

目 录

第一章 高层建筑的主要结构体系和受力特点	(1)
§ 1.1 高层建筑的发展	(1)
§ 1.2 高层建筑结构主要结构体系及适用范围	(3)
§ 1.3 高层建筑结构主要受力特点	(9)
第二章 高层框架结构的 D 值法	(13)
§ 2.1 修正的 D 值计算	(13)
§ 2.2 反弯点高度比 η 计算	(17)
§ 2.3 高层框架结构内力和水平位移计算	(25)
第三章 剪力墙结构体系的简化计算方法	(33)
§ 3.1 整体墙的内力和侧移计算	(35)
§ 3.2 整体小开口墙的内力和侧移计算	(36)
§ 3.3 多肢剪力墙的内力和侧移计算	(42)
§ 3.4 用 D 值法计算壁式框架的内力和侧移	(65)
§ 3.5 框支剪力墙内力和侧移近似计算	(73)
§ 3.6 各类剪力墙的划分界限	(78)
第四章 框架-剪力墙结构体系的简化计算方法	(81)
§ 4.1 基本假定和计算简图	(81)
§ 4.2 综合剪力墙抗弯刚度、综合框架抗剪刚度和连系梁旋转刚度	(83)
§ 4.3 框架-剪力墙协同工作微分方程的解	(86)
§ 4.4 内力分配和主要计算内容	(91)
§ 4.5 框架、剪力墙、框架-剪力墙结构体系扭转的近似计算	(93)
§ 4.6 框架-剪力墙结构计算实例	(97)
第五章 剪力墙、框架-剪力墙结构体系的空间协同工作有限单元法	(106)
§ 5.1 单元刚度矩阵	(106)
§ 5.2 简约侧向刚度矩阵	(113)
§ 5.3 结构的内力和位移计算	(115)
第六章 筒体结构受力分析	(124)
§ 6.1 筒体结构的受力性能	(124)

§ 6.2	框筒结构简化分析方法	(127)
§ 6.3	筒中筒结构的分析方法	(140)
第七章	高层建筑结构设计原理与计算机软件	(145)
§ 7.1	高层建筑结构软件中的力学计算方法	(145)
§ 7.2	荷载效应组合与承载力验算	(146)
§ 7.3	高层建筑结构的一些设计要求	(149)
§ 7.4	高层建筑结构计算与设计的软件	(158)
第八章	高层建筑结构的基础计算与设计	(164)
§ 8.1	筏板式基础计算与设计	(164)
§ 8.2	箱形基础计算与设计	(171)
§ 8.3	高层建筑基础设计的计算机软件与原理	(181)
第九章	高层建筑结构抗风实用计算	(184)
§ 9.1	静力风荷载	(184)
§ 9.2	高层建筑顺风向风荷载计算	(192)
§ 9.3	横风向风振动力计算	(215)
§ 9.4	高层建筑人体舒适度验算	(220)
附录 9.1	有关国家地貌划分及描述	(237)
附录 9.2	有关国家高度变化系数	(239)
附录 9.3	湍流强度	(242)
参考文献	(244)

第一章 高层建筑的主要结构体系和受力特点

§ 1.1 高层建筑的发展

自 1885 年美国兴建第一幢高层建筑——芝加哥家庭保险公司大楼(10 层, 55m)以来, 高层建筑的发展是很快的, 特别是在 70 年代和 80 年代, 发展尤为迅速。在 20 世纪初期, 大量钢结构高层在美国建成, 于第二次世界大战前, 超过 200m 的高层建筑已有 10 幢, 其中最为突出的是 1931 年建成的纽约帝国大厦(102 层, 381m), 它保持世界最高建筑的记录达 41 年之久。其后在 50~70 年代, 随着战后经济的恢复和发展, 高层建筑发展又进入一个新的时期, 至 1979 年, 全世界建成 200m 以上的高层建筑有 50 幢以上, 其中大部分建筑在美国, 这期间, 于 1972 年建造了两幢纽约世界贸易中心大厦(110 层, 417m, 415m), 打破了帝国大厦高度的记录。1974 年, 美国又建成了芝加哥西尔斯大厦(Sears Tower, 110 层, 443m, 见图 1-1), 西尔斯大厦的高度保持世界最高水平已达 20 年。到了 80 年代和 90 年代初期, 高层建筑虽然在高度上未有新的突破, 但其风格有了新的变化, 并酝酿着更高的建筑。例如, 在这一时期内, 美国曾规划、设计纽约的“电视城”(Television City Tower, 150 层, 509m)和费尼克斯市的 Phoenix Tower(515m), 都将突破 500m 高度。据有关专家分析, 目前, 美国的超高层建筑占据世界第一, 例如, 在全世界前十大建筑物(见表 1-1)中美国就占据八幢。但今天美国的优势正逐渐被打破, 特别是自美国 1976 年的经济危机之后, 其超高层建筑停滞不前, 仅有 1989 年建成的洛杉矶利勃提广场大厦(75 层, 310m)一幢位于十大建筑之后。而新兴的亚洲超高层建筑正方兴未艾, 后来居上。在我国, 据统计, 目前高度在 104m 以上的高层建筑约有 100 幢, 分布于上海、广州、北京、深圳等 20 个大城市, 其中以上海为最多, 有 76 幢。上海浦东陆家嘴金融贸易区将是我国超高层建筑最集中的地区, 在不足 2km²的地

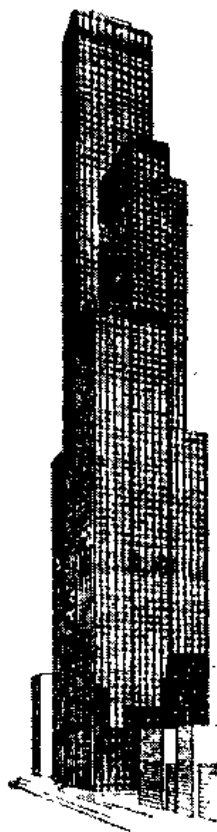


图 1-1 西尔斯大厦

面上, 几年内将崛起近百幢总建筑面积 400 多万平方米的超百米建筑, 目前已有 20 多幢建成使用。于 1995 年开始施工的亚洲第一高楼金茂大厦(88 层, 420.5m, 图 1-2)目前正在进行上部结构施工, 结构已封顶, 预计在 1998 年交付使用。现正在施工的浦东环球金融中心(94 层, 460m), 已于 1997 年动工, 建成后将成为世界最高楼, 高出美国芝加哥西尔斯大厦 17m。另外, 广州市于 1990 年建成广东国际大厦(63 层, 199m)之后, 现正在建造 80 层、322m 的广州中天大厦。在深圳, 曾建造了当时(1985 年)国内最高的深圳国贸中心(53 层, 160m), 现正在施工高 61 层、218m 的深圳贤城大厦, 据最近消息, 又将建两幢外形相同、每幢为 128 层、高 488m 的中华大厦。北京市于 1990 年建成京广中心(57 层, 208m), 1991 年建成京城大厦(52 层, 182m)之后, 亦将动工兴建 88 层的大楼。重庆市计划兴建的重庆综合大厦, 为 114



图 1-2 金茂大厦

层,高 457m,将成为我国层数最多的超高层建筑。在香港,于 1988 年建成了中国银行大厦(72 层,368m),位于世界十大建筑之列。

全世界 10 幢最高的建筑物

表 1-1

序号	建筑物	城市	建成年份	层数	高度(m)	材料	用途
1	双塔大厦	吉隆坡	1996	88	452	混合	办公楼
2	西尔斯塔楼	芝加哥	1974	110	443	钢	办公楼
3	世界贸易中心(北)	纽约	1972	110	417	钢	办公楼
4	世界贸易中心(南)	纽约	1973	110	415	钢	办公楼
5	帝国大厦	纽约	1931	102	381	钢	办公楼
6	中国银行大厦	香港	1988	72	368	混合	办公楼
7	印地安纳标准石油大厦	芝加哥	1973	83	346	钢	办公楼
8	约翰·汉考克大厦	芝加哥	1968	100	344	钢	多功能
9	克里斯勒大厦	纽约	1930	77	319	钢	办公楼
10	利勃提广场大厦	洛杉矶	1989	75	310	混合	办公楼

亚洲的马来西亚于 1996 年底完工的双塔大厦,高 452m,成为世界最高建筑。在 1993 年,日本建成了横滨标志大厦(Landmark Tower),为 73 层,296m,是当前日本最高的建筑物。朝鲜于 1990 年完成(结构)的平壤柳京大厦,高 105 层,305m。

90 年代,亚洲是经济发展最快的地区,其中,日本、朝鲜、韩国、中国大陆和台湾及香港、新加坡、马来西亚等国家和地区,陆续建造了一些超过 200m,300m 的建筑物,并正在向 400 多米的世界高度发展,相应地,欧洲的一些国家,特别是经济比较发达国家的名城,如巴黎、伦敦、罗马、柏林等,虽也建造了一些高层建筑,但总体来说还不是太高,大多数为 100 多米的高层,其中最高的为波兰华沙的华沙科学文化宫(241m)和法国巴黎蒙巴纳斯大厦(229m)。

我国习惯上称八层及八层以上民用建筑为“高层建筑”,主要原因是从八层开始一般要设置电梯。国外,不同的国家,讲法也不一致,例如,有的国家称 30 层及 30 层以上的建筑为高层建筑,30 层以下为多层建筑。

§ 1.2 高层建筑结构主要结构体系及适用范围

高层建筑的结构体系是很多的,这里主要介绍钢筋混凝土结构中的几种常用结构形式,也顺便提及其他部分的结构体系。下面主要介绍高层框架结构、剪力墙结构、框架-剪力墙结构和筒体结构体系。

一、高层框架结构体系

框架结构是由水平横梁和竖柱通过刚性节点连接在一起而形成矩形网格的竖向平面结构形式(图 1-3)或空间网格结构形式,皆为杆系结构。框架结构布置较为灵活,在楼层平面上能布置成多种平面形式(图 1-4)。框架结构适宜于层数不多的办公楼、医院、旅馆等,例如北京民航局办公楼(15 层,60m),上海国际饭店(24 层,82m)。

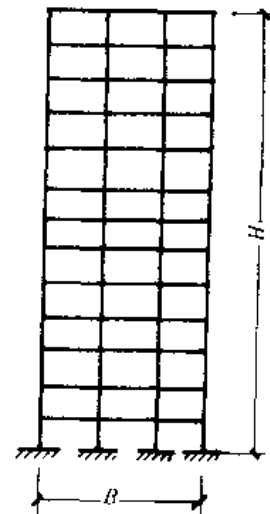


图 1-3 平面框架

二、钢筋混凝土剪力墙结构体系

剪力墙结构主要是用于承担横向水平力的实体墙体结构。剪力墙体系可以是直接竖立在基础上(图 1-5(a)),也可为了适应下部大空间的需要而由框架支承,形成框支剪力墙(图 1-5(b))。剪力墙又称作结构墙。

