



高层建筑结构 概念设计

郁彦 著

中国铁道出版社

高层建筑结构概念设计

郁彦 著

中国铁道出版社

1999年·北京

序

本书是作者几十年来在设计实践中积累的经验 and 进行理论研究的总结,特别是对高层建筑结构中有些关键问题在已有成果的基础上进行了深入的探讨和分析,得出了一些崭新的、有开拓性的、独创性的见解。这本书是他解放思想实事求是的产物。现将书中内容略举几项,就可证明这一点,如提出并证明了无梁楼盖的柱间板带就是支承在柱间的暗梁,在任意柱网,任意荷载布置均能简便应用;分析了框架结构某一梁端出现塑性铰,整栋框架刚度变化的基本原理;考虑了框支剪力墙侧边缘不同的约束条件,引起墙板内力不容忽视的变化;从理论上分析了高层建筑基础多种内在潜力;特别对容易被人忽视的问题,从理论上分析清楚;书中一些表格给人以数量概念,以便从经济上控制设计。

本书内容突出实用,并提出了一些设计新理解、新概念。论题颇多,文字简练,仅求说明问题,减少篇幅,便于阅读。

中国建筑科学研究院

徐培福

1998.7

前 言

改革开放以来,我国建筑事业蓬勃发展,在一些大中城市高层建筑如雨后春笋般地建造起来;建筑高度不断加大,结构体系种类不断增多,体型日益多样化;要求建筑设计水平也不断提高,对设计人员提出不少新问题和难点。笔者意图除在这本书里介绍自己的工程实践外,并企图研究分析其中的一些问题。

本书共五章:第一章建筑结构设计总概念;第二章基础设计概念;第三章框架结构设计概念;第四章剪力墙和筒体结构设计概念;第五章其它结构问题设计概念。结尾几篇附录。其中附录 5 给出结构设计的思想概念,采用工程设计语录的方式来表达。第一段是根据自己思想认识编写的,第二段是国外一些结构设计知名人士提出的,并附原文。

工程实践经验说明建筑结构设计要做到安全、经济、合理,关键在于对结构受力的实际情况有充分理解;只有掌握了结构受力客观规律或真实情况,才能做出正确设计。笔者正是根据这个道理来研究分析在设计中常遇到的一些问题,从而提出一些有独特性的见解,不少带有突破性。有些结论是很明显的,有些仅属理论分析的问题,还有待于实践的检验。

特别要强调的是文中内容多出自个人的认识和体会,藉以把个人的拙见坦率地介绍给大家,衷心地期待读者提出意见。

中京建筑事务所

郁彦 1998年9月1日

目 录

第 1 章 建筑结构设计总概念

1.1	概念设计	1
1.2	结构的总体布置	2
1.3	地区地震的基本烈度	2
1.4	地震力的随机性	3
1.5	小震不坏,大震不倒	3
1.6	结构的自振周期	4
1.7	高层建筑振型曲线	5
1.8	加速度反应谱和影响系数	9
1.9	建筑抵抗罕遇地震的可能性	12
1.10	地震力的垂直分量	14
1.11	高层建筑的倾覆问题	14
1.12	地震力的传递	16
1.13	实荷载和虚荷载	18
1.14	结构内力调幅和钢筋在结构中所起的作用	18
1.15	结构的延性	22
1.16	工程塑性铰	22
1.17	地震力和风荷载	28
1.18	三维空间计算	28
1.19	直接动力法	31
1.20	高层建筑结构的薄弱层	32
1.21	新旧混凝土设计规范安全度	33

第 2 章 基础设计概念

2.1	基础梁和基础板的内在潜力	34
2.2	基础反梁计算	36

2.3	高层建筑基础的埋置深度	37
2.4	高低层结构的稳定性	40
2.5	地下结构的长度	41
2.6	地下室结构抗震延性	42
2.7	高层建筑基础的整体弯曲	43
2.8	上部结构和地基基础的协同作用	45
2.9	高低层整体基础	47
2.10	满堂基础板	49
2.11	软硬地基基础和高低层基础连接	50
2.12	边设计边施工基础设计	51
2.13	基础梁配筋表	52
2.14	地下室跨空基础墙	53
2.15	基础厚底板	54
2.16	地下室挡土墙	54
2.17	单独基础拉梁	55
2.18	柱下基础梁的抹角	56
2.19	桩板复合地基	56
2.20	桩顶构造	57

第3章 框架结构设计概念

3.1	框架梁的塑性铰	58
3.2	无柱帽无梁楼盖	60
3.3	框架的温度应力	66
3.4	楼层错层柱	69
3.5	井字梁的内力分析	72
3.6	井字梁计算图表	74
3.7	梁的扭转	81
3.8	楼板上的轻隔墙和汽车轮压	81
3.9	双向板的抗扭	82
3.10	相邻大小跨度楼板和悬挑板	84
3.11	构件端节点的弹性约束	85

3.12	等截面梁对称荷载弯矩计算	87
3.13	关于梁的一些问题	88
3.14	深梁	91
3.15	梁钢筋柱外搭接	92
3.16	连梁活荷载的不利布置	92
3.17	梁柱不同强度等级混凝土	93
3.18	柱的轴压比和柱截面表	94
3.19	短柱和柱的破坏特征	96
3.20	柱节点核心区	97
3.21	斜柱拉筋	98
3.22	柱的箍筋	99
3.23	屋顶局部突出的塔楼	101
3.24	顶点位移	101
3.25	恢复力曲线	102
3.26	斜框架	102
3.27	填充墙的影响	105
3.28	民族形式建筑边柱构造	105
3.29	钢骨混凝土柱	106

第4章 剪力墙及筒体结构设计概念

4.1	框肢剪力墙	109
4.2	框架剪力墙结构顶点位移近似分析	111
4.3	框剪结构中剪力墙的合理数量	113
4.4	框剪结构中水平力分配	114
4.5	TBSA 程序剪力墙钢筋调整建议	114
4.6	建筑的转换层	116
4.7	住宅剪力墙结构设计实践	118
4.8	剪力墙的内力重分布	118
4.9	长条形平面剪力墙结构的简化计算	119
4.10	计算模型中的问题	120
4.11	剪力墙的高厚比	123

4.12	剪力墙的分布钢筋	124
4.13	筒体结构的顶箍和腰箍	125
4.14	高层建筑高宽比	126
4.15	楼板支座约束条件	127
4.16	剪力墙底层大洞口及交错洞口	127
4.17	电梯井及楼梯间	128
4.18	剪力墙结构的整体作用	129
第5章 其它结构设计概念		
5.1	结构设计的基本功	130
5.2	高层建筑结构设计简化计算	137
5.3	用宏观概念进行设计	142
5.4	悬挑楼梯	144
5.5	螺旋楼梯	146
5.6	体积力和表面力	148
5.7	计算机的使用	150
5.8	结构构件参考尺寸	150
5.9	不合理的结构构造	153
5.10	结构施工图改革建议	154
5.11	设计节约问题	156
附 录		
附录 1	梁弯矩配筋表	158
附录 2	高层建筑结构实例资料	165
附录 3	各种边缘条件框支墙内力及挠度	168
附录 4	图例	172
附录 5	工程设计语录	173

第 1 章 建筑结构设计总概念

1.1 概念设计

概念设计是运用人的思维和判断力,从宏观上决定结构设计中的基本问题。要做好这项工作的首要条件,是对结构的功能要有比较透彻的了解。掌握了结构受力的规律和真实情况,用正确的概念指导工作,就能掌握重点,冲破由于对问题的错觉或狭隘经验所产生的障碍和束缚;同时,才能使结构设计更好的符合客观实际,创造出优秀的设计成果,避免在设计中发生原则性的错误。

概念设计包括的范围很广,要考虑的方面很多。不仅仅要分析总体布置上的大原则,也要顾及到关键部位的细节。具体来说,要做好结构布置方案,以创造对抗震的有利条件。分析地震力的性质和所选定结构体系的受力特点使主观意图符合客观实际。了解地震力和竖向荷重的传递途径及内力重分布的趋向,有效的布置结构构件。预计结构的破坏过程和破坏机制,以加强结构的关键部位和薄弱环节。注意建筑结构的连接整体性,做到大震不倒,小震不坏。做好结构的强度和刚度在平面内和沿高度的均匀分布,避免应力过度集中。估计和控制塑性铰区出现的部位和范围,有针对性的进行构造布置。多安排高延性的耗能构件使结构对抗震设有多道防线。考虑非结构性部件对主体结构抗震产生的有利和不利影响,保护和防止这类部件的破坏和坠落。铭记国内外震害的经验教训,使设计有所借鉴。密切配合建筑专业在设计上的创新,进一步提高建筑的使用功能和造型的多样化。给施工创造有利条件,以保证结构的工程质量。要讲求实效和经济效益,加快设计速度,提高设计质量,等等。

总的说来,要做好结构的概念设计需要具备的知识和经验是

多方面的。要获得这方面的技能,就得不断地总结设计经验,在工作中勤于思考,广泛阅读科技成果和技术资料。深入施工现场,理论联系实际,以探索结构的真实工作情况。这样就会在概念性的认识上逐步有所前进。

1.2 结构的总体布置

结构的总体布置是影响建筑抗震性能的关键问题。建筑各结构单元的平面形状应当力求简单规则;立面体型应当避免过大的伸出或收进;结构布置应当均匀对称。这些基本要求对提高结构的抗震性能是非常有利的。但是,当建筑的适用和美观要求同结构的抗震要求有矛盾时,也应设法配合建筑专业解决这类问题。但要切记保证建筑的安全,仍是结构专业的首要职责。

现在简单的谈一下结构在总体布置上的主要问题。抗震结构在总体布置上有两大忌:一是上部刚度大,底层仅有柱的鸡腿建筑;二是平面刚度极不均匀,产生大扭转的建筑。两者在设计上全是难以解决的问题。有足够剪力墙或有核心筒的建筑,对维持整体稳定有利,并很大程度上减弱框架的受力;对一般建筑尽可能做框剪结构,避免做纯框架结构,以节约建筑材料。对异形建筑的局部薄弱环节和容易产生工程塑性铰的部位,用局部加强的办法解决。

1.3 地区地震的基本烈度

地区地震基本烈度,指在今后一定时期内(一般指一百年)和在一般场地条件下,可能遭遇到的最大地震烈度。我国已规定的地区地震基本烈度,是地震工作者分析了一千多年来的地震历史记录,根据地震地质构造条件和我国经济政策,并通过调查研究得出的成果,因此,我国地震区烈度的划分是有充分依据的。但事实说明华北地区近几年来发生的几起地震均超出原规定的6度,即

邢台 10 度,海城 9 度,唐山 10~11 度,与规定的基本烈度相差很大。所以,每一地区均存在着超烈度的可能性。因为地震科学在世界范围内仍是个年轻的科学;根据过去的历史和地震地质现状,来推测将来发生的地震,不可能绝对准确。有了超烈度的概念才能慎重的考虑结构延性和裂而不倒的问题。

对一栋钢筋混凝土建筑的使用年限要求达到 100 年,这是一个世纪长的时间。所以,在地震区每栋建筑很可能受到相当烈度地震的考验。在抗震设计问题上不能存有侥幸心理。

从另一方面看,同一地区,同类建筑破坏的程度相差很大。这就说明建筑物破坏的轻重也决定于建筑本身的内在因素。特别是结构构造措施处理好,施工质量也好,即使地震超出基本烈度也可能避免破坏和倒塌。

1.4 地震力的随机性

地震力有随机性,我们只能按规范的规定进行抗震设计。了解了地震力反应实际情况,就有助于从宏观上考虑设计问题。地震力是重力惯性引起的虚荷载,有冲击性、反复性和短暂性,更有随机性。前面已经提到华北地区近年来发生的几起地震均远远超出原规定的 6 度,唐山经地震后基本烈度只定为 8 度。事实说明,规定的地区烈度在有些地段并不能十分肯定,很可能超出当地的基本烈度。现行规范提出罕遇地震的问题,但工程设计人员很难考虑。既然如此,只能按规定的烈度进行设计计算,否则无所适从。

1.5 小震不坏,大震不倒

对抗震设计总的要求就是使建筑小震不坏,大震不倒。小震指 7 度以下的常遇地震,大震指超出设计烈度的罕遇地震。小震不坏主要是保建筑(保物),大震不倒是保人,人比物更重要,所以

大震不倒才是抗震设计的重点。解决这项问题主要靠结构延性的概念和结构构造。

小震不坏,单从结构角度来说,指经地震后不需修理或稍加修理可以继续使用;大震不倒指楼板不坠落。楼板落地是建筑倒塌的标志。

1.6 结构的自振周期

结构的自振周期可以简单的表达为

$$T = \alpha \sqrt{\frac{m}{K}}$$

式中 α ——不同情况无量纲系数;

m ——质量;

K ——结构刚度。

刚度 K 很难计算准确,如和主体连接的填充墙,焊接外墙板和室内设备等以及基础和地下室周围的土质情况等,均对自振周期起一定的影响。一日本资料表明,一栋 15 层在软土地基上的建筑,由于地下结构构造不同,计算周期由 0.8s 变化到 2.2s。

按三维空间计算结构刚度要比按平面计算大很多。平面杆件系统仅考虑单方向的截面,而三维空间计算,常把所有纵横构件截面(包括筒体)均按整体计算,计算刚度大、周期短、地震力大、位移小。目前规范按平面计算,建筑顶点位移限制在几百分之一;三维计算常达几千分之一,甚至万分之一。周期计算结果有很大的差别。这也说明周期和刚度计算,算不准确。

从实用观点出发,采用经验系数已敷使用。对一般民用建筑按建筑楼层总数 n 计算:钢框架结构 $0.1n$;混凝土框架结构 $0.09n$;框剪结构 $0.08n$;框筒结构 $0.07n$;剪力墙结构 $0.06n$,均以 s 计。当然也可以用计算机计算。计算地震力大些或小些不是主要问题,有依据就行了。

一个有弹性约束的单质点,只有质量没有平面尺度,各方向的

约束刚度是均匀的,只有一个周期。具体的结构在平面上有尺度,纵横两个方向的刚度可能不同,加上扭转刚度,一栋建筑一个振型,出现三个计算周期。

结构上的地震力反应在计算上,振型和周期是成对出现的。但周期对振型的影响很小。在高层建筑中,每楼层做为一个质点,这样几层楼就能计算出几个振型和周期(图 1.1)。计算草图是一串糖葫芦,高层建筑高宽比一般为 1:3 或 1:4,是个粗笨的大方块。它的振型不可能象抽象的一串糖葫芦那样苗条地扭那么多弯,要扭三扭已不容易,特别是对框剪和剪力墙结构。

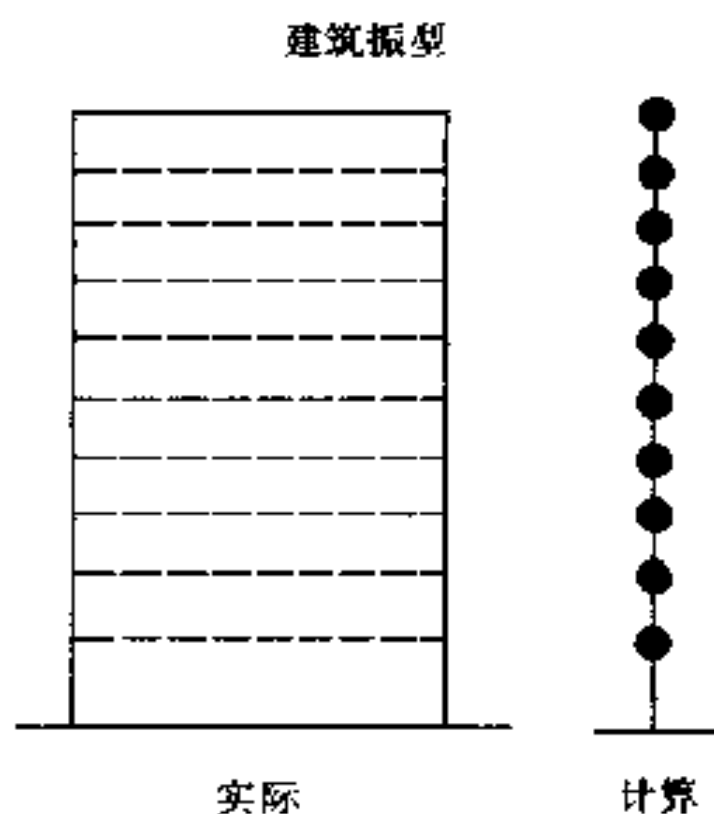


图 1.1 建筑振型

1.7 高层建筑振型曲线

经统计分析,各类形的高层建筑结构间的振型曲线有一定的规律。试看几个不同层数不同类型的几个工程前三个振型曲线的实际情况(图 1.2~图 1.6)。这是某一届全国高层会议论文中介绍的几栋建筑,不是有意挑选的。将各建筑的振型曲线沿高度分为十段。各振型曲线均已正规化,也就是顶端无量纲数值为 1。几个工程按结构类型、宏观刚度顺序排列。

(1)纯框架(20层 66m 高);(2)南宁国贸(41层 138.7m 高);(3)西都大厦(28层 88.9m 高);(4)广东国际大厦(62层 193.2m 高);(5)等截面和变截面剪力墙。其结构类型见振型曲线小结(表 1.1.1 和表 1.1.2)。

按下面对几个实际工程的分析,掌握了振型曲线反弯点的近似位置,用手绘即可得到实用曲线。特别是第一振型,从底部垂线的切线起顺手可以绘出较正确的曲线,这是经实绘了几次得出的

经验。振型只有形式没有绝对值。

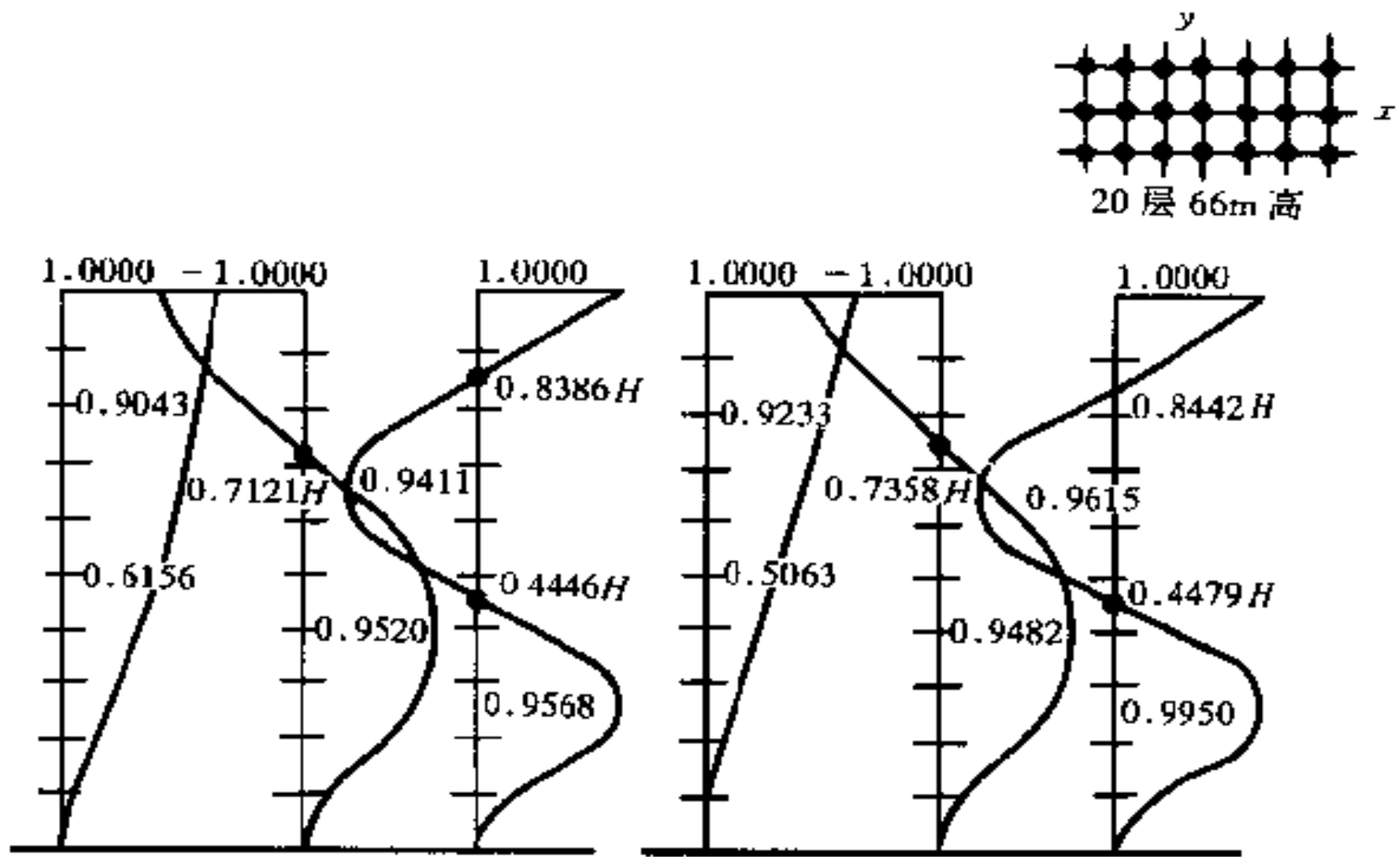


图 1.2 纯框架结构振型曲线

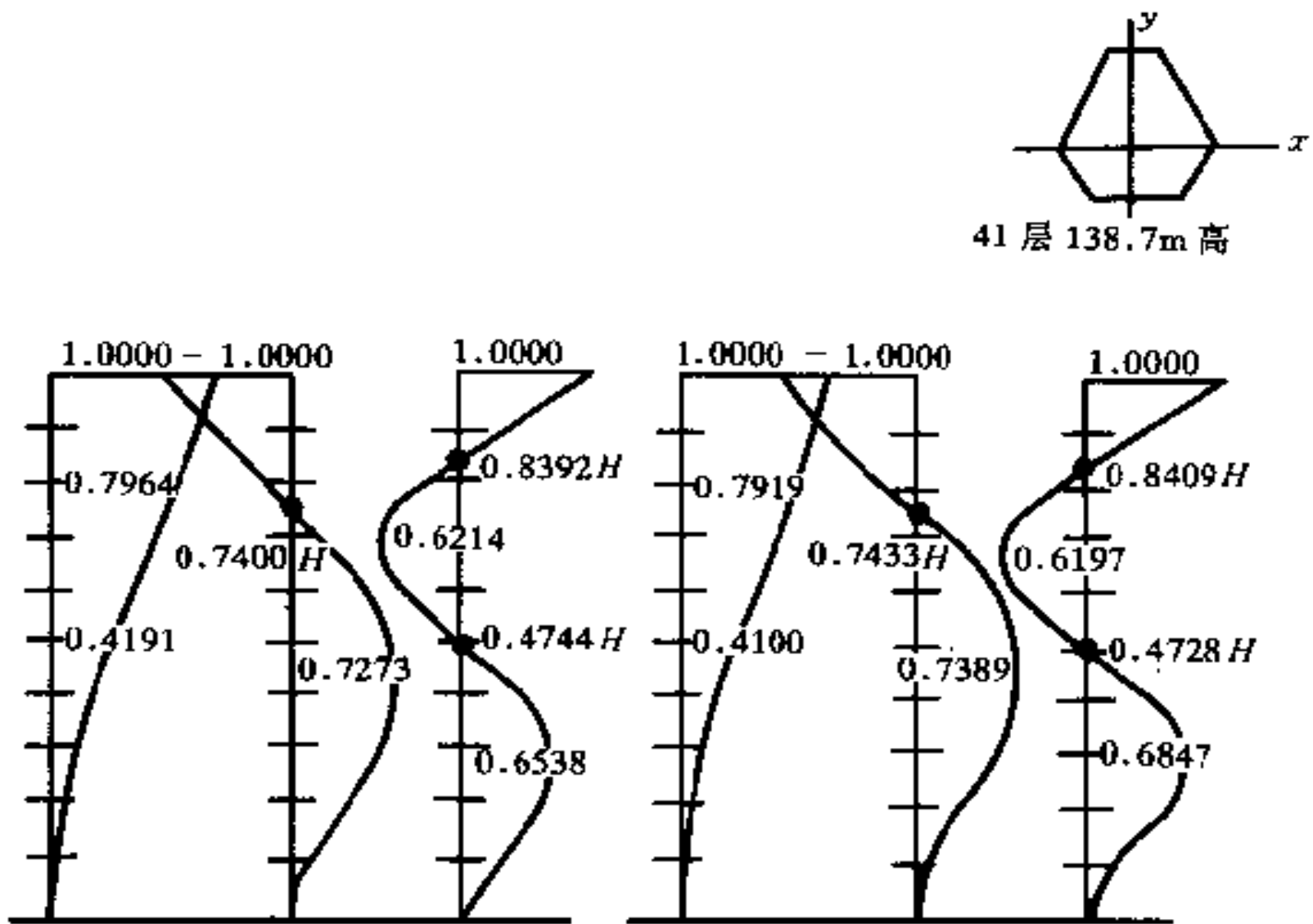


图 1.3 南宁国贸大厦振型曲线

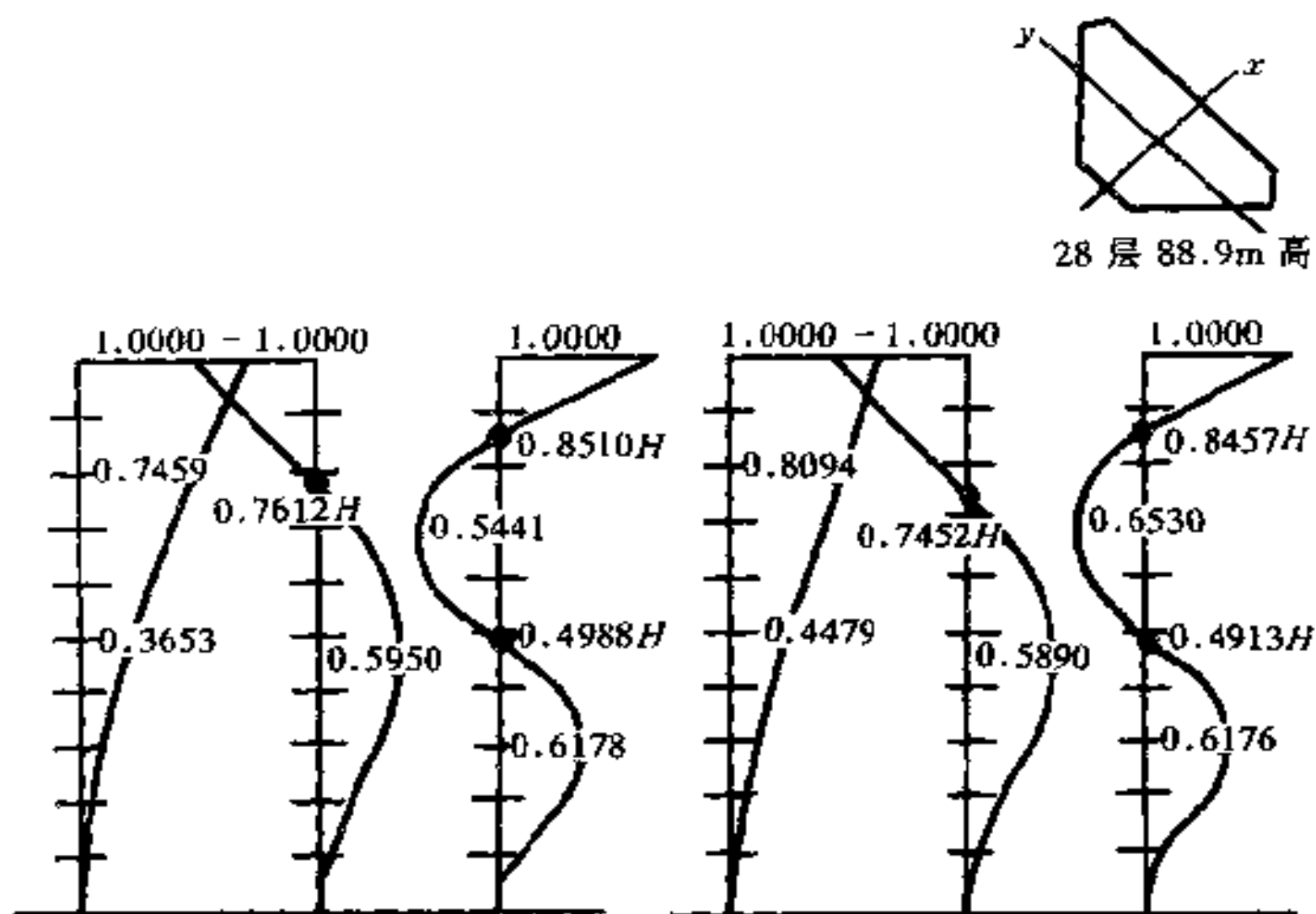


图 1.4 西安西都大厦振型曲线

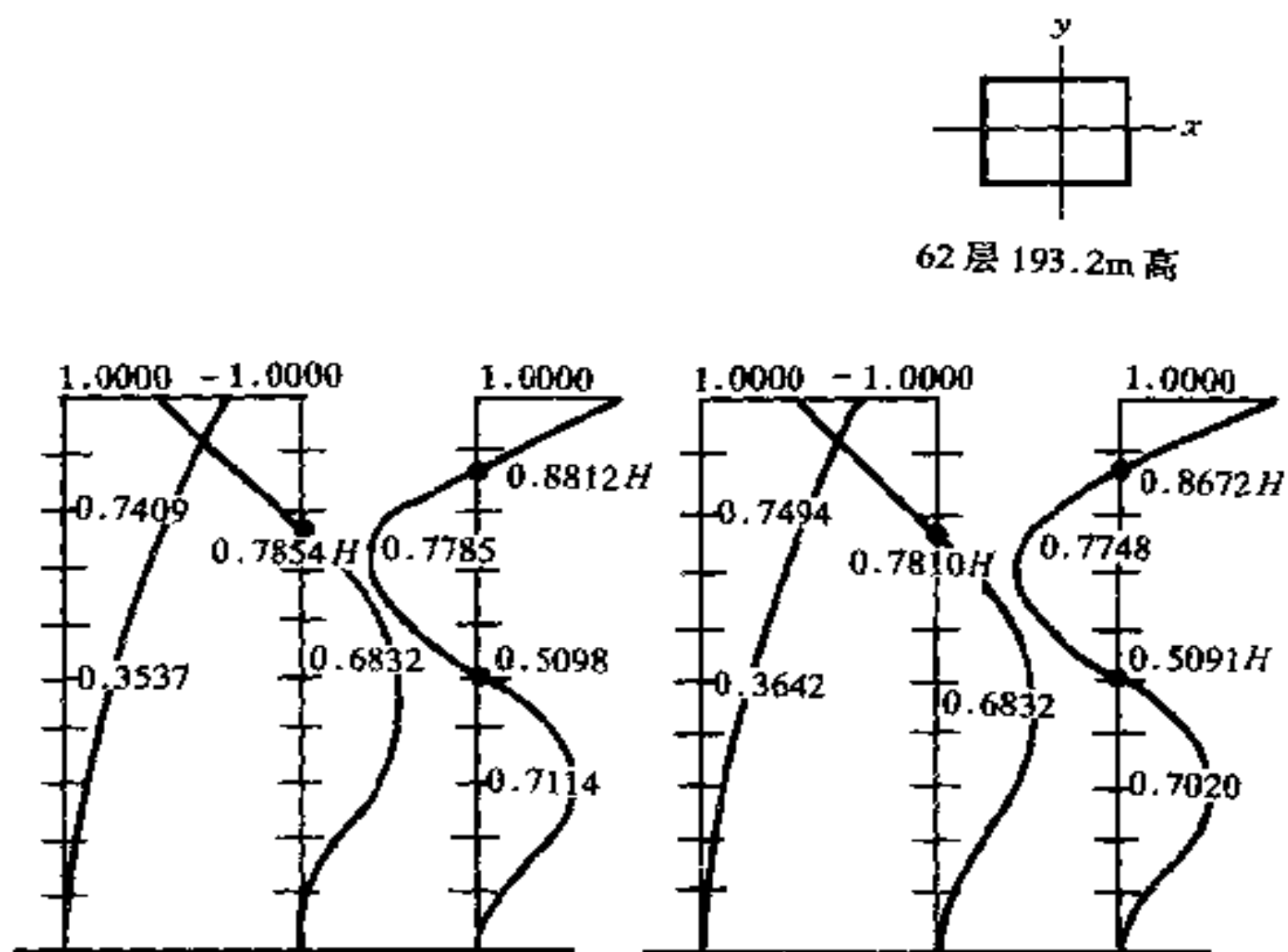


图 1.5 广东国际大厦振型曲线

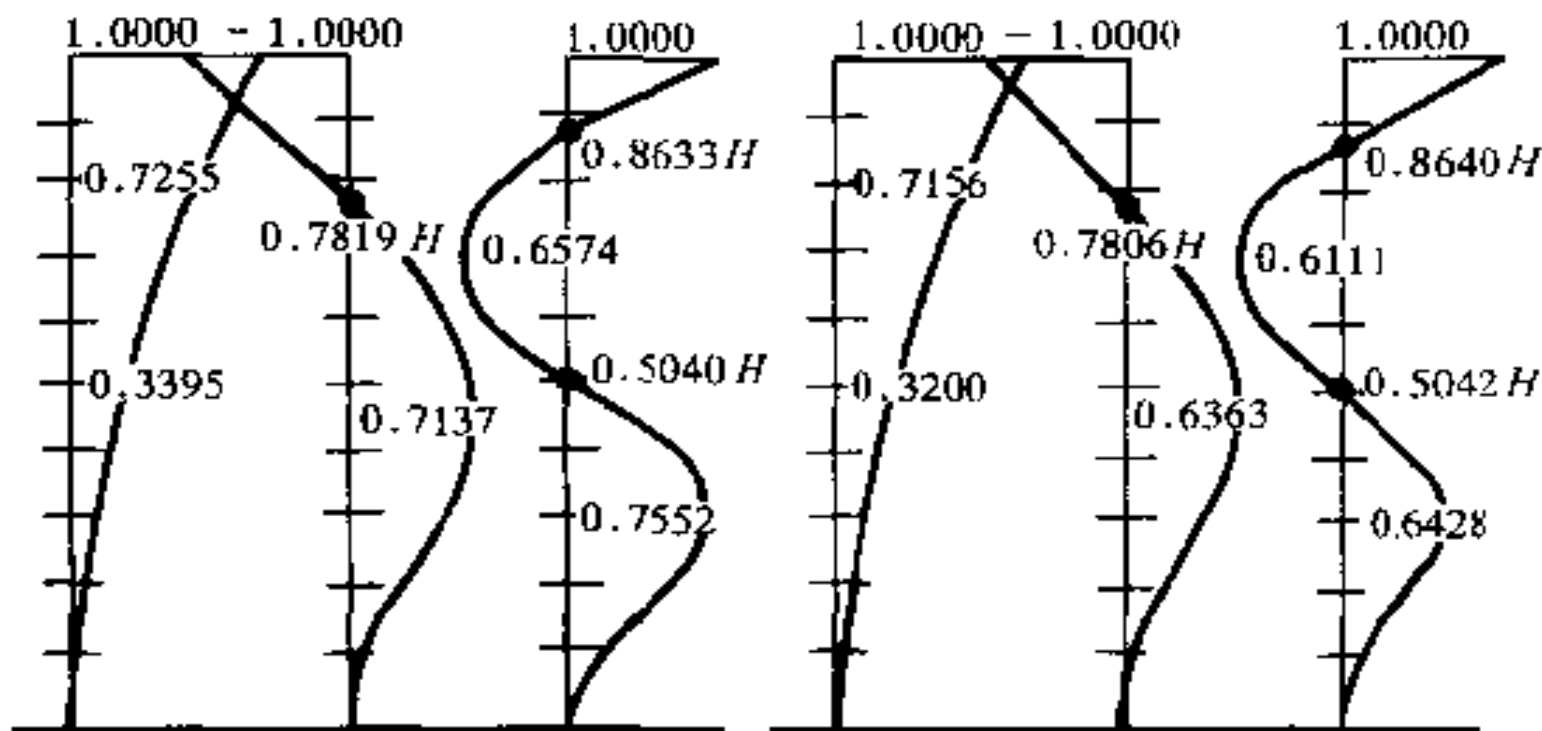
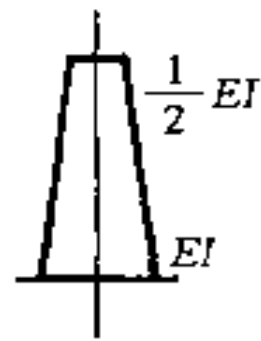


图 1.6 剪力墙结构振型曲线

前面的比较给出各工程振型曲线的零点位置和最大相对水平位移。各类型结构曲线的零点高度极相近并有一定的规律。结构刚度越大曲线零点位置稍高些,而最大相对位移稍小些。表 1.1.1 和表 1.1.2 给出振型曲线小结,这样可以直接绘出结构的振型曲线。

在计算上周期和振型成对出现,但周期对振型曲线影响很小。

振型曲线小结(一)

表 1.1.1

工程名称	振型 类型	第 II 振型 零点	第 III 振型零点		第 I 振型 X 值	
			上零点	下零点	0.8H 处	0.5H 处
框架(例题)	纯框架	x:0.712 1H	0.844 2H	0.447 9H	0.923 3	0.506 3
		y:0.735 8H	0.838 6H	0.444 8H	0.904 3	0.615 6
南宁国贸	内筒外框	x:0.743 3H	0.840 9H	0.472 8H	0.791 9	0.410 0
		y:0.740 0H	0.839 2H	0.410 0H	0.798 4	0.419 1

续上表

工程名称	振型 类型	第Ⅱ振型 零点	第Ⅲ振型零点		第Ⅰ振型 X 值	
			上零点	下零点	0.8H 处	0.5H 处
西都大厦	内筒外框	x:0.761 2H	0.851 0H	0.498 8H	0.809 4	0.447 9
		y:0.745 2H	0.845 7H	0.491 3H	0.745 9	0.365 3
广东国际	框筒	x:0.781 9H	0.881 2H	0.509 8H	0.740 9	0.353 7
		y:0.780 6H	0.867 2H	0.509 1H	0.749 4	0.364 2
剪力墙	等截面	0.785 4H	0.863 3H	0.504 0H	0.725 5	0.339 5
	变截面	0.781 0H	0.864 0H	0.504 2H	0.712 6	0.320 0

振型曲线小结(二)

表 1.1.2

工程名称	振型 类型	第Ⅱ振型 X 值	第Ⅲ振型 X _{max}		简化计算			
			上	下	Ⅱ零点	Ⅲ零点卡	Ⅱ X _{max}	Ⅲ X _{max}
框架 (例题)	纯框架	0.952 0	0.951 5	0.995 0	0.740H	0.840H	0.95	0.95
		0.948 2	0.941 1	0.956 8		0.450H		1.00
南宁国贸	内筒外框	0.738 9	0.619 7	0.684 7	0.760H	0.840H	0.75	0.60
		0.727 3	0.621 4	0.653 8		0.450H		0.65
西都大厦	内筒外框	0.595 0	0.544 1	0.617 2	0.760H	0.850H	0.70	0.60
		0.589 0	0.553 0	0.617 0		0.480H		0.65
广东国际	框筒	0.683 0	0.778 5	0.711 4	0.780H	0.875H	0.70	0.75
		0.683 4	0.774 8	0.702 0		0.500H		0.75
剪力墙	等截面	0.713 7	0.657 4	0.756 2	0.780H	0.875H	0.70	0.75
				0.500H		0.75		
剪力墙	变截面	0.636 3	0.611 1	0.642 8	0.780H	0.875H	0.70	0.75
				0.500H		0.75		

注:工程大多为塔式建筑

1.8 加速度反应谱和影响系数

下图是美国几次地震得出的弹性反应谱,另一张是最近日本阪神大地震 N-S 方向的反应谱。美国爱尔森曲反应谱的峰值为

1 300Gal, 阪神大地震峰值竟达 3 250Gal, 数值是惊人的(图 1.7)。

反应谱是按弹性理论计算。地震时由于构件出现塑性铰, 反应不可能升到这样的高度, 但低到什么程度难以估计。

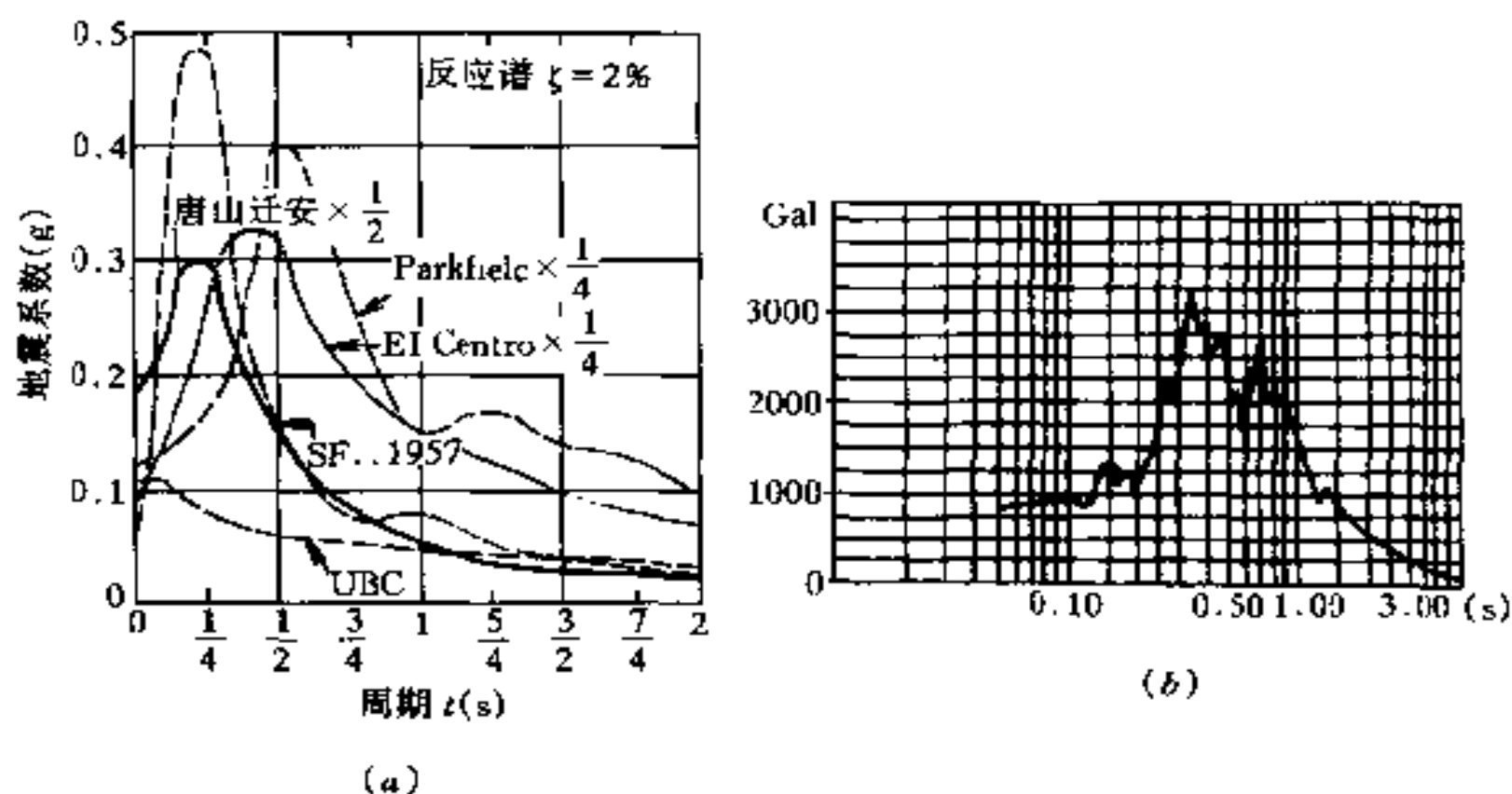


图 1.7 设计用反应谱与实际地震反应谱比较

(a) 美国历次地震加速度反应谱; (b) 阪神地震加速度反应谱

这次日本大地震最大地面加速度达 818Gal。设计规定, 在常遇地震下的地面加速度设计数值(用旧规范分析比较容易理解), 8 度地震地面加速度定为 200Gal, 再乘以结构系数 0.35, 实际设计数值为 70Gal 的影响; 如以此为标准, 当计算周期长些, 设计取值可能只有 14Gal 的影响; 如考虑 7 度地震设计可能取值仅为 7Gal, 计算与实际反应相差太大。当然还要考虑动力系数。建筑属于悬挑结构, 纵向尺度很大, 对承受水平力很敏感。设计取值这样低, 又考虑到材料强度极限、计算可行性的缘故, 用低地震力计算可以了解结构在弹性阶段力的分布大致情况。现行规范抗震设计, 实质上 and 老规范没有大的区别, 只是在构造措施上要求更严格些。这是非常重要的。从实际出发可以得到这样的结论:

建筑在地震时能闯过破坏和倒塌的厄运主要靠好的地基、能适应地震的建筑体形, 好的构造措施和能维持稳定代劳框架受力的剪力墙。下面是地震力分析小结: 其中最低 14Gal, 7Gal 是结构

反应可能的计算取值。按此计算周期为1.7s时即达此值。

反应谱总结

反应谱:峰值

爱尔森曲 1 300 Gal

阪 神 3 250 Gal

地震地面加速度:峰值

爱尔森曲 330 Gal

阪 神 818 Gal

我们的设计地面加速度

8 度, 70 Gal, 最低 14 Gal

7 度, 35 Gal, 最低 7 Gal

新旧规范设计影响系数对比

抗震设计影响系数 α_{\max} , 8 度

新旧规范对比, G_{eq} 为重力荷载标准值

新规范 $\alpha_{\max} = 0.16, F_{EK}$

$$= 0.85\alpha_1 G_{eq}$$

$$= 0.85 \times 0.16 G_{eq}$$

$$= 0.136 G_{eq}$$

老规范 $\alpha_{\max} = 0.45, Q_0$

$$= C\alpha_1 W$$

$$= 0.3 \times 0.45 W$$

$$= 0.135 W$$

反应谱的峰值一般在 0.5s 左右, 随后逐步下降, 按美国派克菲地震反应谱在周期 1.7s 处仍有 530Gal 的反应。

虽然如此, 我们仍应按照规范进行设计, 因为这是国家颁发的统一规定。但是这是个值得深思的问题。

还值得注意的是反应谱的零点标志着结构为刚体, 刚体随地面同一运动加速度振动, 如地面振动加速度为 70Gal, 这 70Gal 的影响就是整个反应谱的起点(反应谱单位: Gal·cm/s²; 影响系数单位为无量纲纯数)。图 1.8 是两者的合并图, 地震烈度 8 度。

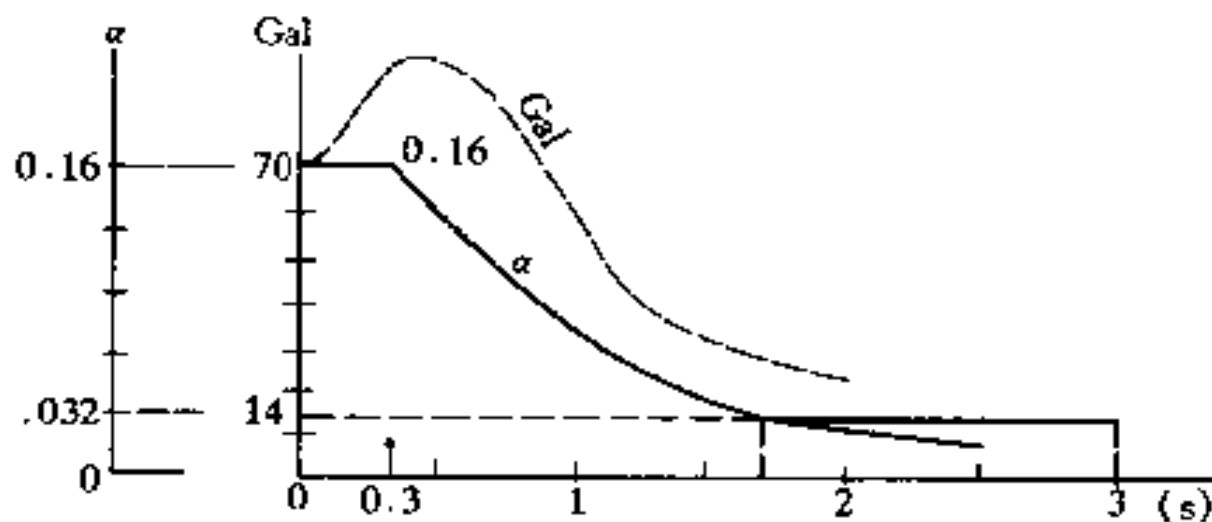


图 1.8 反应谱

加速度谱单位伽和影响系数的关系推导为:

抗震设计影响系数, 8 度

设计用地震加速度 70Gal

$$70\text{Gal} = 0.07g, F = ma = 0.07g \times G/g$$

$$F_E = ma\beta = 0.07g \times 2.3 \times G/g = 0.16$$

式中 g ——重力加速度；

β ——为动力系数, $\beta = 2.3$ 。

以下是 8 度设防地震力计算可能应用的最低影响数值, 式中 0.8 是抗震计算采用标准荷载的折减系数。

抗震设计最低影响系数, 8 度

$$0.032 \times 0.85 \times 0.8 \times 0.98 = 0.021$$

$$\gamma_{RE} = 0.85 \text{ 活荷载} \times 0.5$$

$$F_E = 0.021 G_E$$

14Gal 的影响周期 $T_1 = 1.7 \text{ s}$, 即达此值。

1.9 建筑抵抗罕遇地震的可能性

反应谱: 峰值

爱尔森曲 1 300 Gal

阪 神 3 250 Gal

地震地面加速度: 峰值

爱尔森曲 330 Gal

阪 神 818 Gal

我们的设计地面加速度

8 度, 70 Gal, 最低 14 Gal

7 度, 35 Gal, 最低 7Gal

抗震设计的基本原则是:

(1) 小烈度地震时建筑不允许有损伤;

(2) 中等地震烈度时, 只准许结构有轻微可以修复的损坏;

(3) 在罕遇地震下, 建筑不得倒塌。

最后一条最重要, 因为直接关系到人的生命问题。建筑在罕遇地震下能否不倒塌, 先看看唐山地震中两个震害实例。

(1)唐山交际处外宾楼是一栋五层砖结构建筑(图 1.9a)。四层楼上有个双开间的房间,窗间墙上承托着一根进深梁。窗间墙已遭到剪切破坏,残余的墙体形成两个对顶着的三角形块,这个严重破裂的窗间墙,经历了主震和多次余震始终没有坍塌下来。经检查其主要原因是两三角接触部位砌体砂浆和砖的强度全很高,同时有一根竖向铅皮电线管通过砌体两三角块的对顶点。

(2)唐山第 21 中学,有一栋两层小楼(图 1.9b),二层房角的山墙和前檐墙皆已倒塌,内横墙已弯折,但是混凝土屋顶板没有坍塌下来,就因为转角厕所中有一根多接头的铸铁透气管和现浇圈梁浇捣在一起将屋顶板支承住。



(a)唐山交际处外宾楼窗间墙



(b)唐山 21 中学建筑墙角

图 1.9 唐山地震震害

这两栋建筑墙体严重破裂,摇摇欲坠,但终未倒塌。分析其原因墙体破裂后刚度极度减弱,接受地震力很小。前一例中窗间墙不倒是靠残留砌体有较高的竖向承载强度;后一例屋顶板不垮是靠铸铁管上部纵横两个方向的连接性好,产生一定的延性。这两个实例虽然具有偶然性,但具备了不倒的必要条件,这就是:一是支承竖向荷载的构件强度高。二是各部件的连接性好。从力学观点上也容易理解,建筑经强烈地震后竖向承重能力损伤很大,要靠残余的构件发挥出最大强度潜力将房屋支撑住。同时这些残余部件靠最低限度的拉接使它们不散掉,以达到支承竖向荷载的目的。这时抗剪强度就不是主要问题了。

钢筋混凝土结构如在罕遇地震下大破而不倒塌,可能处于类

似前述的两个实例中维持不塌落的条件。要符合前述不坍塌的两个条件,支承重力的柱和剪力墙要强,柱内的箍筋,轴压比的要求以及剪力墙的端柱全是加强支承结构的具体措施。在连接整体性方面现制钢筋混凝土结构对抗震条件比较好,柱筋焊接以及各部件间的钢筋锚接,这些构造措施处理得好,在罕遇地震时就有可能摆脱楼板落地的命运。

对罕遇地震目前尚没有很可靠的设计方法,撞大运,听天命。

1.10 地震力的垂直分量

一般说来地震力的垂直分量较小只有水平分量的 $\frac{1}{3} \sim \frac{2}{3}$ 。离地震震中越近,垂直分量较大。虽然比水平分量小一些,但结构的竖向刚度,远比水平刚度大得多。试想框架柱轴向压缩一厘米要用很大的力,而侧移 1cm 用力比较小。因而竖向地震反应并不小。对柱增加的轴力相当大。柱是支承建筑最重要的构件,在柱的承重受力概念上要想到这个因素,对柱的设计计算上切记要留有余地。图 1.10 是世界上几处地震的反应谱。粗线条是竖向振动的曲线。

最近日本阪神大地震,有十几栋框架结构的建筑沿高度中间一层全层坍塌,而相邻的其它上下层情况完好。这是因为建筑竖向刚度大,自振周期短,振动频率快,质量惰性的被动关系使建筑的上半部和下半部振动不协调,相互撞击挤压遭到全层破坏。这种破坏方式是竖向振动的结果。

1.11 高层建筑的倾覆问题

震害经验说明,在强烈地震下,高耸构筑物如烟囱只有坍塌和坠落,没有整体倾倒的。因为地震引起的振动是反复性的。高层建筑的高厚比要比烟囱小的多,因而也不会倾倒。美国 1967 年 UBC 建筑统一设计规范将倾覆弯矩打个很大的折扣。例如当建

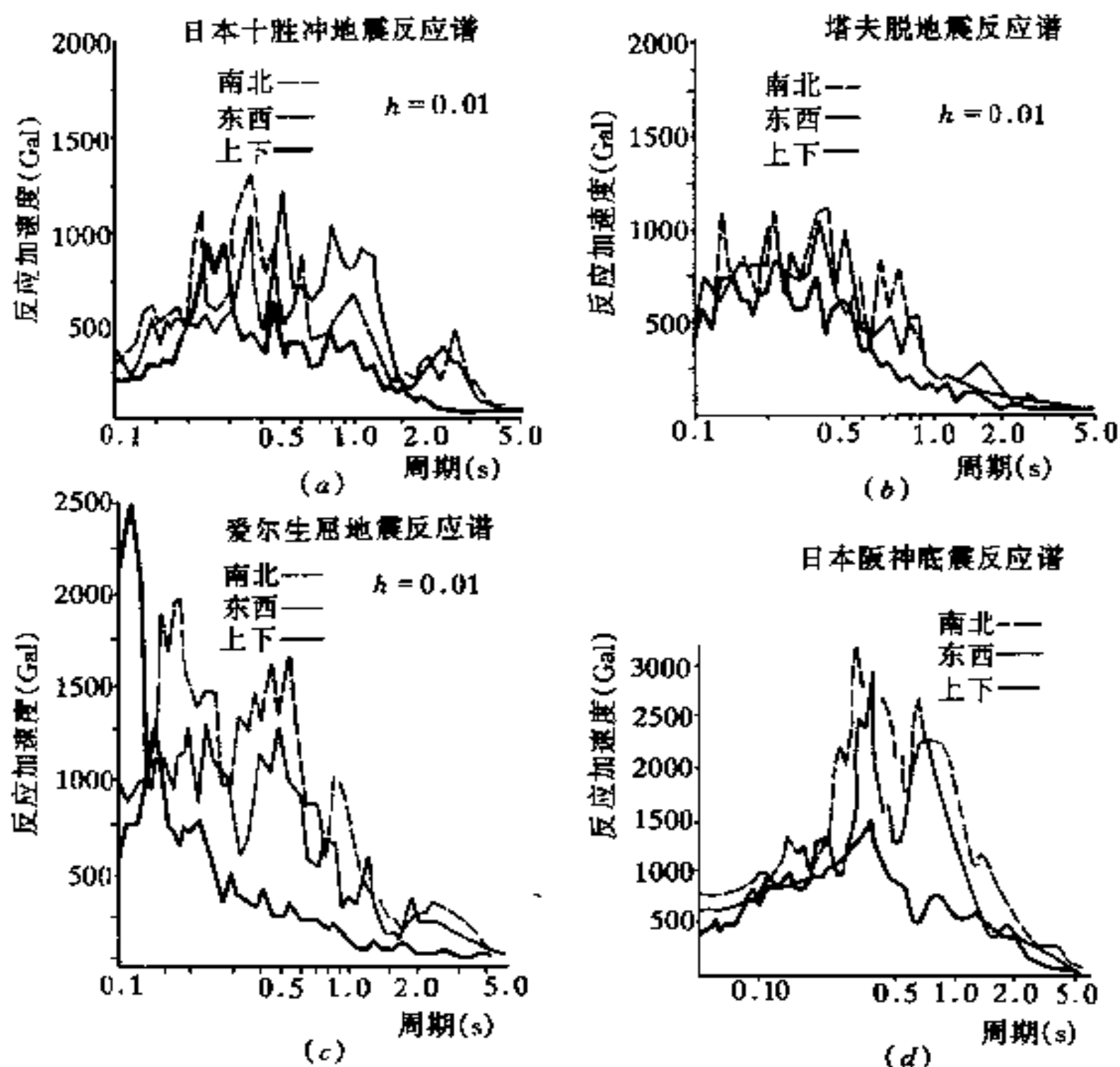


图 1.10 几处地震的反应谱

(a)日本十胜冲地震反应谱; (b)塔夫脱地震反应谱;
(c)爱尔生屈地震反应谱; (d)日本阪神地震反应谱。

筑的自振周期为 $2s$ 时,基底倾覆弯矩可以乘以 0.3 的系数。目前加拿大现行规范采用 0.8 的折减系数,这些都表明建筑只会坍塌不会倾覆(图 1.11)。何况高层建筑均有地下室和一定的埋深。

从具体计算来看,8度抗震,II类场地土,假定钢筋混凝土建筑的高厚比为 5 ,在常遇地震下地面处的无埋倾覆安全系数为 3 。对体型复杂的建筑会很高,对抗倾覆这还不是主要的,主要是地震振动的反复性。即使遇到罕遇地震建筑只会坍塌不会倾倒。唐山、11度的震害情况说明了问题。但对液化地基上的建筑倾斜或倾倒是很可能的。这是因为平时基土中的水份同土共同承托整个建

筑,地震时土被振实下沉,水漂了上来,基础下含水量加大,丧失了承载力。

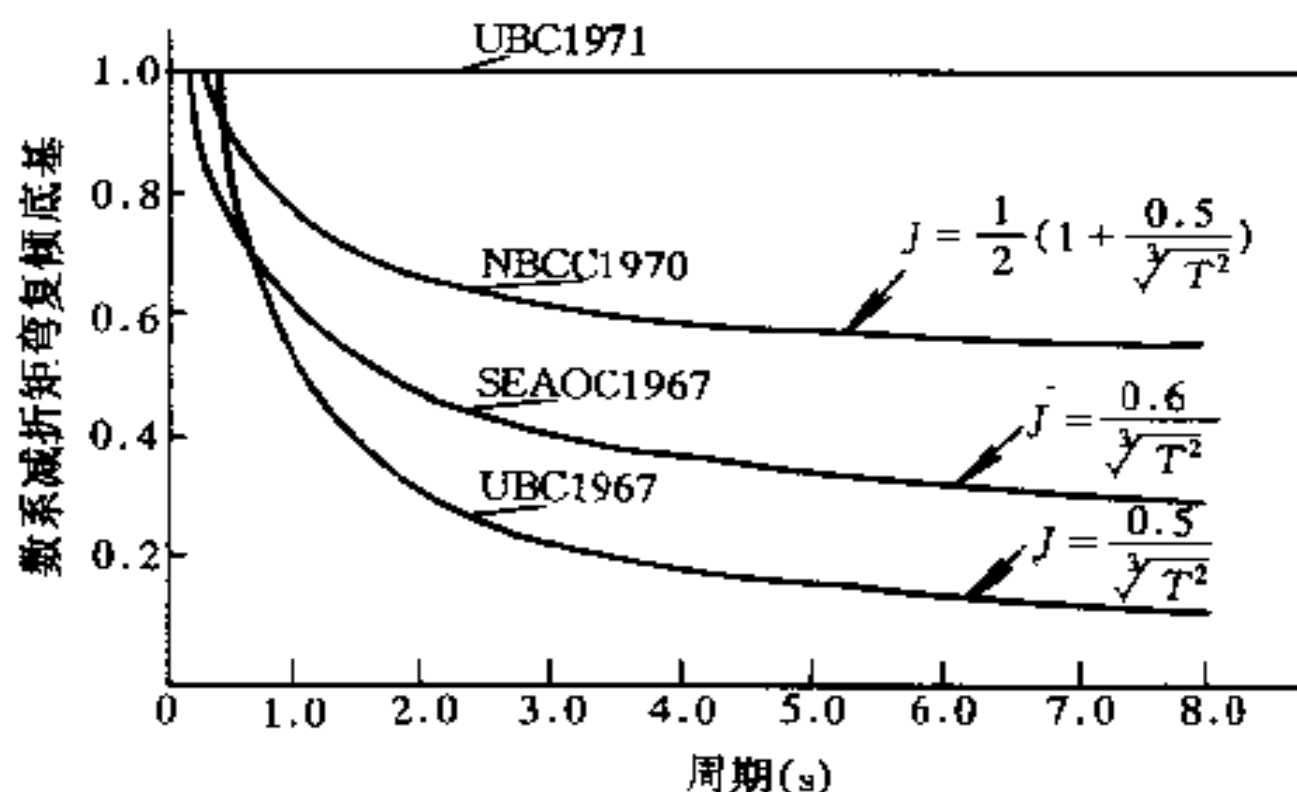


图 1.11 建筑基底倾覆弯矩折减系数曲线

1.12 地震力的传递

地震力由各层重力的惯性产生。地震力的传递不靠梁,而靠楼板。梁的截面很小,而楼板则有广阔的截面,能将地震力传递到各个角落。当楼板重力不均匀,楼板起着均匀分布的作用。梁仅起加劲肋和约束柱使柱增强刚度,承受更多地震力的作用。地震力按构件的承受能力进行分配。在框架结构中剪力墙的刚度大,支承了绝大部分的地震力。当某肢剪力墙屈服,通过楼板将一部分剪力传递给其它一些剪力墙。这种跳跃式的传递形式是剪力墙的调幅规律。柱或剪力墙所承受的地震力逐层积累,而楼板只存在着本层的地震力。特别下部几层楼层地震力很小,一段楼板截面就能把地震力传递过去。不要太担心楼板上的孔洞对结构会产生大的影响,四周带有混凝土壁的孔洞,也有利于力的传递。高层建筑下部几层楼板开洞比较多一些,但楼层地震力很小。

另外谈几个地震力的传递问题,脱离柱网的单根柱也能承受一定程度的地震力,只要它有一定的约束刚度。如图 1.12(a)梁

与单柱连接的节点为刚接另一端假定为铰接。

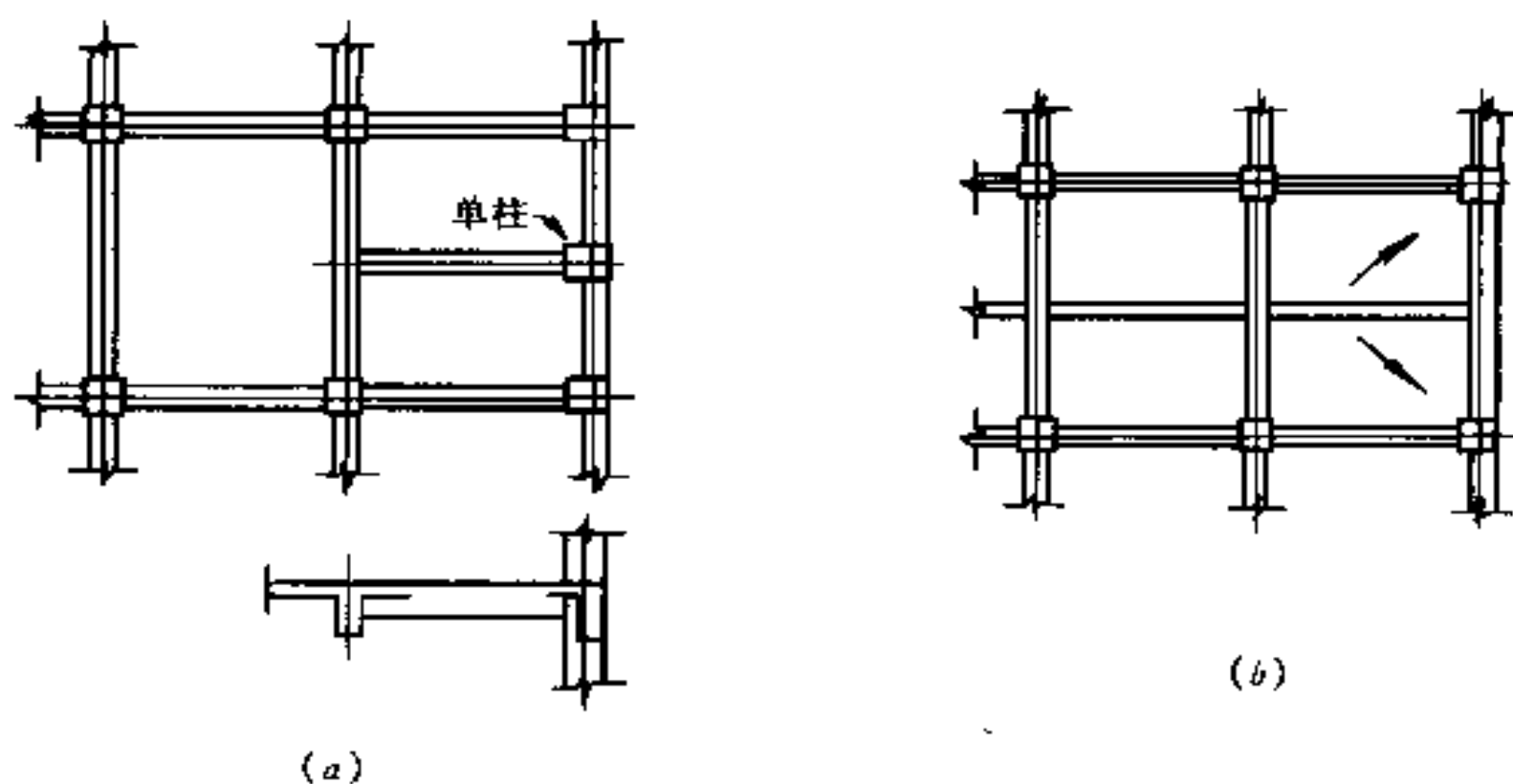


图 1.12

(a)单柱抗剪;(b)次梁对边梁无冲击力。

一根垂直于边跨主梁中点的次梁,不产生对主梁水平方向的冲击力,因为地震力不是集中在次梁上同时楼板有很大的平面刚度,不可能使主梁产生水平方向的弯曲。地震力直接由板传递给支承主梁的柱。如图 1.12(b)。

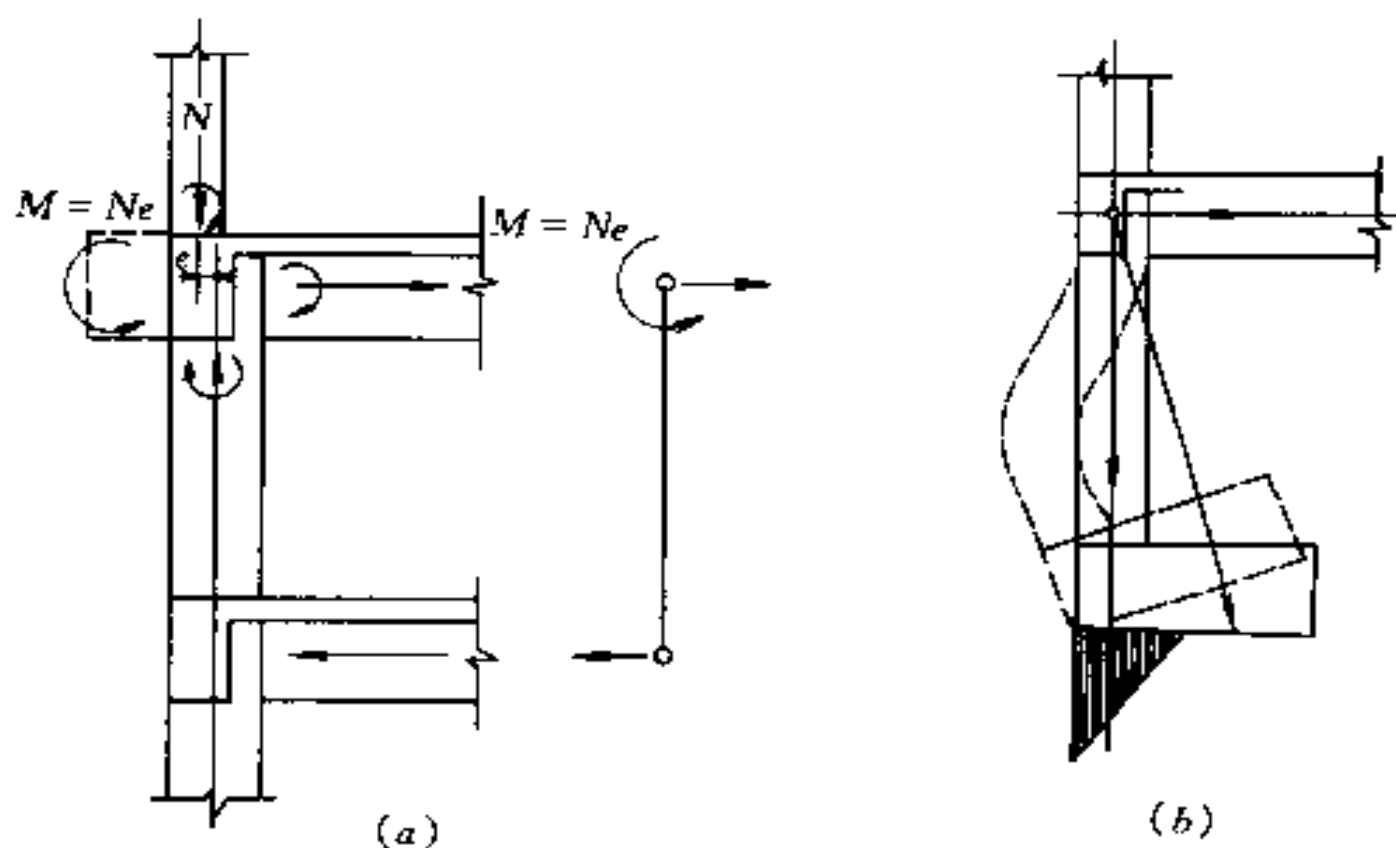


图 1.13

(a)偏心柱;(b)偏心基础。

梁不对柱中的问题,特别是现浇板的情况,竖向荷载大部分偏心弯矩由本层梁和上下柱平衡掉。对水平力来说,仅对柱端的约

束程度差些,传递给柱的地震力小些。

下面研究外檐柱上柱截面缩小引起下柱偏心受力问题。偏心压力在节点处产生的弯矩首先由上下柱和端梁三者分担(图1.13)。又由于偏心压力节点的转动使端梁受拉。这就是结构的整体作用。在设计中习惯上,对上述偏心受力情况不予考虑。

1.13 实荷载和虚荷载

具体的说,结构自重、楼板上的活荷载以及风力都是实荷载。地震力、温度差、混凝土收缩—徐变、沉降变形、结构次应力等均属于虚荷载,或称效应荷载。

实荷载在设计计算中必须认真对待,丝毫不容忽视。虚荷载常需从结构构造措施上解决,它常随着结构产生的微细裂缝和构件塑性铰的出现,结构应力很大程度的减弱下来,一般不予计算。实荷载和虚荷载是两种不同性质的荷载,应分别对待。

1.14 结构内力调幅和钢筋在结构中所起的作用

我们应该以弹性理论做为设计手段和依据,但也应从实践中了解内力调幅的性能的灵活性和钢筋在混凝土结构中所起的作用。梁的支座弯矩规定仅允许调幅20%,大量的实践证明,既使将连续支座负弯矩下调到零,加上一些构造钢筋也未发生不能正常使用的问题。当然静力平衡是必要的条件。在电子计算机未普及前,对竖向荷重的框架,梁的端支座常假定为铰接;中间节点考虑为连续梁,与柱的关系为铰接。实际上这是超量调幅,提出的很多整体框架的近似计算办法,当时因嫌复杂费时设计人常不予应用。在组合地震力或风力时又假定为刚接,问题已说不清楚。过去国内外绝大多数的实践者就是这样做的。

结构内力计算可以考虑扩大调幅。钢筋混凝土结构具有弹塑性性质。结构的内力分布不仅仅由混凝土截面所控制,其中的配

筋起着更主要的作用。这是因为构件承受内力的大小,主要由配置的钢筋所决定。对扩大调幅可能担心的问题,是结构产生较大的裂缝。现制整体结构各个构件不是孤立的而是整体连接的。在过去实践中的梁板设计,即使考虑了相当大的调幅,也并未出现明显的或影响使用的裂缝。

前圣约翰工学院院长、北京市建筑设计院总工程师杨宽麟,在解放前几十年的设计生涯中,在框架结构设计中常将与外柱整体连接的梁端节点假定为铰接,并按此情况设计了大量的工程,在实践中均未发现任何问题。右图就是旧时框架边节点的做法(图 1.14)。

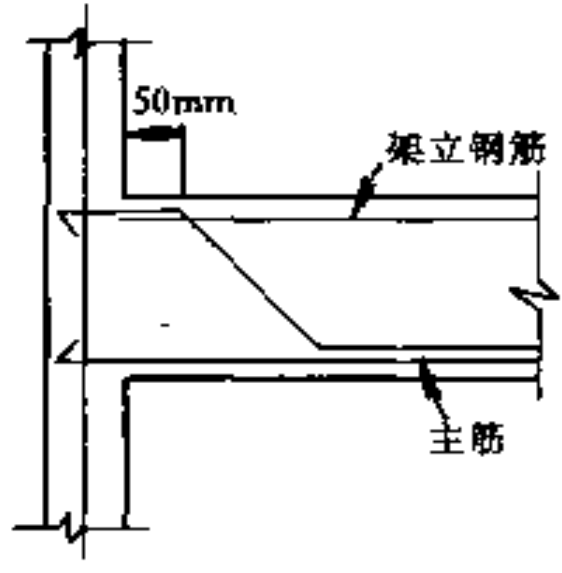


图 1.14 早期边柱节点构造做法

早期法国钢筋混凝土结构设计规范要求,楼板设计采用连续配置钢筋三弯二的方法,支座弯矩系数到 $\frac{1}{20}$,跨中取 $\frac{1}{10}$ 。跨中系数取的大,是因为板的下部钢筋位置在施工期间容易得到保证。如此支座弯矩调幅已达 40% (图 1.15)。

