现行版本	备注
抗震设防烈度	《中国地震动参数区划图》GB 18306	2015	抗震设防分组,基本地震加速度也根据GB 18306查得
抗震设防类别	《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223	2008	甲类:特殊设防类 乙类:重点设防类 丙类:标准设防类

3.1.1, 3.1.2图示2 抗震设防烈度和抗震设防类别

抗震设防类别	抗震设防烈度(基本设防烈度)	抗震措施采用的烈度	相关条文
甲类、乙类	6、7(0.1g、0.15g)、8(0.2g、0.3g)	7、8、9	3.7.1
	9	比9度更高的要求	
丙类	6、7(0.1g、0.15g)、8(0.2g、0.3g)、9	6、7、8、9	

3.7.1, 3.7.2图示2 (除抗震构造措施外的)抗震措施的抗震设防烈度调整

场地类别	抗震设防类别	抗震设防烈度(基本设防烈度)	抗震构造措施采用的烈度	相关条文
I类	甲类、乙类	6、7(0.1g、0.15g)、8(0.2g、0.3g)、9	6、7、8、9	3.7.1 3.7.2
	丙类	6、7(0.1g、0.15g)、8(0.2g、0.3g)、9	6、6、7、8	
III类、IV类	甲类、乙类	6、7(0.10g)、8(0.2g)、9	7、8、9、比9度更高的要求	
		7(0.15g)、8(0.3g)	9、比9度更高的要求	
	丙类	6、7(0.10g)、8(0.2g)、9	6、7、8、9	
		7(0.15g)、8(0.3g)	8、9	
II类	甲类、乙类	6、7(0.1g、0.15g)、8(0.2g、0.3g)、9	7、8、9、比9度更高的要求	
	丙类	6、7(0.1g、0.15g)、8(0.2g、0.3g)、9	6、7、8、9	

3.7.1, 3.7.2图示3 抗震构造措施的抗震设防烈度调整

3.1一般规定、3.7抗震等级

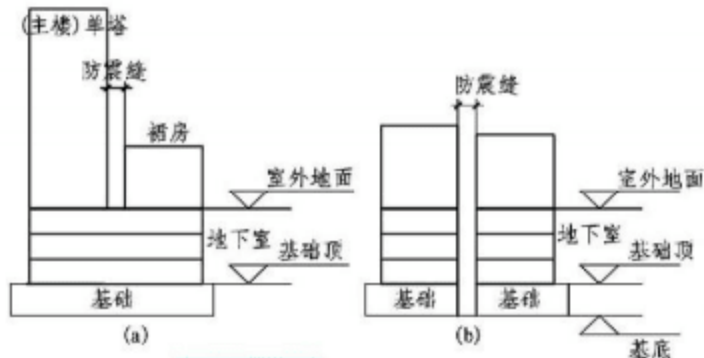
图集号 16G108-7

- 3.3.4 高层民用建筑宜不设防震缝；体型复杂、平立面不规则的建筑，应根据不规则程度、地基基础等因素，确定是否设防震缝；当在适当部位设置防震缝时，宜形成多个较规则的抗侧力结构单元。
- 3.3.5 防震缝应根据抗震设防烈度、结构类型、结构单元的高度和高差情况，留有足够的宽度，其上部结构应完全分开；防震缝的宽度不应小于钢筋混凝土框架结构缝宽的1.5倍。

*6.1.4 钢筋混凝土房屋需要设置防震缝时，应符合下列规定：

1 防震缝宽度应分别符合下列要求：

- 1) 框架结构（包括设置少量抗震墙的框架结构）房屋的防震缝宽度，当高度不超过15m时不应小于100mm；高度超过15m时，6度、7度、8度和9度分别每增加高度5m、4m、3m和2m，宜加宽20mm；
- 3) 防震缝两侧结构类型不同时，宜按需要较宽防震缝的结构类型和较低房屋高度确定缝宽。



3.3.4图示2 防震缝的贯通要求

- (1) 防震缝一般可结合沉降缝要求贯通至地基(b)。
- (2) 无不均匀沉降时，防震缝可贯通至地下室以上(a)。
- (3) 有多层地下室，带裙房的单塔、多塔结构，防震缝可贯通至地下室以上(a)。

注：*6.1.4条为《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010的条文，此处仅引用与本图示相关部分。

	设置原则	备注
不设防震缝	提倡通过建筑结构方案，避免设置防震缝	地震扭转效应的不利影响
设置防震缝	宜形成多个较规则的抗侧力结构单元	可简化结构抗震分析模型；减小结构扭转效应；立面处理难度加大

3.3.4图示1 防震缝设置原则

	防震缝最小宽度(mm)		备注
两侧结构等高	6度	$150 + \text{INT} \{ (H-15) / 5 \} \times 30$	H为建筑高度(m)； INT(X)为取整函数； H ≤ 15m时，取15m
	7度	$150 + \text{INT} \{ (H-15) / 4 \} \times 30$	
	8度	$150 + \text{INT} \{ (H-15) / 3 \} \times 30$	
	9度	$150 + \text{INT} \{ (H-15) / 2 \} \times 30$	
两侧结构不等高	按较低结构确定		

3.3.5图示 防震缝最小宽度

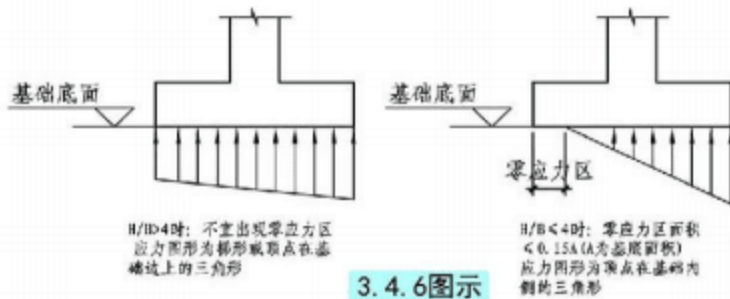
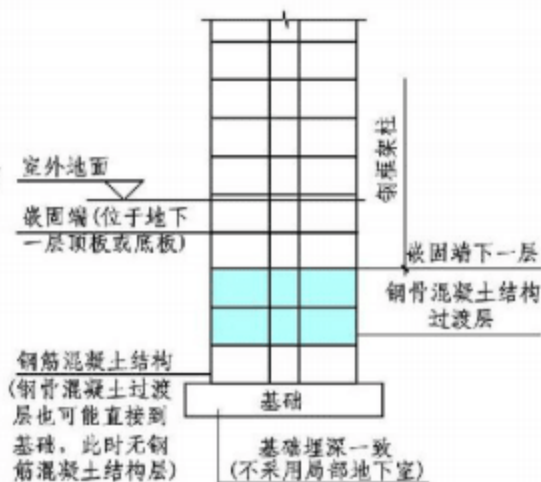
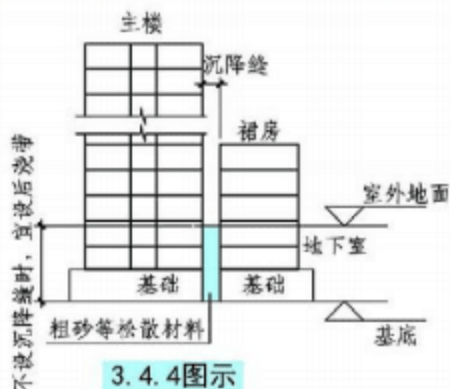
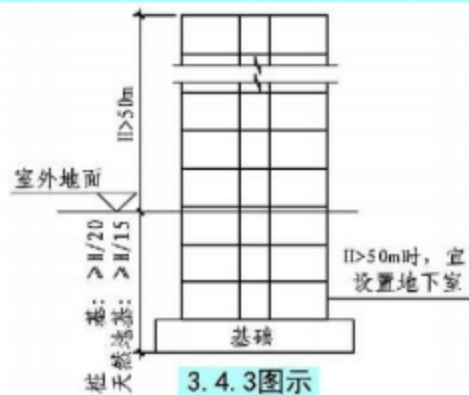
3.3建筑形体及结构布置的规则性

图典号 16G108-7

编制 苏明周 校对 苏明周 设计 苏明周 审核 苏明周

页 18

- 3.4.1 高层民用建筑钢结构的基础形式，应根据上部结构情况、地下室情况、工程地质、施工条件等综合确定，宜选用筏基、箱基、桩筏基础。当基岩较浅、基础埋深不符合要求时，应验算基础抗拔。
- 3.4.2 钢框架柱应至少延伸至计算嵌固端以下一层，并且宜采用钢骨混凝土柱，以下可采用钢筋混凝土柱，基础埋深宜一致。
- 3.4.3 房屋高度超过50m的高层民用建筑宜设置地下室。采用天然地基时，基础埋置深度不宜小于房屋总高度的1/15；采用桩基时，不宜小于房屋总高度的1/20。
- 3.4.4 当主楼与裙房之间设置沉降缝时，应采用粗砂等松散材料将沉降缝地面以下部分填实；当不设沉降缝时，施工中宜设后浇带。
- 3.4.5 高层民用建筑钢结构与钢筋混凝土基础或地下室的钢筋混凝土结构层之间，宜设置钢骨混凝土过渡层。
- 3.4.6 在重力荷载与水平荷载标准值或重力荷载代表值与多遇水平地震作用标准值共同作用下，高宽比大于4时基础底面不宜出现零应力区；高宽比不大于4时，基础底面与基础之间零应力区面积不应超过基础底面积的15%。质量偏心较大的裙楼和主楼，可分别计算基底应力。



3.4地基、基础和地下室

图集号 16G108-7

3.3.7 高层民用建筑,宜采用有利于减小横风向振动影响的建筑形体。

3.5.2 【条文见第62页或《高钢规》】; 3.5.5 【条文见第64页或《高钢规》】

3.5.6 圆筒形高层民用建筑顶部风速不应大于临界风速,当大于临界风速时,应进行横风向涡流脱落试验或增大结构刚度。顶部风速、临界风速应按下列公式验算:

$$V_n < V_{cr} \quad (3.5.6-1); V_{cr} = 5D/T_1 \quad (3.5.6-2); V_{cr} = 40\sqrt{\mu_z \omega_0} \quad (3.5.6-3)$$

式中: V_n ——圆筒形高层民用建筑顶部风速(m/s); μ_z ——风压高度变化系数; V_{cr} ——临界风速(m/s); D ——圆筒形建筑的直径(m);

ω_0 ——基本风压(kN/m^2),按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009的规定取用; T_1 ——圆筒形建筑的基本自振周期(s)。

5.2.2 对于房屋高度大于30m且高宽比大于1.5的房屋,应考虑风压脉动对结构产生顺风向振动的影响。结构顺风向风振响应计算应按随机振动理论进行,结构的自振周期应按结构动力学计算。对横风向风振作用效应或扭转风振作用效应明显的高层民用建筑,应考虑横风向风振或扭转风振的影响。

横风向风振或扭转风振的计算范围、方法及顺风向与横风向效应的组合方法应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009的有关规定。

5.2.3 考虑横风向风振或扭转风振影响时,结构顺风向及横风向的楼层间最大水平位移与层高之比应分别符合本规程第3.5.2条的规定。

建筑物符合条件	考虑风振方向类别	计算要求和方法	相关条文	备注
(1) $H > 30m$ 且 $H/B > 1.5$	顺风向风振	风振响应计算: 随机振动理论 结构自振周期: 按结构动力学 计算	3.5.2、5.2.2、5.2.3; GB 50009-2012第8.4节、 8.5节及条文说明	
(2) $H > 150m$				
(3) $H/B > 5$				
(1) 矩形: $H > 150m$	横风向风振	计算范围、计算方法符合 《建筑结构荷载规范》 GB 50009-2012	3.3.7、3.5.2、3.5.6、 5.2.2、5.2.3; GB 50009-2012第8.5节及 条文说明	
(2) 矩形: $H/B > 5$				
(3) 圆形: $H > 30m$ 且 H/D (直径) > 4				
(4) 圆形: 建筑顶部风速(V_n) > 临界风速(V_{cr})	扭转风振		5.2.2、5.2.3; GB 50009-2012之 8.5节及条文说明	D、B含义 示意图下 图
同时满足以下几个条件: $H > 150m$, $H/\sqrt{BD} \geq 3$, $D/B \geq 1.5$, $T_1 V_n \geq 0.4$				

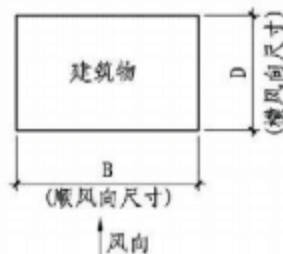
3.3.7、3.5.6、5.2.2、5.2.3图示 结构风振计算范围和要求

注:

1. 《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012第8.4节、8.5节及其条文说明。关于计算公式的适用范围有详细说明。对于形状、尺寸超出范围或平、立面体型较复杂的高层结构的抗风设计,宜通过风洞试验确定,也可比照有关资料确定。

2. 顺风向风振、横风向风振、扭转风振效应的组合方法见GB 50009-2012第8.5.6条。

3. 圆筒形高层民用建筑的风振计算按照《高钢规》3.5.6计算比按照《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012更严格。



3.3建筑形体及结构布置的规则性

3.5水平位移限值和舒适度要求、5.2风荷载

图号 16G108-7

页 20

4.1.2 钢材的牌号和等级应符合下列规定:

- 1 主要承重构件所用钢材的牌号宜选用Q345钢、Q390钢,一般构件宜选用Q235钢,其材质和材料性能应分别符合现行国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591或《碳素结构钢》GB/T 700的规定。有依据时可选用更高强度级别的钢材。
- 2 主要承重构件所用较厚的板材宜选用高性能建筑用GJ钢板,其材质和材料性能应符合现行国家标准《建筑结构用钢板》GB/T 19879的规定。
- 3 外露承重钢结构可选用Q235NH、Q355NH或Q415NH等牌号的焊接耐候钢,其材质和材料性能要求应符合现行国家标准《耐候结构钢》GB/T 4171的规定。选用时应附加要求保证晶粒度不小于7级,耐腐蚀指数不小于6.0。
- 4 承重构件所用钢材的质量等级不宜低于B级;抗震等级为二级及以上的高层民用建筑钢结构,其框架梁、柱和抗侧力支撑等主要抗侧力构件钢材的质量等级不宜低于C级。
- 5 承重构件中厚度不小于40mm的受拉板件,当其工作温度低于-20℃时,宜适当提高其所用钢材的质量等级。
- 6 选用Q235A或Q235B级钢时应选用镇静钢。

构件类别	选材要求	标准名称及编号	现行版本	备注
主要承重构件	宜选用 Q345、Q390	《低合金高强度结构钢》GB/T1591	2008	
	较厚的板材宜选用 GJ钢板	《建筑结构用钢板》GB/T19879	2005	
一般构件	宜选用 Q235	《碳素结构钢》GB/T700	2006	Q235A或Q235B级应选镇静钢
外露承重钢结构	可选用Q235NH、Q355NH、Q415NH等	《耐候结构钢》GB/T4171	2008	宜附加要求:晶粒度 ≥7,耐腐蚀指数≥6.0

4.1.2图示1 钢材牌号及标准

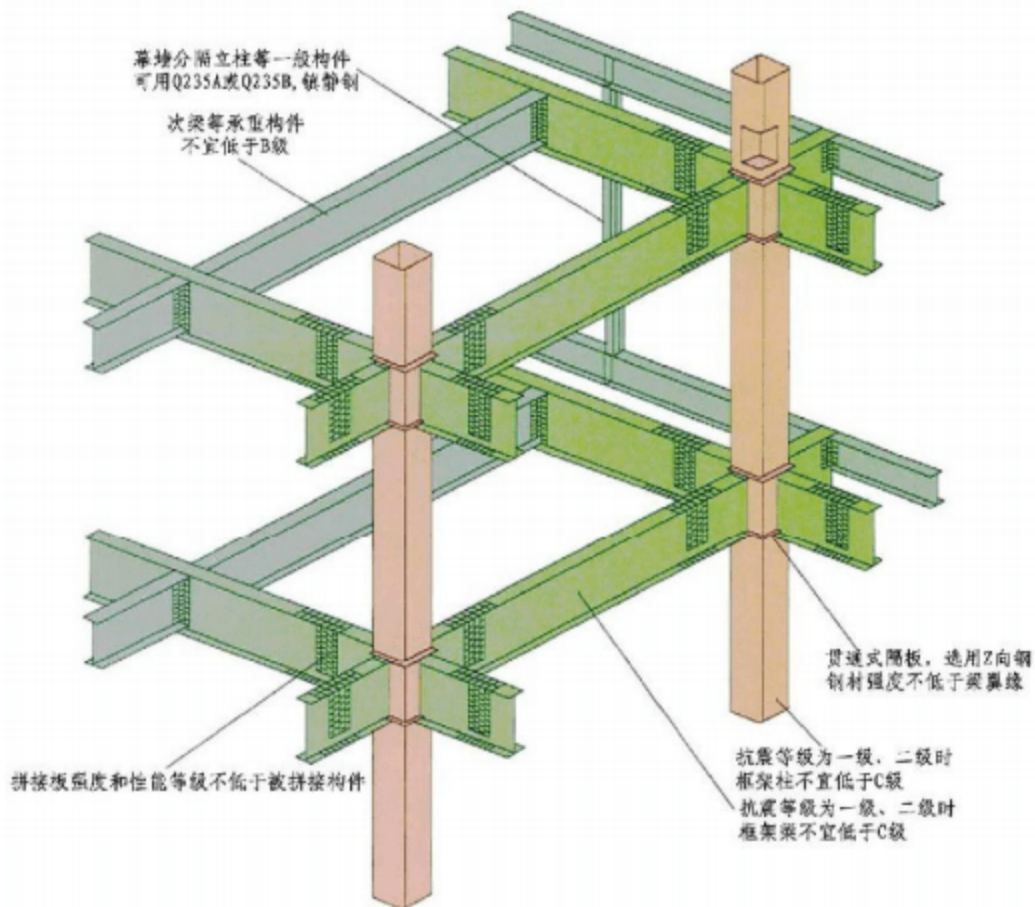
构件类别	选用情况	质量等级
承重构件		不低于B级
主要抗侧力构件(框架梁、柱、抗侧力支撑等)	抗震等级一级、二级	不低于C级
承重构件中的受拉板件	$t \geq 40$,且工作温度低于-20℃	适当提高质量等级

4.1.2图示2 钢材性能等级

注:标准的现行版本一栏为本图集出版时情况,在图集使用过程中请关注标准更新情况。

4.1选材基本规定

图集号 16G108-7



4.1.2图示3

4.1选材基本规定

图集号 16G108-7

中国GB	国际标准ISO	日本JIS	德国DIN EN	美国ASTM	法国NF EN	英国BS EN	欧洲 EN
Q235A	E235A	SS400	S235JR	Gr. D	S235JR	S235JR	S235JR
Q235B	E235B	SS400	S235JRG1	Gr. D	S235JRG1	S235JRG1	S235JRG1
Q235C	E235C	SS400	S235JRG2	Gr. D	S235JRG2	S235JRG2	S235JRG2
Q235D	E235D	SS400	S235J2G3	Gr. D	S235J2G3	S235J2G3	S235J2G3
Q345A	E355DD	SM490	S355N	Gr. E	S355N	S355N	S355N
Q345B	E355DD	SM490	S355N	Gr. E	S355N	S355N	S355N
Q345C	E355DD	SM490	P355NH	-	P355NH	P355NH	P355NH
Q345D	E355DD	SM490	P355NL	Type7	P355NL	P355NL	P355NL
Q345E	E355E	SM490	P355NL2	Type7	P355NL2	P355NL2	P355NL2
Q390A	HS390C	-	S380N	Gr. E	-	-	-
Q390B	HS390C	-	S380N	Gr. E	-	-	-
Q390C	HS390C	-	P380NH	Gr. E	-	-	-
Q390D	HS390D	-	S380NL	Gr. E	-	-	-
Q390E	HS390D	-	S380NL1	Gr. E	-	-	-
Q420A	E460CC	-	S420NL	60	S420NL	S420NL	S420NL
Q420B	E460CC	-	S420NL	60	S420NL	S420NL	S420NL
Q420C	E460DD	-	P420NH	60	P420NH	P420NH	P420NH
Q420D	E460DD	-	P420NH	60	P420NH	P420NH	P420NH
Q420E	E460E	-	S420NL1	60	S420NL1	S420NL1	S420NL1

中外结构常用钢材牌号参考对照

注：结构钢有多项指标，本对照表仅是按照一项或几项指标接近对照，仅供参考。实际选用时应根据工程需要，查阅相关标准，依据屈服强度、化学成分等指标详细对照后选取。

4.1 选材基本规定

图集号 16G108-7

国图16系列

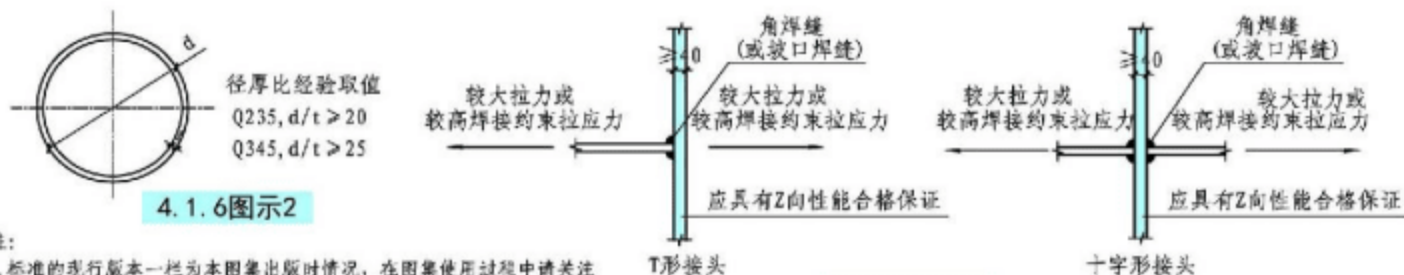
审核 胡建东 校对 苏明周 设计 武子斌 武斌

页 23

- 4.1.5 焊接节点区T形或十字形焊接接头中的钢板,当板厚不小于40mm且沿板厚方向承受较大拉力作用(含较高焊接约束拉应力作用)时【图示2】,该部分钢板应具有厚度方向抗撕裂性能(Z向性能)的合格保证。其沿板厚方向的断面收缩率不应小于现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313规定的Z15级允许限值。
- 4.1.6 钢框架柱采用箱形截面且壁厚不大于20mm时,宜选用直接成方工艺成型的冷弯方(矩)形焊接钢管,其材质和材料性能应符合现行行业标准《建筑结构用冷弯矩形钢管》JG/T 178中I级产品的规定;框架柱采用圆钢管时,宜选用直缝焊接圆钢管,其材质和材料性能应符合现行行业标准《建筑结构用冷成型焊接圆钢管》JG/T 381的规定,其截面规格的径厚比不宜过小【图示2】。
- 4.1.8 钢结构楼盖采用压型钢板组合楼盖时,宜采用闭口型压型钢板,其材质和材料性能应符合现行国家标准《建筑用压型钢板》GB/T 12755的相关规定。
- 4.1.9 钢结构节点部位采用铸钢节点时,其铸钢件宜选用材质和材料性能符合现行国家标准《焊接结构用铸钢件》GB/T 7659的ZG270-480H、ZG300-500H或ZG340-550H铸钢件。