剪力墙截面较大,且整幢建筑物的剪力墙之间互相现浇予以连接,整体性好,有很大的抗侧能力,可建造较高的房屋。

剪力墙结构体系适于建造住宅、旅馆这一类隔墙较多的房屋,我国建造数量最多,例如广州宾馆(27 层,87m),广州白天鹅宾馆(30 层,102m),北京西苑饭店(27 层,92m),上海漕溪路高层住宅等。近年来,我国高层住宅发展很快,数量最多,据统计,在所有的高层建筑中,高层住宅的幢数至少占 80%。在含有框支剪力墙的建筑(按规定,一幢建筑物中框支剪力墙总片数不应超过落地剪力墙的总片数)中,一般多为沿街商住塔楼,高 25~30 层居

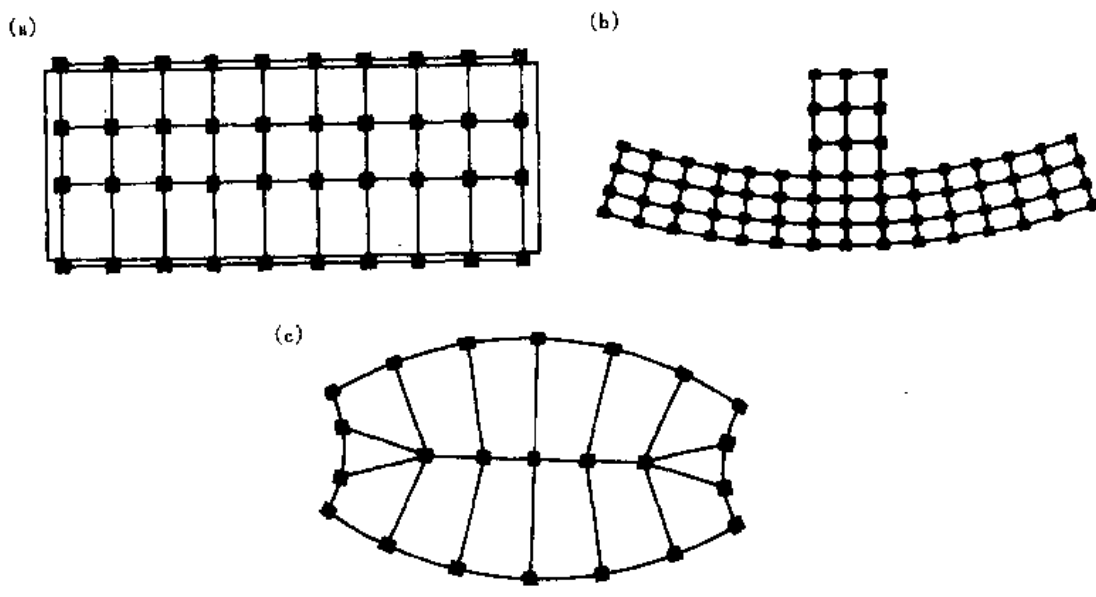


图 1-4 框架结构平面布置的多种形式

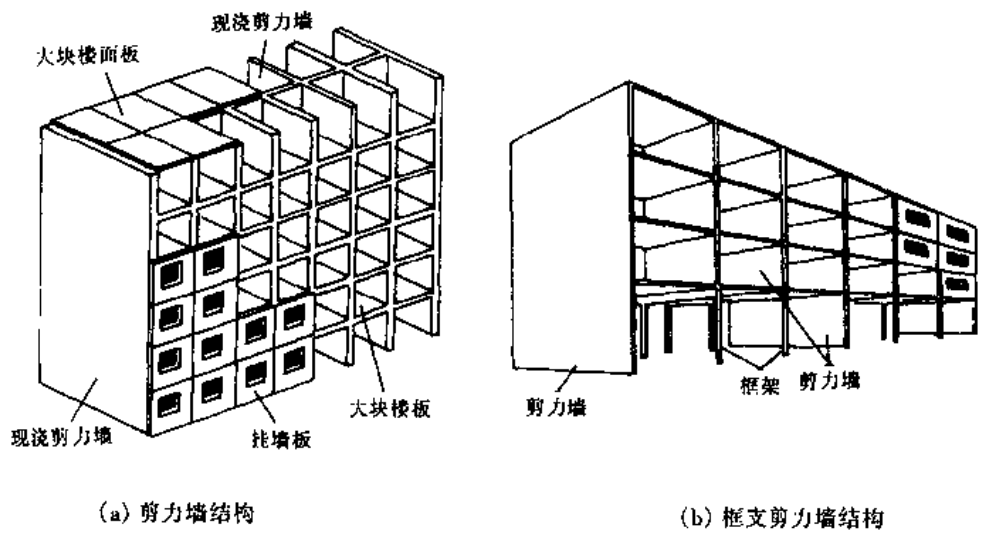


图 1-5 剪力墙结构体系

多,如深圳德兴大厦(30层,97m)等。

三、钢筋混凝土框架-剪力墙结构体系

钢筋混凝土框架-剪力墙结构体系是由框架和剪力墙共同承担横向水平力的抗侧力体系,具有框架和剪力墙两种体系的一些平面布置见图 1-6。这种体系兼顾了框架和剪力墙各自的优点,例如,可充分发挥框架布置灵活而剪力墙抗侧力强的特点,在受力上也相互取长补短,因而应用较多。

框架-剪力墙体系适合于宾馆、办公楼、医院病房楼、科研楼、教学楼等。例如,上海宾馆(27层,91.5m),北京饭店新楼(18层,80m,见图 1-7)等。

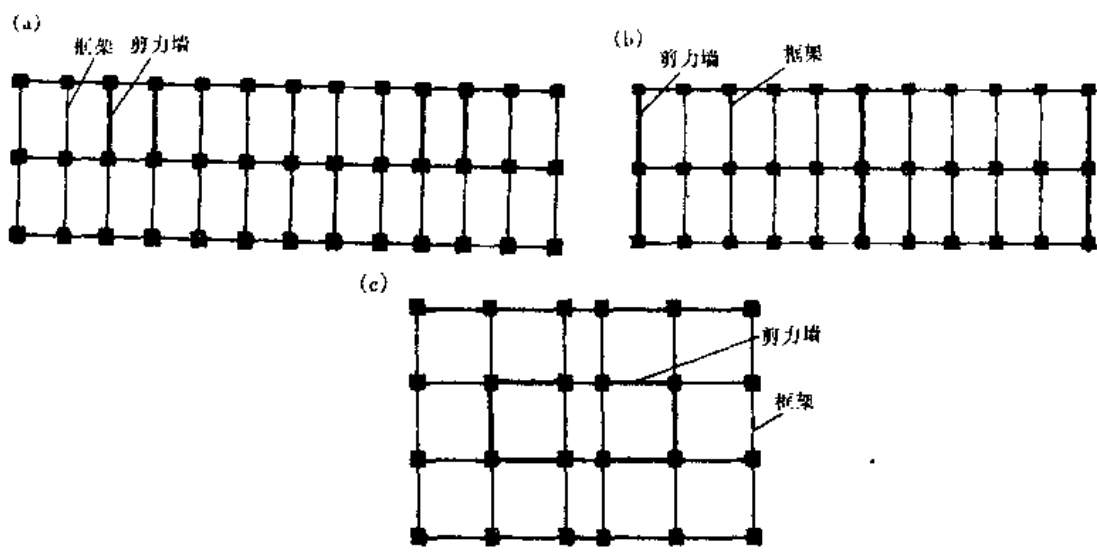


图 1-6 框架-剪力墙结构体系(平面图)

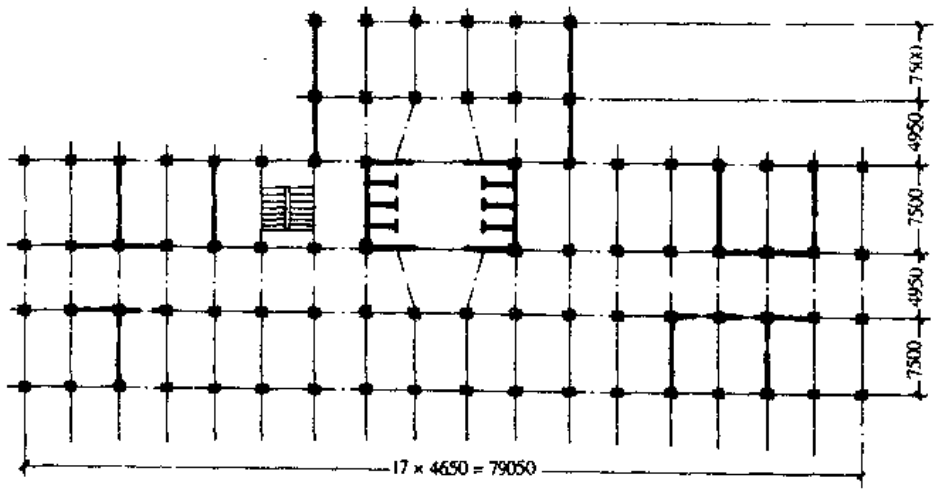


图 1-7 北京饭店新楼平面布置图

在钢筋混凝土高层建筑中,一般将以上三种结构体系称作高层建筑中的三大常规结构体系,在我国应用最为广泛。

四、筒体结构体系

筒体结构的外围框架由密排柱和窗裙梁(深梁)形成的网格而组成,窗洞尺寸大约为墙体表面积的 50%,看上去像多孔的墙体一样。筒体结构的刚度是很大的,外部筒体可以单独抵抗全部水平荷载,类似于悬臂梁的作用,或由于增加了某种内部支撑(或墙体)而得到进一步加强。下面进一步介绍几种形式的筒体结构。

1. 框筒结构体系

框架式筒体是由一般的框架结构合乎逻辑地发展起来的,它不设内部支承或墙体,仅靠悬臂筒体的作用来抵抗水平荷载,或者假设将通常设置的内部柱子只承受竖向荷载,不分担

水平外荷载,如图 1-8 所示。框筒结构体系具有很大的抗侧和抗扭刚度,适宜于平面布置灵活、室内活动余地大的功能要求。

框筒结构最明显的应用是美国纽约世界贸易中心大厦和芝加哥标准石油公司大楼,前者达 110 层,后者为 83 层。

2. 筒中筒结构体系

框筒结构可以在外围立面内用斜撑加强,还可以在房屋内部增设剪力墙筒体或内部核心,于是形成由两个或两个以上的筒体作为竖向承重和抗侧力结构的高层房屋结构体系,标准的筒中筒结构示于图 1-9。一般地,内部核心筒是利用电梯间、楼梯间和设备间等墙体和支撑构成,楼面结构将外框筒和内筒连接在一起,使两者形成一个整体抵抗水平荷载。这里,内筒不仅承受竖向荷载,也承担水平外荷载。