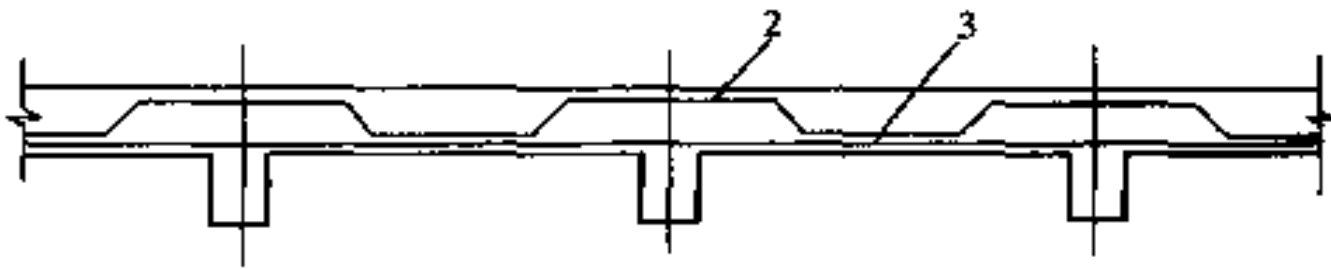


图 1.15 楼板钢筋连续三弯二的做法

目前在结构实践中,在有些情况下打破了调幅的限值,设计者常以梁的跨中弯矩值加支座弯矩值大于简支弯矩,就认为已有安全保证。

梁的调幅不仅仅能由支座向跨中调幅,也可以向上反调幅。设有一个在均布竖向荷载作用下的框架系统,将梁的支座弯矩调幅到简支弯矩值,此时梁的跨中弯矩值为零。如果整个结构是稳定的,跨中再布置一些构造钢筋,结构的受力就不成问题(图 1.16)。

前面是连梁支座弯矩向上调幅的情况,下面研究向下调幅的

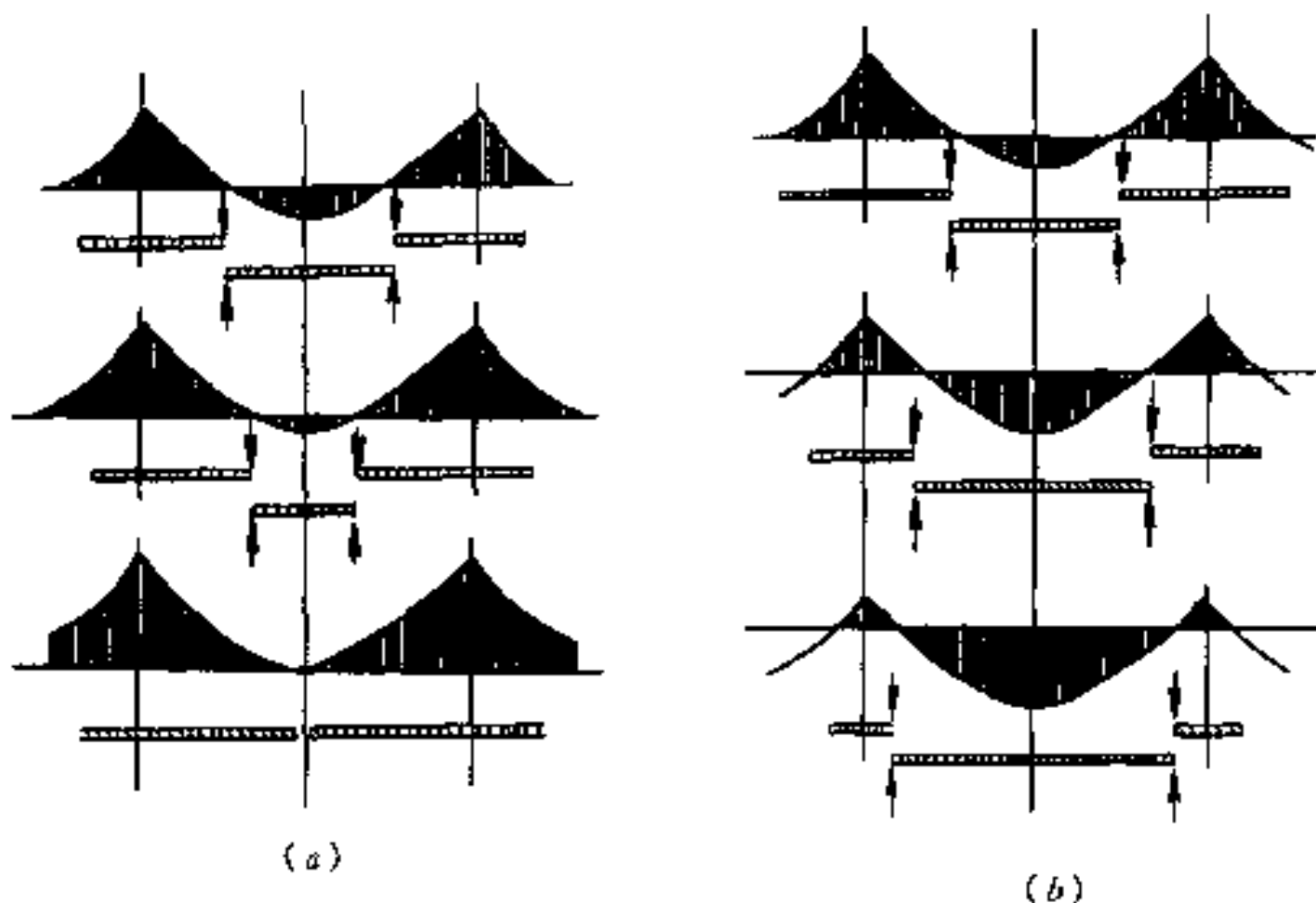


图 1.16
(a)向上调幅;(b)向下调幅。

情况。有一个等跨均布荷载 q 的连续梁, 支座弯矩规定仅允许调幅 20%。如果打破这个框框, 使支座弯矩下调 50%, 这样支座弯矩成为 $\frac{1}{24}ql^2$, 跨中弯矩为 $\frac{1}{12}ql^2$ 。钢筋按这样的内力布置, 梁跨中的腰挺了起来, 支座弯矩小了自然不会开裂。其变形曲线和弹性变形曲线当然不同, 过去限制调幅 20% 纯系从匀质弹性理论出发。

对计算较复杂的螺旋楼梯, 因两端嵌固程度很难估计, 在设计上总假定两端为铰接, 计算比固端简单的多。在支座处酌加构造钢筋, 比较安全可靠, 这是相当大的调幅。

在地震力作用下某工程框架边节点梁的组合内力过大, 可以按照一定的规律向下调幅。图 1.17 是框架梁地震弯矩图。要使梁左端边节点的负弯矩值降低, 只需将弯矩图平行下移, 梁左端负弯矩降低, 右端内节点梁正弯矩提高。通过这样调幅, 外柱的一部分剪力转移到内柱, 楼层剪力仍然平衡。这就解决了边节点内力过大的问题。

再如, 一座地上两层建筑的实例, 底层层高只有 3.9m, 柱多、柱距小, 梁的截面也较小。上层是 23.4m 见方只有边柱的大跨度多功能厅, 层高 7.6m。下层的边跨梁无法承受上层传来的地震

力,因而将上层地震弯矩全部转移到顶端。上柱的下端点仍有部分钢筋直通形成弹性铰。柱的上端按计算添加弯矩钢筋。这就解决了按混凝土截面弹性理论不能解决的问题(图 1.17)。

在承受虚荷载的情况下,结构受力很大,设计者常不自觉地进行超限度的调幅。

结构内力分布另一种现象值得一提。即:一般情况,梁的支座内力总是向跨中流动。例如,一个单跨的底部固端的门式刚架,当底脚稍有滑动、转动以及上部节点刚性角徐变、构件塑性铰发生,均可使横梁正弯矩增大。因而横梁正弯矩在设计中应留有余地(图 1.18)。

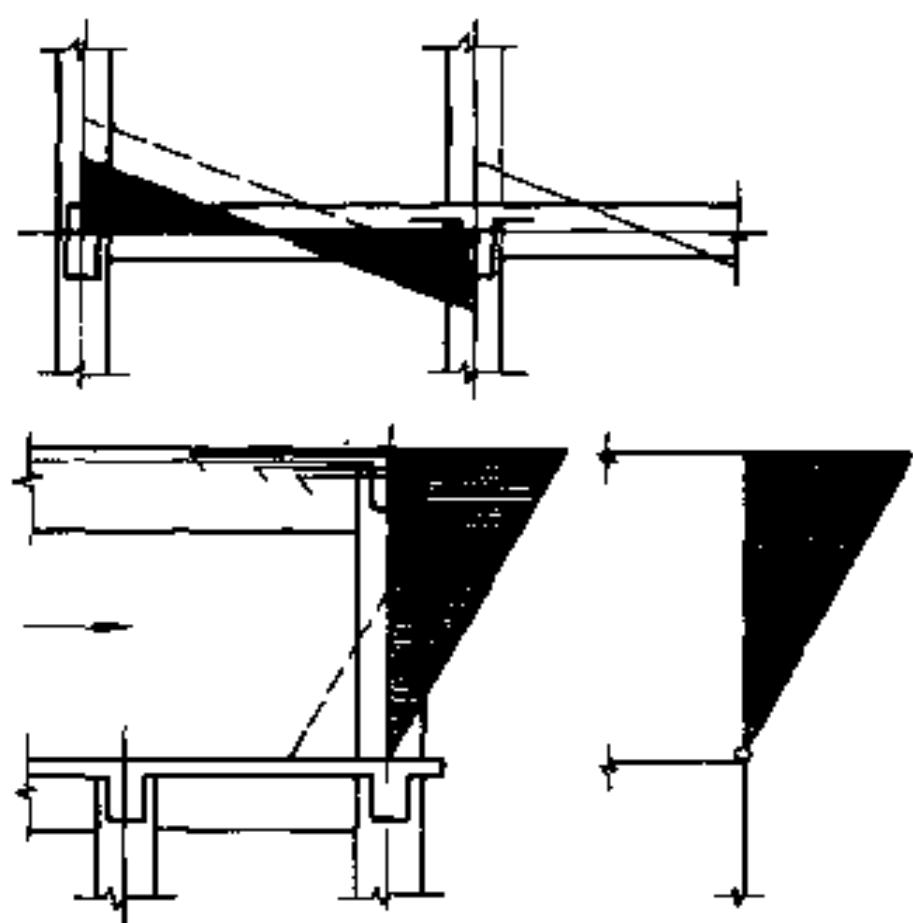


图 1.17 地震弯矩的调幅

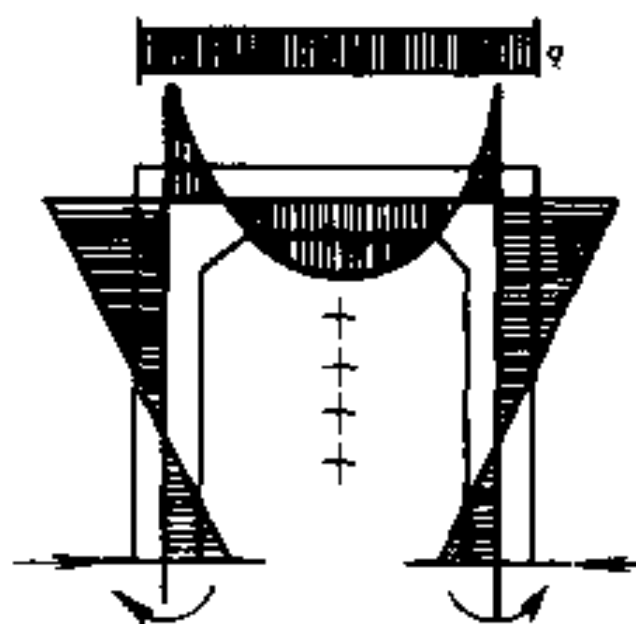


图 1.18 钢架横梁正弯矩

如果有一平面正方形的井字梁结构,当梁的截面和荷载已给定,按弹性理论计算仅有唯一的解。如果井字梁截面尺寸不变,将一个方向梁的钢筋逐步加重,成为主次梁结构。这说明内力分布不完全由混凝土截面所决定(图 1.19)。

按截面弹性理论计算给出的内力值,按值配置钢筋当然也是合理的。实际上其中含着可变因素,即由钢筋控制的因素。在结构设计中常会遇到一些困难问题,利用调幅这个特点常可以摆脱困境。

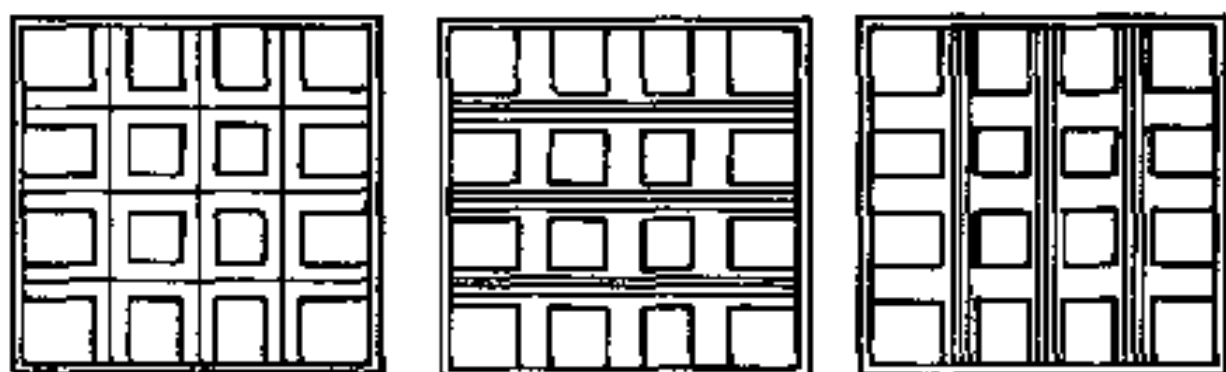


图 1.19 井架梁和主次梁

1.15 结构的延性

地震实际产生的地面加速度,比设计时依据的加速度大很多。依靠结构进入塑性状态来降低地震力对结构的反应,首要条件是使结构有足够的延性,防止结构产生脆性破坏,以保证结构受力进入塑性阶段。使用规范的低地震力进行结构计算,必须伴随着结构延性的要求。延性系数是结构遭受破坏前的变形(位移或转角)与弹性极限变形的比值。延性系数可由实验或计算求得,其表达式为:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad \text{或} \quad \mu = \frac{\phi_u}{\phi_y},$$

式中 δ ——位移;
 ϕ ——转角。

一个杆件的延性系数,从节点转动考虑达到 9 或 10 是可能的。整栋结构的延性系数很难定义,一般以结构的顶点位移来衡量,系数达 4~6 已认为合格。

1.16 工程塑性铰

钢筋混凝土框架结构,节点杆件端配置的钢筋受力。超出弹性极限时,混凝土截面就会出现塑性铰。在整栋建筑中某开间中存在着薄弱环节,地震时在该部位可能出现‘工程塑性铰’。问题的发生有些出于建筑体形上的要求,如平面上的长伸臂和缩颈等,或整段部位楼板或墙开洞过多。下面两个工程存在着可能出现工

程塑性铰的部位。解决办法只有在结构上加强连接。

例如,北京长城饭店是个地面上 18 层,局部塔楼 22 层的纯框架结构(图 1.20a)。平面上是三叉形,三个翼,伸臂最长的达 45m。特别是靠近中心的连接部位,平面上的缩颈,宽度只有 12m。伸臂过长的主要问题,是产生与总体振动不协调的局部振动。在强烈地震袭击下这个工程的“工程塑性铰区”必然出现在一些层的缩颈处。因为这些部位是工程的薄弱环节,需要集中使用材料。楼板和梁的钢筋应加重、拉通、焊接,以增强其连续性。并且,加重缩颈范围内及其附近柱的纵筋和箍筋,以增强其支承能力。工程塑性铰出现后,伸臂过长的不利影响也就缓和下来。

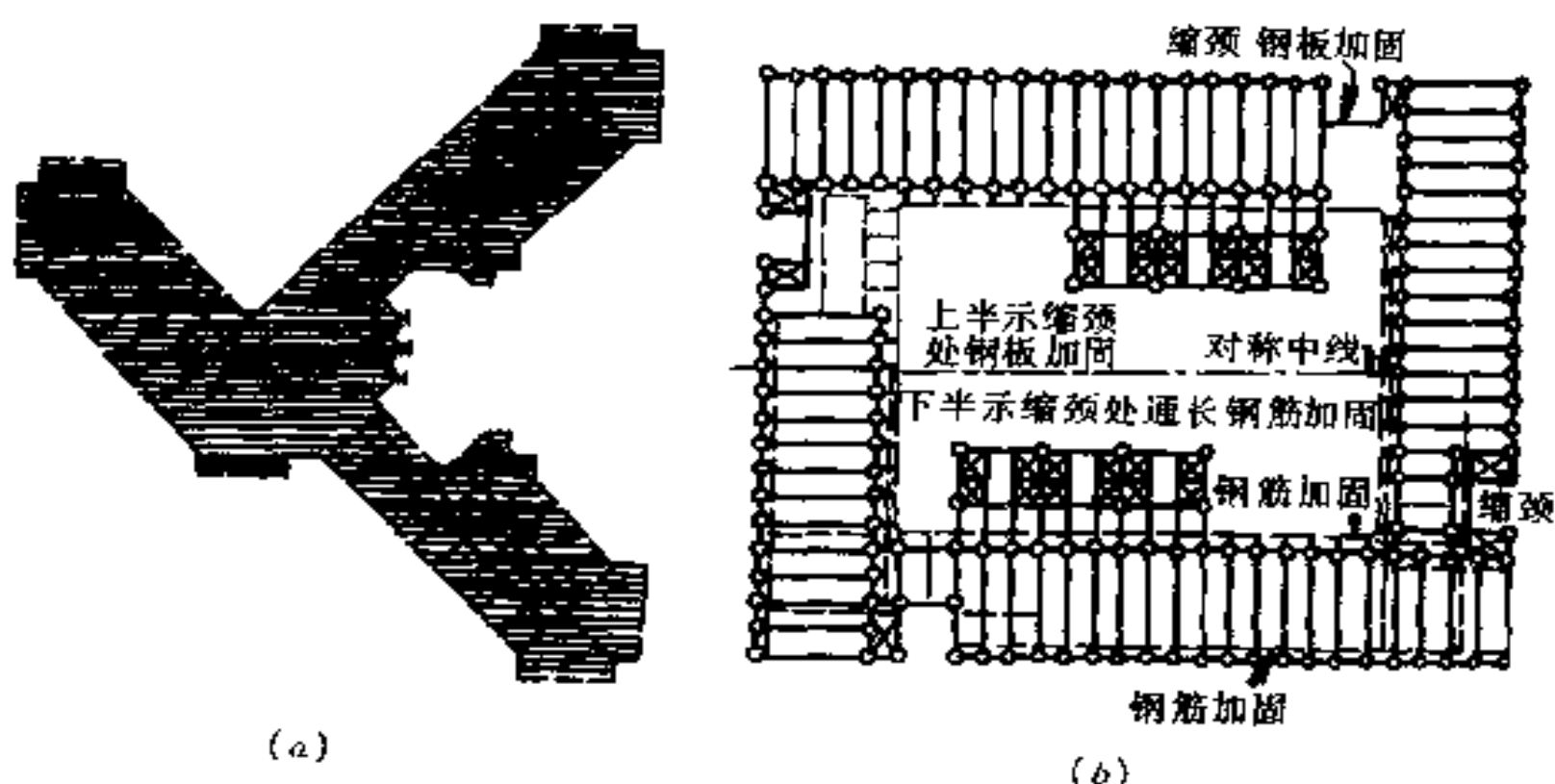


图 1.20 缩颈构造加强示意

(a)长城饭店平面缩颈;(b)日本 NS 大厦平面缩颈。

NS 大厦是日本的一栋 30 层面积 $167\ 000\text{m}^2$ 的商业建筑(图 1.20b)。平面呈口字形,有四处缩颈,用钢筋和钢板加强。

图 1.21 是日本的一些复杂体形高度 30 层以下的高层旅馆建筑。除银座第一饭店、宫庭饭店和大阪皇家饭店外,平面上均无断缝。右上角两栋建筑的断裂是由扩建形成的。日本是地震频繁地区,在折角处做了特殊处理。平面上复杂体的建筑,刚度大,稳定性好,这是抗倒塌的一项有利条件。

北京长城饭店和日本的一些旅馆建筑平面上有长伸臂问题。

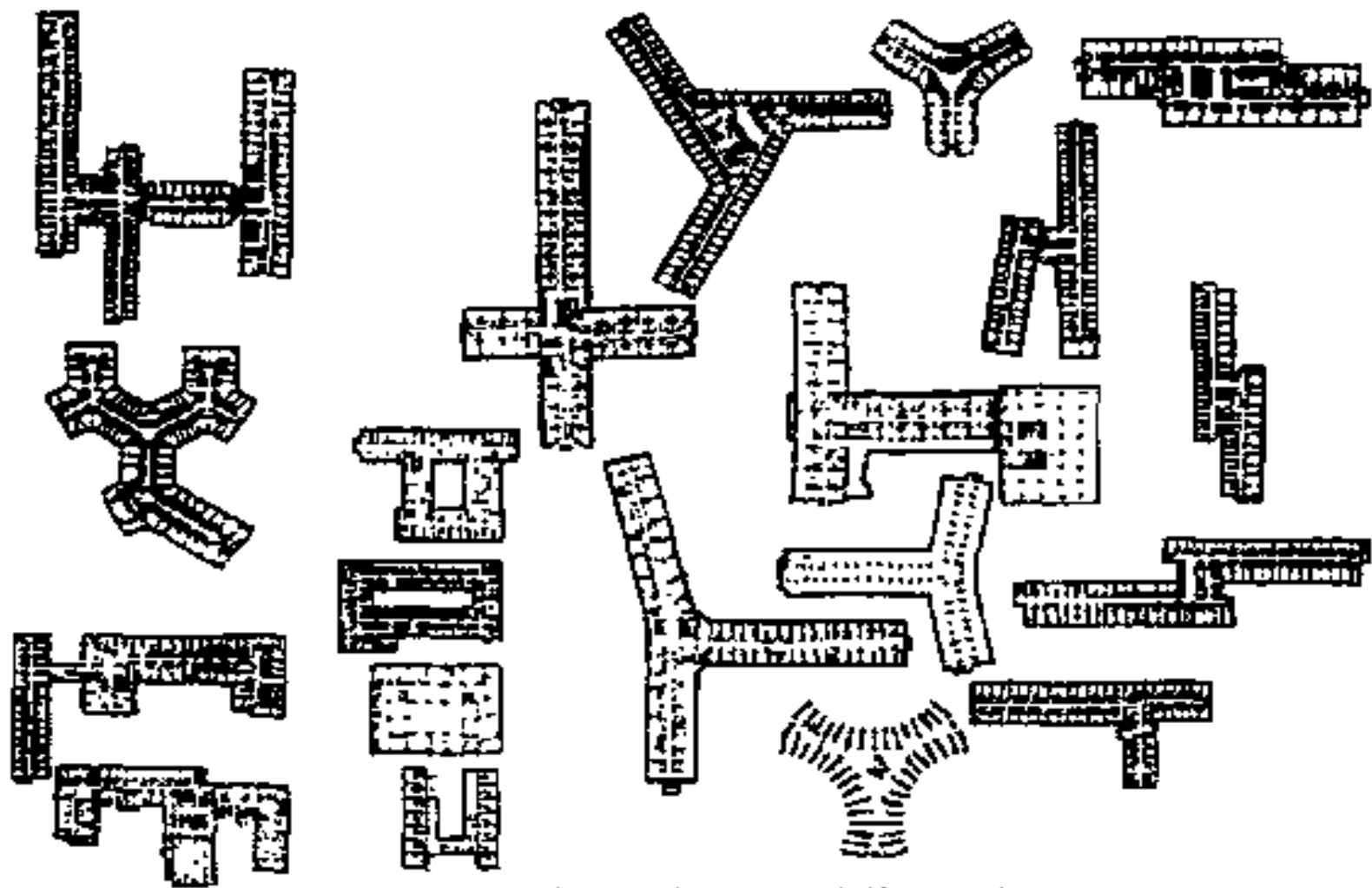


图 1.21 日本一些高层旅馆建筑平面体形

长伸臂的振动不一定同建筑的总体振动同步,正象地面振动与上部结构不一定同步一样。因此长伸臂与核心部位的连接根部,常存在着振动不协调引起的应力集中现象。楼板平面无限刚度的假定不能反应这项情况。

为了简化计算起见,将整个凸出的长伸臂结构的根部和柱底,均假定为嵌固,成为双向悬挑部件。这是楼板和柱在水平荷载下的协同变形问题。

各层楼板对水平荷载来说是一片片的水平梁,它的变形主要是弯曲型,而竖向框架则为剪切型。两者综合在一起,以静力法用差分方程来分析。

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = \frac{q}{EI}$$

以差分方程表达:

$$(y_{k-2} - 4y_{k-1} - 6y_k - 4y_{k+1} + y_{k+2}) = \frac{P_k^l l^3}{EI}$$

式中 y_k ——K 节点的水平位移;

P_k^l ——楼层板在 K 节点所承受的集中水平力;

EI ——楼层板的水平刚度；

l ——开间尺寸。

竖向框架的挠曲方程是：

$$y = \frac{1}{C} \int Q^{\text{II}} dx$$

以代数式表达：

$$y_k = \frac{1}{C} \sum P^{\text{II}} h ; \quad P_k^{\text{I}} = P_k - P_k^{\text{II}}$$

式中 P_k^{II} ——竖框架在 k 节点承受的水平集中荷载；

P_k —— k 节点承受的水平总荷载；

C ——一榀框架一个楼层的刚度值。其中

$$C = Dh = 12E_c \sum a \frac{I_c}{h^2} ;$$

h ——建筑层高。

今以 3 层 6 跨结构为例给出矩阵方程。

$$\begin{array}{l} \text{第三层} \\ \text{第二层} \\ \text{第一层} \end{array} \begin{bmatrix} A_{6 \times 6} & C_{6 \times 6} & O_{6 \times 6} \\ C_{6 \times 6} & B_{6 \times 6} & C_{6 \times 6} \\ O_{6 \times 6} & C_{6 \times 6} & B_{6 \times 6} \end{bmatrix} \cdot [Y]_{18 \times 1} = d [P]_{18 \times 1}$$

$$d = \frac{I^3}{E_1 I_1}$$

式中各元素的矩阵为：

$$A = \begin{bmatrix} 7 + \frac{cb}{h} & -4 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ -4 & 6 + \frac{cb}{h} & -4 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & -4 & 6 + \frac{cb}{h} & -4 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & -4 & 6 + \frac{cb}{h} & -4 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & -4 & 5 + \frac{cb}{h} & -2 \\ 0 & 0 & 0 & 2 & -4 & 2 + \frac{cb}{h} \end{bmatrix}$$

$$B = \begin{bmatrix} 7 + 2\frac{cb}{h} & -4 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ -4 & 6 + 2\frac{cb}{h} & -4 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & -4 & 6 + 2\frac{cb}{h} & -4 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & -4 & 6 + 2\frac{cb}{h} & -4 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & -4 & 5 + 2\frac{cb}{h} & -2 \\ 0 & 0 & 0 & 2 & -4 & 2 + 2\frac{cb}{h} \end{bmatrix}$$

A 和 B 值仅主对角线上的元素不同。

$$C = \begin{bmatrix} -\frac{cb}{h} & & & & & \\ & -\frac{cb}{h} & & & & \\ & & -\frac{cb}{h} & & & \\ & & & -\frac{cb}{h} & & \\ & & & & -\frac{cb}{h} & \\ & & & & & -\frac{cb}{h} \\ & & & & & & -\frac{cb}{h} \end{bmatrix}, Y = \begin{bmatrix} Y_{11} \\ Y_{12} \\ Y_{13} \\ \vdots \\ \vdots \\ Y_{36} \end{bmatrix}, P = \begin{bmatrix} P_{11} \\ P_{12} \\ P_{13} \\ \vdots \\ \vdots \\ P_{36} \end{bmatrix}$$

沿每楼层高度各节点的地震荷载可近似的采用相同值,也可以采用其它分布值。各节点荷载取不同值,并不增加很多计算工作量。

当开间尺寸不相同,楼层计算可采用不等距差分式。框架计算不受影响。当层高不相同,在矩阵式中代以相应的层高。当开间数不及五开间时在楼层两节点间取插值。如框架间某一框为剪力墙时,在剪力墙的计算节点上采用双向差分式。

下面(图 1.22)以 6 跨 20 层建筑为例开间 4.2m 层高底层 4.5m 以上各层高 3.6m, 分别按框架和剪力墙结构分析内力。

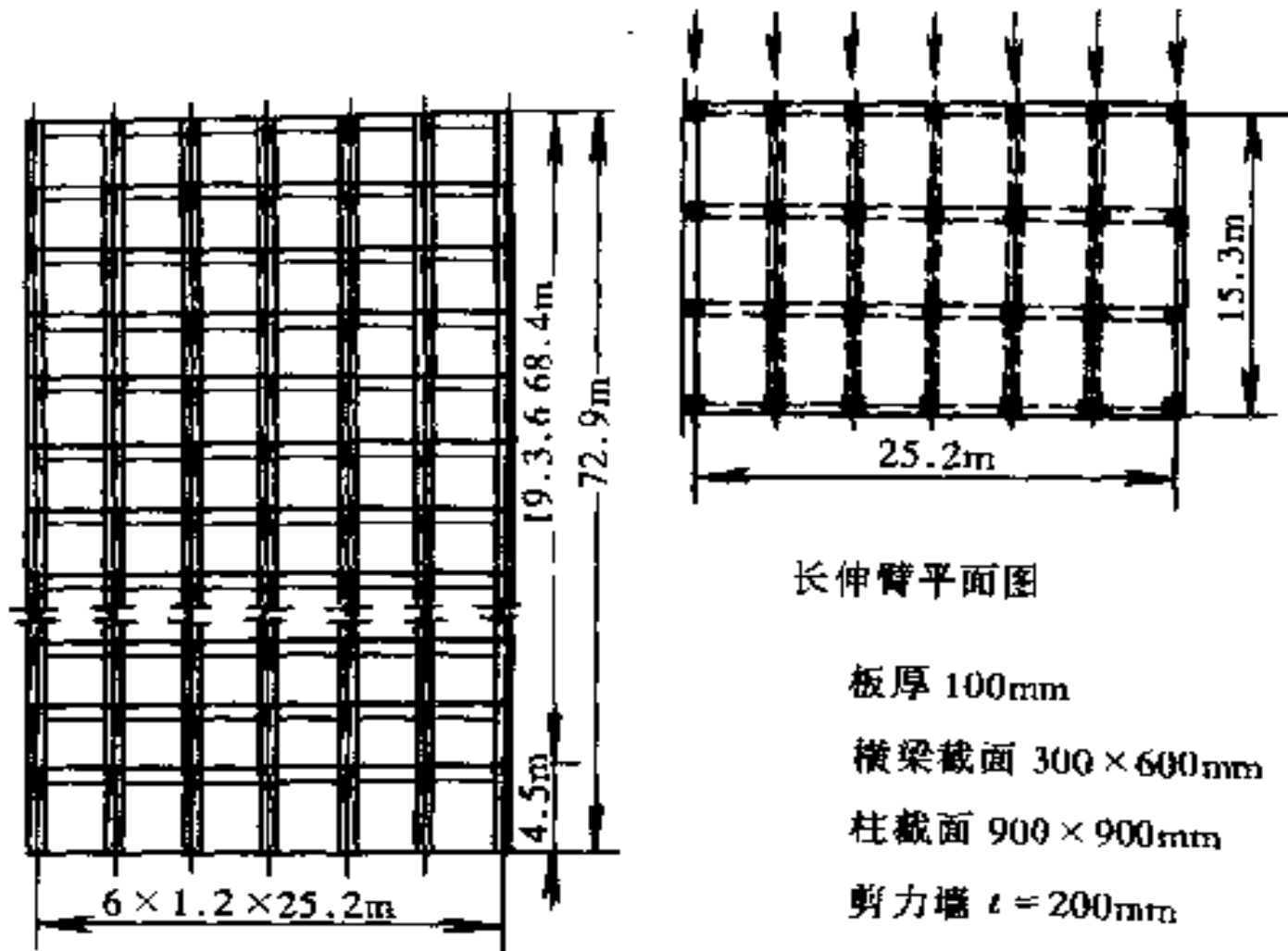


图 1.22 立面和平面图示例

假定每楼层各节点地震荷载均相同为 P_n , 竖向为三角形分布的水平力, $P_{20} = 90.8 \text{ kN}$, $P_{19} = 86.3 \text{ kN}$, $P_{18} = 81.8 \text{ kN}$, \dots , $P_2 = 10.1 \text{ kN}$, $P_1 = 5.6 \text{ kN}$ 。

框架结构的计算系数

$$C = 1640E_c \quad (\text{N})$$

$$E_c = 30 \quad (\text{MPa})$$

$$d = \frac{0.01852}{E_c} = 0.00617 \times 10^{-6} \quad (\text{cm/N})$$

$$\bar{h} = 364.5 \quad (\text{cm})$$

$$\frac{cd}{h} = 0.00833 \quad (\text{纯数})$$

框架及剪力墙结构各节点水平位移从略。框架结构长伸臂顶层根部水平弯矩 $M_{20} = 6680 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 端点位移为 0.906 cm 。剪力墙结构长伸臂顶层根部水平弯矩 $M_{20} = 7020 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 端点位移为

0.958 cm。如将顶层楼板和竖向结构完全脱开,按水平悬挑计算根部水平弯矩 $M_{20} = 8010 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。

1.17 地震力和风荷载

地震力是随机性很大和带有冲击性的荷载。从理论分析可以知道,建筑实际遭遇到的地震力要比设计地震力大很多,并将设计安全度降低 20%。所以抗震设计是挖潜力问题。地震力和风荷载相比有着质的区别。风压强度可以通过风速实测来确定。风荷载在建筑表面上的分布,可以通过风洞试验来了解,荷载能较准确的确定。因此设计上能保证一定的安全度,结构始终处于弹性阶段。对 7 度地震区,基本风压在 0.35kPa 地区的高层建筑抗侧力计算中,往往有些构件的内力由风力控制,有些构件由地震力控制。即使超高层建筑一般也是如此。8 度地震结构内力比北京风力计算要大。用两组计算结果相互比较是不合逻辑的。由风力控制的构件,实际上地震内力很可能比风荷载内力大很多。有了这个概念认识,才能正确处理两者的关系问题。

抗震结构地震力与恒载力的组合,由于安全系数的降低,可能地震荷载不控制计算强度,在此情况下要将风荷载与恒载力组合。风荷载和地震荷载不同时考虑,但不是不考虑。

1.18 三维空间计算

三维空间计算在理论上比按平面计算,更切合实际,因为建筑本身就是三维的。特别是对不规律或带有斜框架柱网的结构起着很有效的作用。但仍有不少计算假定,在计算方法上全从杆件系统出发,杆件仅承受荷载,没有和楼板的结构连系;假定楼板平面外的刚度为无限大。所有竖向构件包括剪力墙,都按整体截面计算。三维计算杆件内力变形常包括剪切变形,杆件本身的扭转和轴向变形,因素太多,使计算非常繁杂,其中有些因素影响很小可

以忽略不计,有些考虑的因素发挥不出来,如梁的侧面弯曲,板对梁扭转约束等,下面分析几种变形情况。

(1)剪力墙的剪切变形

在框剪结构中假设以下条件:剪力墙高度为 60m,墙板厚度为 0.4m,墙长 8m,按等代惯性矩的近似公式:

$$J_d = \frac{J_q}{1 + \frac{9\mu J_q}{H^2 A_q}}$$

分析分母中剪切变形因素:

$$\frac{9\mu J_q}{H^2 A_q} = 0.016$$

由此 $J_d = 0.984 J_q$

从上式可以看到剪切变形的影响只是百分之一、二。建筑高度越大剪力墙的剪切变形的影响越小。

(2)梁柱的轴向变形

相同截面的框架柱,当各柱承受的荷重不同,柱的压缩也不同,仅各柱间的相对压缩差对框架内力才有影响。当各柱承载能力与荷重成比例时也无压缩差。在柱的截面设计中配置钢筋总设法使柱的承载能力和承受的荷重相适应,这样各柱的轴压变形差不会很大。在重力作用下梁的轴向变形也不大。

在地震力作用下,对 7 度设防柱的轴向力可能增加 5% ~ 10%,8 度设防可能增加 10% ~ 15%,地震力是短暂的。又因为在柱的截面设计中考虑了抗震调整系数,在常采用的框剪结构中几乎不反应。由于地震力是体积力,梁的轴向力很小。

基础的相对沉降却直接影响上部结构的变形。基础允许沉降坡度为 1/300,按 8m 跨度计算,达 2.67cm,远远大于柱的压缩影响。

(3)构件本身的扭转变形

这里提的是杆件本身的扭转。假设有一根 T 形梁,其截面尺寸如图 1.22a。

截面惯形矩 $I = 1\ 988\ 000\ \text{cm}^4$

弯曲刚度 $K = \frac{4EI}{L} = 7\,952\,000 \times \frac{E}{L}$

极惯性矩 $I_P = 672\,600 \text{ (cm}^4\text{)}$

扭转刚度 $K_T = \frac{3E}{7L} 672\,600 = 288\,260 \times \frac{E}{L}$

两类刚度相差 27.6 倍。

假定柱的刚度与梁相同,按弯矩分配法前后两根纵向梁的节点扭转分配系数合为 0.018,每根纵向梁的分配系数仅 0.009。

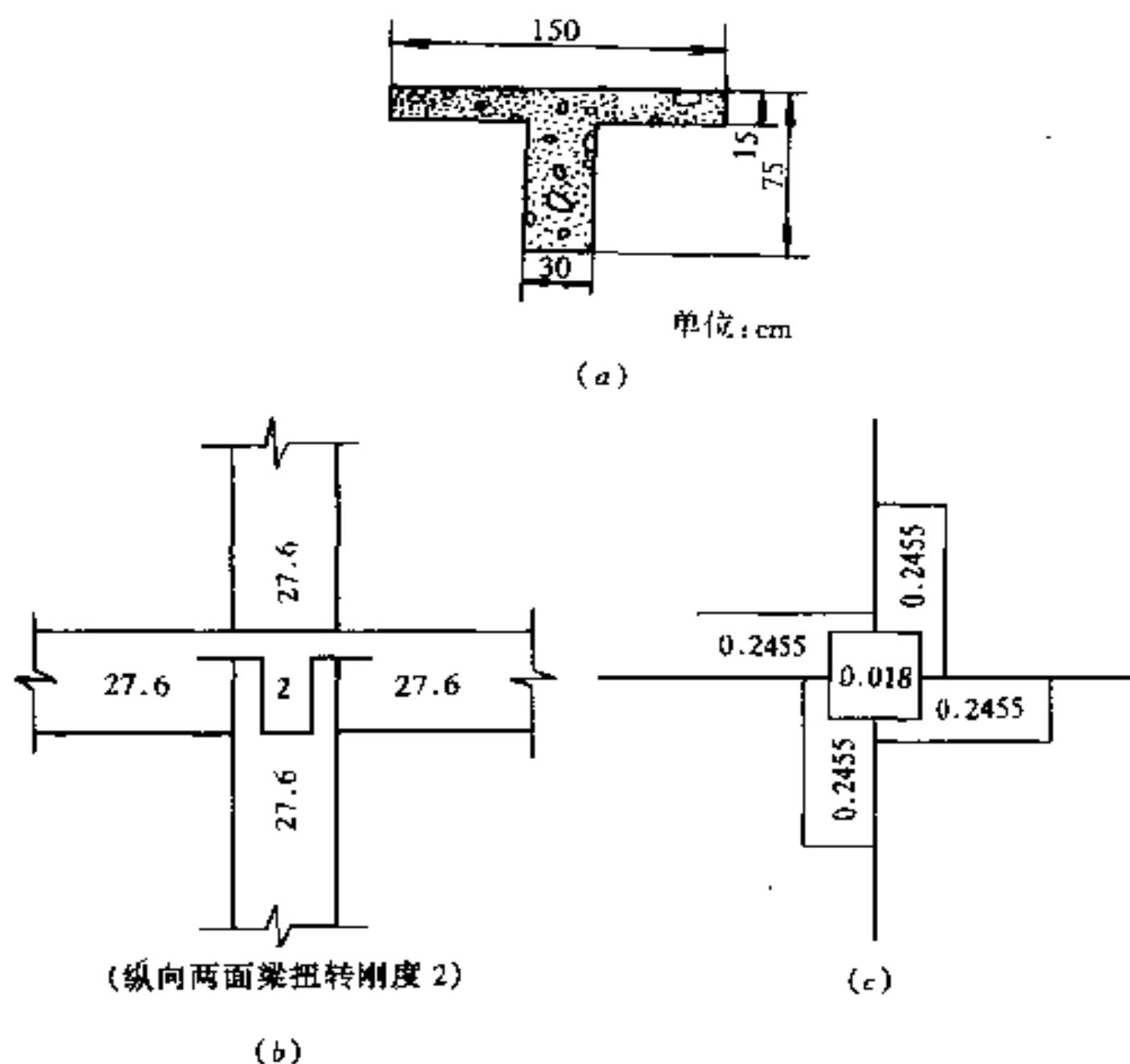


图 1.23 分析示例图

(a)截面尺寸;(b)梁柱相对刚度;(c)节点分配系数。

图 1.24 是美国 Peabody 教授著《钢筋混凝土》一书中对两种截面进行弯曲刚度 K 和扭转刚度 K_T 的计算。从数据看,6 位数和 4 位数之差,扭转刚度小得多。

这是因为梁的扭转刚度比弯曲刚度小很多,梁的极惯性矩 I_P 比惯性矩 I 小很多,剪力模量比弹性模量小, $G = 3/7E$, 扭曲刚度系

数为 1, 弯曲刚度系数为 4。连乘起来差别就相当大。

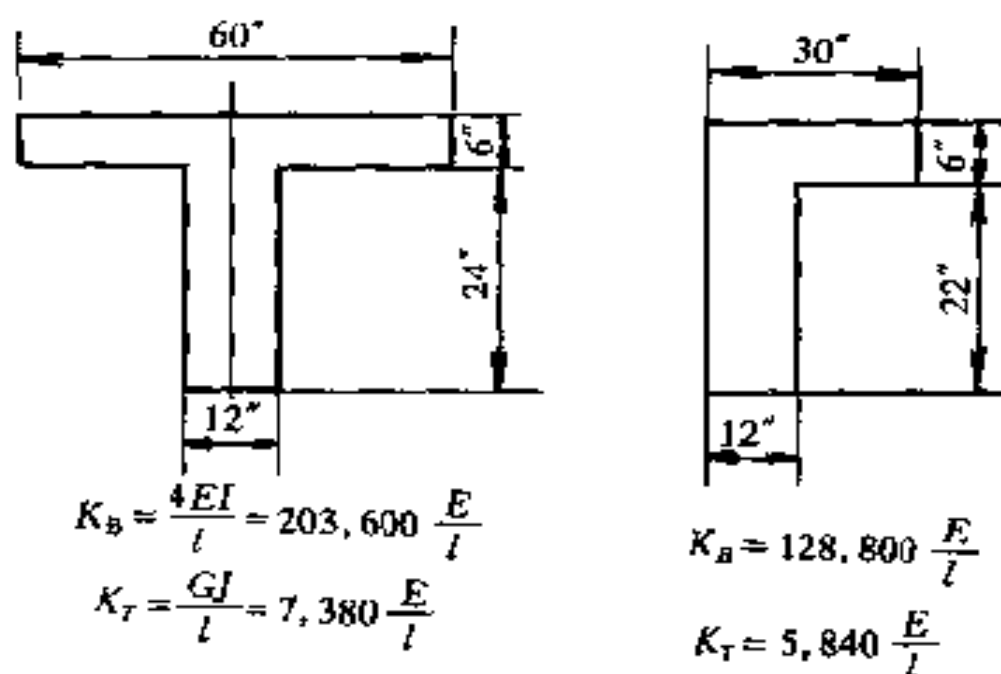


图 1.24 计算用参考图

由前面的分析可以看到, 结构的三维空间计算影响最大的因素, 是假定楼板刚度为无限大。其它提出的三项因素影响全很小, 但这三项在手算中无法办到。从而可以得出这样的结论“手算并非不够精确”。

1.19 直接动力法

同一工程, 采用几个不同地区同一地面地震加速度, 计算所得的反应谱结构, 底部剪力和顶点位移相差很多。北京中国国际贸易中心, 采用 6 个工程的地震记录, 按同一个地面振动加速度计算, 最大底部剪力相差 1.5 倍; 广东国际大厦, 在总结资料中, 3 个地震记录, 最大底部剪力相差 2.9 倍; 南京金陵饭店, 两个地震记录, 最大顶点位移相差 3.6 倍, 无法判定那个比较正确。从而可见直接动力法只能做参考, 不能做为设计的定量依据。

在设计中, 输入一个地区的地震时程记录, 在理论上是一个理想的方法。但是, 由于地震的随机性, 地震地区不同、烈度不同、由来的方向不同、地质不同、时程曲线不同, 结构反应结果自然不同。很难预定一条地震波在地震时和建筑真正遇到的波相同。

直接动力法、国内外均被广泛应用。它能描述出地面振动时

建筑振动的全过程,找出建筑的薄弱环节,在结构构造上予以补强。这是采用直接动力法的目的。

表 1.2 给出广东国际大厦和南京金陵饭店动力分析的总结资料。

总结分析资料

表 1.2

广东国际大厦动力分析总结资料									
种类	结构底部剪力(kN)					顶点最大位移(mm)			
方法 方向	静力分析			时程分析		近规范 方法振 型组合	动力分析		
	底部剪 力法	振型组 合法	S5	松潘	EI.Centro		S5	松潘	EI.Centro
X向	18 678	20 770	31 976	27 686	58 873	60.71	4.65	10.98	31.7
Y向	18 678	19 660	17 322	14 445	50 401	80.07	6.46	15.65	57.1
南京金陵饭店结构设计计算总结									
自振周期 美国机算 国内旧规范公式 $T_1 = 0.45 + 0.0011 \frac{H^2}{D}$ $T_1 = 0.22 + 0.035 \frac{H}{\sqrt{y}B}$					顶点位移(7度设防) 动态分析 EI.Centro 日本大阪波				
新西兰规范 美国加州规范 瑞雷法					静力计算 最大位移 $H = 109.85m$ $D = B = 31.5m$				

1.20 高层建筑结构的薄弱层

高层建筑的薄弱层产生于尺寸或刚度变化的部位。刚度变化最大的是地下室顶板和以上的首层。上部剪力墙均直通地下室,又有长度大、厚度大的地下挡土墙埋固在土体中。所以,首层柱的

弯矩要乘以扩大系数。在楼层的标准层中,某一层的层高比其它层高的一层引起刚度变化。例如北京国际贸易中心大楼标准层高为 3.6m,第 21 层(设备层)层高 5.2m,在此层层间位移突然加大很多,几处地震波的输入在该层一致反应强烈。在结构转换层处层高小,下面的转换梁截面大,上下层结合形成刚度很大的组合体。它的上下层均是薄弱层。又如屋顶塔楼平面尺寸的骤然缩小的上下楼层,也是薄弱环节。薄弱层在设计上应尽可能避免,但常因在使用和构造上的要求做不到此点,只能加强这些部位的延性和强度,在构造上加强柱的箍筋和纵向钢筋,加强和其它构件的联系。

上面谈及的是结构刚度沿高度的变化。建筑平面上突然缩小的束腰部位、长伸臂的建筑楼板上局部孔洞过多、孔洞过大的部位,也是薄弱环节。这样的情况,需要加强钢筋的构造连接。这些部位如处理不好地震时就会产生严重后果。

1.21 新旧混凝土设计规范安全度

将老规范混凝土设计强度单位折合为新规范单位标准,以强度等级 C30 及 300 号混凝土进行对比,其中 $\frac{30}{28}$ 为等级差别:

新规范轴心受压安全系数:

$$\frac{\text{平均荷载分项系数}}{f_c} \times \frac{R_a}{l} \times \frac{30}{28} = \frac{1.25}{16.5} \times \frac{17.5}{l} \times \frac{30}{28}$$

$$= 1.53 \text{ (旧规范 1.55)}$$

新规范抗弯计算安全系数:抗弯构件钢筋用量主要取决于钢筋的计算强度。

$$\frac{\text{平均荷载分项系数}}{f_y} \times R_g$$

$$= \frac{1.25}{310} \times 340$$

$$= 1.37 \text{ (旧规范 1.40)}$$

第2章 基础设计概念

2.1 基础梁和基础板的内在潜力

根据观察和实测基础结构潜力很大。基础连接着上部层数很多的楼层,下面接触着沿深度变化复杂的地基,弹塑性的基土性质很难进行明确的分析。有人说基础设计是一笔糊涂账。目前切断上下层的关系进行设计是很大程度的简化。

北京市建筑设计院过去用在基础钢筋上焊接细短钢筋做延伸测试的方法,实测了西苑饭店、中医研究院、前三门高层住宅楼等几栋高层建筑,测出基础内受力钢筋应力仅 $20\sim 30\text{kPa}$,约为设计应力的十分之一。实测应力这样低因素很多,如地基反力集中在柱底;反梁跨中及基础底板房心部位反力低;反应的弯矩比计算小;高大的基础梁和厚的基础板起着连续反拱的作用;中和轴下还存在着大量混凝土受拉;双向基础板的扭曲抵抗远远大于板的弯曲作用;施工基础时地基受力很小;巨大的收缩力使底板的钢筋预压等。特别要指出的,地基和基础底面间巨大的摩擦力起着反弯作用。实际上这些力是整栋建筑的边界条件,不容忽视。按理论分析,当其间摩擦系数为 0.5 时,梁的受力弯矩减小一半。因为认定基础设计与实际情况相差太大,北京市建筑设计院规定,基础底板采用塑性理论计算,板的钢筋约减少 30% 。这样的计算不是理论上的正确,只是为了减少一些钢筋用量。有人认为用塑性理论计算基础底板对防水不利,实际这样厚的板不可能漏水。试想,与基础板相连的挡土墙底端不可能很厚,也不允许漏水。再研究基础梁的情况,暂不考虑基础和地基的摩擦和其它影响。先分析其中的一个因素:先从单独基础说起,柱传力给基础,如基础底边在刚性角范围以内,则基础无需配置钢筋。柱传力给基础梁仍然有

刚性角的因素。刚性角作用于基础梁形成很宽的虚柱将柱下基底压紧,使基础梁的实际受力跨度减小(图 2.1)。

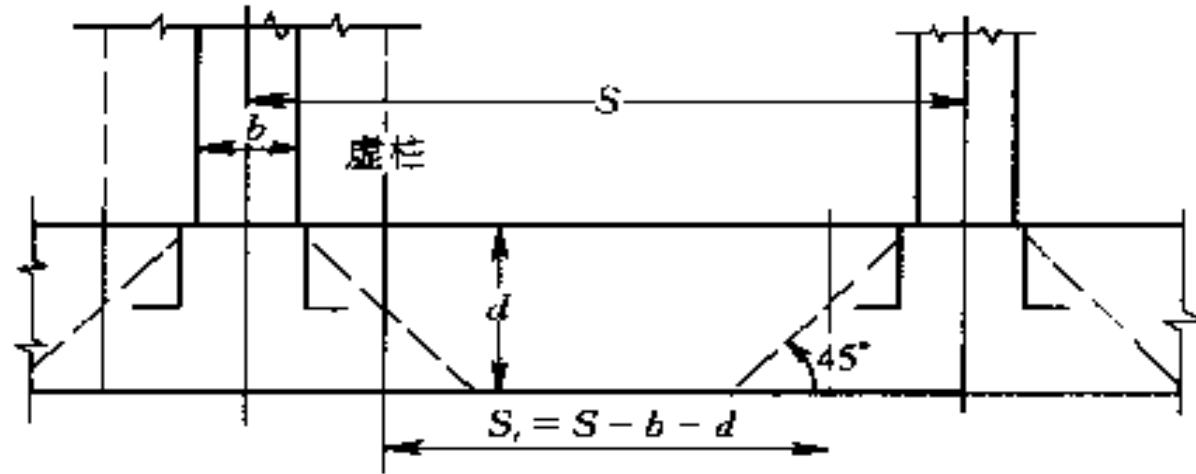


图 2.1 基础连续梁跨度折减

另外,基础施工时自重较轻,收缩力很大,基础滑动,混凝土中的纵向配筋产生预压力。如混凝土的收缩当量为 15°C ,钢筋预压将达到 31.5MPa ,这使受力减小,设计强度十分之一。基础受力有这样大的潜力在设计计算中要抠紧些,否则基础截面和配筋量会大得惊人,浪费大量资材。

《建筑抗震设计规范》规定高层建筑设计对天然地基基础须进行倾覆弯矩的偏压验算。但绝大多数设计人员认为高层建筑有地下室存在,四周有较密实灰土的被动土压力,还存在着与土巨大接触面积上的摩擦力和基础本身的内在潜力,抵抗了地震力对基础的偏压影响。考虑和不考虑基础的偏压,对基础设计影响很大。今以一栋地上 18 层,地下 2 层剪力墙结构塔式住宅建筑的实例进行分析。该工程地基静荷载压力为

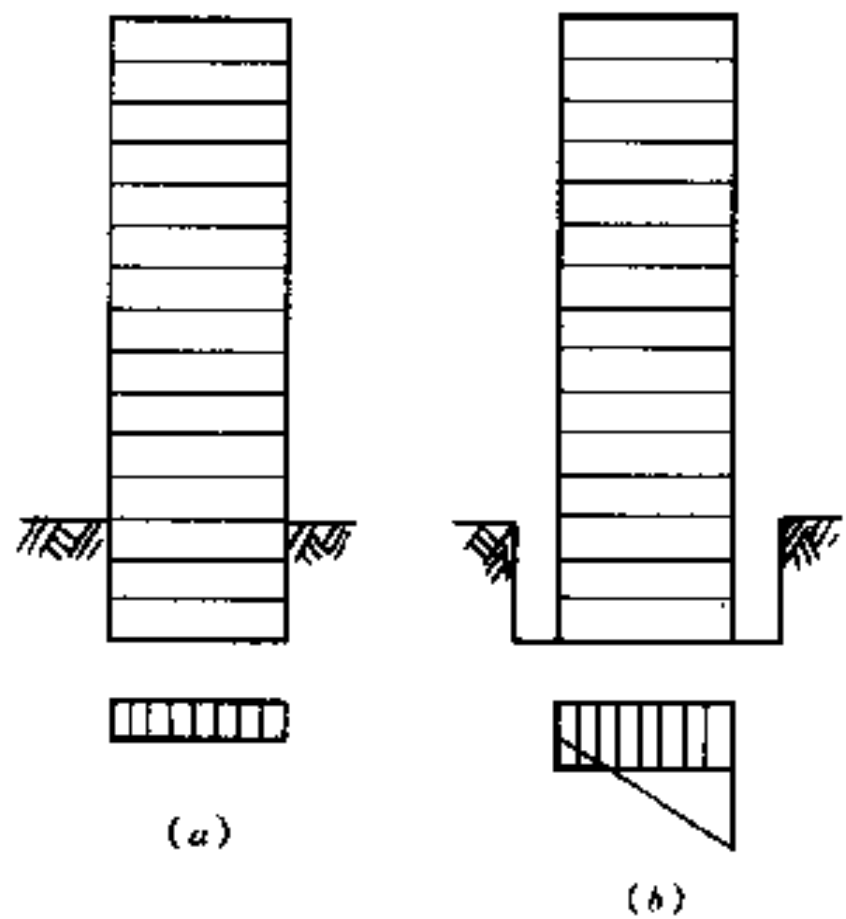


图 2.2 基础抗震
(a)不考虑偏压影响;(b)考虑偏压影响。

300kPa 。考虑了地震偏压,取基础边缘偏压力的半数做为平均数

值和静压力组合,达 500kPa,超出净压力的 67%,基础配置钢筋也就多了这个数值。还有人认为,地震力对建筑的作用是反复的,短暂的。象这栋刚度大、周期短的剪力墙结构,顶部一些质量的地震影响还来不及传到基础已转变了振动方向。如使用桩基考虑偏压影响,边部桩的数量增多,平时使用会引起建筑的不平均沉降,势必将全部基础的桩基增强,以适应平时使用条件。有些人鉴于基础的内在潜力,基础设计不但不考虑偏压影响,还将计算内为乘以 0.8 的降低系数(图 2.2)。如基础设计坚持按规定计算,在经济上与同行竞争不利。

2.2 基础反梁计算

高层建筑柱网一般比较规律,荷重大部分来自楼板。楼板荷载是均匀的,平面与基础底板面积相称。当上部荷载稍有不均匀或地基沉陷稍有差异,柱上一连串梁的支座弯矩自行调整,以适应地基应力的均匀分布。顶部局部塔楼等荷重分散到底也趋向均匀。这是可以采用均匀分布反梁法设计基础的基本原理。由于基础受力潜力大,地基反力稍有不均匀不会影响大局。反梁计算是有很长历史的经验办法。有高低层的建筑基础反力显然不同,有荷载过于集中的部位要分区计算。例如高层建筑的核心筒,荷载大,且集中,需要单独处理。

核心筒内部含有电梯间,楼梯,剪力墙密集筒壁也比较厚,集中重量大。具体计算办法,如筒体的总重量为 W_0 ,洞内地基反力为 pA_c ,以 $(W - pA_c)$ 计算筒体外围的冲切力。地基承压面积计算结果,常需要加厚基础底板。为了方便施

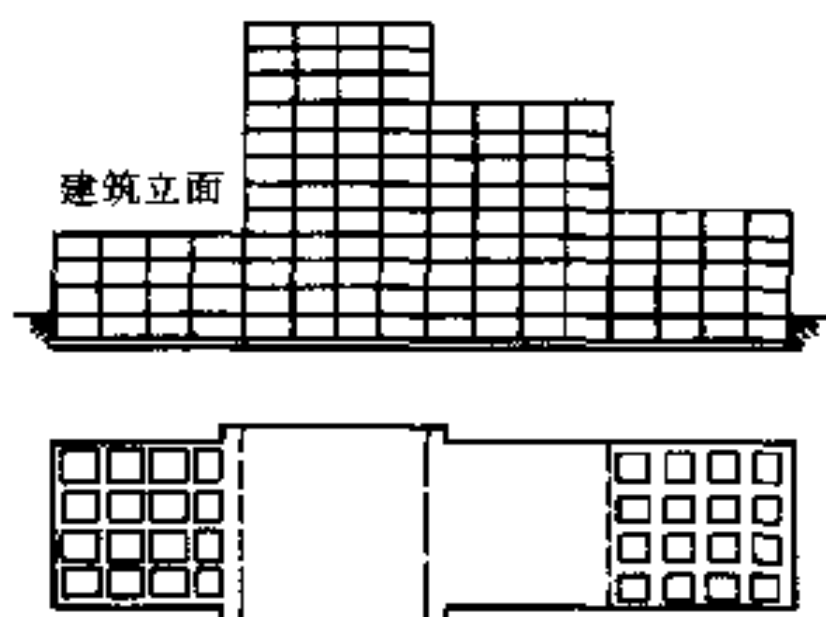


图 2.3 基础底面积与上部重量相适应

工,加高底板厚度以和基础反梁取平。

对有地下室的基础,设计时无需考虑来自水平力的偏心影响。外围的施工肥槽总被要求填实。基础墙的土压力,特别是两侧墙的摩擦力也平衡外来的偏心力。

既然基础受力有那么多的潜力,设计时应设法节约混凝土和钢筋。

建筑上部重力重心不会移动,如本单元的重力与本身地基允许压力相适应,就不要考虑把部分重力传到相邻单元的地基上去。按自身单元的面积配筋,与邻单元交接处伸出搭接钢筋,如考虑两单元的沉降差,酌加构造筋(图 2.3)。

2.3 高层建筑基础的埋置深度

从前文看,建筑不会倾倒,建筑基础除防冻深度要求外是否还需要更大的埋深,我们先看一些国外有关资料。

(1)日本 1982 年东京地区规程规定,60m 以下高度的建筑基础埋置深度最少要 $\frac{1}{10}$ 地面以上建筑的总高度(图 2.4)。对 60m 高度以上的建筑没有提出埋深要求。罗马尼亚规范也有相同的规定。但美国的建筑结构设计规范,并无此项要求。

(2)日本住宅公园,用动态分析法对一栋 12 层的框—剪结构进行分析,考虑土体协同工作,计算结果表明,有地下室建筑的上部结构地震反应要比无地下室的低 20%~30%。

(3)日本某科研单位研究一栋处于软土地基上的 15 层住宅建筑,计算结果表明,随着基础深度的增加,建筑自振周期减小,并得出小直径桩基只起着半层地下室埋深的作用(图 2.5)。

(4)日本计算桩基抗剪的经验办法,当边土标准锤击贯入度为 4 时,每增加一层地下室,桩承受的水平剪力减少约 25%,如此当有四层地下室时,桩基即不承受地震剪力;当边土标准锤击贯入度为 20 时,一层地下室,桩基承受的剪力就减少 70%,两层地下室,

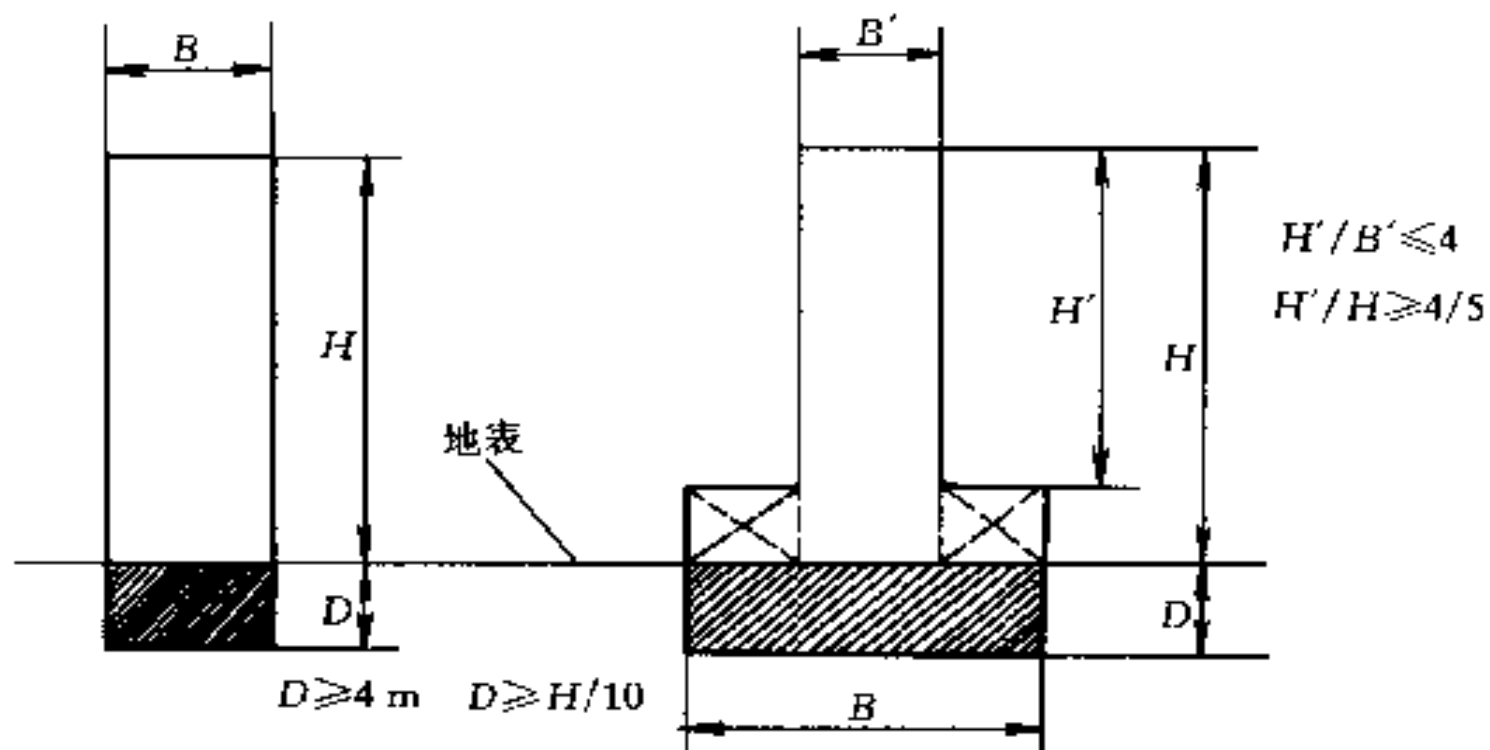


图 2.4 日本高层建筑基础埋置深度要求

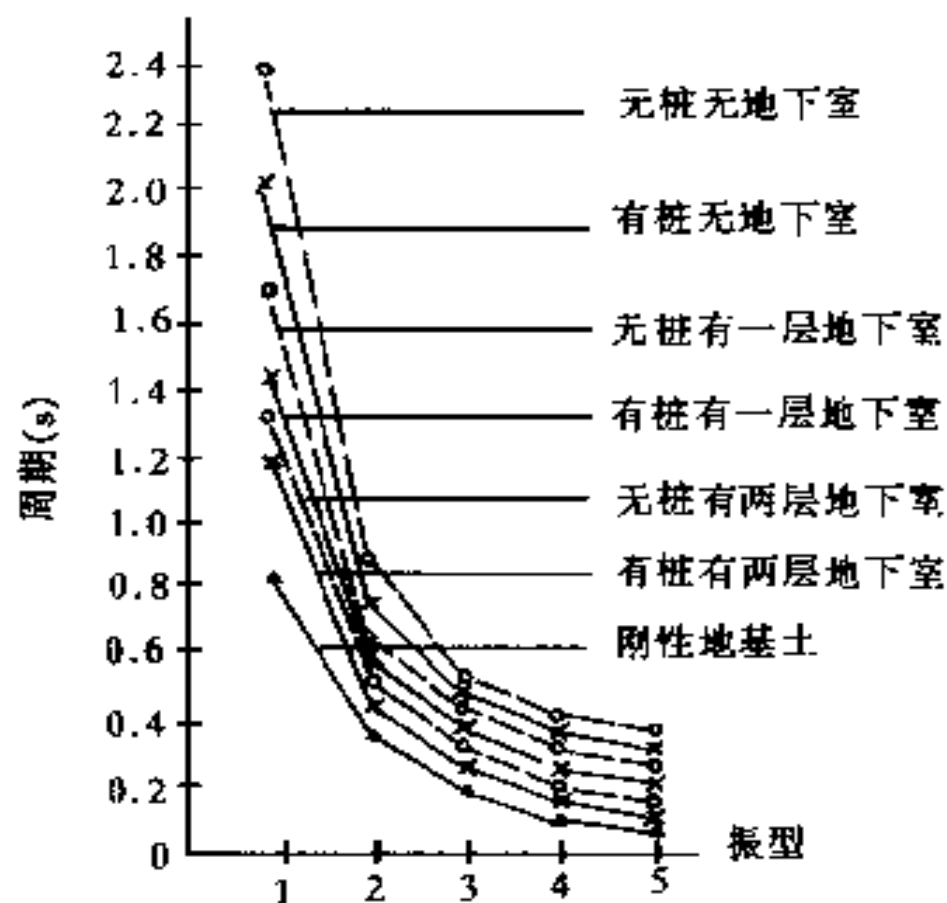


图 2.5 基础埋深对建筑刚度的影响

桩基本上不承受剪力(表 2.1)。

日本一般桩基工程地下室侧壁承担的水平荷载 表 2.1

地下室层数	侧壁土的贯入度	$N \approx 4$	$N \approx 20$
一层地下室		25%	70%
二层地下室		50%	100%
三层地下室		75%	
四层地下室		100%	

(5)美国 1971 年圣费南多地震,在震害中发现一栋浅埋桩基建筑的桩有如纯鸡腿建筑的底层柱那样,桩头大部破裂。

(6)日本在超高层建筑集中的新宿区,经多次地震实测(小地震),以 81.6m 深度处的地震加速度为 1,地面地震加速度扩大 6~7 倍。在强烈地震时这种变化不会这样明显,但是这种趋势仍然存在(图 2.6)。

从上面的资料可以得到这样的概念,基础埋深对建筑抗震有利。由于基础埋深,箱形基础侧壁的被动土压力和前后侧壁同土间的摩擦力限制了基础的摆动,基础底板压力的分布也趋于平缓,这就类似于地基土类别的提高。桩基由于围绕桩顶的土质常较松软,其约束作用无法和尺度庞大的箱形基础相比。对抗震来说,桩起的作用并不很大。综合考虑以上的情况,坚实地基上建筑基础的埋深可以适当减小。《地震区钢筋混凝土

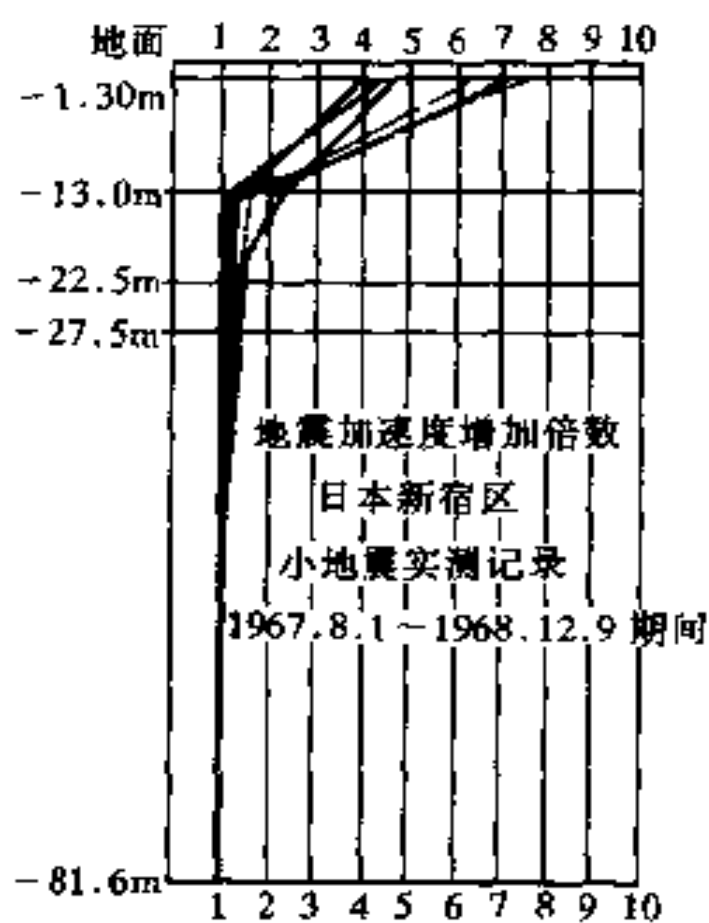


图 2.6 地震加速度增加倍数

土高层建筑结构选型及构造措施建议》一文中对基础埋深提出以下的参考意见：“对一般砂粘土类地基,基础埋置深度不宜小于建筑地面以上高度的 $\frac{1}{12}$ 。对于桩基,不宜小于 $\frac{1}{15}$,桩的长度不计算在埋置深度内。对岩石类地基,可不考虑埋深要求,但应有可靠的锚固措施”。注意:写的全是“不宜”。建筑既然不会倾倒,基础埋深仅起提高建筑刚度和类似于提高土的类别作用,因而基础埋深的要求并不是绝对的。在遇到水位很高,施工又很困难的地区,基础埋深可以提高,但高层建筑为了抗滑移,最少应布置一层地下室。这在建筑使用上也需要。

地下室常做为车库和设备机房的使用空间。因而很少做隔墙很多的箱形基础。大多采用反梁筏式基础。地下室的外壁由上层

的楼板和基础的底板所支承。在上部结构内力计算中仍然可以假定嵌固在地下室的顶板上,筏式基础四周有坚实的钢筋混凝土挡土墙,中部剪力墙直通到底,上有顶板下有满堂基础板,实际也是箱形基础。

2.4 高低层结构的稳定性

在一般的老土层上基础承重压力在 200kN/m^2 上下,即使基础无埋深也不会将地基土滑移挤出。因而新建筑施工挖槽底与相邻旧建筑基础底面取平也不致发生问题。新基础深度与旧基础相差较多,要用护坡桩来解决。日本常用连续壁解决这类问题。

基础埋深可以提高地基耐力并能增强建筑的稳定性。高层建筑重量大,要求地基强度高,基础需要埋置一定的深度。高层建筑紧邻群房的平均重量折合成土的厚度,以及后填土均可考虑为主体结构的埋深。防止地基土的滑移仅是外围重量的平衡问题。

建筑高低层间地下室无敞口,在使用上不需要连通,可以留有沉降缝。缝间应填以砂豆石使建筑相互抵紧,使两部分都有一定的埋深。为了便于将缝间的砂豆石填实,缝应做得宽些,随着施工填(夯)实。带有缝的基础,建筑楼板沉降一般不会有高低差异。

对带有敞通地下室的建筑,高低层需要连成整体。留有缝隙建筑的高层部分埋深过少,在地震力的作用下很不稳定。如高低层连接在一起时,地下室外围挡土墙封闭,解决了埋深过浅和单面土压力的问题。从图 2.7 中几幅简图可以看到高低层断开和不断开的效果。

建筑的高层部分常需要做满堂基础,而与其相连的群房因重量轻可能做成条形或独立基础。当高低层基础砌置在同一水平上时,高层部分地基压力大。在高低层交接处,因地下室是敞通的,低层无底板,对高层而言基础埋深过小。解决办法是将高层的底板向低层方向延伸一开间以稳定土层。北京城乡贸易中心工程就是这样做的。

处理高低层基础最妥善的办法是把高层部分的地下室加深一层,即可解决基础埋深过浅的问题。同时基础也可落在较深较好的土层上。北京西苑饭店和北京港澳中心工程就是带有深一层地下室的实例。

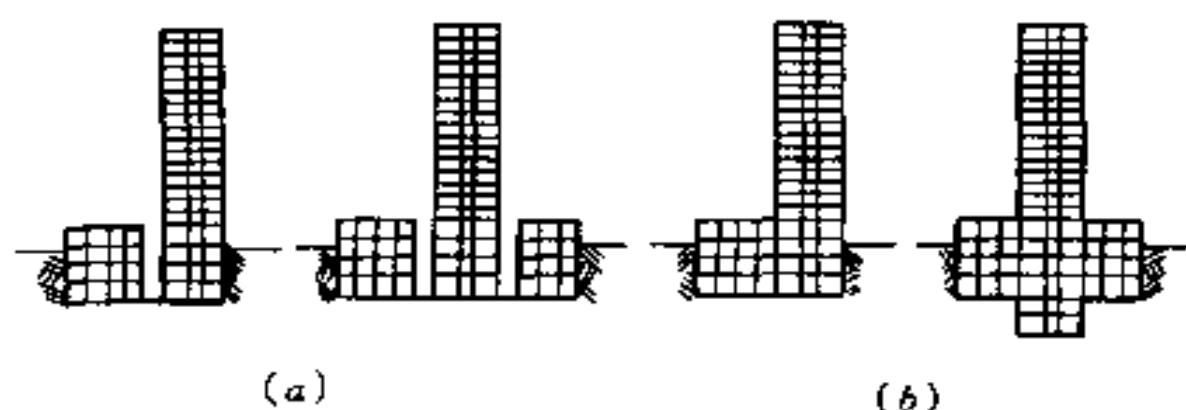


图 2.7 建筑的埋深

(a)不稳定的建筑;(b)稳定的建筑。

如果高低层间留有沉降缝,高低分界处不一定产生沉降差,高层的沉降影响范围并不小。从西苑饭店工程主体结构完成后地基沉降的实测记录可以看出这个问题。由此可以推测,低层部分靠近沉降缝处,呈局部悬挑的趋势。北京饭店东楼基础下系古河道,地基较差,建筑连同地下室前部 9 层后部 21 层,前后留有永久性沉降缝,并预留 80mm 后期沉降幅度。迄今,仍有 60mm 的相对高差。