构件类别	选材要求	标准名称及编号	现行版本	备注
铸钢件	宜选用ZG270-480H、ZG300-500H、ZG340-550H	《焊接结构用铸钢件》GB/T 7659	2010	用于铸钢节点
压型钢板组合楼盖	宜选用 闭口型压型钢板	《建筑用压型钢板》GB/T 12755	2008	
箱型截面框架柱	宜选用 直接成方工艺成型的冷弯方(矩)形焊接钢管,产品等级I级	《建筑结构用冷弯矩形钢管》JG/T 178	2005	$t \leq 20$
圆钢管框架柱	宜选用 直缝焊接圆钢管	《建筑结构用冷成型焊接圆钢管》JG/T 381	2012	
T形或十字形接头	断面收缩率 \geq Z15级允许限值	《厚度方向性能钢板》GB/T 5313	2010	

4.1.5、4.1.6、4.1.8、4.1.9图示1 钢材选材要求及标准



4.1.6图示2

注:

1. 标准的现行版本一栏为本图集出版时情况,在图集使用过程中请关注标准更新情况。
2. T形和十字形接头设计时,建议按照《高钢规》9.6.14条和《钢结构焊接规范》5.5节的相关要求,首先从构造上进行防撕裂设计,不宜采用4.1.5图示2所示连接方式。当必须采用这种连接方式时,再从选材等方面进行防撕裂设计,选用满足要求的Z向性能钢。

4.1.5图示2

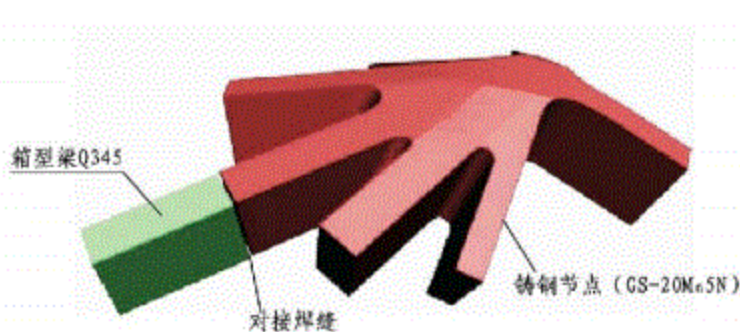
4.1选材基本规定

图集号 16G108-7

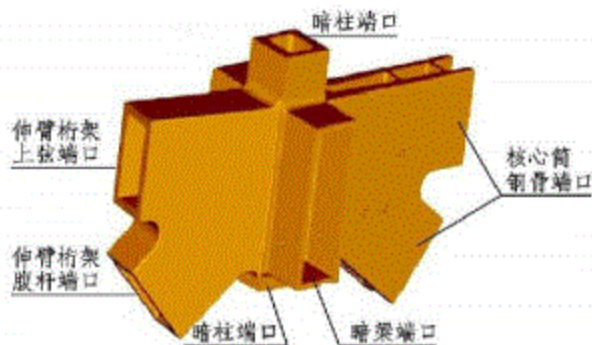
设计: 郭晓东, 丁明, 校对: 苏明周, 苏明周, 设计: 武子斌, 武斌

页

24

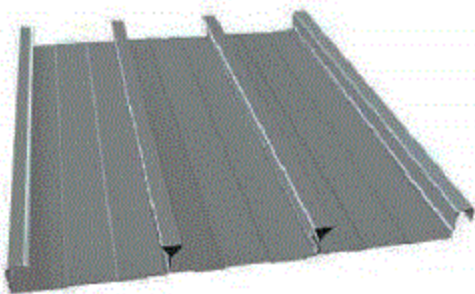


大跨空间结构中经常会出现铸钢节点，本节点是广州歌剧院铸钢节点之一。其所选用的铸钢材料GS-20Mn5N是德国标准的铸钢钢材



复杂的高层建筑中有时会使用铸钢节点，本节点是北京财富中心二期写字楼的铸钢节点之一。是伸臂桁架和核心筒之间的节点

4.1.9图示2 铸钢节点实例



4.1.8图示2 闭口型压型钢板

注：

1. 《铸钢节点应用技术规程》CECS 235-2006推荐了五种铸钢牌号，其中三种为德国标准铸钢：G17Mn5QT、GS-20Mn5N、G20Mn5QT。条件合适亦可参照选用。
2. 除了压型钢板组合楼板和压型铝板组合楼板也很常见，其材质和性能材料符合标准《铝及铝合金压型板》GB/T 6891的要求（图集出版时为2006版）。

4.1选材基本规定

图集号 16G108-7

4.1.10 钢结构所用焊接材料的选用应符合下列规定【图示1】:

- 1 手工焊焊条或自动焊焊丝和焊剂的性能应与构件钢材性能相匹配,其熔敷金属的力学性能不应低于母材的性能。当两种强度级别的钢材焊接时,宜选用与强度较低钢材相匹配的焊接材料【图示2】。
- 2 焊条的材质和性能应符合现行国家标准《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117、《热强钢焊条》GB/T 5118的有关规定。框架梁、柱节点和抗侧力支撑连接节点等重要连接或拼接节点的焊缝宜采用低氢型焊条。
- 3 焊丝的材质和性能应符合现行国家标准《熔化焊用焊丝》GB/T 14957、《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110、《碳钢药芯焊丝》GB/T 10045及《低合金钢药芯焊丝》GB/T 17493的有关规定。
- 4 埋弧焊用焊丝和焊剂的材质和性能应符合现行国家标准《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB/T 5293、《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》GB/T 12470的有关规定。

连接材料	标准名称及编号	现行版本	备注
焊条	《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117	2012	用于焊条电弧焊
	《热强钢焊条》GB/T 5118	2012	
焊丝	《熔化焊用焊丝》GB/T 14957	1994	
	《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110	2008	
	《碳钢药芯焊丝》GB/T 10045	2001	
	《低合金钢药芯焊丝》GB/T 17493	2008	
埋弧焊用 焊丝与焊剂	《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB/T 5293	1999	
	《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》GB/T 12470	2003	

4.1.10图示1



注:

1. 4.1.10图示1亦适用于《高钢规》9.2.2条、10.1.6条相关规定。
2. 钢材牌号和焊接材料的匹配可参考《高钢规》4.1.10条文说明。
3. 标准的现行版本一栏为本图集出版时情况,在图集使用过程中,请关注标准更新情况。

4.1.10图示2

4.1选材基本规定

图集号 16G108-7

国图16系列

编制: 杨海 校对: 苏明周 设计: 武子斌 审核: 武斌

页 26

4.1.11 钢结构所用螺栓紧固件材料的选用应符合下列规定:

- 普通螺栓宜采用4.6或4.8级C级螺栓,其性能与尺寸规格应符合现行国家标准《紧固件机械性能 螺栓、螺钉和螺柱》GB/T 3098.1、《六角头螺栓 C级》GB/T 5780和《六角头螺栓》GB/T 5782的规定。
- 高强度螺栓可选用大六角高强度螺栓或扭剪型高强度螺栓。高强度螺栓的材质、材料性能、国家标准《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB/T 1228、《钢结构用高强度大六角螺母》GB/T 1229、《钢结构用高强度垫圈》GB/T 1230、《钢结构用高强度大六角螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》GB/T 1231和《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632的规定。
- 组合结构所用圆柱头焊钉(栓钉)连接件的材质应符合现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433的规定。其屈服强度不应小于320N/mm²,抗拉强度不应小于400N/mm²,伸长率不应小于14%。
- 锚栓钢材可采用现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700规定的Q235钢,《低合金高强度结构钢》GB/T 1591中规定的Q345钢、Q390钢或强度更高的钢材。

紧固件类别	标准名称及编号		现行版本	备注
普通螺栓	《紧固件机械性能 螺栓、螺钉和螺柱》GB/T 3098.1		2000	普通螺栓 宜采用4.6或4.8级 C级螺栓
	C级	《六角头螺栓 C级》GB/T 5780	2000	
	A级、B级	《六角头螺栓》GB/T 5782	2000	
高强度螺栓	大六角	《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB/T 1228	2006	
		《钢结构用高强度大六角螺母》GB/T 1229	2006	
		《钢结构用高强度垫圈》GB/T 1230	2006	
		《钢结构用高强度大六角螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》GB/T 1231	2006	
	扭剪型	《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632	2008	
圆柱头焊钉	《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433		2002	
锚栓用钢材	Q235	《碳素结构钢》GB/T 700	2006	宜选Q345、Q390,可选Q235 (构造或增加柱脚刚度)
	Q345、Q390或更高强度	《低合金高强度结构钢》GB/T 1591	2008	

4.1.11图示1



(a) 大六角高强度螺栓 (b) 扭剪型高强度螺栓 (c) 圆柱头焊钉

- 注: 1. 标准的现行版本一栏为本图集出版时情况,在图集使用过程中,请关注标准更新情况。
2. 《钢结构设计规范》GB 50017(报批稿)要求锚栓钢材B级以上,工作温度不低于-20℃时,锚栓钢材等级尚应满足该规范的要求。
3. 本条图示亦适用于《高钢规》9.2.2条、10.1.6条相关规定。

4.1.11图示2

4.1 选材基本规定

图集号 16G108-7

编制和校对 苏明周 设计 或子斌 页 27

- 5.1.1 高层民用建筑的楼面活荷载、屋面活荷载及屋面雪荷载等应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009的规定采用。
- 5.1.2 计算构件内力时，楼面及屋面活荷载可取为各跨满载，楼面活荷载大于 4kN/m^2 时宜考虑楼面活荷载的不利布置。
- 5.1.3 施工中采用附墙塔、爬塔等对结构有影响的起重机械或其他施工设备时，应根据具体情况验算施工荷载对结构的影响。
- 5.1.4 旋转餐厅轨道和驱动设备自重应按实际情况确定。
- 5.1.5 擦窗机等清洁设备应按实际情况确定其大小和作用位置。
- 5.1.6 直升机平台的活荷载应采用下列两款中能使平台产生最大内力的荷载：
- 1 直升机总重量引起的局部荷载，应按实际最大起飞重量决定的局部荷载标准值乘以动力系数确定。对具有液压轮胎起落架的直升机，动力系数可取1.4；当没有机型技术资料时，局部荷载标准值及其作用面积可根据直升机类型按表5.1.6取用。

表5.1.6 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

2 等效均布活荷载 5kN/m^2 。

- 5.1.7 宜考虑施工阶段和使用阶段温度作用对钢结构的影响。

荷载	取值	备注
楼面活荷载、屋面活荷载、雪荷载	按GB50009-2012	楼面活荷载 $>4\text{kN/m}^2$ 时，考虑楼面活荷载的不利布置 方案一：按照楼面活荷载的实际分布详细计算 方案二：框架梁弯矩乘以放大系数，取1.1~1.3(参照JGJ 3-2010)
旋转餐厅轨道和驱动设备自重	按实际情况确定	
擦窗机等清洁设备		
塔吊、爬塔等起重机械或其他施工设备		
直升机	取右栏1、2项的较大值	1. 有机型技术资料：局部荷载标准值(由实际最大起飞重量计算)×动力系数 无机型技术资料：局部荷载标准值(表5.1.6查得)
		2. 均布荷载 5kN/m^2
施工阶段和使用阶段温度作用	宜考虑	温度作用的考虑具体可见GB 50009-2012

5.1.1~5.1.7图示

5.1竖向荷载和温度作用

图集号 16G108-7

国图16系列

编制 张明 校对 孙明周 设计 武子斌

页 28

5.2.5 计算主体结构的风荷载效应时,风荷载体型系数 μ_s 可按下列规定采用:

- 1 对平面为圆形的建筑可取0.8。
- 2 对平面为正多边形及三角形的建筑可按下式计算: $\mu_s = 0.8 + 1.2/\sqrt{n}$ (5.2.5) 式中: μ_s ——风荷载体型系数; n ——多边形的边数。
- 3 高宽比 H/B 不大于4的平面为矩形、方形和十字形的建筑可取1.3。
- 4 下列建筑可取1.4【图示1】:
 1) 平面为Y形、Y形、弧形、双十字形和井字形的建筑;
 2) 平面为L形和槽形及高宽比 H/B 大于4的平面为十字形的建筑;
 3) 高宽比 H/B 大于4、长宽比 L/B 不大于1.5的平面为矩形和鼓形的建筑。
- 5 在需要更细致计算风荷载的场合,风荷载体型系数可由风洞试验确定。

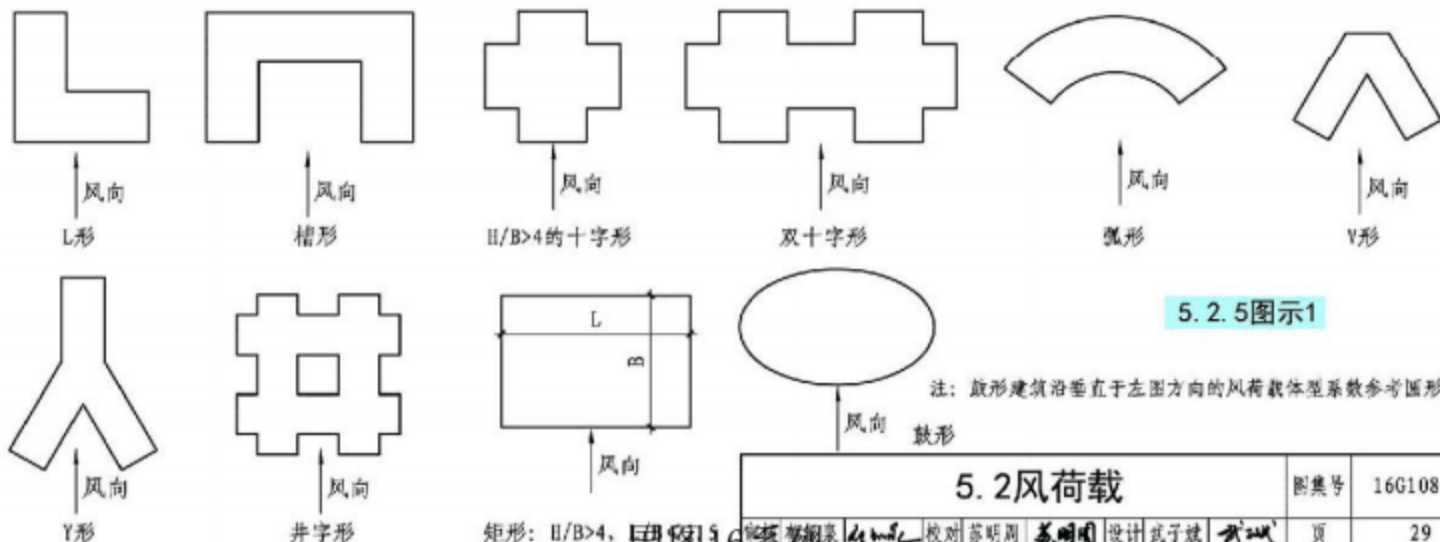
5.2.6 当多栋或群集的高层民用建筑相互间距较近时,宜考虑风力相互干扰的群体效应,一般可将单栋建筑的体型系数 μ_s 乘以相互干扰增大系数,该系数可参考类似条件的试验资料确定,必要时通过风洞试验或数值技术确定。

5.2.7 房屋高度大于200m或有下列情况之一的高层民用建筑,宜进行风洞试验或通过数值技术判断确定其风荷载:




- 1 平面形状不规则,立面形状复杂;
- 2 立面开洞或连体建筑;
- 3 周围地形和环境较复杂。

5.2.8 计算窗口、雨篷、遮阳板、阳台等水平构件的局部上浮风荷载时,风荷载体型系数 μ_s 不宜大于-2.0。

5.2.9 设计高层民用建筑的幕墙结构时,风荷载应按国家现行标准《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、《人造板幕墙工程技术规范》JGJ 336和《建筑结构荷载规范》GB 50009的有关规定采用。



风荷载体型系数/风荷载

主体结构	单体建筑	总体计算	风荷载体型系数/风荷载		相关条文	备注
			圆形 	$\mu_s=0.8$	5.2.5	n为正多边形的边数
			正三角形、正多边形 	$\mu_s=0.8+1.2/\sqrt{n}$		
			矩形、方形、十字形 且H/B≤4 	$\mu_s=1.3$		
			见前页图示	$\mu_s=1.4$		
		H>200m 或 平面形状不规则, 立面形状复杂或 立面开洞 或 连体建筑 或 周围地形和环境较复杂	风荷载: 风洞试验或数值技术	5.2.7		
		细致计算	μ_s : 风洞试验确定		5.2.5	
	群体建筑	宜考虑 群体效应: μ_s 增大系数 增大系数由边界层风洞试验或数值技术确定		5.2.6		
围护结构	檐口、雨篷、遮阳板、阳台等	局部上浮风荷载计算: $\mu_s \leq -2.0$		5.2.8		
	幕墙结构	《玻璃幕墙工程技术规范》JGJ 102-2013	风荷载 $\geq 1.0kN/m^2$	5.2.9	JGJ 102-2013, 5.3.2条	
		《金属与石材幕墙工程技术规范》JGJ 133	风荷载 $\geq 1.0kN/m^2$		JGJ 133-2013, 4.2.4条	
		《人造板材幕墙工程技术规范》JGJ 336				

5.2.5图示2 5.2.6~5.2.9图示

5.2风荷载

图集号

16G108-7

编制: 郭振荣 校对: 苏明周 设计: 武子斌

页

30

- 5.3.1 高层民用建筑钢结构的地震作用计算除应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定外，尚应符合下列规定：
- 1 扭转特别不规则的结构，应计入双向水平地震作用下的扭转影响；其他情况，应计算单向水平地震作用下的扭转影响。
 - 5.3.4 计算地震作用时，重力荷载代表值应取永久荷载标准值和各可变荷载组合值之和。各可变荷载的组合值系数应按表5.3.4采用。
 - 5.3.5 建筑结构的抗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以及阻尼比确定。其水平地震影响系数最大值 α_{max} 应按表5.3.5-1采用；对处于发震断裂带两侧10km以内的建筑，尚应乘以近场效应系数。近场效应系数，5km以内取1.5，5km~10km取1.25，特征周期 T_g 应根据场地类别和设计地震分组按表5.3.5-2采用，计算罕遇地震作用时，特征周期应增加0.05s。周期大于6.0s的高层民用建筑钢结构所采用的地震影响系数应专门研究。【本条余文此处略，见《高钢规》】
 - 5.3.6 建筑结构地震影响系数曲线（图5.3.6）的阻尼调整和形状参数应符合下列规定。【本条余文此处略，见《高钢规》】
 - 5.3.7 多遇地震下计算双向水平地震作用效应时可不考虑偶然偏心的影响，但应验算单向水平地震作用下考虑偶然偏心影响的楼层竖向构件最大弹性水平位移与最大和最小弹性水平位移平均值之比；计算单向水平地震作用效应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列公式计算：
 方形及矩形平面 $e_i = \pm 0.05L_i$ （5.3.7-1）；其他形式平面 $e_i = \pm 0.172r_i$ （5.3.7-2）
 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*层相应质点所在楼层平面的转动半径（m）；
 L_i ——第*i*层垂直于地震作用方向的建筑物长度（m）。
 - 5.4.1 采用振型分解反应谱法时，对于不考虑扭转耦联影响的结构，应按下列规定计算其地震作用和作用效应：
 1 结构*j*振型*i*层的水平地震作用标准值，应按下列公式确定。
 2 水平地震作用效应，当相邻振型的周期比小于0.85时，可按下式计算。【本条余文此处略，见《高钢规》】
 - 5.4.2 考虑扭转影响的平面、竖向不规则结构，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，并按下列规定计算结构的地震作用和作用效应，确有依据时，尚可采用简化计算方法确定地震作用效应。
 1 *j*振型*i*层的水平地震作用标准值，应按下列公式确定。
 2 单向水平地震作用下，考虑扭转耦联的地震作用效应，应按下列公式确定。
 3 考虑双向水平地震作用下的扭转地震作用效应，应按下列公式中的较大值确定。【本条余文此处略，见《高钢规》】
 - 5.4.3 采用底部剪力法计算高层民用建筑钢结构的水平地震作用时，各楼层可仅取一个自由度，结构的水平地震作用标准值，应按下列公式确定（图5.4.3）。【本条余文此处略，见《高钢规》】
 - 5.3.2 高层民用建筑钢结构的抗震计算，应采用下列方法：
 1 高层民用建筑钢结构宜采用振型分解反应谱法；对质量和刚度不对称、不均匀的结构以及高度超过100m的高层民用建筑钢结构应采用考虑扭转耦联振动影响的振型分解反应谱法；
 2 高度不超过40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的高层民用建筑钢结构，可采用底部剪力法；
 3 7~9度抗震设防的高层民用建筑，下列情况应采用弹性时程分析进行多遇地震下的补充计算：
 1) 甲类高层民用建筑钢结构；2) 表5.3.2所列的乙、丙类高层民用建筑钢结构；3) 不满足本规程第3.3.2条规定的特殊不规则的高层民用建筑钢结构。

5.3地震作用、5.4水平地震作用计算

图集号

16G108-7

编制 郭建强

44m2

校对 苏明周

苏明周

设计 武子斌

武斌

页

31

设计情况	地震作用方向	抗震计算方法	相关条文 (计算方法)	自由度	扭转影响 考虑方式	振型组合	备注
$H \leq 40m$, 以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀	两个水平方向分别计算水平地震	可采用底部剪力法	5.4.3 5.3.4 5.3.5 5.3.6 5.3.7	一个自由度, 地震方向平动	偶然偏心		
一般情况	两个水平方向分别计算水平地震	宜采用振型分解反应谱法 (不考虑扭转耦联)	5.4.1 5.3.4 5.3.5 5.3.6 5.3.7	一个自由度, 地震方向平动	偶然偏心	周期比小于0.85时 SRSS	周期比大于0.85时用CQC法进行振型组合
扭转特别不规则的结构	计算双向地震下扭转耦联的作用效应	应采用考虑扭转耦联的振型分解反应谱法	5.4.2~5.3.4 5.3.4 5.3.5 5.3.6	三个自由度, 地震方向平动、垂直地震方向平动、水平转角	扭转耦联 (故不再考虑偶然偏心)	CQC	
$H > 100m$, 质量和刚度对称、均匀的结构	计算单向地震下扭转耦联的作用效应	应采用考虑扭转耦联的振型分解反应谱法	5.4.2~5.3.4 5.3.4 5.3.5 5.3.6	三个自由度, 地震方向、垂直地震方向平动、水平转角	扭转耦联 (故不再考虑偶然偏心)	CQC	
甲类建筑; 特别不规则建筑; 表5.3.2所列乙、丙类建筑	根据对应的上述几种情况选择细分的振型分解反应谱法	振型分解反应谱法 时程分析法 (补充计算)	5.3.3		参照上面 直接动力法		时程分析为直接动力法