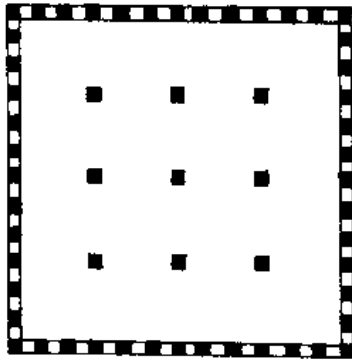


图 1-8 框筒结构典型平面图

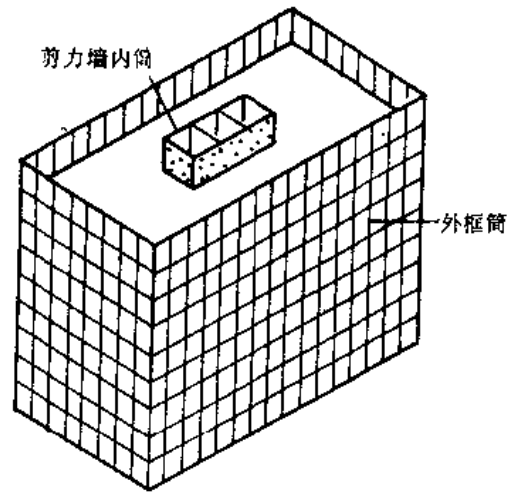
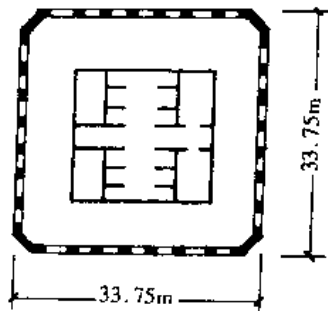


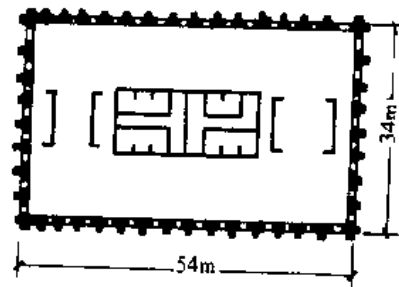
图 1-9 标准的筒中筒结构

筒中筒结构体系在水平荷载作用下的受力性能接近于框架-剪力墙结构,但是框架式筒体的刚度要比一般框架强得多。

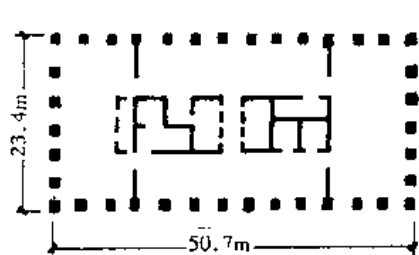
采用筒中筒结构的有广东国际大厦、深圳国际贸易中心(图 1-10(a))、上海电讯大楼(20 层,125m,图 1-10(b))、北京中国国际贸易信托投资公司(29 层,102m,图 1-10(c))、北京中央彩电中心(26 层,107m,图 1-10(d))。香港的合和中心(64 层,215m),由一个外框筒和三个内筒组成,呈圆形平面,见图 1-11。



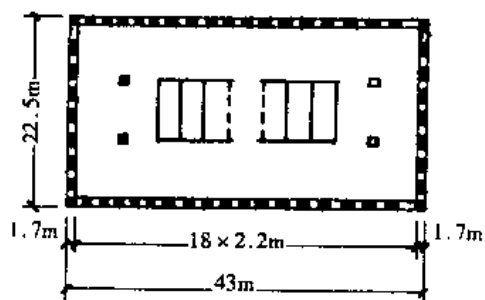
(a) 深圳国际贸易中心



(b) 上海电讯大楼



(c) 中国国际贸易信托投资公司



(d) 中央彩电中心

图 1-10 筒中筒结构的应用

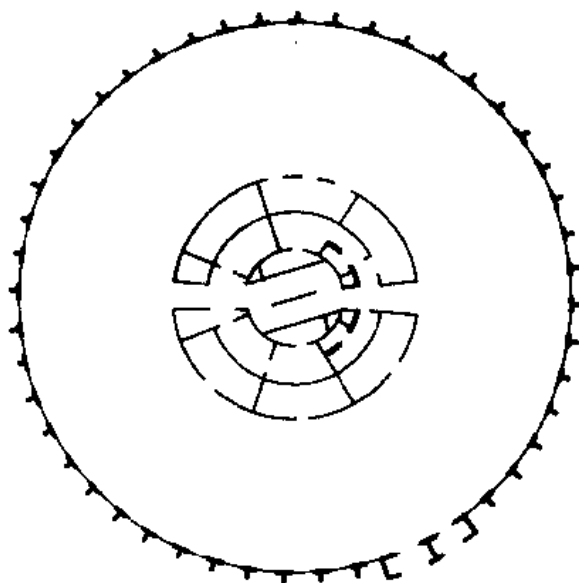


图 1-11 香港合和中心平面图(筒中筒结构)

3. 其他筒体结构体系

(1) 框架-筒体结构体系

当外围框架筒体的柱距较大(例如有的已达10m),内部仍用剪力墙核芯,形成了所谓的框架-筒体结构体系,其典型平面见图 1-12,如我国已建成的上海联谊大厦(28层,105.15m)、南京金陵饭店(37层,110m)。上海联谊大厦外围框架柱距为7.5~9.0m不等。外围框架柱距较大,柱抗剪能力较小,但稀柱的轴力对抗侧能力有较大影响。

(2) 成束筒结构体系

当多个框筒组合在一起时,形成了框架束筒结构,相邻两个筒毗连处的公共筒壁成为框架横隔,内筒柱

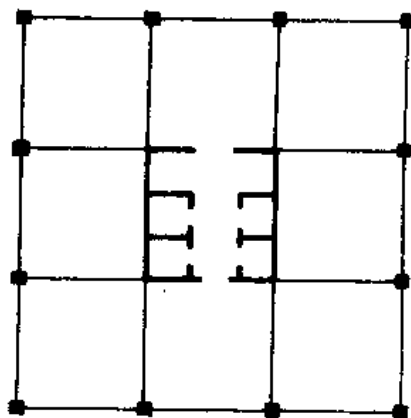


图 1-12 框架-筒体结构的典型平面

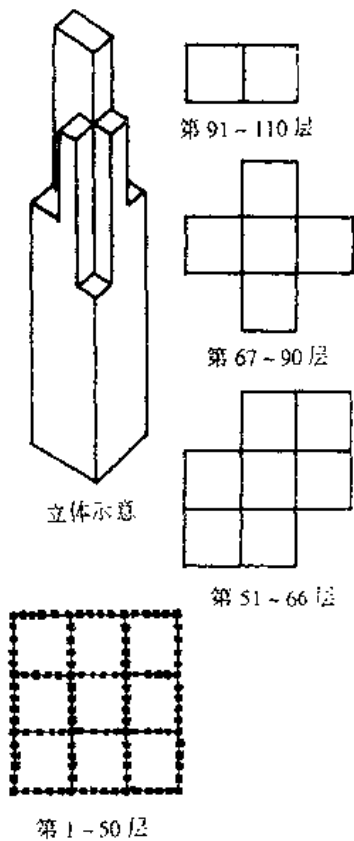


图 1-13 西尔斯大厦示意图

巨型框架结构每隔六层设置一梁式转移楼层,转移楼层之间再用小框架分成六个建筑层。香港中国银行大厦的结构由八片钢平面框架组成(图 1-14),其中四片位于建筑物四周,相互正交,另外四片斜交,每一对角上有两片,而八片框架的端部由五根巨大的混凝土组合柱,即巨型结构柱连接,组成了巨型结构体系。

最后归纳一下高层建筑结构的适用范围,供参考。根据我国的经验,对钢筋混凝土高层房屋适用的结构体系和允许高度作了建议,各类钢筋混凝土高层房屋适用的结构体系见表 1-2,各类钢筋混凝土高层房屋适用的最大高度及高宽比分别列于表 1-3 和表 1-4。

距与外筒柱距相近,各层窗裙梁是连续的,这样便大大增强了建筑物的抗弯和抗剪能力。著名的西尔斯大厦就是由九个方块筒组成的,并逐步向上收缩(图 1-13)。

(3) 钢-混组合筒结构体系

钢-混组合筒结构体系是采用钢结构筒体或钢筋混凝土筒体结构的组合建筑物,共同抵抗全部水平荷载与竖向荷载。钢-混组合筒体结构体系又分为钢筋混凝土外框筒组合体系和钢筋混凝土核芯筒组合体系两类。设计这种体系的目的是为了利用钢筋混凝土的刚度以抵抗水平荷载,利用钢材的轻质和跨越性能大等优点以利于构造楼面。

五、巨型结构(Megastructure)体系

随着高层建筑功能、造型要求的提高,建筑师对大空间的需求越来越迫切,于是结构工程师提出了新颖的巨型结构体系。这种体系的主要特点是布置有若干个“巨大”的竖向支承结构(组合柱、角筒体、边筒体等),并与梁式或桁架式转移楼层结合,形成一种巨型框架或巨型桁架的结构体系。我国深圳亚洲大酒店(37层,114m)即为一巨型框架结构体系,

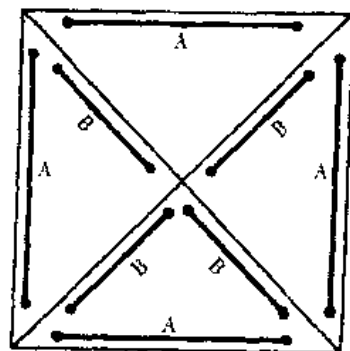


图 1-14 香港中国银行平面框架位置

各类房屋适用的结构体系

表 1-2

房屋类型	无抗震设防要求	有抗震设防要求	
		≤ 50m	> 50m
住宅楼	框架、剪力墙、框-剪	剪力墙、框-剪	剪力墙、框-剪
集体宿舍、旅馆	剪力墙、框-剪	剪力墙、框-剪	剪力墙、框-剪、筒体
公共建筑	办公楼、教学楼、科研楼、医院病房、高级宾馆	框架、框-剪、筒体	框-剪、筒体
	综合楼	框架、框支墙、框-剪	

各类房屋适用的最大高度(m)

表 1-3

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度			
			6度	7度	8度	9度
框 架	现 浇	60	60	55	45	25
	装配整体	50	50	35	25	—
框架-剪力墙和 框架-筒体	现 浇	130	130	120	100	50
	装配整体	100	100	90	70	—
现浇剪力墙	无框支墙	140	140	120	100	60
	部分框支墙	120	120	100	80	—
筒中筒及成束筒		180	180	150	120	70

注:① 房屋高度指室外地面至檐口高度,不包括局部突出屋面的水箱、电梯间等部分的高度。

② 当房屋高度超过表中规定时,设计应有可靠依据并采取有效措施。

③ 位于Ⅳ类场地的建筑或不规则建筑,表中高度应适当降低。

各类房屋适用的高宽比

表 1-4

结构类型	无抗震设防要求	抗震设防要求		
		6度、7度	8度	9度
框 架	5	5	4	—
框架-剪力墙和框架-筒体	5	5	4	3
剪 力 墙	6	6	5	4
筒中筒和成束筒	6	6	5	4

有时候,如果按一般房屋的层数来判断,可参考表 1-5 选用。

各类结构体系适用的层数

表 1-5

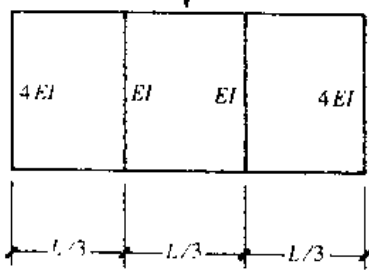
结构体系	10层以下	11-15层	16-20层	21-25层	26-30层	>30层
框 架						
框架-剪力墙						
剪 力 墙						
框架-筒体						
筒中筒						
组合筒体						