高低层基础连成整体,从沉降实测可以看到在高低层交界处,低层部分被高层部分同步带下(图 2.8)。当群房较长时,离交界处较远的一段距离产生较大的地基反力,使高低层间的连接梁产生较大的剪力和弯矩,低层上部也产生受拉的负弯矩。低层部分外围有挡土墙,如果长度较长可能沿长度倾斜,端头微微翘起也会缓和连接处部分内力。

2.5 地下结构的长度

地下结构比地上结构可以做得长些。地下结构工程施工时自重轻,地基对结构的约束力小,结构收缩自如。可在混凝土中掺加水泥用量 10% 的复合膨胀剂,产生微量的压应力,有利于减小收

缩。地下施工养护条件好,温度影响也小,这些条件使基础结构能做的长些。北京城乡贸易中心工程地下四层,地下结构长达166m,北京航华贸易中心工程基础长达254m,均未留永久性的缝,效果良好。是否能做得更长些,要看条件,这是个实践经验问题。地下长结构的上部根据情况做温度缝。

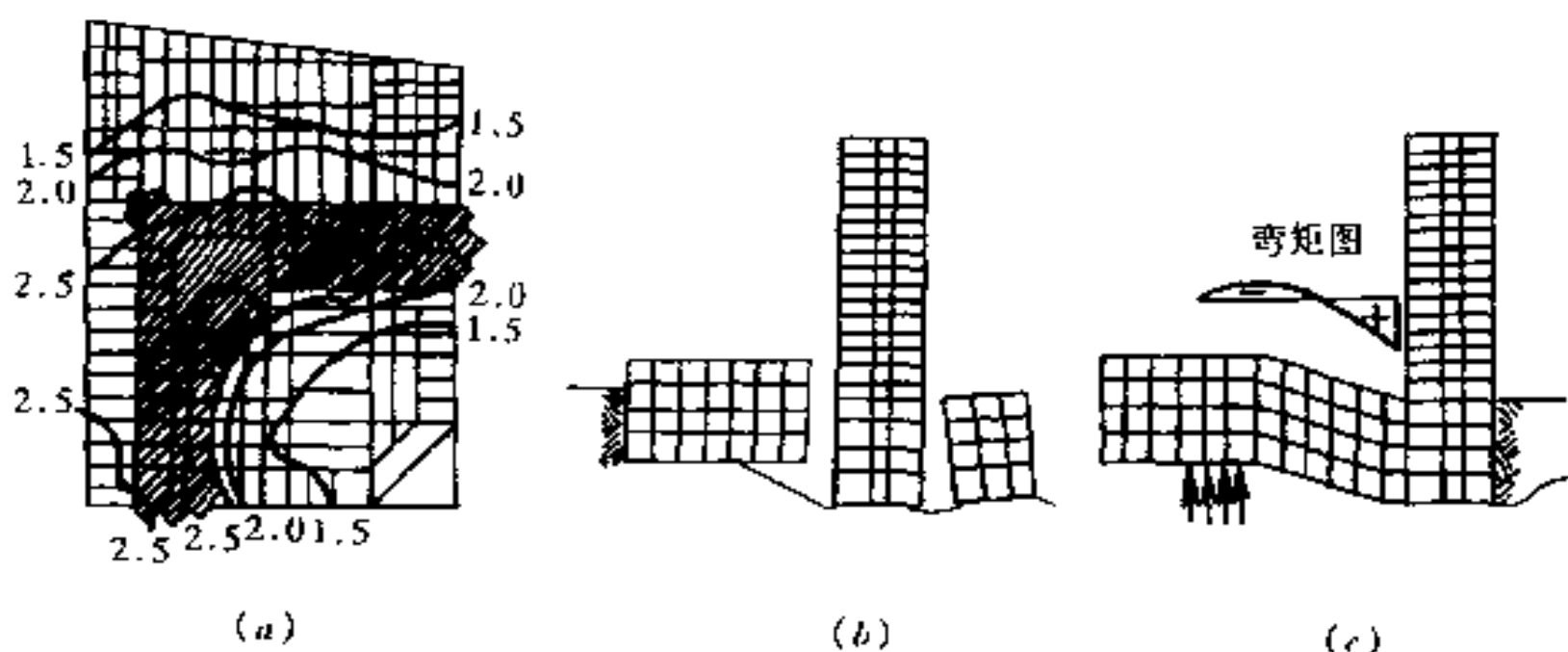


图 2.8 高层建筑沉降影响

(a)地基实测等沉线;(b)地基沉降示意;(c)基础沉降示意

对与长基础连接的桩基,因基础结构受到桩的约束,混凝土收缩产生拉应力。为解决这项问题,较好的办法将桩和基础底板脱开。把桩基看做是地基的一部分,也便于铺设防水层。要注意的是桩对基础的局部承压力。直接打在岩石面上的混凝土基础收缩受到极大的限制,容易产生收缩裂缝。防止收缩裂纹的措施是做隔离层,使结构与岩石分开。

2.6 地下室结构抗震延性

地下室结构的刚度很大,建筑上部的筒体和剪力墙均直通地下室。特别是外围很长又很厚的挡土墙,不论基础是筏式基础或箱形基础,使地下结构形成刚体,地下室顶板和底板间不可能出现层间位移。地下室结构在构造上无需考虑抗震延性。地下室结构埋固在土体中,与土形成整体,更增强了整体刚度。1976年唐山大地震,震后经检查,地下的土防空洞以及煤窑坑道均没有丝毫破

坏。地震时坑道里的夜班工人无一人伤亡,说明地震时地下结构与地基同步移动。地下室结构计算仅考虑竖向承重影响。上下层连通的柱弯矩的传递仍然需要考虑。既然把地下结构看做是一个刚体,上部结构认为嵌固在首层地板面的水平上。日本对高层钢结构的计算,钢结构以下常常是露出地面一两层的钢骨钢筋混凝土结构。为了计算方便,上部结构嵌固面定在钢骨钢筋混凝土结构的顶面上。

2.7 高层建筑基础的整体弯曲

高层建筑的整体弯曲与建筑高度有关,这很容易理解。同一楼层平面,建筑层数越多,总高度越大,整体刚度也越大,抵抗整体弯曲的能力也就越大。楼层增高重量增大也会增加建筑的弯曲度,但影响不很大。经实测,长度很短的塔楼整体弯曲不明显,长条形平面的建筑会有--定的弯曲度。

建筑的整体弯曲很难计算准确。基础结构上部连接着框架和剪力墙,下部连接着变化的地层,依据的计算理论不够完善,再把基础上下关系隔离开计算,达不到要求的目的。例如,北京建国门外外交官高层公寓的箱形基础,该工程采用了四种不同的计算理论,结果内力值有很大的差别。用温克勒理论计算,从弯矩内力可以看出基础变形呈山包形,沿基础纵向全是负弯矩;使用郭尔布诺夫法和日莫契金法,则基础变形呈锅底形,内力以正弯矩为主。使用实测反力系数法计算介乎两者之间,全截面的弯矩也全是负值。图 2.9 是用几种方法计算所得基础弯矩的比较图。

再如,北京国际信托投资公司建筑的箱形基础,排除了温克勒理论计算,采用三种不同计算方法所得的计算结果,内力差别仍然很大。图 2.10 是该工程基础横向弯矩的比较图。

再如,北京医药总局工程,采用了三种计算法,结果差别很大(图 2.11)。特别是采用温克勒法箱形基础上部受拉,不符合实际情况。

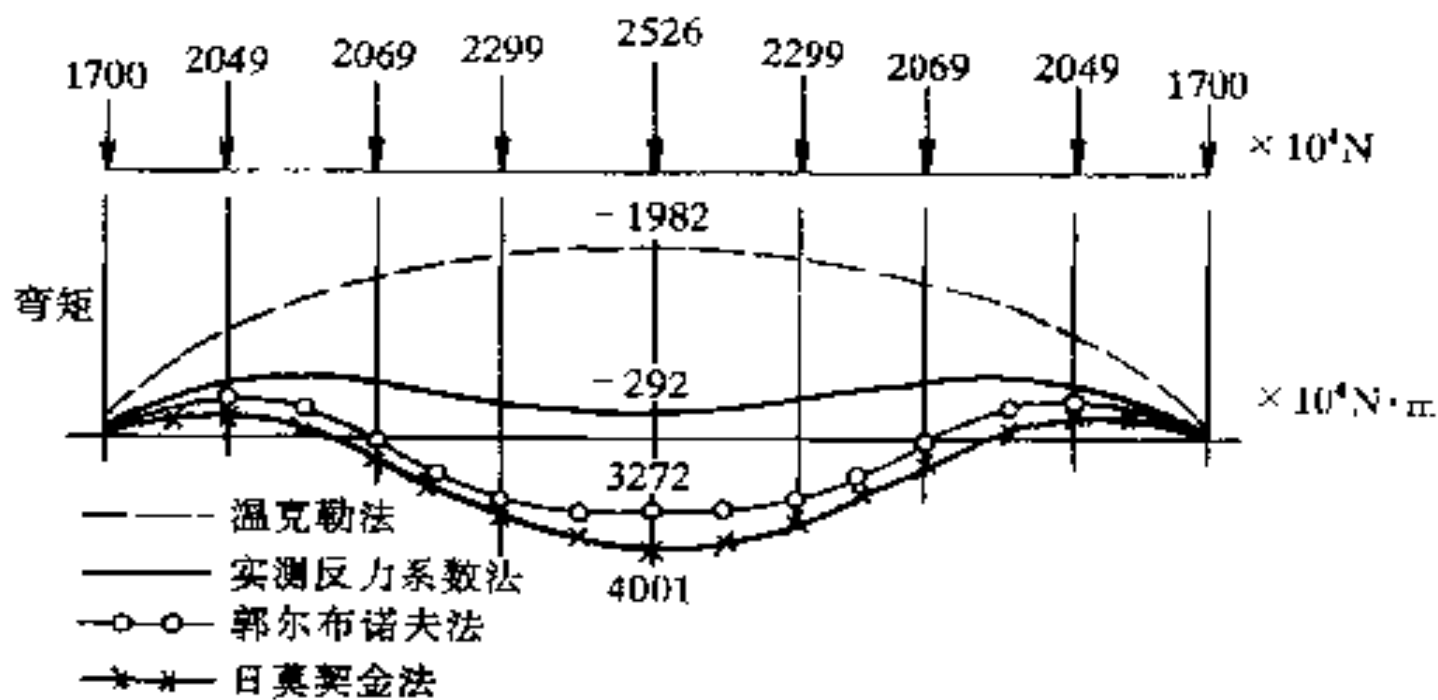


图 2.9 北京外交公寓工程基础计算弯矩比较图

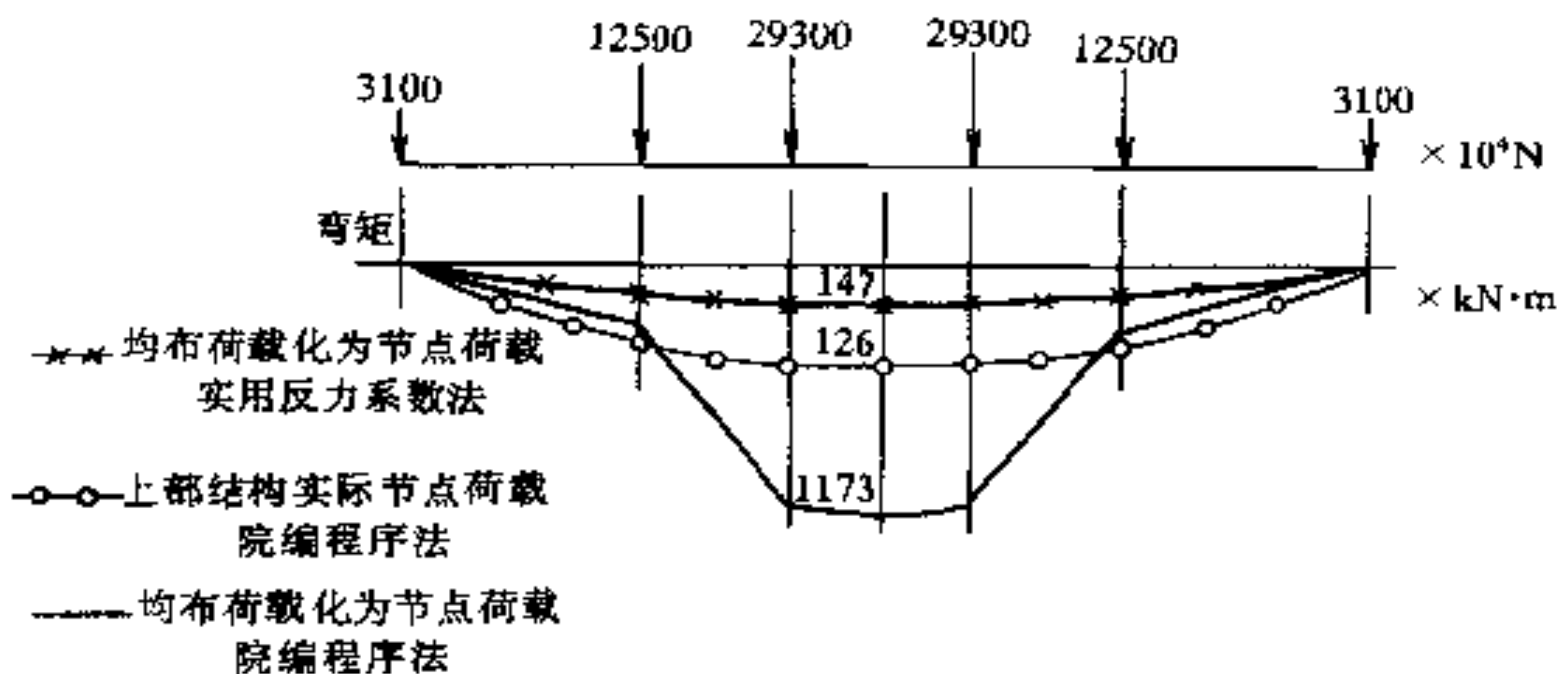


图 2.10 北京信托公司工程基础计算弯矩比较图

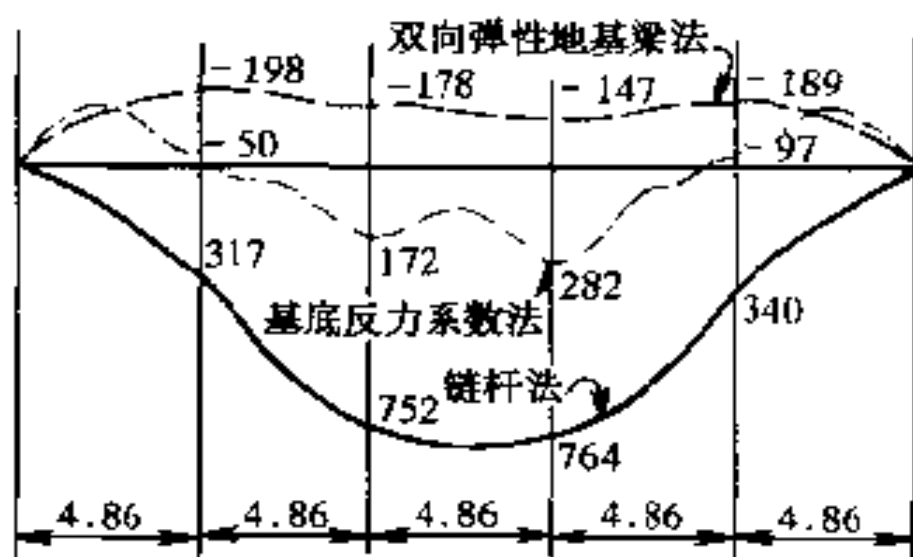


图 2.11 北京医药总局工程计算弯矩比较图

从上面三个实例可以看到,箱形基础设计采用的基本理论不同,计算结果不同。其主要原因是所选取地基的计算模型不同,假

定的应力应变关系不同。温克勒假定土体的模型是一串互不相关的独立弹簧,在地基上某一点加荷不影响其它各点的沉降关系;郭尔布诺夫和日莫契金法采用半无限空间弹性体的计算模型,在地基上某一点加荷其沉降影响到无穷深无穷远。前者在建筑的边柱处,地基受力不能扩散,且外柱相对荷重大些,因而沉降大;中间部位独立,弹簧多,因而沉降小;基础变形成山包形,产生负弯矩。后者恰恰相反,边柱以外的地基对边部起承托作用,因而沉降小;基础内部地基应力重叠,沉降大,因而变形成锅底形,产生正弯矩。这是两种极端的假定。实际上土体有弹塑性性质,受力相互影响,广度和深度有一定的影响范围。因而,介乎两者中间计算模型可能接近实际。例如,采用有限深度的分层综合法考虑地基的变形,可能比较正确些。但是,基础内力计算非常敏感。因为基础荷载大,尺度也大,所以考虑的地基反力分布上稍有差异,导致基础内力有较大的变化。目前由于对地基的认识尚不确切和客观上土层的不均匀性,故摸不准基础的实际受力状况是自然的事。以上提及的基础变形曲线,没有考虑上部建筑对基础的影响,不能说明是很正确的。

如何解决这个问题,基于基础的潜力大,整体弯曲由构造措施来解决。将基础底板的底钢筋拉通,纵向基础梁的底筋也拉通连接好,足以解决这项问题。从前边的分析和实测,均说明一般荷重分布的民用建筑,基础整体变形总是呈锅底形。

从上面几栋建筑整体弯曲的分析,可以看到受力数值无法确定。又由于基础设计潜力很大,不宜再多加钢筋,因而在设计中不计算整体弯曲。对板式结构,沿长向将基础底部钢筋全部拉通,做为抗弯的构造措施。对塔式结构,建筑长度不大,基础底部钢筋在跨中断掉 $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}$ 。

2.8 上部结构和地基基础的协同作用

地基和基础相互作用的关系复杂,同样上部结构和基础相互

作用的关系也很复杂。除非在建筑的边缘部位荷载很大的情况以外,一般建筑基础的变形总是呈锅底形。中部沉降多,外缘沉降少。对几个工程的基础结构,受力钢筋的应力实测表明,在建造下部几层时,基础钢筋应力不断增长。建造到四五层时钢筋应力达到最高值,以后随层数和荷重的增加应力又逐渐减小。这种现象是基础和上部结构协同作用的结果。在建造到四五层前,整个基础的变形曲率逐渐增大,而后曲率又逐渐减缓。其原因可能是:在施工下部几层时,结构强度尚在增长之中;层数少,上部结构刚度尚未形成,对基础没有太大的约束作用,基础按重量的增加自由下沉;继续施工时,上部结构刚度不断增长,产生拱的作用使横梁受压,对基础起水平推力的作用;基础继续下沉,两端产生上翘的趋势,增加了上部结构边柱的压力,从而减少中部柱的压力,使基础边缘受力增加;就是这种力的作用,使基础的变形曲率趋于平缓;这样,上部结构起了参与基础协同受力的作用。北京市中医院工程的箱形基础经实测得知,顶板和底板均为拉应力,这说明弯曲的中和轴已移到了上部结构。

又如北京前三门 604[#]工程,地下两层,地上十层。箱形基础钢筋实测应力,也是随着施工楼层荷重的增加而变化。当施工到连同地下室达五层时,基础底板钢筋应力最大值 30MPa。五层以后,基础钢筋应力随楼层的增高逐渐减小。结构完工时,底板钢筋最大应力为 4MPa。

从上面两个实例说明,箱形基础一般受力不大。从钢筋应力来看,可能混凝土受力尚未出现裂缝,和钢筋一起参与了结构弯曲的受拉工作,因而钢筋受力很小。当然还有其它很多原因。

从这些现象可以得到这样一个概念,即基础应力比我们估计的要小得多,但要弄清基础受力的实际情况,需要进一步进行细致的科研工作。

2.9 高低层整体基础

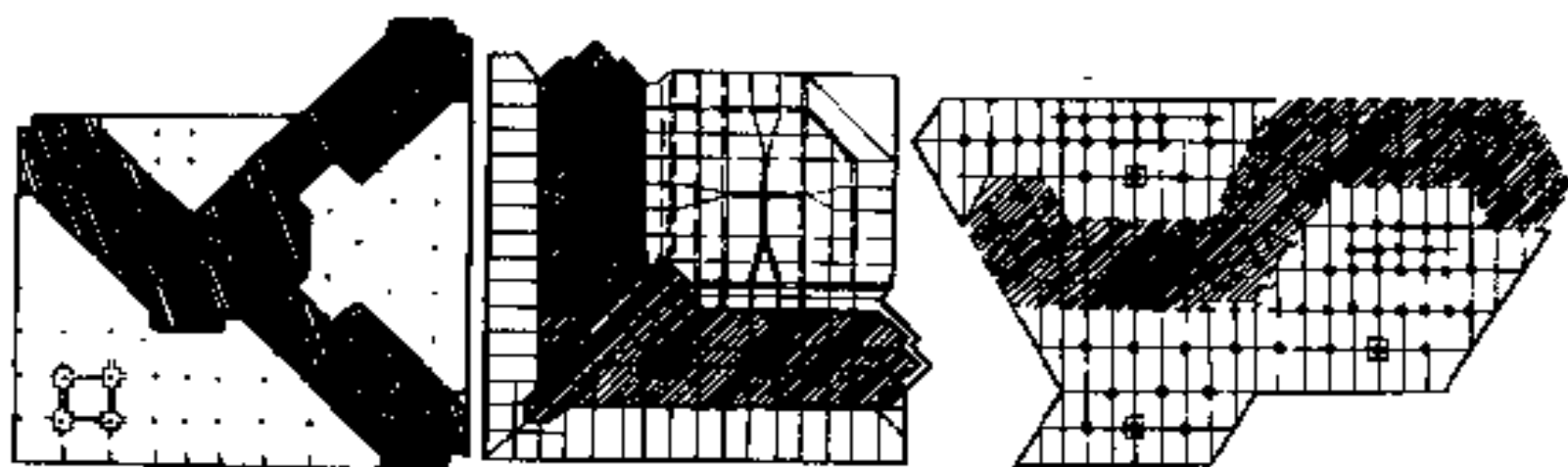
几年前北京建造了三栋旅游旅馆,高低层数差别很大,但基础是整体的,没有设置沉降缝。以北京西苑饭店为例,主体结构地上23层,低层部分地上仅一层。在施工期间采用后浇带的措施,待高低层的主体结构到顶后再将其连接成整体。不带缝的建筑给使用带来很多好处。特别是高、低层的地下室可以直接连通。

高低层不分开是有条件的,首先地基地质要好,或采用桩基。要求地基沉降量不能过大。重要的是控制高低层的沉降差。天然地基的建筑,高层部分一般采用满堂基础,低层部分采用双向条形或单独基础。低层部分地基压力尽可能用得高些。高低层基础也可坐落在不同土层上。当高层部分采用桩基时,低层部分可以使用天然地基。这对减小沉降差有利。总之,对高低层建筑地下室有直通要求基础时,就应做成整体。

由于沉降差是关键问题,对土质钻探和桩基试压的要求要严格。天然地基最好按每开间或每根柱的位置布置钻孔点,以掌握地基的全面情况。土的压缩模量要采用较符合实际的倒算模量,以计算各点地基沉降量。其目的是要掌握高低层的后期终止沉降量。在高低层连接处沉降是相同的。低层部分的远端可能微微翘起,但在任何部位的沉降坡度不得大于 $\frac{1}{300}$ 。

北京西苑饭店地基是坚实的砂卵石层。采用了天然地基,地耐力450kPa。计算后期总沉降量为3cm,差异沉降量为1.5cm。沉降坡度远远小于1/300。北京昆仑饭店如不使用桩基,总沉降量将达18cm。这不能解决高低层不均匀沉降的问题。因此高层部分采用了桩基。低层部分则为天然地基。它们的总沉降量分别为7cm和3cm。在主体结构完成后各沉降了一半,减小了终止沉降差。

表2.2给出北京地区地基与沉降有关的一些资料,可作为高



长城饭店整体基础

西苑饭店整体基础

昆仑饭店整体基础

图 2.12 高低层建筑整体基础

低层建筑整体基础设计参考。条件是土质比较密实均匀,没有软下卧层。基础底标高在 12m 上下。

高层和群房整体基础

表 2.2

主楼地基土类别	地耐力标准值 kPa	地基深度压力调整倍数 -12m		建筑可能达到的最高层数		总沉降估计 (cm)	完工后剩余总沉降量的百分数	终止沉降年数
		干土	湿土	干土	湿土			
砂卵石	500~700	2.5	2.0	80	65	2~3	15~20	1
粉细砂	250~400	2.5	2.0	45	35	4~6	30~40	2~3
粉土	200~300	2.5	2.0	35	30	5~7	40~50	3~5
粘土	150~200	2.0	1.75	25	20	5~10	50~60	5~10

对表 2.2 补充说明:

表 2.2 仅按经验估计只供参考。

地基压力大的比压力小的终止沉降时间长。

粉土及粘土含水量高时终止沉降时间加长。

同一终止沉降量,沉降时间长比沉降时间短更能适应基础变形。

因群桩影响,采用摩擦桩沉降情况仍按上表。

对支承在岩石层的端承桩不考虑有沉降。

新规范规定允许沉降坡度为 $\frac{1}{500}$,老规范规定为 $\frac{1}{300}$ 。如群房柱与主楼间距大时,按离开主楼第一柱考虑沉降坡度;如距离小酌情按第二柱考虑。

主楼与群房各层连接构件,如钢筋太多无法布置时,不一定严格按沉降差计算配置钢筋。

表 2.3 给出风化岩地基粗估数据,仅做设计参考。

岩土地基参考资料

表 2.3

岩土地基		强风化	中风化	微风化
硬质岩 花岗岩 砂岩等	承载力 kPa	1000	2000	4000
	压缩模量 kPa	6.0~8.0	8.0~15.0	20.0 以上
软质岩 板岩 泥岩等	承载力 kPa	500~600	1 500	3 000
	压缩模量 kPa	3.0~4.0	6.0~10.0	10.0 以上

2.10 满堂基础板

为了防潮、防水和承重的需要,基础做成满堂基础。柱网间距在 8m 上下可设计成反梁和一开间一块的满堂底板。对剪力墙结构墙板应直达基础板,墙板上不需要做反梁,因为墙下的反梁并不起作用。墙板直接与底板接触承压应力和冲切力是足够的。当几处局部没有剪力墙时,需要做基础反梁,梁的两端伸入墙板一段长度,是为了锚固梁内的钢筋。因梁常比墙板宽,锚固长度要稍长一些。

满堂板的支座负钢筋对多层建筑和塔式建筑在跨中部位断掉 $\frac{1}{2}$ 或 $\frac{1}{3}$ 。但对板式高层建筑,基础板内的上下钢筋均需要拉通,做为基础整体弯曲的构造措施,且底排钢筋是整栋建筑的边缘。建筑的整体弯曲的量值很难计算准确。考虑到基础的潜力大,这样的做法完全可行。底板混凝土截面大底板钢筋直接拉通,并可在任何一处错开搭接。

当框架柱距比较大,在 8m 以上或更大些,房芯做整块大底板很不经济,且板的芯部很难充分受力。如地基地质比较好,可以做条形基础或单独基础。基础之间做较薄的平面封板,厚度比四周挡土墙的厚度要厚些。例如北京 16 层的外交公寓,地下室条形基础间的封板厚度仅 250mm,似乎薄了些。如有地下水,封板的厚

度和上部填土的重量要大于水压力。基础内的配筋要分批延续伸入封板内一段长度,防止因截面突变引起封板开裂。集中布置的桩基承台和单独基础一样,做相同的处理方法。

使地下室的地面做平,可采用无梁平板基础。由于柱下的冲切计算,对超高层建筑板需要的厚度大,2m、3m 或更厚些是可能的。计算方法按无梁楼盖计算可能较好些。也可以做地下反柱帽或反单独基础,这样减小了基础埋深,室内地面平整,但施工和做防水层较复杂。

高层建筑常设有通往地下车库的通道。通道紧贴高层的外壁,并平行于外壁。较好的做法将地下室基础底板直接延伸出来,做为车道的底板。斜坡部分铺设预制板或在底板上垫土。这样的做法,便于铺防水层,也保证了和高层建筑的整体连接。

2.11 软硬地基基础和高低层基础连接

软硬地基上基础处理的办法很多,如地基软硬分区比较明显,可以用沉降缝来解决,或将土层软的部分挖除,回填砂石或其它材料,或在软土部分打短桩。或在硬地基上加软垫层,做法按实际情况研究决定。这些办法全是使基础建造在同一水平上(图 2.13)。

采用砖混结构基础阶梯下降同样的方法,每长 1m 下降 50cm,每阶可以比混合结构长些。2m 长下降 1m,坡度是 26.6° 。因为基础承压面是水平面,坡度再陡些也不成问题。阶梯形的基础不便做防水层。斜坡式的下降基础是考虑混凝土和地基土的斜面摩擦。基础的斜面坡度可取 20° 。 20° 需要的摩擦系数是 0.35,这正是潮湿粘土对基础底面的摩擦系数,因为基础埋在土里还有侧面的阻力没有考虑安全度,而且基础下降到需要的水平取平,不可能滑移。 20° 度也正是 1:0.35 的坡度,这样每长 10m 下降 3.5m 比阶梯形坡度缓些。干粘土和基础的摩擦系数是 0.5 坡度做到 30° ,近平 1:0.6,似乎太陡了些。

高层建筑裙房的基础,较高层部分常埋深小。这样存在两个

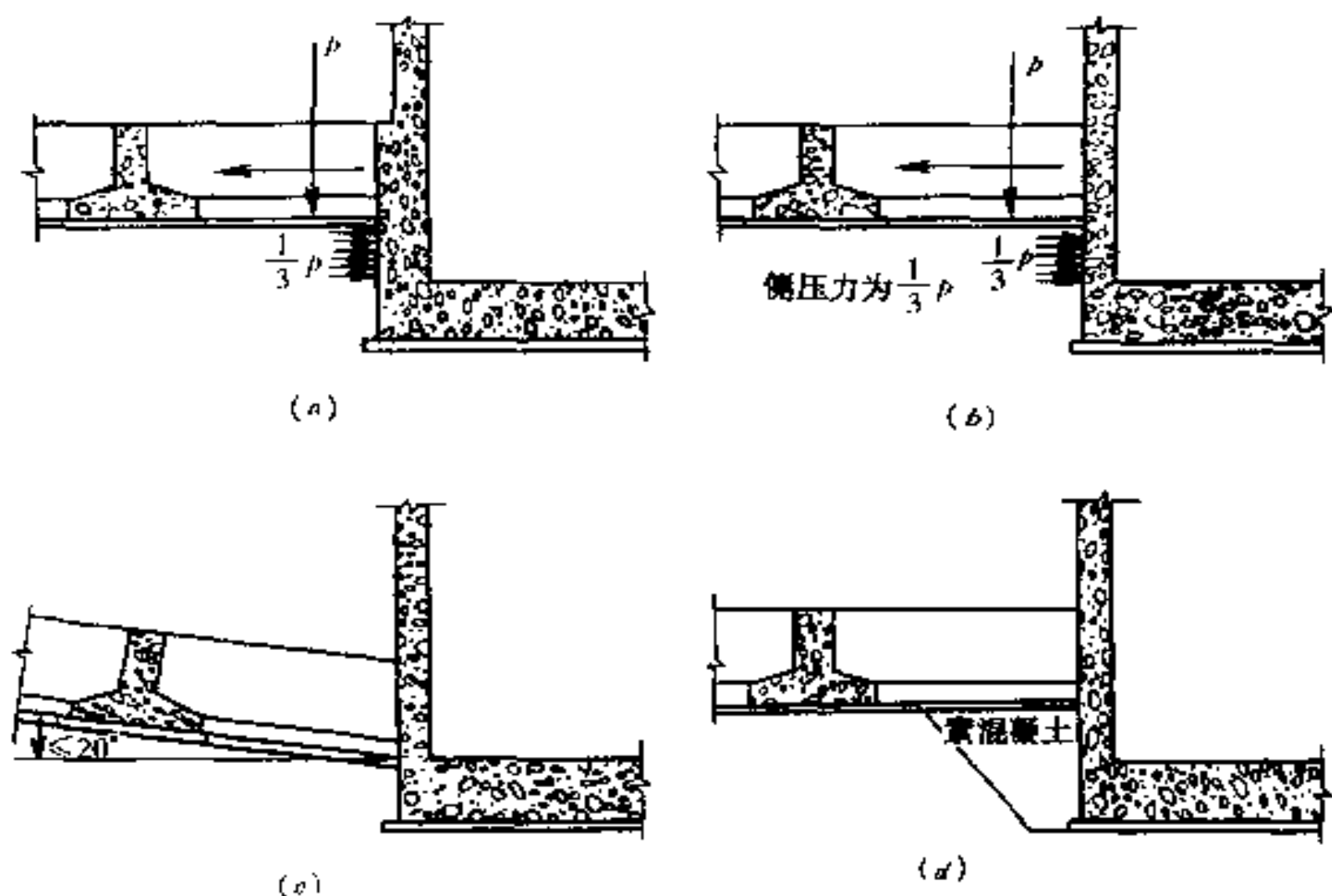


图 2.13 高低层基础连接

问题,即:高低层连接处,低层基础下有施工肥槽,在施工群房基础前须用砂石或灰土逐层夯实;另外,群房基础侧压力影响高层基础的侧墙,增加了对侧墙的压力。

裙房荷重较高层,荷重量轻很多,低层基础梁直接与高层基础墙相连。如无地基压力,不会发生问题,只是对施工铺设防水层复杂些。如需要对侧墙计算侧压力,可取裙房平均单位压力的 $1/3$ 。这是根据土的内摩擦角 $\varphi = 30^\circ$ 考虑的。其实不一定需要计算,因为高层基础墙已考虑了挡土压力,低层基础墙或梁又提供了反拉力。只要在构造上处理好,就行了。

2.12 边设计边施工基础设计

当基础边设计边施工时对设计来说这样更应把工作安排得更有条理些,考虑得更全面些,保证设计质量。设计自身的竖向承重量是最关键的问题。对荷重要不漏项,还要留出抗震的幅度。下

面给出框剪结构简化设计顺序：

- 1)按荷载面积计算柱和墙的承重量。
- 2)拟定首层柱、剪力墙的截面和剪力墙合理数量。
- 3)按竖向重力设计基础结构。
- 4)按经验公式计算结构的自振周期 T_1 。

周期 T_1 : 剪力墙结构 $0.6n$, 框筒 $0.7n$, 框剪 $0.8n$, 框架 $0.9n$ (n 为建筑总层数)。

- 5)按底层剪力法计算地震力。

6)剪力墙首层底部截面设计按大悬挑计算,再乘以 $0.60 \sim 0.70$ 折减系数。

7)柱截面设计按荷载及地震力计算,8度时,地震剪力 $V_c = 0.01N$ (N 为柱承重);

地震弯矩 $M_c = 0.67V_c h$ (h 为首层层高)。

8)计算首层底部墙和柱的插筋并留有充分余地,以便与上部结构衔接。

前几项对机算也重要。

2.13 基础梁配筋表

表 2.4 按常规方法计算(仅供参考):计算跨度按净跨;柱网为 $8m \times 8m$;底板平面反力为三角形荷载的平均值;支座弯矩调幅 55% 后,和跨中弯矩相等;上下钢筋相同。设计时应按工程实际情况计算。梁板截面尺度大,配筋也重。从基础潜力大的观点,常规计算看来很保守。浪费大量建筑材料。设计人员应酌量解决这项问题。

表的第一栏内注明楼层每平方米折算荷载的标准值,截面设计时荷载乘以 1.25 分项系数。每格第一行为梁截面,第二行为梁每面配筋。第三行为箍筋,括号内为箍筋支数,最后一行为按冲切计算基础底板的厚度。

基础梁和基础底板截面应按实际情况计算,表 2.4 仅供参考。

表 2.5 是基础底板的最低含钢量。

基础梁配筋及底板厚度(8.0m×8.0m柱网) 表 2.4

混凝土 标准 等级 荷载	C20	C30	C40	C50	C60
10层 $q = 14\text{kPa}$	600×1600 15Φ25 Φ12-175(4) $h_b = 500$	600×1600 14Φ25 Φ12-200(4) $h_b = 400$	—	—	—
20层 $q = 15\text{kPa}$	—	800×1800 27Φ25 Φ14-200(6) $h_b = 750$	700×1800 26Φ25 Φ14-225(6) $h_b = 650$	—	—
30层 $q = 16\text{kPa}$	—	900×2400 25Φ28 Φ16-225(6) $h_b = 1100$	800×2400 25Φ28 Φ16-225(6) $h_b = 950$	800×2400 24Φ28 Φ16-250(6) $h_b = 850$	—
40层 $q = 17\text{kPa}$	—	1000×3000 27Φ28 Φ16-200(6) $h_b = 1450$	800×3000 27Φ28 Φ16-200(6) $h_b = 1250$	800×3000 27Φ28 Φ16-225(6) $h_b = 1150$	800×3000 27Φ28 Φ16-250(6) $h_b = 1050$
50层 $q = 18\text{kPa}$	—	—	900×3400 27Φ30 Φ16-225(8) $h_b = 1550$	800×3400 27Φ30 Φ16-225(8) $h_b = 1400$	800×3400 27Φ30 Φ16-250(8) $h_b = 1300$

注:设计应按实际情况计算本表仅供参考。

基础底板最低含钢量(0.15%配筋) 表 2.5

板厚(mm)	底板配筋		板厚(mm)	底板配筋	
500	Φ14-200		1500	Φ25-200	Φ22-150
750	Φ18-200		1750	Φ28-200	Φ25-150
1000	Φ20-200		2000	Φ28-200	Φ25-150
1250	Φ22-200				

2.14 地下室跨空基础墙

高层建筑地下室跨空基础墙,可称之为基础墙梁(图 2.14)。墙梁下地基反力大,截面抗剪和抗弯计算常无法解决,基础结构受力复杂。墙梁高度大,有其与一般梁不同的特点。常使用的一种

经验办法是,当两柱之间柱边 45° 压力扩散线在基础底板以上相交时,不考虑墙的剪力和弯矩,钢筋按构造配置;当 45° 压力扩散线不相交时,只取中间一段反力计算;计算跨度按柱间净距离。这样的计算方法,考虑到扩散线以内的地基反力不作用在基础墙梁上。

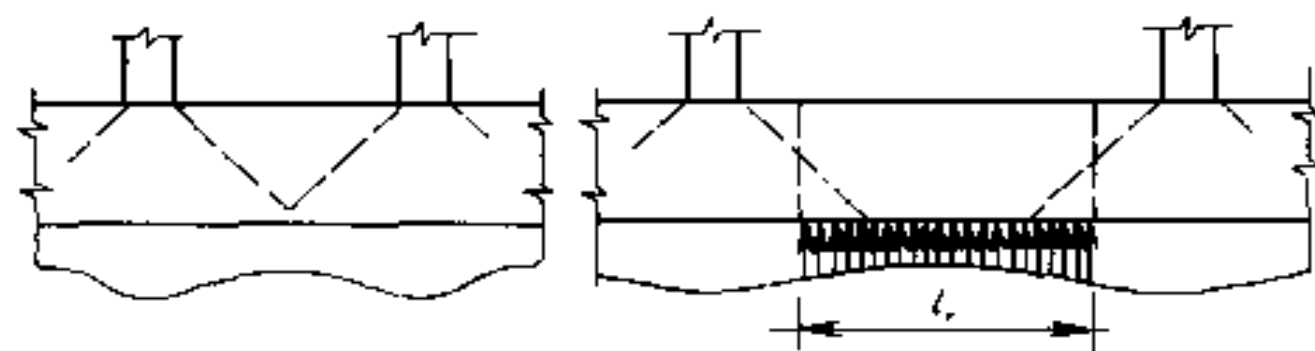


图 2.14 基础梁承受地基反力

2.15 基础厚底板

基础厚底板施工时水化热经实测表层和中层可能相差 30°C 以上。表层收缩也比中层快。内部上下层的自应力有差别,中部可能产生裂缝。表皮和底面均配置相当多的钢筋,中部是否需配置温度筋,设计者有不同意见。部分人认为,既然有先后变化的温差和收缩率,在混凝土初凝后就会产生裂缝。上层大梁截面不大,梁高超过 70cm ,要求配置腰筋。基础是重要结构,情况又不清楚,基础板的中部也应该配置些构造钢筋。一部分人认为,虽然基础板时常测温,但中部受力情况很难估计,配筋量也难以规定。基础底板面积大,如配置构造筋,总数量相当大。据水利工程设计人员称,对 5m 厚度以下混凝土结构,可不考虑水化热的影响。民用建筑基础底板不可能有这样的厚度。

2.16 地下室挡土墙

地下室挡土墙板,当内部无横墙时考虑上下两端支承。下端嵌固在基础底板上;上端简支或嵌固在顶板上。按配筋情况决定支承条件。当挡土墙内侧有壁柱时,一般不考虑由壁柱支承。如

考虑壁柱受力,须验算壁柱的抗剪强度和挠度。

当地下室窗井每开间有隔板和地下室内部横墙相连时,窗井挡土墙可按三面连续、上端自由的双向板计算。两边连续支承在隔板上,下端支承在挑出的基础底板上。此时基础悬挑底板增加了由挡土墙底部传来的弯矩。

当地下室无内隔墙与窗井挡土墙相连时,可近似地采用图 2.15 所示方法计算。按底部嵌固在基础悬挑底板上,隔墙和壁柱结合成工字形截面抵抗土压力。窗井隔板达不到顶,地下室外墙壁柱上段做为上端的铰接支承。图 2.15 是窗井隔板为地下室层高的 $\frac{7}{8}$ 的计算示例。

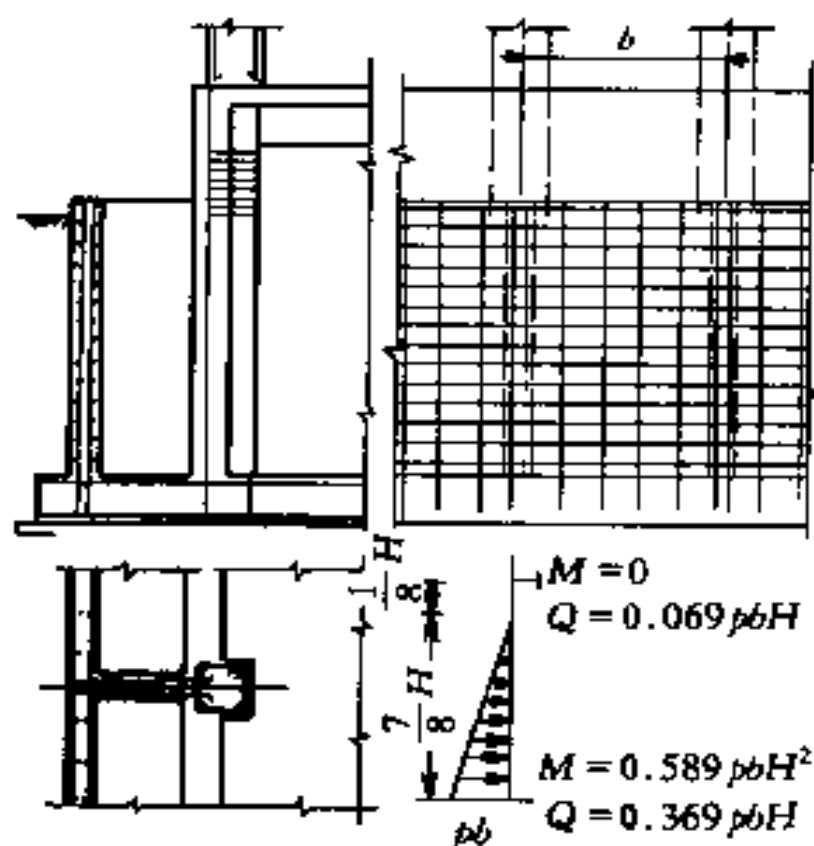


图 2.15 窗井挡土墙

当地下室窗井无隔板时,只能按底部嵌固的悬挑板计算。

2.17 单独基础拉梁

单独基础拉梁,作用之一是平衡上部柱底弯矩,对基础不考虑偏心影响。这样假定不完全正确。按照理论,弯矩应由柱两端的梁和基础三者分配承担。可能因计算困难,习惯做法仅考虑由拉梁承担传来的弯矩。拉梁的另一作用是承托上部的填充墙。根据以上两项要求,拟定拉梁的截面和配筋。实际拉梁下部仍有土托着。想象拉梁另外还有一个作用,即防止地震时各基础间相对的位置错开。很多现象说明,地震时,地下构筑物和土体共同运动,没有错开的迹象。除非地下有断层,当柱距很大时,如工业厂房那样,不需要拉梁。

拉梁的位置有这样的想法,拉梁底和基础底平,可以起基础承

压的辅助作用。这样受力很不明确,还是布置在上部好。同时,填充墙可以减少些。

2.18 柱下基础梁的抹角

为了施工立模方便,方柱在梁柱节点处,梁间常需要抹角。圆柱有时不需要抹角。图 2.16 给出圆柱不需要抹角的情况。

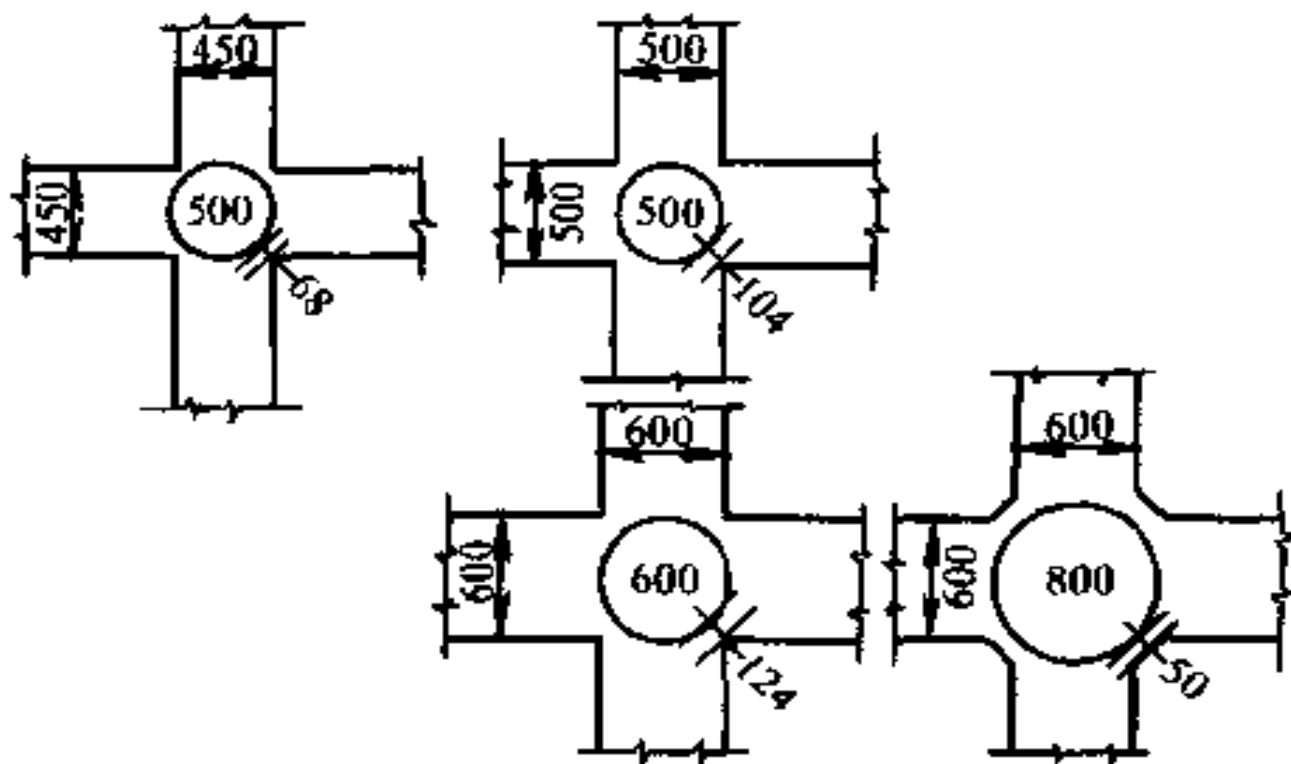


图 2.16 圆柱和基础梁

2.19 桩板复合地基

桩的摩擦力沿桩的长度分布,一般情况是下部土质较上部密实。桩的下部承担摩擦力要更大些,尖承桩更是下端受力。桩顶部的桩基承台或桩顶平板对土的承压,上部大,向下逐步扩散。桩与板在承重上成互补状态,相互干扰不大。桩和顶板协同变形,平板承压随桩的沉降而增大。这是板可以承托一部分荷载的基本原理。

采用桩基地基的土质不会很好,上层土更不够密实,一般情况板的承压作用不大。按一般估计,板承托不超出总重量的 10%~15%。承重分配比例可由地基试压评定,但手续繁琐也难精确。

因而,常根据土质好坏凭经验估计。估计不准确只是降低了桩承重力的安全度。

另一种复合地基是当地基允许承载压力低于设计要求时,以灌注短桩增强承载力。例如某建筑工程,经勘探给定地基承载力为200kPa采用直径 $\phi 300$ 钻孔,灌注C7.5等级素混凝土,桩长5m使地基承载压力增强165kPa。单桩承载力按公式计算:

$$R = \pi DLf_e$$

式中 D 、 L ——桩径和桩长;

f_e ——桩土摩擦强度,粘性土一般取25~35kPa。

以某工程为例,单桩承载力为:

$$R = 3.14 \times 0.3 \times 5 \times 35 = 165 \text{ kPa}$$

当基础为满堂基础时,布桩率为

$$N = \frac{R_{sp} - \eta R_s}{R - \eta R_s a}$$

式中 N ——布桩率(根/ m^2);

R_{sp} ——加固后期望的地基允许承载压力(kPa);

R_s ——原地基允许承载压力(kPa);

η ——桩间承载压力折减系数,按经验取 $\eta = 0.85$;

R ——单桩允许承载力(kN);

a ——单桩横截面积(m^2)。

2.20 桩顶构造

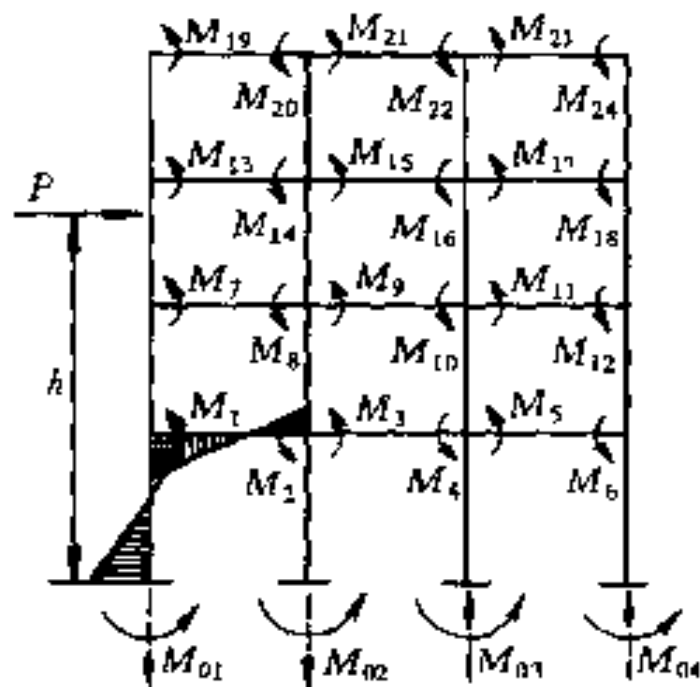
在规范规程中提出,对抗震结构,桩必须与基础锚接,这样做并非必要。桩和基础连接妨碍防水层的铺设,并约束了施工时基础混凝土的自由收缩。实际现象说明,地震时土与地下室基础整体摆动不产生相对错动,这样上述的问题就解决了。因桩头没有伸入基础中的钢筋,有时需要加强局部承压的构造措施。桩基与基础不连接时把桩看做地基的一部分。

对刚性防水和不太长的基础,桩头与基础可以锚接。

第3章 框架结构设计概念

3.1 框架梁的塑性铰

钢筋混凝土框架结构中,梁配置的钢筋受力超出弹性极限时,混凝土截面就会出现塑性铰。轻微的塑性铰外观并不明显。随着塑性转角不断增大,截面裂缝逐渐开展。最终塑性铰裂开为混凝土碎块,犬牙交错挤在一起。在构件剪切破坏前的瞬间是塑性转角可能达到的极限。塑性角的极限是衡量构件可能提供延性的标志。



基底轴向反力由梁约束弯矩提供;基底弯矩由悬挑因素提供

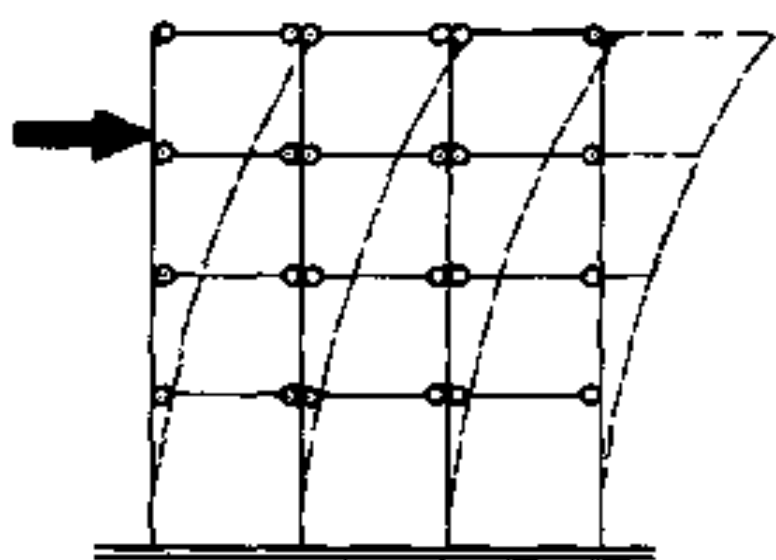
$$\sum M_o + \sum M_b = P \cdot h$$

图 3.1 框架梁端塑性铰出现与结构整体刚度影响

图 3.1 是框架在水平力 P 作用下各框架梁节点产生的弯矩。每开间框架梁节点弯矩之和除以开间跨度即为柱底轴向反力。此轴向力产生的力矩与框架梁节点的约束弯矩之和相平衡。柱底轴向力产生的力矩和柱底弯矩的总和与外力矩($P \times h$)相平衡。任一梁节点约束弯矩的降低,均引起柱底弯矩的增加,反作用的轴向力矩减小。柱底弯矩增加标志着悬挑因素增加,整个框架刚度相

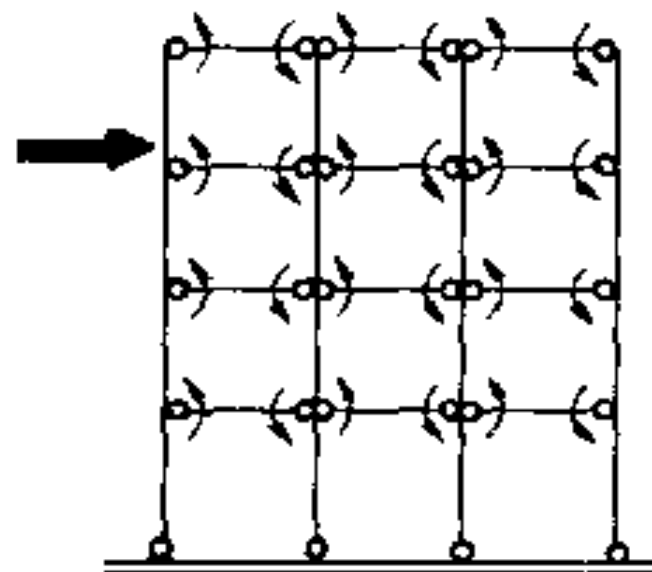
应降低下来。当所有梁端节点退化为理想铰时,全部弯矩均移到柱底,各柱成为并联悬挑构件(图 3.2)。

塑性铰不同于理想铰。塑性铰发生后对柱仍有约束弯矩,整个框架仍然处于稳定状态(图 3.3)。



梁端理想铰

图 3.2 柱成为并联悬挑构件



塑性铰出现后

图 3.3 仍是稳定框架

图 3.4 是梁节点在地震力和重力组合作用下出现塑性铰的过程。

a 图,框架在重力荷载下,横梁弯矩分布情况。*b* 图,存在较大的水平力从左面作用于框架,梁上产生的弯矩。*c* 图,水平力和重力的组合弯矩,假定梁右端支座钢筋受力已超出弹性极限。*d* 图,梁的右支座产生塑性铰(这是由 *c* 图减去一部分水平力弯矩得到的)。*e* 图,水平力消失后梁的自重弯矩(按 *d* 图减去水平力弯矩)。*f* 图,存在较大的水平力从右面反向作用于框架,梁上弯矩图。*g* 图,水平力和重力的组合弯矩,假定梁的左端支座钢筋受力已超出弹性极限。*h* 图,框架梁左端也出现了塑性铰。*i* 图,水平力消失梁的重力弯矩(按 *h* 图减去水平力弯矩)。水平力消失后梁跨中的重力弯矩增加很多,因为梁的两端支座已存在着使跨中弯矩增加的转角,往返的水平力不能使节点恢复到原位,因为梁上有重力的原故。这是应当重视的问题。

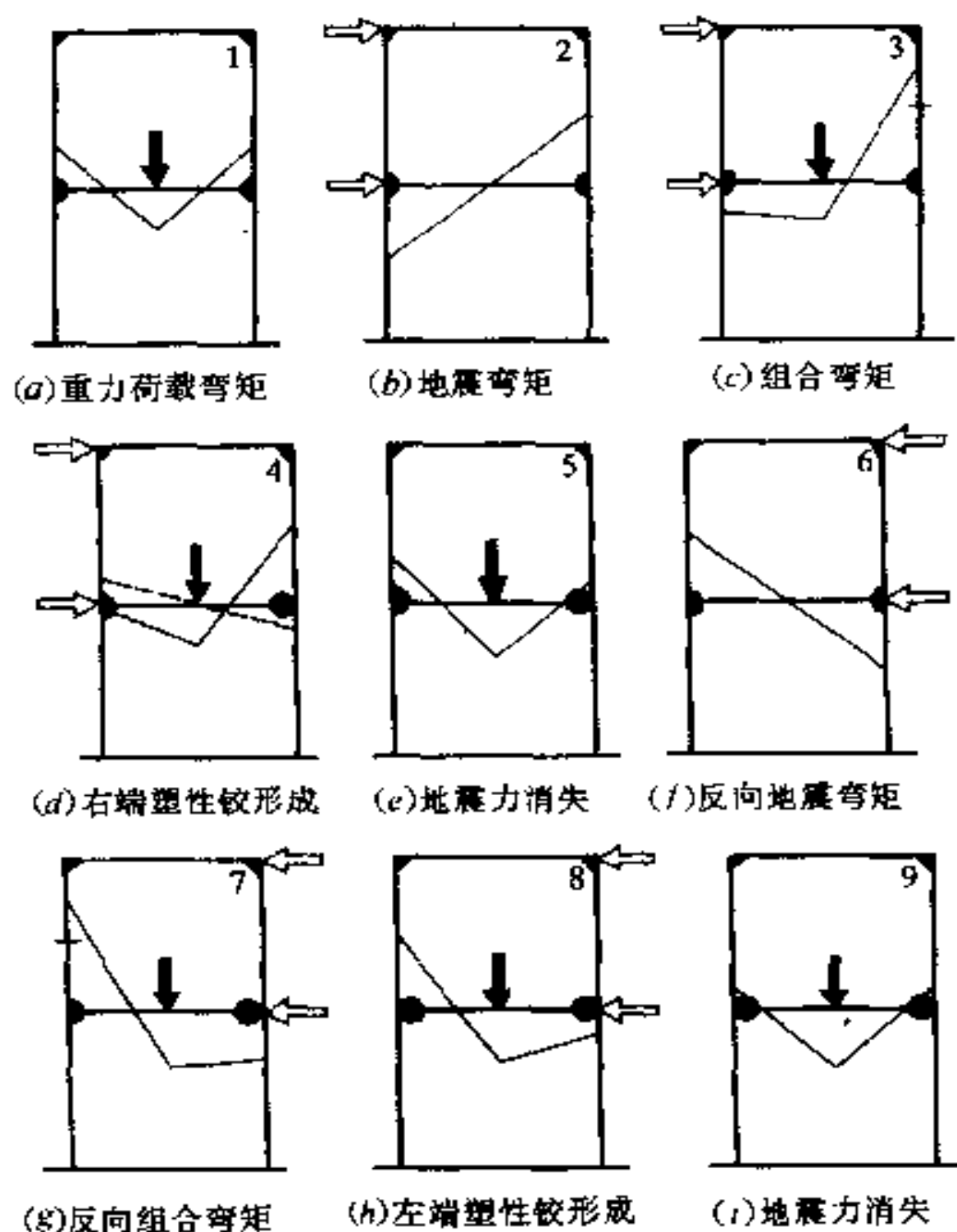


图 3.4 梁的塑性铰和内力重分布

3.2 无柱帽无梁楼盖

无柱帽无梁楼盖,对压缩建筑层高极为有利。由于楼板的刚度较小,须有足够剪力墙维持整体结构的稳定性。结构受力最重要是柱头对楼板的冲切。冲切实际就是剪切。单独基础加大安全度主要是因为单独基础上部为素混凝土,无梁楼板柱头处上下层双向均有密布钢筋应按剪切的安全度计算。

等开间柱网规律的无梁楼盖采用经验系数法最方便,因而被广泛应用。进行计算时,只要算出板的总弯矩,再乘以弯矩系数即

得出各部位各截面的弯矩。下面列出经验系数法总弯矩分配表(表 3.1)。

无梁楼盖经验系数

表 3.1

截 面		柱上板带	跨中板带
内 跨	支座截面负弯矩	$-0.50M_0$	$-0.17M_0$
	跨中正弯矩	$0.18M_0$	$0.15M_0$
边 跨	第一内支座截面负弯矩	$-0.50M_0$	$-0.17M_0$
	跨中正弯矩	$0.22M_0$	$0.18M_0$
	边支座截面负弯矩	$-0.48M_0$	$-0.50M_0$

无梁楼盖全间的总弯矩值为:

$$M_{0x} = \frac{1}{8} ql_y l_x^2, M_{0y} = \frac{1}{8} ql_x l_y^2$$

式中 l_x, l_y ——两个方向中线跨度。

下面证明无梁楼盖就是双向板搭在暗梁上的结构。先研究正方形柱网内跨柱上板带的内力,设想柱上板带是顶在柱上的暗梁,如正负弯矩之和为简支梁弯矩就说明柱上板带是支承在柱上的暗梁。

按经验系数表柱上板带正负弯矩之和为:

$$0.50M_0 + 0.18M_0 = 0.68M_0$$

柱上板带荷载为总荷载的一半 $W_{\frac{1}{2}}$ 则正负弯矩之和又可写成:

$$M = 0.68 \times 2 \left(\frac{1}{8} W_{\frac{1}{2}} l \right) = 0.17 W_{\frac{1}{2}} l \quad \bar{W} = 2 W_{\frac{1}{2}} = ql_y l_x$$

直接按三角形荷载计算简支梁弯矩:

$$M = \frac{1}{6} W_{\frac{1}{2}} l = 0.1666 W_{\frac{1}{2}} l \approx 0.17 W_{\frac{1}{2}} l。$$

这就证明柱上板带就是暗梁。

下面再用简单的方法来研究这个问题,仍以 M_0 为计算基础则:

$$M = \frac{1}{2} \times \frac{8}{6} M_0 \approx 0.68 M_0,$$

和最前面的公式相同。 $\frac{1}{2}$ 是一条柱上板带支承一半全间荷载, $\frac{8}{6}$ 是以均布荷载换算成三角形分布荷载。

采用经验系数法支座弯矩系数较大,因为考虑支座带有刚度

大的柱帽的缘故。因而表列系数不能应用于无柱帽无梁楼盖。对无柱帽无梁楼盖可以采用一般连梁系数,板搭暗梁的概念不仅用于规律柱网的结构,更主要用于不规律柱网的情况。相邻跨度可能是单向板或三角形板,其它形状的板,连接两柱就是暗梁。

当楼板和柱有弯曲内力时,沿柱边板的剪力不均匀,(图 3.5,图 3.6)对于正方形截面内柱,其最大剪应力值是:

$$V_{\max} = \frac{Q}{A_v} + \frac{M(c+h_0)}{2J_v}$$

式中 A_v ——沿柱周边的冲切面积; $A_v = 4(c+h_0)h_0$;

J_v ——剪切面积对柱中线的截面惯性矩:

$$J_v = \frac{h_0(c+h_0)^3}{6} + \frac{h_0(c+h_0)^3}{6} + \frac{h_0(c+h_0)(c+h_0)^2}{2}$$

$$= \frac{2h_0(c+h_0)^3}{3} + \frac{h_0(c+h_0)h_0^3}{6}$$

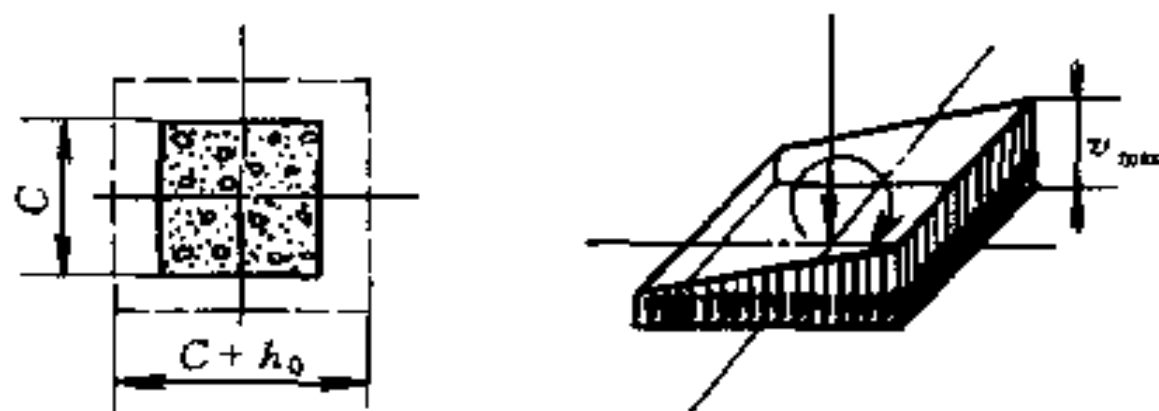


图 3.5 中柱在弯矩作用下板的冲切剪力分布

此时应按最大剪应力 V_{\max} 进行楼板的截面计算。

对边柱的计算首先计算边柱冲切面的长度。

对于矩形截面柱:

$$b_0 = 2c_1 + c_2 + 2h_0$$

对于方形截面柱: $b_0 = 3c + 2h_0$

即使在竖向荷载作用下,柱和板边均有弯矩,沿柱边的剪力分

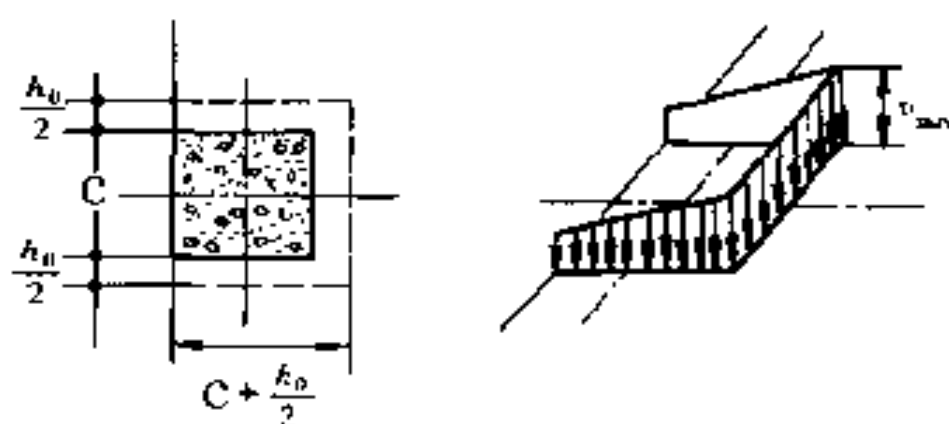


图 3.6 边柱板的冲切剪力分布

布是不均匀的。

下面提出无柱帽无梁楼盖的设计要点。仅供参考。

1)一般无柱帽无梁楼盖建筑不宜超过 16 层,有坚强筒体的建筑除外。

2)有一定数量维持稳定的剪力墙。简算时剪力墙可取 100% 水平力,或乘以经验降低系数。

3)楼板厚度取 $1/30$ 跨度。

4)楼板暗梁范围内不得开大洞。暗梁宽度为中轴线每边 $\frac{1}{4}$ 跨度。如受力能满足暗梁宽度可减小些。

5)尽量利用可能加柱间梁的条件。这样能提高整体刚度。

6)柱截面直接与板的冲切有关,全楼高度柱截面不变。

7)跨中双向板按柱轴线跨度计算,板简支或连续。

8)柱间有实梁时不再需要暗梁。

9)带柱帽的系数表不能应用于无柱帽无梁结构。

过去对设计不规则柱网的无梁楼板,常用有限元法,但表达出来的结果常是主应力,归纳复杂;采用系数表法受到条件限制。采用暗梁的概念,理论明确,灵活实用,是最好的设计方法(图 3.7,图 3.8)。

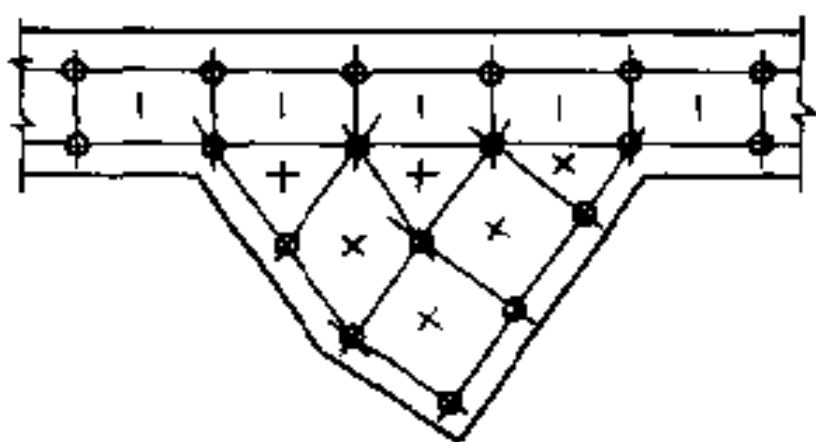


图 3.7 不规则柱网的无柱帽无梁楼盖

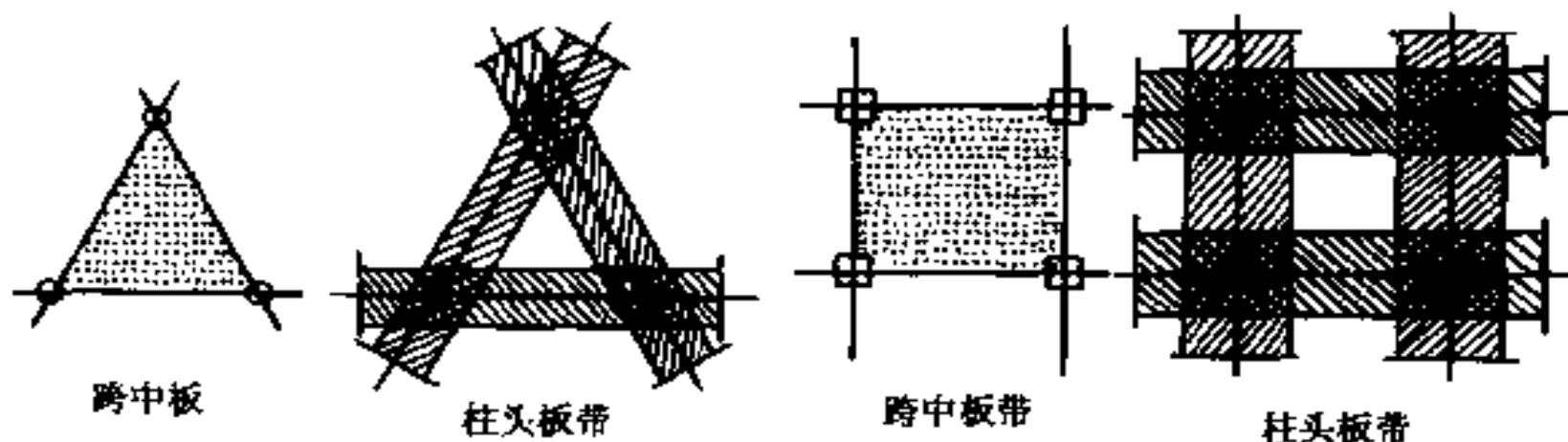


图 3.8 无梁楼盖的简算

无柱帽无梁楼盖实质上是板搭板结构框筒结构拐角板,也可

以按板搭板考虑筒中筒结构。四个角区楼板的布置方案,一种是四角加斜梁,这样并不理想,因为这样做法有碍美观,同时也影响层高。另一种较好的办法使用拐角板(图 3.9)。角区的楼板由两面裙梁和内筒的角部支承。板的设计支承条件可假定外墙裙梁处为简支,和内筒连接处为嵌固,并考虑一定程度的弯矩调幅。从内力分析可以看到,板的角区是双向板,支承在框筒连接的板上,自筒体角部一个进深跨度长以外的板,不受拐角板荷重影响,受力是单向的;板厚度对无粘着预应力结构取 $1/35$ 跨度,对普通钢筋混凝土板取 $1/30$ 跨度。下面几幅平面图是等跨拐角板两个方向的弯矩和剪力系数。

如在内筒角部配加钢筋形成暗梁效果更好。

下面研究冲切问题,冲切即剪切,按旧规范 400 号混凝土为例,暂且不考虑设计安全系数。

抗剪 $0.07R_a = 0.07 \times 230 = 16.1$;