5.3.1图示

5.3.2图示

5.3.4~5.3.7图示

5.4.1~5.4.3图示

5.3地震作用、5.4水平地震作用计算

图集号

16G108-7

国图16系列

主编

校核

设计

设计

设计

设计

设计

设计

设计

页

32

5.3.3 进行结构时程分析时,应符合下列规定:

- 1 应按建筑场地类别和设计地震分组,选取实际地震记录和人工模拟的加速度时程曲线,其中实际地震记录的数量不应少于总数量的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反应谱曲线在统计意义上相符。进行弹性时程分析时,每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的65%,多条时程曲线计算所得结构底部剪力平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的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5.3.3采用。

表5.3.3 时程分析所用地震加速度最大值 (cm/s²)

地震影响	6度	7度	8度	9度
多遇地震	18	35 (55)	70 (110)	140
设防地震	50	100 (150)	200 (300)	400
罕遇地震	125	220 (310)	400 (510)	620

注:括号内数值分别用于设计基本地震加速度为0.15g和0.30g的地区。

- 4 当取三组加速度时程曲线输入时,结构地震作用效应宜取时程法计算结果的包络值与振型分解反应谱法计算结果的较大值;当取七组及七组以上的时程曲线进行计算时,结构地震作用效应可取时程法计算结果的平均值与振型分解反应谱法计算结果的较大值。

步骤	要求			备注
选波	数量要求	高度不太高,体型较规则	天然地震波>2条,人工地震波1条	
		超高、大跨度、体型复杂	天然地震波>5条,人工地震波2条	
	参数要求	地震波持续时间	$\geq \max(5T_g, 15s)$	T_g 为结构自振周期
		地震波时间间距	0.01s或0.02s	取0.01s更精确,计算量更大
		最大地震加速度	表5.3.3(计算竖向地震作用效应时,表5.3.3值*0.65)	
	反应谱曲线要求	人工波	各周期点上反应谱值与规范反应谱相差小于10%~20%	如左可认为即在统计意义上相符
		天然波	结构主要周期点上反应谱值与规范反应谱相差小于20%	
地震效应计算结果采用	计算所得底部剪力要求	每条时程曲线	计算所得底部剪力 $\geq 0.65 \cdot$ 振型分解反应谱法底部剪力	弹性时程分析时要求
		多条时程曲线	计算所得底部剪力平均值 $\geq 0.80 \cdot$ 振型分解反应谱法底部剪力	
地震效应计算结果采用	三条		\max (时程分析结果的包络值,振型分解反应谱法结果)	
	七条及以上		\max (时程分析结果的平均值,振型分解反应谱法结果)	

5.3.3图示

5.3地震作用

图集号 16G108-7

5.3.1 高层民用建筑钢结构的地震作用计算除应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定外，尚应符合下列规定：

2 9度抗震设计时应计算竖向地震作用；

3 高层民用建筑中的大跨度、长悬臂结构，7度（0.15g）、8度抗震设计时应计入竖向地震作用。

5.5.1 9度时的高层民用建筑钢结构，其竖向地震作用标准值应按下列公式确定（图5.5.1）（此处略）；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的比例分配，并宜乘以增大系数1.5。

$$F_{Evk} = \alpha_{vmax} G_{eq} \quad (5.5.1-1); \quad F_{Evi} = F_{Evk} \cdot G_i H_i / \sum_j (G_j H_j) \quad (5.5.1-2);$$

式中：\$F_{Evk}\$——结构总竖向地震作用标准值（kN）；\$F_{Evi}\$——质点i的竖向地震作用标准值（kN）；\$\alpha_{vmax}\$——竖向地震影响系数最大值，

可取水平地震影响系数最大值的65%；\$G_{eq}\$——结构等效总重力荷载代表值（kN），可取其总重力荷载代表值的75%。

5.5.2 跨度大于24m的楼盖结构、跨度大于12m的转换结构和连体结构，悬挑长度大于5m的悬挑结构，结构竖向地震作用效应标准值宜采用时程分析法或振型分解反应谱法进行计算。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，反应谱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，设计地震分组可按第一组采用。

5.5.3 高层民用建筑中，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5.5.3规定的竖向地震作用系数的乘积。

表 5.5.3 竖向地震作用系数

设防烈度	7度	8度	9度
设计基本地震加速度	0.15g	0.20g	0.30g
竖向地震作用系数	0.08	0.10	0.15

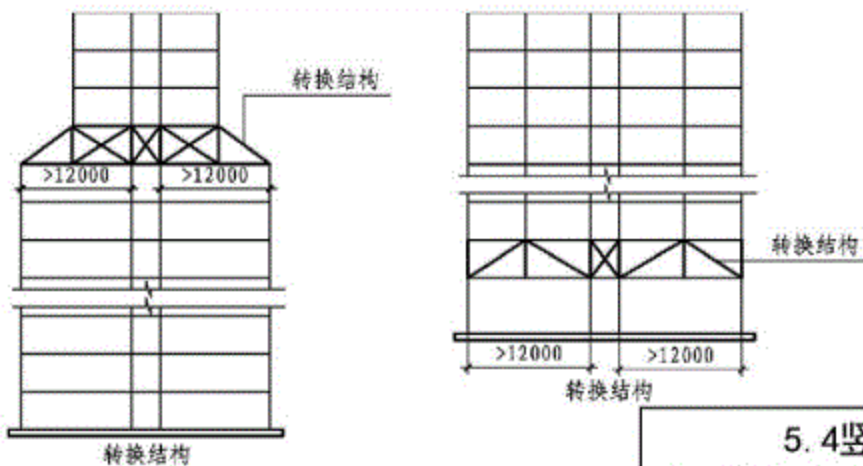
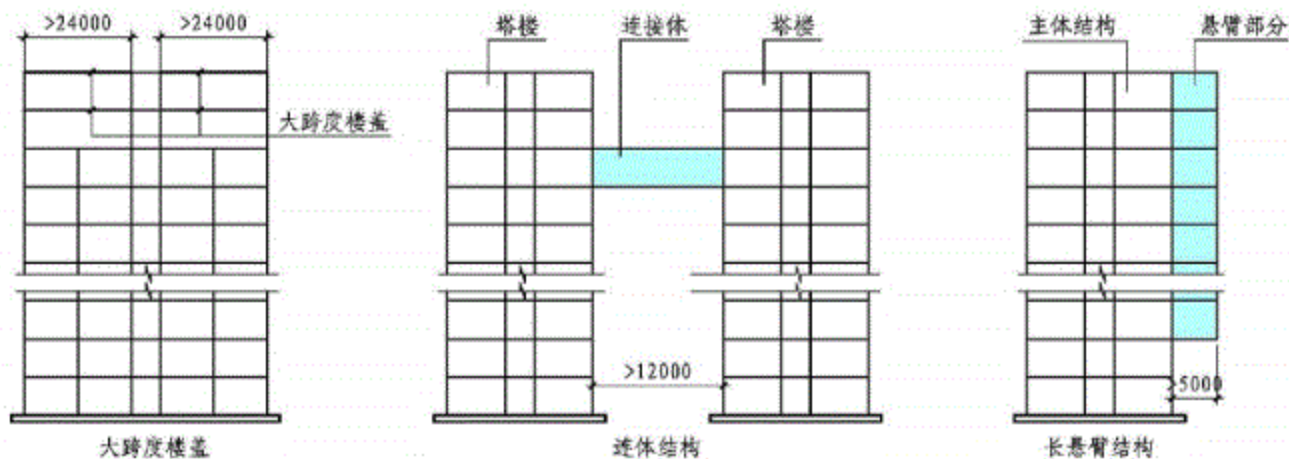
考虑竖向地震情况		竖向地震计算方法	最小竖向地震作用	备注
9度		结构总竖向地震作用标准值: 按式(5.5.1-1)计算	$0.2 \cdot \sum_j G_j$	G_j 为第j层的重力荷载代表值
		楼层总竖向地震作用标准值: 按式(5.5.1-2)计算		
		构件竖向地震作用标准值: $F_{Ev} = 1.5 F_{Evk} \cdot G_n / \sum_k G_k$		
7度 (0.15g)	跨度大于24m的楼盖	(1) 时程分析: 竖向地震加速度最大值按水平地震加速度最大值的65%;	0.15g: $0.08 \cdot \sum_j G_j$	水平地震加速度最大值 见《高钢规》表5.3.3 或本图集第33页
8度 (0.2g)	悬挑长度大于5m的悬挑结构	(2) 振型分解反应谱分析:	0.20g: $0.10 \cdot \sum_j G_j$	
8度 (0.3g)	跨度大于12m的转换结构	(i) 设计地震分组按第一组; (ii) $\alpha_{vmax} = 0.65 \alpha_{max}$	0.30g: $0.15 \cdot \sum_j G_j$	

5.3.1图示3 5.5.1图示

5.5.2, 5.5.3图示1

5.4 竖向地震作用

图集号 16G108-7



5.3.1图示4

5.5.2, 5.5.3图示2

考虑竖向地震的结构示意图

5.4竖向地震作用

图集号 16G108-7

3.3.8 高层民用建筑钢结构楼盖应符合下列规定:

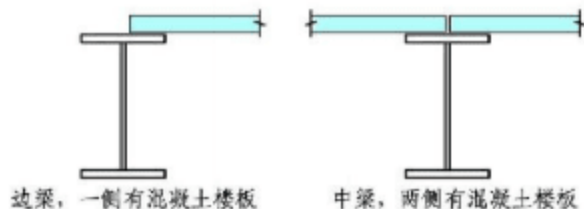
- 1 宜采用压型钢板现浇钢筋混凝土组合楼板、现浇钢管桁架混凝土楼板或钢筋混凝土楼板, 楼板应与钢梁有可靠连接;
 - 2 6、7度时房屋高度不超过50m的高层民用建筑, 尚可采用装配整体式钢筋混凝土楼板, 也可采用装配式楼板或其他轻型楼盖, 应将楼板预埋件与钢梁焊接, 或采取其他措施保证楼板的整体性;
 - 3 对转换楼层楼盖或楼板有大洞口等情况, 宜在楼板内设置钢水平支撑。
- 6.1.2 计算高层民用建筑钢结构的内力和变形时, 可假定楼盖在其自身平面内为无限刚性, 设计时应采取相应措施保证楼盖平面内的整体刚度。当楼盖可能产生较明显的面内变形时, 计算时应采用楼盖平面内的实际刚度, 考虑楼盖的面内变形的影响。
- 6.1.3 高层民用建筑钢结构弹性计算时, 钢筋混凝土楼板与钢梁间有可靠连接, 可计入钢筋混凝土楼板对钢梁刚度的增大作用, 两侧有楼板的钢梁其惯性矩可取为 $1.5I_b$, 仅一侧有楼板的钢梁其惯性矩可取为 $1.2I_b$, I_b 为钢梁截面惯性矩。弹性计算时, 不应考虑楼板对钢梁惯性矩的增大作用。

选用要求	楼板形式	设计要求	备注
宜选用	压型钢板现浇钢筋混凝土组合楼板	楼板与钢梁有可靠连接	转换层楼盖或楼板有大洞口: 宜在 在楼板内设置钢水平支撑
	现浇钢管桁架混凝土楼板		
	现浇钢筋混凝土楼板		
6、7度, H≤50m: 可选用	装配整体式钢筋混凝土楼板	楼板预埋件与钢梁焊接 或 其他保证楼盖整体性的措施	
	装配式楼板		
	轻型楼盖		

3.3.8图示 楼板形式选用

	弹性计算	非弹性计算	备注
钢梁一侧有混凝土楼板	$1.2I_b$	$1.0I_b$	罕遇地震(非弹性计算)时, 楼板可能开裂, 故不计入楼板 对钢梁刚度的增大作用
钢梁两侧有混凝土楼板	$1.5I_b$	$1.0I_b$	

6.1.2, 6.1.3图示 钢筋混凝土楼板对钢梁刚度的增大作用



注:

1. 楼板和钢梁连接节点构造可参见16G519《多、高层民用建筑钢结构节点构造详图》
2. 轻型楼盖在高层中的技术尚不完全成熟, 应用尚不广泛。例如ALC板、水泥纤维板、OSB板等轻质板和冷弯薄壁型钢龙骨组合成的楼盖。
3. 可靠连接的说明见本图集第54页8.5.5条图示。

3.3建筑形体及结构布置的规则性、6.1一般规定

图集号 16G108-7

3.5.3 高层民用建筑钢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) 甲类建筑和9度抗震设防的乙类建筑; 2) 采用隔震和消能减震设计的建筑结构; 3) 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) 本规程表5.3.2所列高度范围且为竖向不规则类型的高层民用建筑钢结构; 2) 7度III、IV类场地和8度时乙类建筑。

5.3.2 4 计算罕遇地震下的结构变形,应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定,采用静力弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法。

5 计算安装有消能减震装置的高层民用建筑的结构变形,应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定,采用静力弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法。

6.1.1 在竖向荷载、风荷载以及多遇地震作用下,高层民用建筑钢结构的内力和变形可采用弹性方法计算;罕遇地震作用下,高层民用建筑钢结构的弹塑性变形可采用弹塑性时程分析法或静力弹塑性分析法计算。

6.3.3 高层民用建筑钢结构弹塑性变形计算应符合下列规定:

1 房屋高度不超过100m时,可采用静力弹塑性分析方法;高度超过150m时,应采用弹塑性时程分析法;高度为100m~150m时,可视结构不规则程度选择静力弹塑性分析法或弹塑性时程分析法;高度超过300m时,应有两个独立的计算。

6.4.6 罕遇地震作用下高层民用建筑钢结构弹塑性变形计算时,可不计入风荷载的效应。

工况及适用结构		计算内容		计算分析方法		备注
竖向荷载、风荷载及多遇地震		内力/弹性变形		弹性方法		弹性分析
多遇地震		内力/弹性变形		弹性时程分析		
甲类建筑; 9度乙类建筑; H>150m;	应 计算	罕遇 地震	弹塑性变形	H<100m: 可采用静力弹塑性分析法 100m≤H<150m: 可视结构不规则程度选择 弹塑性时程分析法或静力弹塑性分析法 H≥150m: 应采用弹塑性时程分析法 H≥300m: 应有两个独立的计算 (即以两个不同力学模型计算)		弹塑性 分析
表5.3.2所列高度范围且竖向不规则; 7度III、IV类场地; 8度乙类建筑;	宜 计算					
消能减震设计的结构	应 计算			静力弹塑性分析法或弹塑性时程分析法		
						可不计入风荷载效应
						可不计入风荷载效应

3.5.3图示 6.3.3图示1 6.1.1, 6.4.6图示 5.3.2图示2 弹性、弹塑性分析方法选用

注: 所谓“补充”, 主要指对计算的底部剪力、楼层剪力和层间位移进行比较, 当时程
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作相应的调整。

3.5、5.3、6.1、6.3、6.4

图集号 16G108-7

编制 郭建良 校对 蔡明周 设计 武子斌

页 37

国图16系列

- 6.2.1 高层民用建筑钢结构的弹性计算模型应根据结构的实际情况确定,应能较准确地反映结构的刚度和质量分布以及各结构构件的实际受力状况;可选择空间杆系、空间杆-墙单元及其他组合有限元等计算模型;延性墙板的计算模型,可按本规程附录B、附录C、附录D的有关规定执行。
- 6.2.4 钢框架-支撑结构的支撑斜杆两端宜按铰接计算;当实际构造为刚接时,也可按刚接计算。
- 6.2.7 体型复杂、结构布置复杂以及特别不规则的高层民用建筑钢结构,应采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行整体计算。对结构分析软件的分析结果,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。

构件	宜选用的单元		备注
梁、柱	梁单元		本表格的单元类别是一般称谓,在不同的计算程序中的名称可能不完全相同。应根据要计算结构构件的受力特点和拟采用的计算假定选择程序提供的对应单元类型
支撑	铰接	杆单元	
	刚接	杆单元(也可用梁单元)	
弹性楼板	板壳单元		
混凝土剪力墙	墙单元/墙元		
钢板剪力墙	不承担竖向力	剪切膜单元	
	承担竖向力	正交异性板的平面应力单元	
无粘结内藏钢板支撑墙板	简化为与其抗侧力等效的等截面支撑杆件		
竖缝混凝土剪力墙板	剪切膜单元		

6.2.1图示1 6.2.4图示 构件的力学模型单元选用

力学模型	特点	适用情况	备注
空间杆系	楼板在平面内无限刚;每个楼层有两个平移和一个扭转,共三个自由度	刚性楼板	体型复杂、结构布置复杂以及特别不规则的高层民用建筑钢结构,应采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行整体计算
空间杆-板壳单元	每个楼层有无限个自由度	弹性楼板	
空间杆-墙单元		有混凝土剪力墙的结构	
空间杆-剪切膜元		竖缝混凝土剪力墙板; 钢板剪力墙(不受竖向力)	

6.2.1图示2 6.2.7图示 结构的力学模型选用

6.2弹性分析

图集号 16G108-7

6.2.5 梁柱刚性连接的钢框架计入节点域剪切变形对侧移的影响时,可将节点域作为一个单独的剪切单元进行结构整体分析,也可按下列规定作近似计算:

1 对于箱形截面柱框架,可按结构轴线尺寸进行分析,但应将节点域作为刚域,梁柱刚域的总长度,可取柱截面宽度和梁截面高度的一半两者的较小值。

2 对于H形截面柱框架,可按结构轴线尺寸进行分析,不考虑刚域。

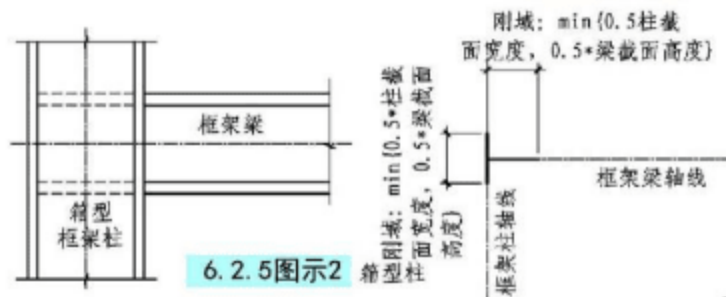
3 当结构弹性分析模型不能计算节点域的剪切变形时,可将框架分析得到的楼层最大层间位移角与该楼层柱下端的节点域在梁端弯矩标准值作用下的剪切变形角平均值相加,得到计入节点域剪切变形影响的楼层最大层间位移角。任一楼层节点域在梁端弯矩标准值作用下的剪切变形角平均值可按式计算:

$$\theta_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{M_i}{G \cdot V_{p,i}} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (6.2.5)$$

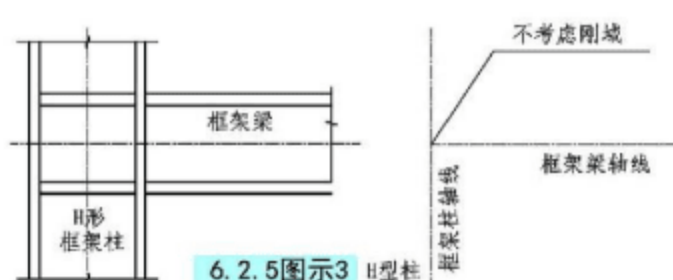
式中: θ_n —楼层节点域的剪切变形角平均值; M_i —该楼层第*i*个节点域在所考虑的受弯平面内的不平衡弯矩($N \cdot mm^2$),由框架分析得出,即 $M_i = M_{b1} + M_{b2}$, M_{b1} , M_{b2} 分别为受弯平面内该楼层第*i*个节点左、右梁端同方向地震作用的弯矩标准值; n —该楼层的节点域总数; G —钢材的剪切模量(N/mm^2); V —第*i*个节点域的有效体积(mm^3),按本规程第7.3.6条的规定计算。

节点域剪切变形对侧移影响的考虑方法				备注
将节点域作为一个单独的剪切单元进行结构整体分析				
近似计算	当结构弹性分析模型能计算节点域的剪切变形	箱形截面柱	按轴线尺寸进行分析,节点域作为刚域 刚域总长度: $\min(0.5 \times \text{柱截面宽度}, 0.5 \times \text{梁截面高度})$	
		H形截面柱	按轴线尺寸进行分析,不考虑刚域	
	当结构弹性分析模型不能计算节点域的剪切变形	钢框架侧移:楼层最大层间位移角+ θ_n (由式(6.2.5)计算)		