倘若建造钢结构高层建筑物,其高度、层数和高宽比还可予以放宽。

§ 1.3 高层建筑结构主要受力特点

一、整体共同工作特性

在低层房屋设计中,一般都采用将整个结构划分为若干平面结构,按间距分配荷载,然后逐片按平面结构进行力学分析和设计,然而这种分析和设计方法对高层建筑结构不适用。



按受荷面积分配16.6% 33% 33% 16.6%

按协同工作分配40% 10% 10% 40%

图 1-15 水平力的分配^[5]

高层建筑在水平荷载作用下,各楼层总水平力是已知的,但这水平力如何分配到各竖向平面结构(例如竖向平面框架、竖向平面剪力墙)却是未知的。由于各片竖向平面结构(或称抗侧力结构)的刚度、型式不同,变形特征也不一样,因此,不能简单地按低层房屋那样由荷载面积、间距分配,否则会使抗侧力刚度大的结构分配到的水平力过小,偏于不安全,例如图 1-15 的简单例子可说明这一问题。

高层建筑结构的整体共同工作特性主要是各层楼板作用的结果。由于楼板在自身平面内的刚度很大,几乎不产生变形,故在高层建筑中一般都假定楼板在自身平面内只有刚体位移(仅产生平动和转动),不改变形状,并忽略平面之外的刚度。因此,在高层建筑结构中的任一楼层高度处,各抗侧力结构都要受到楼板刚体移动的制约,即所谓的位移协调,这时对于抗侧刚度大的竖向平面结构必然要分担较多的水平力。

在随后的章节中可看出,用简化方法进行内力和位移计算时,采用其抗侧力刚度分配水平力,用计算机进行计算时,采用整体协同工作分析或将整个结构作为三维空间体系的分析方法。钢筋混凝土高层的位移和内力计算仍采用弹性方法。

二、水平荷载影响大

对于低层建筑物,其材料用量、造价及结构方案的确定,主要由竖向荷载控制,在高层建筑结构中,高宽比增大,水平荷载(包括风力和地震力)产生的侧移和内力所占比重增大,成为确定结构方案、材料用量和造价的决定因素,其根本原因就是侧移和内力随高度的增加而增长迅速。例如一悬臂杆件,竖向荷载作用下产生的轴力仅与高度成比例,但在水平荷载作用下的弯矩和侧移却与高度呈二次方和四次方的曲线关系上升(图 1-16),可见到了一定高度或层数之后,内力和侧移均急剧增加。

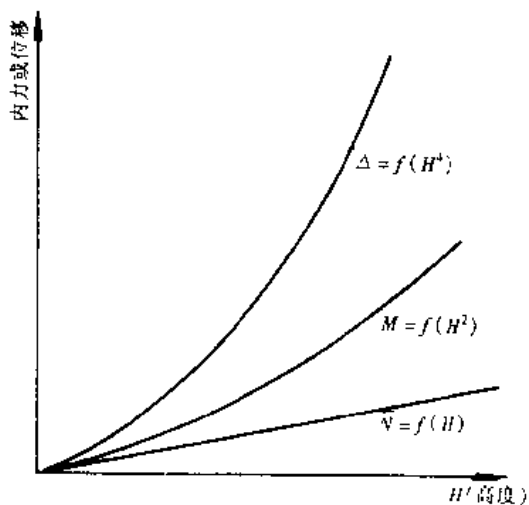


图 1-16 结构内力、位移随高度增长关系

在高层建筑结构中,除了像多层和低层房屋一样,进行强度计算外,还必须控制其侧移的大小,以保证高层建筑结构有足够的刚度,以避免因侧移过大而造成结构开裂、破坏、倾覆以及一些次要构件和装饰的损坏。根据我国的研究与经验,《钢筋混凝土高层建筑结构与施工规程》(JGJ 3-91)对高层建筑顶点侧移 u 和各层层间侧移量 Δu 进行了限制,其限值见表 1-6 和表 1-7。表中, u/H 代表顶点侧移与建筑物总高之比, $\Delta u/H$ 代表层间相对侧移与层高之比。上述 u 和 Δu 的值,应按规定考虑轴向变形和剪切变形的影响。

钢结构高层建筑中,在大风作用下,还会产生过大的来回摆动,使居住者感觉不舒适,因此,应对建筑物产生的水平加速度响应加以限制,读者可参阅有关资料。^[7]

u/H 的 限 值

结 构 类 型		风荷载作用下	地震作用下
框架	轻质隔墙	1/550	1/500
	砌体填充墙	1/650	1/550
框架-剪力墙 框架-筒体	一般装修标准	1/800	1/700
	较高装修标准	1/950	1/850
筒中筒	一般装修标准	1/900	1/800
	较高装修标准	1/1050	1/950
剪力墙	一般装修标准	1/1000	1/900
	较高装修标准	1/1200	1/1100

$\Delta u/H$ 的 限 值

表 1-7

结 构 类 型		风荷载作用下	地震作用下
框架	轻质隔墙	1/450	1/400
	砌体填充墙	1/500	1/450
框架-剪力墙 框架-筒体	一般装修标准	1/750	1/650
	较高装修标准	1/900	1/800
筒中筒	一般装修标准	1/800	1/700
	较高装修标准	1/950	1/850
剪力墙	一般装修标准	1/900	1/800
	较高装修标准	1/1100	1/1000

三、高层建筑结构中构件的多种变形影响

在低层房屋结构分析中,通常只考虑弯曲变形影响,而忽略轴向变形和剪切变形的影响,因为一般地其构件的轴力和剪力产生的影响很小。对于高层建筑结构,由于层数多、高度大,首先轴力很大,从而沿高度逐渐积累的轴向变形显著,因而构件中的轴向变形影响必须加以考虑。另外,在剪力墙结构体系中,还应计及整片墙或墙肢的剪切变形。

在高层建筑结构的力学计算中,根据所选用的计算手段,所计及构件的变形因素是有区别的。对于简化的手算方法,一般计及最基本的变形,例如,除考虑构件的弯曲变形外,对于高宽比大于4的结构,宜考虑柱和剪力墙的轴向变形;剪力墙还要考虑剪切变形的影响。由于剪力墙结构体系较复杂,有的开洞,有的不开洞,有的洞较大,有的洞较小,为便于自振周期、水平力分配、整体稳定性验算等,采用了一种等效刚度的概念和算法。等效刚度实质上是通过结构的位移大小来间接反映刚度的大小,即在相同的荷载作用下,位移小的结构刚度大。高层建筑结构中等效抗弯刚度 EI_{eq} 等效的方法是:剪力墙结构体系在某一组水平荷载作用下的顶点位移为 Δ ,另有一悬臂杆件在相同的水平荷载作用下的顶点位移也等于 Δ ,我们就认为该剪力墙结构体系的刚度与悬臂弯曲杆件的刚度相等,即将这一悬臂杆件的抗弯刚度 EI_{eq} 作为原剪力墙结构的等效刚度。等效抗弯刚度 EI_{eq} 用下式计算:

$$EI_{eq} = \begin{cases} \frac{11}{120} \frac{q_H H^4}{\Delta} & (\text{倒三角形荷载作用}) \\ \frac{1}{8} \frac{qH^4}{\Delta} & (\text{均布荷载作用}) \end{cases} \quad (1-1)$$

式中 Δ ——剪力墙结构在倒三角形荷载作用或均布荷载作用下顶点的实际水平位移(已计及墙或墙肢弯曲、轴向和剪切变形,计算方法在第三章中讨论);

H ——结构物总高;

q_H, q ——倒三角形荷载顶点值和均布荷载值。

采用计算机方法计算时,计及的变形因素要多一些,当用空间协同工作方法时,考虑了梁的弯曲、剪切变形,考虑了柱、剪力墙的弯曲、剪切和轴向变形;当用完全的三维空间分析方法时,除考虑前面全部变形外,增加了梁、柱、剪力墙的扭转变形,还有剪力墙墙肢截面的翘曲变形。

在随后的章节中,将只讨论水平荷载作用下结构的内力和位移计算,其主要原因是竖向荷载作用下内力和位移计算方法与低层或多层房屋的相近,无论框架或剪力墙结构均只在竖向平面结构内计算或分配即可,计算原理也较为简单,但水平荷载作用时,正如前面讲到的,必须要考虑各竖向平面结构的协同工作,因为这时高层建筑结构具有空间工作的受力和变形特性,同时其计算方法也与低层或多层房屋不一样,需详细或细致地进行分析。

第二章 高层框架结构的 D 值法

一般高层框架结构,承受两个方向的外荷载,即竖向荷载和水平荷载。作为手算方法,竖向荷载作用下常用分层法,水平荷载作用下常用 D 值法。由于分层法原理较简单,这里不作介绍,读者可参考有关书籍^[5]。本章仅介绍水平荷载作用下的 D 值法。

D 值法又称广义反弯点法或改进的反弯点法。工程中用到的反弯点法,其基本前提是横梁线刚度要比柱线刚度大得多(至少 3 倍),因而假定其结点只有侧移而无转角,反弯点位于各层柱高的中点(一般底层除外),而广义反弯点法则要考虑转角的影响,并且考虑结点转动引起柱反弯点位置的变化。该方法的要点是在推导反弯点高度比 η 和侧移刚度时要考虑转角的影响,经修改之后的侧移刚度改用 D 表示,故称 D 值法。计算所得的各柱 D 值用于计算水平位移和各柱剪力, η 值则用于计算柱端弯矩。本方法适用于在水平荷载作用下的多跨多层框架结构。

§2.1 修正的 D 值计算

按一般层(二层及二层以上)和底层两种情况考虑。先考虑一般层。

一、一般层

取中柱推导,例如 AB 柱(图 2-1a)。

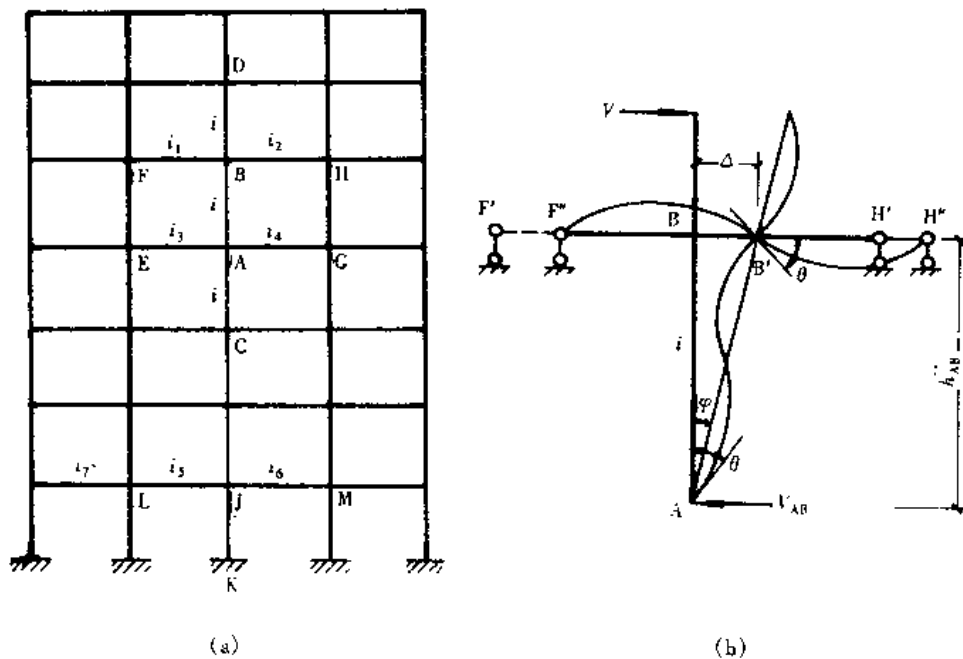


图 2-1

首先,在推导时,有如下几个假定:

1. 柱 AB 及与柱相邻的各杆端(A,B,C,D,E,F,G,H)的转角皆为 θ ;

2. 与柱 AB 上下相邻的两个柱(BD,AC)的线刚度与柱 AB 相同,皆为 i ,且弦转角与柱 AB 相同,皆为 φ 。

为方便起见,暂假定梁的线刚度相等,皆为 i_l ;柱 AB 的杆端有转角 θ 加弦转角 φ ($\varphi = \frac{\Delta}{h_{AB}}$),而梁只有转角 θ 。由结构力学的位移法:

$$M_{BD} = M_{BA} = 6i\theta - 6i \frac{\Delta}{h_{AB}} = 6i(\theta - \varphi) \quad (2-1)$$

$$M_{BH} = M_{BF} = 6i_l\theta \quad (2-2)$$

式(2-1)中,已采用梁的线刚度为 $2i_l$ (图 2-1b)。

由结点 B 的力矩平衡条件($\sum M_B = 0$),得

$$2[6i(\theta - \varphi) + 6i_l\theta] = 0$$

解之得

$$\theta = \frac{i}{i + i_l}\varphi \quad (2-3)$$

另外,由柱的平衡条件(图 2-2):

$$M_{AB} + M_{BA} = -V_{AB}h_{AB} \quad (2-4)$$

将式(2-1)代入式(2-4)得

$$V_{AB} = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right) \frac{12i}{h_{AB}}\varphi$$

再将式(2-3)代入上式,可得

$$V_{AB} = \left(\frac{i_l}{i + i_l}\right) \frac{12i}{h_{AB}}\varphi = \frac{k}{2 + k} \frac{12i}{h_{AB}}\varphi \quad (2-5)$$

式中

$$k = \frac{2i_l}{i} \quad (2-6)$$

若令

$$\alpha = \frac{k}{2 + k} \quad (2-7)$$

则式(2-5)可写出

$$V_{AB} = \alpha \frac{12i}{h_{AB}}\varphi = \alpha \frac{12i}{h_{AB}^2}\Delta = D\Delta \quad (2-8)$$

式中

$$D = \alpha \frac{12i}{h_{AB}^2} \quad (2-9)$$

可见 α 是一般反弯点法中的侧移刚度 $\frac{12i}{h_{AB}^2}$ 的一个修正系数,它是由结点转角引起的,当

$i_l \rightarrow \infty$ (即 $k \rightarrow \infty$), $\alpha = 1$, D 值就等于 $\frac{12i}{h_{AB}^2}$ 。

实际梁的线刚度并不相等,这时 i_l 取其平均值进行计算,对中柱

$$i_l = (i_1 + i_2 + i_3 + i_4)/4$$

代入式(2-6),得

$$k = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i} \quad (2-10)$$

对边柱,因梁的根数减半,故式(2-6)实际应为

$$k = \frac{i_l}{i}$$

i_l 用 $(i_1 + i_3)/2$ 或 $(i_2 + i_4)/2$ 代替,此时

$$k = \frac{i_1 + i_3}{2i} \quad \text{或} \quad \frac{i_2 + i_4}{2i} \quad (2-11)$$

对于某一层来说,如果柱 CD 有再分层时,其层间水平位移等于各分层层间水平位移之和,例如对图 2-3 的两个分层,层间水平位移 δ 为

$$\delta = \delta_1 + \delta_2$$

□

$$\delta_1 = \frac{V}{D_1}, \quad \delta_2 = \frac{V}{D_2}$$

故

$$\delta = V \left(\frac{1}{D_1} + \frac{1}{D_2} \right)$$

令

$$D' = \frac{V}{\delta} = \frac{1}{\left(\frac{1}{D_1} + \frac{1}{D_2} \right)} = \frac{D_1 D_2}{D_1 + D_2} \quad (2-12)$$

式中 δ_1, δ_2 ——分层 1 和分层 2 的层间水平位移;

V ——柱 CD 的剪力;

D' ——分层中综合柱 CD 的 D 值;

D_1 ——分层中柱①的 D 值,且 $D_1 = \alpha_1 \frac{12i_{c1}}{h_1^2}$;

D_2 ——分层中柱②的 D 值,且 $D_2 = \alpha_2 \frac{12i_{c2}}{h_2^2}$;

$$i_{c1} = \frac{EI_1}{h_1}, \quad i_{c2} = \frac{EI_2}{h_2}$$

二、底 层

取中柱推导(见图 2-4)。

对柱 JK,只有结点 J 有转角 θ 和弦转角 φ ,节点 K 无转角和线位移。

由转角位移方程

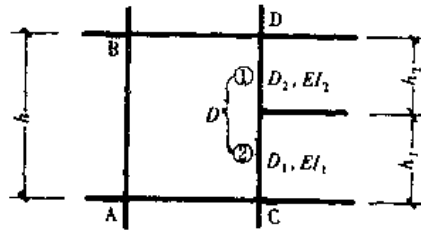


图 2-3

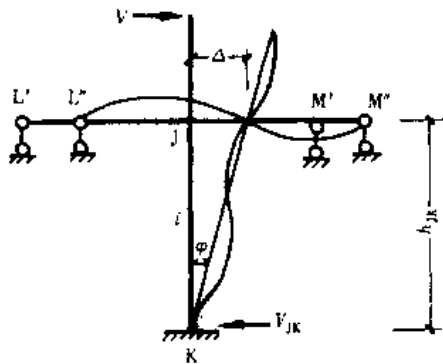


图 2-4

$$M_{JK} = 4i\theta - 6i\varphi \quad (2-13)$$

$$M_{KJ} = 2i\theta - 6i\varphi$$

柱的平衡方程

$$M_{JK} + M_{KJ} = -V_{JK}h_{JK}$$

将式(2-13)代入,可得

$$V_{JK} = \alpha \frac{12i}{h_{JK}} \varphi = D\Delta$$

式中

$$\alpha = 1 - \frac{\theta}{2\varphi} \quad (2-14)$$

注意,因底层与二层转角相差较大,这时不能假定柱 JK 邻近各结点转角相同,但可取如下关系:

系:

$$M_{JK} = -\beta M_{JM'}$$

可看出,系数 β 为二者弯矩的比值。

假定横梁线刚度仍都为 i_l ,则 $M_{JM'} = 6i_l\theta$,并和式(2-13)一起代入上式,可得

$$\theta = \frac{3i}{2i + 3\beta i_l} \varphi \quad (2-15)$$

现仍取 $k = \frac{2i_l}{i}$ 。在工程中, k 通常在 0.3 ~ 5.0 之间变化,经计算表明, $\beta = 0.60 \sim 0.96$,取 β 的加权平均值为 2/3,代入式(2-15)后再将式(2-15)代入式(2-14)得

$$\alpha = \frac{0.5 + k}{2 + k} \quad (2-16)$$

一般地,对于中柱

$$i_l \text{ 取 } \frac{i_5 + i_6}{2} \quad \text{故 } k = \frac{i_5 + i_6}{i} \quad (2-17)$$

对于边柱

$$i_l \text{ 取 } \frac{i_7}{2} \quad \text{故 } k = \frac{i_7}{i} \quad (2-18)$$

当底层柱脚为铰接时,同理可得

$$\alpha = \frac{0.5k}{1 + 2k} \quad (2-19)$$

k 值计算与柱脚固结情况相同。

当同一层中有不等高的柱时,例如,底层柱高不相等,这时,对各柱来说,其水平位移 Δ_1 仍然相等(图 2-5)。对某特殊柱 EF 来说,其剪力为

$$V_1 = \alpha_1 \frac{12E_1 I_1}{h_1^3} \Delta_1 \quad (2-20)$$

故与其余柱相比较,该柱的 D 值用 D_1 表示,为

$$D_1 = \alpha_1 \frac{12E_1 I_1}{h_1^3} \quad (2-21)$$

同层其余柱的计算与一般柱类似。

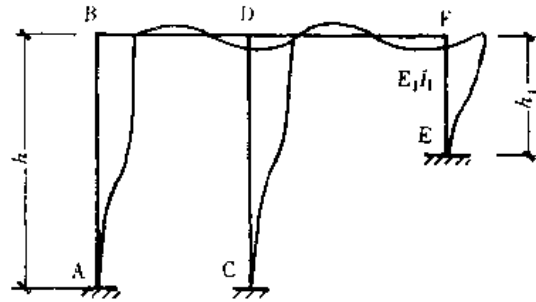


图 2-5

下面将 α 值的计算综合为表 2-1, 以便查用。

表 2-1

层	边 柱	中 柱	α
一般层	$k = \frac{i_1 + i_3}{2i}$	$k = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i}$	$\alpha = \frac{k}{2+k}$
底 层	$k = \frac{i_1}{i}$	$k = \frac{i_1 + i_2}{i}$	$\alpha = \frac{0.5+k}{2+k} \quad (\text{固结})$ $\alpha = \frac{0.5k}{1+2k} \quad (\text{铰接})$

§2.2 反弯点高度比 η 计算

一、标准反弯点高度比 η

柱端剪力求出后, 用此剪力求柱端弯矩, 需要先确定柱的反弯点高度的位置。当梁、柱线刚度之比大于 3 时, 二层及二层以上柱反弯点在柱的中点, 底层柱的反弯点在柱的 $\frac{2}{3}$ 高度处。不然的话, 则要另行确定反弯点的位置, 此时, 可按下述步骤进行。

首先取图 2-6(a) 所示的标准半刚架, 即假定横梁反弯点在跨中, 框架层高和梁的线刚度相等。计算时可选取图 2-6(b) 所示的力法计算简图, 由力法算出各结点的约束弯矩 M_m , 因图 2-6(a) 中荷载作用下的层间剪力 V_m 是已知的, 于是, 标准反弯点高度比 η_0 (图 2-7) 为