抗冲切 $0.75R_1 = 0.75 \times 21.5 = 16.1$ 。

两者完全相同。其它标号也差不多。冲切安全系数取 2.2,

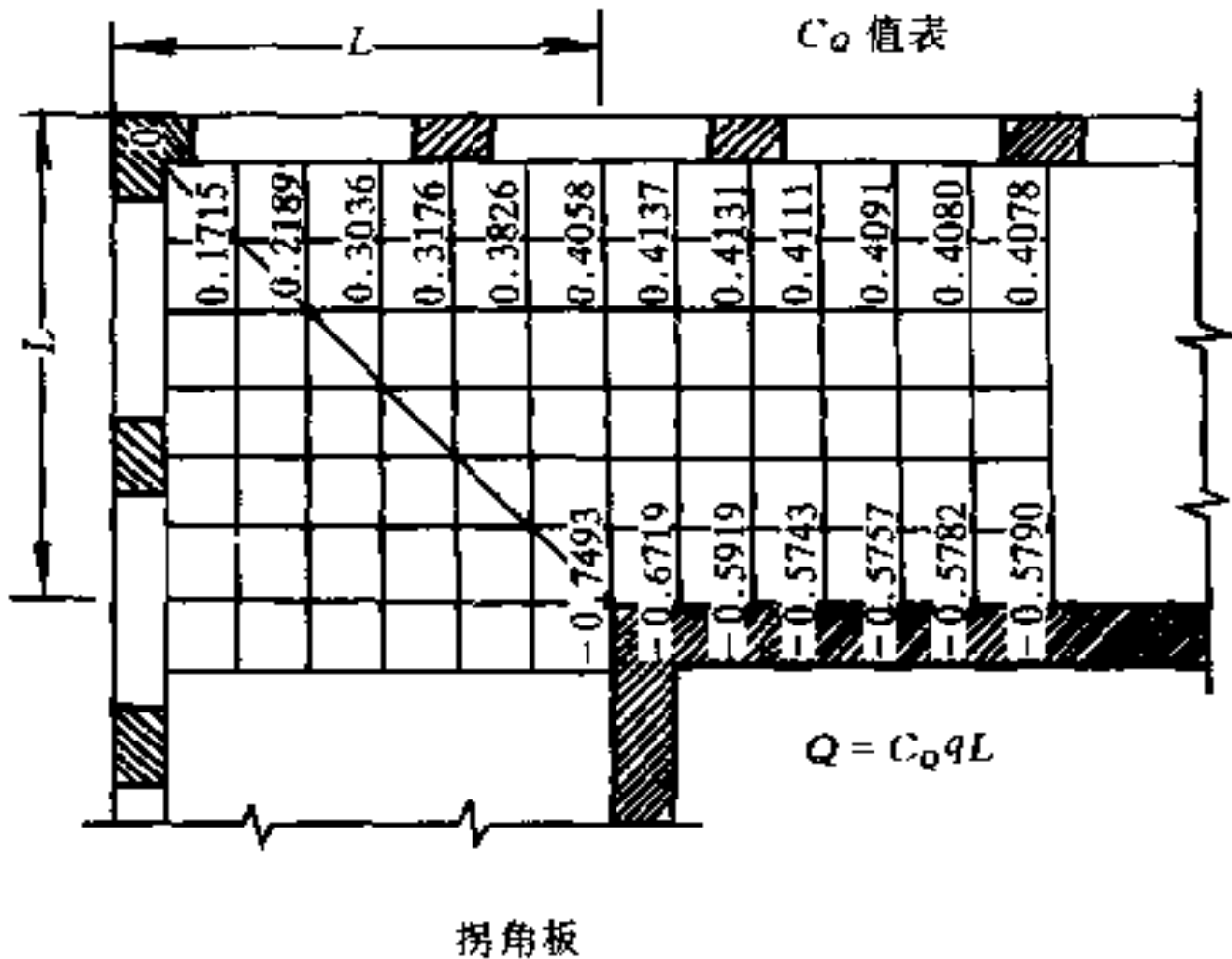
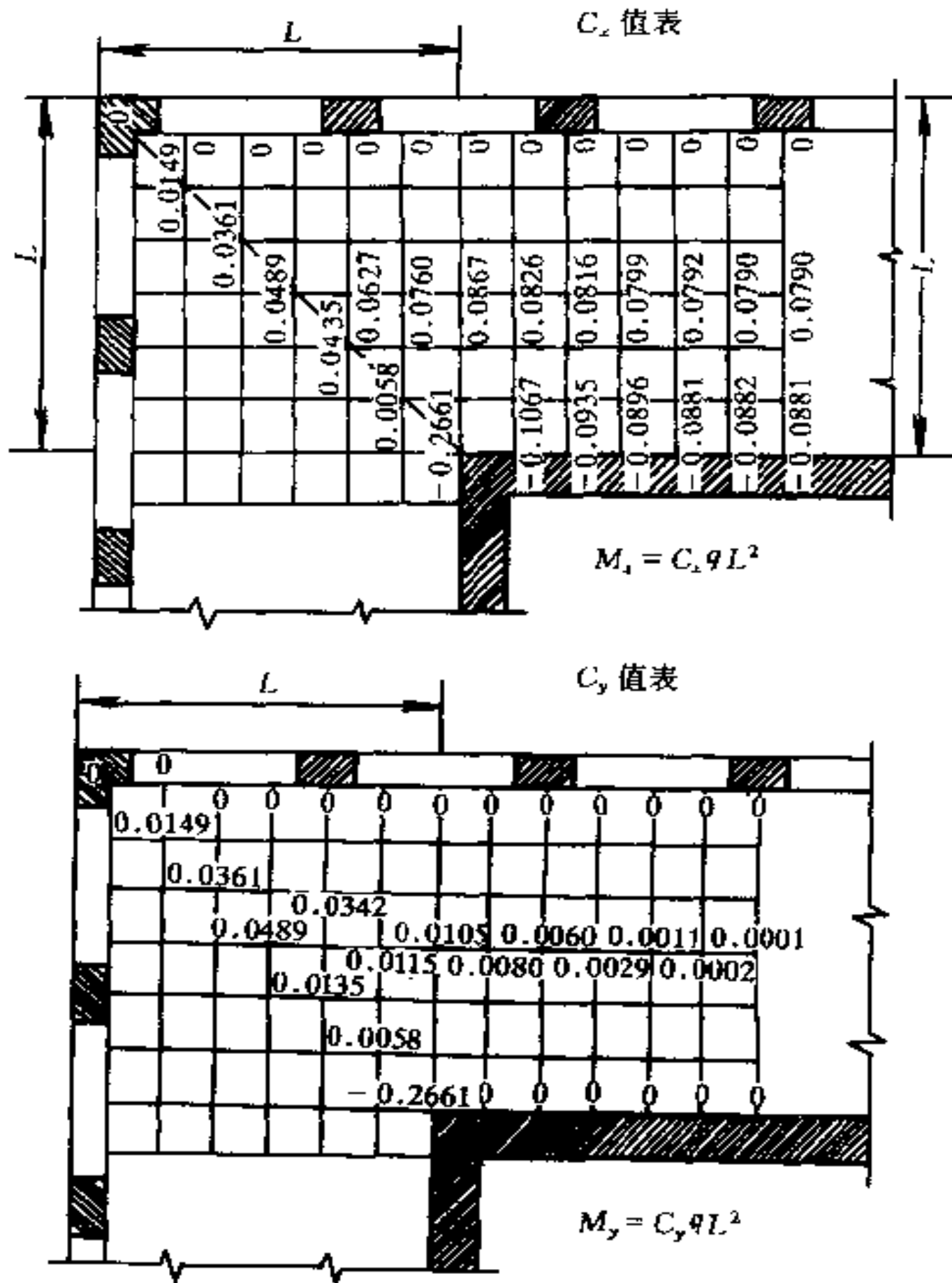


图 3.9 拐角板



续图 3.9 拐角板

可能是由于单独基础上部为素混凝土的缘故。上下皮均有配筋的构件，冲切安全系数仍应为 1.55。因而基础底板和无梁楼板应按剪切强度计算。

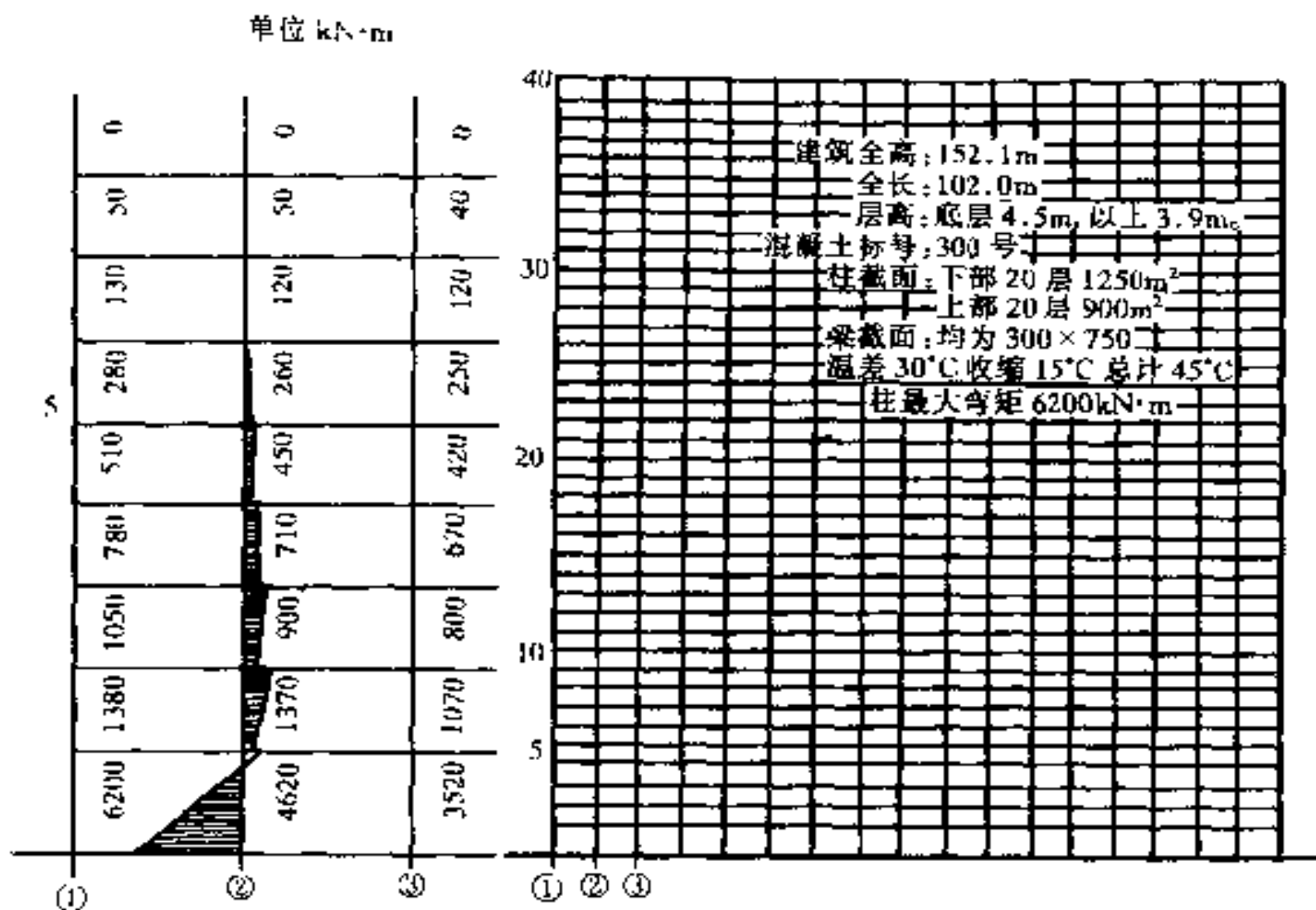
试看新规范的情况设混凝土等级为 C40。

抗剪 $0.07f_c = 0.07 \times 19.5 = 1.365$ ，抗冲切 $0.6f_t = 0.6 \times 1.8 = 1.08$ ，相差 26%。新旧规范相差 1.42 倍。

3.3 框架的温度应力

由于建筑外围环境温度的变化,结构内力不可避免的要受其影响。温度降低比温度上升对结构起着更大的作用。温度下降使结构水平构件产生拉力。混凝土的干缩加重了这项拉力。在施工中,混凝土凝固时的温度是日后外围温度上升和下降的计算界限点。因此,在冬日施工浇注混凝土对减小温度应力有利。

钢筋混凝土框架按弹性理论计算得出的温度应力,对较长的高层建筑影响很大,现以几个计算例题来研究框架的温度应力问题(图 3.10~图 3.12)。



3.3.1 外围温度下降

一栋 102m 长、40 层高的 高层建筑,设外围温度下降 30°C ,加上收缩当量 15°C ,按下降 45°C 计算。建筑的底面边界假定为嵌固。计算结果如图 3.10 所示。数字取每楼层上下端弯矩的较大

值。外柱底端弯矩竟达 $6200\text{kN}\cdot\text{m}$, 剪为 1550kN 。这样大的内力给定的柱截面无法承受。按此内力设计无法解决。虽然沿结构全高度外围均有温度差, 但内力沿高度衰减很快, 到第七层内力仅为底层的 2%, 这是因为上层远离基础, 约束小的缘故。

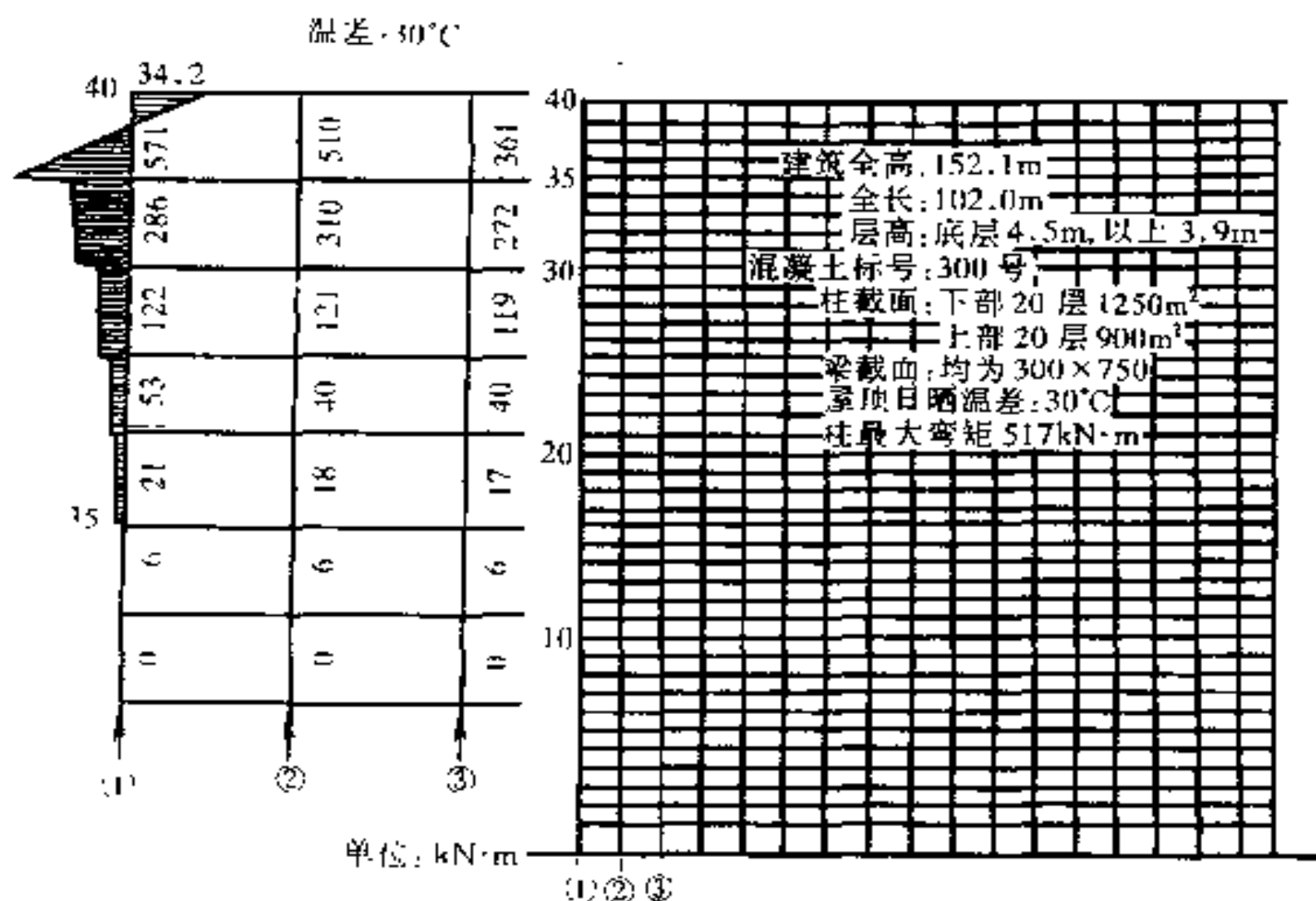


图 3.11 屋顶日晒框架温度应力

实际问题并不如此严重, 水平构件的拉伸变形发生发丝裂缝, 框架节点塑性铰的出现, 内部构件对外围框架的约束, 以及基础微量压缩, 把问题缓和下来。框架的实际受力情况很难计算。因此结构设计人对温度受力问题, 除在构造上凭经验加强外, 不做过多的考虑。北京首都体育馆长 122m , 北京京伦饭店长 142m , 除在施工中采用临时施工缝外, 在设计计算上均未考虑温度应力。迄今并未发现明显的裂缝。

3.3.2 温度升高

图 3.11 是屋面受日晒温度升高 30°C 的情况。顶层外柱的下端弯矩最大, 因为下端较上端约束较大的缘故。由于建筑上部刚度较小内力均较前一例题小。从图上可以看到自顶面以下到五层

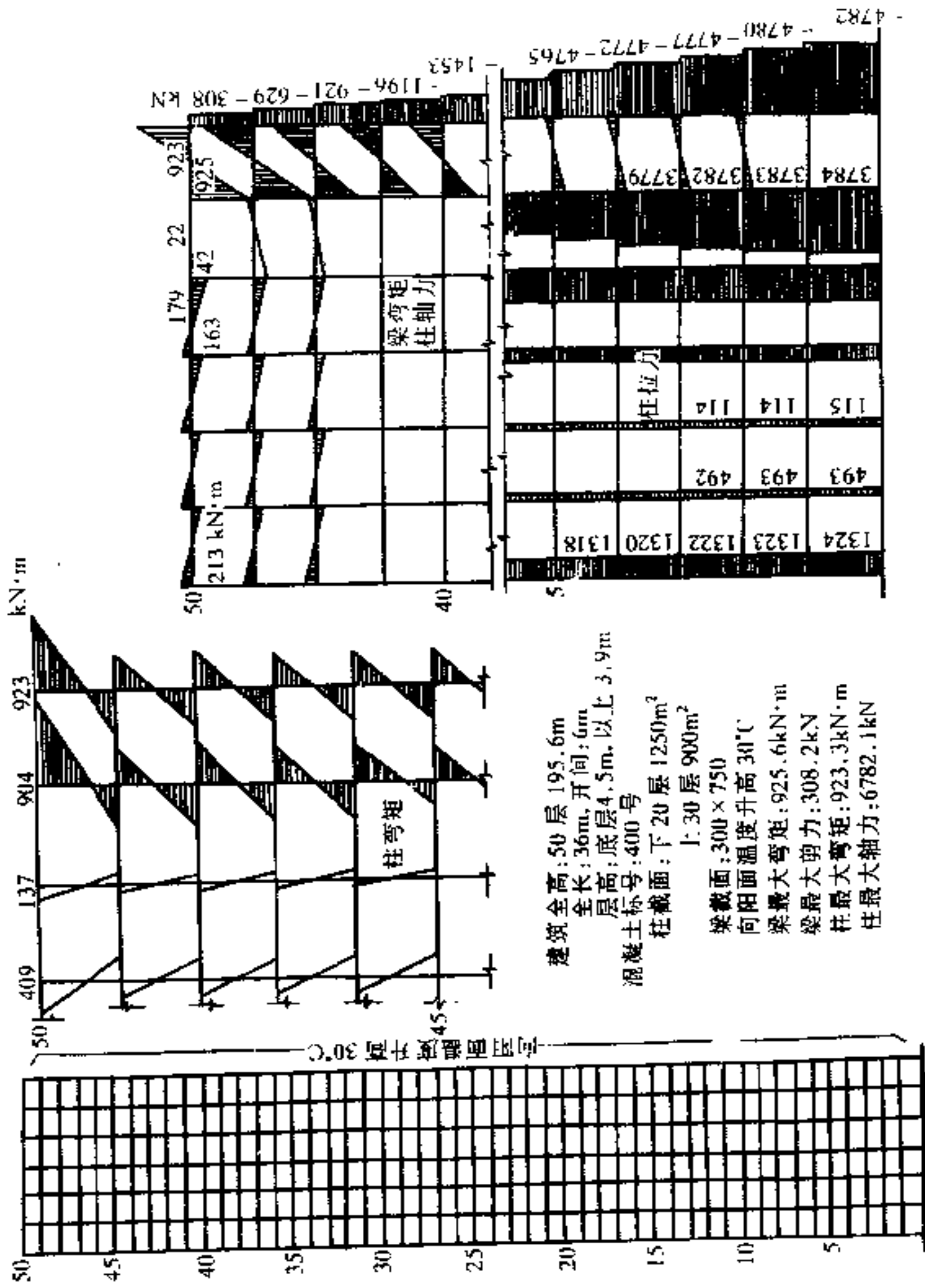


图 3.12 向阳面日晒框架温度应力

温度应力已很小

3.3.3 温度变化

另外一个例题是 50 层的高层建筑,在向阳面和背阴面有温差的情况(图 3.12)。温差假定为 30°C 。向阳面的外柱自上而下逐层增加压力,到底层净增 4780kN ,紧邻外柱的第一根内柱逐层产生拉力,底层拉力达 3780kN 。由于整栋建筑形成弯曲,背阴面的外柱产生压力。和柱的情况相反,垂直于外墙水平梁的弯矩值自上而下逐层减小。

一些国外的高层建筑并不存在上述问题,因为外墙板的保温隔热性能好,特别是幕墙。幕墙是悬挂式的隔热墙板,水平方向可以滑动,纵向象鱼鳞片那样的活搭接,温差对内部骨架影响很小。

框架温度应力按弹性理论计算,是高次超静定结构的计算问题,今简略的叙述其计算步骤。以向阳面和背阳面的温差为例,先将向阳面外柱的柱顶嵌固,按温度上升的要求度数按线胀系数计算柱顶的嵌固力,这是整根外柱在嵌固情况承受的力。再以该力反方向加于外柱的顶端,计算全部框架的内力。将前两项内力迭加即得内力的最终结果。其它情况也是根据这原则计算的,这是一般超静定结构的计算方法。框架每一楼层截面柱剪力的总和均为零,这是虚荷载的性质。

还要提醒,在这问题上按弹性理论计算取得结果并不真实。因为框架受力并不是纯弹性的。

3.4 楼层错层柱

一般的印象,错层柱存在着相当大的问题,一是形成短柱,延性差;二是柱高减小,刚度增大,在水平力作用下引入巨大的剪力。例如当错半层时,柱高减短一半,按剪力分配理论,该柱承受的剪力应为同层同截面其它内柱的 8 倍。从计算分析,并非如此,一般情况错层柱承受的剪力仅为其它同层柱的 $1.2\sim 1.4$ 倍。其主要

原因在错层处为软连接,减弱了从表面看类似短柱的刚度。

单位:t

0.7				2.0		4.6		1.2
2.3				5.0		6.8		2.8
3.2				6.8		8.5		3.5
3.9				8.1		10.2		4.2
4.6				9.4		11.2		4.9
5.4				10.6		13.0		5.6
6.0				11.6		14.2		6.2
6.5				12.3		15.4		6.7
7.0				12.9		16.4		6.9
7.9				14.2		21.1		7.8
12.4				15.8				

图 3.13 错层框架

单位:t

0.2					2.2		0.1
1.6					3.9		1.5
2.6					5.7		2.4
3.5					7.3		3.4
4.4					8.8		4.3
5.2					10.1		5.1
5.9					11.2		5.8
6.4					12.3		6.4
7.0					12.7		6.9
7.3					13.1		7.3
9.7					12.6		9.2

图 3.14 不错层框架

图 3.13 和图 3.14 是纯框架错半层和不错层,在抗震设计为 8 度时各柱的计算剪力。错层柱的剪力比其它内柱剪力要大些,比不错层柱的剪力要更大些,但差别不很大。从剪力分布情况可以看到带有错层柱的框架仍有正常纯框架剪力分布的性质。两种情况框架的自振周期分别为:

错层框架 $T_1 = 2.0297s$

不错层框架 $T_1 = 2.0190s$

错层框架自振周期稍长些,这说明在错层处由于软连接,错层

框架的刚度要小些的缘故。

错层柱一边有剪力墙,另一边无剪力墙时,水平力冲向有剪力墙的一方,使错层柱的剪力增加(图 3.15,图 3.16)。对整体来说仍然是框剪结构,所有柱分担的剪力都不大。无剪力墙的一边各楼层柱拦阻大部分剪力,剩余的力才直接传递给错层柱。错层柱又以集中荷载竖向连续梁的方式部分传递给有剪力墙一方的上下层楼板。错层柱和其它柱一样服从框剪结构的剪力分布规律,即底层和顶层剪力稍小,中部大致相等。

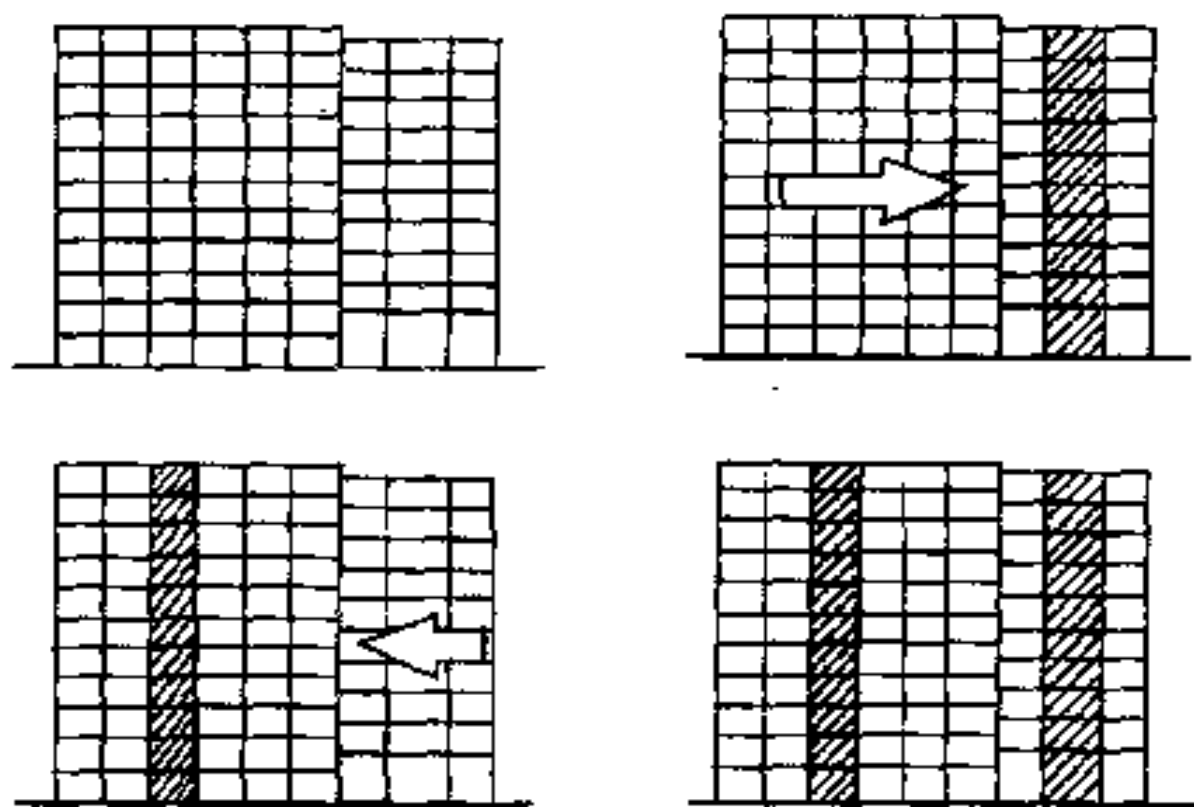


图 3.15 地震力的冲击

单位: t

0.5		2.4		5.6	-42	3.0
2.1		4.4		8.5	11	2.0
2.2		4.7		8.5	18	2.1
2.4		5.0		8.5	41	2.7
2.5		5.4		8.5	61	2.9
2.8		5.5		8.5	80	3.0
2.8		5.5		8.7	100	2.9
2.8		5.2		8.7	122	2.7
2.5		4.7		7.8	149	2.2
2.4		3.8				
2.3		3.5		3.0	182	1.4

图 3.16 单边有剪力墙的框剪结构

错层柱两边均有剪力墙时,错层柱承受的剪力仍大于其它内柱(图 3.17)如错层柱经核算受力不很高,则不必采取过多的加强措施,总之错层柱,特别是框剪结构,问题不象想象的那样严重。

图中剪力墙受力较大,考虑四榀框架中有一榀有剪力墙的缘故。

2.2	19	4.0	4.0	13	3.0
1.8	6	4.0	5.4	8	2.0
2.1	17	4.5	6.0	23	2.1
2.2	26	4.7	6.1	39	2.5
2.3	34	4.8	6.0	52	2.5
2.4	48	4.8	5.3	65	2.5
2.3	49	4.6	5.1	75	2.4
2.2	55	4.2	4.7	84	2.1
1.9	62	3.6	4.5	92	1.7
1.4	72	2.6	3.0	103	0.9
1.4	79	1.9	1.3		

图 3.17 两边有剪力墙的框剪结构

事物均应一分为二,分析是按没有截面高度的杆件系统分析的,实际上错层柱的净高更短。纯框架依靠柱本身的截面来承受地震剪力,错层柱又较同层柱剪力有所增加,且仍有部分短柱性质,在构造措施上适当予以加强。

3.5 井字梁的内力分析

井字梁的内力是双向梁相互作用的结果。在纵横梁交接的节点上存在着超静定反力,以 5×5 正方网格梁为例对 I 梁来说 a 点是最靠近边支座的点,刚度较大。对 II 梁来说 2 是靠中间的点,刚度较小,因而在这点上, I 梁承托 II 梁, II 梁加荷于 I 梁,因为节点间有集中反力存在,弯矩图上出现不连续的折点。从上面的分析结果可以看到,一般计算图表给出节点处的值,有些部位并非最大值。但对实际应用影响不大。

对正方形井字梁对角线上的节点由于所处地位相同互不负担或承托另一方向的梁,其间的超静定力为零。

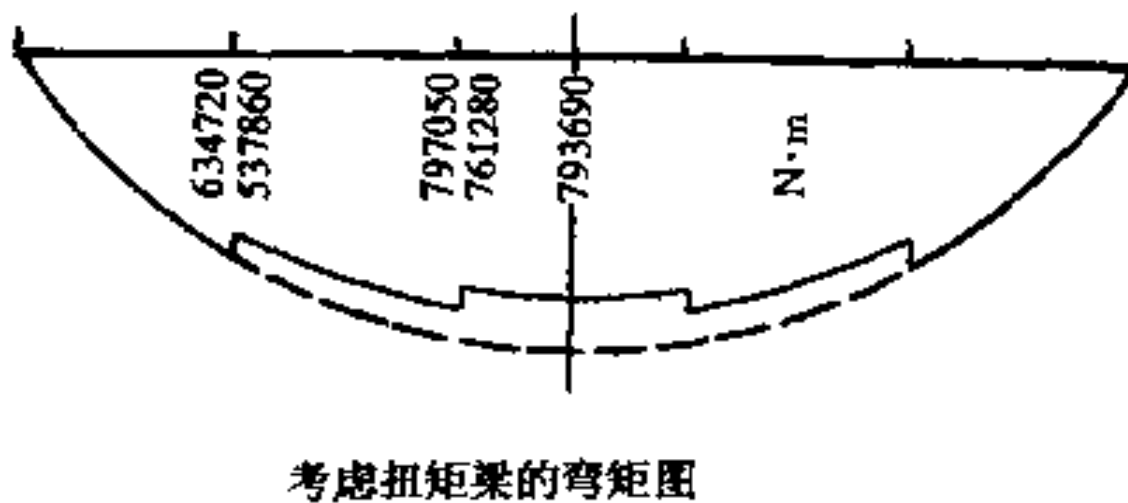
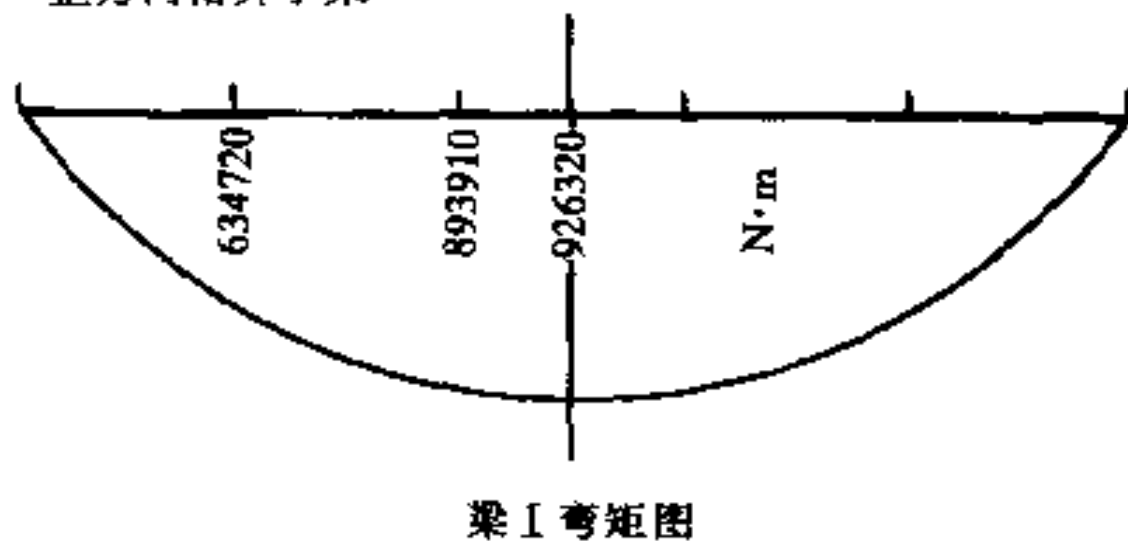
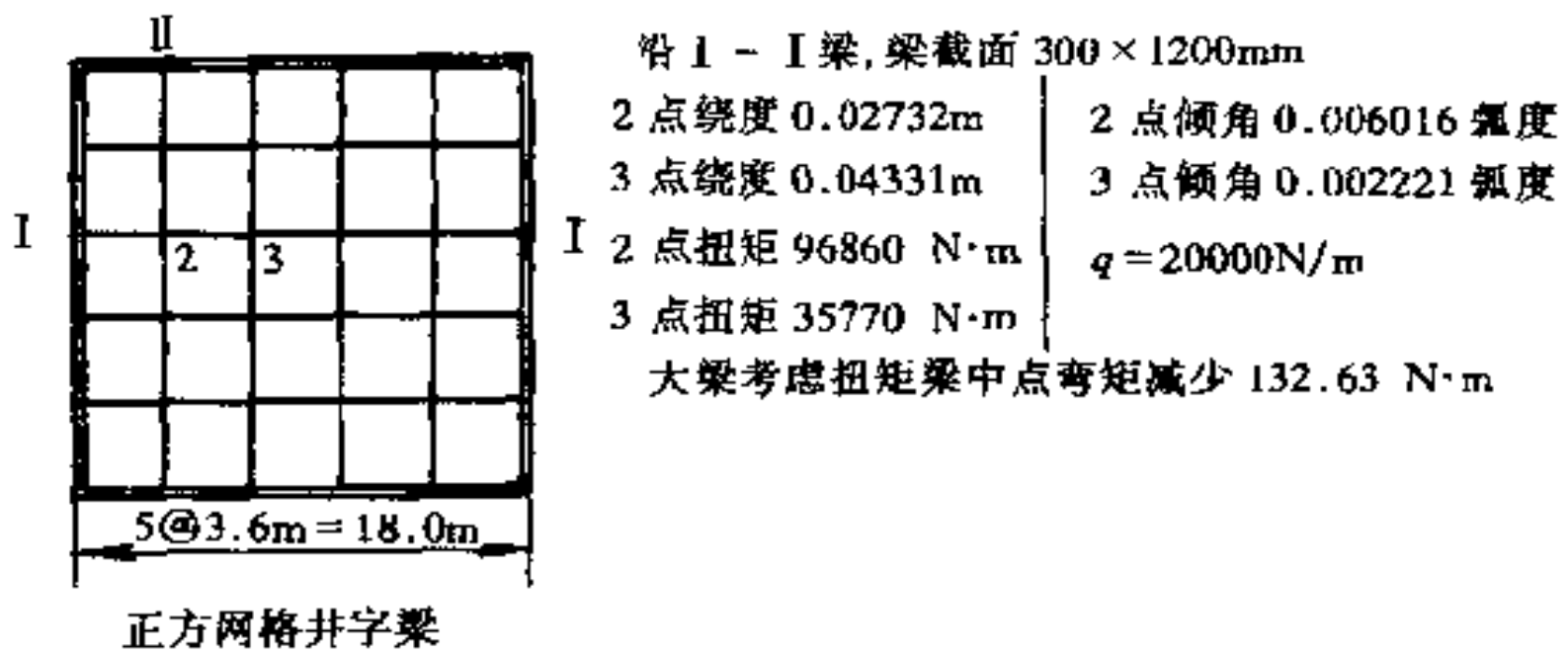


图 3.18 考虑扭矩梁的弯矩图

纵横梁承受荷重后变形,使梁除产生弯曲外还产生扭曲(图 3.18)。以 5×5 正方井字梁中的 I 梁为例, II 梁在支座处梁的底边平行于边线。由于 I 梁的弯曲使 II 梁在节点 2 处产生转角,从而对 I 梁在节点处产生约束扭矩,减小了 I 梁正截面的弯矩。实际上梁的弯曲和扭转共同承担梁的荷载。纵横梁上互支承担不产生负弯矩。

井字梁四周的边梁也存在着扭矩,因为各梁端支座处转角各

不相同的原故。

当梁的间距很小,成双向密肋形,且考虑梁的扭转时其内力分布趋近于平板。

3.6 井字梁计算图表

井字梁的内力是双向梁相互作用的结果。在纵横梁交接的节点上存在着超静定反力,互相搭接互相支承,对四边简支的井字梁中不产生负弯矩,梁的上部钢筋按构造配置。

本节给出四边简支正方形网格方形和长方形井字梁的计算图表(表 3.2.1 和表 3.2.2)。内力以最中央的一根均布荷载简支梁做为计算基础。将表列此梁的系数(均大于 1)乘以简支梁内力即得中央梁的内力值,以此值乘以其它梁相应系数即得各梁的内力。当两方向网格数不同时,从短向中央一根梁起算。中央一根梁系数大于 1 是因为有其它梁搭在中央梁上的缘故。表列系数采取差分法计算求得。

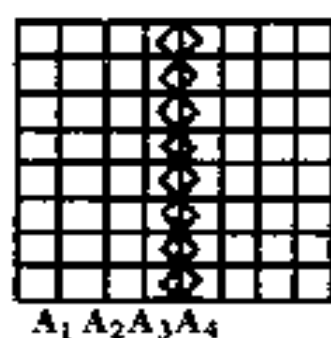
楼板荷载按图示范围计算,其均布荷载值为一节间荷载的半数,加上单根梁的单位自重即为中央一根梁的线荷载 q 。

对两个方向网格数相同的井字梁,不论网格数多少弯矩系数均可取 1.25,梁端剪力系数均可取 1.35,表列数字不齐因为差分法和有限元一样是近似计算方法。

对两个方向网格数不相同的井字梁(表 3.3.1~表 3.4.2)从表列系数可以看到,两个方向的网格数相差仅一格时短向中央梁受力仍然最大。井字梁剪力系数均比弯矩系数大,因为节点荷载对梁的跨中弯矩有节点距离关系,而梁端剪力系数不受节点距离的影响。

正方网格正方形井字梁跨中弯矩

表 3.2.1

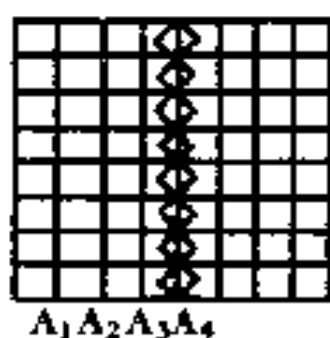


中央的一根梁以 $\frac{1}{8}ql^2$ 乘表列大于 1 的系数即得跨中弯矩。
 将此跨中弯矩乘以其它梁相应系数即得各梁跨中弯矩。

格数 \ 梁号	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₅	A ₆
5×5	0.625	1.097				
6×6	0.504	0.868	1.2204			
7×7	0.449	0.805	1.162			
8×8	0.384	0.70	0.925	1.217		
9×9	0.349	0.655	0.881	1.190		
10×10	0.310	0.589	0.810	0.952	1.223	
11×11	0.285	0.547	0.765	0.919	1.205	
12×12	0.259	0.500	0.708	0.867	0.966	1.226
13×13	0.242	0.469	0.699	0.830	0.943	1.213

正方网格正方形井字梁支座剪力

表 3.2.2



中央的一根梁以 $\frac{1}{2}ql$ 乘表列大于 1 的系数即得支座剪力。
 将此支座剪力乘以其它梁相应系数即得各梁支座剪力。

格数 \ 梁号	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₅	A ₆
5×5	0.647	1.214				
6×6	0.542	0.884	1.298			
7×7	0.493	0.831	1.291			
8×8	0.437	0.752	0.939	1.332		
9×9	0.405	0.707	0.903	1.326		

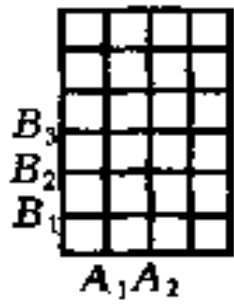
续上表

梁号 格数	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₅	A ₆
10×10	0.370	0.653	0.848	0.962	1.350	
11×11	0.3447	0.633	0.811	0.938	1.346	
12×12	0.325	0.577	0.766	0.897	0.974	1.362
13×13	0.305	0.563	0.753	0.890	0.980	1.359

中央一根梁的系数大于1是由于各相邻梁加载于中央梁的结果。其它梁相应减小。对两方向网格数相同的井字梁,不论网格数多少弯矩系数均可取1.25,梁端剪力系数均可取1.35。

正方网格长方形井字梁跨中弯矩

表 3.3.1



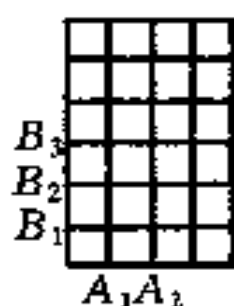
短跨中央的一根梁以 $\frac{1}{8}ql^2$ 乘表列大于1的系数即得跨中弯矩。

将此跨中弯矩乘以其它梁相应系数即得各梁跨中弯矩。

梁号 格数	B ₅	B ₄	B ₃	B ₂	B ₁	A ₄	A ₃	A ₂	A ₁
5×6			1.571	0.873	0.514			0.665	0.411
6×7			1.546	0.837	0.4522		0.734	0.626	0.362
6×8		1.863	0.929	0.721	0.400		0.526	0.456	0.262
6×9		2.022	0.892	0.677	0.367		0.401	0.347	0.200
7×8		1.517	0.927	0.714	0.389		0.741	0.594	0.329
7×9		1.743	0.924	0.665	0.307		0.573	0.4459	0.254
7×10	1.949	0.956	0.824	0.609	0.325		0.442	0.354	0.196
8×9		1.491	0.882	0.657	0.351	0.777	0.717	0.549	0.297
8×10	1.753	0.953	0.816	0.597	0.316	0.608	0.561	0.429	0.232
8×11	1.916	0.925	0.776	0.561	0.295	0.490	0.452	0.346	0.187

正方网格长方形井字梁支座剪力

表 3.3.2



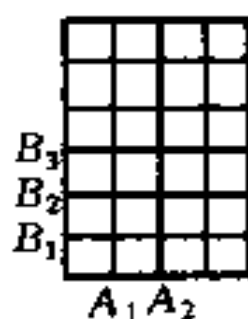
短跨中央的一根梁以 $\frac{1}{2}ql_a$ 乘表列大于 1 的系数即得支座剪力。

将此支座剪力乘以其它梁相应系数即得各梁支座剪力。

梁号 格数	B_5	B_4	B_3	B_2	B_1	A_4	A_3	A_2	A_1
5×6			1.637	0.884	0.540			0.648	0.422
6×7			1.579	0.830	0.491		0.738	0.655	0.403
6×8		1.837	0.938	0.751	0.436		0.564	0.501	0.310
6×9		1.959	0.905	0.710	0.408		0.479	0.427	0.266
7×8		1.591	0.938	0.750	0.435		0.743	0.620	0.369
7×9		1.778	0.902	0.705	0.403		0.603	0.505	0.303
7×10	1.945	0.962	0.848	0.653	0.370		0.504	0.4244	0.256
8×9		1.560	0.902	0.705	0.403	0.795	0.747	0.601	0.351
8×10	1.758	0.961	0.845	0.649	0.367	0.643	0.606	0.489	0.309
8×11	1.894	0.937	0.810	0.616	0.346	0.544	0.522	0.424	0.250

正方网格长方形井字梁跨中弯矩(续)

表 3.4.1



短跨中央的一根梁以 $\frac{1}{8}ql_a^2$ 乘表列大于 1 的系数即得跨中弯矩。

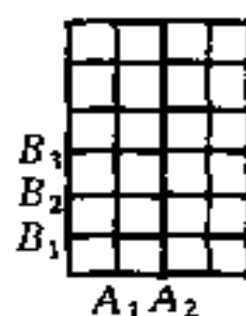
将此跨中弯矩乘以其它梁相应系数即得各梁跨中弯矩。

梁号 格数	B_7	B_6	B_5	B_4	B_3	B_2	B_1	A_6	A_5	A_4	A_3	A_2	A_1
9×10			1.471	0.979	0.813	0.592	0.312			0.789	0.693	0.514	0.273
9×11			1.673	0.922	0.771	0.555	0.290			0.641	0.563	0.417	0.222
9×12		1.861	0.968	0.874	0.720	0.514	0.267			0.520	0.457	0.339	0.180
10×11			1.451	0.920	0.766	0.549	0.286		0.813	0.773	0.658	0.477	0.249
10×12		1.673	0.967	0.870	0.713	0.506	0.262		0.666	0.633	0.538	0.390	0.205

续上表

梁号 格数	B ₇	B ₆	B ₅	B ₄	B ₃	B ₂	B ₁	A ₆	A ₅	A ₄	A ₃	A ₂	A ₁
11×12		1.437	0.967	0.868	0.710	0.503	0.260		0.822	0.755	0.627	0.448	0.234
11×13		1.616	0.944	0.833	0.674	0.474	0.244		0.699	0.634	0.526	0.375	0.195
12×13		1.422	0.943	0.831	0.670	0.470	0.242	0.840	0.811	0.727	0.593	0.419	0.217
12×14	1.612	0.976	0.903	0.786	0.628	0.438	0.225	0.709	0.665	0.613	0.500	0.353	0.183
13×14	1.412	0.975	0.902	0.784	0.626	0.436	0.223	0.847	0.797	0.701	0.565	0.395	0.203
13×15	1.571	0.957	0.874	0.751	0.596	0.412	0.211	0.727	0.685	0.602	0.484	0.339	0.175

正方网格长方形井字梁支座剪力(续) 表 3.4.2



短跨中央的一根梁以 $\frac{1}{2}ql_d$ 乘表列大于 1 的系数即得支座剪力。

将此支座剪力乘以其它梁相应系数即得各梁支座剪力。

梁号 格数	B ₇	B ₆	B ₅	B ₄	B ₃	B ₂	B ₁	A ₆	A ₅	A ₄	A ₃	A ₂	A ₁
9×10			1.556	0.970	0.846	0.650	0.368			0.780	0.722	0.567	0.326
9×11			1.722	0.937	0.809	0.614	0.344			0.671	0.609	0.480	0.260
9×12		1.874	0.974	0.895	0.764	0.575	0.321			0.575	0.523	0.413	0.240
10×11			1.534	0.936	0.810	0.615	0.345		0.832	0.801	0.707	0.546	0.311
10×12		1.711	0.974	0.895	0.763	0.573	0.317		0.700	0.674	0.596	0.462	0.264
11×12		1.535	0.974	0.896	0.764	0.575	0.321		0.834	0.783	0.679	0.518	0.292
11×13		1.677	0.956	0.866	0.731	0.546	0.303		0.720	0.677	0.589	0.450	0.255
12×13		1.518	0.956	0.867	0.732	0.547	0.303	0.858	0.836	0.771	0.660	0.498	0.279
12×14	1.669	0.981	0.924	0.829	0.694	0.515	0.285	0.741	0.723	0.667	0.572	0.434	0.244
13×14	1.518	0.981	0.924	0.830	0.695	0.516	0.285	0.859	0.822	0.748	0.433	0.475	0.265
13×15	1.625	0.867	0.901	0.802	0.667	0.492	0.271	0.257	0.725	0.660	0.560	0.421	0.236

正方网格方形井字梁,梁端嵌固共有五种情况(表 3.5.1,表

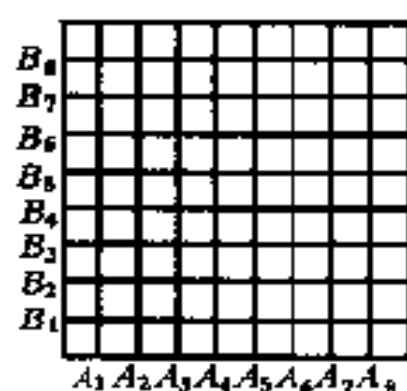
3.5.2)。B型为单边嵌固,C、D型为两边嵌固,E型为三面嵌固,F型为四面嵌固。现以9×9正方网格井字梁为例,表3.5.1、3.5.2中给出每根梁的最大正负弯矩及支座剪力系数。普遍规律靠中部的负弯矩和剪力均最大。计算方法和四边为简支边相同,均按简支梁的内力乘以表列绝对值大于1的系数。仅F型没有大于1的弯矩系数。对不同网格数的方形井字梁相应的系数不变,这根梁的正弯矩系数不变,同时垂直方向靠中部梁的最大值的系数也不变。但要记住只有边部绝对值大于1的系数才乘以简支梁的内力,其余两方向的梁按系数均乘以计算所得的最大内力。不同网格数的系数中间一根均同,归纳如下,弯矩系数:B型1.75,C型及D型1.35,E型1.15,F型0.90;剪力系数:B型2.20,C型1.95,D型1.75,E型1.70,F型1.40。

有嵌固端的井字梁最简便的计算方法按四边简支条件计算内力,多跨度井字梁的连续端酌加负筋。实践说明此方法安全可靠。

提出的计算方法,系数是按各节点实际的计算结果再除以简支内力求得,计算简便概念明确,是最好的计算方法。

各种边界条件正方网格弯矩系数




表3.5.1



以 $\frac{1}{8} q l^2$ 乘表列最大系数即得该梁支座最大弯矩。将此弯矩乘以其它梁相应系数即得各梁最大弯矩。

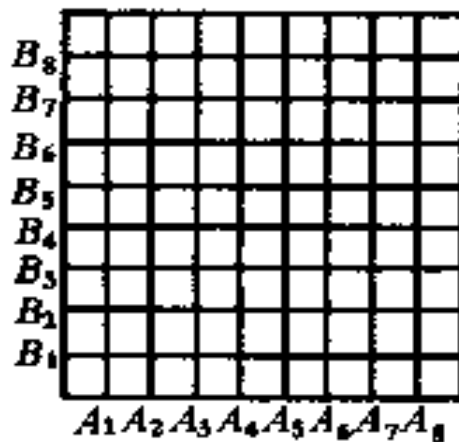
 B	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄
	-0.340	-0.702	-0.901	-1.781	0.188	0.356	0.478	0.541
 C	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇	B ₈
	0.151	0.282	0.364	0.384	0.341	0.249	0.135	0.037
 C	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄				
	0.031	0.115	0.202	0.256				
 C	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄
	-0.416	-0.718	-0.908	-1.326	0.169	0.321	0.432	0.489

续上表

	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₅	A ₆	A ₇	A ₈
	-0.170	-0.455	-0.422	0.914	-1.353	-0.959	-0.780	-0.457
	A ₁	A ₂	A ₈	A ₄	A ₅	A ₈	A ₇	A ₈
	0.052	0.186	0.335	0.436	0.489	0.462	0.358	0.201
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄
四边嵌固	-0.178	-0.456	-0.572	-0.813	0.050	0.167	0.287	0.359
	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇	B ₈
	-0.464	-0.785	-0.959	-1.160	-0.920	-0.734	-0.471	-0.180
	B ₇	B ₃	B ₃	B ₄	B ₃	B ₆	B ₇	B ₃
	0.184	0.343	0.385	0.468	0.420	0.312	0.172	0.047
四边嵌固	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₅	A ₆	A ₇	A ₈
	-0.223	-0.492	-0.847	-0.891	0.054	0.196	0.340	0.354








各种边界条件正方网格剪力系数

表 3.5.2



以 $\frac{1}{2}ql$ 乘表列最大系数即得该梁支座剪力。

将此剪力乘以其它梁相应系数即得各梁支座剪力。

	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄
	-0.477	-0.757	-0.922	-2.195	0.257	0.417	0.518	0.567
	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇	B ₈
	0.215	0.334	0.396	0.409	0.380	0.314	0.220	0.109
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄				
	0.114	0.216	0.282	0.328				
	B ₁	B ₃	B ₃	B ₄				
	-0.494	-0.771	-0.924	-1.933				
	A ₁	A ₈	A ₃	A ₄	A ₅	A ₈	A ₇	A ₈
	0.139	0.285	0.413	0.503	0.543	0.525	0.441	0.282
	B ₁	B ₃	B ₃	B ₄	B ₂	B ₆	B ₇	B ₆
	-0.537	-0.827	-0.970	-1.776	-0.934	-0.782	-0.557	-0.270
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄
	-0.269	-0.532	-0.713	-0.805	0.136	0.263	0.361	0.412
四周嵌固 F	B ₁	B ₃	B ₅	B ₄	B ₅	B ₈	B ₇	B ₆
	-0.543	-0.826	-0.970	-1.702	-0.936	-0.789	-0.566	-0.278
四周嵌固 F	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄				
	-0.331	-0.657	-0.884	-1.393				

负值为固端边

3.7 梁的扭转

板抗扭转能力强因为截面大。梁的抗扭能力差变形大因为截面小。因而尽可能避免用梁抵抗扭转。特别是梁上搭置着没有后根的悬挑板,仅靠扭力支承荷载容易下垂。梁内配有抗扭钢筋对抗扭能力有所改善,对变形的效果不很大。国外对抗扭构件采用密排方形螺旋箍,旋转方向取受力拧紧的方向,一根梁的两端,箍筋对称旋转,端头锚固在柱内。因构造较复杂,采用的不多。

下面研究将梁的扭转力转换为弯矩力的方法(图 3.19),例如梁上支承无后根悬挑板的情况,通过短连接柱,以弯曲形式传递到上层梁上,以维持力的平衡(图 a)。窗过梁底边的悬挑板,通过梁的侧向弯矩上翻使弯矩传递到上层楼板(图 b)。又如某体育馆抗风山墙的竖向悬挑杆件将内力传递给水平梁避免了山墙下长梁受扭(图 c)。

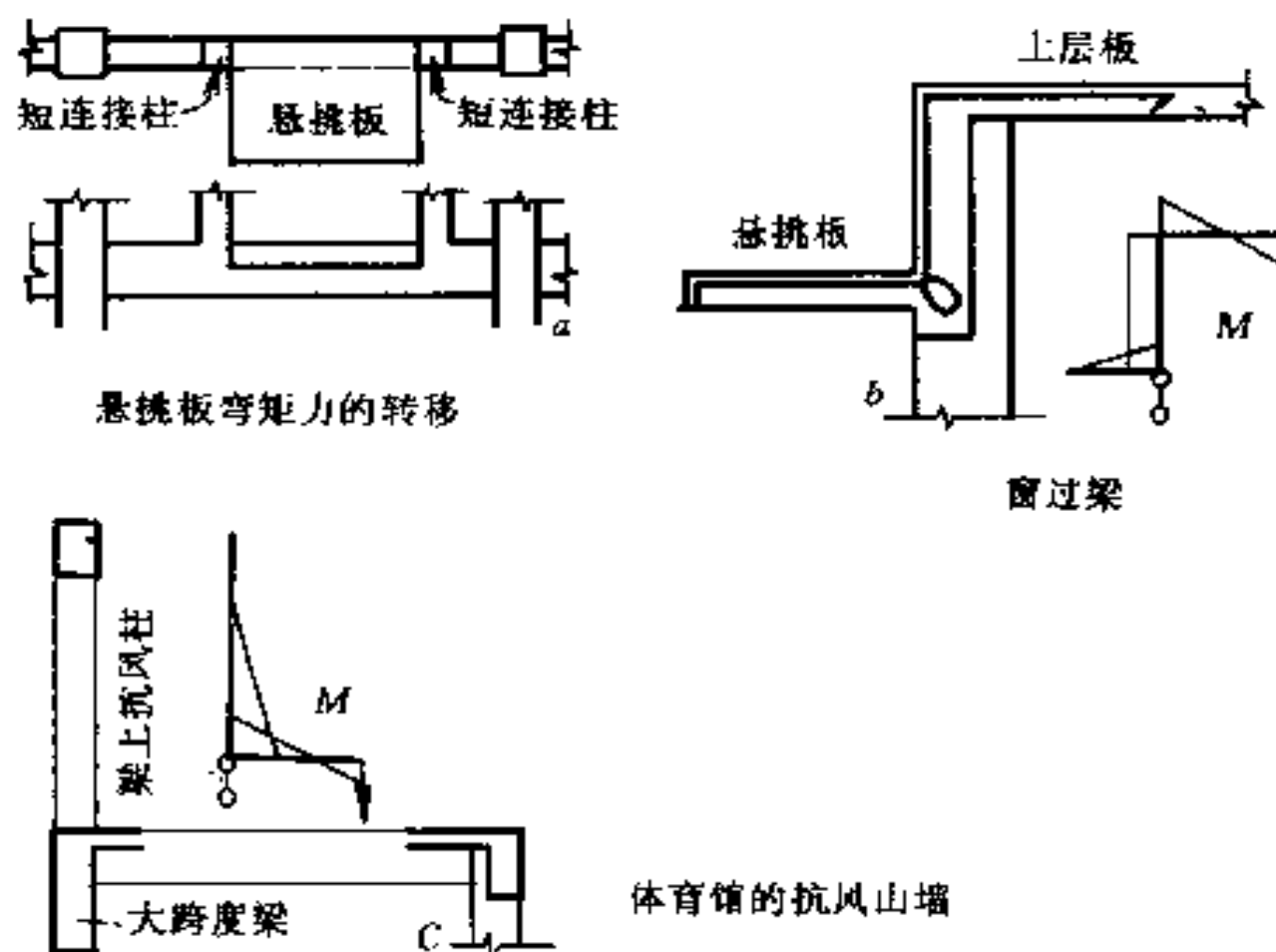


图 3.19

3.8 楼板上的轻隔墙和汽车轮压

带有轻隔墙的楼板可将隔墙的总重量平均分担于单块楼板的

全面积上,与板的其它荷载叠加计算内力。无需在墙下另布置钢筋,板内布置这样的钢筋并不起局部作用,同时破坏了楼板配筋的规律。设想在板中有一集中力(图 3.20),全板弯曲表明全板支承此荷载。附加荷载在板上的位置不同影响板的受力情况。轻隔墙仅是板上总荷载的一部分并延长度分布不可能有大的位置影响。经验说明按均布荷载方法设计完全可行。

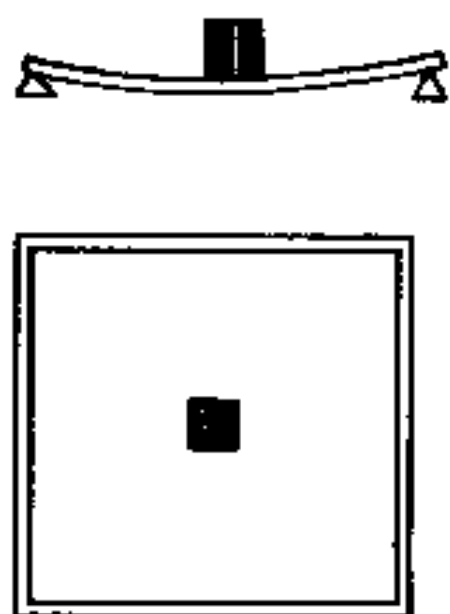


图 3.20 隔墙影响示意

地下车库一般仅存放小卧车,地面荷载规范规定按均布荷载计算,单向板为 4kN/m^2 ,双向板为 2.5kN/m^2 尚有一些板的尺寸限制,消防车楼板按 20.0kN/m^2 计算,一般载重汽车荷载按实际轮压集中移动荷载计算板的内力很复杂,建议按以下简算法计算。轮压对板的冲切如有复土按后轮单轮着地面积以 30° 扩散角计算,当无复土时按 45° 扩散角到板底计算。整板受力按板可能承载全部轮压的 2 倍按分布在全板面的均布荷载计算。集中荷载分布位置直接影响板的受力大小。轮压的最不利位置要比平均计算弯矩大很多。也可将轮压放在板的中部,以等效均布荷载计算内力。以上荷载均应乘以动力系数 1.2。本计算方法仅对民用建筑使用。

3.9 双向板的抗扭

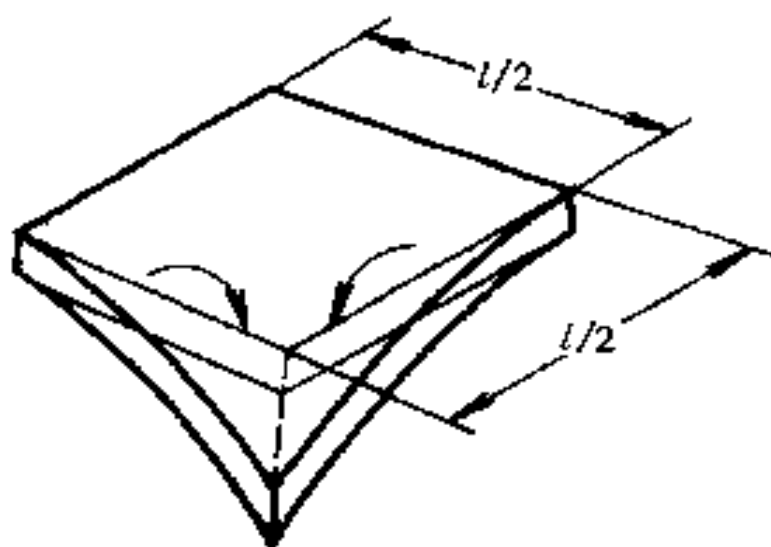
双向板存在着相当大的抗扭作用,扭力减小了板的弯矩也减小了板的挠度。在计算手册中无法给出板的抗扭系数,因为扭矩和板的厚度有关。下面计算一块正方形四边简支双向板的扭转作用(图 3.21)。

双向板抗扭影响:

平面尺寸 $l = 8.0\text{m}$ (方板)

板厚 $t = 20\text{cm}$

荷载 $q = 0.95\text{N/cm}^2$



$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$G = 3/7 E$$

$$\text{板中点挠度 } y = 0.0444 \frac{8l^4}{Et^3}$$

$$= 1.03 \text{ cm}$$

$$\text{中点弯矩 } m = 0.0365 ql^2$$

$$= 22.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

图 3.21 双向板抗扭

板的扭矩:

$$K = \frac{lt^3}{32} \left(\frac{16}{3} - 6.72 \frac{t}{l} \right) = 1032 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$T = \frac{KGa}{2 \times \frac{l}{2}} = 29.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = 1.03/400$$

M 和 T 大致相等, 弯矩钢筋可减少一半, 板挠度减小一半。

通过上面的计算可知在本例题中对四面简支双向板扭矩 T 和弯矩 M 大致相等, 荷重的 50% 由扭矩支承, 50% 由弯矩支承, 按常规计算板的弯矩, 配筋可减少 50%, 设计时习惯上不减少弯矩钢筋, 但对挠度减小 50% 要心中有数。

单向板不存在扭矩, 但对四面有梁的单向板也存在着扭矩。因为板的扭矩是由混凝土提供的。试看两个工程实例。

北京王府井百货大楼结构由已故杨宽麟总工程师设计, 屋顶板为方形 7.5m, 厚 10cm 的双向连续板, 四周加厚; 板的平均厚度 10.8cm, 配筋很少; 在使用中途局部加轻顶棚, 原屋顶板做为仓库板使用, 经唐山地震未发生问题。

黑龙江省镜波湖俱乐部舞厅, 楼板原设计为 8.5m 方形双向板, 相邻三面为跨度较小的单向板。业主施工时将厅中的四个圆柱移动, 板的跨度扩大为 9.5m, 方形板厚及配筋未变更, 经检查未发生问题。

对以上两栋建筑, 结构超出常规设计强度, 但未出现问题, 估

计是板抗扭所起的作用。这样的做法不适宜或可以说是错误的，这里仅介绍一些发生的情况。

3.10 相邻大小跨度楼板和悬挑板

相邻大小跨度楼板，两板厚度不同，在支座处小跨度板加腰以适应支座负弯矩。为了美观和施工方便，小跨度板可以不加腰。此时大跨度板按四边简支计算以增加跨中钢筋；小跨度板的负钢筋伸入大跨度做为构造补偿(伸入长度为 $1/5$ 大跨度)小跨度下部钢筋伸入大跨度内。这是大小跨度楼板厚度不同时最好的设计方法。

再例如某高级住宅工程生活间跨度为 8m (方形)，板厚 20cm 。相邻三面为 4m 跨板，板厚 12cm 。大跨度板边角处有一上下层连通的跃层楼梯图 3.22。设计先按无洞口四边简支计算。楼板配置两个方向的跨中钢筋，支座负筋服从相邻短跨板，沿楼梯洞口两个方向做暗梁，将不到头断掉的板内钢筋集中组成暗梁的底部钢筋，折算成截面较大的钢筋，再酌加上部钢筋和箍筋。在建筑单元中这间的开间最大，施工期间这间堆积了大量材料未发生任何问题，说明提出的设计方法可行。

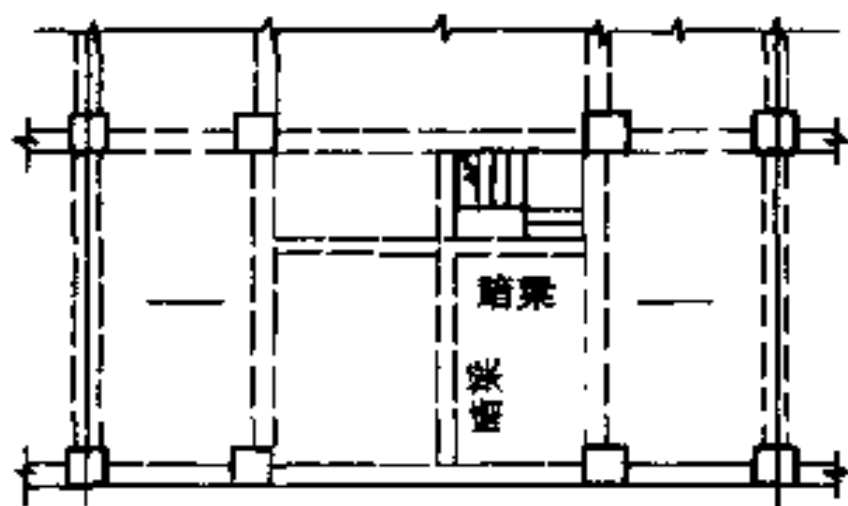


图 3.22 跃层楼梯的双向板

对跃层双向板另一种考虑方法和上述情况相仿(图 3.23)先按四边简支整板计算，为了说明配筋，将板分为 A~F 五个区段。将 DE 段纵向钢总面积加入 ABC 区段的纵向钢筋内配筋，

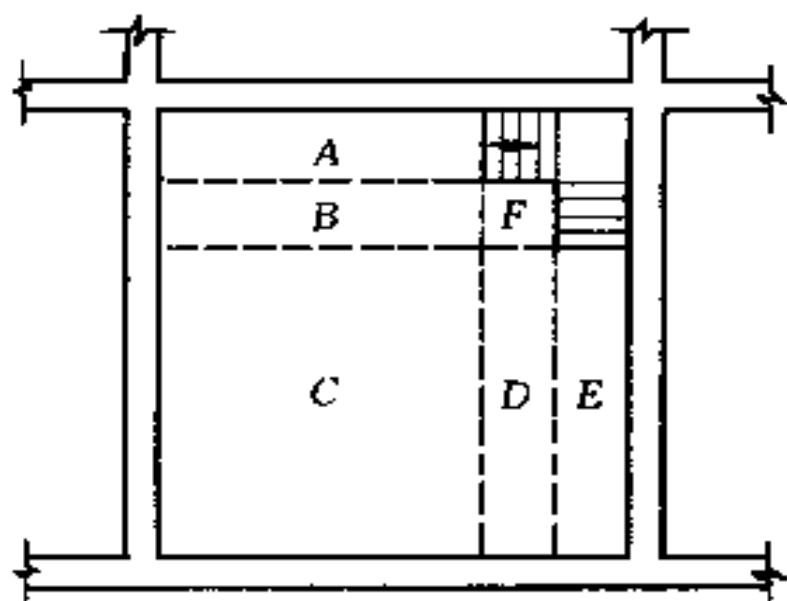


图 3.23 跃层楼梯平板钢筋分布图

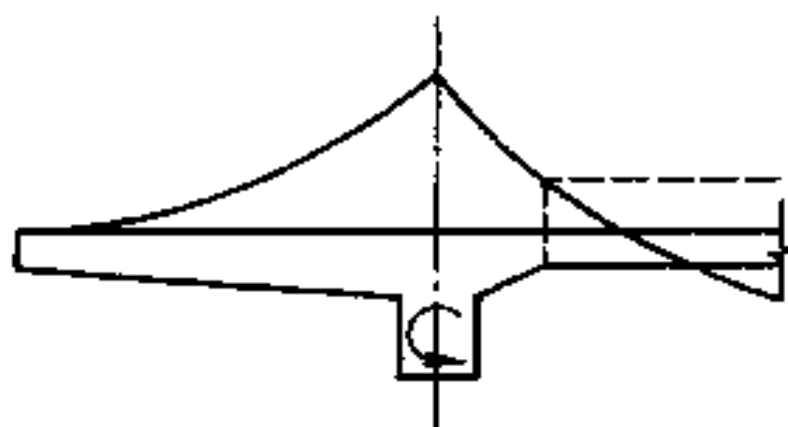


图 3.24 悬挑楼板

将 AB 段横向钢筋总面积力入 CDE 区段的横向钢筋内配筋,原有断筋保留。 F 为双向悬挑板在 DF 和 BF 板的上部加负钢筋。

尺度大的悬挑板的板厚常比内部板的厚度大(图 3.24),在支座处内部板需要加腰以平衡内外的负弯矩也避免了梁的受扭。加腰长度按内部板抵抗矩的交线决定。

挑梁的弯矩由连接柱节点上下端分担(图 3.25),柱上下每部分承受的弯矩比挑梁弯矩小,因而挑梁可以挑出一定的长度。对大挑梁,梁的下部配置构造受压钢筋,减少因徐变附加的挠度。悬挑梁除本身的挠度外,还有梁根节点转动的影响,经核算对挑梁挠度影响很小。

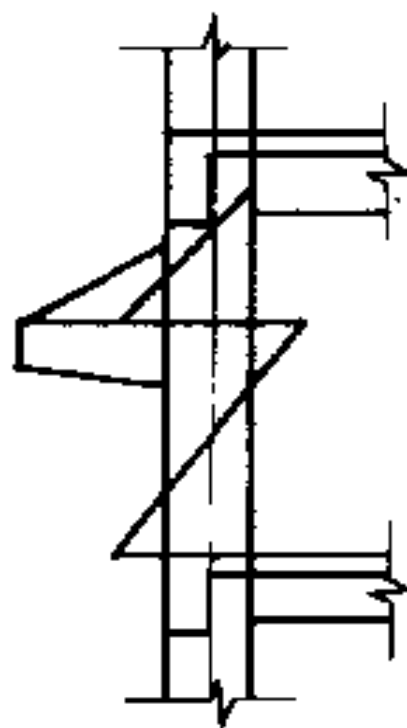


图 3.25 柱上挑梁弯矩

3.11 构件端节点的弹性约束

在设计中常遇到梁或板端节点的弹性嵌固问题,如整体现浇梁和墙的连接,地下室外墙板和基础板的连接等等,很多部位嵌固程度说不清楚,这就需要根据工程经验判定其嵌固程度。如采用弯矩分配法,端节点弯矩分配系数,可采用下式:

$$\text{端节点弯矩分配系数 } \mu = (1 - \text{嵌固度})$$

判定了嵌固度后即可按一般弯矩分配法进行计算。这是最简便的办法。

端跨度按端支座约束情况采用修正刚度法计算可以进一步简化,下面给出几种支座嵌固度的刚度修正系数值。

按弹性支座理论可以推出:

$$\text{弯矩刚度修正系数 } S' = \frac{3i - k'}{4i - k'} \cdot S \quad (1)$$

式中 k' ——弹性刚度系数。

$$\text{其中 } i = \frac{EI}{l} \quad (2)$$

$$S = 4i \quad (3)$$

$$\text{向端支座的传递系数 } C' = \frac{1}{2} \cdot \frac{k'}{3i + k'} \quad (4)$$

C' 不回传。

$$\text{支座嵌固度} = \frac{k'}{k' + S} \quad (5)$$

端节点约束可按以下几种考虑:

(1)半嵌固(嵌固度 $\frac{1}{2}$,如图 3.26,这是一般常应用的值)

$$\frac{k'}{k' + S} = \frac{1}{2} \text{ 解出 } k' = S = 4i \text{ 代入(1)和(4)得}$$

$$S' = \frac{7}{8} S, C' = \frac{2}{7}$$

(2) $\frac{1}{4}$ 嵌固

$$\frac{k'}{k' + S} = \frac{1}{4} \text{ 解出 } k' = \frac{1}{3} S \text{ 代入(1)和(4)得}$$

$$S' = \frac{13}{16} S \quad C' = \frac{2}{13}$$

(3)80%嵌固

$$\frac{k'}{k' + S} = 0.8 \text{ 解出 } k' = 4S \text{ 代入(1)和(4)得}$$

$$S' = \frac{19}{20}S \quad C' = \frac{8}{19}$$

(4) 零度嵌固(铰接)