6.2.5图示1 节点域剪切变形对侧移影响的考虑方法



6.2.5图示2



6.2.5图示3

6.2弹性分析

图集号 16G108-7

编制: 郭建良, 丁明, 校对: 苏明, 设计: 武子斌, 武斌

页 39

- 6.2.2 高层民用建筑钢结构弹性分析时,应计入重力二阶效应的影响。
- 6.2.3 高层民用建筑钢结构弹性分析时,应考虑构件的下列变形:
- 1 梁的弯曲和扭转变形,必要时考虑轴向变形;
 - 2 柱的弯曲、轴向、剪切变形;
 - 3 支撑的弯曲、轴向变形;
 - 4 延性墙板的剪切变形;
 - 5 消能梁段的剪切变形和弯曲变形。
- 6.3.1 高层民用建筑钢结构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法,并应符合下列规定:
- 2 结构弹塑性分析的计算模型应包括全部主要结构构件,应能较正确反映结构的质量、刚度和承载力的分布以及结构构件的弹塑性性能;
 - 3 弹塑性分析宜采用空间计算模型。
- 6.3.2 高层民用建筑钢结构弹塑性分析时,应考虑构件的下列变形:
- 1 梁的弹塑性弯曲变形,柱在轴力和弯矩作用下的弹塑性变形,支撑的弹塑性轴向变形,延性墙板的弹塑性剪切变形,消能梁段的弹塑性剪切变形;
 - 2 宜考虑梁柱节点域的弹塑性剪切变形;
 - 3 采用消能减震设计时尚应考虑消能器的弹塑性变形,隔震结构尚应考虑隔震支座的弹塑性变形。
- 6.3.3 高层民用建筑钢结构弹塑性变形计算应符合下列规定:
- 2 复杂结构应首先进行施工模拟分析,应以施工全过程完成后的状态作为弹塑性分析的初始状态。
 - 3 结构构件上应作用重力荷载代表值,其效应应与水平地震作用产生的效应组合,分项系数可取1.0。
 - 4 钢材强度可取屈服强度 f_y 。
 - 5 应计入重力荷载二阶效应的影响。
- 6.3.5 采用静力弹塑性分析法进行罕遇地震作用下的变形计算时,应符合下列规定:
- 1 可在结构的两个主轴方向分别施加单向水平力进行静力弹塑性分析;
 - 2 水平力可作用在各层楼盖的质心位置,可不考虑偶然偏心的影响;
 - 3 结构的每个主轴方向宜采用不少于两种水平力沿高度分布模式,其中一种可与振型分解反应谱法得到的水平力沿高度分布模式相同;
 - 4 采用能力谱法时,需求谱曲线可由现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的地震影响系数曲线得到,或由建筑场地的地震安全性评价提出的加速度反应谱曲线得到。
- 6.3.6 采用弹塑性时程分析法进行罕遇地震作用下的变形计算,应符合下列规定:
- 1 一般情况下,采用单向水平地震输入,在结构的各主轴方向分别输入地震加速度时程;对体型复杂或特别不规则的结构,宜采用双向水平地震或三向地震输入;
 - 2 地震地面运动加速度时程的选取,时程分析所用地震加速度时程的最大值等,应符合本规程第5.3.3条的规定。

6.2弹性分析、6.3弹塑性分析

图集号

16G108-7

分析类别	考虑的变形		重力二阶效应	空间模型	钢材强度	备注
弹性分析	梁	弯曲变形	考虑重力二阶效应	未要求 (由3.3.3:不规则、特别不规则建筑应采用空间结构计算模型)		
		扭转变形				
		轴向变形(必要时)				例如框梁同时作为层桁架、帽桁架的弦杆时
	柱	弯曲变形				
		轴向变形				
		剪切变形				
		扭转变形				
	支撑	弯曲变形				
		轴向变形				
		扭转变形				
	延性墙板	剪切变形				
弹塑性分析	梁	弯曲变形	考虑重力二阶效应	宜采用空间模型计算	取钢材屈服强度 f_y	
		弯曲变形				
	柱	轴向变形				
		弯曲变形				
	梁柱节点域	剪切变形				目前计算软件考虑节点域剪切变形尚不完善
	支撑	轴向变形				
	延性墙板	剪切变形				
	消能梁段	剪切变形				
	隔震支座	剪切变形				

6.2.2, 6.2.3图示 6.3.1, 6.3.2图示 6.3.3图示2

分析方法	计算方向		输入	备注
静力弹塑性分析法	两主轴分别计算		水平力	水平力作用在各层楼盖质心; 可不考虑偶然偏心的影响
弹塑性时程分析法	一般情况	两主轴分别计算	地震波	
	体型复杂或特别不规则的结构	双向计算或三向计算		

6.3.5图示1, 6.3.6图示

6.2弹性分析、6.3弹塑性分析

图集号 16G108-7

编制 郭振豪 校对 苏明周 设计 苏明周 审核 苏明周 设计 苏明周 审核 苏明周

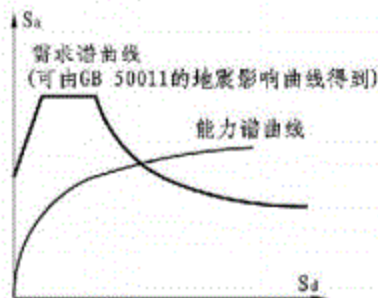
页 41

水平力沿高度分布模式			备注
固定模式(加载过程中, 水平力分布保持不变)	均匀模式		每个主轴方向上宜采用至少两种不同水平力沿高度分布模式: 一种为振型组合模式, 另一种为均匀模式或自适应模式
	模态模式	振型组合模式(由振型分解反应谱法得到)	
		第一振型模式	
自适应模式(加载过程中, 水平力分布随结构动力特性的变化不断调整)			

6.3.5图示2 静力弹塑性分析的水平力沿高度分布模式

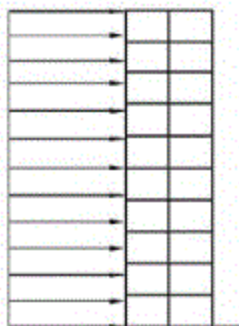
计算目标位移的方法		适用情况	备注
反应谱法	能力谱法	地震动以地震反应谱的形式给出时采用	确定目标位移是静力弹塑性分析的一个步骤。通常将设计地震作用下结构顶层质心处的位移作为目标位移。能力谱法是计算目标位移的方法之一
	位移系数法		
弹塑性动力时程法		地震动以加速度时程的形式给出时采用	

6.3.5图示3 能力谱法与目标位移

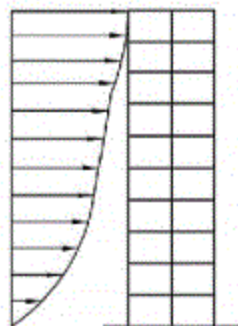


6.3.5图示5

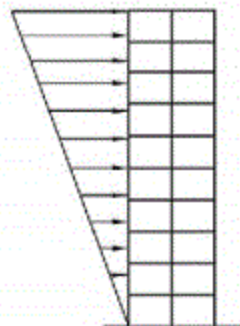
能力谱法确定目标位移



(a) 均匀模式



(b) 振型组合模式



(c) 第一振型模式 (倒三角模式)

6.3.5图示4

注:

- 能力谱法确定目标位移: 将结构的能力谱曲线和地震需求谱曲线画在同一坐标系中。(I)若两条曲线无交点, 说明结构的抗震能力不足, 需重新设计。(II)若两条曲线相交, 以此交点对应的位移可计算出结构的目标位移。
- 需求谱曲线还可以由结构在地震波下的加速度反应谱得到。

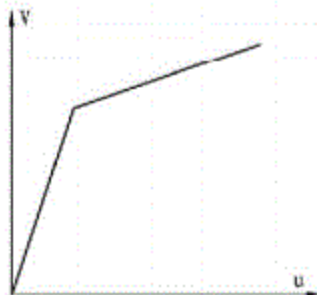
6.2弹性分析、6.3弹塑性分析

图集号 16G108-7

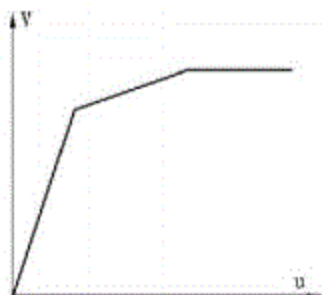
6.3.4 钢柱、钢梁、屈曲约束支撑及偏心支撑消能梁段恢复力模型的骨架线可采用二折线型，其滞回模型可不考虑刚度退化；钢支撑和延性墙板的恢复力模型，应按杆件特性确定。杆件的恢复力模型也可由试验研究确定。

构件类别	恢复力模型	刚度退化	备注
钢柱、钢梁、屈曲约束支撑 偏心支撑消能梁段	二折线型	不考虑刚度退化	
钢支撑	按杆件特性确定		
钢板剪力墙	二折线型		
无粘结内藏钢支撑墙板	二折线型		
竖缝混凝土剪力墙板	三折线型		
钢筋混凝土剪力墙、核心筒	二折线或三折线型	考虑刚度退化	

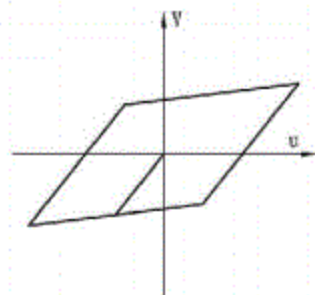
6.3.4图示1



6.3.4图示2
二折线型骨架线



6.3.4图示3
三折线型骨架线



6.3.4图示4
不退化的滞回模型
(对应二折线骨架曲线)

6.3弹塑性分析

图集号 16G108-7

7.1.2 除设置刚性隔板情况外,梁的稳定应满足下式要求:

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} < f \quad (7.1.2)$$

式中: W_x ——梁的毛截面模量 (mm^3) (单轴对称者以受压翼缘为准);

φ_b ——梁的整体稳定系数,应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017的规定确定。当梁在端部仅以腹板与柱(或主梁)相连时, φ_b (或 $\varphi_b > 0.6$ 时的 φ_b')应乘以降低系数0.85;【图示2】

f ——钢材强度设计值 (N/mm^2),抗震设计时应按本规程第3.6.1条的规定除以 γ_{RE} 。

7.1.3 当梁上设有符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017中规定的整体式楼板时,可不计算梁的整体稳定性。

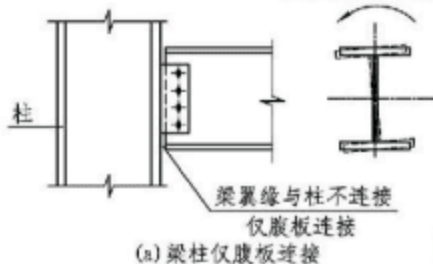
7.1.4 梁设有侧向支撑体系,并符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017规定的受压翼缘自由长度与其宽度之比的限值时,可不计算整体稳定。按三级及以上抗震等级设计的高层民用建筑钢结构,梁受压翼缘在支撑连接点间的长度与其宽度之比,应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017关于塑性设计时的长细比要求。在罕遇地震作用下可能出现塑性铰处,梁的上下翼缘均应设侧向支撑点。

情况	满足条件	梁整体稳定
梁上设有整体式楼板	如:现浇混凝土楼板、压型钢板组合楼板和梁受压翼缘牢固连接	可不计算梁整体稳定
梁设有侧向支撑体系	受压翼缘在支撑连接点间的长度与其宽度之比符合《钢结构设计规范》限值	
除上述两种情况外		按式(7.1.2)计算梁整体稳定

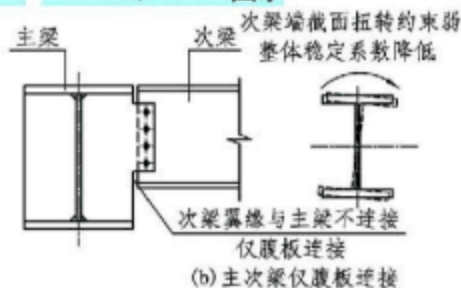
梁端截面扭转约束弱
整体稳定系数降低

7.1.2图示1

7.1.3、7.1.4图示



7.3.2图示2



注: 简支梁仅腹板与相邻构件相连对梁整体稳定性的不利影响,《钢结构设计规范》的相关规定: 侧向支承点距离取实际距离的1.2倍(本规程是稳定系数乘以0.85)

7.1 梁

图集号 16G108-7

编制: 郭海 4.1.1.2 校对: 苏明周 苏明周 设计: 武子斌 武斌

页 44

7.3.2 框架柱的稳定计算应符合下列规定:

- 1 结构内力分析可采用一阶线弹性分析或二阶线弹性分析。当二阶效应系数大于0.1时,宜采用二阶线弹性分析。二阶效应系数不应大于0.2。框架结构的二阶效应系数应按式【(式(7.3.2-1)见《高钢规》,此处略)】确定。
 - 2 当采用二阶线弹性分析时,应在各楼层的楼盖处加上假想水平力,此时框架柱的计算长度系数取1.0。
 - 3 当采用一阶线弹性分析时,框架结构柱的计算长度系数应符合下列【(式(7.3.2-4)见《高钢规》,此处略)】规定。
 - 4 支撑框架采用线性分析设计时,框架柱的计算长度系数应符合下列规定。
 - 5 当框架按无侧移失稳模式设计时,应符合下列规定。
- 【本条余文此处略,见《高钢规》】

结构情况	分析		计算要点	备注	
框架结构	二阶效应系数 $\theta_1 \leq 0.1$	可用一阶线弹性分析	柱计算长度系数法: 7.3.2-4, 9	有侧移失稳	
	$0.1 < \text{二阶效应系数 } \theta_1 \leq 0.2$	宜用二阶线弹性分析	假想水平力法: 7.3.2-2; 内力放大系数计算采用: 7.3.2-3	计算长度系数1.0	
框架-支撑结构	不考虑支撑对框架稳定的支承作用	ρ 接近1时	可用一阶线弹性分析	柱计算长度系数采用: 7.3.2-4 按框架结构计算	有侧移失稳
		$1-3\theta_1 \leq \rho < 1$	可用一阶线弹性分析	柱计算长度系数: 参考有关稳定理论	
	考虑支撑对框架稳定的支承作用	$\rho < 1-3\theta_1$	可用一阶线弹性分析	柱计算长度系数法: 7.3.2-11或1.0	无侧移失稳

7.3.2图示

7.3框架柱

图集号 16G108-7

国图16系列

主编 苏明周 苏明周 设计 武子斌 武斌

页 45

7.3.6 节点域的有效体积可按下列公式确定:

工字形截面柱 (绕强轴) $V_p = h_{b1} \cdot h_{c1} \cdot t_p$ (7.3.6-1); 工字形截面柱 (绕弱轴) $V_p = 2h_{b1} \cdot b \cdot t_r$ (7.3.6-2);

箱形截面柱 $V_p = (16/9) \cdot h_{b1} \cdot h_{c1} \cdot t_p$ (7.3.6-3); 圆管截面柱 $V_p = (\pi/2) \cdot h_{b1} \cdot h_{c1} \cdot t_p$ (7.3.6-4);

十字形截面柱 (图7.3.6) $V_p = \phi \cdot h_{b1} \cdot (h_{c1} \cdot t_p + 2b \cdot t_r)$ (7.3.6-5); $\phi = \frac{\alpha^2 + 2.6 \cdot (1 + 2\beta)}{\alpha^2 + 2.6}$ (7.3.6-6);

$\alpha = h_{b1}/b$ (7.3.6-7); $\beta = A_r/A_w$ (7.3.6-8); $A_r = b \cdot t_r$ (7.3.6-9); $A_w = h_{c1} \cdot t_p$ (7.3.6-10);

式中: h_{b1} ——梁翼缘中心间的距离 (mm); h_{c1} ——工字形截面柱翼缘中心间的距离、箱形截面柱壁板中心间的距离和圆管截面柱管壁中线的直径 (mm);

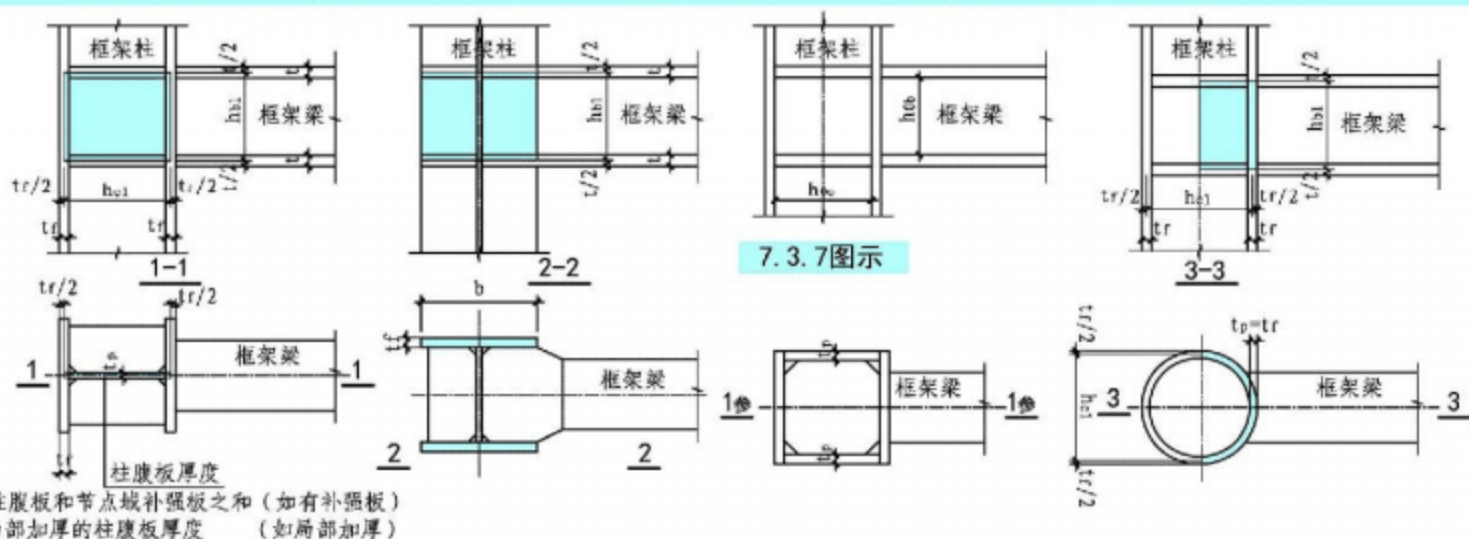
t_p ——柱腹板和节点域补强板厚度之和, 或局部加厚时的节点域厚度 (mm), 箱形柱为一块腹板的厚度 (mm), 圆管柱为壁厚 (mm);

b ——柱的翼缘宽度 (mm); t_r ——柱的翼缘厚度 (mm); 【图7.3.6 此处略, 见《高钢规》】

7.3.7 柱与梁连接处, 在梁上下翼缘对应位置应设置柱的水平加劲肋或隔板。加劲肋 (隔板) 与柱翼缘所包围的节点域的稳定性, 应满足下式要求:

$$t_p \geq (h_{b1} + h_{c1})/90 \quad (7.3.7);$$

式中: t_p ——柱节点域的腹板厚度 (mm), 箱形柱时为一块腹板的厚度 (mm); h_{b1} 、 h_{c1} ——分别为梁腹板、柱腹板的高度 (mm)。



7.3.7图示

7.3.6图示1

7.3.6图示2

7.3.6图示3 箱形柱参数示意

7.3.6图示4 圆柱参数示意

工字形截面柱 (绕强轴) 参数示意 工字形截面柱 (绕弱轴) 参数示意

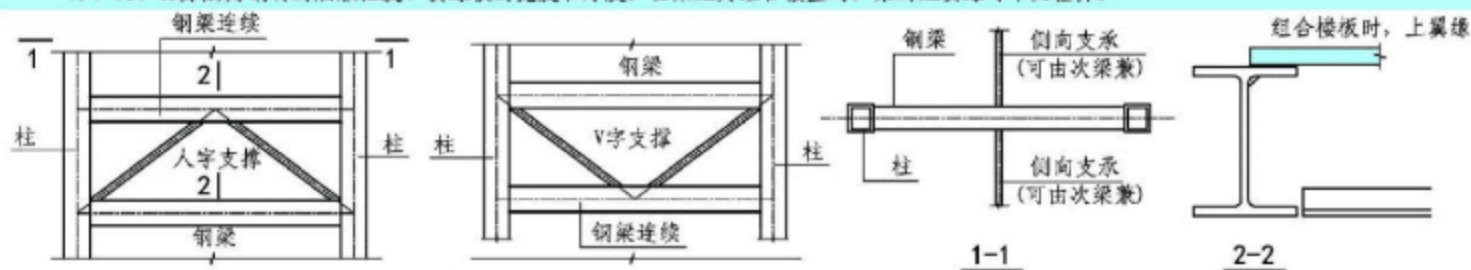
注: 十字形截面柱的节点域体积的参数示意图见《高钢规》7.3.6条的配图。

7.3 框架柱

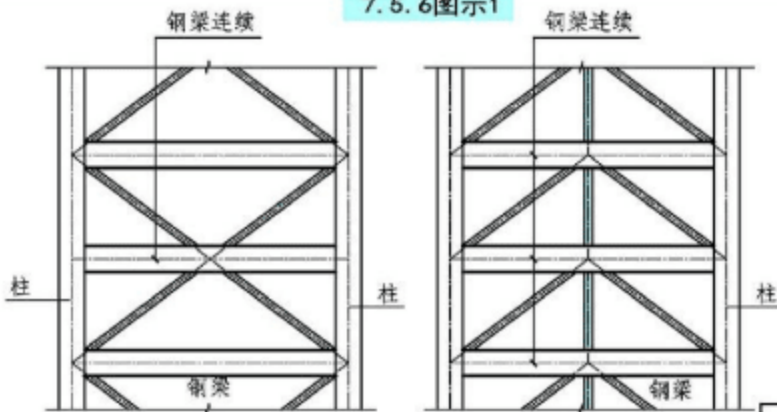
图集号 16G108-7

7.5.6 人字形和V形支撑框架应符合下列规定:

- 1 与支撑相交的横梁,在柱间应保持连续【图示1】。
- 2 在确定支撑跨的横梁截面时,不应考虑支撑在跨中的支承作用。横梁除应承受大小等于重力荷载代表值的竖向荷载外,尚应承受跨中节点处两根支撑斜杆分别受拉屈服、受压屈服所引起的不平衡竖向分力和水平分力的作用。在该不平衡力中,支撑的受压屈服承载力和受拉屈服承载力应分别按 $0.3\phi A_f y$ 及 $A_f y$ 计算【图示2】。为了减小竖向不平衡力引起的梁截面过大,可采用跨层X形支撑(图7.5.6a)【图示3】或采用拉链柱(图7.5.6b)【图示4】。【图7.5.6a、b见《高钢规》,此处略】
- 3 在支撑与横梁相交处,梁的上下翼缘应设置侧向支承,该支承应设计成能承受在数值上等于0.02倍的相应翼缘承载力 $f_y \cdot b_f \cdot t_f$ 的侧向力的作用, f_y 、 b_f 、 t_f 分别为钢材的屈服强度、翼缘板的宽度和厚度。当梁上为组合楼板时,梁的上翼缘可不验算。