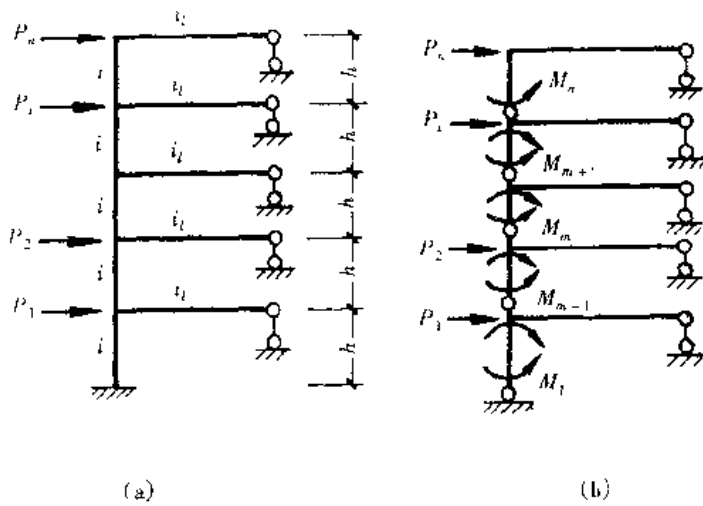


图 2-6

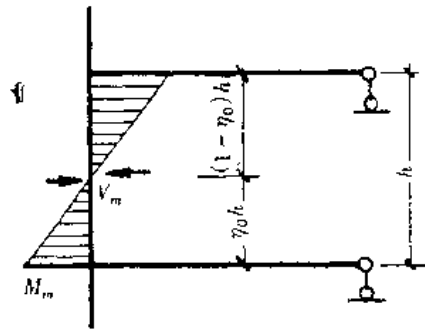


图 2-7

$$\eta_0 = \frac{M_m}{V_m h} \quad (2-22)$$

计算出的均布荷载和倒三角形荷载作用下的 η_0 值示于表 2-2 和表 2-3 中。表中的 k 值是按半刚架列出的, $k = \frac{2i_c}{i}$

均布荷载作用时各层柱标准反弯点的高度比 η_0

表 2-2

m	$n \backslash k$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2	0.45	0.40	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	1	0.95	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50
3	3	0.15	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	1	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
4	4	-0.05	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.25	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	3	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50

续表

m	k n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
		4	2	0.65	0.55	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50
	1	1.10	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
5	5	-0.20	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	3	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
6	6	-0.30	0.00	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5	0.00	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	4	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
7	7	-0.35	-0.05	0.10	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	6	-0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
8	8	-0.35	-0.15	0.10	0.15	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	7	-0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
9	9	-0.40	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	7	0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	

续表

m	k n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
		9	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
10	10	-0.40	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	9	-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	8	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50
	7	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
		1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55
11	11	-0.40	0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	10	-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	9	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.20	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
		1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55
12	↓1	-0.40	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2	-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	3	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	中间	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	↑1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55

倒三角形荷载作用时标准反弯点的高度比 η_0

表 2-3

m	$n \backslash k$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
		1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55
2	2	0.50	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50
	1	1.00	0.85	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
3	3	0.25	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	2	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.15	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
4	4	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	3	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
5	5	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4	0.20	0.25	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55
6	6	-0.15	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
7	7	-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	6	0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
8	8	-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	7	0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.30	0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50

续表

m	k n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
		8	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55
9	9	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	-0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
10	10	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	9	-0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55
11	11	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	10	-0.05	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	9	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.25	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55
12 以 上	1	-0.30	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2	-0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	3	0.05	0.25	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.15	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50

续表

m	k n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
		12	5	0.25	0.35	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50
以 上 中 间	6	0.30	0.40	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.35	0.40	0.55	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.35	0.45	0.55	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	中间	0.45	0.45	0.55	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.70	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	↑1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55

对于一般的多层多跨框架, 只要将 k 值的计算修改一下就行了, 如同表 2-1 中的 k 值计算。

二、反弯点高度比的修正值

1. 上、下梁刚度变化时的修正值 η_1

如果某柱的上梁与下梁的刚度不相等(图 2-8), 则该柱的反弯点高度比应加上修正值 η_1 。

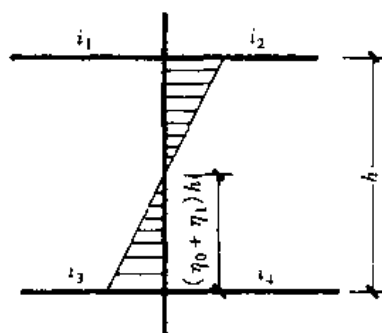


图 2-8

当 $i_1 + i_2 < i_3 + i_4$ 时, 令

$$\alpha_1 = \frac{i_1 + i_2}{i_3 + i_4} \quad (2-23)$$

根据参数 α_1 和 k 的数值, 由表 2-4 查出 η_1 , 这时反弯点往上移。

上、下梁刚度变化时的修正值 η_1

表 2-4

k α ₁	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
0.4	0.55	0.40	0.30	0.25	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05
0.5	0.45	0.30	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05

续表

$k \backslash a_1$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
0.6	0.30	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0
0.7	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0
0.8	0.15	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0
0.9	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

反之,当 $i_3 + i_4 < i_1 + i_2$, 时令

$$\alpha_1 = \frac{i_3 + i_4}{i_1 + i_2} \quad (2-24)$$

仍由表 2-4 查出 η_1 , 这时反弯点往下移, 对于底层, 不考虑修正值 η_1 。

2. 上、下层高度变化时的修正值 η_2 和 η_3

如果上层高度 $h_{上}$ 与本层高度 h 不相等, 则本层反弯点高度比应加上修正值 η_2 , 其值可根据参数 $\alpha_2 = h_{上}/h$ 和 k 的数值由表 2-5 查出。当 $\alpha > 1$ 时, η_2 为正值; 当 $\alpha < 1$ 时, η_2 为负值。对于顶层, 不考虑修正值 η_2 。

上、下层柱高变化时的修正值 η_2 和 η_3

表 2-5

$\alpha_2 \backslash k$	a_2	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
2.0	—	0.25	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0
1.8	—	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0
1.6	0.4	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
1.4	0.6	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.2	0.8	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.8	1.2	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.6	1.4	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.4	1.6	-0.15	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
—	1.8	-0.20	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0
—	2.0	-0.25	-0.15	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0

注: η_2 ——按照 k 及 α_2 求得, 上层较高时为正值; 对于最上层, 不考虑 η_2 修正值。

η_3 ——按照 k 及 α_1 求得, 对于最下层, 不考虑 η_3 修正值。

同理, 如果下层高度 $h_{下}$ 与本层高度 h 不相等, 则本层反弯点高度比应加上修正值 η_3 , 其值可根据参数 $\alpha_3 = h_{下}/h$ 和 k 值由表 2-5 查出。当 $\alpha_3 > 1$ 时, η_3 为负值; 当 $\alpha_3 < 1$ 时, η_3 为正值。对于底层, 不考虑修正值 η_3 。

综上所述, 高层框架反弯点高度比 $\eta = \eta_0 + \eta_1 + \eta_2 + \eta_3$, 但底层不考虑 η_1 和 η_3 , 顶层不考虑 η_2 。

§ 2.3 高层框架结构内力和水平位移计算

一、高层框架结构的内力计算

在 § 2.1 和 § 2.2 中已分别讨论了 D 值和 η 值的计算,有了各柱的 D 值和 η 值,便可很方便地计算各柱的剪力、弯矩和梁的弯矩。高层框架的内力可按如下步骤进行计算。

1. 按表 2-1 所列各式按层计算各柱 k 值和 α 值,进而求出各柱 D 值, $D = \alpha \frac{12i}{h^2}$, 这里, i 代表柱线刚度, h 为层高。

2. 求各柱剪力,例如第 i 层 k 柱的剪力为

$$V_{ik} = \frac{D_{ik}}{\sum_k D_{ik}} V_i \quad (2-25)$$

式中 V_i ——第 i 层总剪力;

$\sum_k D_{ik}$ ——第 i 层各柱 D 值之和。

3. 根据荷载类型及 k 值等,由表 2-2 或表 2-3 查出标准反弯点高度比 η_0 ,再由表 2-4、表 2-5 查出修正值 η_1, η_2, η_3 ,一般情况下,柱的 $\eta = \eta_0 + \eta_1 + \eta_2 + \eta_3$ 。

4. 柱端弯矩

$$M_{ik上} = V_{ik}(1 - \eta)h \quad (2-26)$$

$$M_{ik下} = V_{ik}\eta h \quad (2-27)$$

式中, h 为层高。

5. 梁端弯矩

取某结点处柱端弯矩之和,将该值按结点相关梁的刚度比例分配给梁端。一般结点弯矩图见图 2-9。

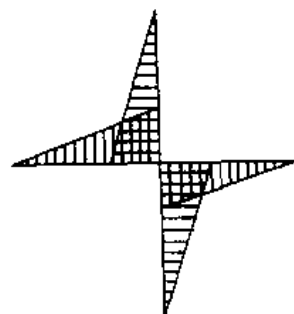


图 2-9

二、高层框架结构水平位移计算

高层框架结构的水平位移主要由两部分组成,第一部分是由梁、柱弯曲变形产生的,第二部分是由柱轴向变形产生的。众所周知,在水平荷载作用下,结构任意楼层高度处均受到水平剪力和总力矩(倾覆力矩)的作用,其中水平剪力由各柱承担,从而在柱和梁中产生弯曲变形(图 2-10(a)),这种情况即为 § 2.1 和 § 2.2 中讨论的,因此, D 值法只考虑了梁、柱的弯曲变形因素。而倾覆力矩却在柱中产生轴向变形(伸长或缩短)(图 2-10(b)),倾覆力矩由柱轴力相平衡。可见,前者产生的水平位移(侧移)沿高度呈剪切形状,后者产生的水平位移则呈弯曲形状。剪切形状位移越靠近框架下部层间水平位移(相邻两层的相对位移)越大,而弯曲形状位移则是靠近顶部层间水平位移越大。在一般情况下,高层框架的水平位移应为前述两部分的叠加,故呈弯(曲)剪(切)变形形状。但一般剪切变形形状是主要的,只有在较高(例如高度超过 50m)的框架中或在高宽比较大时,柱轴向变形的影响才是明显的。下面分别讨论这两种位移的计算。

1. 由梁、柱弯曲变形产生的水平位移 Δ^M

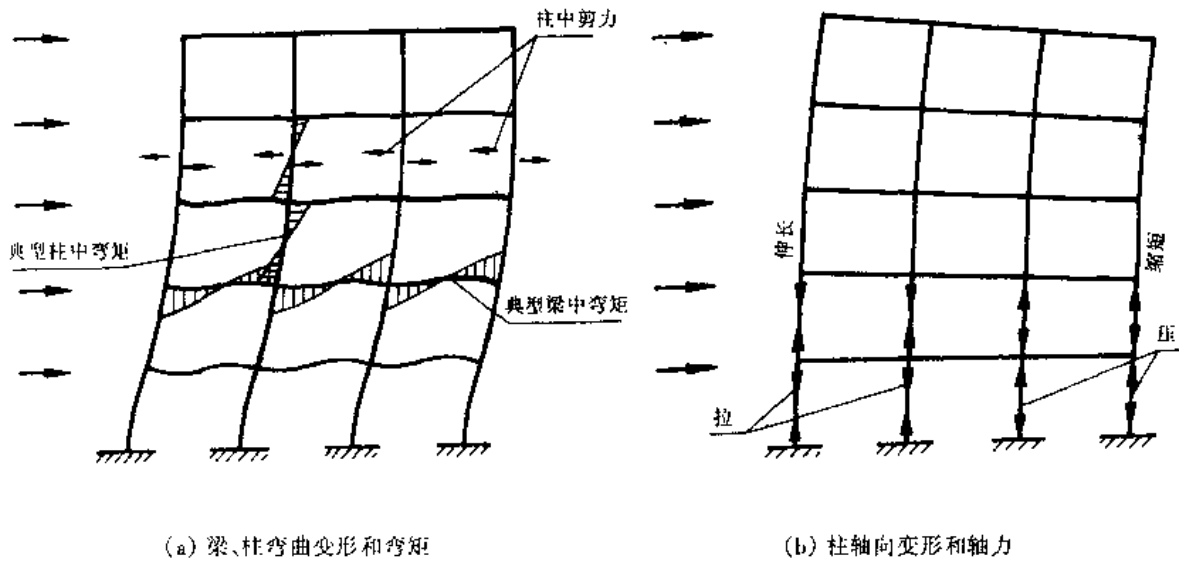


图 2-10 高层框架的水平位移

由式(2-8), D 值的物理意义是, 当只考虑梁、柱弯曲变形时, D 值代表柱产生单位水平线位移所需的剪力。现在如果考虑任意一层, 由多根柱(例如为 m 根)组成, 则该层柱的 D 值用 D_j 表示, 应为该层各柱的 D_i 值之和, 即