$\frac{k'}{k'+S} = 0$ 解出 $k' = 0$ 代入(1)和(4)得

$$S' = \frac{3}{4}S \quad C' = 0$$

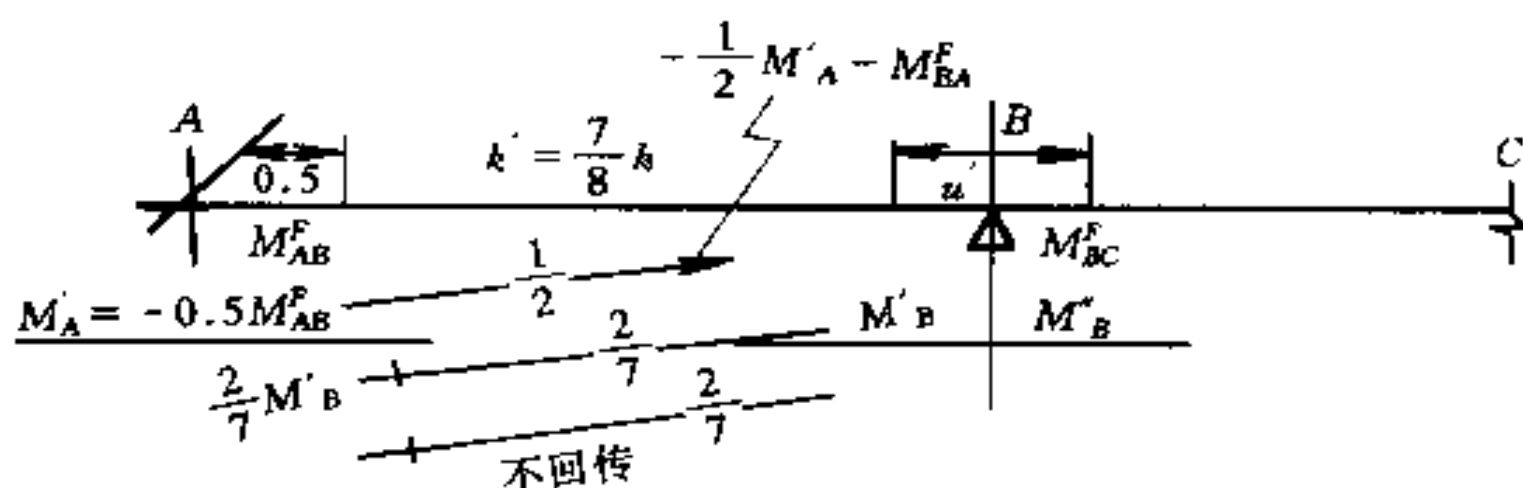


图 3.26 弯矩分配

3.12 等截面梁对称荷载弯矩计算

对称荷载对称等跨连续梁是民用建筑中常遇到的情况。这种连梁手算采用弯矩分配法也嫌过繁。利用其对称条件加以处理。梁支座弯矩只需要按各段梁的固端弯矩按给出的公式计算即可求得(图 3.27)。还给出边跨为中间跨度一半时的计算公式。当边跨为中间跨度的其它比例时可用系数插值解决。式中 M^F 为固端弯矩, M^H 为边跨边支座为铰接另一端的固端弯矩, M^F, M^H 均取正值。

以下为等截面对称梁弯矩计算公式。

3.12.1 三等跨梁对称荷载

$$M_B = -M_1^H + (M_1^H - M_2^F) \times 0.6$$

两端跨为中间跨度的一半时, $\frac{l_1}{l_2} = 0.5$

$$M_B = -M_1^H + (M_1^H - M_2^F) \times 0.75$$

3.12.2 四等跨梁对称荷载

$$M_B = -M_1^H + (M_1^H - M_2^F) \times 0.429$$

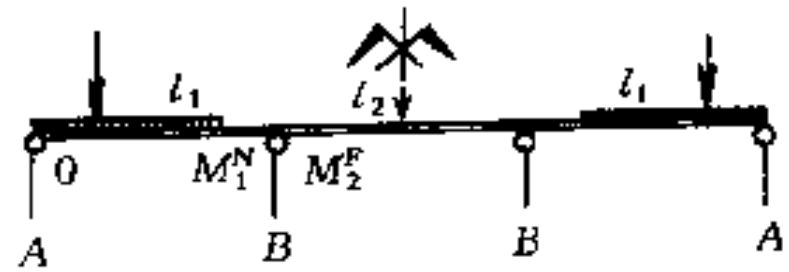
$$M_C = -M_2^F + (M_1^H - M_2^F) \times 0.285$$

两端跨为中间跨度的—

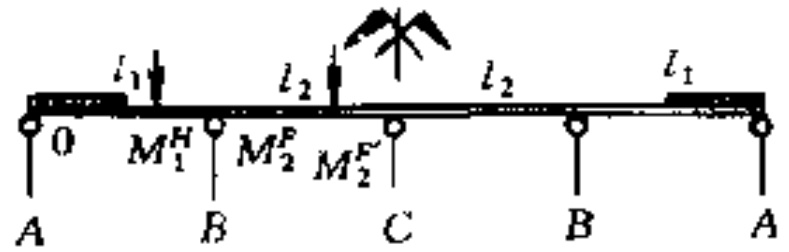
半时, $\frac{l_1}{l_2} = 0.5$

$$M_B = -M_1^H + (M_1^H - M_2^F) \times 0.6$$

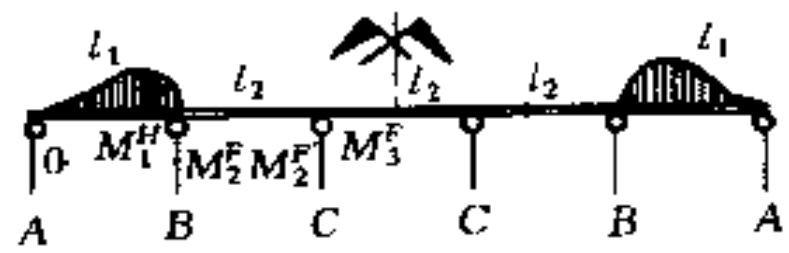
$$M_C = -M_2^F + (M_1^H - M_2^F) \times 0.2$$



(a) 三跨梁



(b) 四跨梁



(c) 五跨梁

图 3.27

3.12.3 五等跨梁对称荷载

$$M_B = -M_1^H + (M_1^H - M_2^F) \times 0.429 + (M_3^F - M_2^{F'}) \times 0.143$$

$$M_C = -M_3^F + (M_1^H - M_2^F) \times 0.095 + (M_3^F - M_2^{F'}) \times 0.333$$

两端跨为中间跨度的—半时, $\frac{l_1}{l_2} = 0.5$

$$M_B = -M_1^H + (M_1^H - M_2^F) \times 0.6 - (M_3^F - M_2^{F'}) \times 0.200$$

$$M_C = -M_3^F + (M_1^H - M_2^F) \times 0.67 + (M_3^F - M_2^{F'}) \times 0.333$$

其它跨度比取系数插值, 固端弯矩均取正值。

3.13 关于梁的一些问题

3.13.1 扁梁

为了增加楼层的净高, 常将柱间大梁做成扁梁, 以减小梁的高

度。扁梁是宽度大于或等于梁高的梁。密肋梁的高度按经验可取跨度的 $1/20$ 。扁梁可以看做多根密肋梁的集合体。扁梁的高跨比也不宜小于 $1/20$ 。试想无柱帽、无梁楼盖柱间板带暗梁能取到 $1/30$ ，比扁梁更薄，因为它的宽度是跨度的 50% 。

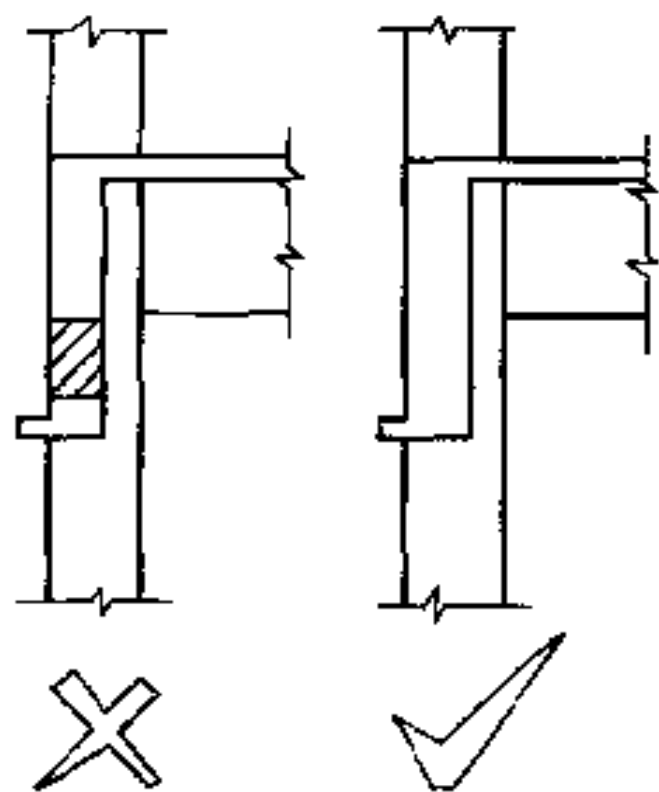
高层建筑的转换层梁的荷重很大，又要争取转换层相邻下层的层高，故常做成扁梁。广州花园酒店转换层大梁截面为 $3500\text{mm} \times 3000\text{mm}$ 。

扁梁的宽度可以超过柱的宽度。因为扁梁垂直方向还有梁，交叉处形成暗牛腿。

3.13.2 外墙梁

外墙梁的高度最好做到窗顶(图 3.28)。这样避免窗上再做过梁和砌砖墙地震时不易遭到破坏，剪力墙结构的外墙梁自然做到窗顶。整栋楼外围的外墙梁应做成同一高度，外观整齐，方便施工。

外墙梁连接内部梁的高度要小于外墙梁的高度，以便在梁下留出做吊顶、窗帘盒及走管道的空间。



外墙梁均应做到窗上口，两层梁中间砌砖的做法，施工麻烦，并不节省。下层窗过梁常因非主体结构施工常忘记插筋。

所有外墙梁高度应做成一致高度，外观整洁，雨后不见湿印。

图 3.28 外墙梁

3.13.3 次梁吊筋

俄国和德国设计,在支承次梁的主梁内加弯折吊筋(图 3.29)。增设吊筋出于这样的考虑,次梁截面的上部混凝土受拉可能裂开,在主梁上斜截面剪力线可能从拉开的截面内穿过,用斜弯筋解决斜截面抗剪这是合理的。但是用次梁的全部承重来计算主梁中吊筋截面没有根据,因为主梁已考虑了次梁集中荷载产生的剪力。实际吊筋在主梁中并未吊起次梁,次梁在主梁的外面。

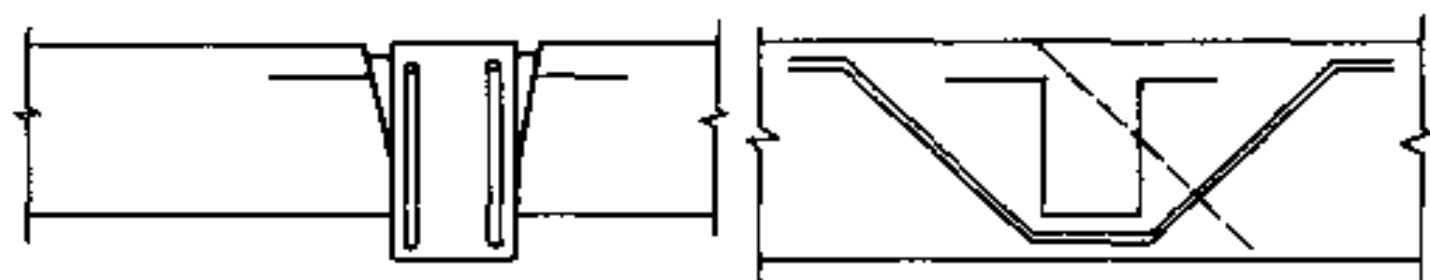


图 3.29 次梁吊筋

英国和美国设计则不然,因为次梁截面处,在主梁此段内缺少箍筋,将箍筋补足在次梁的两侧,同样可以在斜截面上抗剪,同时施工也较方便(图 3.30)。

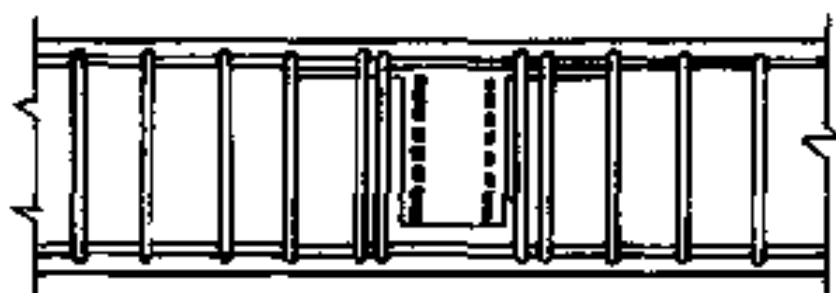


图 3.30 次梁箍筋

3.13.4 弯折梁

当梁的跨度中间因使用要求局部提高时,可采用弯折梁(图 3.31),弯折梁的内力在实际应用上可以按直梁计算,但梁的刚度减弱,挠度增大。均布荷重简支梁弯折在中点,中点的挠度按直梁计算挠度再乘以 $1 + 2.4h/l$ 的系数。梁在中点弯折,同时集中荷载也在中点,梁的挠度修正系数为 $1 + 3.0h/l$, h 为弯折高度, l 为梁的跨度。其它荷载和弯折点分别不在一处的连续梁均能求出

相应的挠度修正系数。梁纵向钢筋在弯折处不能直通,在该处钢筋的构造连接要处理好。

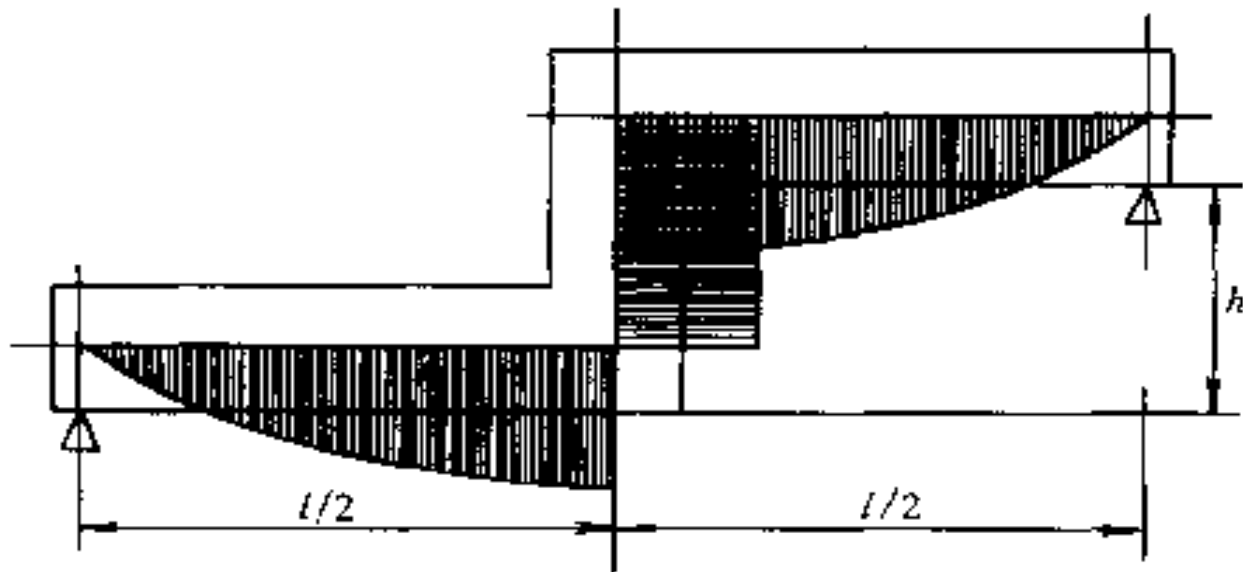


图 3.31 简支弯折梁弯矩示意图

3.13.5 次梁纵筋的搭接

当次梁比主梁截面高底筋搭不上主梁,在主梁下部通过的处理办法。当次梁底面在主梁底面下相差不多时,次梁纵筋可以弯起搭在主梁底筋的上面。当次梁底面在主梁底面以下很多时,在主梁与次梁交接面中加一个或两个套箍将次梁底筋吊起,这样做也不便施工。如次梁与主梁的接触面能承受次梁的剪力,靠剪力传力无需再考虑其它措施。试想无柱帽无梁楼盖柱上板带绝大部分钢筋没有搭在柱内靠剪力传力。钢筋不一定全要搭在支座上。

3.14 深 梁

深梁的受力作用类似于框支剪力墙的受力情况,实际框支剪力墙是高度很大的深梁。深梁内力受到梁在支座边缘的约束条件和跨度挠度变形的影响。单跨简支深梁支座边缘不受约束,与连续深梁相比跨中挠度要大的多,在竖向荷载作用下全截面受到挠曲变形的影响,其反应近似于普通简支梁的作用。连续深梁受到支座和跨中两者变形的影响,截面上的应力分布极不均匀,其中情况在本文第五节框支墙中有较详细的论述。

3.15 梁钢筋柱外搭接

梁柱钢筋的搭接通常做法梁四个方面的下皮钢筋在柱头外搭接再加上柱纵向直通的钢筋,五向钢筋在不大的截面中聚集在一起,混凝土浇注质量无法保证。

北京长城饭店工程结构是无剪力墙的纯框架结构。电梯井也由柱和带有软边缘隔板组成。由美国国际设计公司设计。结构计算和构造按美国做法,梁的下部纵钢筋均不在柱内而在

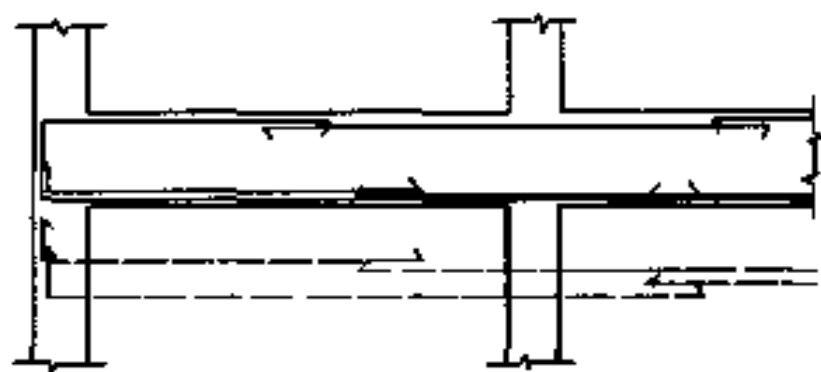


图 3.32 梁纵钢筋柱外搭接示意

柱外搭接(图 3.32)。搭接部位在地震区要远离柱边 2 倍梁高或弯矩反弯点处。梁钢筋的柱外搭接主要是为保证梁柱节点混凝土的施工浇注质量,柱的竖钢筋在楼层高度中部搭接,以避免在柱根最大弯矩处搭接,但给施工增加一些困难。

图 3.32 是美国工程结构设计人员绘制的钢筋搭接做法图,各梁内的下部钢筋一部在跨度内搭接,一部直通与邻跨错开搭接。者认为为保证工程结构节点的质量,我们也应该采用柱外搭接。

3.16 连梁活荷载的不利布置

民用建筑活荷载对全荷载的比例约为 0.15~0.25(表 3.6)。按 0.25 计算支座最大弯矩约增 5%,影响不大,且民用建筑没有这样不利组合的规律。梁节点塑性铰的发生也破坏了这种组合。如考虑梁支座和跨中内力需要加大些,可将活荷载和静荷载分开满载计算。将活载内力乘以大于 1 的系数,再将活、静载内力相加,表 3.6 是等跨连系统活荷载内力增大系数表。

等跨连续梁活荷载内力增大系数

表 3.6

支 座 弯 矩	跨 中 弯 矩	支 座 剪 力
第 一 内 支 座 1.15	首 跨 1.40	首 跨 1.15
中 间 支 座 1.25	内 跨 2.00	内 跨 1.15

一般设计跨中弯矩最小按 $1/2$ 简支弯矩计算, 远远包括了增大系数。

3.17 梁柱不同强度等级混凝土

柱因承重的要求常需要采用高标号混凝土, 梁和板不需要这样高的标号。梁板采用较低标号混凝土对节约水泥和减少收缩均有好处。节点核心区是柱的一部分, 如用梁的混凝土标号就嫌低了。为解决这项问题, 一种做法柱在节点处混凝土标号不变, 在柱两端梁内保留一段与柱同标号的混凝土。这是一种比较好的做法, 但施工单位认为不方便, 施工也不能保证混凝土振捣质量。目前梁和节点核心区统一用梁的标号混凝土。试想柱净高的一段要考虑轴压比且不考虑钢筋的存在。在节点核心区有梁约束着没有本身的挠曲不考虑轴压比。再从柱的轴压稳定系数分布情况分析, 在柱的上下节点处为 1, 中部 $\frac{1}{3}$ 一段的系数为 φ (图 3.33)。

下面做两种混凝土标号的对比分析, 设柱截面 $1000\text{mm} \times 1000\text{mm}$, 轴压比 0.8, 两种混凝土标号的轴压强度分别为:

$$\text{梁 C30} - f_c = 15 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{柱 C60} - f_c = 26.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{柱净高的一段计算承载力 } N_c = 1000 \times 1000 \times 26.5 \times 0.8$$

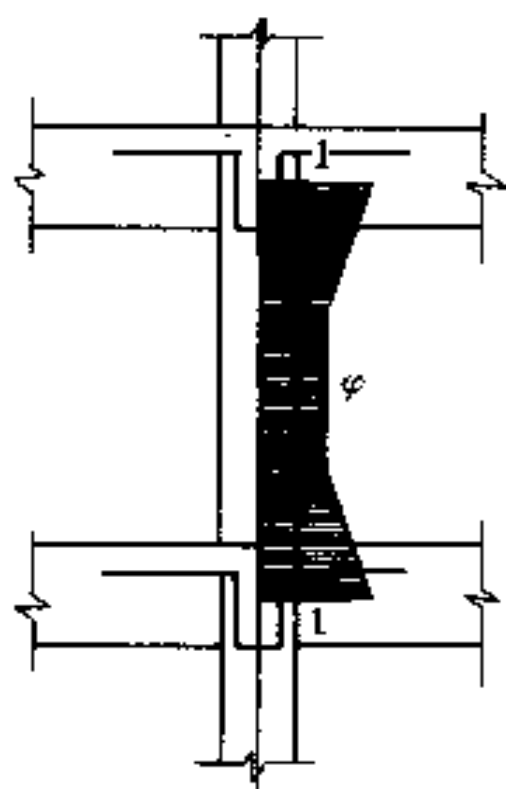


图 3.33 钢筋混凝土轴压构件稳定系数 φ

$$= 21\,200 \text{ kN}$$

节点核心区	$N_c = 1\,000 \times 1\,000 \times 15.0$	} 相加
	$= 15\,000 \text{ kN}$	
假定柱内有 2.0% 的纵钢筋	$N_c = 1\,000 \times 1\,000 \times 2.0\% \times 310$	
	$= 6\,200 \text{ kN}$	

$$15\,000 + 6\,200 = 21\,200 \text{ kN}$$

均为 21 200 kN。

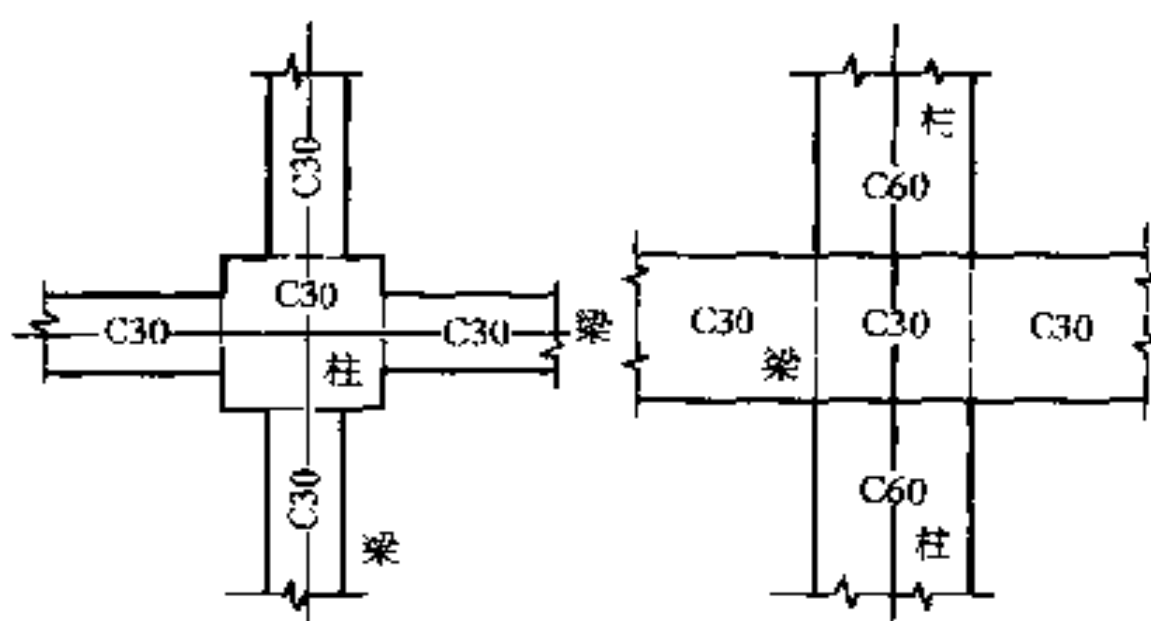


图 3.34 梁柱不同强度等级混凝土

两者计算承载力相同,可以通过(图 3.34)。这说明节点可以用梁标号混凝土统一浇灌。

柱虽然采用 C60 混凝土实际承受了和 C30 相同的轴压力。

从前面的分析在实际应用上,为了留有余地梁柱混凝土等级差别可取 C10~C20。

再明确一下,对框剪结构、剪力墙结构,墙柱和同层楼板均可用不同等级混凝土,在施工上无困难。

3.18 柱的轴压比和柱截面表

下式是 C30 和旧规范 300 号混凝土轴压比的对比,其它标号情况也差不多。

$$\frac{17.5(R_c)}{15.0(f_c)} \times 1.25 = 1.46 \approx 1.5$$

通过对比计算新旧规范轴压比计算相差约 1.5 倍,这是因为在旧规范中计算轴压比未考虑安全度的缘故。实际上就是旧规范安全系数 $K=1.55$ 的差别。相同柱截面,相同标准荷载反算轴压比,旧规范 0.6 新规范 0.9;旧规范 0.7,新规范 1.05。如采用同一轴压比按新规范计算柱截面面积,约为旧规范的 1.5 倍。

习惯上高层建筑框架结构中总要布置足够的剪力墙。框架部分可能仅占 20% 的总剪力。柱的计算有一定的安全度且不考虑钢筋的存在这样计算结果柱截面比较大对有剪力墙的结构柱的轴压比应该放松些。

柱的截面大,带有剪力墙的框架梁的截面相对小,梁对柱的约束也小。这里仍存在如何考虑短柱和轴压比的问题。

下面再看一下柱的截面尺寸对比情况,当计算荷载为 $N=9425\text{kN}$,C30 混凝土对抗震结构柱截面需要 $\Phi 1000$,旧规范 $\Phi 850$,非抗震结构含钢量 1.7% 时可取柱截面 $\Phi 800$ 。

上面的对比没有多大意义,只是了解一下历史过程。对抗震结构设计要求的柱截面,结构设计人嫌重,建筑专业嫌大,但有人认为在罕遇地震中柱大些肯定有好处,因为柱是支承重力最重要的构件。也有人认为柱短而粗,柱心大容积的素混凝土使柱变脆。

表 3.7 是高层建筑柱网 $8\text{m}\times 8\text{m}$,轴压比 0.9,表每横格内左上角为方柱的截面,右下角为圆柱的截面。

正方形柱及圆柱截面参考

层数为包括地下室在内的层数

表 3.7

柱网 8.00×8.0

轴压比 0.9

混凝土 强度等级	C20	C30	C40	C50	C60
10 层 $q=12.5\text{kN/m}^2$	$1\ 050^2$ $\phi 1\ 200$	900^2 $\phi 1\ 000$	750^2 $\phi 850$	—	—
20 层 $q=13.0\text{kN/m}^2$	$1\ 550^2$ $\phi 1\ 750$	$1\ 250^2$ $\phi 1\ 400$	$1\ 100^2$ $\phi 1\ 250$	$1\ 000^2$ $\phi 1\ 150$	—
30 层 $q=13.5\text{kN/m}^2$	—	$1\ 550^2$ $\phi 1\ 750$	$1\ 400^2$ $\phi 1\ 550$	$1\ 250^2$ $\phi 1\ 400$	$1\ 200^2$ $\phi 1\ 350$

续上表

混凝土 强度等级	C20	C30	C40	C50	C60
40层 $q=14.0\text{kN/m}^2$	—	—	1 600 ² $\phi 1\ 800$	1 500 ² $\phi 1\ 650$	1 400 ² $\phi 1\ 550$
50层 $q=14.5\text{kN/m}^2$	—	—	—	1 700 ² $\phi 1\ 900$	1 600 ² $\phi 1\ 800$

注：第一栏荷载为标准荷载；

设计应按实际情况计算，本表仅供参考。

作者认为，计算轴压比应把钢筋计算在内，因为钢筋的延性好，柱截面可以小些。

3.19 短柱和柱的破坏特征

在地震力的反复作用下，随着柱的高宽比 H/h 不同，（ H 为柱高， b 为柱宽）其破坏形态不同。当 $\frac{H}{b} > 6$ 时称长柱，当 $4 < \frac{H}{b} \leq 6$ 时称中长柱；当 $\frac{H}{b} \leq 4$ 称短柱。长柱的破坏常是弯曲型的，其塑性铰产生在柱顶和柱根。高宽比越大，塑性铰范围越小。中长柱的破坏特征不稳定。柱的纵筋直径大，箍筋又少，容易沿柱高产生纵向的劈裂。这是纵钢筋丧失握裹力的粘结型破坏。短柱延性差脆性大，它的破坏常是剪切型的斜裂缝。破裂波及全柱高，导致建筑的坍塌。高宽比小于 2 的短柱极易产生脆性的剪切破坏，遇到这样的超短柱只能用加强措施来解决。

高层建筑越高，柱承受的荷载越大，同时还要满足柱的轴压比和剪压比的要求，因此使柱截面增大，从经济观点出发又需要压缩层高，因而短柱在高层建筑中不可避免。短柱的问题只能从结构构造上解决。例如加密箍筋，必要时在柱侧加纵向辅助钢筋。

短柱的几种类型

(1) 错层短柱——这种短柱出现于楼层不同标高相连接的柱。两错层相互牵制迫使振动同步。但通过计算可知问题不那么严

重。

(2)夹层短柱——这种短柱出现于带走马廊的夹层中,在同建筑单元中长短柱并存。在剪力分配时往往对短柱的受力估计不足,特别是长柱出现塑性铰后,地震力冲向短柱。

(3)全局短柱——虽然是短柱,但受力较均匀,只要在结构构造上进行处理,一般不致发生问题。但是设备层的全局短柱,层间高度很小,两层共同组成一个刚性层。紧邻刚性层上部和下部的柱端应力集中容易产生塑性铰,这些部位在构造上要注意加强。

(4)填充短柱——这是柱被硬质装修所约束形成的短柱。虽然柱身较长,在构造上仍应按短柱对待。

在建筑中有较强的剪力墙或筒体,柱被分配的力不大,这种短柱就不会发生严重问题。

3.20 柱节点核心区

梁柱节点核心区承受的剪力比柱身承受的剪力大得多。柱身剪力按柱底弯矩与柱顶弯矩之和除以层高求得,核心区剪力按柱顶弯矩及隔层柱底弯矩除以梁的高度求得。层高比梁高大很多倍。核心区剪力大是显而易见的。梁柱节点是柱的一部分,又是框架各杆件的连结部位,保证节点核心区的抗剪强度,需要配置足够的箍筋。如采用封闭式模板两方向梁上下主筋全绑扎好,再做核心区箍筋很困难,如先装绑梁的下部主筋后即装核心区箍筋,再做梁的上部负钢筋,即使采用预装钢筋骨架,只要骨架的上部架立筋不伸入柱内,不应有太大的困难。有困难也该把这部分箍筋做好。框剪结构或剪力墙结构中的柱受力较小,核心区

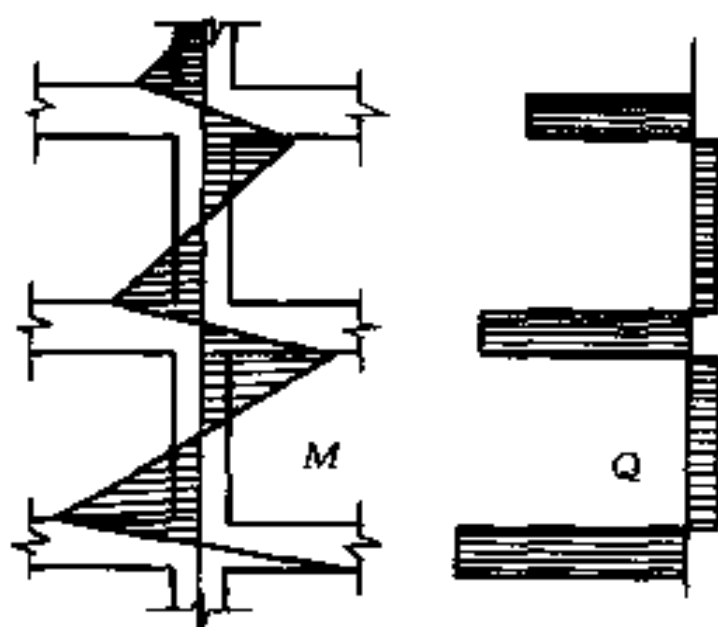


图 3.35 梁柱节点核心区剪力

核心区箍筋,再做梁的上部负钢筋,即使采用预装钢筋骨架,只要骨架的上部架立筋不伸入柱内,不应有太大的困难。有困难也该把这部分箍筋做好。框剪结构或剪力墙结构中的柱受力较小,核心区

的问题不象纯框架那样严重,放两三道构造箍筋即可。

核心区箍筋的绑扎遇到困难,日本为了解决施工困难的问题,梁的纵向钢筋采用单根穿扎的办法,这样就保证了节点核心区箍筋的安装质量。连续梁可以采用每隔一跨使用骨架钢筋,另隔一跨采用穿扎办法,也能解决问题。北京中日友好医院施工采用L形钢筋,两个L形凑成一个整箍,还要二次调整弯钩,也不是很好的办法。

3.21 斜柱拉筋

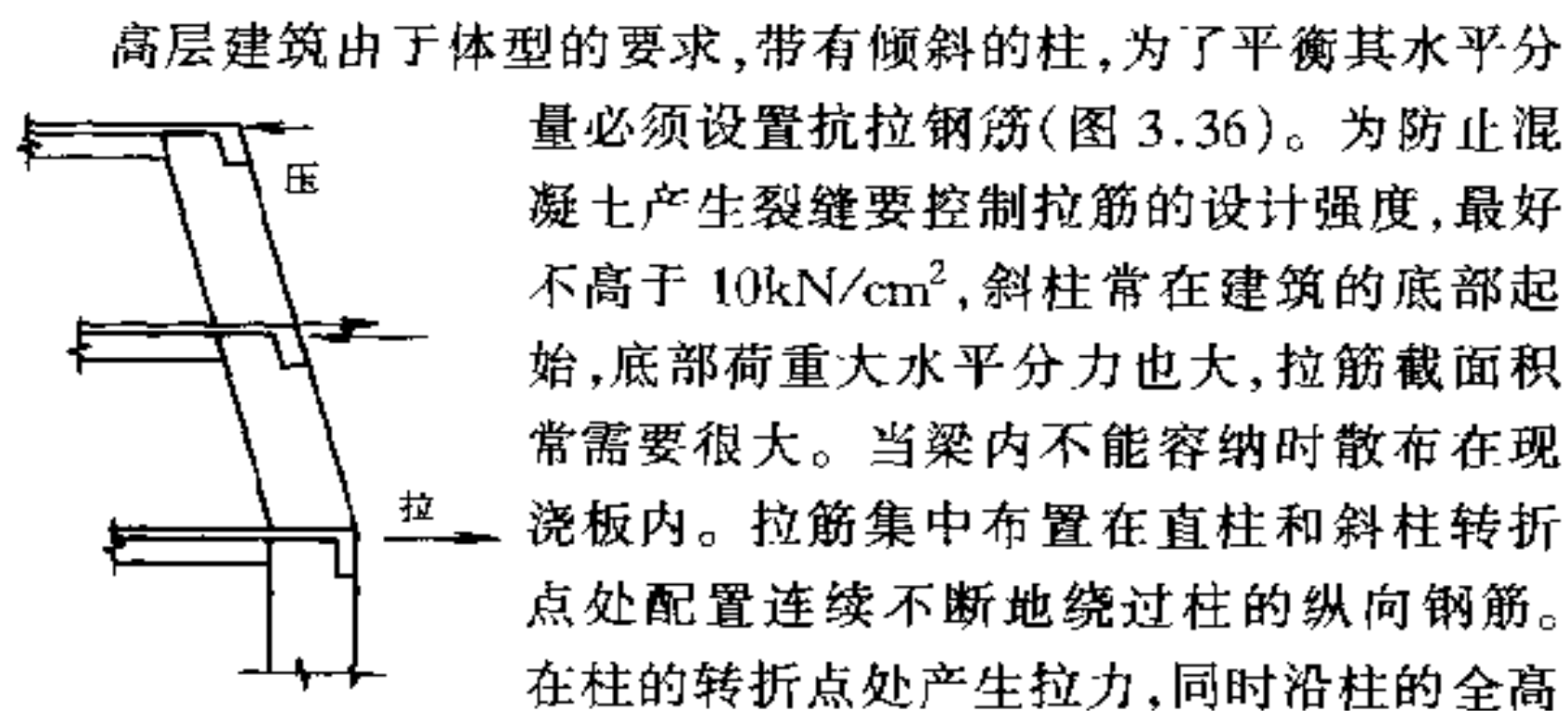


图 3.36 斜柱的拉受力 产生剪力。

高层建筑由于体型的要求,带有倾斜的柱,为了平衡其水平分量必须设置抗拉钢筋(图 3.36)。为防止混凝土产生裂缝要控制拉筋的设计强度,最好不高于 $10\text{kN}/\text{cm}^2$,斜柱常在建筑的底部起始,底部荷重大水平分力也大,拉筋截面积常需要很大。当梁内不能容纳时散布在现浇板内。拉筋集中布置在直柱和斜柱转折点处配置连续不断地绕过柱的纵向钢筋。在柱的转折点处产生拉力,同时沿柱的全高

对多层斜柱底层底部受拉,顶层顶部受压。中间各层因上下层水平反力相销受力较小。各层节点存在一般的约束弯矩,柱倾斜的影响主要是轴向力。接近似计算,斜柱产生的水平力由其它柱按刚度比所平衡。

北京展览馆中央大厅,厅中八根柱子平面布置成八角形,柱间由八根水平环梁拉接,柱上八根斜柱支承着镀金钢塔的全部重量,因钢筋应力未予降低斜拉力将斜柱底部水平环梁拉裂。后以环氧混凝土将裂缝填塞,解决了裂缝的问题。

3.22 柱的箍筋

柱的箍筋最好使用井字箍,经试压研究可知其承压强度可与螺旋箍相比。井字箍有类似砖结构的网状配筋加强承载能力的作用,并能防止柱心混凝土因施工时水化热内外不均匀产生裂纹。截面大的圆柱除采用螺旋箍外附加井字箍也会有良好的效果。斜角箍尖角部位容易卡住石子(图 3.37),易于在柱的角部混凝土浇灌不实产生蜂窝,并失去了上述的作用。

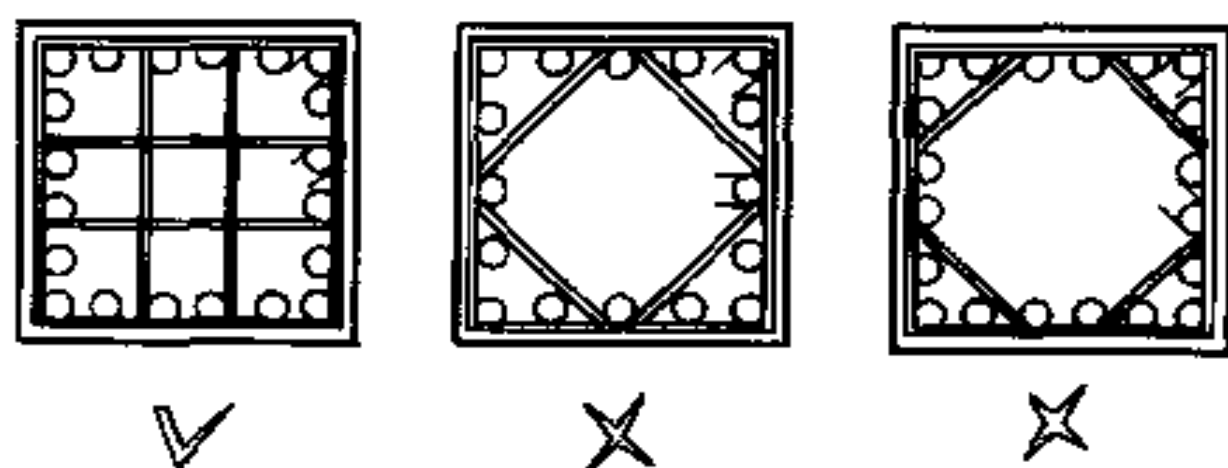


图 3.37

当柱的截面大时,心部素混凝土体积过大,为防止施工时水化热及收缩,使心部产生裂缝,心部宜附加构造钢筋,同时心部竖钢筋增加柱的承载能力。按钢骨钢筋混凝土结构的概念竖钢筋不受配筋率的限制。

柱的箍筋对柱免受震害有着突出的作用。柱遇到强烈地震时首先是保护层被剥落。如果箍筋的端头锚固不好,箍筋崩开混凝土失去约束被压酥,竖钢筋压曲使柱完全丧失承载能力以致使全楼倒塌。这里特别强调箍筋 135° 弯钩及其锚固长度的重要性。弯钩端头埋压在柱的心部,因心部有很大的压力压住弯钩,不易被拔出,保证了柱的承压。

柱纵向钢筋搭接部位的箍筋的弯筋长度要比柱身箍筋的弯筋长度大很多,因为弯筋要绕过两根搭接在一起纵钢筋的原故。

除对箍筋的要求外,柱的纵筋间距也不得大于 15cm。箍筋和

柱的纵筋共同起到约束柱心混凝土的作用。

关于柱的箍筋按规范要求,轴压比不大于 0.6,抗震等级为 II 级,加密区方柱最小体积比配筋率为 1.2,最大肢距为 250mm。圆柱螺旋箍最小体积配筋率为 1.0。采用 II 级钢筋,配筋率乘以 0.85 折减系数。表 3.8 是几个标准截面的配筋情况。按表可以看到对 80 以上的方柱配筋均一样。但是 105 以上的柱箍筋无法按置,因为两组箍筋已碰在一起。即使箍距改为 150 截面改为 $\Phi 16$ 两组箍筋仍然相碰。

表 3.8

柱截面 cm ²	每面 肢数	箍筋	体积配筋率	圆柱直径 cm	箍筋	体积配筋率
80 ²	4	$\Phi 12-100$	1.06% > 1.02%	$\Phi 80$	$\Phi 12-50$	1.06% > 0.85%
105 ²	5	$\Phi 12-100$	1.02% = 1.02%	$\Phi 105$	$\Phi 12-50$	0.82% < 0.85%
155 ²	7	$\Phi 12-100$	0.99% < 1.02%	$\Phi 155$	$\Phi 16-50$	1.00% > 0.85%
205 ²	9	$\Phi 12-100$	0.97% < 1.02%	$\Phi 205$	$\Phi 16-50$	0.90% > 0.85%

《钢筋混凝土工程施工及验收规范》中规定箍筋末端弯钩长度见表 3.9。

表 3.9

箍筋直径 d	受力钢筋直径	
	≤ 25	28~40
$\phi 6 \sim \phi 10$	75	90
$\phi 12$	90	105

表 3.9 箍筋弯钩长度对梁是可以的,对柱特别是柱筋的搭接部位要围住两根主筋弯钩长度很不够(图 3.38)。在柱身的一段,弯钩长度应做到 $14d$,主筋的搭接部位应做到 $18d$ (d 为箍筋直径)。图 3.38 是柱箍筋在主筋搭接处正确弯钩长度的实测结果。

密距离的螺旋箍筋对约束柱心混凝土有突出的效果,但在我国,不习惯使用。

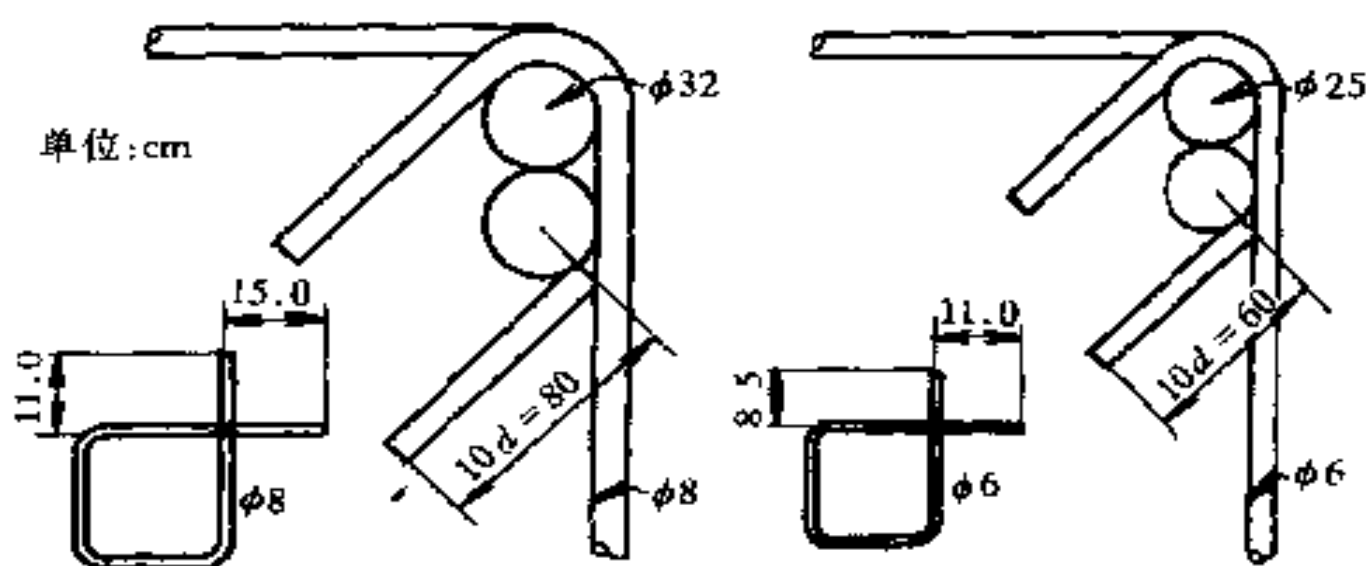


图 3.38 箍筋在柱筋搭接处 135°弯钩

3.23 屋顶局部突出的塔楼

屋顶局部突出的部分按规范底部剪力法计算,要求计算的地震力扩大 3 倍。采用这种经验办法是因为结构按基底剪力法计算没有考虑顶部高振型的影响。如果采用振型分解法计算地震力,考虑三个振型的组合,已计入了一部分高振型的因素,此时地震力的扩大系数最多取 1.5。如果仍取 3,不但因受力过大结构处理上无法解决,也不合理。

要注意的是当采用底部剪力法或三个振型组合法计算地震力时,仅突出部位的地震力予以扩大,以下部位不受扩大影响。

3.24 顶点位移

日本和美国规范全没有提到顶点位移的限值。仅在美国 ACI 印发的高层建筑抗侧力反应一书中提到“对风荷载顶点的弹性计算位移可控制在 $\frac{1}{300} \sim \frac{1}{600}$ 之间,地震荷载可放宽一倍,即 $\frac{1}{150} \sim \frac{1}{300}$ ”,这个要求是很低的。日本和美国规范不控制顶点位移却控制层间位移,其值不得大于 $\frac{1}{200}$ 。这数值主要是给墙板,隔墙等非结构性部件预留活连接的活动幅度。看来顶点位移不是个严重的

问题。但是对我们来说顶点位移限值还是需要的。因为我们的内外墙板和隔墙全是硬连接,且大多由脆性材料做成。如结构位移不限制得严些,地震时就会将装修或主体结构挤坏。另外我们设计的结构和国外相比,比较薄弱。不用较严的顶点位移约束就会刚度不足,位移过大。但给定的限值也不该是绝对的。

3.25 恢复力曲线

恢复力曲线表达了建筑在地震时振动过程中楼层位移和楼层剪力的动力关系,在弹性阶段图形上是一条直线,受力超过弹性极限即进入弹塑性阶段,楼层刚度逐步减弱。这功能主要由梁端的钢筋所提供。研究一跨梁的情况,支座负钢筋在重力荷载作用下原本已受拉。再经水平荷载支座钢筋受拉,进入弹塑性阶段,支座弯矩减小,跨中弯矩逐步增加。经反复受力梁端裂缝开展,因有竖向重力附在梁上梁裂开后不大可能再闭拢,有竖向重力的存在,影响恢复力曲线公认的形象。问题需要进一步的分析研究。

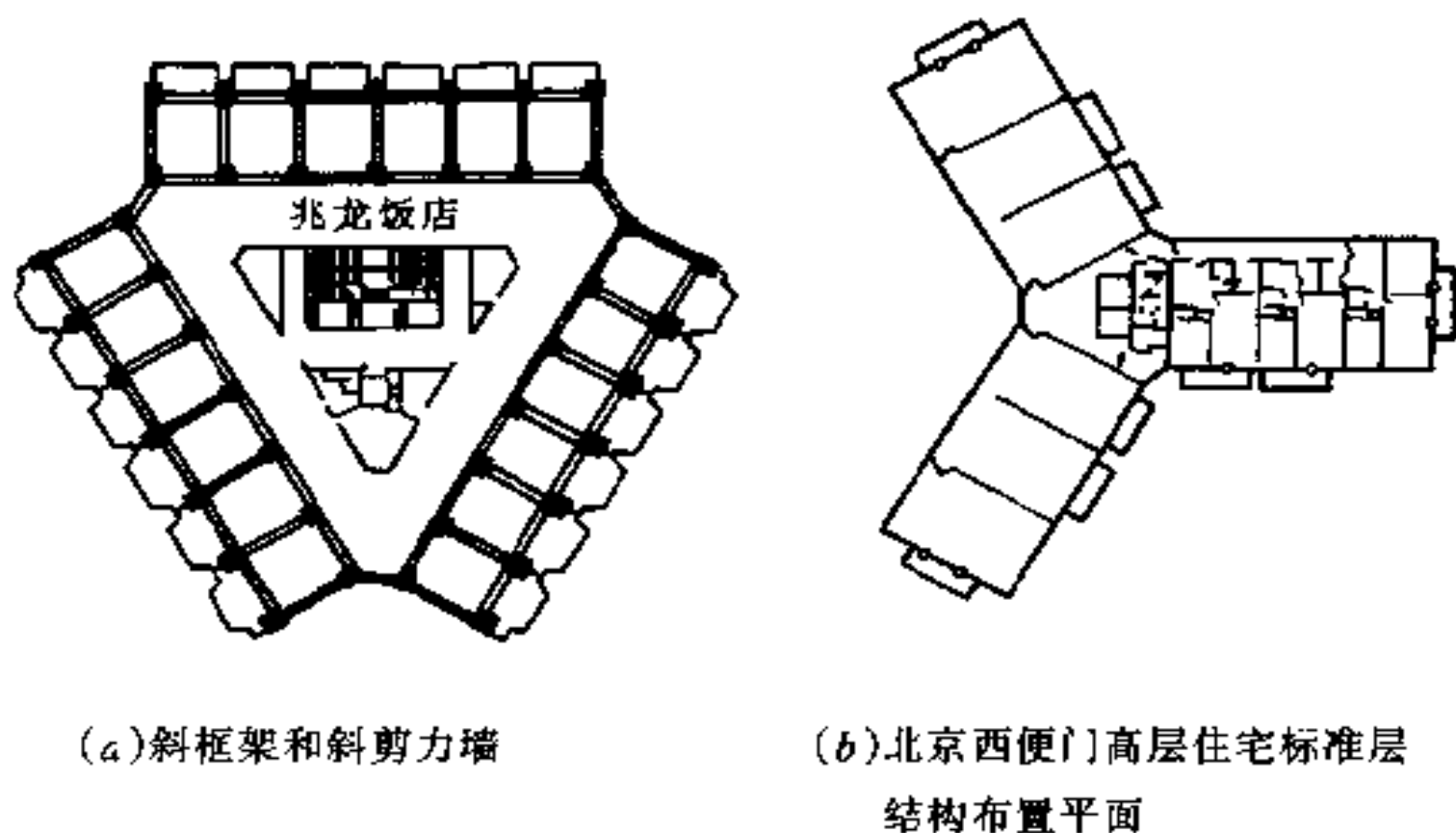
3.26 斜框架

由于建筑体形上的多样化和使用上的要求常遇到斜框架和斜剪力墙的问题。例如北京兆龙饭店工程是三角形平面的框剪结构,又如北京西便门20层住宅楼是叉形的剪力墙滑模结构。柱和墙的布置是多方向的(图3.39)。从材料力学理论我们知道只有在两个主轴方向刚度相等的柱,通过截面重心作用的力和位移的方向才相一致。符合这种条件的常用截面只有圆和正方形。其它截面形状包括矩形柱截面,一个主轴和水平轴的夹角是 α ,侧力 P 作用在垂直于水平轴(u)的方向,位移方向和水平轴的夹角 τ 按下式计算:

$$\tan(\tau - \alpha) = \frac{J_y}{J_x} \cdot \cot \alpha$$

式中 $J_y = \int y^2 dA, \quad J_x = \int x^2 dA$

由上式可以得知对任何倾斜角度的正方形截面,所作用的荷载和位移方向总是一致的($\tau = 90^\circ$)。对矩形截面总是有偏移。



(a)斜框架和斜剪力墙

(b)北京西便门高层住宅标准层结构布置平面

图 3.39

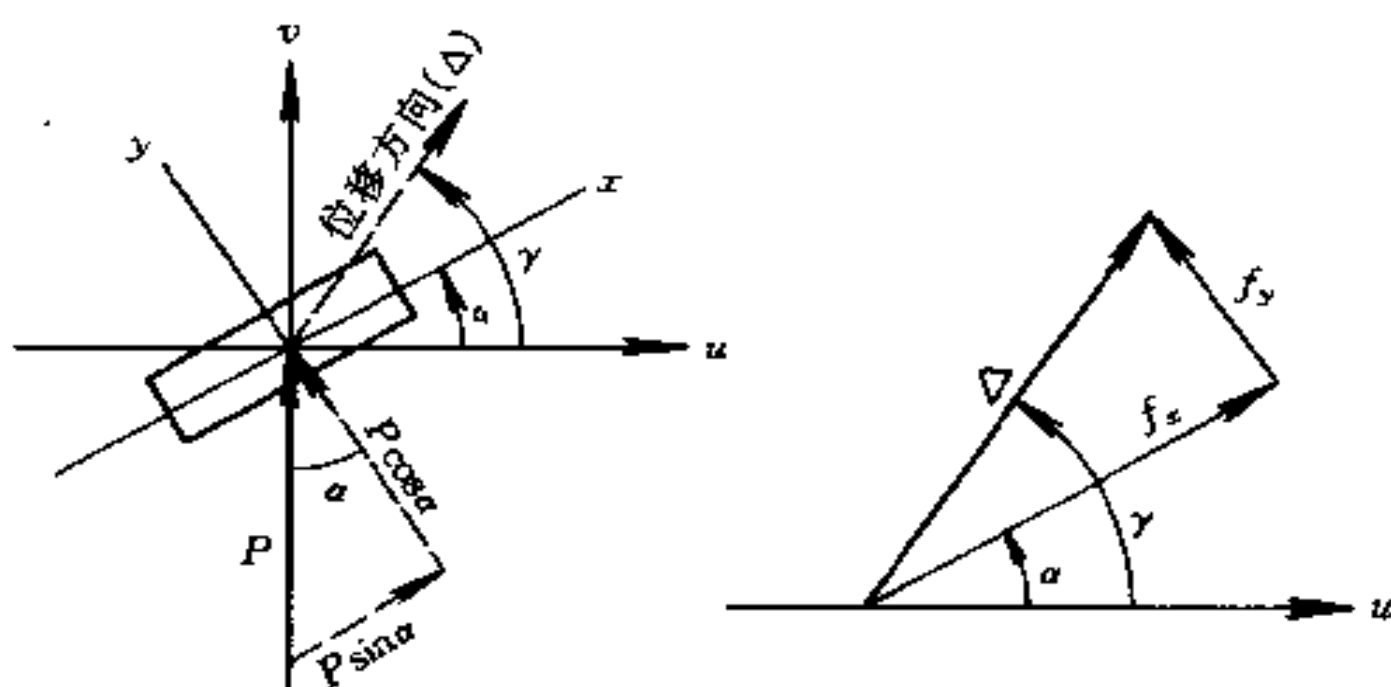


图 3.40 斜截面外力和位移关系

按抗推刚度 D 值同样有

$$\tan(\tau - d) = \frac{D_x}{D_y} \cdot \cot \alpha$$

式中 D_x —— x 方向抗推刚度;
 D_y —— y 方向抗推刚度。

我们遇到的斜框架在平面布置上常是对称的,虽然是斜向布置的矩形柱,但是由于各个对称的斜框架间产生相互牵制的平衡力,所以外力和位移的方向仍然保持一致。

带有斜框架的内力分析方法,首先将斜柱的截面惯性矩折算成平行于荷载方向的惯性矩,对有两个对称主轴的截面如矩形和对称的工字形,按下式计算折算惯性矩:

$$\begin{cases} J_{uz} = J_x \cdot \cos^2 \alpha + J_y \cdot \sin^2 \alpha + J_{xy} \cdot \sin(2\alpha) \\ J_{vz} = J_x \cdot \sin^2 \alpha + J_y \cdot \cos^2 \alpha - J_{xy} \cdot \cos(2\alpha) \end{cases}$$

总是考虑力通过截面重心轴,对方形柱

$$J_{xy} = 0$$

因而前式成为

$$\begin{cases} J_{uz} = J_x \cdot \cos^2 \alpha + J_y \cdot \sin^2 \alpha \\ J_{vz} = J_x \cdot \sin^2 \alpha + J_y \cdot \cos^2 \alpha \end{cases}$$

同时

$$\begin{cases} J_{uz} = \int v^2 dA \\ J_{vz} = \int u^2 dA \end{cases}$$

梁截面折算惯性矩按下式计算:

$$\begin{cases} J_{uL} = J_{L1} \cdot \sin \alpha + J_{L2} \cdot \cos \alpha \\ J_{vL} = J_{L1} \cdot \cos \alpha + J_{L2} \cdot \sin \alpha \end{cases}$$

注意 J_u 和 J_v 分别为沿着 v 轴和 u 轴梁的折算截面惯性矩(图 3.41)。

有了和力方向一致的梁和柱的折算惯性矩,可用一般框架分析的方法进行内力计算。在具体计算中梁与柱的连接两个方向交错,分析时还要费一番周折。再将各斜柱所分配的剪力分解为两个主轴方向的力。这就成为空间框架的计算问题,按柱的双向弯曲做截面设计。

斜剪力墙也可以按斜柱一样对待。在框—剪结构中剪力墙的侧向刚度和柱比较并不薄弱,剪力墙侧面宽度大,因而剪力墙也应按两个方向同时考虑。即使墙和力的方向垂直,墙的侧向刚度也应

计算在内。但是对纯剪力墙结构可以近似的不考虑墙的侧向刚度。

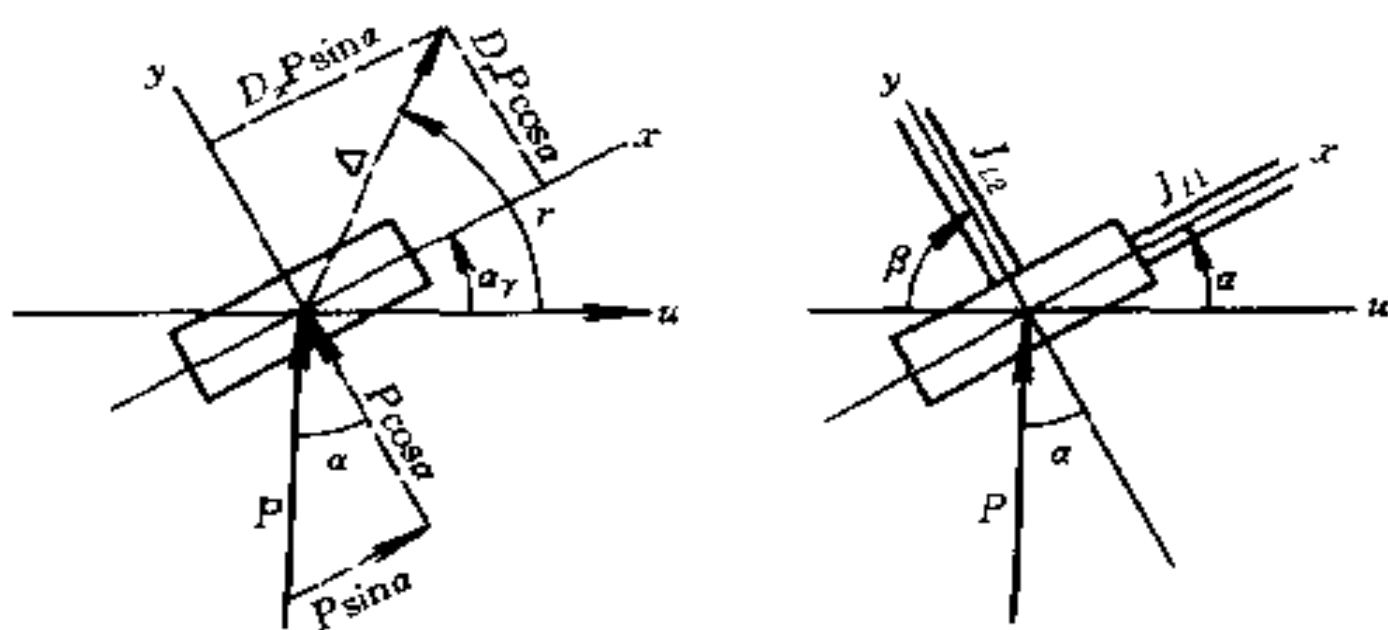


图 3.41 斜框架在荷载方向的折算

3.27 填充墙的影响

极不对称布置的填充墙,由于质量对刚心的偏移,产生扭转。地震时,大的扭转对结构的威胁很大,使建筑破坏。

如某 20 层的住宅建筑,原仅按纯框架结构设计未考虑填充墙的影响,填充墙加大了建筑的刚度,增加了地震力(图 3.42)。实际上,框架与填充墙共同承受。部分地震力由填充墙承担。但当某一层未布置填充墙,不仅使刚度在该层突变,且柱的弯矩和剪力骤然增加很多。这是因为该层没有填充墙抵抗外力的原故。因而不适当的布置填充墙,会产生对抗震不利的后果。



图 3.42 考虑填充墙影响框架柱承受剪力

3.28 民族形式建筑边柱构造

民族形式外装修的建筑,古建筑的做法,边柱在托斗拱的大梁下即断掉,屋顶的重量全部由斗拱承托。这是整个结构中最薄弱的部位。值得庆幸的是一般斗拱顶端仅承托一层屋顶。如今木结

构仅在庭园中采用。正规的建筑多为钢筋混凝土结构。如何处理好柱中断的问题是较复杂的问题,一种办法在室内另加附柱与外檐圆柱结合在一起,荷重全由附柱承担。楼高荷重大的这样做。对一般情况的桩可按图 3.43 办理,柱直通到顶,在有柱头及角斜斗拱的一段将柱缩小。图中的整圆是大梁以下圆柱的截面,如室内无需露出圆柱,将柱从底到顶内部做平。截面中部的方形小柱仅占用斗拱座斗的底面积,此部分柱钢筋不能直通做插筋。这样的做法影响斗拱的外观,但不明显。

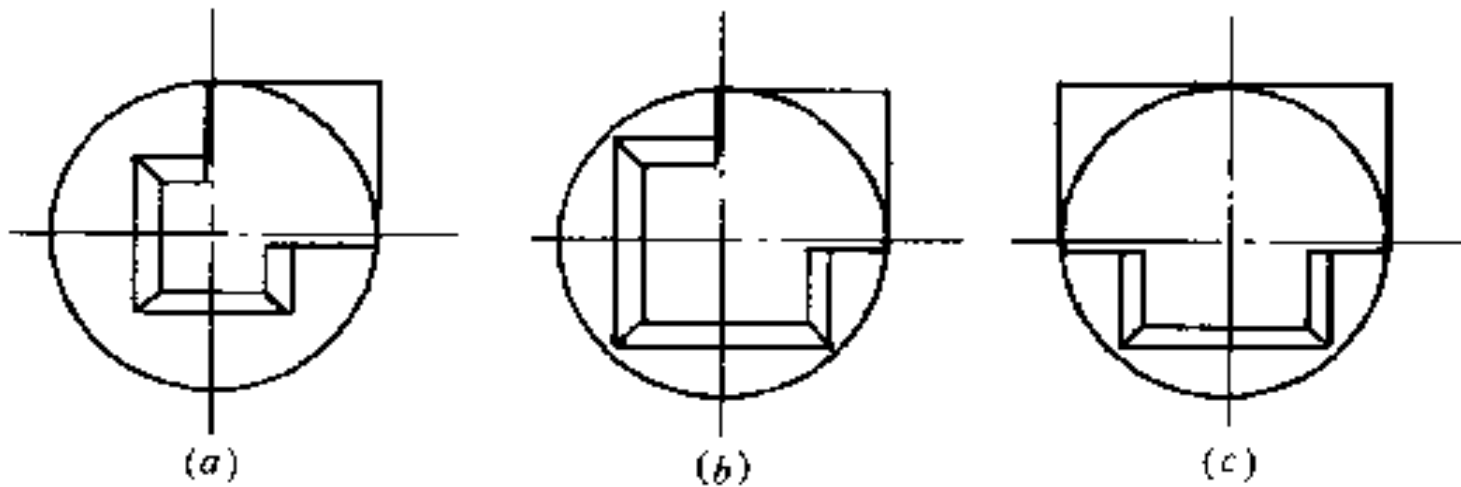


图 3.43 斗拱处钢筋混凝土柱截面(柱径 6 斗口)
 (a) 3 斗口角斜坐斗柱截面; (b) 4 斗口角斜坐斗柱截面;
 (c) 4 斗口柱头斜坐斗柱截面。

3.29 钢骨混凝土柱

高层建筑为了压缩混凝土柱的截面,将型钢置于柱中以增强柱的承载能力,常用的型钢截面有十字形和方管形,地下室和基础均采用钢筋混凝土结构。底部在型钢截面和混凝土接触面上局部承压不足,要靠焊接在型钢上的铆钉抗剪和抗压,传力给混凝土(图 3.44)。以上各楼层如型钢截面不变或改小不需要再配置焊接铆钉。每根铆钉的抗剪能力为:

$$q_b = 0.43 \times A_b \sqrt{f_c E}$$

式中 A_b ——铆钉截面积(cm^2);
 f_c ——混凝土设计强度(N/cm^2);
 E ——混凝土弹性模量(N/cm^2)。

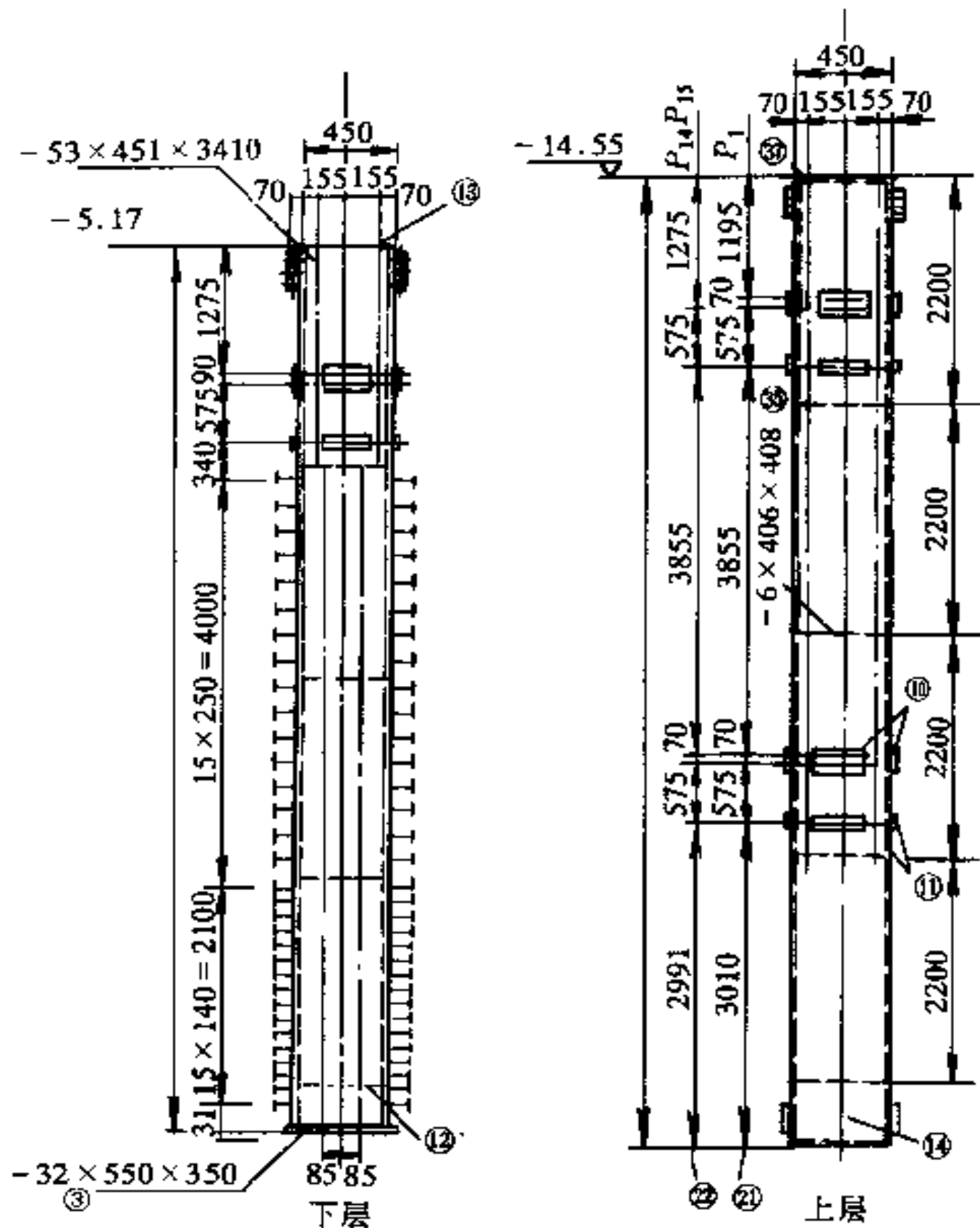


图 3.44 钢筋混凝土柱

做一个算例：

铆钉 $\phi 19$, 混凝土 C40

$$A_b = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$f_c = 1950 \text{ N/cm}^2$$

$$E = 3.25 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

每个铆钉的抗剪强度按上式 $q_b = 97.2 \text{ kN}$

型钢下部需要铆钉总数 $n = A_s \times \frac{f_s}{q_b}$

式中 A_s —— 型钢截面积。

3号钢材 $f_s = 20 \text{ kN/cm}^2$ 。

铆钉纵横间距不小于 120mm。

由于型钢外部有混凝土约束,型钢的长细比的限值比纯钢结构增加 50%,柱内有型钢不需要考虑轴压比。有人自做主张将柱承重量减去型钢承重量后计算轴压比。

型钢的混凝土保护层一般不小于 70mm。铆钉规格 $\phi 16$ 或 $\phi 19$,长度 $4 \sim 5d$,铆钉头保护层 20mm,方管柱心用混凝土填实,不需要放置钢筋,在楼层节点处不需要安置隔板,便于浇捣混凝土。

采用钢骨混凝土柱,大梁仍采用钢筋混凝土结构,在楼层处型钢穿孔,孔径大于钢筋直径 8mm,使梁的钢筋在孔内穿过,为了少穿孔采用大号钢筋。梁的下部钢筋宜采用柱外搭接法。型钢穿孔钢材削弱必要时在孔处焊接带孔的长条形钢板补强。柱的纵向钢筋率不应超过 15%。因型钢与混凝土粘接力较差,柱的全高布置间距为 100 或 75mm 的箍筋。

柱截面弯矩及剪力计算采用型钢与混凝土分别计算的迭加法。

$M = M_c + M_s; Q = Q_c + Q_s$ (脚注 c 为钢筋混凝土, s 为型钢)

第4章 剪力墙及筒体结构设计概念

4.1 框肢剪力墙

对建筑进深不大,长条形平面布置的框支剪力墙,两端落地墙距离又较大,在水平力作用下,由于楼板平面外的弯曲变形使框支柱顶部与上部剪力墙连接处出现弯折点,应力极度集中,因而框支梁和框支柱,在截面尺度和配筋上均有特殊要求(图4.1)。

在大平面中的框支剪力墙,楼板本身不可能有大的变形,框支柱和其它一般框架柱没有差异,各柱有同一均匀的位移,上部剪力墙仅是框支柱的荷载。在水平力作用下,框支柱和其它柱一样按同等条件分配水平力。

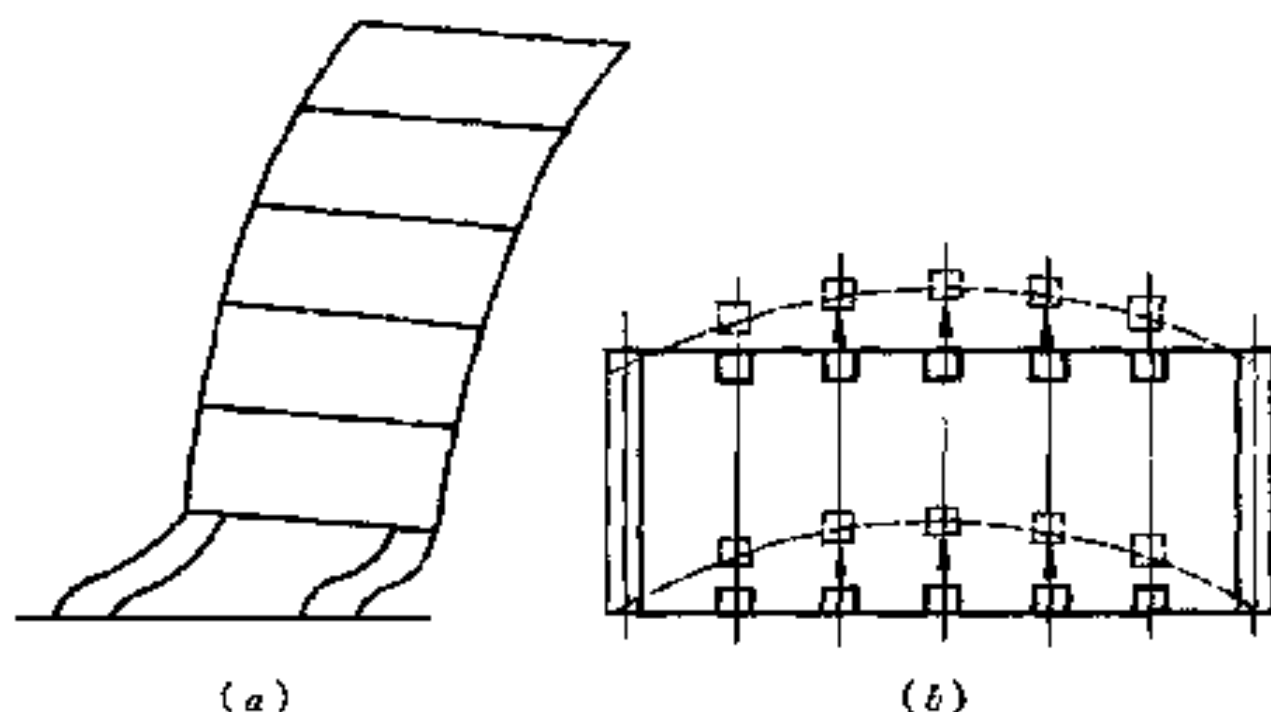


图4.1 框肢剪力墙位移

(a)框支剪力墙;(b)长条形建筑平面。

框支剪力墙各楼层在竖向荷载作用下,按其边界条件不同应力分布也不同,现对单跨墙进行初步分析(图4.2),当墙体两边完全自由时,墙体承受荷载后自由下沉(图a)。由于墙体作为下部两根柱间的横梁,沿高度尺寸大。上部墙受不到下端梁变形影响,