7.5.6图示1

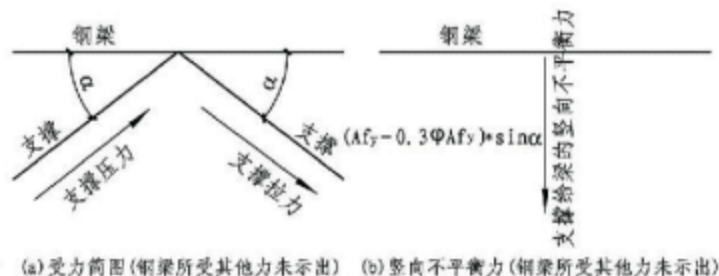


7.5.6图示3

跨层X支撑

7.5.6图示4

拉链柱



7.5.6图示2

7.5中心支撑框架

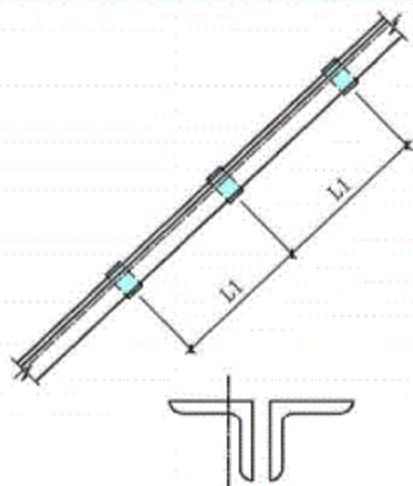
图集号 16G108-7

编制 杨晓波 校对 苏明周 设计 武子斌 审核 武斌

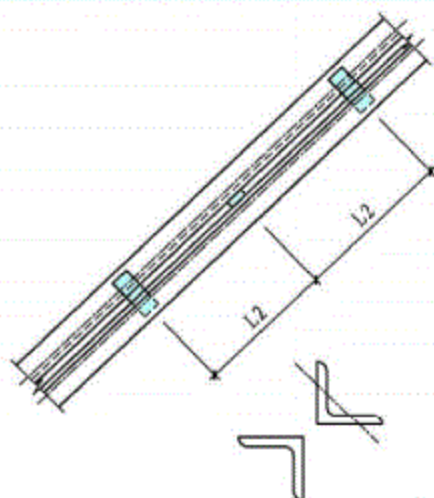
页 47

7.5.7 当中心支撑构件为填板连接的组合截面时,填板的间距应均匀,每一构件中填板数不得少于2块,且应符合下列规定:

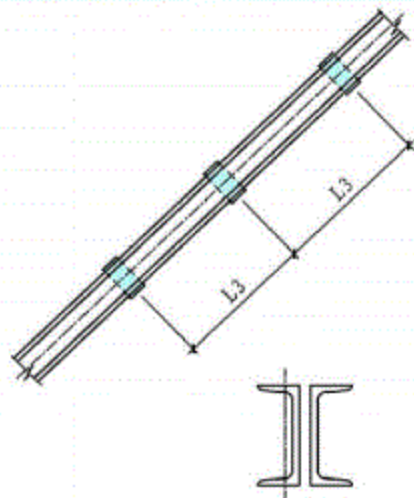
- 1 当支撑屈曲后会在填板的连接处产生剪力时,两填板之间单肢杆件的长细比不应大于组合支撑杆件控制长细比的0.4倍。填板连接处的总受剪承载力设计值至少应等于单肢杆件的受拉承载力设计值。
- 2 当支撑屈曲后不在填板连接处产生剪力时,两填板之间单肢杆件的长细比不应大于组合支撑杆件控制长细比的0.75倍。



(a) 双角钢T形连接
填板间单肢长细比
 $\lambda = L_1 / i_1$



(b) 双角钢十字连接
填板间单肢长细比
 $\lambda = L_2 / i_2$



(c) 双槽钢
填板间单肢长细比
 $\lambda = L_3 / i_3$

7.5.7图示1

		填板间单肢杆长细比要求	备注
绕实轴弯曲	支撑屈曲后在填板处不产生剪力	$\lambda < 0.75 \cdot \lambda_{max}$ 组合	中心支撑控制长细比限值 [λ] 组合见本图集第62页或《高钢规》
绕虚轴弯曲	支撑屈曲后在填板处产生剪力	$\lambda < 0.4 \cdot \lambda_{max}$ 组合	

7.5.7图示2 填板间单肢杆长细比要求

注:

1. 填板数量按照《钢结构设计规范》的要求计算,并且不少于2块。

2. 单肢长细比计算的*i*取值:

双角钢T形连接/双槽钢: 取单肢与填板平行的形心轴的回转半径;

双角钢十字连接: 取单肢角钢的最小回转半径(绕斜平面)。

7.5中心支撑框架

图类号 16G108-7

国图16系列

审核: 李国良 校对: 苏明周 设计: 武子斌 武斌

页

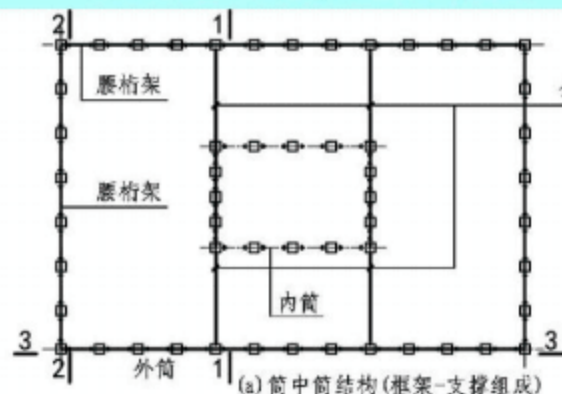
48

7.7.1 伸臂桁架及腰桁架的布置应符合下列规定:

- 1 在需提高结构整体侧向刚度时,在框架-支撑组成的筒中筒结构或框架-核心筒结构的适当楼层(加强层)可设置伸臂桁架,必要时可同时在外框柱之间设置腰桁架。伸臂桁架设置在外框架柱与核心筒或核心筒之间,宜在全楼层对称布置。
- 2 抗震设计结构中设置加强层时,宜采用延性较好、刚度及数量适宜的伸臂桁架及(或)腰桁架,避免加强层范围产生过大的层刚度突变。
- 3 巨型框架中设置的伸臂桁架应能承受和传递主要的竖向荷载及水平荷载,应与核心筒或核心筒墙体及外框巨柱有同等的抗震性能要求。
- 4 9度抗震设防时不宜使用伸臂桁架及腰桁架。

7.7.2 伸臂桁架及腰桁架的设计应符合下列规定:

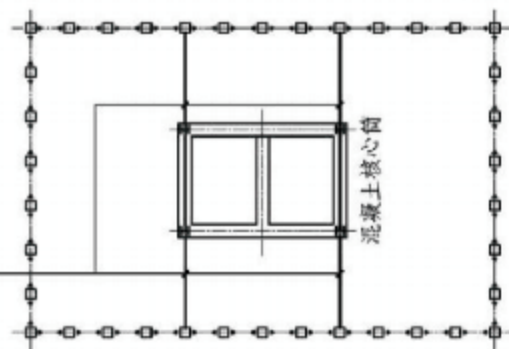
- 1 伸臂桁架、腰桁架宜采用钢桁架。伸臂桁架应与核心筒转角部或有T形墙相交部位连接。
- 2 对抗震设计的结构,加强层及其上、下各一层的竖向构件和连接部位的抗震构造措施,应按规定的结构抗震等级提高一级采用。
- 3 伸臂桁架与核心筒或核心筒之间的连接应采用刚接,且宜将其贯穿核心筒或核心筒,与另一边的伸臂桁架相连,锚入核心筒剪力墙或核心筒中的桁架弦杆、腹杆的截面面积不小于外部伸臂桁架构件相应截面面积的1/2。腰桁架与外框架柱之间应采用刚性连接。
- 4 在结构施工阶段,应考虑内筒与外框的竖向变形差。对伸臂结构与核心筒及外框柱之间的连接应按施工阶段受力状况采取临时连接措施,当结构的竖向变形差基本消除后再进行刚接。
- 5 当伸臂桁架或腰桁架兼作转换层构件时,应按本规程第7.1.6条规定调整内力并验算其竖向变形及承载能力;对抗震设计的结构尚应按性能目标要求采取措施提高其抗震安全性。
- 6 伸臂桁架上、下楼层在计算模型中宜按弹性楼板假定。
- 7 伸臂桁架上、下层楼板厚度不宜小于160mm。



(a) 筒中筒结构(框架-支撑组成)

伸臂桁架
全楼层对称布置
与核心筒转
角部位连接

伸臂桁架
全楼层对称布置
与核心筒转
角部位连接



(b) 框架-混凝土核心筒结构

7.7.1、7.7.2图示

7.7伸臂桁架和腰桁架

图例号 16G108-7

审校: 郭振豪 校对: 苏明调 设计: 武子斌

页 49

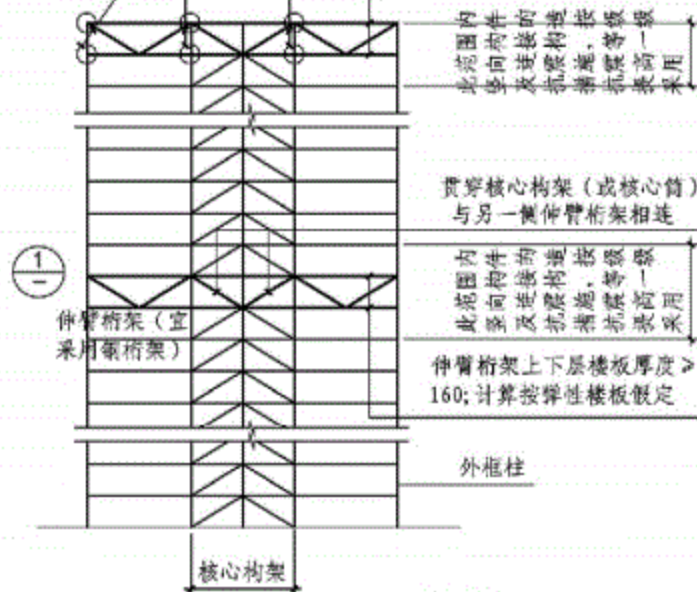
伸臂桁架与外框
柱半刚接或铰接

伸臂桁架与核心构
架(核心筒)刚接

伸臂桁架上下层楼板厚度 \geq
160; 计算按弹性楼板假定

腰桁架(宜用钢桁架)

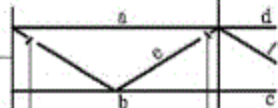
与外框柱刚接
(与伸臂桁架同层设置)



1-1

核心构架

外框柱



杆件截面面积要求

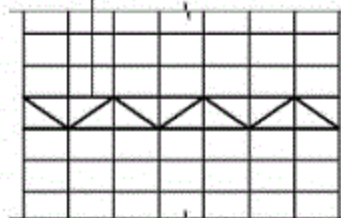
$$A_e \geq 0.5A_b$$

$$A_d \geq 0.5A_a$$

$$A_r \geq 0.5A_e$$

伸臂桁架腹杆与外框柱或核心构架/核心筒
待竖向变形差基本消除后(如封顶后)连接
(变形差较小时可仅斜杆后连接)

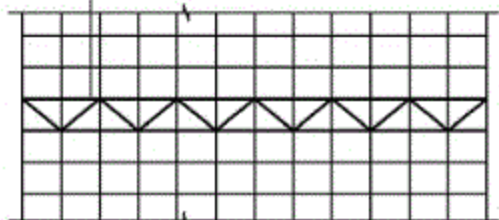
1



2-2

腰桁架(宜用钢桁架)

与外框柱刚接
(与伸臂桁架同层设置)



3-3

7.7 伸臂桁架和腰桁架

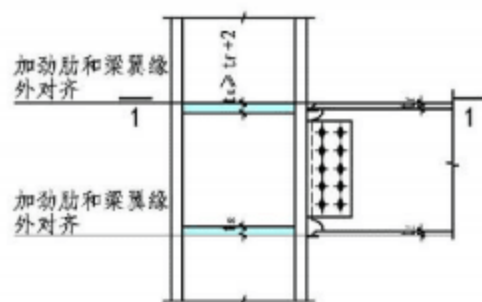
图集号 16G108-7

页 50

国图16系列

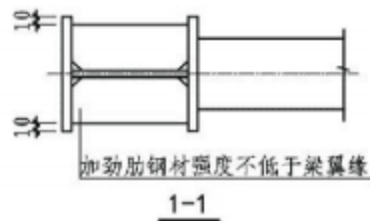
审核 杨晓 4ms 校对 苏明周 设计 武子斌 武城

- 8.3.1 框架梁与柱的连接宜采用柱贯通型。在互相垂直的两个方向都与梁刚性连接时，宜采用箱形柱。箱形柱壁厚厚度小于16mm时，不宜采用电渣焊焊接隔板。
- 8.3.2 冷成型箱形柱应在梁对应位置设置隔板，并应采用隔板贯通式连接。柱段与隔板的连接应采用全熔透对接焊缝（图8.3.2）。隔板宜采用Z向钢制作。其外伸部分长度 e 宜为25mm~30mm，以便将相邻焊缝热影响区隔开。
- 8.3.6 框架梁与柱刚性连接时，应在梁翼缘的对应位置设置水平加劲肋（隔板）。对抗震设计的结构，水平加劲肋（隔板）厚度不得小于梁翼缘厚度加2mm，其钢材强度不得低于梁翼缘的钢材强度，其外侧应与梁翼缘外侧对齐（图8.3.6）。对非抗震设计的结构，水平加劲肋（隔板）应能传递梁翼缘的集中力，厚度应由计算确定；当内力较小时，其厚度不得小于梁翼缘厚度的1/2，并应符合板件宽厚比限值。水平加劲肋宽度应从柱边缘后退10mm。

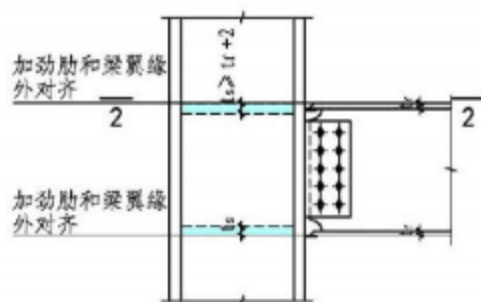


8.3.1 图示1 8.3.6 图示1

柱贯通式-H形柱

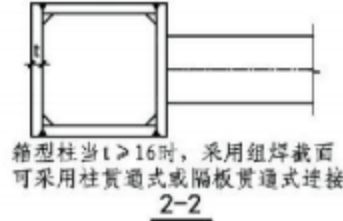


加劲肋钢材强度不低于梁翼缘

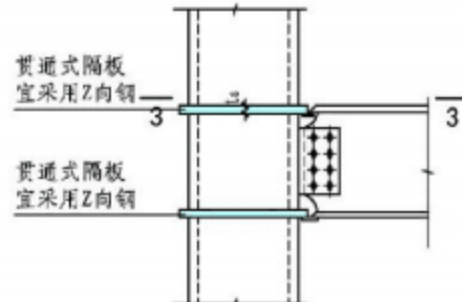


8.3.1 图示2 8.3.6 图示2

柱贯通式-箱形柱

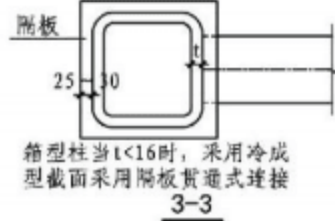


箱型柱当 $t > 16$ 时，采用组焊截面可采用柱贯通式或隔板贯通式连接



8.3.2 图示1 8.3.6 图示3

隔板贯通式



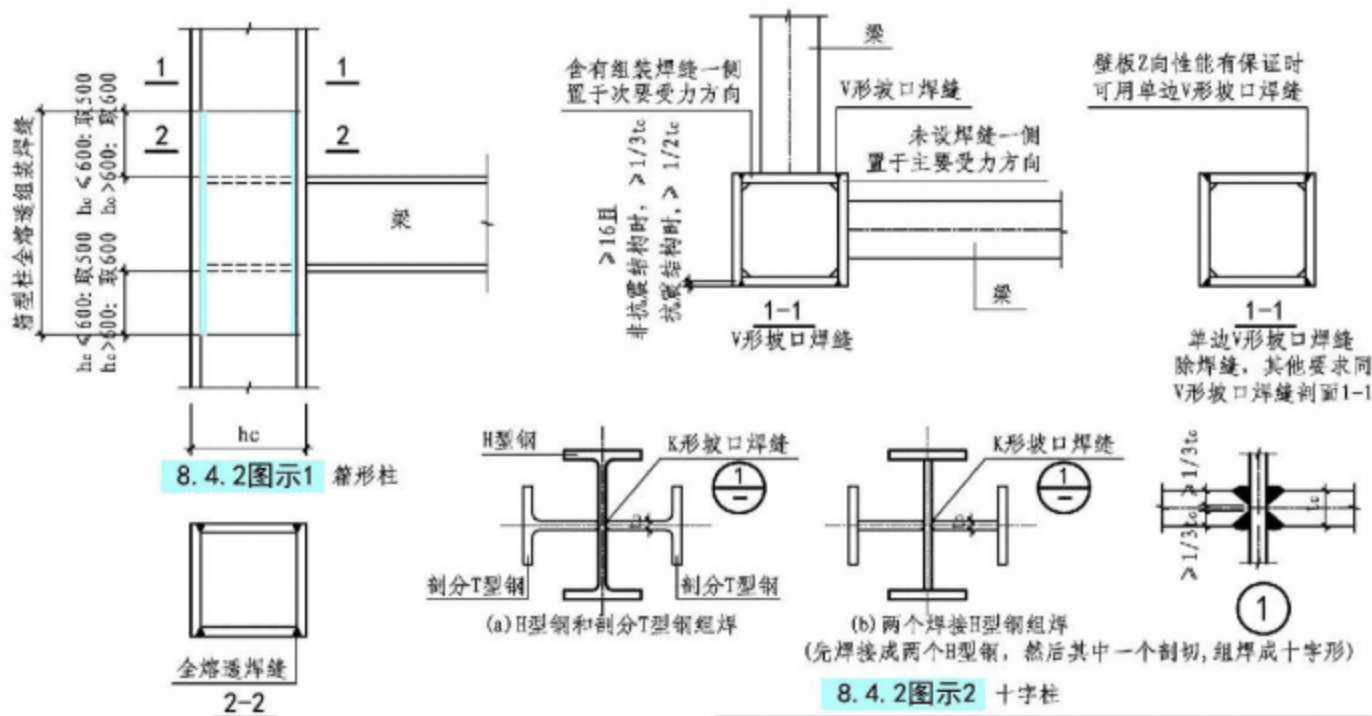
箱型柱当 $t < 16$ 时，采用冷成型截面采用隔板贯通式连接

8.3 梁与柱连接的形式和构造要求

图集号

16G108-7

8.4.2 箱形柱宜为焊接柱,其角部的组装焊缝一般应采用V形坡口部分熔透焊缝。当箱形柱壁板的Z向性能有保证,通过工艺试验确认不会引起层状撕裂时,可采用单边V形坡口焊缝,箱形柱含有组装焊缝一侧与框架梁连接后,其抗震性能低于未设焊缝的一侧,应将不含组装焊缝的一侧置于主要受力方向,组装焊缝厚度不应小于板厚的1/3,且不应小于16mm,抗震设计时不应小于板厚的1/2(图8.4.2-1a)。当梁与柱刚性连接时,在框架梁翼缘的上、下500mm范围内,应采用全熔透焊缝;柱宽度大于600mm时,应在框架梁翼缘的上、下600mm范围内采用全熔透焊缝(图8.4.2-1b)。十字形柱应由钢板或两个H形钢焊接组合而成(图8.4.2-2);组装焊缝均应采用部分熔透的K形坡口焊缝,每边焊接深度不应小于1/3板厚。【图8.4.2-1a,图8.4.2-1b,图8.4.2-2此处略,见《高钢规》】



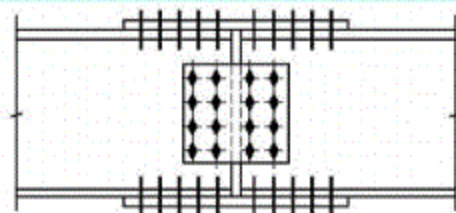
全熔透坡口有多种形式,
可查阅GB 50661之附录A
此处全熔透坡口形式仅为示意

8.4柱与柱的连接

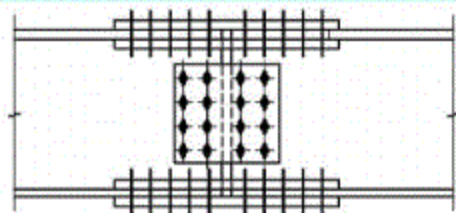
图号 16G108-7

8.5.1 梁的拼接应符合下列规定:

- 1 翼缘采用全熔透对接焊缝, 腹板用高强度螺栓摩擦型连接;
- 2 翼缘和腹板均采用高强度螺栓摩擦型连接;
- 3 三、四级和非抗震设计时可采用全截面焊接;
- 4 抗震设计时, 应先做螺栓连接的抗滑移承载力计算, 然后再进行极限承载力计算; 非抗震设计时, 可只做抗滑移承载力计算。

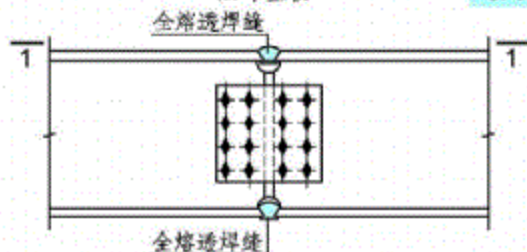


(a) 单盖板

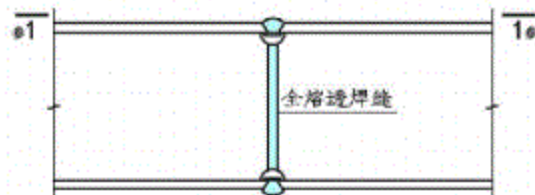
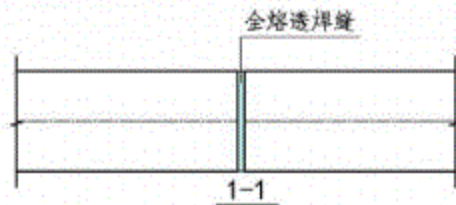