$$D_j = \sum_{i=1}^m D_i \quad (2-28)$$

该层柱承担的总剪力用 V_j 表示, 按 D 值的物理含义, 则第 j 层的层间水平位移(或称层间侧移) δ_j^M 为

$$\delta_j^M = \frac{V_j}{D_j} \quad (2-29)$$

于是各楼层处的水平位移(或称侧移) Δ_j^M 应为其以下各楼层层间水平位移之和:

$$\Delta_j^M = \sum_{i=1}^j \delta_i^M \quad (2-30)$$

当总层数为 n 时, 顶层的水平位移 Δ^M 为

$$\Delta^M = \sum_{j=1}^n \delta_j^M \quad (2-31)$$

2. 由柱轴向变形产生的水平位移 Δ^N

由于前述 D 值法只能计及梁、柱的弯曲变形, 在这里, 另介绍一种近似方法, 以便考虑柱轴向变形的情况。

在水平荷载作用下, 框架边柱轴力较大, 中部各柱一般轴力较小, 因此, 在近似计算中, 忽略中部各柱轴向变形对水平位移的影响。

假设框架总高为 H , 底部为坐标原点, 竖轴为 z 轴。这里, 以较简单的仅在顶部有水平力 F

作用为例, 推导顶点水平位移 Δ^N 的表达式(图 2-11)。

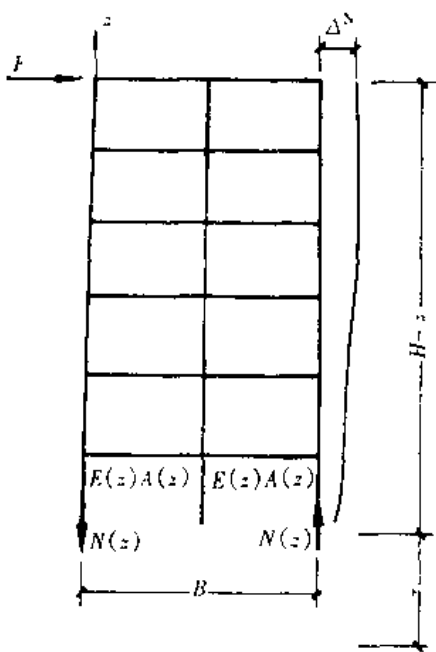


图 2-11

这时,边柱的轴力近似为

$$N(z) = \pm \frac{M(z)}{B}$$

式中 $M(z)$ ——上部水平荷载在 z 高度处产生的弯矩;

B ——外柱轴线之间的距离。

顶点在集中荷载作用下,柱轴力为

$$N(z) = \frac{F(H-z)}{B} \quad (2-32)$$

假定顶点水平位移用 Δ^N 表示,由结构力学功能原理,外力所作的功 $\frac{1}{2} F\Delta^N$ 应等于两边柱的应变能,即

$$\frac{1}{2} F\Delta^N = 2 \times \frac{1}{2} \int_0^H N(z) \frac{N(z)}{E(z)A(z)} dz \quad (2-33)$$

将式(2-32) $N(z)$ 的表达式代入式(2-33)中,得

$$\Delta^N = 2 \int_0^H \frac{F(H-z)^2}{B^2 E(z)A(z)} dz \quad (2-34)$$

现假定边柱轴向刚度沿竖向线性变化(若沿高度弹性模量为常数时,实际上是随截面积线性变化),例如,底层轴向刚度为 $E_1 A_1$,顶层刚度为 $E_2 A_2$,则在 z 高度的刚度 $E(z)A(z)$ 为

$$E(z)A(z) = E_1 A_1 \left[1 - (1-S) \frac{z}{H} \right] \quad (2-35)$$

式中 $S = \frac{E_2 A_2}{E_1 A_1}$ ——顶层与底层边柱轴向刚度比值。 (2-36)

将式(2-35)代入(2-34)中,式(2-34)变为

$$\Delta^N = 2 \int_0^H \frac{F(H-z)^2}{E_1 A_1 \left[1 - (1-S) \frac{z}{H} \right] B^2} dz$$

上式经积分后得

$$\Delta^N = \frac{FH^3}{E_1 A_1 B^2} \left[\frac{1-4S+3S^2-2S^2 \ln S}{(1-S)^3} \right] = \frac{V_0 H^3}{E_1 A_1 B^2} \eta^N \quad (2-37)$$

式中 $\eta^N = \frac{1-4S+3S^2-2S^2 \ln S}{(1-S)^3}$; (2-38)

V_0 ——底部剪力。

同理可得均布荷载和倒三角形荷载作用下的顶点侧移 Δ^N ,其表达式与式(2-37)相同,但 η^N 分别为

$$\eta^N = \begin{cases} \frac{2-9S+18S^2-11S^3+6S^3 \ln S}{6(1-S)^4} & \text{(均布荷载)} \\ \frac{2}{3} \left[\frac{2 \ln S}{S-1} + \frac{5(1-S+\ln S)}{(S-1)^2} + \frac{(4.5-6S+1.5S^2+3 \ln S)}{(S-1)^3} + \frac{\left(-\frac{11}{6} + 3S - 1.5S^2 + \frac{1}{3} S^3 - \ln S \right)}{(S-1)^4} \right. \\ \left. + \frac{\left(-\frac{25}{12} + 4S - 3S^2 + \frac{4}{3} S^3 - \frac{S^4}{4} - \ln S \right)}{(S-1)^5} \right] & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases} \quad (2-39)$$

式中, S 的表达式仍为式(2-36), 为便于计算, 现据 S 的值, 将式(2-38)和(2-39)列成数据表, 供直接查用, 见表 2-6。

η^N 数值

表 2-6

S	顶点集中荷载	均布荷载	倒三角形荷载
0.00	1.0000	0.3333	0.5000
0.05	0.9592	0.3256	0.4872
0.10	0.9273	0.3188	0.4761
0.15	0.9002	0.3127	0.4661
0.20	0.8764	0.3071	0.4570
0.25	0.8551	0.3019	0.4486
0.30	0.8359	0.2970	0.4409
0.35	0.8152	0.2925	0.4336
0.40	0.8019	0.2882	0.4268
0.45	0.7867	0.2842	0.4204
0.50	0.7725	0.2803	0.4143
0.55	0.7593	0.2767	0.4085
0.60	0.7467	0.2732	0.4030
0.65	0.7349	0.2699	0.3978
0.70	0.7237	0.2667	0.3928
0.75	0.7131	0.2636	0.3880
0.80	0.7029	0.2607	0.3834
0.85	0.6932	0.2579	0.3789
0.90	0.6840	0.2551	0.3747
0.95	0.6751	0.2525	0.3700
1.00	0.6667	0.2500	0.3666

应该说, D 值法仍属于一种近似法, 无论是在推导 D 值时, 还是在推导 η 值时, 都作了一些假定, 但实际的框架结构并不完全符合这些假定。此外, D 值法的对象是平面框架, 总的来说, 对高层平面框架结构在水平荷载作用下的结果是令人满意的, 故 D 值法应用较广泛。 D 值法是由日本学者武藤清提出的。

例 2-1 用 D 值法求作图 2-12 所示八层现浇钢筋混凝土框架在水平风荷载作用下的 M 图。已知: 各梁线刚度 $i_l = 2.08 \times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 底层各柱线刚度 $i_{c1} = 3.9 \times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 其余层各柱 $i_{c2} = 4.42 \times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。

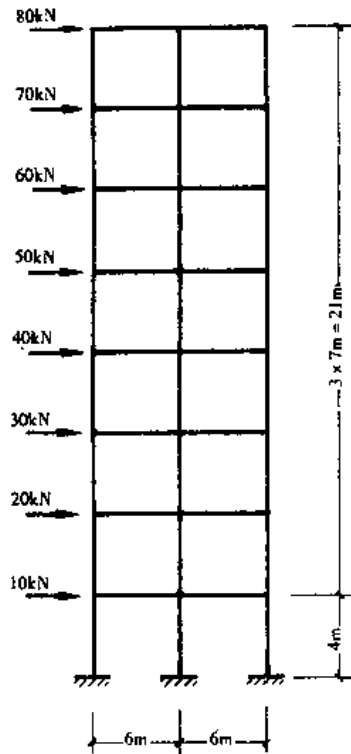


图 2-12

解

1. 求 k, a, D 值
列表计算如下:

计算值		2~8层	底层
边柱	k	$\frac{2 \times 2.08 \times 10^4}{2 \times 4.42 \times 10^4} = 0.47$	$\frac{2.08 \times 10^4}{3.9 \times 10^4} = 0.53$
	a	$\frac{0.47}{2 + 0.47} = 0.19$	$\frac{0.5 + 0.53}{2 + 0.53} = 0.41$
	D	$0.19A$	$0.41B$
中柱	k	$\frac{4 \times 2.08 \times 10^4}{2 \times 4.42 \times 10^4} = 0.94$	$\frac{2 \times 2.08 \times 10^4}{3.9 \times 10^4} = 1.07$
	a	$\frac{0.94}{2 + 0.94} = 0.32$	$\frac{0.5 + 1.07}{2 + 1.07} = 0.51$
	D	$0.32A$	$0.51B$
ΣD		$0.70A$	$1.33B$

注: $A = \frac{12 \times 4.42 \times 10^4}{3^3} = 5.89 \times 10^4 (\text{kN/m})$

$B = \frac{12 \times 3.9 \times 10^4}{4^3} = 2.93 \times 10^4 (\text{kN/m})$

2. 分配系数 μ 及各柱剪力

(1) 分配系数 μ

2~8层 边柱: $\mu = \frac{0.19A}{0.70A} = 0.271$

中柱: $\mu = \frac{0.32A}{0.70A} = 0.457$

底层 边柱: $\mu = \frac{0.41B}{1.33B} = 0.308$

中柱: $\mu = \frac{0.51B}{1.33B} = 0.383$

(2) 各柱剪力

列表计算如下:

层	柱	层总剪力(kN)	柱剪力(kN)	层	柱	层总剪力(kN)	柱剪力(kN)
8	边柱	80	21.68	4	边柱	300	81.30
	中柱		36.56		中柱		137.10
7	边柱	150	40.65	3	边柱	330	89.43
	中柱		68.55		中柱		105.81
6	边柱	210	56.91	2	边柱	350	94.85
	中柱		95.97		中柱		159.95
5	边柱	260	70.46	1	边柱	360	110.88
	中柱		118.82		中柱		137.88