因而荷载产生的内力按轴向压力的形式下传,直到逐步受到下部变形影响时,弯曲应力逐步增加形成图示形式,类似于深梁的状况。因为所承受弯曲应力抵抗力臂很小,压应力和拉应力全很大。还可以看到在中和轴处剪应力最大,这符合梁的弯曲规律。当剪力墙底配置框支梁时,截面越大,弯曲力臂越短,梁底拉力越大。这是因为上部压下来的荷重更迟地受到弯曲变形的影响。

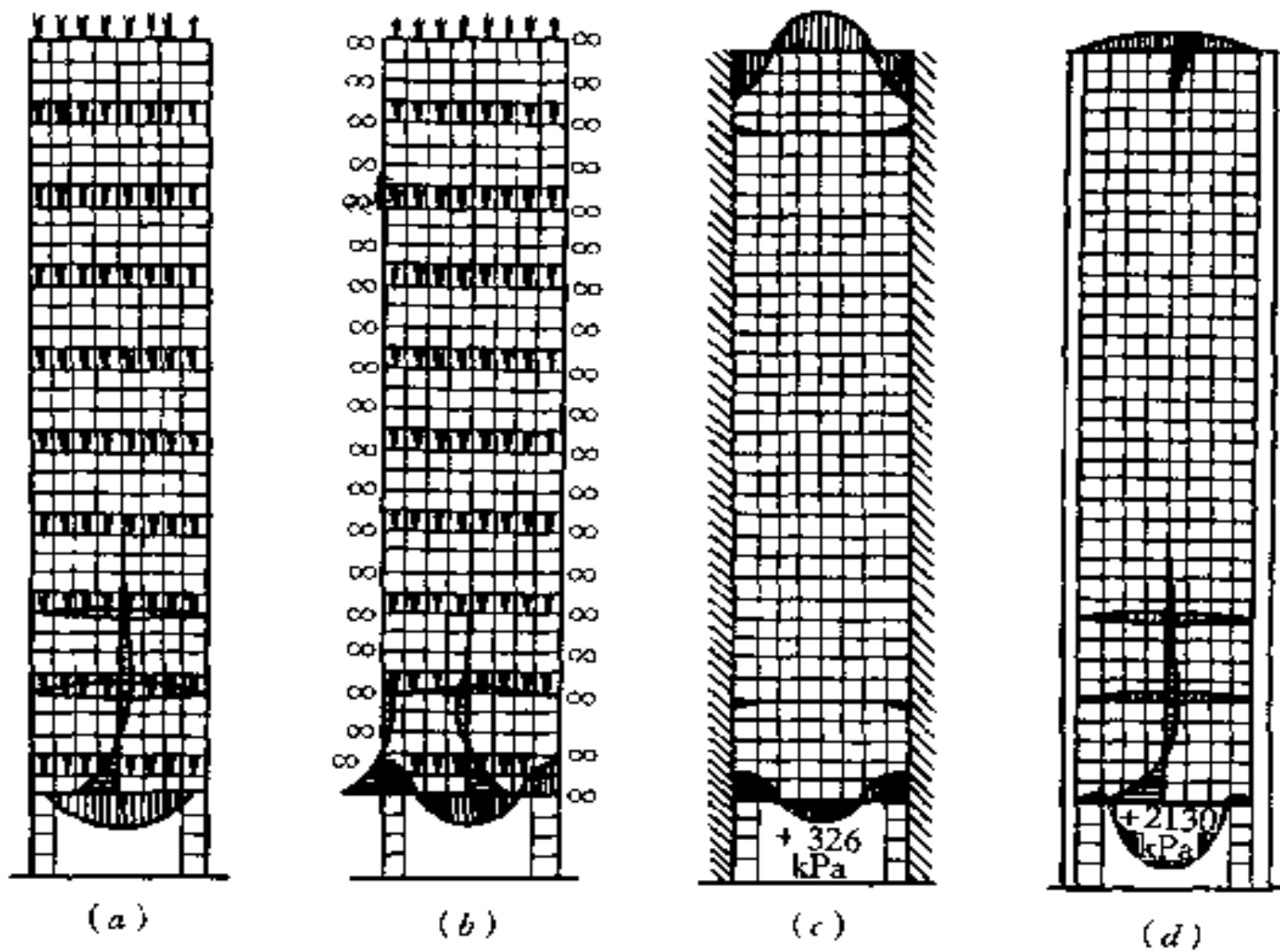


图 4.2 框支剪力墙边界条件
(a)自由边框支墙;(b)连续跨框支墙;(c)两边嵌固;(d)带翼缘框支墙。

为了了解框支剪力墙在其它边界条件下的情况,作了双边嵌固的方案。当双边嵌固时(图 c),荷载下沉变形从顶部就受到边界的约束。象梁一样跨中上皮受压,底皮受拉,由于弯曲应力的力臂很大,拉、压应力很小。沿高度中部几乎没有水平应力,设想在墙高度沿水平方向切出一段,类似一根横梁,梁上皮受压,下皮受拉,再切出下面相邻的一段也是如此,上下段应力相消,因而中部没有多少应力。这是从宏观概念理解这个现象。

当框支剪力墙有翼缘截面成工字形时(图 d),翼缘除自重外不承受各层楼板的荷重,重量全压在框支墙上,框支墙仍能下沉但

又受到翼缘的约束,墙中的应力分布是两者的综合。受压区分为两部分,底部受拉区为两种拉力的迭加。各种边界条件框支剪力墙的竖向应力和位移见附录 3。

应力图因应力大小悬殊未按比例绘制。

4.2 框架剪力墙结构顶点位移近似分析

高层建筑顶点位移是结构设计的一项控制指标。国际上设计规范虽然没有明文规定,但设计人在心目中有一个经验约束。结构自振周期简化计算也常用到顶点位移的数值。

首先分析框架柱和梁的约束关系(图 4.3~图 4.5)。假如有一榀多层单跨对称框架,在水平力作用下经计算各层框架柱及梁的内力。现在将框架柱和梁拆开来分析,柱按通长悬挑杆件考虑。因为结构是对称的,有 50% 水平力作用在这根悬挑杆件上,各层梁端弯矩对柱起反约束作用。两者综合结果与总体计算的结构内力和位移完全相同,这是可以理解的。在整栋建筑中梁对剪力墙的约束也可以用同样方法考虑。

对地震力而言框剪结构中框架受力比较小。因为各楼层惯性力,通过梁按水平方向直接推向刚度大的剪力墙,由于框架上下层的位移差别相仿,框架柱的弯矩和剪力各层不差很多。为了简化计算,各层柱剪力的总和可取 20% 底部剪力。

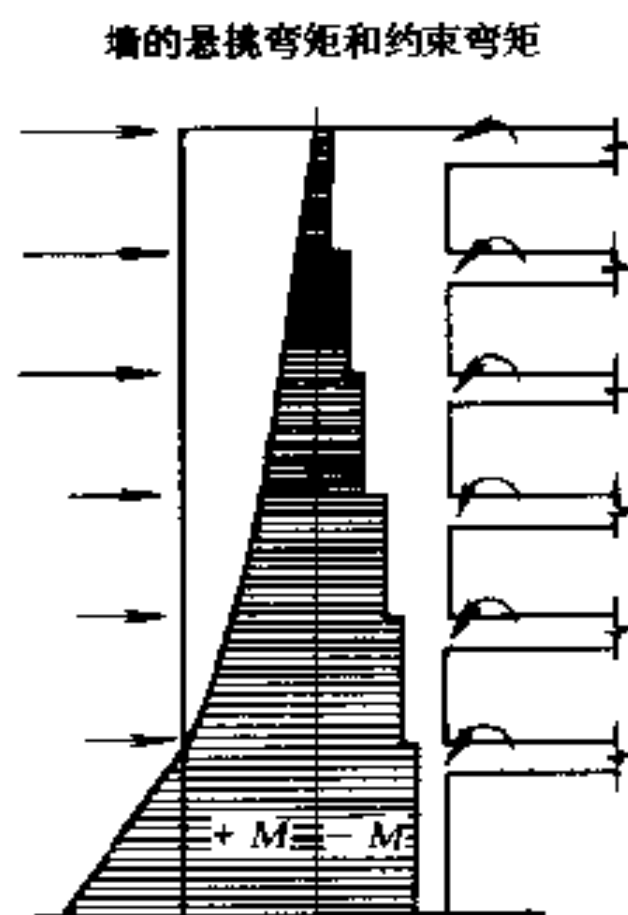
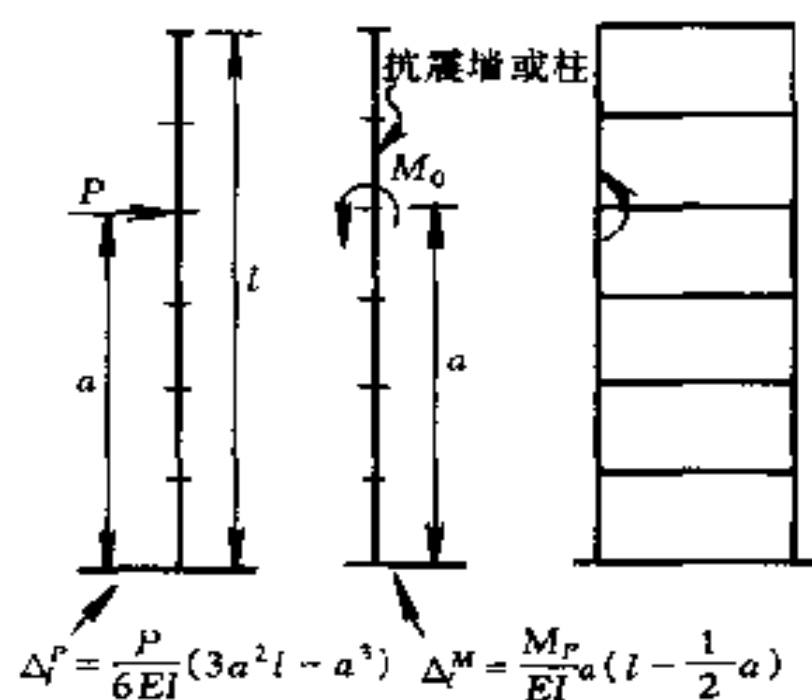


图 4.3 墙顶约束弯矩大于悬挑弯矩出现反弯曲



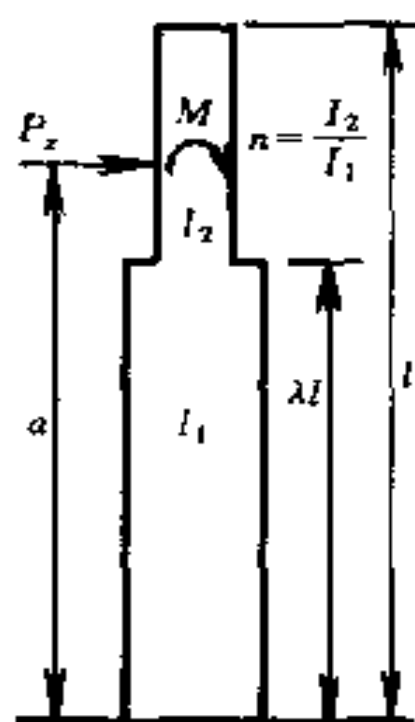
M_0 见给定的连续梁约束弯矩

计算表头

楼层	P	a	a^2	$3a^2l$	a^3	$3a^2l - a^3$	$P(3a^2l - a^3)$
							Σ
楼层	M_0	a	$\frac{1}{2}a$	$l - \frac{1}{2}a$	$a(l - \frac{1}{2}a)$	$Ma(l - \frac{1}{2}a)$	$Ma(l - \frac{1}{2}a)$
							Σ

图 4.4 结构顶点位移近似分析

图 4.5 中外力 P 作用在上段的计算公式



$$\Delta_l^P = \frac{P}{2EI_1} \left[\lambda^2 l^3 \left(1 - \frac{1}{3} \lambda \right) + \lambda l^2 (a - \lambda l) (2 - \lambda) + \frac{1}{n} (a - \lambda l)^2 \left(l - \frac{2}{3} \lambda l - \frac{1}{3} a \right) \right]$$

图 4.5 中外弯矩 M 作用在上段的计算公式

$$\Delta_l^M = \frac{M}{EI_1} \left[\lambda l^2 \left(1 - \frac{1}{2} \lambda \right) + \frac{1}{n} (a - \lambda l) \left(l - \frac{1}{2} \lambda l - \frac{1}{2} a \right) \right]$$

M 、 P 作用在下段时按 I_1 等截面公式计算。

在弹性理论中与剪力墙直接连接的梁受力

图 4.5

很大,梁的截面常无法胜任。在这部位容易发生塑性铰,故常将该段梁的刚度乘以折减系数。可以看到这部分内力是可以灵活限定的。过去“高层规程”建议与剪力墙连接梁的刚度可乘以 0.35 折减系数以降低连接弯矩。这也说明连接梁内力可以调整。

承认了上述说法,将整栋建筑一个方向的剪力墙叠合在一起,成为悬挑叠合体,其截面刚度为各墙截面刚度之和,将全部地震力的 80% 作用在墙的叠合体上计算悬挑影响的顶点位移。再将与墙连接梁叠合体的约束弯矩总和与对顶点反作用的影响,两者之差就是结构顶点计算位移。位移公式已注明在图上,清楚了关系可以计算各构件的内力。

4.3 框剪结构中剪力墙的合理数量

框剪结构中剪力墙合理数量的意义是确定最小限度剪力墙的刚度,使框剪结构的顶点位移恰能满足规范规定的限值。这样结构反应的地震力最小。

问题是复杂的。按上述条件剪力墙数量的确定与框架的刚度,自振周期和其它因素直接均有关连。这些因素都直接影响着顶点位移。

规范规定,在地震力的作用下,剪力墙底部承受的弯矩为总弯矩的 50% 时,是按结构按框架还是按框剪结构考虑抗震等级的分界限。当剪力墙底部弯矩小于此值时,则框架部份按纯框架的要求采取构造措施。结构顶点位移仍是必须计算的条件。50% 的限值用结构内力核算比较复杂,须借助外力计算总弯矩。如能用底部剪力确定限值要简单得多,但规范并未这样规定。

结构中的剪力墙在地震时对整栋建筑的稳定,以及在罕遇地震中对抗倒塌均能起一定的作用。即使剪力墙数量较少在内力计算应包括在内,减少了位移,也减少了框架中的内力,从而节约了材料用量。不应在计算中舍弃剪力墙按纯框架计算,这样做法计算结果不符合实际。

4.4 框剪结构中水平力分配

高层建筑框剪结构中当有一定数量的剪力墙时,在水平力的作用下框架受力比较小,一般情况各楼层框架承受水平力比较均匀,整栋框架顶部和底部柱的剪力稍小些。中部各层几乎相同,从而梁内配筋各层可以相同,这给梁柱截面设计创造方便的条件(图 4.6)。假定框架承受 20% 的水平总剪力,剪力墙

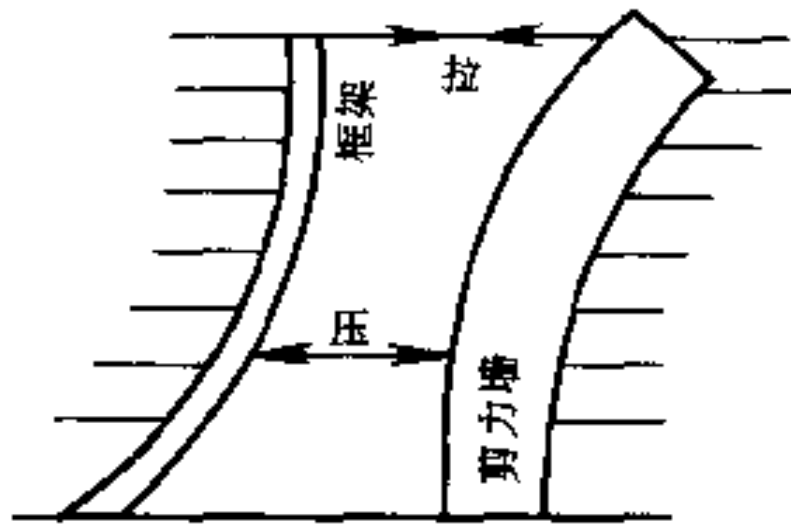


图 4.6 框架和剪力墙变形协调

在各楼层部位减少了 20% 的总水平剪力。对框架柱来说上下层水平剪力并不积累,剪力墙承受的水平剪力逐层加大,假如框架梁在地震时出现塑性铰,会把更多的剪力转移给剪力墙。

框架由于剪力墙的存在各层承受的剪力相差不大,因而振型成为弯剪型,剪力墙因框架梁的约束也成为弯剪型,使变形协调。右图是框架和剪力墙的变形协调关系。由于顶端力下传使框架各层剪力大致相同,框架梁内力也大致相同。

4.5 TBSA 程序剪力墙钢筋调整建议

据称在 TBSA 程序中剪力墙的刚度、周期和振型按整体计算。计算是正确的,由于技术上的原因将配筋分段配置,也就是将整体计算的内力(M 、 Q 、 N)分段配筋。每段的力臂很小每段两端均有配筋,对整墙来说中部配置太多的大的钢筋极不合理。按整体考虑根据自己的理解对配筋做近似的调整,分别对一段到四段进行分析,先忽略轴压力 N 的作用。实际剪力墙本身的承重仅承受承重面积的荷载,整体弯矩最端头的一段端点纤维应力不变,图 4.7 的设想:

TBSA 剪力墙钢筋调整系数

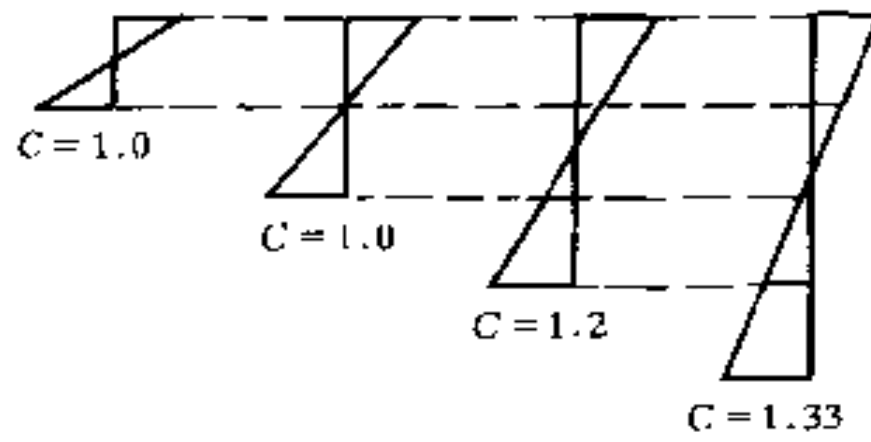
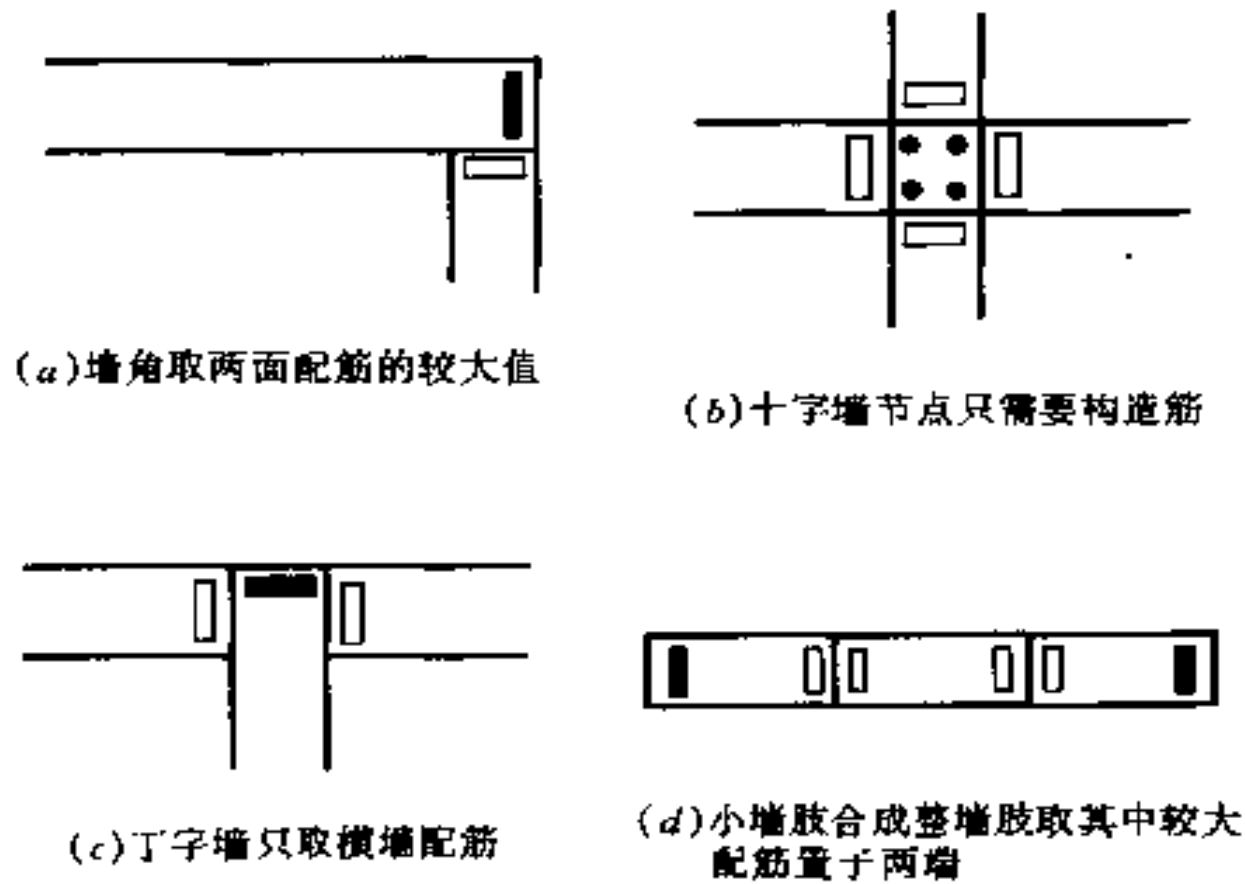


图 4.7 TBSA 剪力墙钢筋调整系数



因刚度系按整体计算,周期、位移和内力是正确的,仅墙的配筋分段计算。上述配筋宜近似地乘以配筋调整系数。
配筋调整系数:

当小墙肢为一或两等肢连接时上述配筋不调整。
当三等肢连接配筋乘以 1.125 调整系数。
当四等肢连接配筋乘以 1.33 调整系数。

图 4.8

如剪力墙未分段,计算图形正确 $C=1.0$ 。
分为两段,图形仍正确 $C=1.0$ 。
分为三段按第一段配筋缺了 0.125 的弯矩面积,近似地按 $C=1.2$ 。
分为四段按第一段配筋缺了 0.333,因而取 $C=1.33$ 。
按以上分析端头配筋定为 $A_s \times C$ (A_s 为原机算单方向的配

筋, C 为增大系数)。

除此之外在剪力墙角部配筋, 两个方向的两组配筋取较大的一组, 另一组舍弃。

整墙中部的分段端头纵筋全部舍弃。混凝土抗压潜力大, 无需考虑构件中部钢筋的抗压。

图 4.8 是剪力墙结构配筋调整建议; 图例, 黑条保留配筋, 白条舍弃。

4.6 建筑的转换层

高层旅馆、办公楼及商住楼等建筑, 下层要求柱网间距大, 上层特别是旅馆的客房要求小开间的剪力墙结构, 在交接处做转换层结构。所谓转换层实际是柱与柱间连接的转换层大梁。大梁承托以上的全部重量, 需要截面大。客房每一道实墙要有梁承托, 有些是次梁。在大梁上的剪力墙和下面的框架结合形成多层框架剪力墙。下部带有十几层框架的转换层

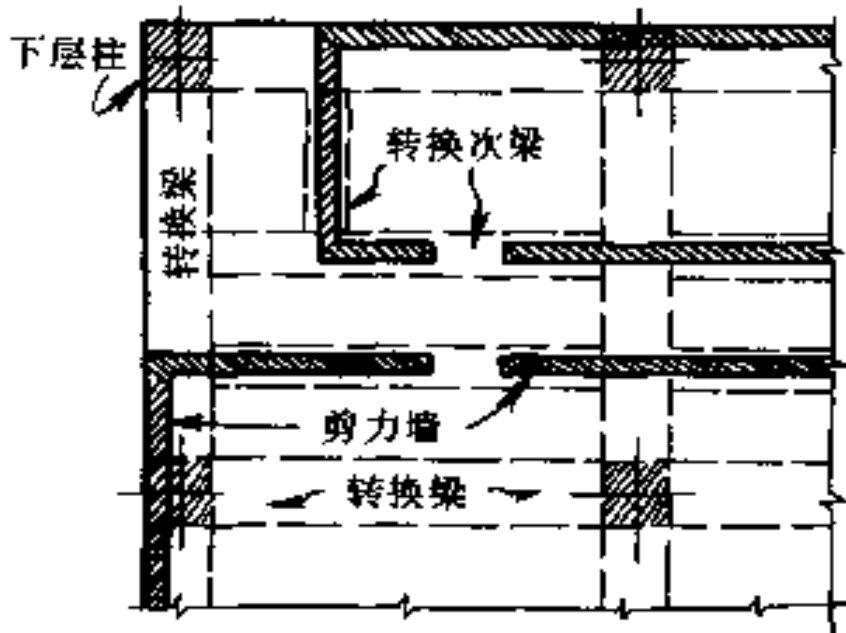


图 4.9 转换层大梁不一定是框肢梁

也是可能办到的。柱间转换大梁各开间梁截面应做成等高, 不同大小跨度的梁用配筋来调整, 连结的板也适当加厚些。这样使转换层形成承托上部剪力墙的坚实底盘。转换层大梁不是框肢梁。有人常把转换梁误认为框肢梁, 转换梁上部承托剪力墙, 框肢梁整截面受拉, 转换梁和普通梁一样单面受压或受拉, 在构造要求上也不同。转换梁在一个跨度可能没有剪力墙或仅有部分剪力墙并时常搭有次梁, 两者是不同的结构。转换层上的客房底端需要有一层为走管道的设备层。高度规定为 2.2 m。如将转换大梁设置在设备层内占去了使用空间。大梁应设置在设备层楼板的下面, 如

此设备层内的管道可以畅通。一般情况下部楼层的层高较大些，大梁的高度不会影响下层建筑的使用。

下面给出三种转换大梁布置情况(图 4.10)。第一种 2.2 m 层高的管道间专为设备使用,此空间便于检修管道。顶及底均有楼板,转换大梁在管道间的下部。柱子伸入管道间,有利于抗震。这是比较完整的做法。其缺点是占用了 2.2 m 的建筑层高。

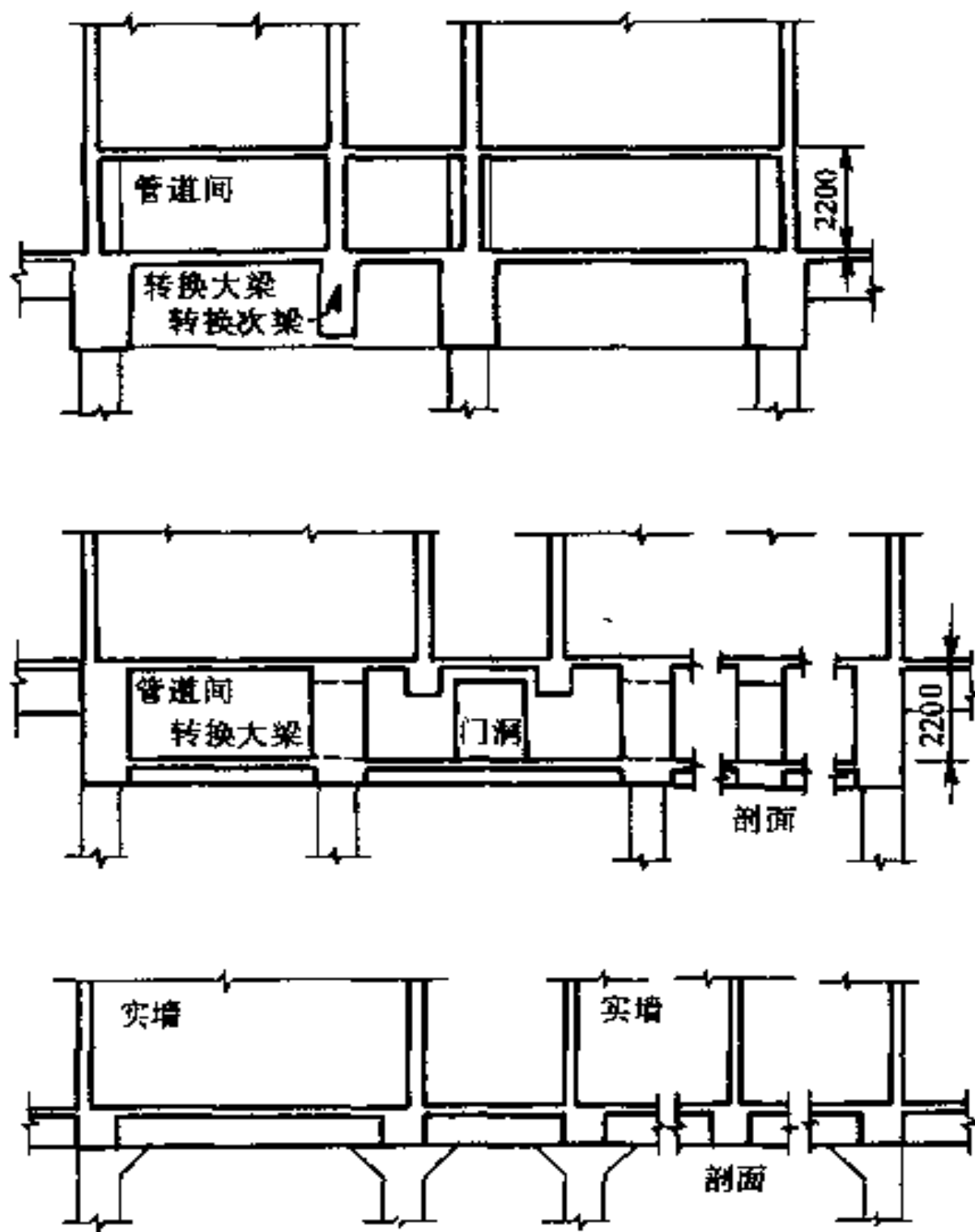


图 4.10 转换大梁的几种做法

第二种转换大梁占据 2.2 m 的层高,顶及底均有楼板,纵横大梁跨度的正中央剪力最小处开门洞,管道穿梁,转换大梁与管道间合二为一,减小了建筑高度。缺点是道道大梁要开洞,洞不能开的太大。对设备安装检修和施工拆模全很困难。另一种不兼用不做

管道间的做法,将设备管道吊在转换梁的下面,且不做吊顶便于检修和施工。将顶板和管道涂以深色油料,不妨碍观感。国外不少商场就是这样做的。

第三种转换层上部的剪力墙无洞口或无大洞口,且满搭在柱上时,以剪力墙自身做为梁使用,剪力墙的下两层做厚些,按两层高度配置墙梁的钢筋。这种做法要有满搭在柱上的条件,在整个转换层中也可局部使用。

4.7 住宅剪力墙结构设计实践

剪力墙的受力钢筋由墙端钢筋和分布钢筋组成。分布钢筋受力影响较小,特别是住宅建筑,支承重量是道道剪力墙,分布钢筋数量很大直接影响着钢筋用量,因而布置分布钢筋间距和截面应慎重考虑,例如200 mm厚的剪力墙采用 $\Phi 8-200\text{mm}$ 钢筋含钢量已达0.25%如采用 $\Phi 12-200\text{mm}$ 含钢量达0.565%,已接近柱子的配筋要求,表4.1是20层大开间剪力墙住宅结构设计参考资料。实际顶部几层配筋可采用 $\Phi 8-200\text{mm}$ 。

20层住宅大开间剪力墙结构设计参考

表4.1

层数	内墙厚 (mm)	外墙厚 (mm)	双层双向配筋 (mm)	混凝土等级
10~20	180	200	$\Phi 10-200$	C20
0~10	200	200	$\Phi 12-200$	C30

4.8 剪力墙的内力重分布

剪力墙或框剪结构中,剪力墙间的连系梁,按弹性理论计算在地震力作用下梁端弯矩过大,连系梁的截面在建筑上又有一定的限制,梁截面无法承担计算出的内力。连系梁和剪力墙连接的部位刚度突变,应力集中梁端很容易产生塑性铰,这就创造了可以进

行较大幅度内力重分配的条件,可以将梁端弯矩降低,使部分内力转移到剪力墙中去。下面提出手算调整弯矩的近似方法(图 4.11)。

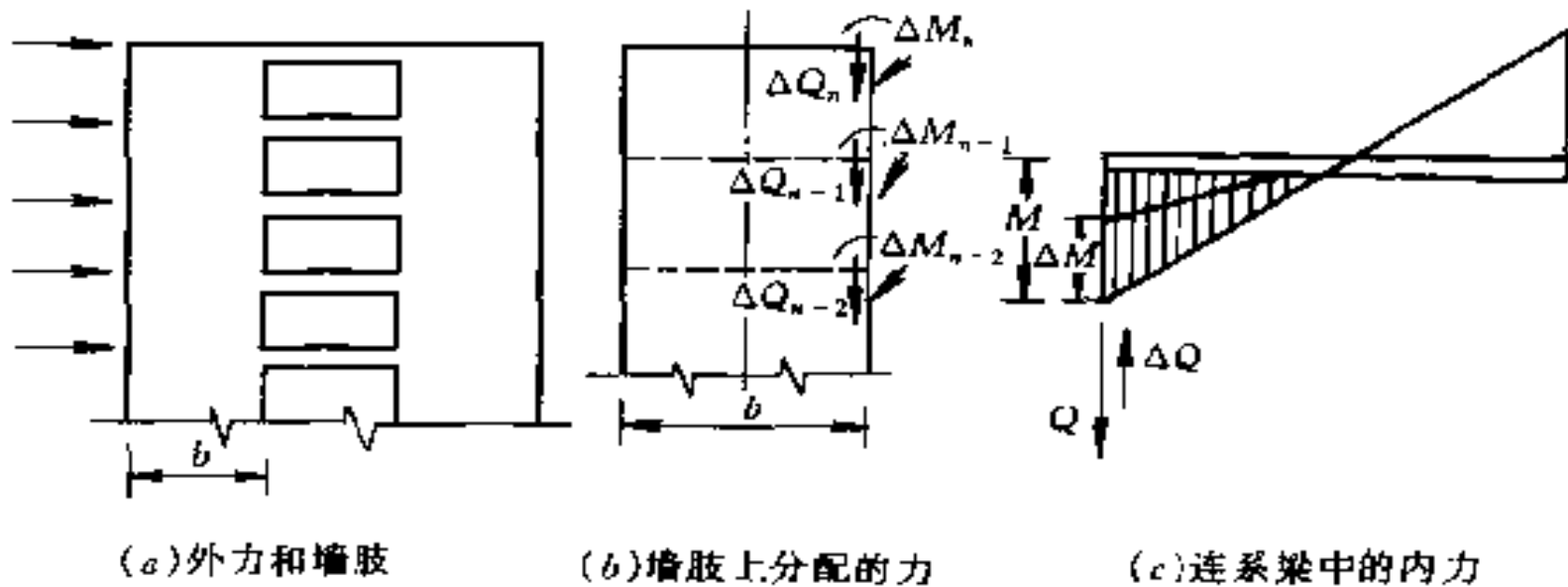


图 4.11 连系梁内力重分配

设连系梁梁端原有的弯矩是 M , 今拟将梁端弯矩减小 ΔM , 从而梁端剪力也减小了 ΔQ 。将这些力反作用于剪力墙的边缘, 将剪力墙按竖向悬挑构件来分析, 则每层墙身增加的弯矩为 $\Delta M + \frac{b}{2}\Delta Q$ 。剪力墙在各楼层处增加的总弯矩是以上各层的迭加值。从受力情况可以看到, 由于连系梁弯矩的减小, 增加了剪力墙的弯矩, 也加大了剪力墙的位移。

地震力在剪力墙间按墙的弯曲和剪切刚度进行分配, 但剪切刚度一般仅起 1%~2% 的影响, 为简便计算可以忽略不计。

4.9 长条形平面剪力墙结构的简化计算

剪力墙结构常遇到底层布置商店的问题, 部分剪力墙不能直达到底, 沿高度剪力墙中断, 水平剪力不能直接下传。不到底的框支剪力墙所承受的剪力通过楼板传递到落地的剪力墙上去。

从这样的传力概念出发, 可以提出以下的简化手算办法: 首先近似地按所有剪力墙均落地的假定计算结构的自振周期, 这样既简便也偏于安全; 对任何一道不落地的框支剪力墙在它的顶板处加一个与地震力相反的集中力, 其大小与上部剪力总和相等。以

维持力的平衡；以此为外力计算框支剪力墙的内力；几片墙的集中反力通过楼板分配给其它落地剪力墙；假定楼板为无限刚度，框支部分底层的剪力即使按空间协同计算也不大，也就是几十千牛，弯矩也只有几十千牛·米。按简算法，框支底层没有剪力，给定一个数值也就行了。框支底层地震力引起柱的轴力由上部弯矩除以两外柱的距离求得，轴力是比较大的。要慎重对待柱的轴压比和钢筋构造。底层结构总刚度较上层弱，需要加大底层落地剪力墙的厚度。底层顶板应做成现浇的，常要承受六七百千牛的水平剪力，现浇楼板也便于上下层墙体变换截面连接(图 4.12)。

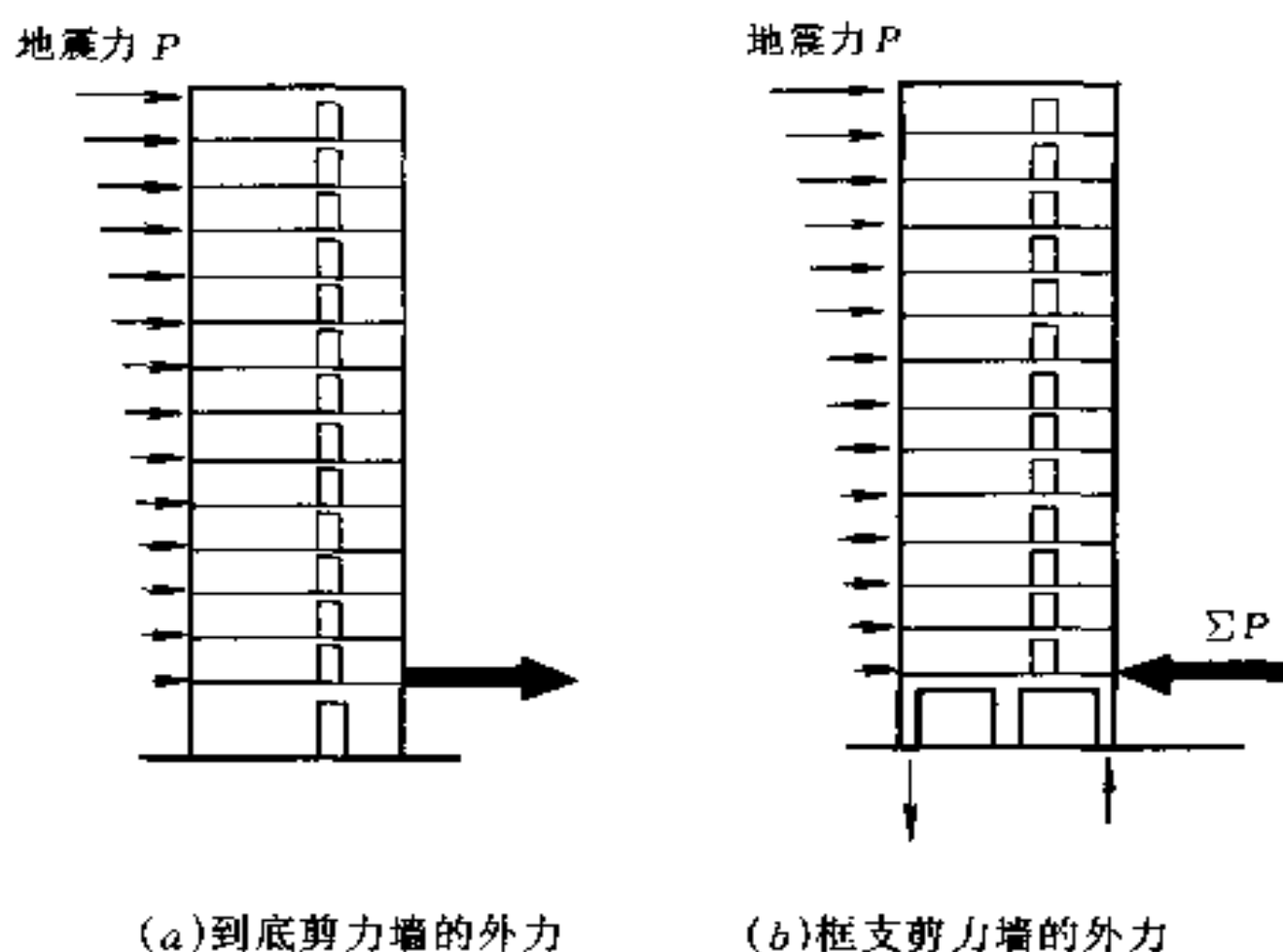


图 4.12 底层商店剪力墙结构

4.10 计算模型中的问题

有门窗洞口的剪力墙常按壁式框架的概念进行计算。为了便于计算常将墙肢的中线做为杆件进行内力分析。当洞口沿全高度布置比较规律时，在实践上是可行的。但洞口布置稍有错动就会产生一些异常现象。为说明这样一个问题，做下面的计算分析。

假设有两片 14 层的剪力墙结构，上部 13 层完全相同，只有底

层将一个门洞口移动位置,计算草图就有了差别,刚度有变化地震力的分配也产生了影响(图 4.13、图 4.14)。计算结果第二片墙下部地震力出现反向符号,因此使第一片墙下部剪力增加,第二片墙的剪力减小,出现了不同的剪力分布曲线。第一片墙底层分配的地震剪力为 291 kN,第二片墙底层分配的地震剪力为 254 kN。从地震力分配结果可以看到第二片墙的刚度较第一片墙为小。但是按有限元计算两片墙分配的地震剪力全是 293 kN,没有差别。

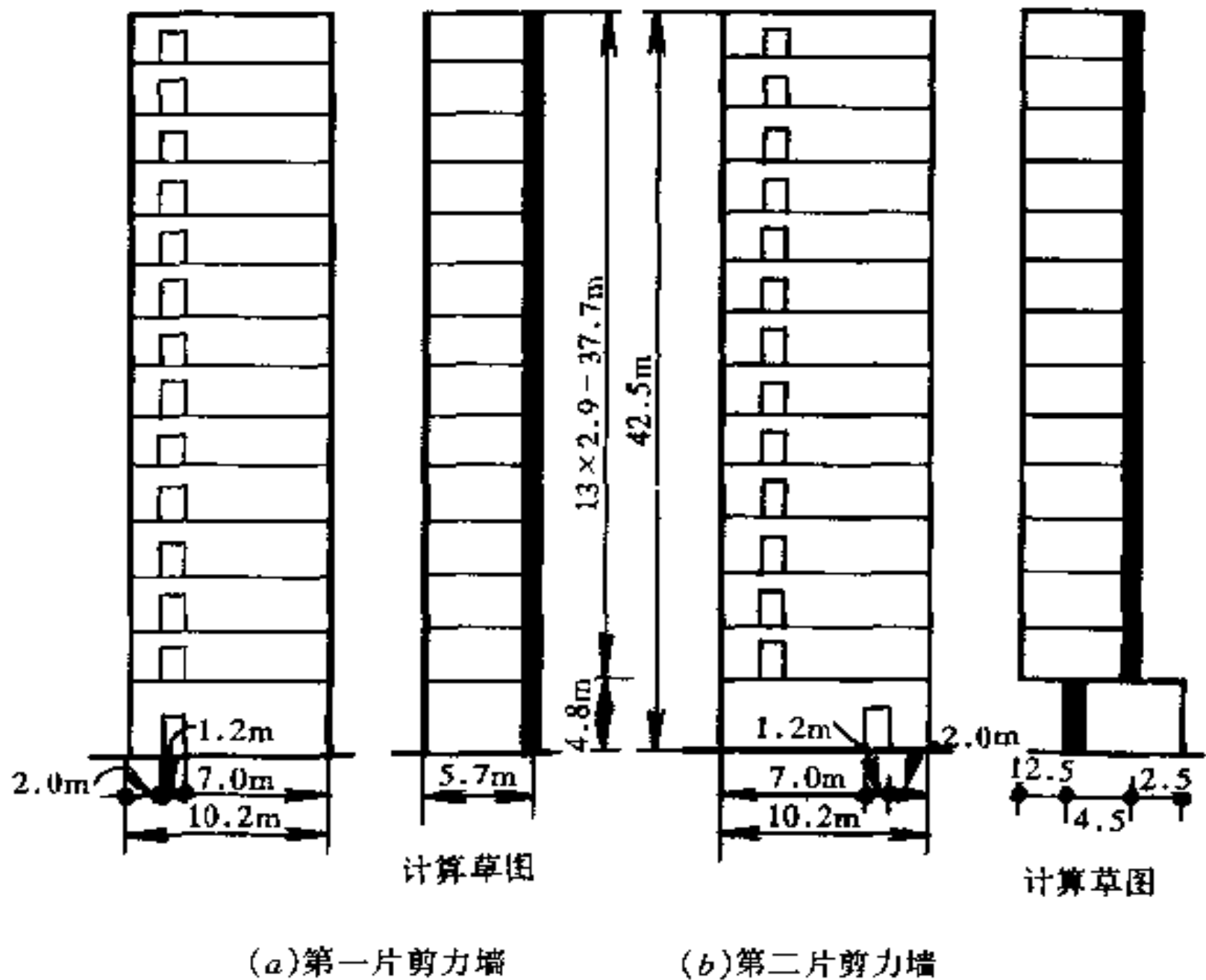
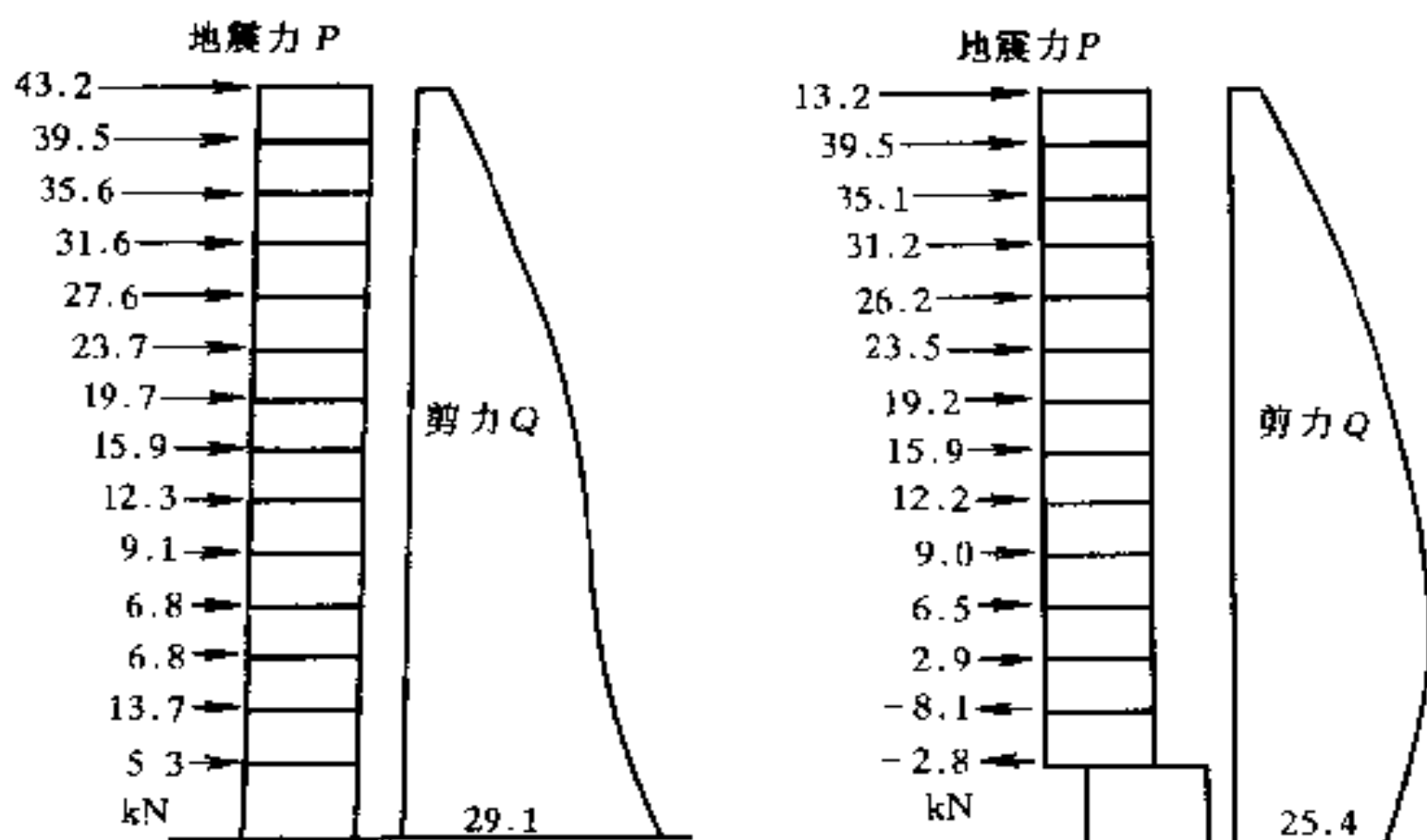


图 4.13 底层门洞移位剪力墙的计算草图

下面再分析一种情况,第一片墙和前例题一样各层门口是一顺到底的,第二片墙门口隔层错开,仍按杆件系统计算两片墙协同分配的地震力。第一片墙底层分配的地震剪力为 369 kN,第二片墙底层分配的地震剪力只有 207 kN,这说明门口错开的墙的刚度要比门口一顺的墙要小得多,若按有限元分析两片墙应该是差不

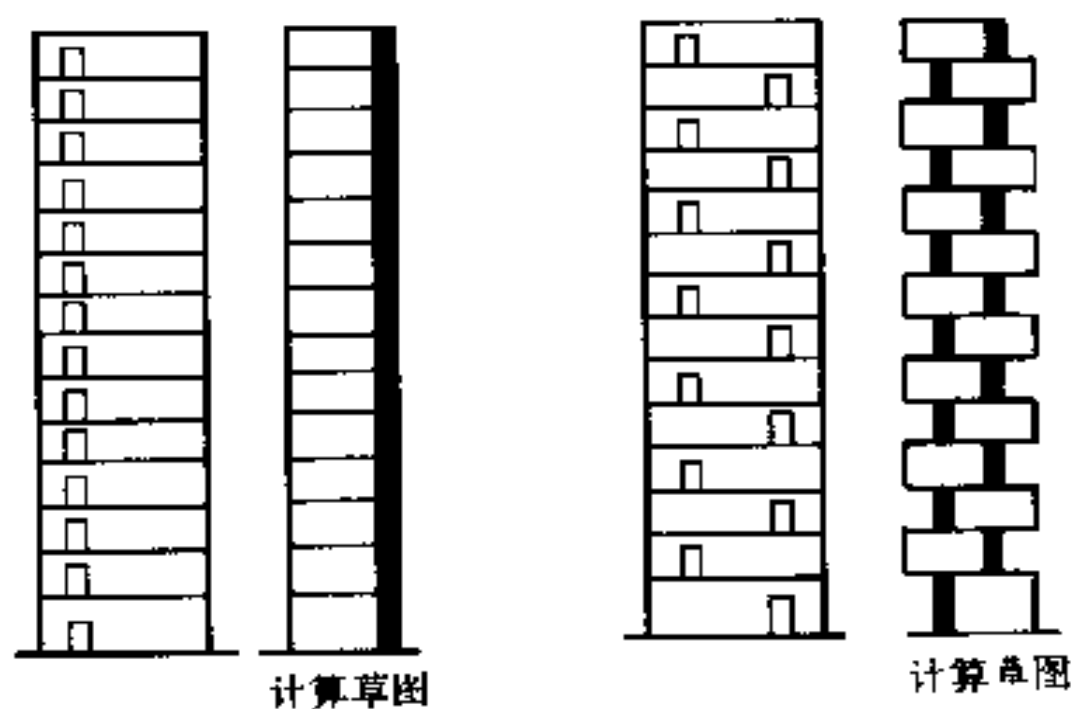


(a) 第一片墙地震力和剪力图

(b) 第二片墙地震力和剪力图

图 4.14 两片墙地震分配对比

多的,图 4.15、图 4.16 是两片剪力墙和它们的计算草图。



(a) 第一片剪力墙

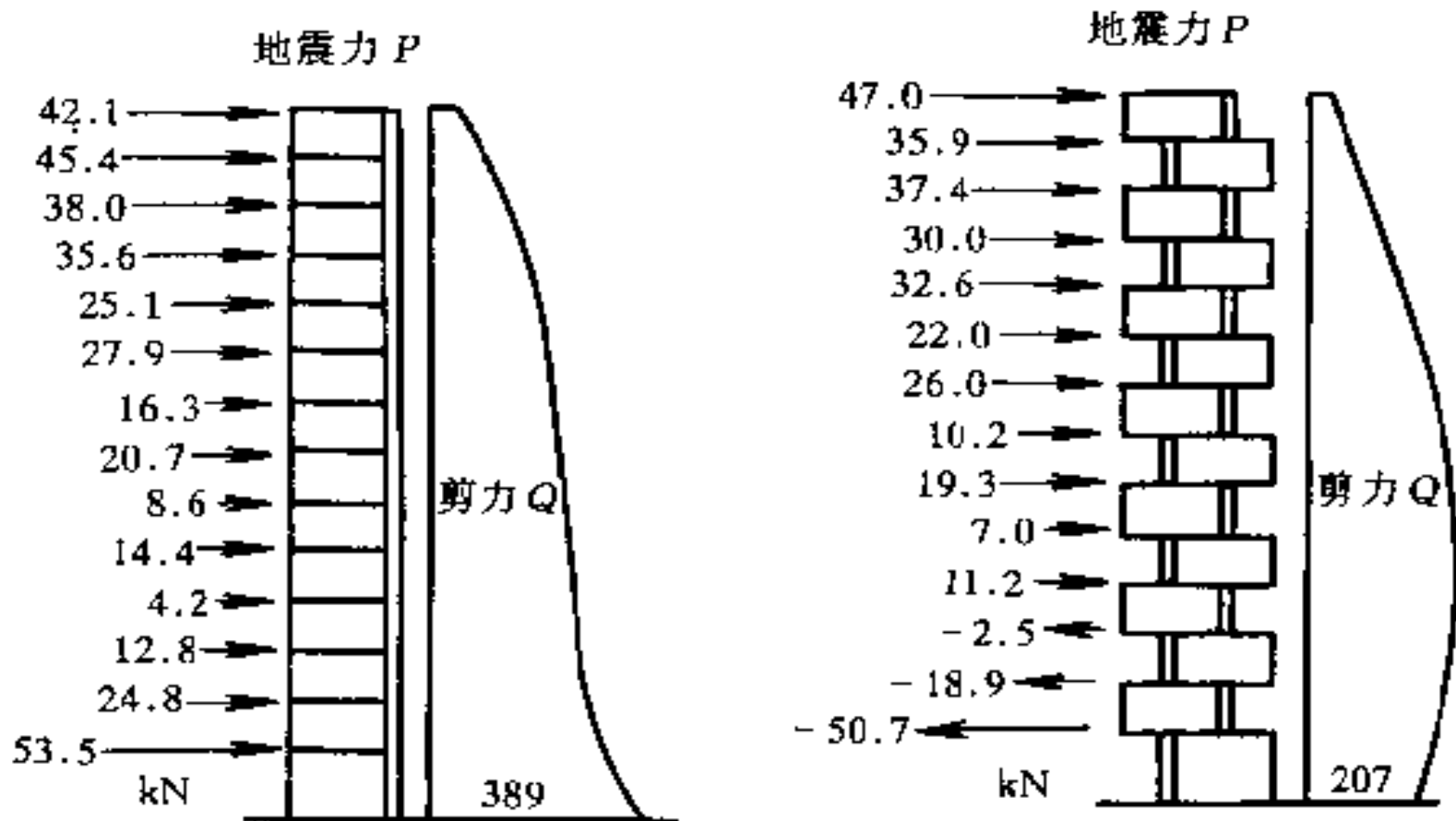
(b) 第二片剪力墙

图 4.15 隔层门洞位置不同剪力墙的计算草图

从上面两个例题可以看到以杆件代替剪力墙计算所得的内力偏小。

4.11 剪力墙的高厚比

《高层建筑设计与施工规定》中,为了考虑剪力墙的压曲稳定问题,提出各层墙的净高和厚度之比不得大于25。这个数值相当于纵向弯曲系数 ϕ 值等于0.75。墙两边竖向边缘的边界条件和墙的高厚比有着直接的影响。美国ACI318—68规程对边缘有约束的墙,考虑墙的双向约束作用。如仍根据 $\phi=0.75$ 的条件,其高厚比可按下列公式计算,供设计参考使用:



(a) 第一片墙地震力和剪力图

(b) 第二片墙地震力和剪力图

图 4.16 两片墙地震分配对比

(1) 对于两端自由单片矩形截面的墙,对任何长度

$$\frac{h}{t} = 25$$

式中 h ——剪力墙的净高;

t ——墙的厚度。

(2) 对于一端自由一端有翼缘的丁字形截面的墙

$$\frac{h}{t} \leq 25 \left[1 + 0.16 \left(\frac{h}{b} \right)^2 \right]$$

式中 b ——墙的长度。

将上式对应结果列为表 4.2.1

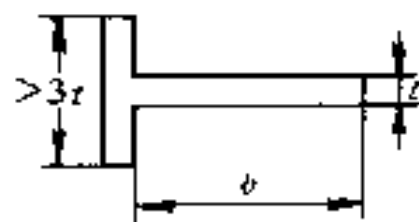


表 4.2.1

h/b	0.1	0.2	0.25	0.5	0.75	1.0	1.25	1.50	1.75	2.0	2.5	2.75
h/t	25.04	25.16	25.25	26.0	27.25	29.0	31.25	34.0	37.25	41.0	50.0	61.0

(3)对于两端有翼缘工字形截面的墙

$$\frac{h}{t} = 25 \left[1 + \left(\frac{h}{b} \right)^2 \right]$$

将上式对应结果列为表 4.2.2。

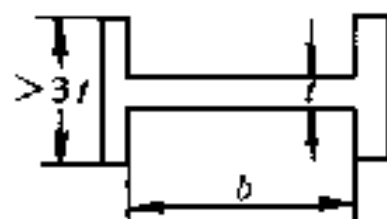


表 4.2.2

h/b	0.05	0.1	0.2	0.25	0.5	0.75	1.0	1.25	1.50
h/t	25.06	25.25	26.0	26.56	31.25	39.06	50.0	64.0	81.25

以上是按竖向荷载轴心受压构件决定的。两端有端柱的单片墙不得按双向约束考虑。上面的表是理论性的,墙的高厚比按实际应用考虑。

4.12 剪力墙分布钢筋

剪力墙的竖向分布钢筋承受部分重力荷载和在水平力作用下承受部分弯曲压力和拉力。在设计中常先假定竖向分布筋的数量,弯矩受力才由墙的端头钢筋补足。剪力由水平分布筋来承担,这是分别计算的方法。因为剪力墙是主要的抗剪结构,水平抗剪钢筋常比竖向分布钢筋的配筋量大很多。实际上竖筋和横筋均能抗剪(图 4.17),因而横筋可以匀一部分给

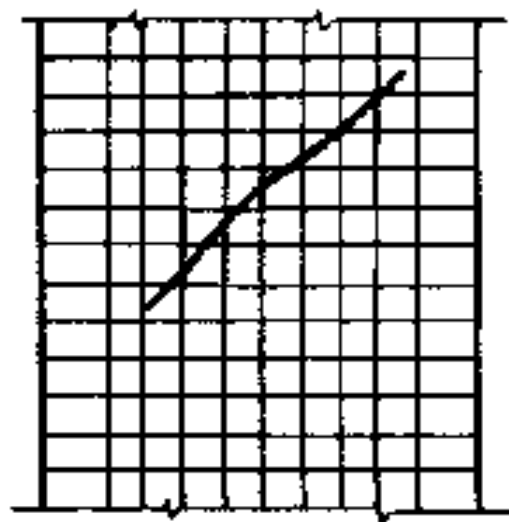
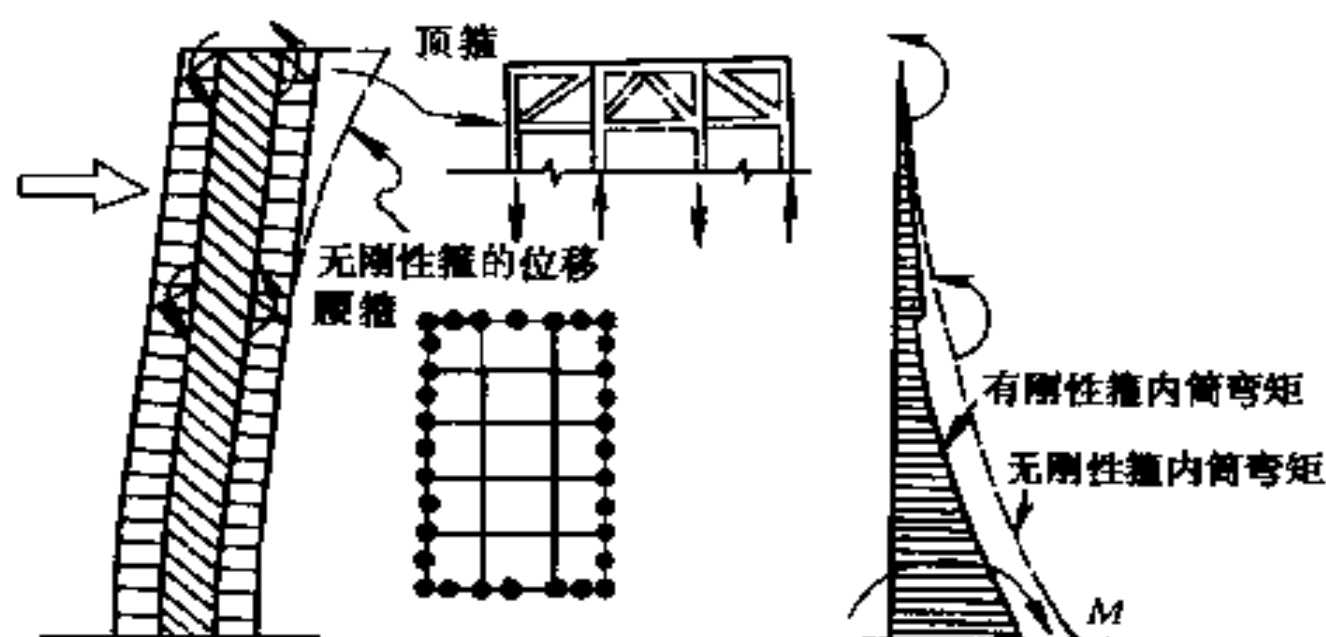


图 4.17

竖筋。具体的做法,将纵横钢筋截面积相加除以 2,各得其半,使纵横钢筋相同,既照顾了抗剪也照顾了抗弯。

4.13 筒体结构的顶箍和腰箍

带有核心筒的高层建筑设置顶箍和腰箍可以减小建筑的楼层和顶点位移。也减小了筒体的内力,其构造方法在设备层或避难层布置穿过内筒与外墙柱相连接的刚性构件。构件由一层高带有门洞口的钢筋混凝土墙体或桁架组成。建筑在水平荷载作用下筒体产生弯曲前后边柱受拉受压约束了筒体的变形使刚性构件产生反弯矩作用抵消了一部份筒体弯矩,并使水平位移减小。重要的是刚性构件必需穿过筒体(图 4.18)。



4.18 筒体的顶箍和腰箍

北京 52 层京广大厦,按弹性理论计算,建筑布置了顶端和中部高度两道腰箍。当有腰箍时,顶点位移为 $\frac{1}{307}H$,自振周期为 5.12s,当无腰箍时,顶点位移为 $\frac{1}{260}H$,自振周期为 6.00s,两者顶点位移相差 10cm(图 4.19)。

一般框筒结构由于裙梁剪力滞后影响,翼缘框架不能充分发挥整体作用。采用此种措施改变了内力分布状况,使翼缘框架柱受力均匀,提高了结构抗侧力的效果。但也有人认为,腰箍处刚度突变,应力集中,使整个结构系统受力有大的变化。

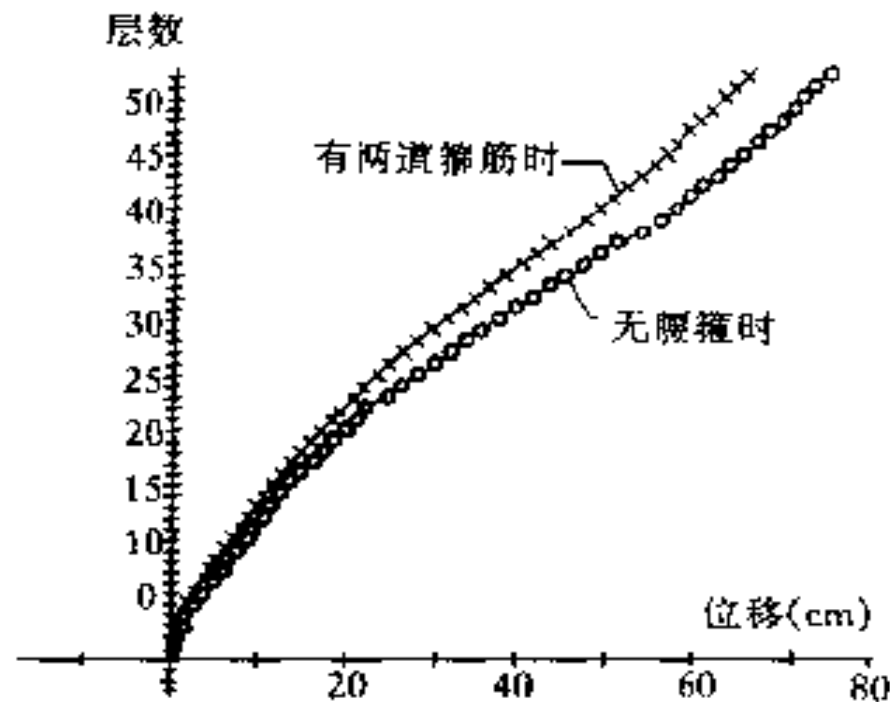


图 4.19 京广大厦五十二层建筑腰箍影响

4.14 高层建筑高宽比

高层建筑的高宽比主要由建筑专业设计方案决定。对结构而言它直接影响着结构的刚度和地震产生的位移。今按照国内外几栋资料统计提出在地震区合宜的建筑高宽比和核心比。美国纽约贸易中心建筑的高宽比为 6.45 是目前国际上较大的比值。另外一栋在芝加哥约 60 层的高层建筑高宽比竟达到 10, 传为奇谈。

高层建筑高宽比和高核心比

表 4.3

名称	总高 H (m)	平面短边 B (m)	核心短边 C (m)	H/B	H/C	烈度	形状
北京某建筑	92.3	30.4×42.3	11.2×23.2	3.04	8.24	9°	矩, 框筒
北京京广	203	38.4×83.4	19.2×39.4	5.29	10.57	8°	扇, 筒体
北京国贸	150	45.0×45.0	21.0×21.0	3.33	7.14	8.5°	方, 框筒
广东国际	199	35.1×37.0	15.4×21.5	5.67	12.90	7°	矩, 框筒
深圳国贸	160.5	35.4×35.4	17.7×17.7	4.65	9.07	7°	方, 框筒
深圳外贸	136	31.0×43.0	10.8×25.2	4.39	12.59	7°	矩, 筒体
广东星湖	118.4	34.2×38.8	φ146	3.24	8.11	7°	圆, 框筒
上海联谊	108.5	27.0×32.0	9.4×15.4	4.02	11.54	7°	矩, 筒体
纽约贸易	412	63.5×63.5		6.45			方, 框筒

注: 一般情况; 7° $H/B \leq 6, H/C \leq 12$; 8° $H/B \leq 5, H/C \leq 10$ 。

4.15 楼板支座约束条件

楼板支座处的约束条件对剪力墙结构墙的厚度常超过板的厚度,且有大的重力压在板端,因而板的端支座考虑为嵌固支座。中间各支座两边不计板的厚度是否有变化,均考虑为连续板。框架结构则不同,楼板的端支座没有上述约束条件因而考虑为铰接。中间各支座为连续支座,当板的厚度有变化时,大跨度支座按简支考虑,相连的小跨度支座按连续考虑,将负弯矩需伸入大跨度板内(图 4.20)。

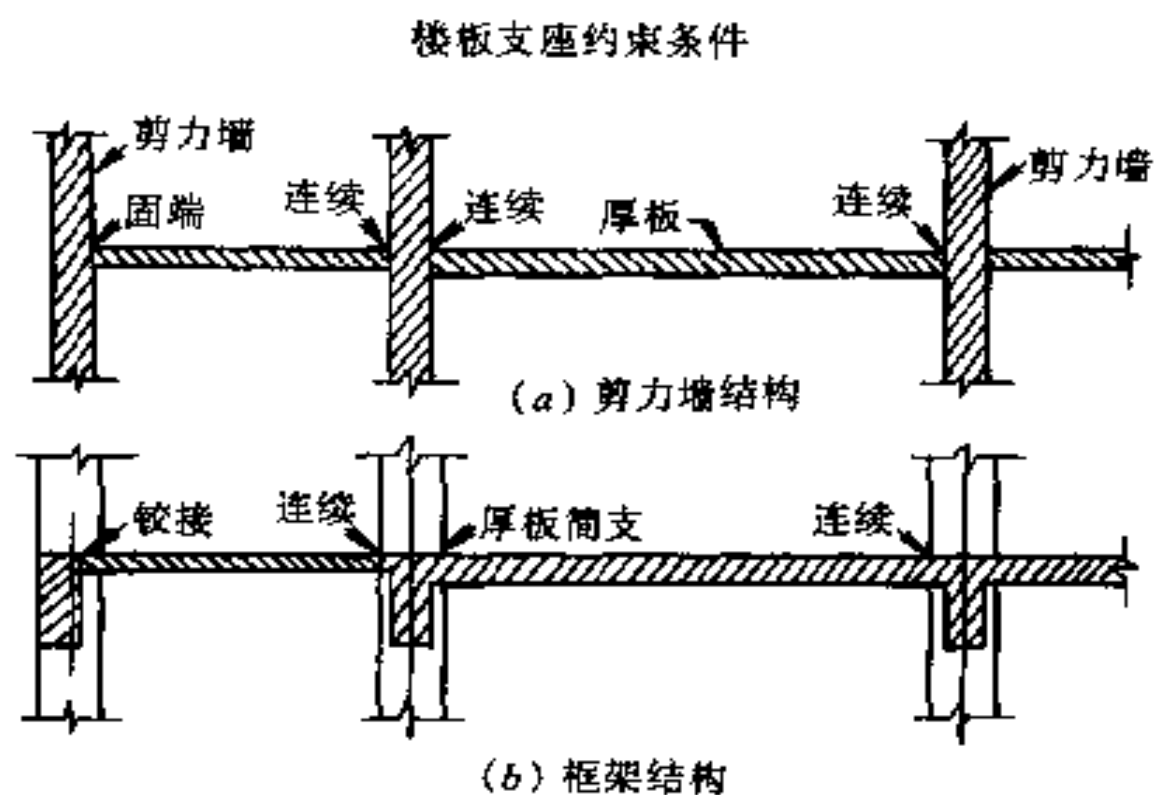


图 4.20 楼板支座的约束条件

4.16 剪力墙底层大洞口及交错洞口

剪力墙结构遇到底层有宽大的洞口,以上各层为一系列的小门口或其它复杂的开洞情况,解决的办法之一,将以上各层做与底层同样宽度的洞口。洞口间用轻质填充墙按上部洞口的布置要求填补,如图 4.21a。

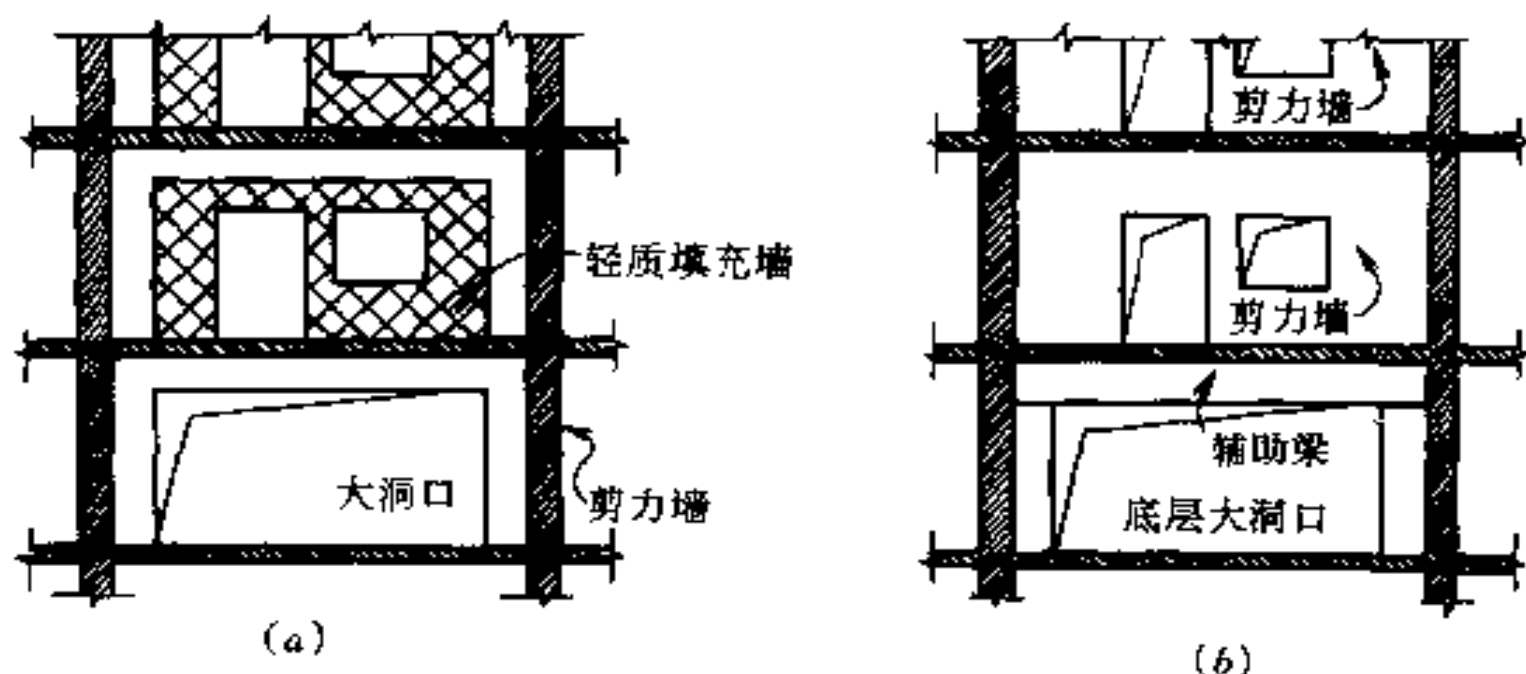


图 4.21 剪力墙底层大洞口

底层大洞口上部做填充墙的办法可行,但不是好的处理办法。比较好的办法,剪力强整体性很强,考虑上部两边连续墙起悬挑作用,承托大部分重量。大洞口上做一个不太重的辅助梁。由于洞口削减了剪力墙的截面,应核算底层局部墙的压应力。