(b) 双盖板

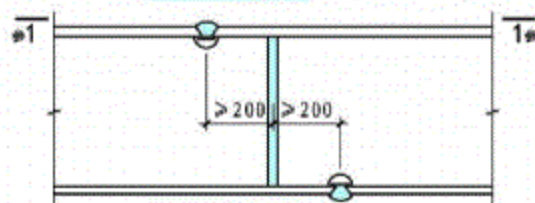
8.5.1图示1 梁全栓拼接



8.5.1图示2 腹板高强螺栓连接, 翼缘全熔透焊缝



8.5.1图示3 轧制I型钢梁全焊拼接



8.5.1图示4 焊接I形梁全焊拼接

注: 1. 梁与梁拼接的下翼缘对接焊缝, 工厂拼接可采用8.5.1图示3的做法, 工地拼接可采用8.5.1图示2的做法。

2. 焊接I形梁全焊拼接, 当内力较小时, 也可采用8.5.1图示3的形式。

8.5 梁与梁的连接和梁腹板设孔的补强

图集号

16G108-7

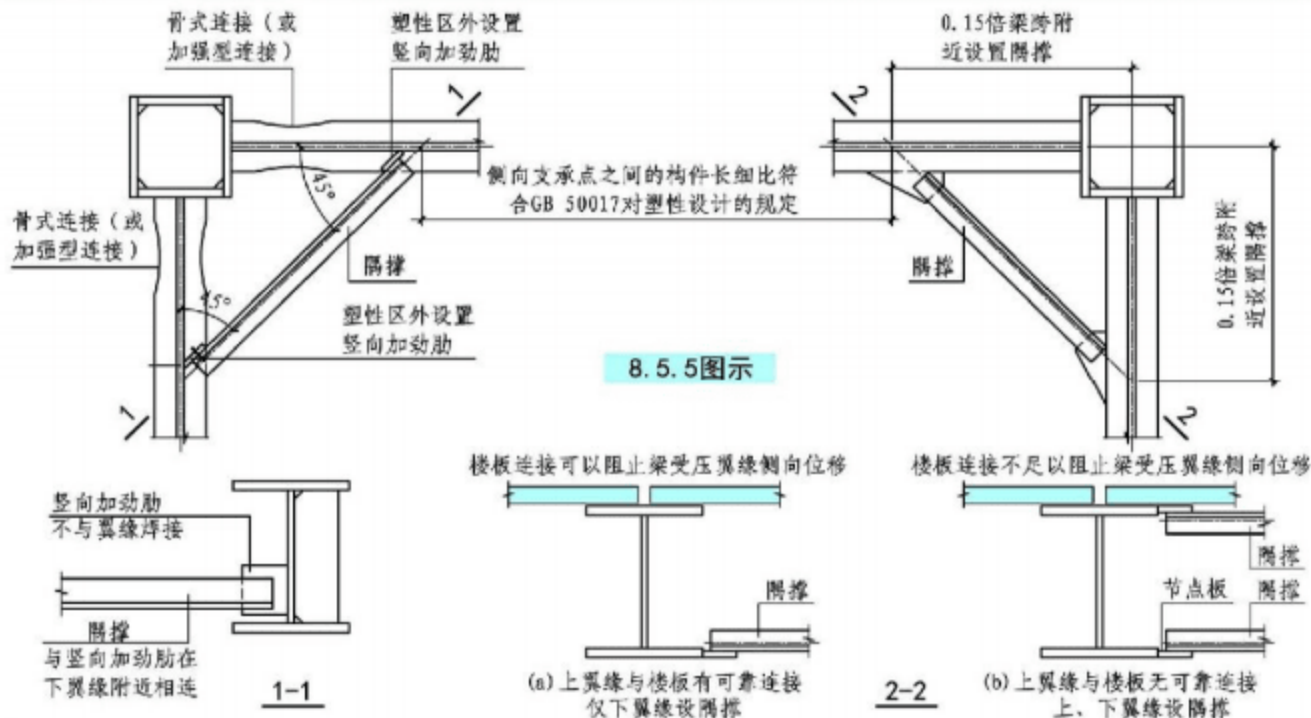
编制 郭振 校对 蔡明周 设计 武子斌

页

53

8.5.5 抗震设计时,框架梁受压翼缘根据需要在梁端设置侧向支承(图8.5.5),在出现塑性铰的截面上,下翼缘均应设置侧向支承。当梁上翼缘与楼板有可靠连接时,固端梁下翼缘在梁端0.15倍梁跨附近均宜设置隅撑(图8.5.5a);梁端采用加强型连接或骨式连接时,应在塑性区外设置竖向加劲肋,隅撑与偏置45°的竖向加劲肋在梁下翼缘附近相连(图8.5.5b),该竖向加劲肋不应与翼缘焊接。梁端下翼缘宽度局部加大,对梁下翼缘侧向约束较大时,视情况也可不设隅撑。相邻两支承点间的构件长细比,应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017对塑性设计的有关规定。

【图8.5.5a、b见《高钢规》，此处略】



100

1. 梁端撑给设计和施工带来不便, 可采用代替满撑的作用的设计。如本条规程的下翼缘局部加大, 形成足够的侧向约束。《钢结构设计规范》也有可供参考的设计方法。
2. 现浇混凝土楼板可认为能阻止梁受压翘曲, 即可认为“可靠连接”; 预制混凝土上楼板, 通过钢梁上的抗弯件或预埋板上的预埋件与钢梁连接, 且数量足够, 可认为“可靠连接”; 压型钢板组合楼板有足够连接件和钢梁连接, 可认为“可靠连接”。

8.5梁与梁的连接和梁腹板设孔的补强

图章号 16G108-7

编写 杨振庭 绘图 孙明周 校对 孙明周 设计 武子建 审核

51	54
----	----

9.3.1 放样和号料应符合下列规定:

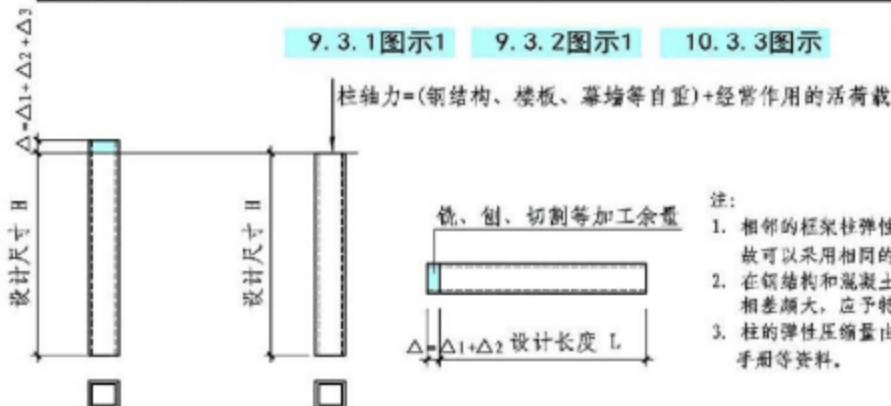
- 1 需要放样的工件应根据批准的施工详图放出尺寸节点大样;
- 2 放样和号料应预留收缩量(包括现场焊接收缩量)及切割、铣端等需要的加工余量【图示2】，钢框架柱尚应按设计要求预留弹性压缩量。

9.3.2 钢框架柱的弹性压缩量【图示2】，应按结构自重(包括钢结构、楼板、幕墙等的重量)和经营作用的活荷载产生的柱轴力计算。相邻柱的弹性压缩量相差不超过5mm时，可采用相同的压缩量。柱压缩量应由设计单位提出，由制作单位、安装单位和设计单位协商确定。

10.3.3 端部进行现场焊接的梁、柱构件，其长度尺寸应按下列方法进行检查:

- 1 柱的长度，应增加柱端焊接产生的收缩变形值和荷载使柱产生的压缩变形值。
- 2 梁的长度应增加梁接头焊接产生的收缩变形值。

尺寸增加类别		适用构件类别	制作尺寸
焊接收缩量 Δ_1	工厂焊接收缩量	框架柱、梁	框架柱: 设计尺寸 $H + \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3$ 梁: 设计尺寸 $L + \Delta_1 + \Delta_2$
	现场焊接收缩量		
加工余量 Δ_2	切割	框架柱、梁	
	铣端		
	刨平		
弹性压缩变形量 Δ_3		框架柱	



9.3.1 图示1

9.3.2 图示1

10.3.3 图示

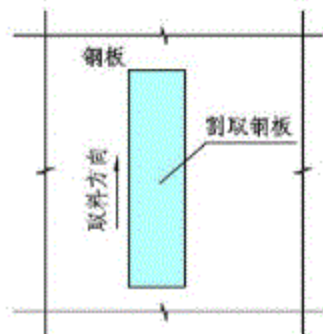
9.3.2 图示2

9.3.1 图示2

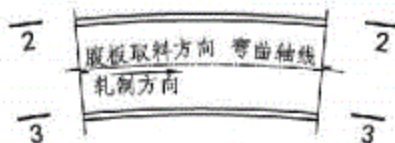
9.3放样、号料和切割、10.3构件的质量检查 图例号 16G108-7

9.3.3 号料和切割应符合下列规定:

- 1 主要受力构件和需要弯曲的构件,在号料时应按工艺规定的方向取料,弯曲件的外侧不应有冲样点和伤痕缺陷;
- 2 号料应有利于切割和保证零件质量;
- 3 型钢的下料,宜采用锯切。

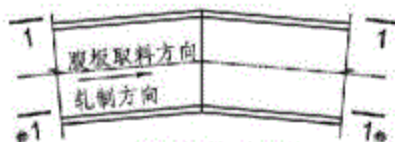


钢板的取料方向指从较大板材上割取加工制作所需板件的纵向



9.3.3图示2

焊接H型钢弯曲取料方向



9.3.3图示1

焊接H型钢弯折取料方向



翼缘取料方向



轧制方向

3-3

注:

- 1 钢板沿轧制方向和垂直轧制方向力学性能有差异(各向异性),沿轧制方向性能好。故一般主要受力方向宜与钢板轧制方向一致;弯曲加工方向(如弯折线、卷制轴线)宜与钢板轧制方向垂直,以防止出现裂纹。
- 2 锯切指用锯床切割。

9.3放样、号料和切割

图集号 16G108-7

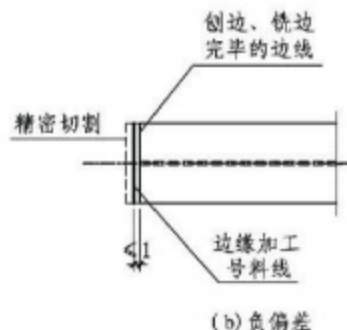
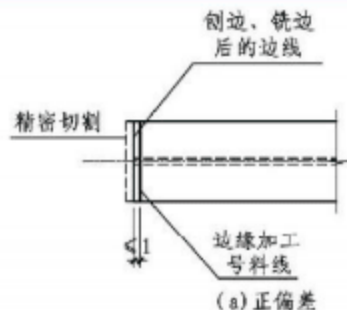
审核: 邵明 校对: 苏明周 设计: 武子斌 页 56

9.4.2 边缘加工应符合下列规定:

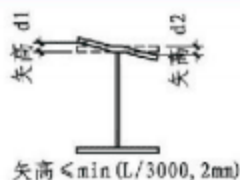
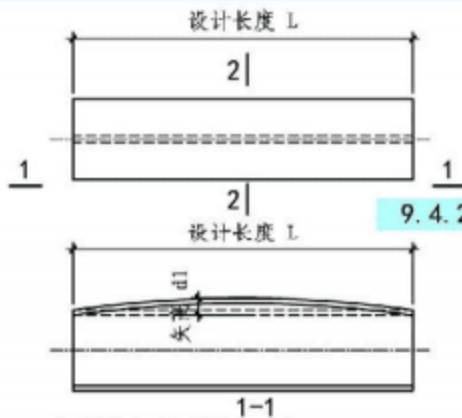
- 1 需边缘加工的零件,宜采用精密切割来代替机械加工【图示1】;
- 2 焊接坡口加工宜采用自动切割、半自动切割、坡口机、刨边等方法进行【图示3】;
- 3 坡口加工时,应用样板控制坡口角度和各部分尺寸【图示3】;
- 4 边缘加工的精度,应符合表9.4.2的规定。

表9.4.2边缘加工的允许偏差

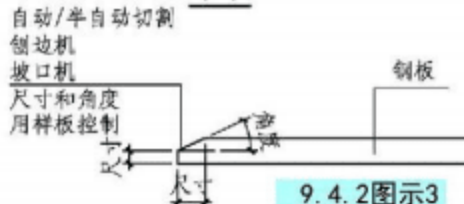
边线与会料线的允许偏差 (mm) 【图示1】	边线的弯曲矢高 (mm) 【图示2】	粗糙度 (mm)	缺口 (mm)	渣	坡度
± 1	$L/3000$, 且 ≤ 2.0	0.02	1.0 (修磨平缓过渡)	清除	$\pm 2.5^\circ$



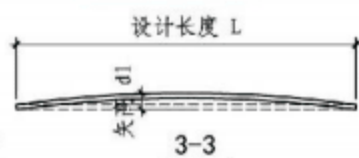
9.4.2图示1



9.4.2图示2 钢板



9.4.2图示3



9.4 矫正和边缘加工

图集号 16G108-7

编制 郝振康 设计 武子斌 校对 蔡明周 审核 蔡明周 设计 武子斌 武斌

页 57

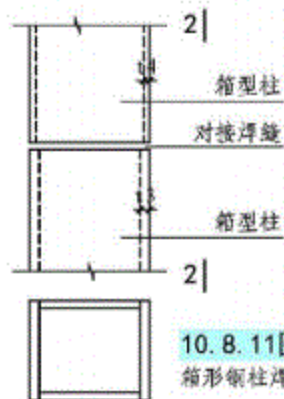
9.6.9 对接接头、T 型接头和要求全熔透的角部焊缝，应在焊缝两端配置引弧板和引出板。手工焊引板长度不应小于25mm，埋弧自动焊引板长度不应小于80mm，引焊到引板的焊缝长度不得小于引板长度的2/3。

10.8.11 梁和柱接头的焊接，应设长度大于3倍焊缝厚度的引弧板。引弧板的厚度、坡口角度应和焊缝厚度相适应，焊完后割去引弧板时应留5mm~10mm。

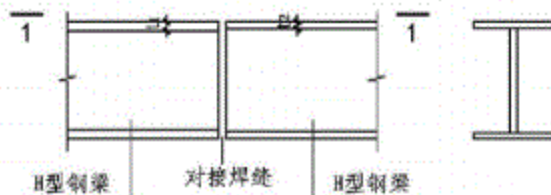
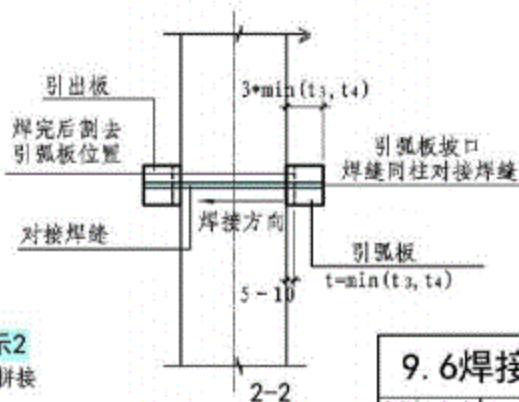


$L_1, L_2 > 2/3d$; 手工焊/气体保护焊: $d_1, d_2 \geq 25$
埋弧自动焊: $d_1, d_2 \geq 80$

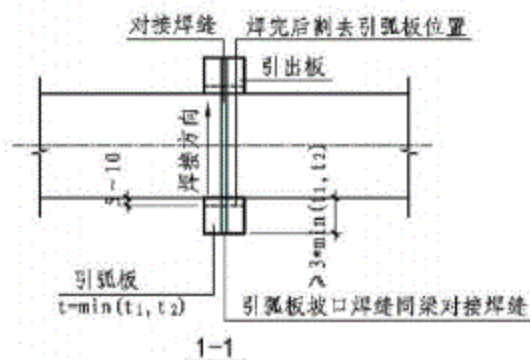
9.6.9图示



10.8.11图2
箱形钢柱焊接拼接



10.8.11图1
H型钢梁焊接拼接



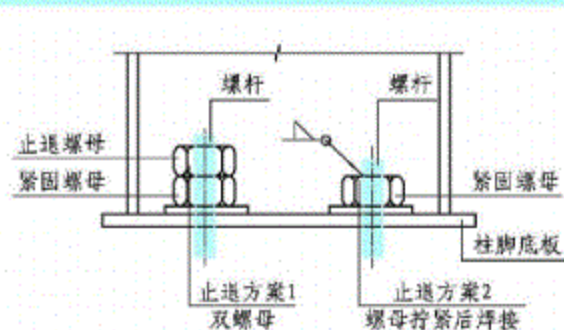
9.6焊接、10.8安装的焊接工艺

图号 16G108-7

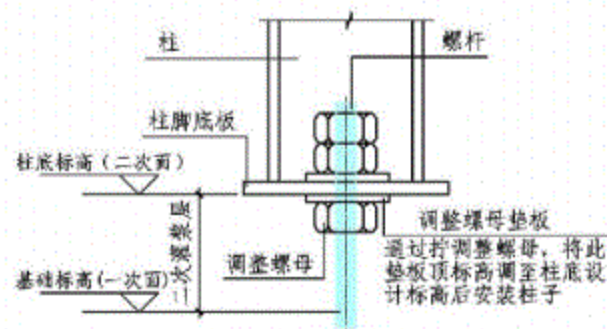
审核 郭振 设计 苏明周 设计 武子斌 设计 武子斌

页 58

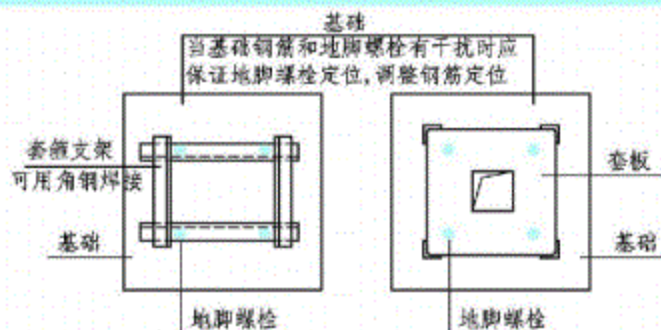
- 10.2.3 地脚螺栓应采用套板或套箍支架锚立、精确定位。当地脚螺栓与钢筋相互干扰时，应遵循先施工地脚螺栓，后穿插钢筋的原则，并做好成品保护。螺栓螺纹应采取保护措施。
- 10.2.4 底层柱地脚螺栓的紧固轴力，应符合设计文件的规定。一般螺母止退可采用双螺母固定。
- 10.2.6 第一节柱标高精度控制，可采用在底板下的地脚螺栓上加一调整螺母的方法（图10.2.6）【图10.2.6见高钢规，此处略】。
- 10.2.7 地脚螺栓施工完毕直至混凝土浇筑终凝前，应加强测量监控，采取必要的成品保护措施。混凝土终凝后应实测地脚螺栓最终定位偏差值，偏差超过允许值影响钢柱就位时，可通过适当扩大柱底板螺栓孔的方法处理。



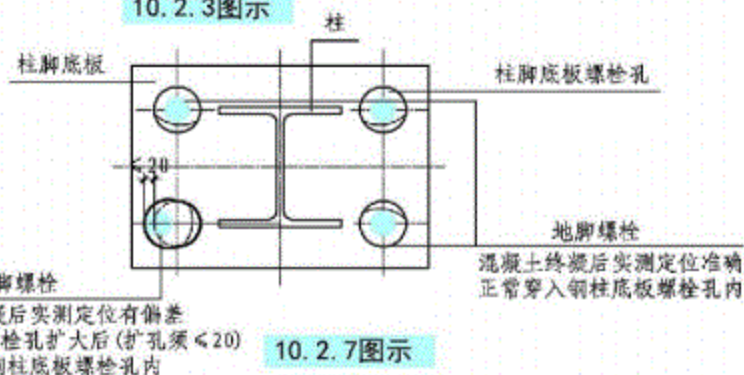
10.2.4图示



10.2.6图示



10.2.3图示



10.2.7图示

10.2定位轴线、标高和地脚螺栓

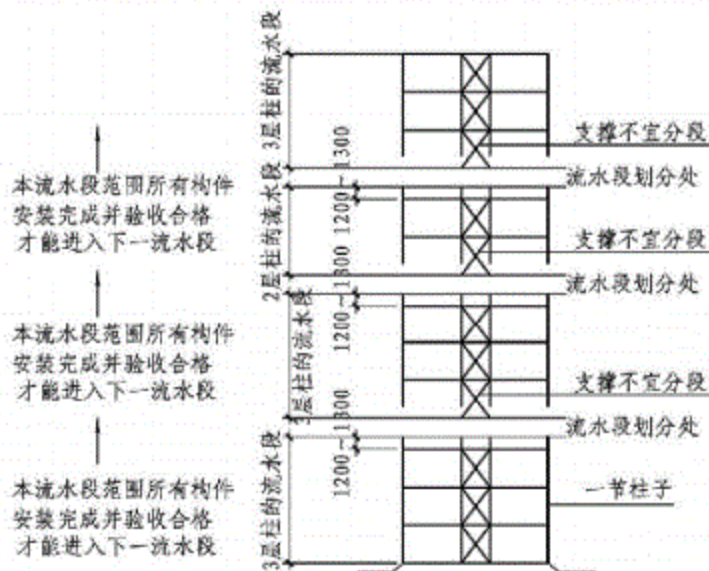
审核 杨海 4m2 校对 苏明周 苏明周 设计 武子斌 武斌

图集号 16G108-7

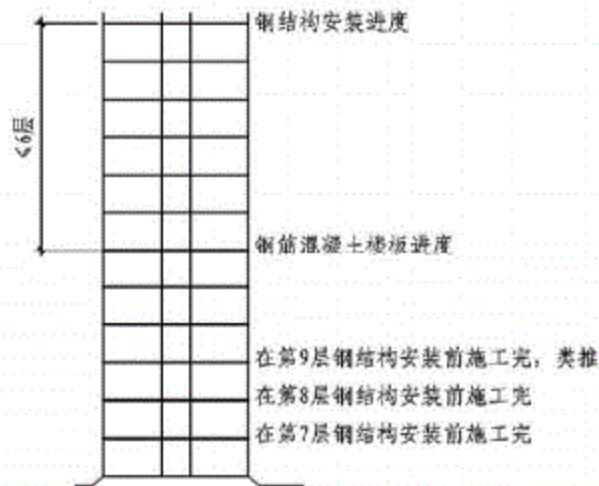
页 59

注：10.2.3条地脚螺栓套板或套箍支架详细构造可见16G519图集。

- 10.4.2 钢柱分段一般宜按(2~3)层一节,分段位置应在楼层梁顶标高以上1.2m~1.3m;钢梁、支撑等构件一般不宜分段;特殊、复杂构件分段应会同设计共同确定。
- 10.5.2 安装流水区段可按建筑物的平面形状、结构形式、安装机械的数量、现场施工条件等因素划分。
- 10.6.8 钢构件安装和楼盖中的钢筋混凝土楼板的施工,应相继进行;两项作业相距不宜超过6层。当超过6层时,应由责任工程师会同设计部门和专业质量检查部门共同协商处理。
- 10.6.9 一个流水段一节柱的全部钢构件安装完毕并验收合格后,方可进行下一个流水段的安装工作。