上下层交错的门洞口,在交错处做一根盖括上下两个门口跨度的过梁(图 4.22),竖向荷载取一层的平均荷重。局部洞口的错位对剪力墙整体作用不起大的影响。

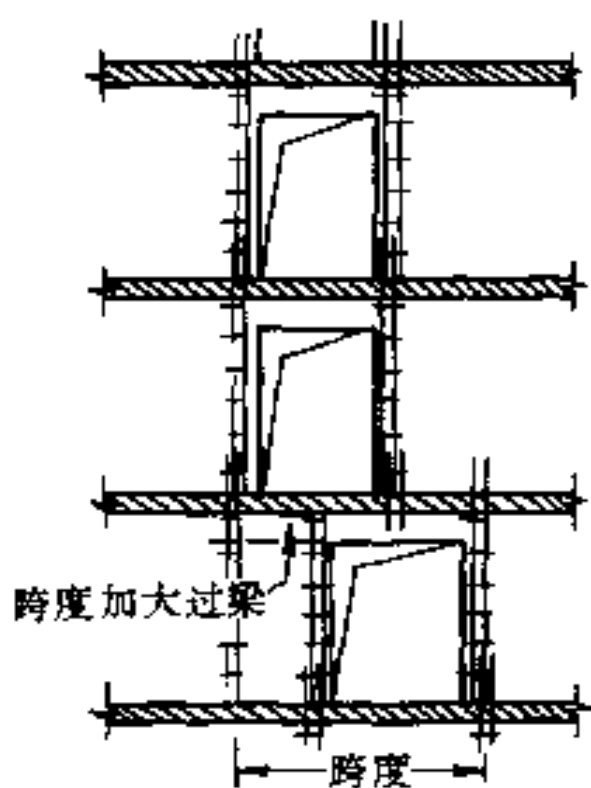


图 4.22 交错洞口暗柱布置

4.17 电梯井及楼梯间

电梯井及楼梯间围墙应做成钢筋混凝土结构,不采用框架填充墙做法。因填充墙地震时高空附落伤人及堵塞通道。

楼梯是人流较多的交通要道,公共建筑的楼梯更是装修的重点部位,楼梯间要做得洁净明快,梁柱不应露出棱角,电梯间因设备安装的要求也应如此,图 4.23 是墙角的几种做法。

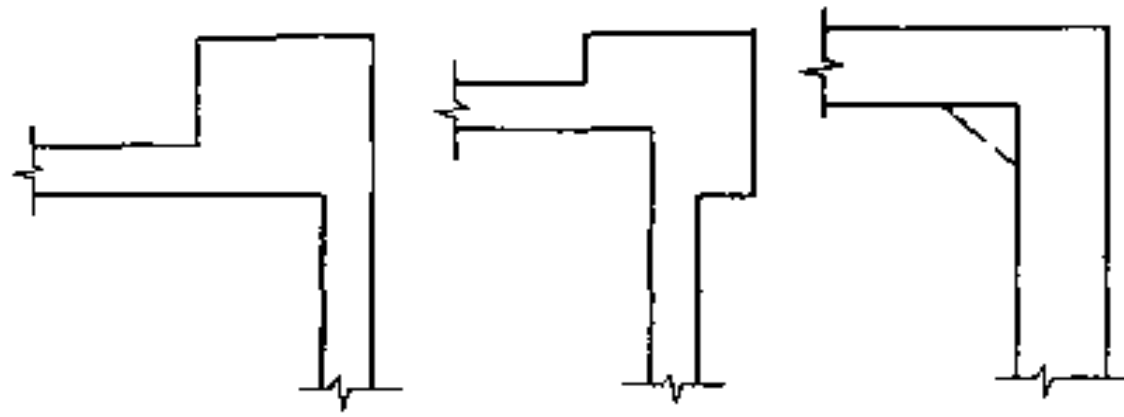


图 4.23 电梯间及楼梯间拐角做法

4.18 剪力墙结构的整体作用

剪力墙结构是由盒子单元连接起来的组合体。每个盒子由前后、两侧墙板和上下楼层板组成,整栋建筑的盒子结合成牢固的整体,有着总体刚度。单从水平力作用的影响来观察整栋建筑,象一根弯曲杆件那样,一面外墙皮受拉另一面外墙皮受压,中间存在着中和轴(图 4.24)。由于整体的坚实性,外墙受力也会比较均匀,不象孤立的按每片墙分折出来不同的应力。在一个单元盒子中,某一面墙由于六面板的约束,在墙上开一个门洞或不开门洞,对整个盒子的变形和刚度不会有很大的差异。因为结构还要支承重力荷载上下层的门洞开在同一位置较好。如果建筑专业能考虑这个原则按建筑自然地布置墙体,无需过多的限制墙的长短。

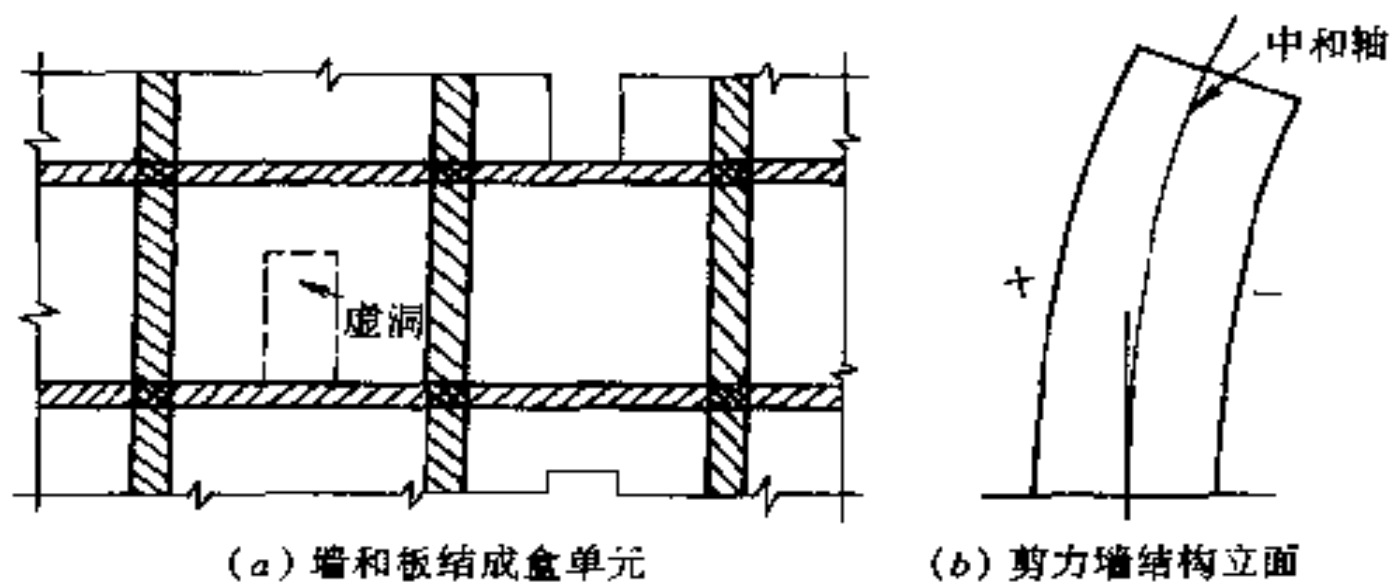


图 4.24 剪力墙结构的整体作用

第 5 章 其它结构设计概念

5.1 结构设计的基本功

5.1.1 最基本的要求

- (1) 与勘测单位商定基础做法和埋置深度;
- (2) 配合建筑专业拟定结构布置方案;
- (3) 估计各结构构件的截面尺寸;
- (4) 对建筑专业方案指出对结构受力不利的薄弱环节,以便做局部修改;
- (5) 从宏观整体观察对结构抗震性能做出评价;
- (6) 熟悉结构的构造措施;
- (7) 掌握机算也要能手算,会用手算草核机算计算结果;
- (8) 绘制清晰正确的施工图纸;
- (9) 熟记民用建筑设计荷载;
- (10) 熟记常用强度等级混凝土及钢筋的设计强度;
- (11) 熟记各种规格钢筋截面积——以至多根同规格钢筋总截面积。

5.1.2 梁板弯矩配筋系数

采用下列弯矩配筋系数对一般楼板和 T 形梁得到相当准确的结果。对矩形梁一般情况已敷使用,对荷载较大的矩形梁按经验采取稍大的系数。系数的特点是大的弯矩数值的变动,系数变更很小,常在小数的第三位。下面所列的计算系数和公式,梁板弯矩配筋。对上下钢筋相同的双筋梁同样适用。

I级钢筋	新规范	$\begin{cases} A_s = \frac{M}{h_0} \times 0.050 \\ A_s = \frac{M}{h_0} \times 0.035 \end{cases}$	老规范	$\begin{cases} A_g = \frac{M}{h_0} \times 0.062 \\ A_g = \frac{M}{h_0} \times 0.045 \end{cases}$
II级钢筋				
式中单位	新规范	$\begin{cases} M \text{ 为 } \text{kN}\cdot\text{m} \\ h_0 \text{ 为 } \text{m} \\ A_s \text{ 为 } \text{cm}^2 \end{cases}$	老规范	$\begin{cases} M \text{ 为 } \text{kgf}\cdot\text{m} \\ h_0 \text{ 为 } \text{cm} \\ A_g \text{ 为 } \text{cm}^2 \end{cases}$

5.1.3 各种荷载简支梁的跨中弯矩

跨中弯矩

$$M_C = P \frac{a}{2}$$

式中 P ——集中荷载；

a ——近支座端的距离。

对各种分布荷载以梁的中点为分界线按合力集中点计算(图5.1)。

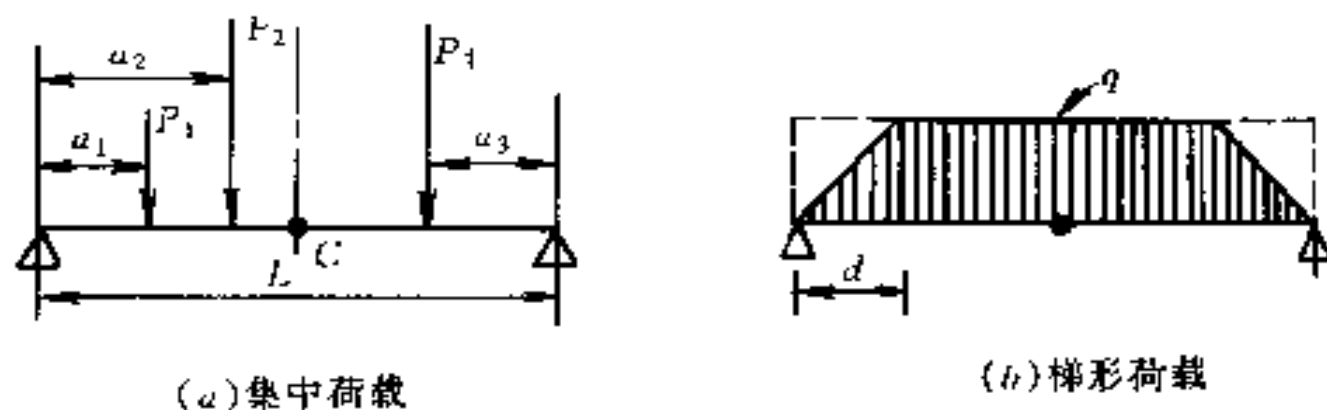


图 5.1 简支梁跨中弯矩

$$M_C = \sum P \cdot \frac{a}{2},$$

$$a \leq \frac{1}{2}L \quad \text{采用同样的原则计算梯}$$

形荷载,梁中点的简支弯矩值。

$$M_C = \frac{1}{8}ql^2 - \frac{1}{6}qd^2$$

即全跨度的均布荷载减去两端的三角形荷载。

5.1.4 梁的固端弯矩计算

对称荷载作用下梁的固端弯矩常可将简支梁的中点弯矩除以相应的系数求得, 即 $M_F = \frac{M_0}{C}$

(M_F 为固端弯矩。三角形荷载

$M_F = \frac{M_0}{1.6}$, 均布荷载 $M_F = \frac{M_0}{1.5}$);

梯形荷载系数在 1.5~1.6 之间, 中间值很容易估计。

等间距集中荷载除梁上仅有两个集中荷载 $C = 1.6$ 外, 均约为 1.5(图 5.2)。

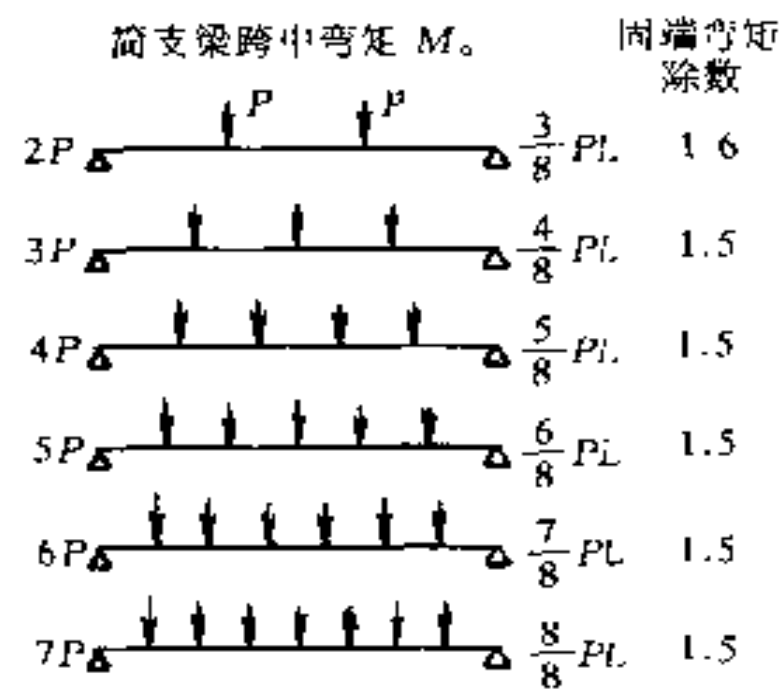


图 5.2 集中荷载梁弯矩

对任何梁上较均匀布置的对称荷载固端弯矩可近似地取 $C = 1.5$ 。在有些情况可能存在可以忽略的误差。

5.1.5 均布荷载连续梁的调幅

均布荷载连续梁支座弯矩调幅有下面的规律, 表 5.1 是经调幅后支座和跨中弯矩系数 C (其中 $M = \pm Cql^2$)。

均布荷载连续梁弯矩调幅系数 C

表 5.1

$M = cql^2$	$-M$	$+M$	$-M$
调幅 20%	$-\frac{1}{15}$	$+\frac{1}{17}$	$-\frac{1}{15}$
调幅 25%	$-\frac{1}{16}$	$+\frac{1}{16}$	$-\frac{1}{16}$
调幅 30%	$-\frac{1}{17}$	$+\frac{1}{15}$	$-\frac{1}{17}$

调幅 30%, 跨中弯矩已比支座弯矩大。

5.1.6 井字梁最大内力

四边简支, 正方形网格, 任何两方向格数相同的井字梁, 最中

央一根梁受力最大,中央梁中点弯矩为 $\frac{1}{8}ql^2 \times 1.25$,端头剪力为 $\frac{1}{2}ql \times 1.35$, q 是板一半开间每米长的承重加上梁每米长的自重。记住了相应的系数 1.25 和 1.35 就控制了井字梁的设计。

5.1.7 单独柱正方形基础

下式是单独基础的简算法(图 5.3),误差一般不大于 5%,实际上单独基础正规计算方法也是经验的。无偏心的正方形基础,柱边截面弯矩公式为

$$M = (0.775a - a_c) \frac{P}{10},$$

式中 P ——柱荷重;

a_c ——柱边长。

M 单位由 a 及 P 派生。

有偏心的正方形基础,两边缘压力不超过 1:4 仍可采用上式,但要按 $P' = (0.8P_{\max} + 0.2P_{\min})a^2$ 代替 P 采用。 P' 比实际 P 大得多,仅为经验计算使用。下面是几个例题。

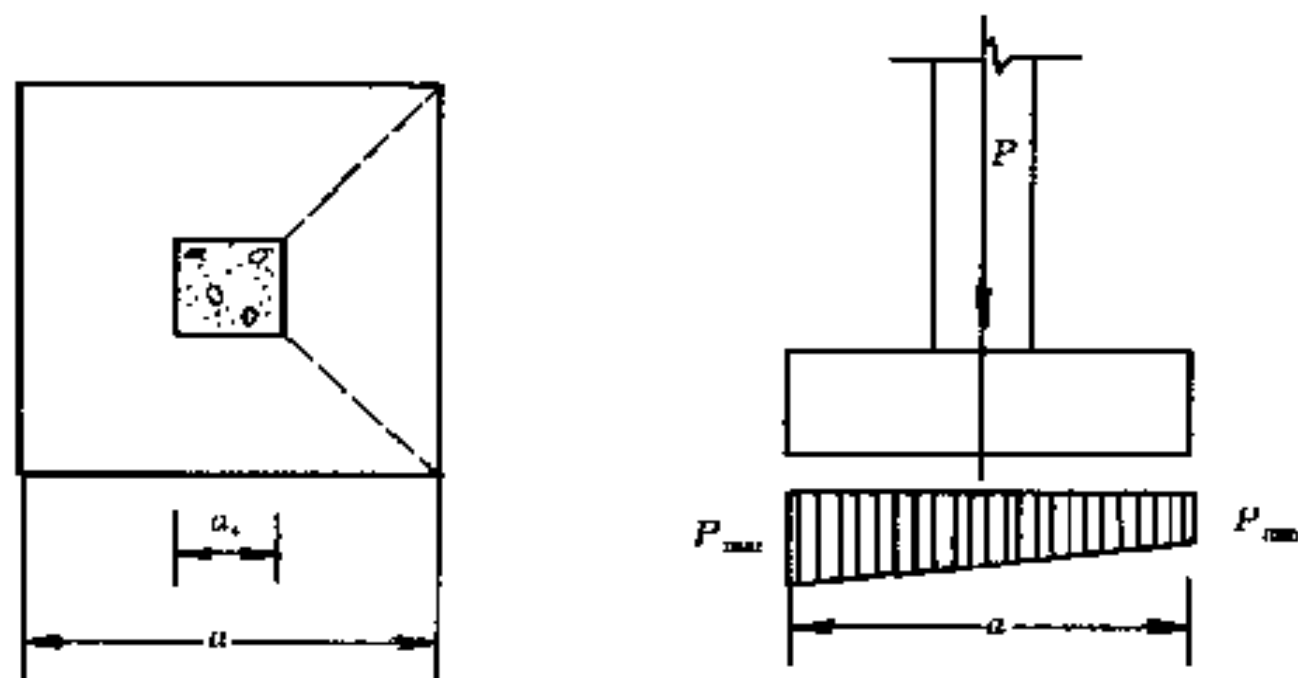


图 5.3 正方形基础

【例 1】中心受压基础,底面边长 $a = 4.5$ m,柱边长 $a_c = 0.8$ m,柱荷重 $P = 6\,000$ kN,求柱边弯矩。

$$M = (0.775 \times 4.5 - 0.8) \frac{6000}{10} = 1612.5 \text{ kN} \cdot \text{m} (\text{误差 } 2.6\%)$$

【例 2】 偏心受压基础,基础底面边长 $a = 2.0 \text{ m}$,柱边长 $a_c = 0.6 \text{ m}$ 。底板边缘地基反力 $P_{\max} = 450 \text{ kN/m}^2$, $P_{\min} = 200 \text{ kN/m}^2$ 。求柱边弯矩:

$$P' = 0.8 \times 450 + 0.2 \times 200 \times 2.0^2 \\ = 400 \times 2.0^2 = 1\ 600 \text{ kN}$$

$$M_I = (0.775 \times 2.0 - 0.6) \frac{1\ 600}{10} = 152.0 \text{ kNm (误差 0.39\%)}$$

按正规计算 $M_I = 152.6 \text{ kNm}$ 。

【例 3】 基础底面边长为 5.0 m 。柱边长 $a_c = 1.0 \text{ m}$,底板边缘地基反力 $P_{\max} = 600 \text{ kN/m}^2$, $P_{\min} = 150 \text{ kN/m}^2$

$$P' = 0.8 \times 600 + 0.2 \times 150 \times 5^2 \\ = 510 \times 5^2 = 12\ 750 \text{ kN}$$

$$M_I = (0.775 \times 5 - 1) \frac{12\ 750}{10} = 3\ 666 \text{ kN}\cdot\text{m (误差 2.0\%)}$$

按正规计算 $M_I = 3\ 740 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。

5.1.8 剪力墙分布钢筋的配筋率

一般计算习惯,剪力墙纵向分布钢筋考虑其承受部分弯曲轴向力和竖向承重力,水平分布钢筋承受水平剪力。因纵横钢筋均能抗剪,因而可以使纵横两个方向钢筋平均等量配置。

为了对剪力墙中的配筋率心中有数,宜熟记表 5.2 的配筋表。单向双面配筋总和均约为 0.25%。因规律性很强,很容易记忆。

剪力墙分布钢筋(配筋率 0.25%)

表 5.2

墙厚度(mm)	单向双面配筋(mm)	墙厚度(mm)	单向双面配筋(mm)
160	$\Phi 8a @ 250$	400	$\Phi 12 @ 200$
200	$\Phi 8 @ 200$	500	$\Phi 12/14 @ 200$
300	$\Phi 10 @ 200$	600	$\Phi 14 @ 200$

表 5.3 是剪力墙端配筋率为 1.0% 和表 5.4 是剪力墙边缘构件配筋率为 1.5% 的情况,端柱面积分别为 $1.5t^2$ 和 $2.0t^2$ 。

抗震墙墙端(配筋率 1.0%)

表 5.3

墙厚 t (mm)	$1.5t^2$	$2.0t^2$	墙厚 t (mm)	$1.5t^2$	$2.0t^2$
160	4Φ12	4Φ14	275	4Φ20	4Φ22
180	4Φ14	4Φ16	300	4Φ22	4Φ25
200	4Φ14	4Φ16	350	4Φ25	4Φ28
220	4Φ16	4Φ18	400	4Φ28	4Φ32
250	4Φ18	4Φ20	500	6Φ28	6Φ32

抗震墙边缘构件(配筋率 1.5%)

表 5.4

厚度 t (mm)	$1.5t^2$	$2.0t^2$	厚度 t^2 (mm)	$1.5t^2$	$2.0t^2$
160	4Φ14	4Φ16	275	4Φ25	4Φ28
180	4Φ16	4Φ18	300	6Φ22	6Φ25
200	4Φ18	4Φ20	350	6Φ25	6Φ28
220	4Φ18	4Φ22	400	6Φ28	6Φ32
250	4Φ22	4Φ25	500	8Φ32	10Φ32

5.1.9 混凝土强度概念

混凝土自重可以堆到多高? 考虑安全度, 强度等级以 C30 的混凝土自重可堆高 500 m。再看厚度为 300 mm, 混凝土 C30 剪力墙沿宽度切下 300 mm 长的一段成为 300 mm 见方的柱, 考虑了安全度, 仅混凝土能承重轴向压力 1 000 kN。

前苏联依维扬斯基和萨哈诺夫斯基分别在他们著作的钢筋混凝土教课书中基础混凝土采用 C10(110 号), 立柱也很少采用 C12(140 号)。从现在的观点看来以前采用的混凝土强度太低。根据目前情况 C20 混凝土是设计使用的起码标号。一般工程可以采用这个等级混凝土。香港和国际上常用的混凝土配合比 1:2:4 折合我国情况为 20.4 N/mm^2 即 C20。

前面提出混凝土堆高的数据不是为了设计计算, 仅提醒注意混凝土强度相当高。设计中不要生怕设计不安全, 任意提高混凝土

土等级浪费材料。在 1951 ~ 1955 年间绝大部分框架结构采用 110 号混凝土, 经唐山地震考验, 反应良好。

5.1.10 挡土墙土水混合压力

计算技巧之一, 将不太明确的物理力学数据根据经验确定下来, 加以归纳整理, 使计算简易明确。挡土墙土水混合压力就是一例(图 5.4)。假定土的干容重 18 kN/m^3 ; 土的饱和容重 20 kN/m^3 ; 土的内摩擦角 $\varphi = 30^\circ$ 。

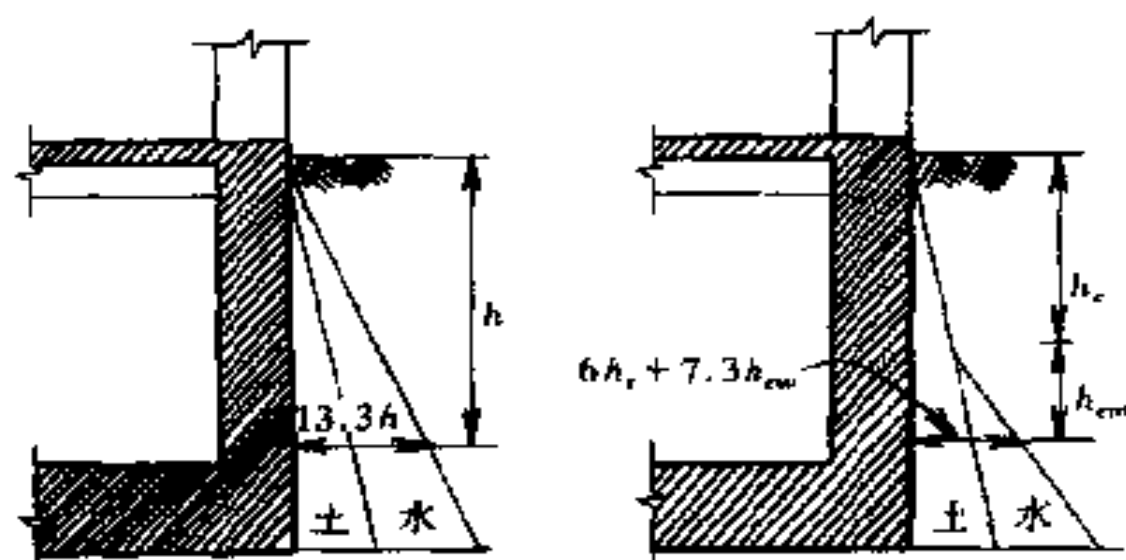


图 5.4 土水混合压力

土压力延深度压强 $P_e = 6h_e$

土水混合压力 $P_{ew} = 6h_e + 13.3h_{ew}$

土水混合压力加地面超载 $P_{ewq} = 6h_e + 7.3h_{ew} + \frac{1}{3}q$

式中 q ——地面超载(kN/m^2);

P_e ——挡土墙所承受的侧压力(kN/m^2);

h ——土的深度(m);

脚注符号 e 为土压, w 为水压, ew 为混合压力。

前式为标准值, 计算挡土墙截面对土水混合压力乘以荷载分项系数 1.2。

地面超载按荷载的性质分别乘以 1.2 或 1.4。

5.2 高层建筑结构设计简化计算

若结构设计者对结构受力没有清晰的物理概念,实用结构设计理论资料中又常把多种次要因素掺加进去,加以建筑的结构类型的多样化,就增加了对结构理解的复杂性。在有意无意的宣传中,常把结构问题描述的极为深奥,使设计人茫茫然甚至有神秘感,难以对结构有直观的理解,被动地从计算机计算输出看结果。计算机计算是重要的,理解上更要跟上计算机计算。

简化计算是半理论半经验用宏观判断得出的计算方法。半理论是指略去影响极小的因素;半经验是指按已往做法(老经验),采用的计算系数是从经验判定的。

简算和严格弹性理论计算结果有出入。本节意图不是要按简算方法进行正式设计,仅使设计人了解结构受力的大致情况,遇到结构问题能用自己思路来分析。简算就是引导这样思路,同时也解决一些在手的实际问题,如粗验计算机计算结果等。

5.2.1 框架结构简算

下面提出的框架结构简算法是多年前国内外实践者普遍使用的计算方法。目前香港地区仍然允许采用本简算法。在竖向荷载作用下,梁按连续梁计算。梁的外端由上下柱所约束,或按铰接计算。内柱按中心受压计算。

框架在水平荷载作用下,各柱承受的剪力按弯曲刚度分配。柱的弯矩反弯点除底层在 $\frac{2}{3}$ 层高处外,以上各层均在柱层高中点。所以,以静力平衡法计算梁的支座内力。简便的手算法在香港也多编制了电算程序。

过去采用该方法也存在着较繁锁的计算步骤,各开间梁活荷载按最不利位置计算。实际上,梁活荷载仅占总荷载的小部分。民用荷载也不可能有这样分布规律。

日本武藤清博士提出的D值法是好的简算方法,但过去很少采用。

5.2.2 框剪结构简算

对地震力而言,在框剪结构中框架受力比较小,这是因为框架刚度比较小。各楼层重力引起的惯性力,通过楼层直接推向刚度大的剪力墙。有剪力墙的存在,框架上下层位移差别相仿,框架柱的弯矩和剪力各层相差不多。旧规范规定各层柱剪力总和最少取20%底部剪力。

在弹性理论中,与剪力墙直接连接的梁头受力很大,梁截面常无法胜任,在这部位容易发生塑性铰,故常将该段梁刚度乘以折减系数。可以看出这部位内力可以灵活限定。旧“高层规程”建议与剪力墙连接梁的刚度可乘以0.35折减系数,以降低连接弯矩。

承认了上述说法,将整栋建筑一个方向剪力墙叠合在一起,成为悬挑叠合体,其截面和刚度为各墙截面刚度之和。将总地震力减去20%或乘以0.8系数作用在叠合体上,计算悬挑内力。再将与墙连接梁叠合体的约束弯矩总和对墙施加反弯作用。两者综合即得剪力墙最终总内力。按各墙刚度分配各墙肢内力,框架接受20%的总剪力,按框架简算法计算梁柱的内力。

假定框架每楼层剪力相同,则每层的层间位移相同,整个框架高度变形成一条直线。这仅为近似考虑。实际每楼层剪力稍有不同,振形稍有弯曲,仍是弯剪型。剪力墙位移是弯曲形,各楼层梁以反向约束弯矩施加给剪力墙,剪力墙位移也成弯剪型。这是协同变形的基础。当假定量值不准确,梁的轴向力,使结构自行调整。

采用同样概念计算框剪结构的顶点位移,仍然是先计算剪力墙悬挑弯矩影响的顶点位移,再减去梁端对墙约束弯矩影响的顶点位移。计算方法如本章第一节简图所示。还可以看到,墙顶约束弯矩大于悬挑弯矩,出现反弯曲。

5.2.3 框筒结构简算

图 5.5 是典型框筒结构平面图,内筒和外框通过平板将两者连接。筒和框连接机构为铰接。

从结构布置上观察是十足的框剪结构。平板在平面外仍假定为无限刚度。若将筒和框架分开,在水平力作用下,筒体变形主要是弯曲线,而框架是剪切型,两者通过楼板相互制约成弯剪型,使变形协调。筒承受剪力大,因为截面大,承受弯矩小,因为截面抗弯力臂小。框架恰如其反,框架柱截面小,承受剪力小。连同翼缘柱框架柱抗弯力臂大,承受弯矩大。在简化计算中,将翼缘柱各个有效截面叠加在两边腹板框架的角柱上(图 5.6)。由于翼缘框架有迟后现象,柱截面之和近似取半数。柱集中在角柱或分散到翼缘,腹板框架中的内力完全相同。按图示为例,原设计角柱截面积为其它柱的 4 倍,再加上翼缘柱有效截面之和成为其它单个柱的 6 倍。抗推刚度为一般柱的 18 倍。承受水平剪力比单个柱大 18 倍。集中角柱的弯矩也大 18 倍。上下层角柱弯矩之和与腹板框架端头裙梁弯矩相平衡。柱的间距比楼层高度要小,因此端头裙梁剪力相当大。此剪力即为角柱每层增加的轴向力。其它中部柱按框剪结构内力分配的规律,上下楼层的剪力相差很少,几乎不变。今假定为不变,则有的内部柱的轴力为零。由于端头裙梁弯矩的传递影响中部柱产生一些较小轴向力。根据这样受力关系可简算出腹板框架的内力。还因为裙梁的截面高度增加,有一定的整长度的弯曲影响。

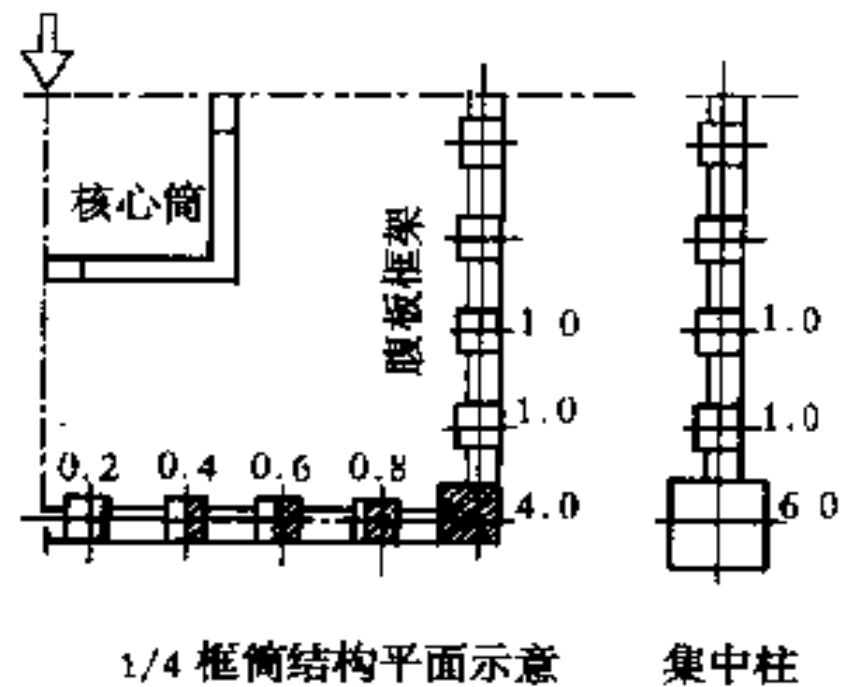


图 5.5 框筒结构简算

图 5.5 是典型框筒结构平面图,内筒和外框通过平板将两者连接。筒和框连接机构为铰接。从结构布置上观察是十足的框剪结构。平板在平面外仍假定为无限刚度。若将筒和框架分开,在水平力作用下,筒体变形主要是弯曲线,而框架是剪切型,两者通过楼板相互制约成弯剪型,使变形协调。筒承受剪力大,因为截面大,承受弯矩小,因为截面抗弯力臂小。框架恰如其反,框架柱截面小,承受剪力小。连同翼缘柱框架柱抗弯力臂大,承受弯矩大。在简化计算中,将翼缘柱各个有效截面叠加在两边腹板框架的角柱上(图 5.6)。由于翼缘框架有迟后现象,柱截面之和近似取半数。柱集中在角柱或分散到翼缘,腹板框架中的内力完全相同。按图示为例,原设计角柱截面积为其它柱的 4 倍,再加上翼缘柱有效截面之和成为其它单个柱的 6 倍。抗推刚度为一般柱的 18 倍。承受水平剪力比单个柱大 18 倍。集中角柱的弯矩也大 18 倍。上下层角柱弯矩之和与腹板框架端头裙梁弯矩相平衡。柱的间距比楼层高度要小,因此端头裙梁剪力相当大。此剪力即为角柱每层增加的轴向力。其它中部柱按框剪结构内力分配的规律,上下楼层的剪力相差很少,几乎不变。今假定为不变,则有的内部柱的轴力为零。由于端头裙梁弯矩的传递影响中部柱产生一些较小轴向力。根据这样受力关系可简算出腹板框架的内力。还因为裙梁的截面高度增加,有一定的整长度的弯曲影响。

近似地假定框架承受 20% 底部剪力,筒体承受 80% 底部剪力,为了筒体内力计算及近似的使框架和筒体变形协调,用附加外

力方法来处理。这力是由楼板提供的。

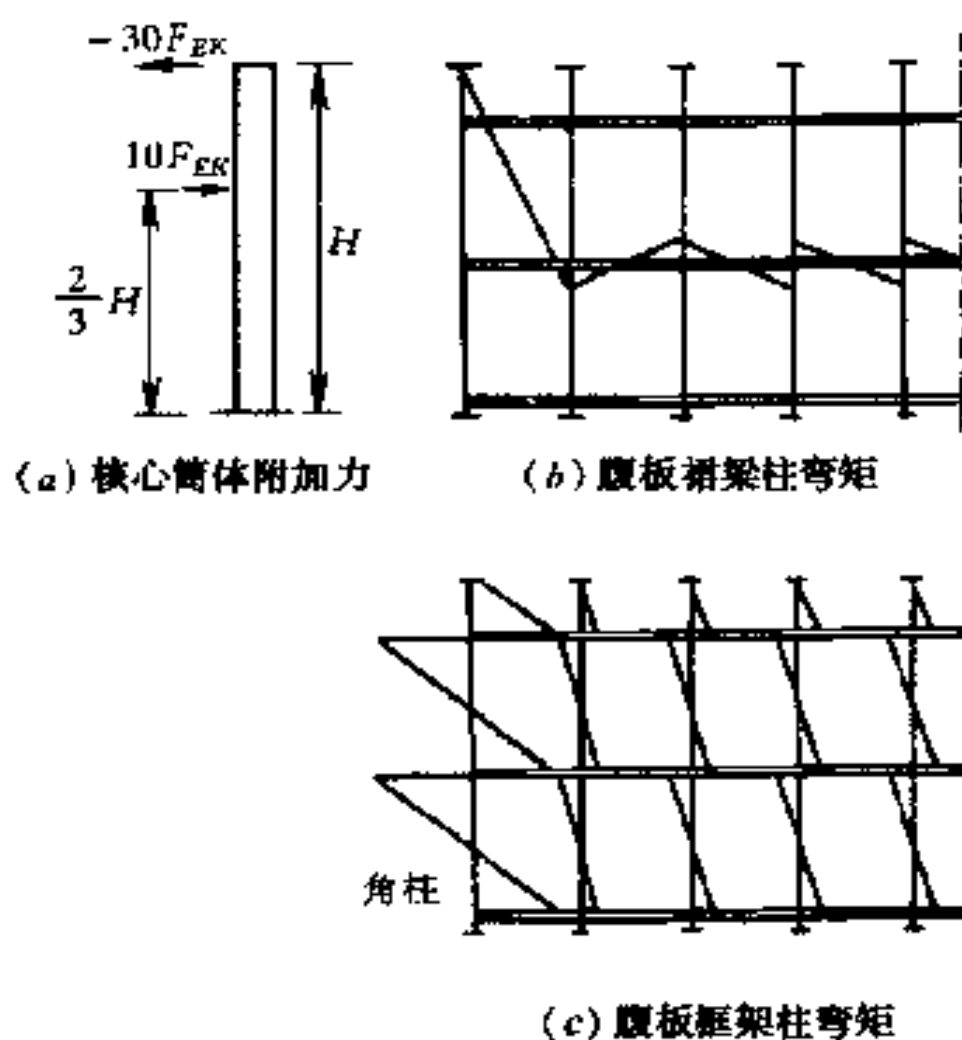


图 5.6 框筒结构简算

5.2.4 多塔大底盘结构简算

多塔大底盘结构,建筑下部为单一的整体,称为大底盘,上面支承多个独立的塔式建筑(图 5.7)。多塔式简算法连同大底盘一起按规范底部剪力法。计算所得的各层地震力,首先分到各塔按塔底嵌固计算各塔的内力。将各塔底反力做为外荷载施加在下部大底盘上,继续计算底盘内力。周期按框剪结构,包括大底盘在内分别计算各塔楼的平均层数,按经验公式计算。当结构完全对称,上部塔体也相同可在建筑中轴线割开。只计算建筑的一半,其底部另一半连接处按一般对称法则处理。当塔楼与底盘布置关系不对称或塔楼层数不同时,底盘将产生扭力。因塔与底盘刚度相差很大,塔的内力应乘以扩大

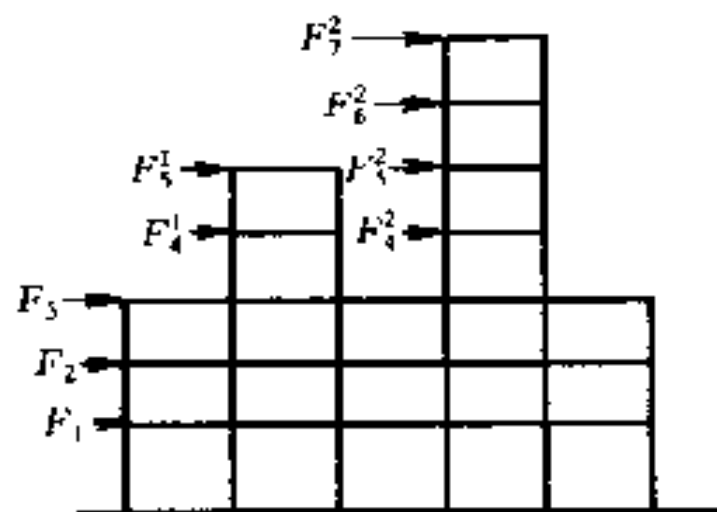


图 5.7 多塔大底盘结构简算

系数。

大底盘顶板是分布塔体地震力的重要楼层,该层楼板应适当加大。与底盘连接的塔身底部构件,在构造上也应加强。

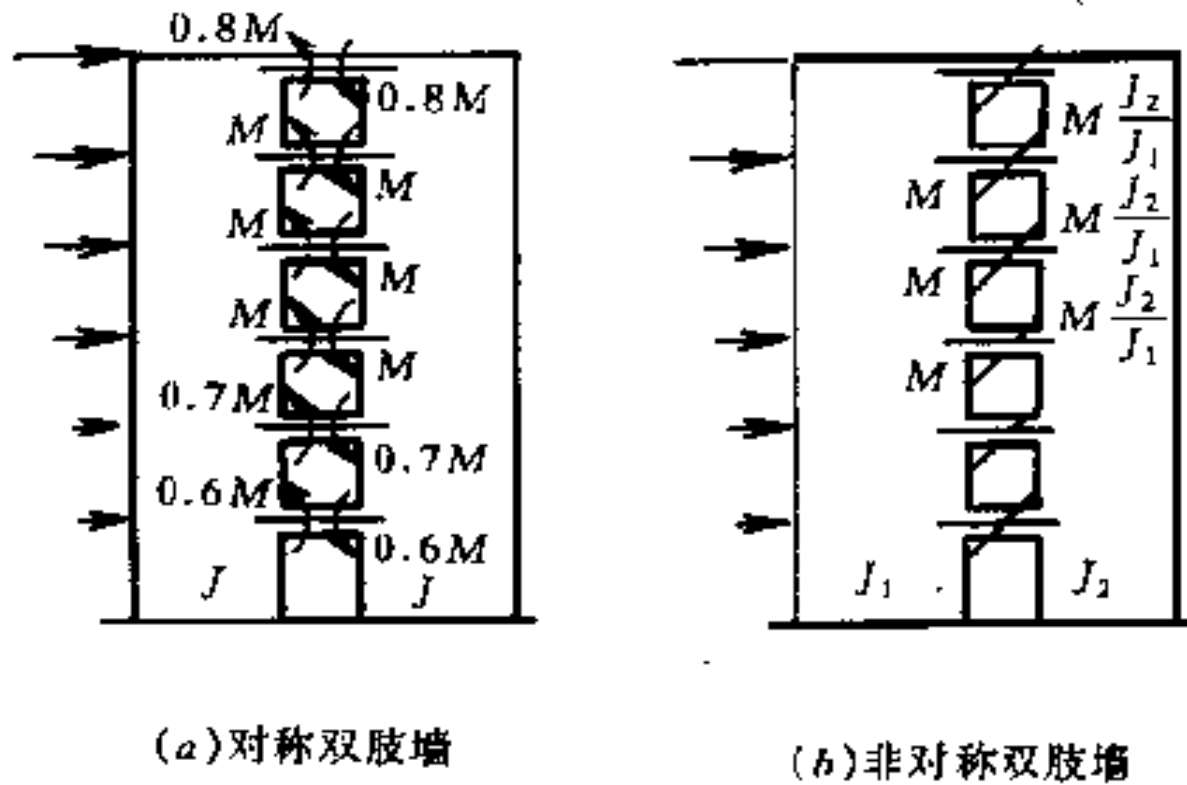


图 5.8 双肢剪力墙结构简算

5.2.5 剪力墙结构简算

地震力是体积力,非表面力,各肢承受各自的地震力。在对称双肢墙内连系梁中不产生轴力(图 5.8)。在有铰接连系梁的多肢墙,如果楼层质量分布与各墙肢刚度分布成正比时,各墙肢每层有同样的位移,连系梁内也不产生轴力,但当不成比例时,其差使连系梁产生一定强度的轴向力(图 5.9)。在地震力作用下墙的连接系梁端容易出现塑性铰,因而连系梁端弯矩可以在一定范围内灵活选定。一旦选定某墙肢一组内力。由于各墙肢间变形一致,其它墙肢内力是相关的。

尽管水平荷载是均布或倒三角形,连系梁顶层和底层的端弯矩要小些中间各层近乎相等,这也是框剪结构的规律。因为剪力墙间有连接梁相似于框剪结构。

对称双肢墙为考虑问题的基本模型。假定中间各楼层梁端弯矩为 M ,顶层及最下两层取小于 1 系数。连系梁的轴力为零。由每肢墙外力平衡关系可以求得结构的内力和位移。

研究非对称双肢墙,取较大墙肢梁端弯矩为 M_1 则第二片墙梁端弯矩为 $M_2 = MJ_2/J_1$ 。 J_1 、 J_2 为两片墙的截面惯性矩。顶层和底层乘以小于 1 的系数。地震力按 J_1 和 J_2 比例直接分配给两剪力墙。

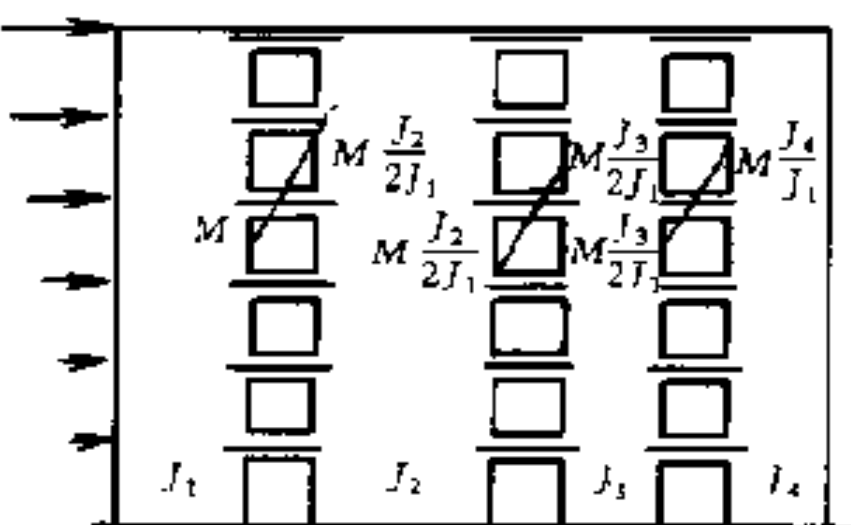


图 5.9 多肢剪力墙结构简算

对多肢墙,从图面上可以

看到各墙肢外力作用情况。通过楼板为无限大刚度的假定,将 M_1 连续引用到其它墙肢。由墙肢截面惯性矩比例分配总地震力。这样简单分析,整个结构的内力位移完全平衡和协调。

但其中有这样一个矛盾,因各墙肢每层位移均相同。各墙肢的弯曲度也相同,因而连系梁两端的弯矩也应相同。从塑性铰的概念出发,一根连系梁两端的塑性转角由于两端墙肢的截面各异,也会不同。

5.3 用宏观概念进行设计

用宏观概念进行设计并非容易的事,要对某些结构有充分理解和经验才能较正确的解决实际问题。否则很难得到正确答案。但这种概念对开阔思路是重要的,设计者可活用设计思路。下而举出两个悬挑直角楼梯用螺旋楼梯代替计算的例子。所以这样考虑,直角楼梯上下端固定,有倾斜构件,有双向弯矩和扭矩,全是悬挑的空间结构,与螺旋楼梯有共同之处。螺旋楼梯可利用图表计算;比较简便。

5.3.1 90°直角楼梯

这是以螺旋楼梯计算代替直角楼梯计算的例题。图 5.10 是 90°两跑直角楼梯和 90°螺旋楼梯叠绘在一起的平面图。楼层高度 3.2m。总荷重相同不变。试看两者支承处的截面和配筋,螺旋楼

梯配筋稍大些代替直角楼梯是安全的。

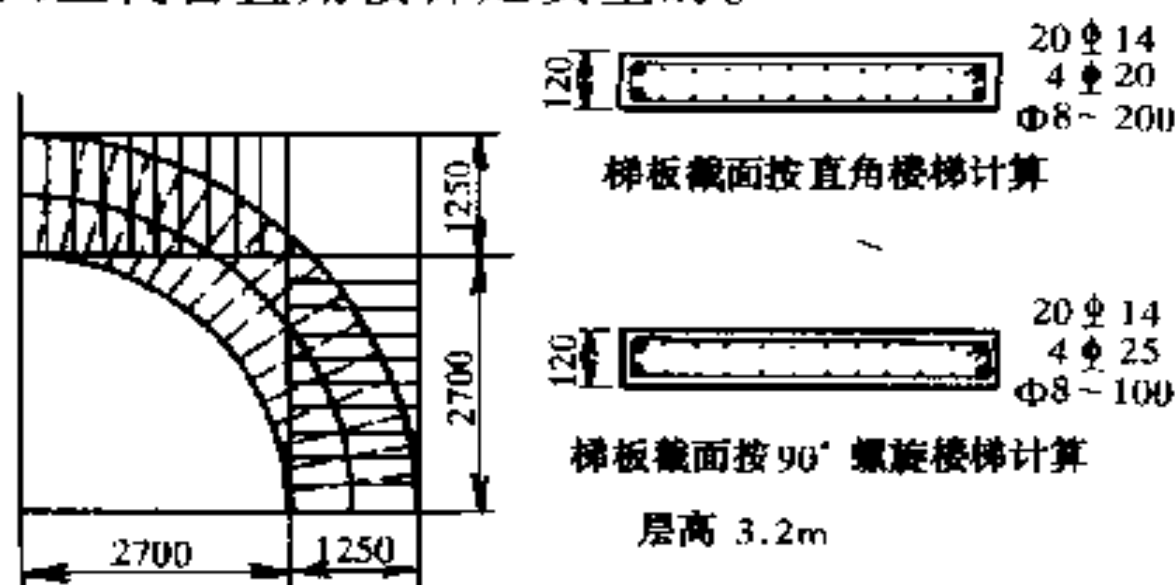


图 5.10 直角悬挑楼梯

5.3.2 180°三跑直角楼梯

图 5.11 是 180°三跑楼梯和螺旋楼梯的叠合平面图, 层高 4.2m。总荷重相同, 同样以螺旋楼梯代替三跑楼梯计算。螺旋楼梯根部配筋大些。由于要求两者对比, 板取一致厚度。但为螺旋楼梯厚度嫌薄了些。

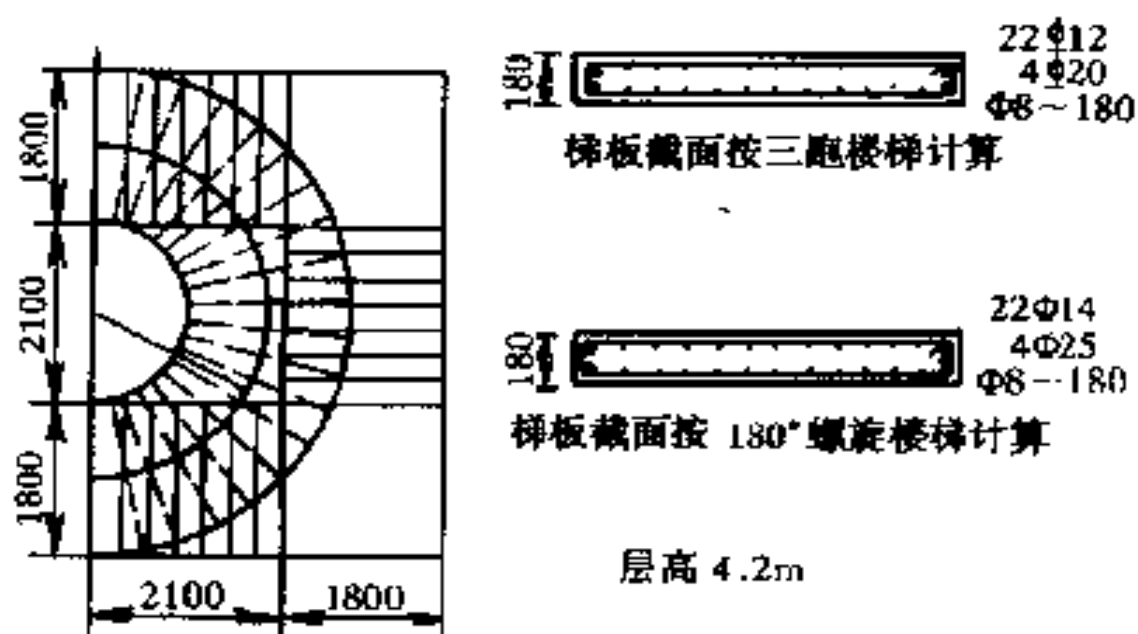


图 5.11 三跑悬挑楼梯

前述两个直角和三跑楼梯是东南大学程文让主编《楼梯、阳台和雨篷设计》一书中的计算例题。

5.3.3 下面圆形挑台用宏观概念进行设计

如图 5.12 所示。过去用这个方法计算过一些这样的挑台, 效果良好, 外围有一根曲梁, 梁板整体现浇。曲梁被板牢牢绷住, 不可能产生扭转。曲梁上部钢筋按投影悬挑梁计算。荷载按全荷

重的平均值做为均布荷载。布置曲梁上部钢筋考虑到曲梁是悬挑结构必须与主体结构内部梁相连。正面按简支梁计算,布置曲梁下部钢筋。

1958年笔者为人民大会堂钢筋混凝土结构计算和施工图总负责人。计算方法是笔者拟定的,当时没有计算机,设计和施工要在八个月内完成。用宏观概念的思想进行设计计算和制图,基本原则是遵守的,既保证结构安全,又解决了设计进度。

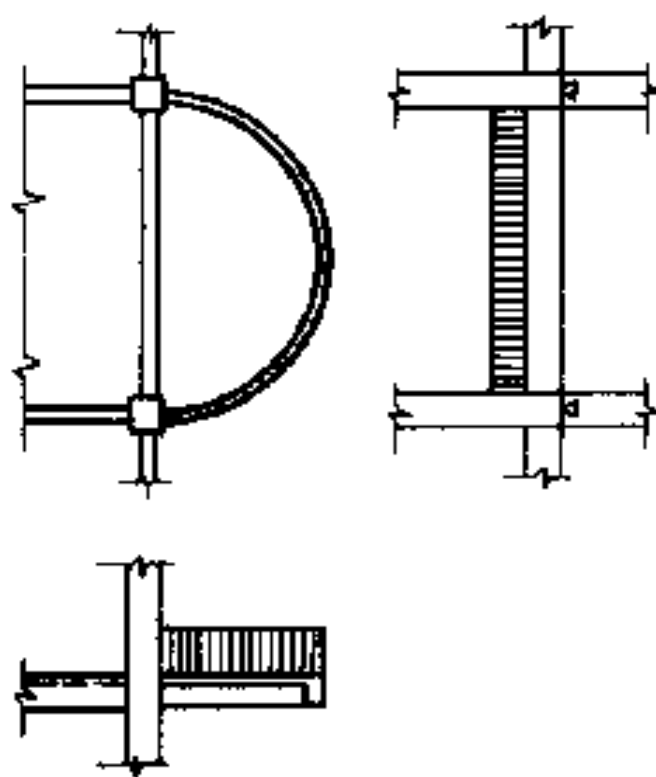
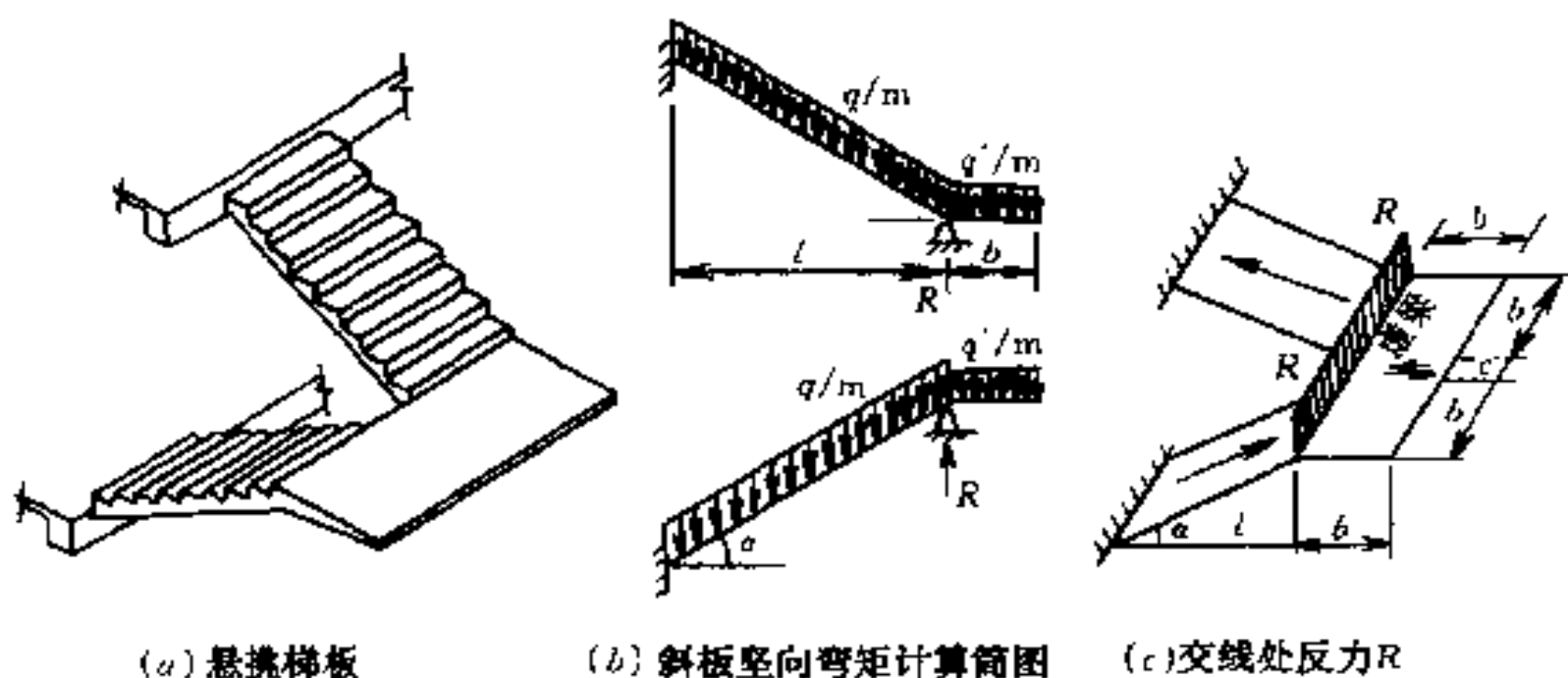


图 5.12 圆形挑台简算

5.4 悬挑楼梯



(a) 悬挑梯板

(b) 斜板竖向弯矩计算简图

(c) 交线处反力R

图 5.13 悬挑楼梯计算

悬挑楼梯造形美观,室内外均可应用。一般多为双跑楼梯,楼梯的上跑板轴向受拉,下跑板轴向受压。受拉和受压板的内边缘相交处,上板拉住下板顶住形成较强的虚支座(图 5.13)。该点结合休息平台内边缘的中点成为两端悬挑虚梁的支点,以支承跑板和休息板。本节给出的条件上下梯板空挡较近。跑板和休息平台在虚梁上的荷载以及跑板的轴向力按给出的公式计算。式中 q

和 q' 为一个跑板宽度水平投影的单位荷重。虚梁下垂梯板支座产生附加弯矩, 因为影响很小可以不予考虑。梯板扭矩公式是按单面梯板活荷载满负荷情况近似推算得出的。梯板厚度一般取梯板水平长度 $1/25$ 。

重要的是整个悬挑楼梯的根部与主体结构要有可靠的连结, 在连接处按固端条件配置负钢筋。

楼梯支座斜板轴向力: $N = R \left(\frac{1}{\sin \alpha} - \sin \alpha \right) + ql \sin \alpha + q' b \sin \alpha$

交线处 b 宽度总反力: $R = \frac{3}{8} ql + q' b \left(1 + \frac{3b}{4l} \right)$

斜板支座轴向力:

$$\alpha = 25^\circ, \quad N = (1.152 + 1.893\rho + 1.166\rho^2) ql,$$

$$\rho = \frac{b}{l},$$

$$\frac{q'}{q} = 0.8$$

$$\alpha = 30^\circ, \quad N = (1.063 + 1.600\rho + 0.900\rho^2) ql$$

$$\alpha = 35^\circ, \quad N = (1.012 + 1.395\rho + 0.702\rho^2) ql$$

虚梁下垂斜板支座附加弯矩:

$$\alpha = 25^\circ, \quad M = - (0.0053 + 0.0112\rho + 0.0084\rho^2) ql^2$$

$$\alpha = 30^\circ, \quad M = - (0.0038 + 0.0080\rho + 0.0060\rho^2) ql^2$$

$$\alpha = 35^\circ, \quad M = - (0.0029 + 0.0061\rho + 0.0046\rho^2) ql^2$$

虚梁负弯矩:

$$M_b = - \frac{1}{2} R \left(b + \frac{c}{2} \right)$$

斜板扭矩近似解:

$$M_T = \frac{1}{2} R \left(b + \frac{C}{2} \right) \frac{p}{q},$$

式中 p ——活载;
 q ——总荷载。

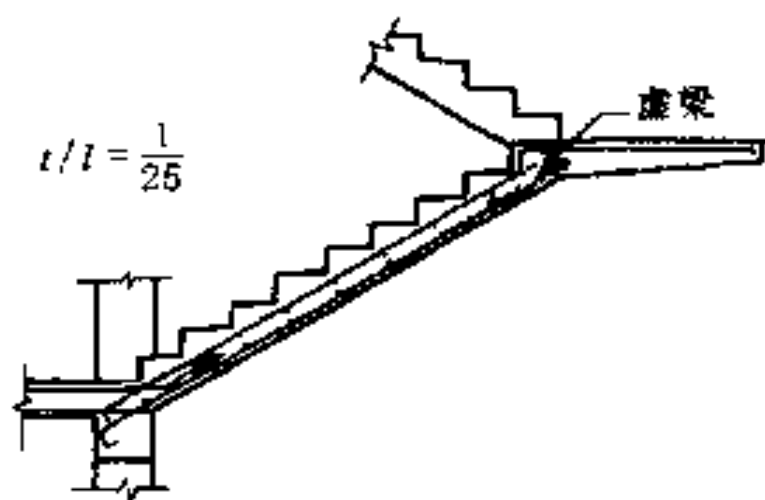


图 5.14 悬挑楼梯配筋示意

5.5 螺旋楼梯

螺旋楼梯的梯板承重后产生六种内力, 弯矩有扭矩, 侧向弯矩, 和竖向弯矩, 剪力有横向剪力, 竖向剪力和轴向力。在实用上按各截面的内力极值计算全板配筋沿整梯板不变。本节给出六种内力极值的图表, 梯板坡度定为 30° , 其它坡度乘以修正系数。修正系数在同一种内力状况下, 对任何水平转角按梯板坡度不同为固定值。

给定水平转角 β , 根据楼层高度计算楼板中线的倾角 φ 。

$$\varphi = \arctan\left(\frac{h}{\gamma\beta}\right),$$

式中 h ——楼层高度;
 γ ——梯板中线水平投影半径;
 β ——转角平面投影的弧度。

一般中途不做休息平台。梯板外围坡度很缓, 所以无需休息平台。同时可以保持曲线外观的整洁性, 梯板厚度一般取楼层高度 $\frac{1}{20}$ 。也可以采用

踏步中线空间曲线 $\frac{1}{40} \sim \frac{1}{45}$ 的长度。

空间曲线长度公式: $S = \gamma\beta / \cos \varphi$

螺旋楼梯设计计算公式(几何尺寸见图 5.15, 计算参考 5.16):

$$M_r = \left[qr_1 r \frac{\beta}{2} (1 - \cos \theta) - Hh \frac{\theta}{\beta} \sin\left(\theta + \gamma - \frac{\pi}{2}\right) + qr_1 (r_1 \sin \theta - r\theta) \right] \cos \varphi - \left[Hr \cos\left(\theta + \gamma - \frac{\pi}{2}\right) \right] \sin \varphi$$

$$M_r = \left[qr_1 r \frac{\beta}{2} (1 - \cos \theta) - Hh \frac{\theta}{\beta} \sin\left(\theta + \gamma - \frac{\pi}{2}\right) + qr_1 (r_1 \sin \theta - r\theta) \right] \sin \varphi - \left[Hr \cos\left(\theta + \gamma - \frac{\pi}{2}\right) \right] \cos \varphi$$

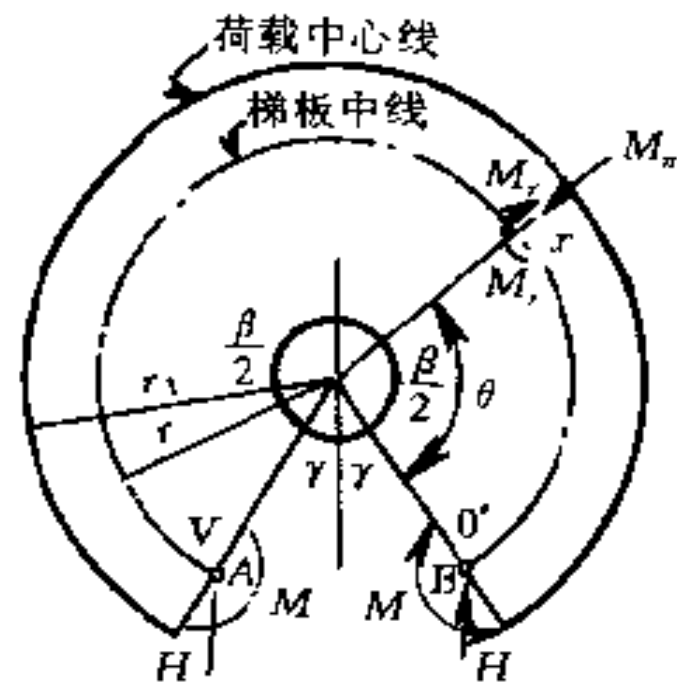
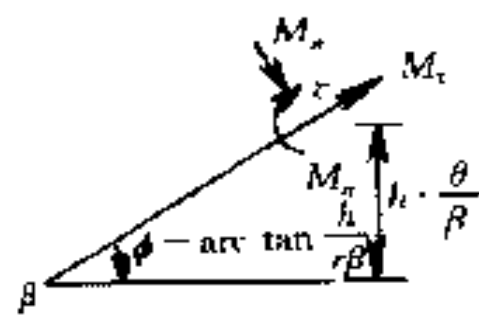


图 5.15 螺旋楼梯示意平面



展开立面示意

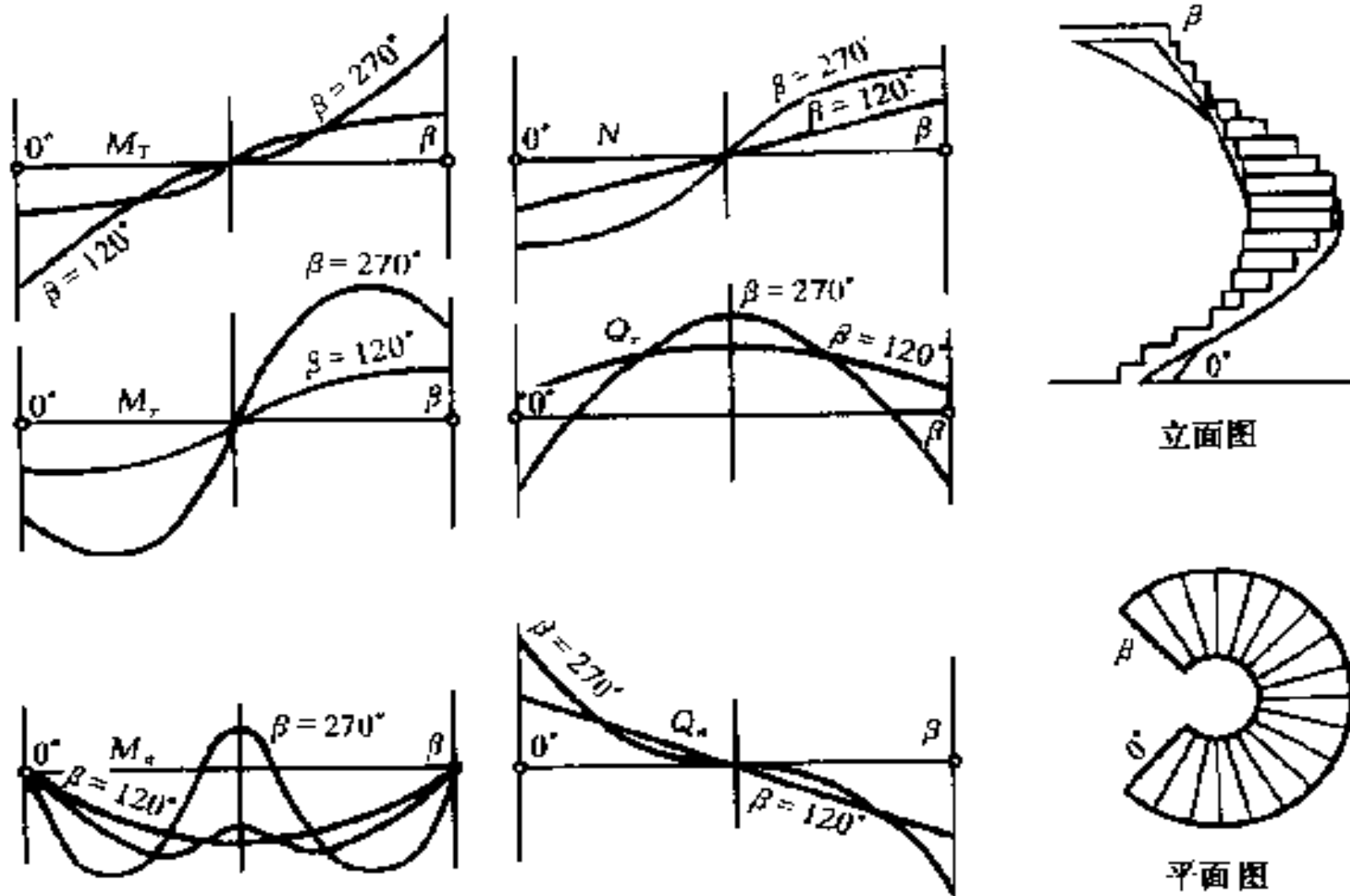


图 5.16 螺旋楼梯内力曲线

$$M_n = qr_1 r \frac{\beta}{2} \sin \theta - Hh \frac{\theta}{\beta} \cos \left(\theta + \gamma - \frac{\pi}{2} \right) - qr_1^2 (1 - \cos \theta)$$

$$Q_r = -H \sin \left(\theta + \gamma - \frac{\pi}{2} \right)$$

$$Q_n = -H \cos \left(\theta + \gamma - \frac{\pi}{2} \right) \sin \varphi + (V - qr_1 \theta) \cos \varphi$$

$$N = H \cos \left(\theta + \gamma - \frac{\pi}{2} \right) \cos \varphi + (V - qr_1 \theta) \sin \varphi$$

$$V = \frac{1}{2} qr_1 \beta$$

$$H = \frac{qr_1}{h} \left[2r_1 \sin \frac{\beta}{2} + r\beta \sin \left(\frac{\beta}{2} - \frac{\pi}{2} \right) \right]$$

$$\Phi = \arctan(h / \gamma\beta)$$

梯板支座处按竖向铰接计算,支座处的嵌固程度难以肯定。需要酌情配置负钢筋,如此结构受力偏于安全。

表 5.5 梯板各内力系数每大横格的第一行为支座内力,第二行为中点内力,第三行为内力极值,计算梯板的静荷载沿坡度中线截面水平长度 1m,宽度为梯板的整宽再近似地乘以 1.15 的系数,折合成水平投影 1m 长的静荷载。另加活荷载即为计算荷载 q 。

5.6 体积力和表面力

建筑结构承受的地震力是体积力,风力则是表面力。体积力和表面力作用在结构上的反应不同。体积力常有条件使力传递到结构的全部,表面力由于结构的弹性性质,当传力路线较长时,在传递过程中逐渐减小(图 5.17)。在实体构件中问题更明显。例如单片剪力墙,一集中水平外力作用在表面上,其水平压应力、竖向弯曲应力和剪应力,随深度逐渐减小。从弹性理论分析两边缘的变形并不相同,因而反应的应力也不相同。当墙的宽度较大时,这种现象更为突出。作用在建筑表面上的风荷载一般仅考虑迎风面大的风力,建筑进深尺寸常不很大,因而这个因素影响不大。设计人常怀疑层数不太多而又较长的剪力墙,地震力是否由一端能传到另一尽端,实际这想法不正确。体积力是由分布的质量产生

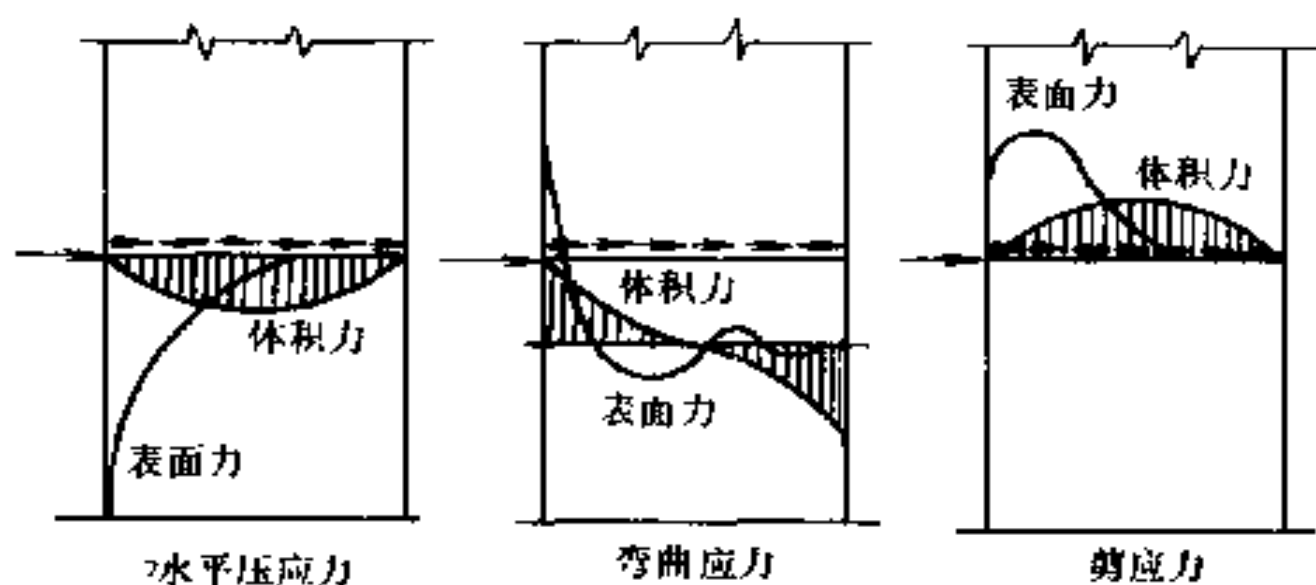


图 5.17 剪力墙表面力和体积力

表 5.5

螺旋楼梯内力系数

内力	β	90°	120°	150°	180°	210°	240°	270°	300°	330°	360°	乘数	校正系数	
													$\varphi=25^\circ$	$\varphi=35^\circ$
M_T 扭矩		0.153	0.290	0.454	0.608	0.714	0.736	0.657	0.485	0.250	0.000	qr^2	1.045	0.945
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
M_r 横向弯矩		0.265	0.503	0.784	1.053	1.236	1.274	1.138	0.840	0.432	0.000	qr^2	1.295	0.780
		0	0	0	0	0	0	0	0	0				
		-	-	-	1.504 $\theta=1.61^\circ$	1.326 $\theta=21.03^\circ$	1.636 $\theta=37.73^\circ$	1.972 $\theta=53.11^\circ$	2.309 $\theta=65.91^\circ$	2.654 $\theta=81.75^\circ$	2.965 $\theta=95.35^\circ$			
M_n 竖向弯矩		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	qr^2	1.000	1.000
		0.260	0.401	0.510	0.542	0.471	0.196	-0.133	-0.683	-1.409	-2.205			
		0.260 $\theta=45.00^\circ$	0.401 $\theta=60.00^\circ$	0.510 $\theta=75.00^\circ$	0.542 $\theta=90.00^\circ$	0.486 $\theta=66.51^\circ$	0.488 $\theta=46.48^\circ$	0.587 $\theta=41.62^\circ$	0.776 $\theta=41.71^\circ$	1.058 $\theta=44.26^\circ$	1.436 $\theta=48.38^\circ$			
Q_r 横向剪力		-0.307	-0.335	-0.243	0.000	0.383	0.849	1.314	1.680	1.862	1.819	qr	1.240	0.825
		-0.434	-0.670	-0.939	-1.216	-1.478	-1.699	-1.859	-1.940	-1.928	-1.819			
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
Q_n 竖向剪力		0.561	0.662	0.737	0.820	0.953	1.169	1.485	1.896	2.369	2.857	qr	1.045	0.945
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
N 轴力		0.678	1.052	1.473	1.878	2.198	2.374	2.375	2.214	1.944	1.649	qr	1.060	0.972
		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			

本表楼板两端铰接, 坡度为 30° , $r_1/r=1.05$ 。

的,不象表面力那样从一端开始传递。体积力的分布不受结构长短的影响。

以一榀等跨框架做类似的说明(图 5.18)。在楼层上作用一个集中表面力,横梁中的轴应力逐间减小。当作用在楼层上为均匀的体积力时,每间半跨横梁为拉应力,其余半跨为压应力,间相同,横梁长度不变。

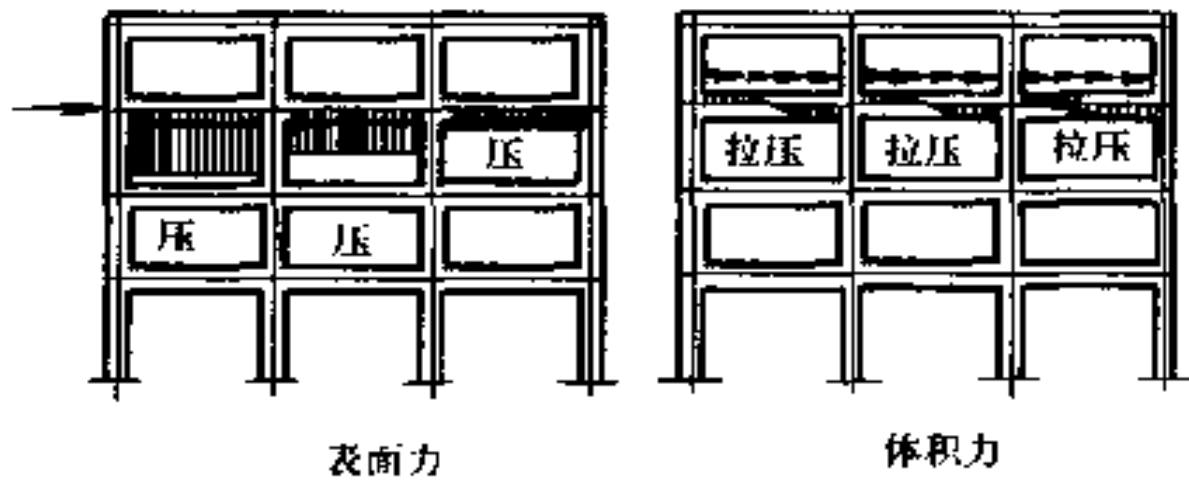


图 5.18 框架横梁轴向力

5.7 计算机的使用

计算机计算速度快,并能给出明确的答案。计算过程中无法跟踪其计算步骤。对观察有疑问的问题,还需要做局部手算复核。机算错误可能程序不够完备,也可能是输入的错误。手核是经常的事。

结构设计一般在技术设计阶段即开始计算。事实说明在施工图阶段建筑仍会有多次局部修改,设计者不必要次次跟着建筑专业从头反复计算。由于建筑的整体性,结构有很大的调幅功能,如建筑并非有通盘性的变更时,结构机算仅做一次,局部变更局部手算修改,从宏观总体考虑不影响大局。

5.8 结构构件参考尺寸

长期从事结构设计者,对结构构件截面尺寸心中有数。但对初参加设计或不经常做设计工作的人员,对截面尺寸难以一下子

决定。构件的截面是在设计中首先需要决定的问题。今列出几张截面尺寸表格为设计参考。(表 5.6~表 5.9)。最终采用数据还要由设计者自己判定。

构件截面设计问题。高层建筑需要压缩层高,梁的高度直接影响着楼层高度的选定。采用梁宽大于梁高的扁梁或无柱帽无梁楼盖是解决这项问题的有效方法。前者要多使用一些钢筋,后者更要加厚楼板。扁梁的概念是密肋楼板,肋的集合体。

现浇楼板在决定板的厚度时要考虑埋置电线管所需要的厚度。一般一根公称为 20 的电线薄管,外径是 19.05mm。一般民用建筑可考虑 2 根管子交叉,约占去 40mm,考虑板的上下配筋和上下保护层,板的最小厚度应该是 80mm。对高档的建筑和医院等,会遇到管子的三度交叉,板的厚度最少需要 100mm。所提取的尺寸均为极限值。

叠合板要考虑预应力预制底板的厚度。底板的厚度一般取板跨度的百分之一,4m 跨度的底板厚度是 4cm。这也是底板厚度的最低限值。底板上现浇层的厚度通常为底板厚度的两倍。这个厚度也要考虑埋管问题。

结构构件参考尺寸
(一般民用建筑现浇混凝土结构) 表 5.6

板 厚 度		梁 截 面 高 度		
单 向 板	$\left(\frac{1}{25} \sim \frac{1}{35}\right)l$	单 跨 梁	$\left(\frac{1}{8} \sim \frac{1}{12}\right)l$	
单向连续板	$\left(\frac{1}{35} \sim \frac{1}{40}\right)l$	连 续 梁	$\left(\frac{1}{15} \sim \frac{1}{15}\right)l$	
双 向 板	$\left(\frac{1}{40} \sim \frac{1}{45}\right)l^*$	扁 梁	$\left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{18}\right)l$	
轻 挑 板	$\left(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{12}\right)l$	密 肋 梁	单 向	$\left(\frac{1}{18} \sim \frac{1}{22}\right)l$
楼 梯 跑 板	$\frac{1}{30}l$		双 向	$\left(\frac{1}{22} \sim \frac{1}{25}\right)l$
无柱帽无梁楼盖	$\frac{1}{30}l^*$	井 字 梁	$\left(\frac{1}{15} \sim \frac{1}{20}\right)l$	

续上表

板 厚 度				梁 截 面 高 度		
有柱帽无梁楼盖		$\frac{1}{30}l^*$ (重荷载)		重挑梁	$(\frac{1}{5} - \frac{1}{6})l$	
无粘结预应力板		$\frac{1}{40}l$		轻挑梁	$(\frac{1}{8})l$	
基 础 底 板				框 支 梁	$b \geq 400$	
平均地基反力	15~20 t/m^2	单向	$(\frac{1}{8} - \frac{1}{6})l_c$			$\frac{1}{10}l$ 不抗震
		双向	$(\frac{1}{12} - \frac{1}{9})l_c$	单跨预应力梁		$(\frac{1}{12} - \frac{1}{18})l$
40~50 t/m^2		单向	$(\frac{1}{4} - \frac{1}{3})l_c$	多跨预应力梁		$(\frac{1}{18} - \frac{1}{20})l$
		双向	$(\frac{1}{5} - \frac{1}{4})l_c$	地下室墙厚度		外墙 $t \geq 250$ 内墙 $t \geq 200$

* 短跨

表 5.7~表 5.9 分别为剪力墙结构、框架—剪力墙结构、和筒体结构墙体的估计厚度,是从大量的工程实例统计加以调整得出的。其中筒体墙厚度是按没有角墙的情况给出的。

剪力墙结构墙厚度初步估计

表 5.7

6.6~8.0m 大开间

总层数	墙厚度
30	300
25	250
20	200
19	
18	
17	
16	
15	180
14	
13	
12	
11	

3.3~3.9m 小开间

总层数	墙厚度
22	180
21	
20	
19	
18	
17	160
16	

1. 表列数字为内墙厚度。
2. 混凝土标号:根据计算沿高度降低混凝土等级。
3. 上层收分每次 20mm。
4. 大开间外墙厚度随内墙,但不小于 200mm,一般延高度不变。

框剪结构剪力
墙厚度初步估计

表 5.8

抗震烈度	6°	7°	8°
40 层	40	50	55
35 层	35	45	50
30 层	30	40	45
25 层	30	35	40
20 层	25	30	35
15 层	25	25	30
10 层	25	25	30

框筒、筒中筒壁厚
初步估计

表 5.9

抗震烈度	6°	7°	8°
50 层	60	65	70
45 层	55	60	65
40 层	50	55	60
35 层	45	50	55
30 层	40	45	50
25 层	35	40	45

5.9 不合理的结构构造(图 5.19)

(1)剪力墙和基础底板的计算承压面积是剪力墙自身面积的三倍。剪力墙和基础底板应直接连接,不应再做基础梁浪费大量资材。

(2)有些资料提出如图 5.19 所示地下室剪力墙止水榫的做法,施工要做两次模板,这样细致的榫头,粗笨的混凝土无法做好。

(3)较薄剪力墙门洞边不宜加斜筋,洞口钢筋过密影响浇捣混凝土的质量。

(4)外墙梁均应做到窗上口,两层梁中间砌砖的做法不便施工,下部窗过梁常因认为非主体结构施工常把插筋忘掉。

(5)圆柱下基础梁宽度有时虽比圆柱直径小,例如图的情况,无需抹角。仍有安置模板的地位。

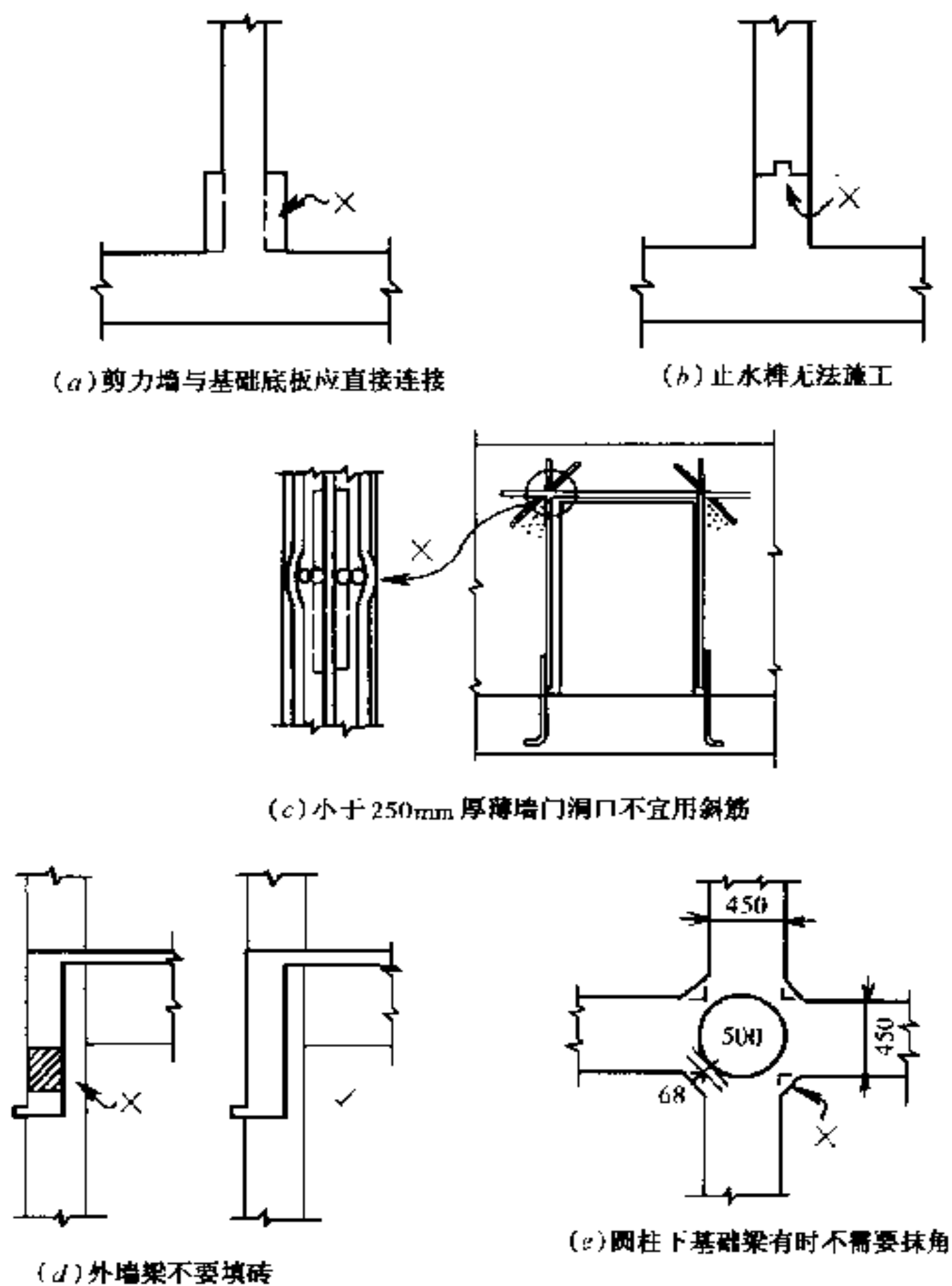


图 5.19 不合理的结构构造

5.10 结构施工图改革建议

(1) 图纸内容第一张为结构构造标准做法图及统一说明,按结构类型分别编制。均为重复使用图纸。

(2) 图面整洁,内容编排紧凑,正确无误。字体正规,数字清

楚,图纸张数要少。

(3)整套图纸规格力求一致。

(4)施工图纸编号应考虑施工顺序,由基础向上编排,详图亦应顺序编号。

(5)结构平面两种画法均可采用,但在同一工程中要求一致。

①镜面反射法,一般梁画实线,板配筋画细线。

②俯视图法,一般梁画虚线,板配筋画细线。基础平面图均用俯视图法。民用建筑结构制图多用镜面反射法(或称仰视图法)。

(6)基础及±0层结构平面图要注明总尺寸及开间尺寸,其它层可仅注开间尺寸,开间全一致的也可不注。

(7)在±0处加绝对标高,其它均用相对标高

(8)结构平面图的比例应根据房屋尺寸大小及内容繁简可取 $\frac{1}{100}$ 或 $\frac{1}{200}$ 。

(9)构造复杂部位必须交待清楚。

(10)相互有关部位尽可能绘在一张图上,少引见其它图页。

(11)平面图利用边角地带,绘有关剖面,如楼层高低差及梁板异形剖面等。

(12)结构详图轮廓用粗线,配筋画细线。这样配筋构造表达得更清楚(图 5.20)。

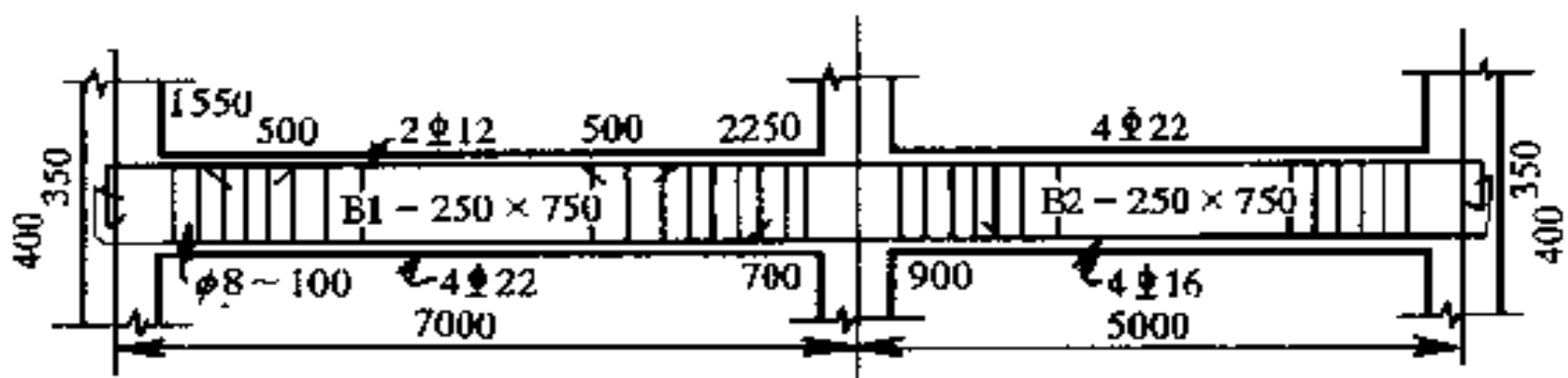


图 5.20 梁详图(钢筋截断点长度自中线或弯折点起算)

(13)梁号及剖面尺寸注在梁上,节省图面。

①钢筋断筋点,弯筋长度及钢筋搭接长度直接写在钢筋边,以轴线和弯折点为长度始点。少绘尺寸引线。图 5.20 是梁的制

图示例。

②一般梁不绘横剖面。小梁可仅画横剖面,并注明钢筋长度。

③集中荷载处不用吊筋用双箍筋。

(14)同一张图纸梁的根数较多时,在图边做索引,以便查找。

(15)柱绘标准立面图,表示各层柱高及接筋要求,柱截面尺寸及配筋用表格说明。

(16)楼梯平面及构件编号绘在结构平面图上,图方完整。楼梯详图仅绘截面配筋图,也可绘平面图。

附录4中附图4(a)和4(b)是著者近期绘制的两张施工图纸的片断缩图。

5.11 设计节约问题

从目前看在结构设计中混凝土和钢筋用量比早期设计多。设计首先要考虑合理的节约建材,不要过分担心安全问题。在设计中没有致命的差错,现制整体结构安全可靠不会发生问题。所指大的差错例如大跨度的梁板截面过小、大量地漏算荷载以及不恰当的处理悬挑构件等等。正常节约的设计中即使有小的缺陷,结构的整体作用自行给予补偿。现时设计造成浪费的原因过于强调结构的统一性、简便性,梁板大小跨度、内外跨度配筋不变。柱截面上下层不变一统到顶。基础浪费更为严重。下面以韩国三丰百货公司倒塌事故做为反证,说明正常设计的工程能保证安全。

当时韩国筹划奥运会,国家资材首先保证奥运工程,三丰工程自筹资材,建材极度缺乏,原设计抠得很紧,施工盲目抽减原设计的建筑材料,20根圆柱,原设计柱径800mm,施工时缩减成600mm,原设计16根主筋抽去8根。无梁楼盖托板厚度原设计150mm减缩为60mm。300mm厚的无梁板上下皮钢筋保护层竟达100mm(图5.21)。现场倒塌的混凝土块,手捻即碎,钢筋能用手从混凝土中拔出,估计混凝土强度不足100号。就这栋满身隐

患的建筑,经营了五年半。倒塌是很自然的事。

我国 50 年代建造的包括王府井百货大楼在内全部结构混凝土标号均为 110 号,配筋也较少,柱的截面逐层缩小 50。经 40 多年的使用,至今情况良好。正常节约设计的建筑,安全有保证。千万不要怕设计不够安全,层层加码,浪费资材。出大事故常是地基问题,应引起特别注意。

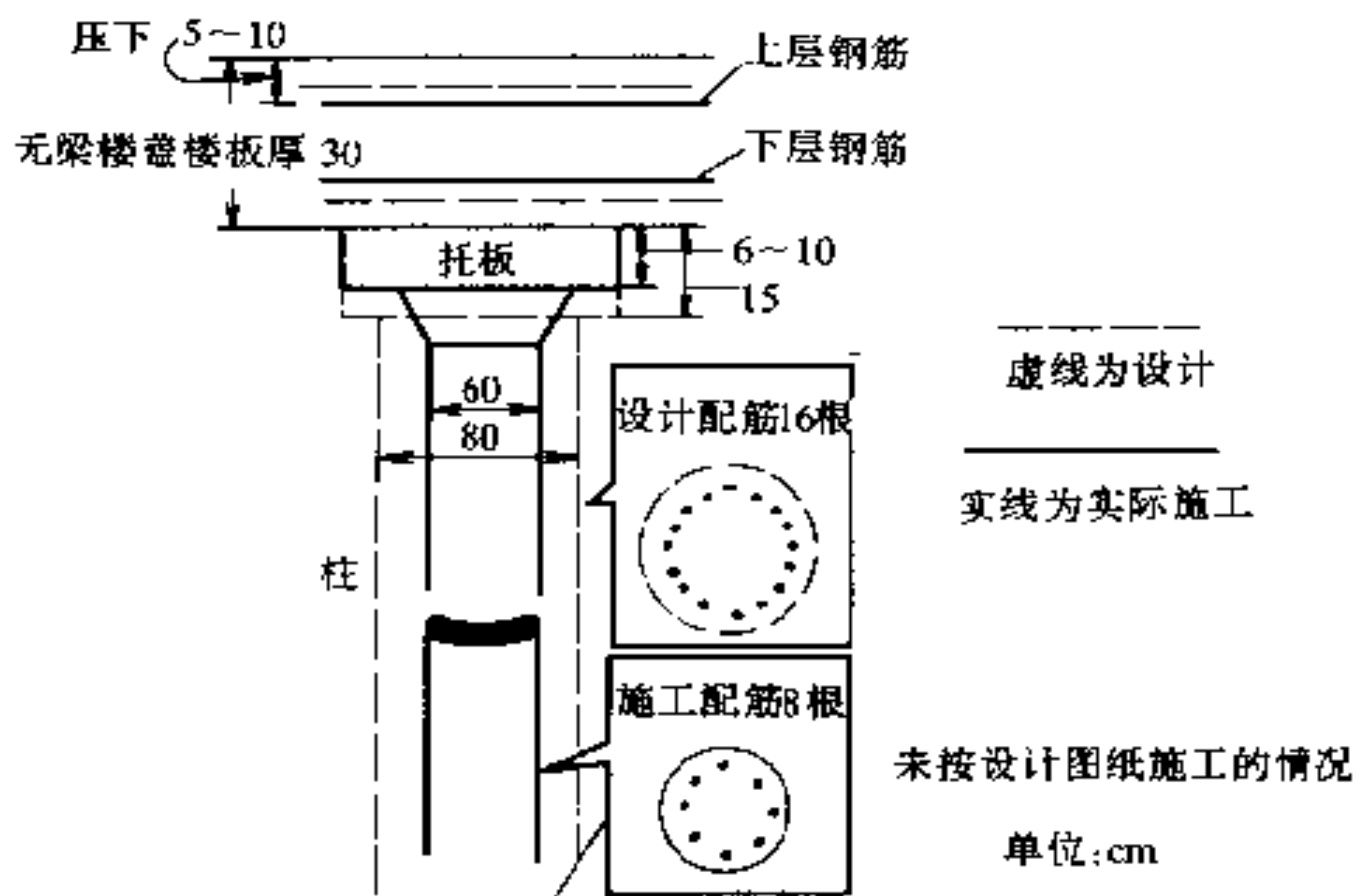


图 5.21 韩国三丰百货公司倒塌情况

附录 1 梁弯矩配筋表

本附录给出了混凝土各强度等级新、旧规范梁的配筋表。使用配筋系数表首先计算矩形梁截面系数 $\alpha_s f_{cm}$ ，按此系数查配筋系数表第一行数值，第二行对应格的数值即为配筋系数值，配筋系数表的特点：截面系数值变动相当大，而配筋系数值以小数 0.001 进位。各强度等级混凝土截面系数范围均同。配筋系数第二行的第一个数为梁的最小配筋量的系数，最后一个数为受压区已达 $0.55h_0$ 的情况。

新规范

$$\alpha_s f_{cm} = \frac{M(\text{kN}\cdot\text{m})}{bh_0^2(\text{m}^3)}$$

$$A_s(\text{cm}^2) = \frac{M(\text{kN}\cdot\text{m})}{h_0(\text{m})} \times \text{配筋系数}$$

式中 M ——弯矩(kN·m)；

b ——梁宽(m)；

h_0 ——梁厚(m)；

A_s ——需配钢筋截面积(cm^2)。

(括号内符号为计算单位，不参与运算)对 T 形梁和板只需使用前几个系数。

设计人如果认定一种常用的混凝土强度等级，记忆几个配筋系数就能脱离细表准确地计算出配筋量。一般情况已在结构设计基本功工一节中已给出常用系数。新规范弯矩配筋系数表见附表 1.1a。更简捷的把系数整理如附表 1.1b。

新规范弯矩配筋系数表(Ⅱ级钢)

附表 1.1a

C15 Ⅱ级钢 $f_y = 310$	$\alpha_s f_{cm}$	453	826	1228	1583	1899	2180	2430	2654	2852	3029	3186	3366		
	$\frac{1}{r_s f_y}$	0.0332	0.034	0.035	0.036	0.037	0.038	0.039	0.040	0.041	0.042	0.043	0.0443		
	$\rho\%$	0.15	0.28	0.43	0.571	0.70	0.82	0.95	1.06	1.17	1.27	1.37	1.49		
C20 Ⅱ级钢 $f_y = 310$	$\alpha_s f_{cm}$	456	484	1069	1589	2049	2458	2822	3146	3434	3691	3919	4123	4304	4350
	$\frac{1}{r_s f_y}$	0.0330	0.033	0.034	0.035	0.036	0.037	0.038	0.039	0.040	0.041	0.042	0.043	0.044	0.0443
	$\rho\%$	0.15	0.16	0.36	0.56	0.74	0.91	1.07	1.23	1.37	1.51	1.65	1.77	1.89	1.93
C25 Ⅱ级钢 $f_y = 310$	$\alpha_s f_{cm}$	456	593	1312	1950	2515	3017	3463	3867	4214	4529	4810	5060	5283	5346
	$\frac{1}{r_s f_y}$	0.0328	0.033	0.034	0.035	0.036	0.037	0.038	0.039	0.040	0.041	0.042	0.043	0.044	0.0443
	$\rho\%$	0.15	0.20	0.45	0.68	0.91	1.12	1.32	1.51	1.69	1.86	2.02	2.18	2.32	2.37
C30 Ⅱ级钢 $f_y = 310$	$\alpha_s f_{cm}$	459	725	1604	2383	3094	3687	4233	4719	5151	5536	5879	6184	6534	
	$\frac{1}{r_s f_y}$	0.0329	0.033	0.34	0.035	0.036	0.037	0.038	0.039	0.040	0.041	0.042	0.043	0.0443	
	$\rho\%$	0.15	0.24	0.54	0.84	1.11	1.36	1.61	1.84	2.06	2.29	2.47	2.66	2.91	

续上表

C40 II级钢 $f_y = 310$	$a_s f_{cm}$	594	945	2093	3105	4006	4805	5516	6148	6712	7214	7660	8059	8413	8514					
	$\frac{1}{r_s f_y}$	0.0327	0.033	0.034	0.035	0.036	0.037	0.038	0.039	0.040	0.041	0.042	0.043	0.044	0.0443					
	$\rho\%$	0.20	0.31	0.71	1.09	1.44	1.77	2.10	2.40	2.69	2.96	3.22	3.47	3.70	3.77					
C50 II级钢 $f_y = 310$	$a_s f_{cm}$	613	1142	2528	3755	4843	5810	6620	7435	8117	8723	9264	9745	10173	10297					
	$\frac{1}{r_s f_y}$	0.0326	0.033	0.034	0.035	0.036	0.037	0.038	0.039	0.040	0.041	0.042	0.043	0.044	0.0443					
	$\rho\%$	0.20	0.38	0.86	1.31	1.74	2.15	2.63	2.90	3.25	3.58	3.89	4.19	4.48	4.56					
C60 II级钢 $f_y = 310$	$a_s f_{cm}$	613	1275	2819	4187	5402	6481	7440	8293	9053	9730	10332	10870	11348	11485					
	$\frac{1}{r_s f_y}$	0.0326	0.033	0.034	0.035	0.036	0.037	0.038	0.039	0.040	0.041	0.042	0.043	0.044	0.0443					
	$\rho\%$	0.20	0.41	0.96	1.47	1.95	2.40	2.83	3.23	3.62	3.99	4.34	4.67	4.99	5.09					
C15 I级钢 $f_y = 210$	$a_s f_{cm}$	309	466	771	1052	1312	1551	1771	1975	2163	2337	2498	2647	2784	2911	3029	3137	3237	3330	3366
	$\frac{1}{r_s f_y}$	0.0485	0.049	0.050	0.051	0.052	0.053	0.054	0.055	0.056	0.057	0.058	0.059	0.060	0.061	0.062	0.063	0.064	0.065	0.0654
	$\rho\%$	0.15	0.23	0.39	0.54	0.68	0.82	0.96	1.09	1.21	1.33	1.45	1.56	1.67	1.71	1.88	1.98	2.07	2.17	2.20

续上表

C20 I级钢 $f_y=210$	$\alpha_s f_{cm}$	310	603	998	1363	1697	2007	2292	2556	2793	3025	3233	3425	3603	3767	3919	4060	4190	4310	4356
	$\frac{1}{r} f_y$	0.0483	0.049	0.050	0.051	0.052	0.053	0.054	0.055	0.056	0.057	0.058	0.059	0.060	0.061	0.062	0.063	0.064	0.065	0.0654
	$\rho\%$	0.15	0.30	0.50	0.69	0.88	1.06	1.24	1.41	1.57	1.72	1.88	2.02	2.16	2.30	2.43	2.56	2.68	2.80	2.85
C25 I级钢 $f_y=210$	$\alpha_s f_{cm}$	312	740	1225	1671	2083	2463	2814	3137	3436	3712	3968	4204	4422	4624	4810	4982	5142	5289	5346
	$\frac{1}{r} f_y$	0.0482	0.049	0.050	0.051	0.052	0.053	0.054	0.055	0.056	0.057	0.058	0.059	0.060	0.061	0.062	0.063	0.064	0.065	0.0654
	$\rho\%$	0.15	0.36	0.61	0.85	1.08	1.31	1.52	1.72	1.92	2.12	2.30	2.48	2.65	2.82	2.98	3.14	3.29	3.44	3.49
C30 I级钢 $f_y=210$	$\alpha_s f_{cm}$	327	904	1497	2043	2546	3010	3439	3834	4200	4537	4849	5138	5404	5651	5879	6090	6285	6465	6548
	$\frac{1}{r} f_y$	0.0481	0.049	0.050	0.051	0.052	0.053	0.054	0.055	0.056	0.057	0.058	0.059	0.060	0.061	0.062	0.063	0.064	0.065	0.0654
	$\rho\%$	0.15	0.44	0.75	1.04	1.32	1.60	1.86	2.11	2.35	2.59	2.81	3.03	3.24	3.45	3.65	3.84	4.02	4.20	4.27

混凝土强度等级 C30, II 级钢筋

本表误差小数点后第 3 位

附表 1.1b

$\alpha_s f_{cm}$	500	1000	2000	3000	4000	5000
配筋系数	.033	.033	.034	.036	.038	.040

旧规范(括号内的符号为计量单位,不参与运算)

$$A/K = \frac{M(\text{kgf} \cdot \text{m})}{\frac{bh_0^2}{100}(\text{cm}^3)}, \text{对平板 } A/K = \frac{M(\text{kgf} \cdot \text{m})}{h_0^2(\text{cm}^2)}$$

$$A_s(\text{cm}^2) = \frac{M(\text{kgf} \cdot \text{m})}{h_0(\text{cm})} \times \text{配筋系数}$$

计算公式:

$$\frac{M(\text{kgf} \cdot \text{m})}{bh_0^2/100} = \frac{A}{K}$$

$$A_s = \frac{M(\text{kgf} \cdot \text{m})}{h_0} \times \frac{100K}{R_g \gamma}$$

将旧规范配筋系数表简化得附表 1.2a, 本表误差小数点后第 3 位数。旧规范弯矩配筋系数见附表 1.2b。

300 号混凝土 II 级钢筋

附表 1.2a

A/K	5	10	15	20	30	40	50
配筋系数	0.042	0.043	0.044	0.045	0.047	0.049	0.051

附表 1.2b

150 号混凝土 f: 16 锰钢 筋 $R_s = 3400$	A/K	2.375	2.88	6.09	9.01	11.7	14.1	16.3	18.3	20.1	21.8	23.3	24.7	26.0	27.2	28.2	29.2	29.91
	100K/ R_s	.0418	.042	.043	.044	.045	.046	.047	.048	.049	.050	.051	.052	.053	.054	.055	.056	.0568
	$\rho\%$.100	.12	.26	.40	.53	.65	.71	.88	.99	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.6	1.6
200 号混凝土 f: 16 锰钢 筋 $R_s = 3400$	A/K	2.991	3.84	8.12	12.0	15.6	18.8	21.7	24.4	26.8	29.1	31.1	33.0	34.7	36.2	37.6	38.9	39.88
	100K/ R_s	.0417	.042	.043	.044	.045	.046	.047	.048	.049	.050	.051	.052	.053	.054	.055	.056	.0568
	$\rho\%$.100	.16	.35	.53	.70	.86	1.0	1.2	1.3	1.5	1.6	1.7	1.8	2.0	2.1	2.2	2.26
250 号混凝土 f: 16 锰钢 筋 $R_s = 3400$	A/K	3.609	4.94	10.4	15.4	20.0	24.1	27.9	31.4	34.5	37.4	40.0	42.4	44.5	46.6	48.4	50.0	51.27
	100K/ R_s	.0418	.042	.043	.044	.045	.046	.047	.048	.049	.050	.051	.052	.053	.054	.055	.056	.0568
	$\rho\%$.150	.21	.45	.68	.90	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.0	2.2	2.4	2.5	2.7	2.8	2.91
300 号混凝土 f: 16 锰钢 筋 $R_s = 3400$	A/K	3.603	5.04	12.8	18.9	24.4	29.5	34.1	38.3	42.2	45.7	48.9	51.0	54.5	56.9	59.1	51.2	52.66
	100K/ R_s	.0417	.042	.043	.044	.045	.046	.047	.048	.049	.050	.051	.052	.053	.054	.055	.056	.0568
	$\rho\%$.150	.25	.55	.63	1.1	1.4	1.6	1.8	2.1	2.3	2.6	2.7	2.9	3.1	3.3	3.4	3.56

续上表

150号混凝土 ±3号钢筋 $R_s = 2400$	A/K	1.72	4.05	6.278	3410.3	12.1	13.8	15.416	918.319	620.822	023.124	125.025	926.827	528.329	0029.629	91								
	100K/ R_s	.059	.060	.061	.062	.063	.064	.065	.066	.067	.068	.069	.070	.071	.072	.073	.074	.075	.076	.077	.078	.079	.080	.0805
	$\rho\%$.100	.24	.38	.52	.65	.77	.90	1.0	1.1	1.2	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.99	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.41
200号混凝土 ±3号钢筋 $R_s = 2400$	A/K	1.705	2.23	5.418	3611.1	13.7	16.1	18.420	522.524	826.127	829.330	832.133	434.635	736.737	737.738	639.88								
	100K/ R_s	.0588	.059	.060	.061	.062	.063	.064	.065	.066	.067	.068	.069	.070	.071	.072	.073	.074	.075	.076	.077	.078	.079	.0805
	$\rho\%$.100	.13	.32	.51	.69	.86	1.0	1.2	1.4	1.5	1.7	1.8	1.9	2.1	2.2	2.3	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.1	3.21
250号混凝土 ±3号钢筋 $R_s = 2400$	A/K	2.548	2.87	6.95	10.714	317.6	20.7	23.726	429.031	433.635	737.739	541.312	944.445	947.248	549.651	27								
	100K/ R_s	.0589	.059	.060	.061	.062	.063	.064	.065	.066	.067	.068	.069	.070	.071	.072	.073	.074	.075	.076	.077	.078	.079	.0805
	$\rho\%$.150	.17	.42	.55	.69	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.1	2.3	2.5	2.7	2.8	3.0	3.2	3.3	3.5	3.6	3.8	3.9	4.13

附录2 高层建筑结构实例资料

在已有成果的基础上分析了几十栋已建成的高层建筑工程首层构件截面尺寸,建筑平面及立面体形各异,采用新旧规范不同,数据比较分散。但是全部通过实践的成品,经过多年使用的考验,对设计仍有一定的参考价值。今按结构类型,抗震设防烈度的不同分述于附表2.1~2.3。

剪力墙结构实例分析

附表2.1

建筑名称	面积 (万 m ²)	层数	开间 (m)	抗震烈度	周期 (s)	混凝土 标号	墙厚 t (cm)
南昌经济大楼	3.3	21+3/1	3.5×5.0	6°	-	C30	24
贵州贸易中心	0.5	14+1/1	3.6×6.9	6°	-	C30	20
鹿鸣大酒店	3.9	32/3	7.2×7.2	7°	1.77	C40	40
上海远虹大楼	-	29+2/1	5.4×6.0	7°	1.22	C30	30
成都蜀都大厦	3.0	27+7/2	7.5×8.0	7°	1.39	C35	30
新疆大酒店 [△]	2.9	27+5/1	3.8×7.35	7°	0.88	C30	30
合肥综合大楼	1.76	25/2	3.6×3.6	7°	1.00	C35	25
成都大酒店	2.4	23+2/2	6.5×6.5	7°	0.98	C30	30
中旅大厦	6.0	25/2	-	8°	1.67	C30	30
北京干部 活动中心	2.0	21+4/2	5.3×3.6	8°	0.63	C25	35
营口钢琴厂	0.22	10/0	5.4×7.2	8°	0.36	C25	30

注:△剪支,柱 110×110

框架剪力墙结构实例分析

附表2.2

建筑名称	面积 (万 m ²)	层数	开间 (m)	抗震 烈度	周期 (s)	混凝土 标号	柱截面 (cm)	墙厚 t (cm)
哈尔滨展销中心	2.84	28+1/2	6.35×4.45	6°	-	C35	60×80	35
潍坊鸢飞 大酒店 [△]	2.06	21+1/1	4.0×5.6	6°	-	C30	100×95	20

续上表

建筑名称	面积 (万 m ²)	层数	开间 (m)	抗震 烈度	周期 (s)	混凝土 标号	柱截面 (cm)	墙厚 t (cm)
大连国际博览	2.23	27/2	7.6×7.6	7°	2.43	C40	80×90	40
大连商品写字楼	2.60	25+3/1	-	7°	1.79	C40	80×80	30
南宁贸易中心	2.80	22+2/1	-	7°	1.42	C35	70×70	35
北海阜都大厦 [△]	1.28	21+2/2	4.8×5.2	7°	1.47	C30	φ60	25
福建省贸易中心	1.79	20+1.5/2	-	7°	1.19	C30	100×100	22
鞍山教审大楼	1.05	19/1	8.5×8.5	7°	1.48	C30	85×85	25
重庆钢铁公司	1.40	18+2/1	5.1×7.0	7°	1.21	C40	φ110	25
长春金融大厦	1.10	18+1/2	5.1×5.4	7°	1.58	C30	80×80	35
占化综合楼	1.80	18+1/2	3.6×5.1	7°	1.08	C35	70×70	25
番禺建桥大厦	-	18+1/0	7.2×8.1	7°	1.15	C35	40×50	50
南宁电信枢纽	1.62	15+1/3	6.0×7.2	7°	2.12 1.12	-	85×85	50
贵州出版中心	0.90	15+1/0	3.4×7.2	7°	1.59	C30	65×65	35
大连友好广场	1.37	15/2	5.4×6.0	7°	0.90	C30	60×80	20
山西电力调视	0.95	15/0	6.0×6.6	7°	1.39	C30	60×60	25
山东煤炭综合楼	-	14+4/2	3.6×5.0	7°	1.20	C30 C40	-	30
海南国泰大厦	4.0	27/1	7.5×7.5	8°	2.0	C30	φ120	70
海口金鹤大厦		22/1	3.6×6.3	8°	1.51	C30	60×130	40
山西电力调视	0.95	15/0	6.0×6.6	8°	1.39	C30	60×60	25
太原教学楼	1.13	10/1	4.2×6.0	8°	0.86	C30	50×50	25

注:△剪力墙较多

框筒结构实例分析

附表 2.3

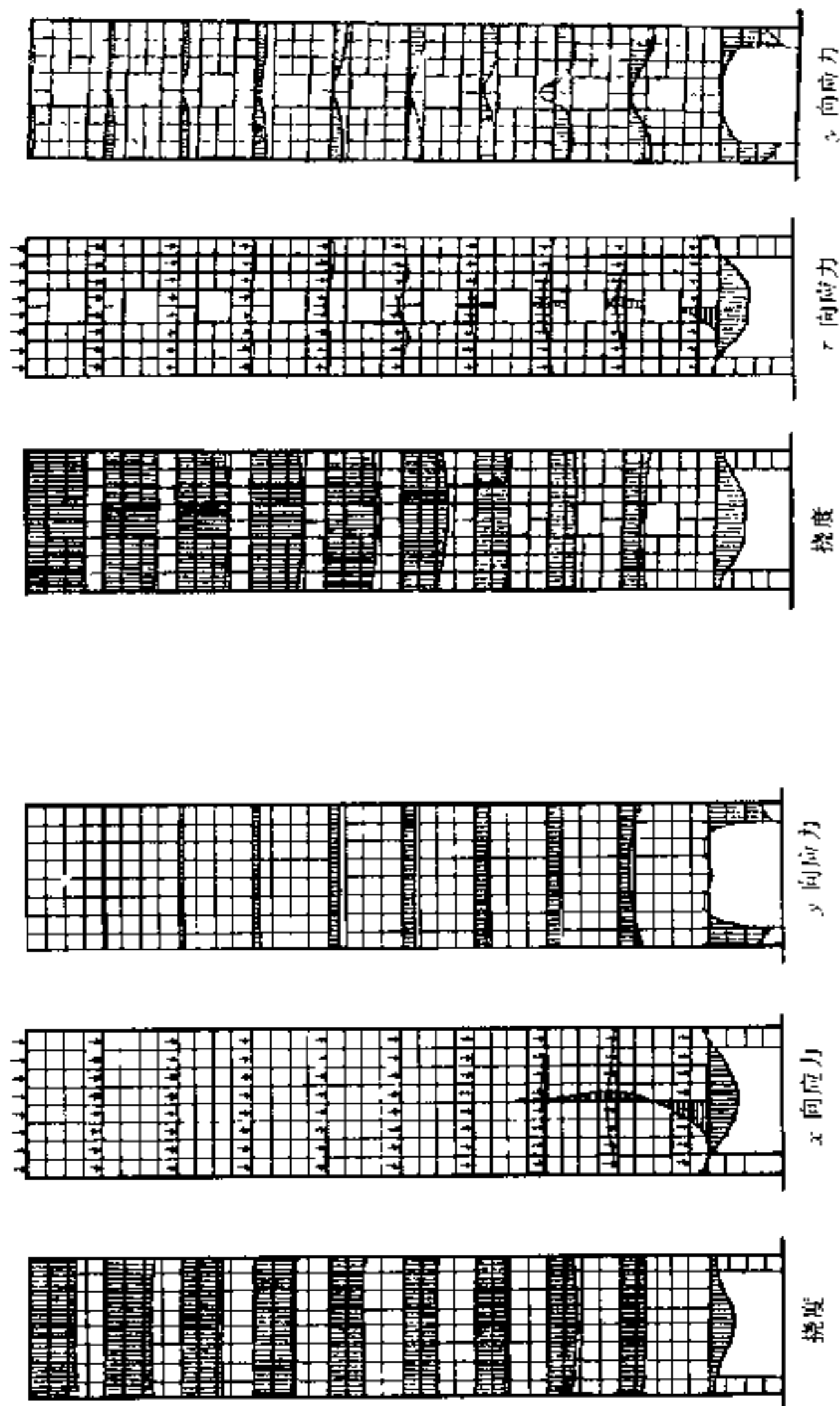
建筑名称	面积 (万 m ²)	层数	开间 (m)	抗震 烈度	周期 (s)	混凝土 标号	柱截面 (cm)	筒厚 t (cm)
深圳国贸大厦 [△]	10.0	50/3	3.75×7.75	6°	-	C45	100×165	60
南昌展销大厦	2.18	31+1/1	-	6°	3.01	C40	60×80	30 角墙

续上表

建筑名称	面积 (万 m ²)	层数	开间 (m)	抗震 烈度	周期 (s)	混凝土 标号	柱截面 (cm)	筒厚 t (cm)
邵武宾馆	1.39	17+1/1	3.9×15	6°	—	C30	40×180	
南宁国贸大厦 [△]	8.60	41/3	3.9×9.5	7°	1.75	C30	—	80
南宁国贸大厦	8.58	39+2/3	3.9×9.5	7°	2.35	C30	—	70
珠海南天酒店	4.91	34/1	4.5×7.2	7°	1.74	C40	100×120 50×50	35
石家庄贸易 中心	1.80	24+3/2	3.6×7.2	7°	1.43	C30	—	45 35
个旧金融 联合大楼	0.49	17/1	5.5×5.5	7°	0.97	C30	40×60	25
天津国际大厦	4.59	37+1/3	—	8°	2.34	C45		75 60
北京城乡 贸易中心	14.0	28/4	8.0×8.0	8°	1.46	C35	120×120	60
天津贸易中心	1.76	26/3	—	8°	1.48	C40	70×100	45
兰州贸易中心	2.84	22/2	7.0×7.8	8°	1.40 2.20	C40	100×100	35
后勤部办公楼	2.45	18/3	3.3×9.0	8°	1.0	C33	60×100	50
天津图书馆	1.13	18/2	6.0×6.0	8°	1.12 0.62	C30	60×120 90×90	30

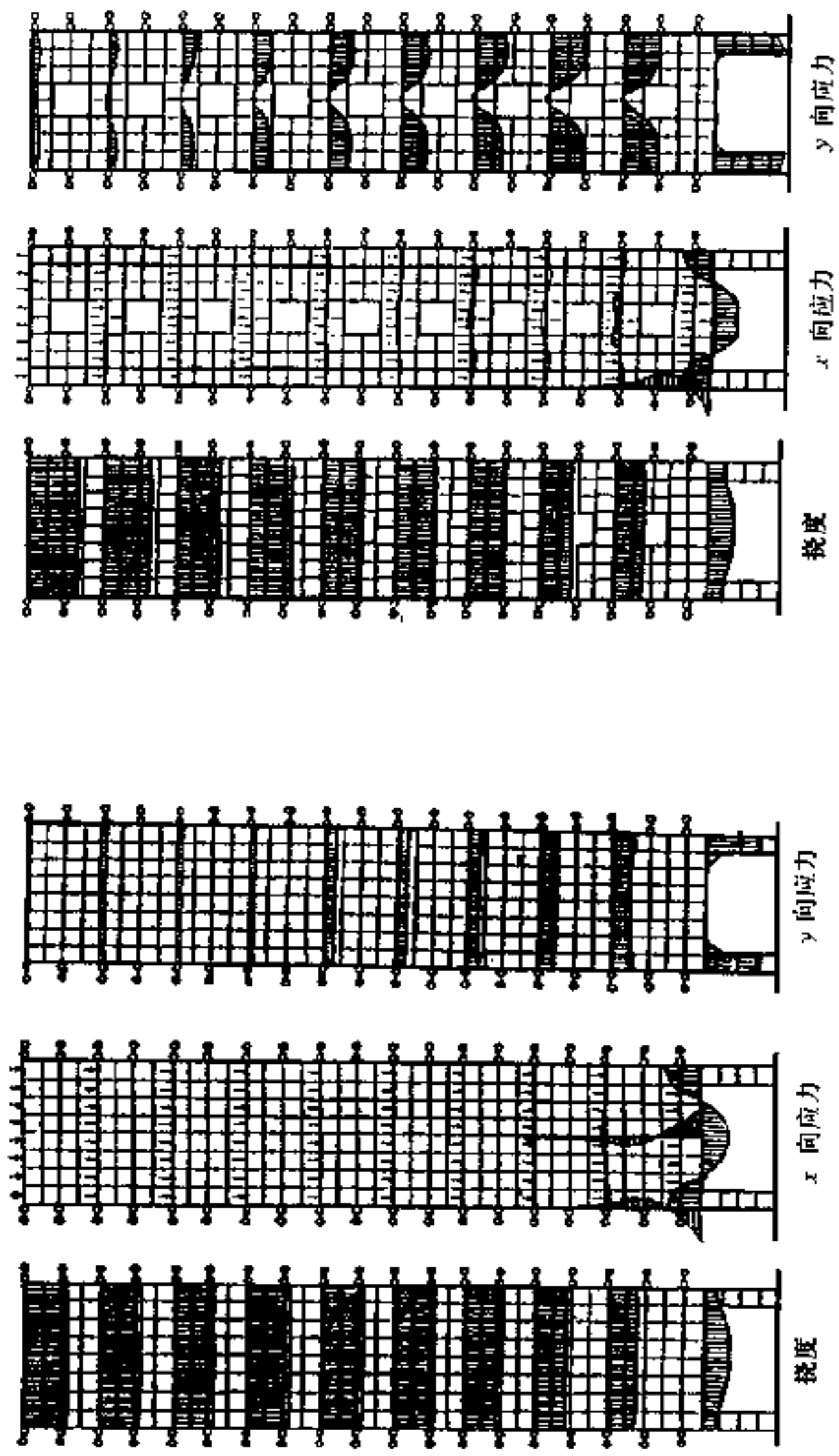
注:△筒中筒

附录3 各种边缘条件框支墙内力及挠度



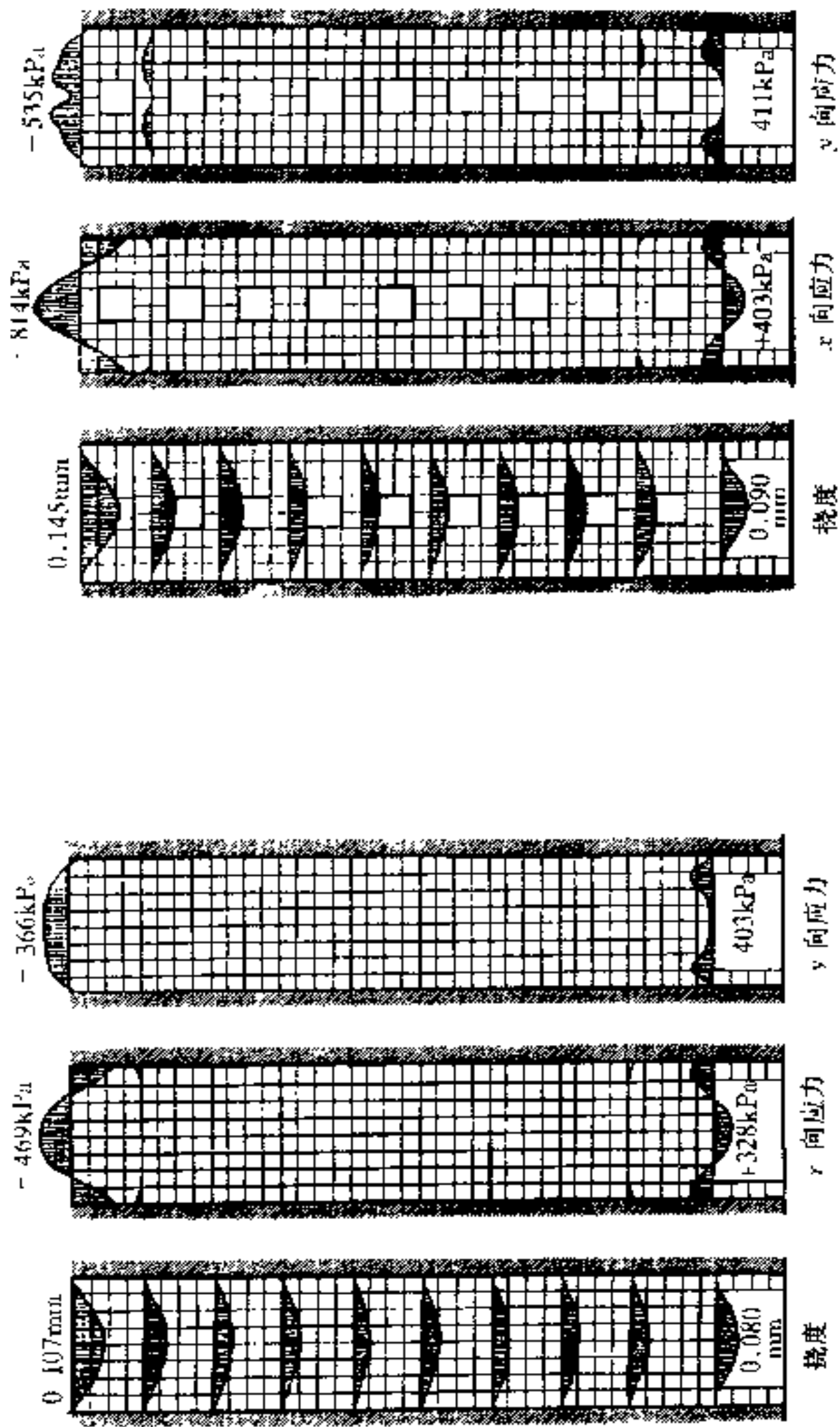
附图 3.2 自由边缘带洞口框支墙

附图 3.1 自由边缘框支墙



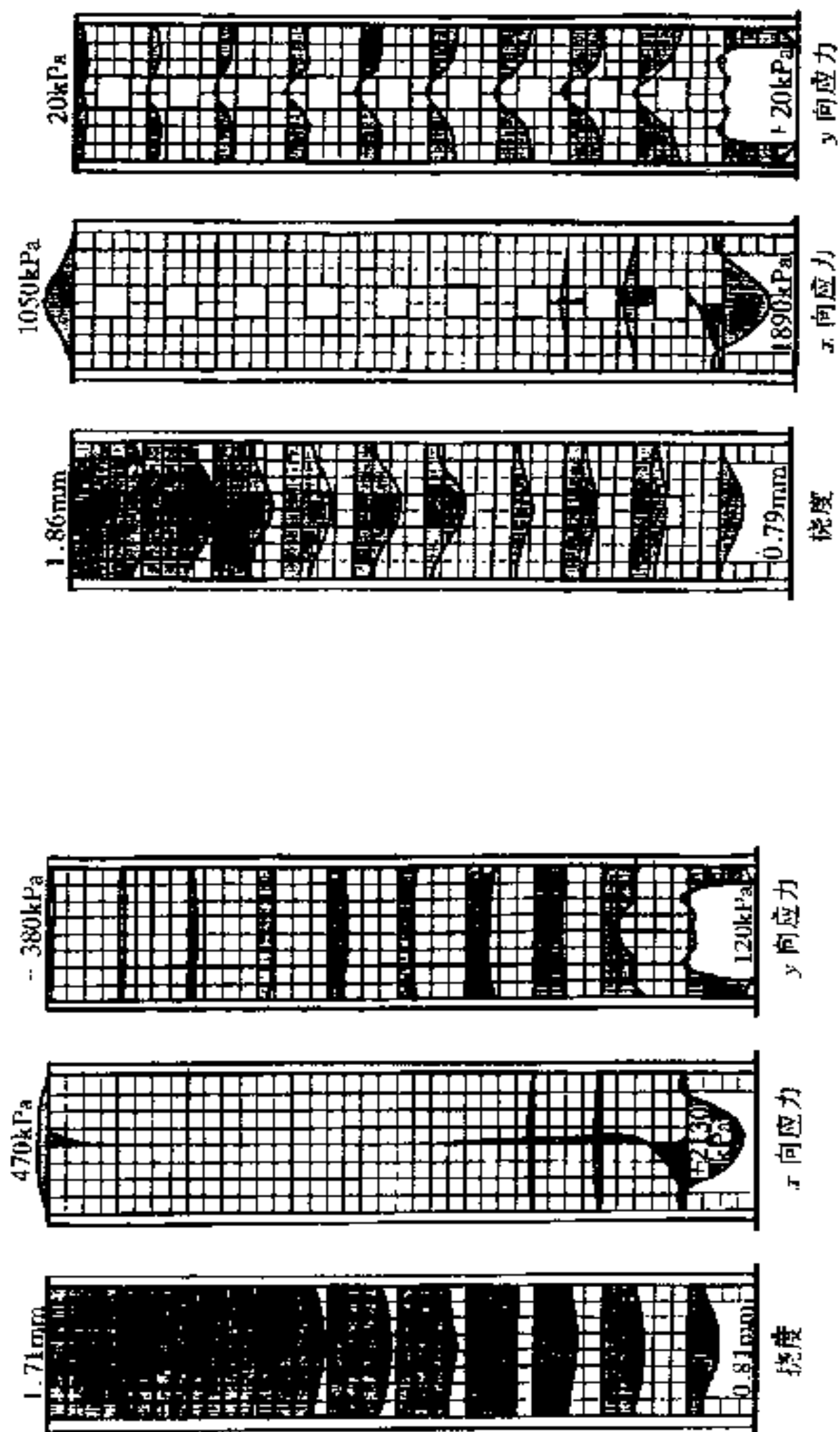
附图 3.3 连续跨框支撑墙

附图 3.4 连续跨带洞口框支撑墙



附图 3.6 两边缘全嵌固带洞口桁支墙

附图 3.5 两边缘全嵌固框支墙



附图 3.7 带翼缘实心框支墙

附图 3.8 带翼缘带洞口框支墙

附录 4 图 例

作为 5.10 节结构施工图改革建议一节的补充,提供近期作者绘制的两幅施工图纸的缩印图。北京天下第一城正阳门工程,地下一层地上八层,建筑面积 9000m²。民族形式的建筑,全部结构图纸仅 6 张。其特点是图纸安排紧凑,表达详细,张数少。不仅节约时间,也便于施工。

附录5 工程设计语录

工程设计也和做其它工作一样需要有正确指导思想和解决问题的思想方法,因而本附录中写一些思想性的问题,笔者称之为工程设计语录。前一段是根据自己的体验编写的,后一段是国外结构设计知名人士提出的,最后附译文。

* 结构设计改革主要是设计思想、设计概念上的改革,既要尊重科学进步又要有创新精神,敢于打破不合理的旧框框,探索结构受力的实际状况,做为设计理论依据,创造出有中国特色的设计成果。

* 每项科研每个工程设计的完成,都是对国家建设社会主义的一份贡献。

* 团结一致,群策群力,加上个人勤奋就能创造出优秀的设计。

* 外资工程设计是我们直接参与改革开放和增进国际友谊的光荣任务。

* 精心设计永远是工程设计人的崇高品德。

* 方案合理,力求在总体和细节上做到更适用、更安全可靠,力求做到更经济。以上三条设计者要有高度的责任感。

* 好的设计方案不是“我行我素”而是在理解其它工种的基本要求的前题下创造出来的和谐统一体。

* 称职的工程主持人在工程设计的过程中应是一个好的交通指挥,使设计参与者各行其道,各得其所,迅速高质量共同完成任务。

* 工程主持人要有顺势应变能力,不断地调整变换着与各工种间的矛盾,使问题得到完善的解决。

* 建筑专业是龙头,对一个好的建筑创作,结构专业要全力支持,创造性的解决难题,使建筑在使用和美观上成为优秀的作品。

* 结构设计构件布置要考虑其均匀性、规律性、统一性和其它各专业的和协性使结构本身成为健美的作品。

* 搞设计的基本功有很多要求,最重要的一条:会机算也要会手算。

* 结构专业和其它专业一样,要随时总结工作经验,不断积累搞设计的聪明才智。

* “自圆其说”是搞结构设计的一项法宝,其中奥妙请设计人自行体会。

国外结构设计知名人士的言论

(a) 雷诺——英国钢筋混凝土结构设计手册作者:

● 准确的判断对结构的安全、经济效益和正确计算起到同样的重要作用。

● 要求构件计算准确到小数两位,而外荷载误差竟达 25% 是愚昧荒谬的。

● 切莫使复杂的数学计算干扰对工程设计的感观认识和评价。

● 现今的设计虽由规程、规范所制约,但仍需要运用人的思维和判断力去理解其内容,抓住其中的实质含意,而不能仅仅满足于条文中的允许最低限值。

(b) 林同炎——T. Y. Lin 国际结构咨询公司:

● 本书献给不盲从规范寻求自然规律的工程师们

——林著《预应力混凝土结构设计》扉页。

(c) 贝克——教授,英国《钢筋混凝土结构》一书的作者:

● 一位土木工程师不仅仅是一个可靠的应力计算者,还应该是一个有魄力,有智慧,能正确判断事物的设计者。

● 在工程中采用的设计计算方法,应该便于应用,概括性强,程序简捷,其中最重要的是简捷。

● 工程师能得到最好的计算方法,应该是运用最简单,最直接的计算方法得到的。切忌使用概念含糊不清的计算方法。

(d)伽特纳——教授,英国超静定结构一书的作者:

●一位结构工程师对超静定结构要有一定的理解,以探知结构的潜力所在。力求避免因为在计算中脱离客观的真实条件,造成缺陷和误差。

(e)曼宁——教授,美国钢筋混凝土结构一书的作者:

●混凝土并非弹性匀质材料,其受力理论并不十分明确,试图寻求“百分之百的计算精确度”无疑是浪费时间和金钱。

(f)罗纳夏培——美国 ATC 规程编制工程师:

●届至目前抗震设计尚不能称为一门科学,而是一种艺术很多问题的解决要靠工程判断。

(g)勃如诺——瑞士联合工业学院教授:

●即使在电子计算机时代设计者仍须依靠他的知识,经验、直观和常识指导工作。

(h)斯亭——瑞士教授:

整天埋头于资料的人,常把常识忘掉。

(i)韦曼卫恩——美国结构顾问工程师:

●在建筑结构设计中,当基本假定并不完全正确时,用冗长的时间去寻求精确答案,是待劳无功。

●时间就是金钱。如果我们找不到一种迅捷的方法进行工作,我们就无法和同行竞争。

●所谓精确解,也只能精确到地震力和荷载取值的精确程度。

(j)马考斯基——教授、博士、英国、国际空间结构委员会主席:

●一位土木工程师不能仅是个应力计算者,只对结构的应力分布感兴趣,还要能欣赏形象的艺术美。这样他的设计才能在结构功能上,而且在审美观念上成为优秀的作品。

我国对写作问题流传一种说法“文简、理周为上乘”。

(k)亚里士多德——希腊哲学家有这样一句名言,“要像智者那样探索和分析问题,但要用最简练,最通俗的语言表这其含义”。

附原文：

Quotes from Well-known Professors and Structural Engineers

(a) Chas. E. Reynolds——British, Author of Reinforced Concrete Designer's Handbook.

● Good judgement does almost as much towards the production of safe and economical structures as calculation.

● It is illogical to consider, say, the effective depth of a section to two decimal places, if the load is over-estimated by 25 per cent.

● Complex mathematics should not be allowed to confuse the sense of good engineering.

● Much design is to-day controlled by regulation or codes, but even within such bounds the designer can exercise judgement in his interpretation of the requirements, endeavouring to grasp the spirit of the requirements rather than to design to the minimum allowed by the letter of a clause.

(b) T. Y. Lin——American Chinese, International Consulting Engineer.

● To engineers who, rather than blindly following the code of practice, seek to apply the laws of nature.

(c) A. L. L. Baker British, Author of Reinforced Concrete.

● A civil engineer must be not only a reliable calculator of stresses, but a man of courage, resource, and sound judgement.

● In relation to engineering the qualities required in a mathematical process are utility, generality, and simplicity, and of these the greatest is simplicity.

● Engineers can get the best out of mathematics is by using the simplest and most straight forward methods and avoiding those which obscure the physical aspects of the problem.

● The engineer must ensure the safety of a structure at all

stages of construction and when it is in use and subjected to loads applied under normal conditions, and often he must allow for these loads being exceeded.

(*d*) R. Garner—British Professor, Author of *Statically Indeterminate Structures*.

● An engineer should have a good understanding of Indeterminate structures, so that he can take into account the existing reserves of strength and at the same time avoid as much as possible such defect which may develop because the calculations have not taken into accounts the real conditions.

(*e*) G. P. Manning—American Professor, Author of *Reinforced Concrete Structures*.

Concrete is not an elastic or a homogeneous material and the theory of bending, which forms the basis of design even today, is not applicable. There is no exact theory of concrete as such, and unnecessary efforts to achieve "100 per cent accuracy" are a waste of time and money.

(*f*) Ronald Sharpe—American Project Director, Editor of *ATC Tentative Provisions, EDAC*.

● Up to now seismic design can not be termed as a science but an art. The solutions of many problems depend on engineering judgement.

(*g*) Bruno Thurlimann—Swiss, Professor, PhD. Swiss Federal Institute of Technology.

● Even in the age of electronic computers a designer should be guided by intuition, knowledge, experience and last but not least common sense.

(*h*) Gertrude Stein—swiss Professor.

● Everybody gets so much information all day long, that they lost their common sense.

(i) Wayman C. Wing—American, Consulting engineer.

● Lengthy expenditure of time in the pursuit of accurate solutions are not generally warranted in structural design of building, where the basic assumptions are not that accurate to begin with. However, one must make judgements on every critical elements and assign proper factors of safety without spending too much time.

● To us, time is money and we cannot compete unless we find shorter yet safe ways for performing our work.

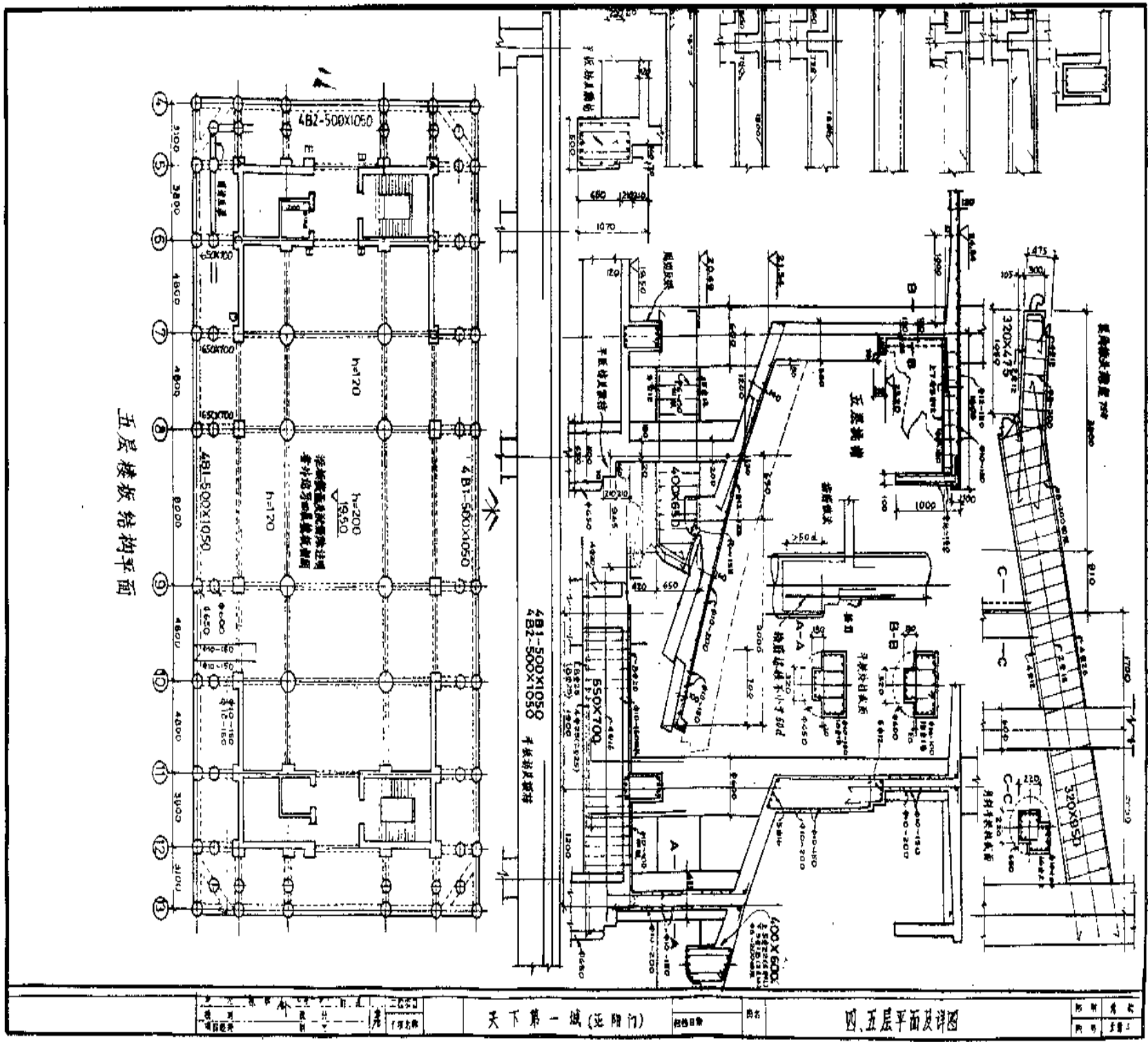
● What is called accurate solution is still only as accurate as our seismic and gravity load assumptions.

(j) Z. S. Makowski—British, Professor, PhD. CEng, DIC, PICE, MASCE.

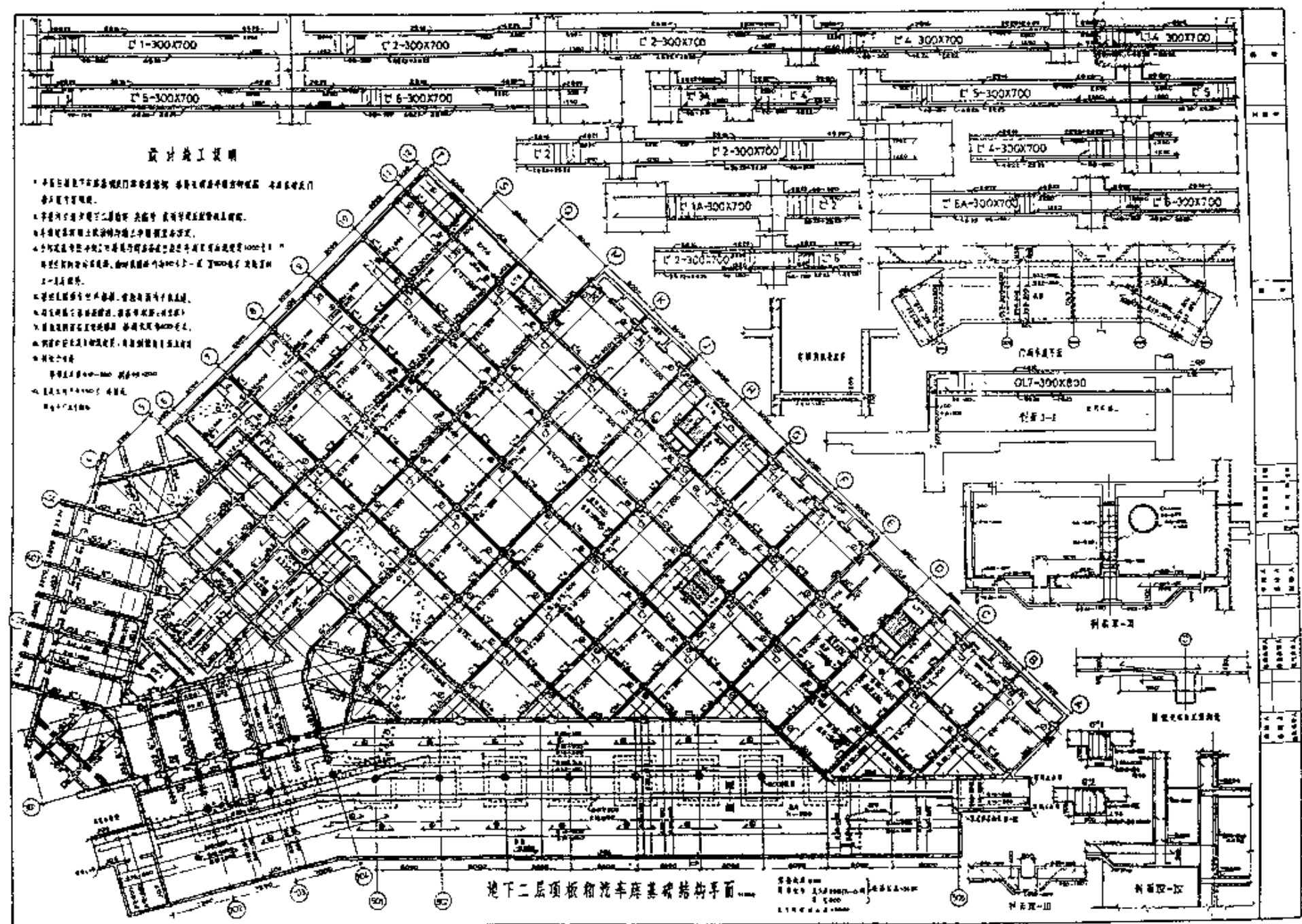
● A civil engineer should not be just a 'stressman', interested only in the determination of stress distribution in his structures, he should be able to appreciate the beauty of the form and therefore should design structures which are not only functional but also aesthetically satisfying.

(k) Aristotle—Greek Philosopher.

● Let your reasoning be that of an intelligent man but let your meaning be expressed in the language of the common people.



附图 4(a) 正阳门工程地下部分示意



附图 4(b) 正阳门工程地上部分示意