10.4.2, 10.5.2, 10.6.9图示



10.6.8图示

注:在流水段内支撑最后安装。

10.4吊装构件的分段、10.5构件的安装及焊接顺序、10.6钢构件的安装

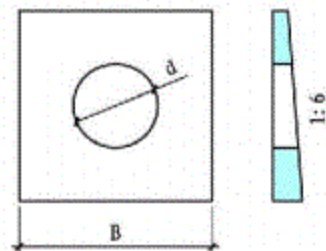
图例号 16G108-7

国图16系列

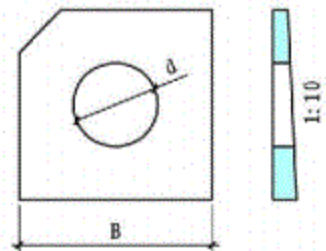
编制 郭晓霞 校对 苏明周 设计 武子斌

页 60

10.9.7 在工字钢、槽钢的翼缘上安装高强度螺栓时，应采用与其斜面的斜度相同的斜垫圈。

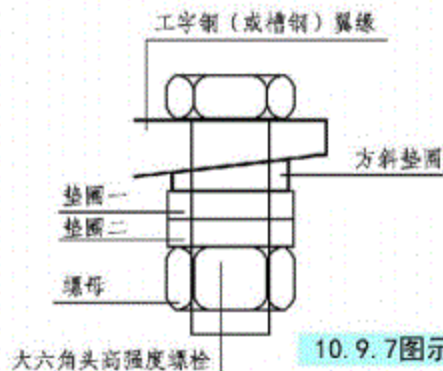
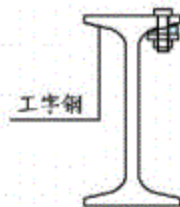


工字钢用方斜垫圈

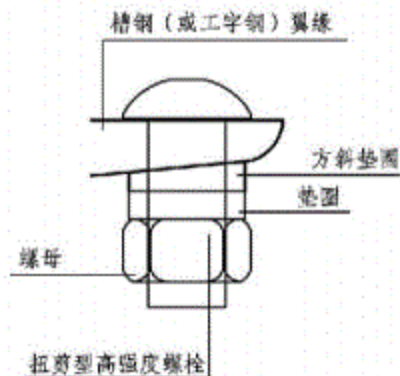


槽钢用方斜垫圈

型钢类别	垫圈标准名称及编号	现行版本	垫圈斜度
工字钢	《工字钢用方斜垫圈》GB/T852	1988	1: 6
槽钢	《槽钢用方斜垫圈》GB/T853	1988	1: 10



10.9.7图示



注：大六角头高强度螺栓副由一个螺栓、一个螺母和两个垫圈组成；
扭剪型高强度螺栓副由一个螺栓、一个螺母和一个垫圈组成。

10.9高强度螺栓施工工艺

图集号 16G108-7

国图16系列

编制 李强 4.15.1 校对 苏明周 苏明周 设计 武子斌 武斌

页 61

- 3.5.1 在正常使用条件下,高层民用建筑钢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能力、稳定性和使用要求。
- 3.5.2 在风荷载或多遇地震标准值作用下,按弹性方法计算的楼层层间最大水平位移与层高之比不宜大于1/250。
- 3.5.4 高层民用建筑钢结构薄弱层或薄弱部位弹性层间位移不应大于层高的1/50。
- 5.2.3 考虑横风向风振或扭转风振影响时,结构顺风向及横风向的楼层层间最大水平位移与层高之比应分别符合本规程第3.5.2条的规定。
- 7.1.4 【条文见第44页或《高钢规》】
- 7.2.2 轴心受压柱的长细比不宜大于 $120\sqrt{235/f_y}$, f_y 为钢材的屈服强度。
- 7.3.9 框架柱的长细比,一级不应大于 $60\sqrt{235/f_y}$,二级不应大于 $70\sqrt{235/f_y}$,三级不应大于 $80\sqrt{235/f_y}$,四级及非抗震设计不应大于 $100\sqrt{235/f_y}$ 。
- 7.5.2 中心支撑斜杆的长细比,按压杆设计时,不应大于 $120\sqrt{235/f_y}$,一、二、三级中心支撑斜杆不得采用拉杆设计,非抗震设计和四级采用拉杆设计时,其长细比不应大于180。
- 8.8.2 偏心支撑框架的支撑杆件的长细比不应大于 $120\sqrt{235/f_y}$,支撑杆件的板件宽厚比不应大于现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017规定的轴心受压构件在弹性设计时的宽厚比限值。

杆件名称		限值	相关条文	备注
轴心受压柱		$120\sqrt{235/f_y}$	7.2.2	
框架柱	一级	$60\sqrt{235/f_y}$	7.3.9	左侧为GB 50011-2010第8.3.1条相关的相应抗震等级的框架柱长细比限值。
	二级	$70\sqrt{235/f_y}$		
	三级	$80\sqrt{235/f_y}$		
	四级及非抗震	$100\sqrt{235/f_y}$		
中心支撑	压杆	$120\sqrt{235/f_y}$	7.5.2	GB 50011-2010第8.4.1条相关一、二、三级抗震不得采用拉杆设计
	拉杆	180		
偏心支撑框架的支撑		$120\sqrt{235/f_y}$	8.8.2	
梁受压翼缘在支撑连接点间的长度与其宽度之比	一级、二级、三级抗震	GB50017关于塑性的长细比要求	7.1.4	

杆件长细比限值

		层间位移与层高之比	备注
风荷载和多遇地震情况	弹性层间位移与层高之比	$\leq 1/250$	顺风向风振: 顺风向层间位移分别满足 扭转风振: 顺风向、横风向层间位移分别满足 顺风向+横风向风振: 顺风向、横风向层间位移分别满足
罕遇地震情况	弹塑性层间位移与层高之比	$\leq 1/50$	

层间位移与层高之比限值

- 注:
- 关于框架柱的长细比限值,《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010第8.3.1条比《高钢规》的限值宽松。对于高层民用建筑钢结构,建议按照《高钢规》的限值设计。
 - 第7.2.2条等条数长细比限值中的 f_y 为钢材的名义屈服强度,如对Q345,取 f_y 为345。
 - 一阶分析时,框架柱计算长度按《钢结构设计规范》取值,即柱的几何长度和计算长度系数的乘积。

长细比和刚度要求

图例号 16G108-7

设计: 郭振豪 校对: 苏明周 设计: 武子斌 页 62

- 7.4.1 钢框架梁、柱板件宽厚比限值，应符合表7.4.1的规定。
- 7.4.2 非抗侧力构件的板件宽厚比应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017的有关规定执行。
- 7.5.3 中心支撑斜杆的板件宽厚比，不应大于表7.5.3规定的限值。
- 8.8.1 消能梁段及与消能梁段同一跨内的非消能梁段，其板件的宽厚比不应大于表8.8.1规定的限值。
- 8.8.2 偏心支撑框架的支撑杆件的长细比不应大于 $120\sqrt{235/f_y}$ ，支撑杆件的板件宽厚比不应大于现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017规定的轴心受压构件在弹性设计时的宽厚比限值。
- B.5.1 同时设置水平和竖向加劲肋的钢板剪力墙，不宜采用考虑屈曲后强度的计算；加劲肋一侧的计算宽度取钢板剪力墙厚度的15倍（图B.5.1）。加劲肋划分的剪力墙板区格的宽高比宜接近1；剪力墙板区格的宽厚比应满足下列公式的要求：
- 当采用开口加劲肋时， $(a_x+a_y)/t \leq 220$ (B.5.1-1)；当采用闭口加劲肋时， $(a_x+a_y)/t \leq 250$ (B.5.1-2)
- C.2.3 钢板支撑宜采用较厚实的截面，支撑的宽厚比宜满足下式的要求。钢板支撑两端应设置加劲肋。钢板支撑的厚度不应小于12mm， $5 \leq b/t \leq 19$ (C.2.3)
- E.2.9 屈曲约束支撑的设计尚应满足以下要求：
- 2 核心单元的截面可设计成一字形、工字形、十字形和环形等，其宽厚比或径厚比（外径与壁厚的比值）应满足下列要求：
- 1) 对一字形板截面宽厚比取10~20；2) 对十字形截面宽厚比取5~10；3) 对环形截面径厚比不宜超过22；4) 对其他截面形式，应满足本规程表7.5.3中所规定的一级中心支撑板件宽厚比限值要求；5) 核心单元钢板厚度宜为10mm~80mm。
- 8.3.6 【见《高钢规》，此处略】 【表7.4.1、表7.5.3、表8.1.1、图B.5.1见《高钢规》，此处略】

板件类别	宽厚比(径厚比)限值	相关条文	备注
钢框架梁柱板件	表7.4.1	7.4.1	GB 50011-2010表8.3.2相关
非抗侧力构件(如非框架梁、摇摆柱等)板件	GB 50017	7.4.2	
中心支撑板件	表7.5.3	7.5.3	
梁柱刚接的梁翼缘水平加劲肋(或隔板)	同梁翼缘板件(查表7.4.1)	8.3.6	
消能梁段及同跨非耗能梁段板件	表8.8.1	8.8.1	
偏心支撑的板件	GB 50017	8.8.2	
钢板剪力墙区格	开口加劲肋， $(a_x+a_y)/t \leq 220$ 闭口加劲肋， $(a_x+a_y)/t \leq 250$	B.5.1	
无粘结内藏钢板支撑墙板的钢板	$5 \leq b/t \leq 19$	C.2.3	
屈曲约束支撑的核心单元的板件	一字形截面	$10 \leq b/t \leq 20$	E.2.9
	十字形截面	$5 \leq b/t \leq 10$	
	环形截面	径厚比: $D/t \leq 22$	
	其他截面形式	按表7.5.3的一级中心支撑板件	

宽厚比(径厚比)要求

宽厚比(径厚比)要求

图集号 16G108-7

3.5.5 房屋高度不小于150m的高层民用建筑钢结构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大于表3.5.5的限值。【表3.5.5见《高钢规》，此处略】
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的有关规定计算，也可通过风洞试验结果判断确定。计算时钢结构阻尼比宜取0.01~0.015。

5.4.6 高层民用建筑钢结构抗震计算时的阻尼比取值应符合下列规定：

- 1 多遇地震下计算：高度不大于50m可取0.04；高度大于50m且小于200m可取0.03；高度不小于200m 时宜取0.02；
- 2 当偏心支撑框架部分承担的地震倾覆力矩大于地震总倾覆力矩的50%时，多遇地震下的阻尼比比本条1款相应增加0.005；
- 3 在罕遇地震作用下的弹塑性分析，阻尼比可取0.05。

计算情况	适用条件	阻尼比取值		备注	相关条文
多遇地震	除 $M_r/M>0.5$ 的偏心支撑框架以外	$H\leq 50m$	0.04	M_r : 偏心支撑框架部分承担的地震倾覆力矩 M : 地震总倾覆力矩	5.4.6
		$50m<H<200m$	0.03		
		$H\geq 200m$	0.02		
	$M_r/M>0.5$ 的偏心支撑框架	$H\leq 50m$	0.045		
		$50m<H<200m$	0.035		
		$H\geq 200m$	0.025		
罕遇地震		0.05			
结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度计算		$H<100m$	0.015		3.5.5
		$H\geq 100m$	0.01		及其条文说明

阻尼比取值

注：《高钢规》5.4.6条规定引用自《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010。采用屈曲约束支撑的钢结构，阻尼比按GB 50011-2010第12章耗能减震结构的规定采用。

阻尼比取值要求

图集号 16G108-7

3.6.1 高层民用建筑钢结构构件的承载力应按下列公式验算:

$$\text{持久设计状况、短暂设计状况} \quad \gamma_0 S_d \leq R_d \quad (3.6.1-1)$$

$$\text{地震设计状况} \quad S_d \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (3.6.1-2)$$

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; γ_{RE} ——构件承载力抗震调整系数。结构构件和连接强度计算时取0.75; 柱和支撑稳定计算时取0.8; 当仅计算竖向地震作用时取1.0。

3.9.3 抗连续倒塌的拆除构件方法应符合下列规定:

1 应逐个分别拆除结构周边柱、底层内部柱以及转换桁架腹杆等重要构件; 2 可采用弹性静力方法分析剩余结构的内力与变形;

3 剩余结构构件承载力应满足下式要求: $R_d \geq \beta \cdot S_d$ (3.9.3)

式中: S_d ——剩余结构构件效应设计值, 可按本规程第3.9.4条的规定计算;

R_d ——剩余结构构件承载力设计值, 可按本规程第3.9.6条的规定计算; β ——效应折减系数, 对中部水平构件取0.67, 对其他构件取1.0。

3.9.6 当拆除某构件不能满足结构抗连续倒塌要求时, 在该构件表面附加80kN/m² 侧向偶然作用设计值, 此时其承载力应满足下列公式的要求:

$$R_d \geq S_d \quad (3.9.6-1); \quad S_d = S_{GK} + 0.6 \cdot S_{QK} + S_{Ad} \quad (3.9.6-2)$$

式中: R_d ——构件承载力设计值, 按本规程第3.6.1条采用; S_d ——作用组合的效应设计值; S_{GK} ——永久荷载标准值的效应;

S_{QK} ——活荷载标准值的效应; S_{Ad} ——侧向偶然作用设计值的效应。

11.1.2 在规定的结构耐火极限时间内, 结构或构件的承载力应满足下式要求: $R_d \geq S_n$ (11.1.2)

式中: R_d ——结构或构件的承载力; S_n ——各种作用所产生的组合效应值

设计情况	承载力设计要求		备注
持久设计状况、 短暂设计状况	$\gamma_0 S_d \leq R_d$		$\gamma_0 \geq 1.1$, 安全等级一级 $\gamma_0 \geq 1.0$, 安全等级二级
地震设计状况	$S_d \leq R_d / \gamma_{RE}$		$\gamma_{RE} = 0.75$, 结构构件和连接强度计算 $\gamma_{RE} = 0.8$, 柱和支撑稳定计算 $\gamma_{RE} = 1.0$, 仅计算竖向地震作用
抗连续倒塌设计	拆除构件后, 剩余结构的 承载力要求	$R_d \geq \beta \cdot S_d$	$\beta = 0.67$, 中部水平构件 $\beta = 1.0$, 其他构件
	若式(3.9.3)不满足, 表面施 加偶然作用的承载力要求	$R_d \geq S_d$	偶然作用施加对象为: 拆除某构件, 按式(3.9.3)验算 如不满足该式, 则在该构件上施加偶然作用(不拆除)
抗火设计	$R_d \geq S_n$		

承载力设计要求

承载力设计要求			图集号	16G108-7
编制	郝景豪	校对	苏明周	苏明周
设计	武子斌	设计	武子斌	武子斌
页	65			

3.9.4 结构抗连续倒塌设计时,荷载组合的效应设计值可按下式确定: $S_d = \eta_d(S_{Gk} + \sum \psi_{Qi} \cdot S_{Qi,k}) + \psi_w \cdot S_{wk}$ (3.9.4)

式中: S_{Gk} ——永久荷载标准值产生的效应; $S_{Qi,k}$ ——竖向可变荷载标准值产生的效应; S_{wk} ——风荷载标准值产生的效应;

ψ_{Qi} ——第*i*个竖向可变荷载的准永久值系数; ψ_w ——风荷载组合值系数,取0.2; η_d ——竖向荷载动力放大系数,当构件直接与被拆除竖向构件相连时取2.0,其他构件取1.0。

3.9.6 【条文见本图集第65页或《高钢规》,此处略】

3.7.3 【条文见本图集第16页或《高钢规》,此处略】

6.3.3 【条文见本图集第37页或《高钢规》,此处略】

6.4.1 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:

$$S_d = \gamma_G \cdot S_{Gk} + \gamma_L \cdot \psi_{Gk} \cdot \gamma_Q \cdot S_{Qk} + \psi_w \cdot \gamma_w \cdot S_{wk} \quad (6.4.1)$$

式中: S_d ——荷载组合的效应设计值; $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_w$ ——分别为永久荷载、楼面活荷载、风荷载的分项系数; γ_L ——考虑结构设计使用年限的荷载调整系数,设计使用年限为50年时取1.0,设计使用年限为100年时取1.1; S_{Gk}, S_{Qk}, S_{wk} ——分别为永久荷载、楼面活荷载、风荷载效应标准值; ψ_{Gk}, 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;对书库、档案库、储藏室、通风机房和电梯机房,楼面活荷载组合值系数取0.7的场合应取0.9。

6.4.2 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 : 当其效应对结构承载力不利时,对由可变荷载效应控制的组合应取1.2,对由永久荷载效应控制的组合应取1.35;当其效应对结构承载力有利时,应取1.0。

2 楼面活荷载的分项系数 γ_Q : 一般情况下应取1.4。

3 风荷载的分项系数 γ_w 应取1.4。

6.4.3 地震设计状况下,当作用与作用效应按线性关系考虑时,荷载和地震作用基本组合的效应设计值,应按下式确定:

$$S_d = \gamma_G \cdot S_{Gk} + \gamma_{EH} \cdot S_{EHk} + \gamma_{Ev} \cdot S_{Evk} + \psi_w \cdot \gamma_w \cdot S_{wk} \quad (6.4.3) \quad \text{【本条余文此处略,见《高钢规》】}$$

6.4.4 地震设计状况下,荷载和地震作用基本组合的分项系数应按表6.4.4采用。当重力荷载效应对结构的承载力有利时,表6.4.4中的 γ_G 不应大于1.0。

【本条余文此处略,见《高钢规》】

6.4.5 非抗震设计时,应按本规程第6.4.1条的规定进行荷载组合的效应计算。抗震设计时,应同时按本规程第6.4.1条和第6.4.3条的规定进行荷载和地震作用组合的效应计算;按本规程第6.4.3条计算的组合内力设计值,尚应按本规程的有关规定进行调整。

6.4.6 罕遇地震作用下高层民用建筑钢结构弹塑性变形计算时,可不计入风荷载的效应。

11.1.7 进行结构抗火验算时,采用下式对荷载效应进行组合: 【本条余文此处略,见《高钢规》】

$$S = \gamma_G \cdot S_{Gk} + \sum \gamma_{Qi} \cdot S_{Qi,k} + \gamma_w \cdot S_{wk} + \gamma_T \cdot S_T \quad (11.1.7)$$

7.3.3 【条文见本图集第68页或《高钢规》,此处略。】

荷载组合要求

图集号

16G108-7

国图16系列

编制: 郭晓

4.15.2

校对: 苏明周

苏明周

设计: 武子斌

武斌

页

66

设计状况	荷载组合	参数取值	相关条文	备注
持久设计状况、 短暂设计状况	$S_d = \gamma_G \cdot S_{Gk} + \gamma_L \cdot \psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot S_{Qk} + \psi_w \cdot \gamma_w \cdot S_{wk}$	$\gamma_w: 1.4; \quad \gamma_Q: 1.4$	6.4.1 6.4.2	(6.4.5条) (1) 非抗震设计: 按照持久设计状况、 短暂设计状况的荷载 组合进行效应计算; (2) 抗震设计: 按照持久设计状况、 短暂设计状况和地震 设计状况的荷载组合 进行效应计算
		$\gamma_L:$ 设计使用年限50: 1.0 设计使用年限100: 1.1		
		γ_Q 不利 可变控制: 1.2 永久控制: 1.35		
		有利 1.0		
		ψ_0, ψ_w 永久控制: 0.7, 0.0 可变控制: 1.0 (0.7), 0.6 (1.0)		
地震设计状况	$S_d = \gamma_G \cdot S_{Gk} + \gamma_{Eh} \cdot S_{Ehk} + \gamma_{Ev} \cdot S_{Evk} + \psi_w \cdot \gamma_w \cdot S_{wk}$	$\psi_w: 0.2;$	6.4.3 6.4.4	
		$\gamma_G, \gamma_{Eh}, \gamma_{Ev}, \gamma_w:$ 表6.4.4 尚应乘以增大系 数、调整系数		
(罕遇地震下) 弹塑性变形计算	$S_d = S_{GE} + S_{Ehk}$		6.3.3-3 6.4.6	
高承载力 (2倍地震作用下的 组合内力), 低延性设计	$2 \cdot S_d$ (S_d 为地震设计状况的 S_d)	见地震设计状况	3.7.3 7.3.3	
抗连续倒塌设计	$S_d = \eta_p (S_{Gk} + \sum \psi_{Qi} \cdot S_{Qki}) + \psi_w \cdot S_{wk}$	$\psi_w: 0.2; \eta_p: 2.0$ (与被拆构件相连) 1.0 (其他构件)	3.9.4	不满足3.9.3条要求 时, 才按3.9.6条验算
	$S_d = S_{Gk} + 0.5 \cdot S_{Qk} + S_{Ad}$		3.9.6	
抗火验算	$S = \gamma_G \cdot S_{Gk} + \sum \gamma_{Qi} \cdot S_{Qki} + \gamma_w \cdot S_{wk} + \gamma_P \cdot S_T$	$\gamma_G: 1.0; \gamma_{Qi}: 0.7; \gamma_P: 1.0;$ $\gamma_w:$ 取0和0.3两个值的不利情况	11.1.7	

荷载组合要求

荷载组合要求				图集号	16G108-7
设计	审核	校对	苏明周	设计	武斌
国图16系列				页	67

- 3.3.3 【条文见本图集第14页或《高钢规》，此处略】
- 5.4.3 【条文见本图集第31页或《高钢规》，此处略】
- 5.4.4 高层民用建筑钢结构采用底部剪力法计算水平地震作用时，突出屋面的屋顶间、女儿墙、烟囱等的地震作用效应，宜乘以增大系数3。此增大大部分不应往下传递，但与该突出部分相连的构件应予计入；采用振型分解法反应谱时，突出屋面部分可作为一个质点。
- 5.4.5 多遇地震水平地震作用计算时，结构各楼层对应于地震作用标准值的剪力应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。
- 5.5.3 【条文见本图集第36页或《高钢规》，此处略】
- 6.1.4 结构计算中不应计入非结构构件对结构承载力和刚度的有利作用。
- 6.1.5 计算各振型地震影响系数所采用的结构自振周期，应考虑非承重填充墙体的刚度影响予以折减。
- 6.1.6 当非承重墙体为填充轻质砌块、填充轻质墙板或外挂墙板时，自振周期折减系数可取0.9~1.0。
- 6.2.6 钢框架-支撑结构、钢框架-延性墙板结构的框架部分按刚度分配计算得到的地震层剪力应乘以调整系数，达到不小于结构总地震剪力的25%和框架部分计算最大层剪力1.8倍二者的较小值。
- 7.1.6 当在多遇地震组合下进行构件承载力计算时，托柱梁地震作用产生的内力应乘以增大系数，增大系数不得小于1.5。
- 7.3.3 钢框架柱的抗震承载力验算，应符合下列规定：
1 除下列情况之一外，节点左右梁端和上下柱端的全塑性承载力应满足式(7.3.3-1)、(7.3.3-2)的要求。【本条余文此处略，见《高钢规》】
- 7.3.4 框筒结构柱应满足下式要求： $N_c / (A_c \cdot f) \leq \beta$ (7.3.4)
式中： N_c ——框筒结构柱在地震作用组合下的最大轴向压力设计值(N)； A_c ——框筒结构柱截面面积(mm²)；
 f ——框筒结构柱钢材的强度设计值(N/mm²)； β ——系数，一、二、三级时取0.75，四级时取0.80。
- 7.3.8 抗震设计时节点域的屈服承载力应满足下式要求，当不满足时应进行补强或局部改用较厚柱腹板。 $\psi(M_{pb1}+M_{pb2})/V_p \leq (4/3)f_{yv}$ (7.3.8)
式中： ψ ——折减系数，三、四级时取0.75，一、二级时取0.85；
 M_{pb1}, M_{pb2} ——分别为节点域两侧梁段截面的全塑性受弯承载力(N·mm)；
 f_{yv} ——钢材的屈服抗剪强度，取钢材屈服强度的0.58倍。
- 7.3.10 进行多遇地震作用下构件承载力计算时，钢结构转换构件下的钢框架柱，地震作用产生的内力应乘以增大系数，其值可采用1.5。
- 7.5.8 一、二、三级抗震等级的钢结构，可采用带有耗能装置的中心支撑体系。支撑斜杆的承载力应为耗能装置滑动或屈服时承载力的1.5倍。
- 7.6.2 消能梁段的受剪承载力应符合下列公式的规定：
1 $N \leq 0.15Af$ 时： $V \leq \phi V_1$ (7.6.2-1) 2 $N > 0.15Af$ 时： $V \leq \phi V_{1c}$ (7.6.2-2)
式中： N ——消能梁段的轴力设计值(N)； V ——消能梁段的剪力设计值(N)； ϕ ——系数，可取0.9； V_1, V_{1c} ——分别为消能梁段不计入轴力影响和计入轴力影响的受剪承载力(N)，可按本规程第7.6.3条的规定计算；有地震作用组合时，应按本规程第3.6.1条规定除以 γ_{RE} 。

抗震分析内力调整

图集号 16G108-7

国图16系列

审核 郝建良 校对 苏明周 设计 武子斌 武斌

页 68

7.6.5 有地震作用组合时, 偏心支撑框架中除消能梁段外的构件内力设计值应按下列规定调整: 【本条余文此处略, 见《高钢规》】

1 支撑的轴力设计值

$$N_{br} = \eta_{br} \frac{V_i}{V} N_{br, com} \quad (7.6.5-1)$$

2 位于消能梁段同一跨的框架梁的弯矩设计值

$$M_b = \eta_{fb} \frac{V_i}{V} M_{b, com} \quad (7.6.5-2)$$

3 柱的弯矩、轴力设计值

$$M_c = \eta_{fc} \frac{V_i}{V} M_{c, com} \quad (7.6.5-3) \quad N_c = \eta_{fc} \frac{V_i}{V} N_{c, com} \quad (7.6.5-4)$$

8.1.1 高层民用建筑钢结构的连接, 非抗震设计的结构应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017的有关规定执行。抗震设计时, 构件按多遇地震作用下内力组合设计值选择截面; 连接设计应符合构造措施要求, 按弹塑性设计, 连接的极限承载力应大于构件的全塑性承载力。

8.2.1 梁与柱的刚性连接应按下列公式验算。【本条余文此处略, 见《高钢规》】

【本条余文此处略, 见《高钢规》】

8.1.5 构件拼接和柱脚计算时, 构件的受弯承载力应考虑轴力的影响。构件的全塑性受弯承载力 M_p 应按下列规定以 M_{pe} 代替。

8.2.5 梁腹板与H形柱(绕强轴)、箱形柱或圆管柱的连接, 应符合下列规定:

2 采用高强度螺栓连接时(图8.2.5-1), 承受弯矩区和承受剪力区的螺栓数应按弯矩在受弯区引起的水平力和剪力作用在受剪区(图8.2.5-2)分别进行计算, 计算时应考虑连接的不同破坏模式取较小值。【本条余文此处略, 见《高钢规》】

8.5.2 梁拼接的受弯、受剪承载力应符合下列规定。【本条余文此处略, 见《高钢规》】

8.6.2 外露式柱脚的设计应符合下列规定:

3 抗震设计时, 在柱与柱脚连接处, 柱可能出现塑性铰的柱脚极限受弯承载力应大于钢柱的全塑性抗弯承载力, 应按下列公式验算。

【本条余文此处略, 见《高钢规》】

8.6.3 外包式柱脚的设计应符合下列规定:

3 抗震设计时, 在外包混凝土顶部配筋处, 柱可能出现塑性铰的柱脚极限受弯承载力应大于钢柱的全塑性受弯承载力(图8.6.3-2)。柱脚的极限受弯承载力应按下列公式验算。【本条余文此处略, 见《高钢规》】

8.6.4 埋入式柱脚的设计应符合下列规定:

2 抗震设计时, 在基础顶面处柱可能出现塑性铰的柱脚应按埋入部分钢柱侧向应力分布(图8.6.4-1)验算在轴力和弯矩作用下基础混凝土的侧向抗弯极限承载力。埋入式柱脚的极限受弯承载力不应小于钢柱全塑性抗弯承载力; 与极限受弯承载力对应的剪力不应大于钢柱的全塑性抗剪承载力, 应按下列公式验算。【本条余文此处略, 见《高钢规》】

8.7.1 中心支撑与框架连接和支撑拼接的设计承载力应符合下列规定:

1 抗震设计时, 支撑在框架连接处和拼接处的受拉承载力应满足下列要求。【本条余文此处略, 见《高钢规》】

8.8.6 消能梁段与柱的连接应符合下列规定: 1 消能梁段与柱翼缘应采用刚性连接, 且应符合本规程第8.2节、第8.3节框架梁与柱刚性连接的规定。

8.8.7 支撑与消能梁段的连接应符合下列规定: 2 抗震设计时, 支撑与消能梁段连接的承载力不得小于支撑的承载力, 当支撑端有弯矩时, 支撑与梁连接的承载力应按抗压弯设计。【本条余文此处略, 见《高钢规》】

抗震分析内力调整

图集号

16G108-7

国图16系列

审核: 胡建良 校对: 苏明周 设计: 武子斌

页

69

调整类别	调整对象	调整方法	相关条文	备注
结构自振周期计算调整	非承重填充墙刚度折减	自振周期 $\times 0.9 \sim 1.0$	6.1.4 ~ 6.1.6	
楼层最小地震作用的调整	楼层地震剪力	$V_{Eki} \geq \lambda \cdot \sum_{j=1}^n G_j$	5.4.5	
	结构或构件的竖向地震作用	见第34页5.5.3图示	5.5.3	
楼层剪力沿高度分布的调整	突出屋面的屋顶间、女儿墙、烟囱等 $T_1 > 1.4T_g$ 时, 顶部附加地震作用, 其他层相应变化	地震作用效应 $\times 3$ δ_a 见表5.4.3	5.4.4 5.4.3	仅传递至相连构件
	竖向抗侧力构件不连续、 楼层承载力突变的楼层	地震剪力 $\times 1.15$	3.3.3	
多道防线的调整	钢框架-支撑/延性墙板结构的 框架部分	各层地震剪力 \times 调整系数 达到 $\min(0.25V, 1.8V_{max})$	6.2.6	V : 总底部剪力; V_{max} : 各 层框架部分最大层剪力
加强水平转换构件	托柱梁承载力计算	内力 $\times \geq 1.5$	3.3.3、7.1.6	
	转换构件下钢框架柱承载力计算	内力 $\times 1.5$	7.3.10	
强柱弱梁	框架柱	一~四级 η 分别取1.15、1.1、1.05、1	7.3.3	η 为强柱系数
	框筒结构柱	一~三级, $\mu_K < 0.75$; 四级, $\mu_K < 0.8$	7.3.4	μ_K 为轴压比
强支撑弱耗能装置	支撑	支撑承载力=耗能装置承载力 $\times 1.5$	7.5.8	
消能保险丝	消能装置	受剪承载力 $\times 0.9$	7.6.2	$\mu > 0.15$ 时计入轴力影响
强支撑弱消能梁段	偏心支撑结构中消能梁段以外的构件	详见第69页7.6.5条文	7.6.5	
强连接弱构件	连接节点	节点域加强	7.3.8	
		梁柱连接	8.2.1	节点计算应同时满足: (1) 连接承载力大于 相连构件承载力(而不 是设计内力) (2) 连接的极限承载 力大于相连构件的全 塑性承载力和连接系 数的乘积
		梁腹板与H型柱(绕强轴)、 箱型柱、圆管柱高强螺栓连接	8.2.5-2	
		梁拼接	8.5.2-1	
		外露式柱脚	8.6.2-3	
		外包式柱脚	8.6.3-3	
		埋入式柱脚	8.6.4-2	
		中心支撑拼接及与框架连接	8.7.1-1	
		耗能梁段框架柱连接	8.8.6-1	
		耗能梁段与支撑连接	8.8.7-2	

抗震分析内力、承载力调整

抗震分析内力、承载力调整

图集号 16G108-7

国图16系列

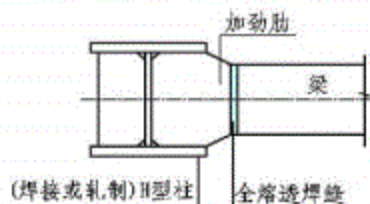
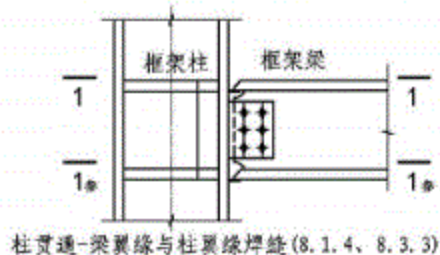
编制: 孙明周 校对: 孙明周 设计: 孙明周 审核: 孙明周

页 70

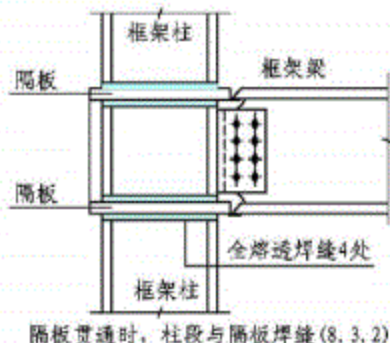
- 8.1.4 【本条条文此处略，见《高钢规》】；8.3.2 【本条条文此处略，见《高钢规》】
 8.3.5 【本条条文此处略，见《高钢规》】；8.3.3 【本条条文此处略，见《高钢规》】
 8.4.1 【本条条文此处略，见《高钢规》】；8.4.2 【本条条文此处略，见《高钢规》】
 8.4.4 【本条条文此处略，见《高钢规》】；8.4.6 【本条条文此处略，见《高钢规》】
 8.5.1 【本条条文此处略，见《高钢规》】；8.7.3 【本条条文此处略，见《高钢规》】

连接情况		焊缝位置	相关条文	备注
梁、柱节点	柱贯通	梁翼缘与柱翼缘焊缝	8.1.4, 8.3.3	梁柱刚接时
		梁翼缘与柱加劲肋焊缝	8.3.5	梁与H型钢柱弱轴刚接时
	隔板贯通	柱段与隔板的连接焊缝	8.3.2	
拼接	柱拼接	H型柱-工地接头焊缝	8.4.5	
		柱接头焊缝	8.1.4, 8.4.1	
	梁拼接	翼缘拼接焊缝	8.5.1	
焊接构件	焊接H型钢中心支撑	翼缘与腹板焊缝	8.7.3	
	箱型柱(工地组焊)	组焊焊缝	8.4.6	
	箱型柱(与梁连接上下)	组焊焊缝	8.4.2	
外露式柱脚		柱身与底板焊缝	8.1.4	

要求全熔透的焊缝



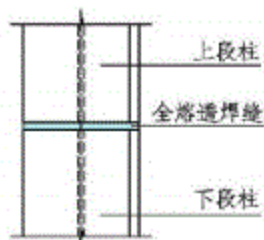
梁与H形柱(绕弱轴)刚性连接
 梁与柱加劲肋焊缝(8.3.5)



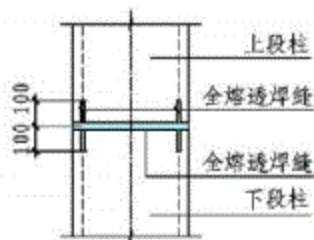
要求全熔透的焊缝

图集号 16G108-7

编制 郭晓豪 校对 蔡明周 设计 武子斌 页 71



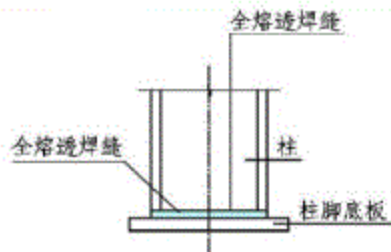
H型柱拼接（工厂、工地）(8.4.1, 8.4.5)
腹板可采用高强度螺栓连接



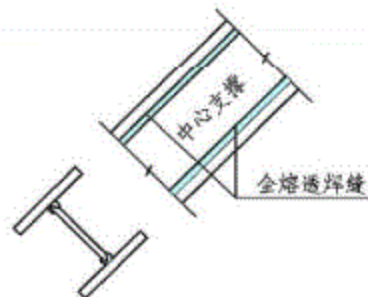
箱型柱拼接(8.4.1, 8.4.6)
工地接头时, 接头上下100mm
范围内的组装焊缝全熔透



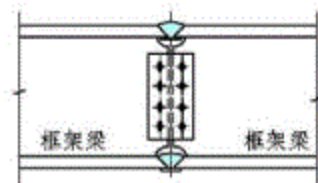
梁拼接-翼缘拼接焊缝(8.5.1)



梁柱刚接时-外露式柱脚(8.1.4)



H型钢中心支撑-翼缘与腹板焊缝(8.7.3)



1-1

注: 8.4.2条要求的梁上下一定范围的箱型柱全熔透组焊缝图示见第52页。

要求全熔透的焊缝

图集号 16G108-7

国图16系列

编制 郝明周 校对 郝明周 设计 武子斌 审核 武斌

页 72

构件类别	计算内容	相关条文/公式	备注
梁	抗弯强度	7.1.1	
	整体稳定	7.1.2	
	抗剪强度	7.1.5	
轴压柱	稳定性	7.2.1	
框架柱	强度	7.3.1, GB 50017	
	稳定性	7.3.2	
	抗震承载力验算	7.3.3	
	抗剪承载力	7.3.5	
梁柱刚接节点域	稳定性	7.3.7	
	屈服承载力	7.3.8	
	受压承载力(多遇地震效应组合)	7.5.5	
消能梁段	受弯承载力	7.6.2、7.6.3	
	受剪承载力	7.6.4	
偏心支撑斜杆	轴向承载力	7.6.6	
偏心支撑框架的梁、柱	承载力	7.6.7, GB 50017	
消能梁端与支撑连接处侧向支撑	轴向承载力	8.8.8	
消能梁端间跨梁的侧向支撑	轴向承载力	8.8.9	

构件计算索引

连接类别	计算内容	相关条文/公式	备注
梁、柱节点	受弯承载力	8.2.2	弹性设计
	极限受弯承载力	8.2.1、4	弹塑性设计
	梁腹板与H型柱(绕强轴)、箱型、圆管柱高强螺栓连接	受剪承载力	8.2.5
拼接	梁拼接	极限受弯承载力、极限受剪承载力	8.5.2-1、2
	柱拼接	全截面高强螺栓连接的受弯承载力	8.5.2-3~5
		承载力	8.4.1-3
柱脚	外露式柱脚	受弯承载力	8.6.2-1
		极限受弯承载力	8.6.2-2
	外包式柱脚	受弯承载力、外包混凝土受剪承载力	8.6.3-1、8.6.3-6~7
		极限受弯承载力	8.6.3-2~5
	埋入式柱脚	局部承压	GB 50010
		极限受弯承载力和对应的剪力	8.6.4-1~3

连接计算索引

注: 1. 节点进行承载力(弹性)和极限承载力(弹塑性)的计算, 见本图集第70页。
2. 除《高钢规》的计算要求外, 尚应符合《钢结构设计规范》和《建筑抗震设计规范》。

构件和连接计算索引

图集号 16G108-7

编制 苏明周 校对 苏明周 设计 武子斌 武斌

页 73

新规程条文	旧规程条文	修改、新增、删除情况	备注
1.0.2		更加明确了适用范围	
3.2.2	1.0.2	调整补充了房屋适用的最大高度;增加了7度(0.15g)、8度(0.30g)抗震设防区房屋最大适用高度的规定	
3.2.4		增加了采用框架结构设计时,不应采用单跨框架的要求	
3.3.1~3.3.3	3.2、3.3	补充了结构平面和立面规则性的有关规定	
3.3.10		增加了相邻楼层的侧向刚度比的规定	
3.5.2	5.5.1	修改了风荷载标准值作用下的层间位移角限值	
3.5.5		增加了风振舒适度计算时结构阻尼比取值规定	
3.5.7		增加了楼盖竖向振动舒适度要求	
3.7.3		增加了抗震等级的规定	
3.8		增加了结构抗震性能化设计方法	
3.9		增加了结构抗连续倒塌设计基本要求	
4.1	第2章	修改、补充了选材要求	
4.2.1、4.2.4、4.2.5	2.0.8、2.0.9	增加了GJ钢、低合金高强度结构钢和高强度螺栓的设计材料指标	
5.1.2	4.1.2	增加了在一定条件下考虑楼面活荷载的不利布置的	
5.2.4	4.1.1	风荷载比较敏感的结构承载力设计时,基本风压按1.1倍	
6.2.5	5.2.8、5.2.9	修改了节点域变形对框架层间位移影响的计算方法	
5.3.1	4.3.2	扩大了考虑竖向地震作用的计算范围和设计要	
5.4.6	5.3.3	修改了多遇地震下钢结构的阻尼比,对不同高度范围采用不同值	
6.1.7		增加了刚重比的有关规定	
6.2、6.3	5.1、5.3	修改、补充了结构计算分析的有关内容	
6.2.6	5.3.3	修改了钢框架-支撑/延性墙板的框架部分地震层剪力调整要求	结构整体稳定性要求
7.3.2	6.3.2	修改、补充了框架柱计算长度的设计规定	
7.3.9	6.3.6	修改了框架柱长细比的要求	
7.5.2	6.4.2	修改了中心支撑长细比的要求	
7.5.7	6.4.8	修改、补充了填板连接组合截面的填板间杆件长细比要求	

主要修订内容

主要修订内容

图集号 16G108-7

国图16系列

审核: 邵明周 校对: 邵明周 设计: 邵明周 或子斌 或斌

页 74

新规程条文	旧规程条文	修改、新增、删除情况	备注
7.7		增加了伸臂桁架和腰桁架的有关规定	
7.3.3、7.3.6		增加了梁端采用加强型连接和臂式连接时强柱弱梁的计算规定和圆管截面柱和十字形截面柱的节点域有效体积的计算公式	
7.4.1	6.3.4	修改了框架柱的板件宽厚比限值规定	
	6.1.6	主梁腹板宽厚比限值取消了适用调幅连续梁的轴压比规定	
8.3.3		补充了梁柱连接中腹板厚度小于16mm时采用角焊缝的规定	
6.4.1		正常使用极限状态的效应组合不作为强制性要求,增加了考虑结构设计使用年限的荷载调整系数,补充了竖向地震作用作为主导可变作用的组合工况	
7.6.7		修改了人字支撑、V型支撑和偏心支撑构件的内力调整系数	
8.1.3		修改了钢框架抗震设计的连接系数规定,不再作为承载力抗震调整系数列入,改为全部在承载力连接系数中表达	
8.3.5	8.3.4	修改了框架梁与H型钢绕弱轴的连接,柱的加劲肋(连续板)改为应伸出柱翼缘以外不少于75mm,并以变截面形式将宽度改变至梁翼缘宽度的规定	
8.3.1		增加了电渣焊适用的箱形柱壁板厚度不应小于16mm的规定	
8.2.1~4		修改了梁柱刚接的计算方法和设计规定	
8.3.3		增加了梁与柱现场焊接时,过焊孔的形式,提出了剪力板与柱的连接焊缝要求;增加了梁腹板与柱连接板采用焊接的有关规定	
8.3.4		增加了梁柱连接形式:加强型和臂式连接	
8.3.8	8.3.9	修改了节点域局部加厚的构造要求	
8.3.9	8.3.11	补充了采用现浇楼板将主梁和次梁连成整体,可不考虑偏心弯矩的规定	
8.5.2		补充了梁拼接时受弯极限承载力的计算规定	
9.12.1	10.11.1	增加了钢板剪力墙、异形柱的制作允许偏差值的规定	
9.6.18	10.6.18	修改了焊缝质量的外观检查的允许偏差的规定	
附录B	附录四	修改、补充了钢板剪力墙的形式、计算和构造的有关规定	
附录E		增加了屈曲约束支撑设计的有关内容	
8.6.2~4	8.6.2~6	修改了钢柱脚的计算方法和设计规定	
9.11		增加了构件预拼装的有关规定	
附录F		增加了高强度螺栓破坏形式和计算方法的规定	

主要修订内容

主要修订内容

图集号 16G108-7

国图16系列

编制 李琳 校对 苏明周 设计 苏明周 审核 苏明周 校核 苏明周

页 75

图集简介

16G108-7《<高层民用建筑钢结构技术规程>图示》

16G108-7《<高层民用建筑钢结构技术规程>图示》国家标准设计图集是《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015的配套图集。针对该规程的重点、难点条文以图、表、文字相结合的方式，对其内涵进行挖掘，对其脉络进行梳理，对其应用进行指引。把《高层民用建筑钢结构技术规程》以多维的视角、合理的延伸展现出来，作为规程的配合资料，并适当结合了《钢结构设计规范》、《建筑抗震设计规范》等联系密切的规范，对其规定的理解和应用给出合理建议。供设计、施工、监理、审图等方面的工程技术人员参考使用。

相关图集介绍：

16G519《多、高层民用建筑钢结构节点构造详图》图集是对01(04)SG519《多、高层民用建筑钢结构节点构造详图》的修编，适用于多、高层民用建筑钢结构的节点设计。本次修编对原图集根据近年的规范规程修编情况，主要是《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99-2015并参考了《钢结构设计规范》GB 50017的报批稿，做了适应性的修改，并依据多高层钢结构设计的发展，纳入了一些新的内容。主要包括梁柱连接节点构造、柱拼接节点构造、钢柱脚节点构造、支撑和框架的连接节点构造、楼板连接节点构造等内容。其中钢筋桁架楼承板连接节点、伸臂桁架和腰桁架相关节点等内容是根据设计技术发展新增的内容。同时对原图集的一些内容也做了删减。供设计、施工、监理、审图等方面的工程技术人员参考使用。