3. 反弯点高度比

列表进行计算,按倒三角形荷载情况查表 2-3。

层	边 柱					中 柱				
	η_0	a_1/η_1	a_2/η_2	a_3/η_3	η	η_0	a_1/η_1	a_2/η_2	a_3/η_3	η
8	0.23	1/0	—	1/0	0.23	0.35	1/0	—	1/0	0.35
7	0.35	1/0	1/0	1/0	0.35	0.42	1/0	1/0	1/0	0.42
6	0.40	1/0	1/0	1/0	0.40	0.45	1/0	1/0	1/0	0.45
5	0.45	1/0	1/0	1/0	0.45	0.45	1/0	1/0	1/0	0.45
4	0.45	1/0	1/0	1/0	0.45	0.50	1/0	1/0	1/0	0.50
3	0.50	1/0	1/0	1/0	0.50	0.50	1/0	1/0	1/0	0.50
2	0.55	1/0	1/0	1.33/-0.03	0.52	0.50	1/0	1/0	1.33/0	0.50
1	0.73	1/0	0.75/-0.02	—	0.71	0.65	—	0.75/0	—	0.65

4. 绘 M 图

各柱下端按 $M_{\text{下}} = V\eta h$, 上端按 $M_{\text{上}} = V(1 - \eta)h$ 计算, 梁端 M 用结点平衡求出。最后绘于图 2-13。

例 2-2 求例 2-1 中框架由梁、柱弯曲变形产生的层间水平位移和顶点位移, 以及由柱轴向变形产生的顶点位移。

解

1. 由梁、柱弯曲变形产生的水平位移

(1) 层间水平位移

各层间侧向刚度, 即各层总的 D 值为

$$2 \sim 8 \text{ 层: } D_2 \sim D_8 = 0.70A = 0.70 \times 5.89 \times 10^4 = 4.123 \times 10^4 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{底 层: } D_1 = 1.33B = 1.33 \times 2.93 \times 10^4 = 3.897 \times 10^4 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

故层间位移为

$$\delta_8^M = \frac{80}{D_8} = \frac{80}{4.123 \times 10^4} = 0.194 \times 10^{-2} (\text{m})$$

$$\delta_7^M = \frac{150}{D_7} = \frac{150}{4.123 \times 10^4} = 0.364 \times 10^{-2} (\text{m})$$

同理

$$\delta_6^M = 0.510 \times 10^{-2} (\text{m}) \quad \delta_5^M = 0.63 \times 10^{-2} (\text{m})$$

$$\delta_4^M = 0.728 \times 10^{-2} (\text{m}) \quad \delta_3^M = 0.801 \times 10^{-2} (\text{m})$$

$$\delta_2^M = 0.850 \times 10^{-2} (\text{m}) \quad \delta_1^M = \frac{360}{3.897 \times 10^4} = 0.924 \times 10^{-2} (\text{m})$$

(2) 顶点位移

$$\begin{aligned} \Delta^M &= \delta_1^M + \delta_2^M + \cdots + \delta_8^M \\ &= 5.002 \times 10^{-2} (\text{m}) \end{aligned}$$

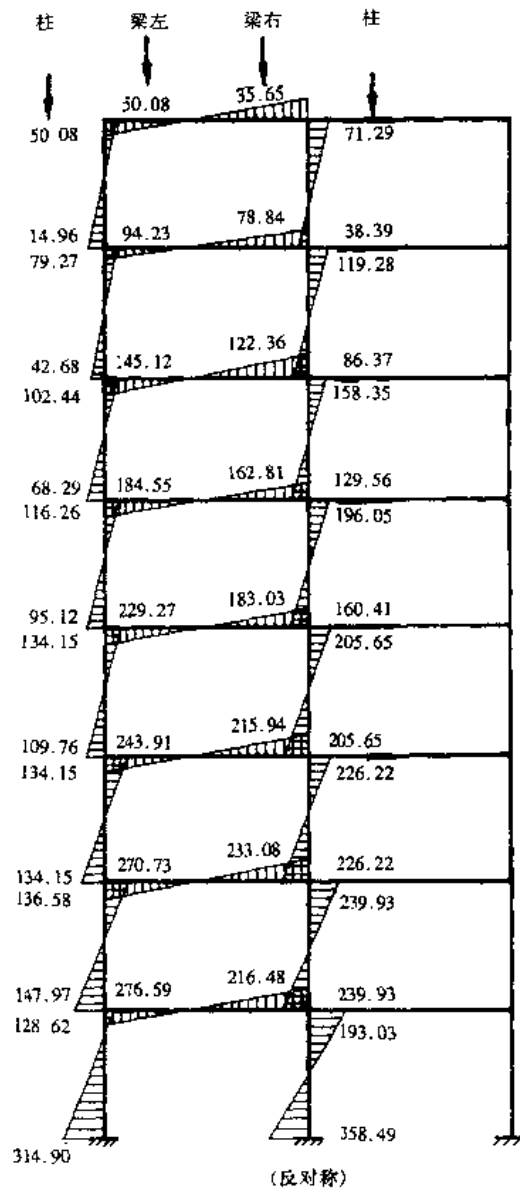


图 2-13

$$= 5.002(\text{cm})$$

2. 由柱轴向变形产生的顶点位移

在例 2-1 中,已知底层柱线刚度对应的弹性模量为 $2.50 \times 10^7 \text{kN/m}^2$,截面尺寸为 $0.45\text{m} \times 0.55\text{m}$;二层及二层以上柱线刚度对应的弹性模量为 $2.125 \times 10^7 \text{kN/m}^2$,截面尺寸为 $0.45\text{m} \times 0.55\text{m}$ 。于是,由式(2-36),有

$$S = \frac{2.125 \times 10^7 \times 0.45 \times 0.55}{2.50 \times 10^7 \times 0.45 \times 0.55} = 0.85$$

查表 2-6,得 $\eta^N = 0.3789$ (按倒三角形荷载)

底层总剪力 $V_0 = 360(\text{kN})$

总高 $H = 25(\text{m})$

由式(2-37),由柱轴向变形产生的顶点水平位移为

$$\Delta^N = \frac{360 \times 25^3}{2.5 \times 10^7 \times 0.2475 \times 12^2} \times 0.3789$$

$$= 0.00239(\text{m})$$

$$= 0.239(\text{cm})$$

是由梁、柱弯曲变形产生的位移(5.002cm)的 1/21。

故框架顶部总侧移为 $\Delta = \Delta^M + \Delta^N = 5.241(\text{cm})$ 。

验算侧向刚度： $\Delta/H = \frac{5.241}{25.0 \times 100} = \frac{1}{477} > u/H = \frac{1}{550}$ (表 1-6)。说明顶点侧移不满足，需修改框架的截面尺寸等。同理，可验算层间侧移满足否。

第三章 剪力墙结构体系的简化计算方法

剪力墙结构体系是由一系列纵向、横向剪力墙及楼盖组成的空间盒子结构体系(图 3-1),承受着竖向和水平荷载。在竖向荷载作用下,各片剪力墙的受力比较简单,也容易分析,但在水平荷载作用下则不同。作为简化分析方法,可认为剪力墙在其自身竖向平面内的刚度很大而在其平面之外的刚度又极小,平面外的刚度可以忽略。这样,可把纵、横方向的剪力墙分别加以考虑,化空间结构为平面结构处理,使在水平荷载作用下剪力墙体系的内力和位移计算大为简化。

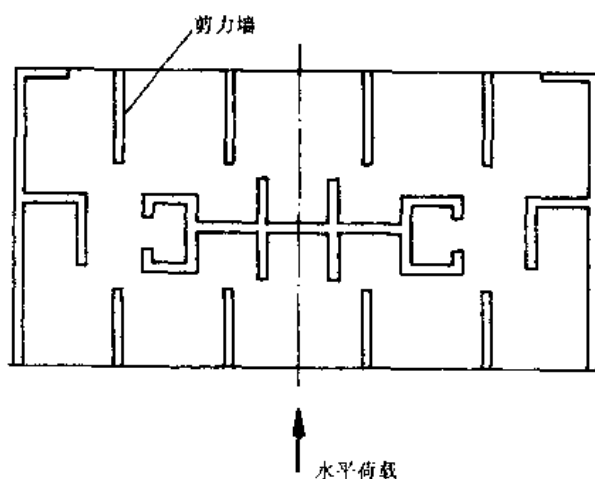
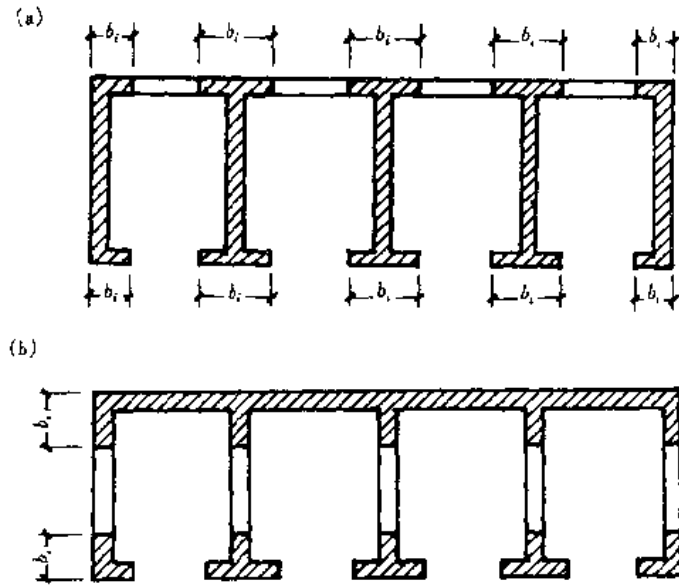


图 3-1 剪力墙结构平面图

实际上,剪力墙结构体系纵、横两个方向各片剪力墙是分别相互连在一起的,各片剪力墙的截面特性应计及纵、横墙的共同工作,即纵墙的一部分可作为横墙的有效翼缘(图 3-2(a)),横墙的一部分也可作为纵墙的有效翼缘(图 3-2(b))。现浇剪力墙翼缘有效宽度 b_f 为:每一侧有效翼缘宽度不大于至洞口边缘的距离;不大于翼缘厚度的 6 倍;也不大于墙间距的 $\frac{1}{2}$ 和总高度的 $\frac{1}{20}$ 。以上四者取最小值作为某一墙的有效翼缘宽度。计及了剪力墙的有效翼缘宽度之后,可使剪力墙结构体系的内力和位移结果更加接近于实际。

由第一章的内容可知,每层楼盖在其自身平面内刚度很大,在水平荷载作用下假定楼盖只发生刚体运动而不变形,且假定荷载作用的合力中心与各楼层剪力墙的刚度中心相重合,建筑物不产生扭转运动,这样,各层总的水平荷载就可按与水平荷载平行各片剪力墙的等效抗弯刚度 EI_{eq} 进行分配,然后分别计算各片剪力墙的内力和位移,因此,在本章以下的内容中,仅讨论不同类型平面剪力墙的内力和位移计算,同时也得到不同类型平面剪力墙等效抗弯刚度 EI_{eq} 的计算方法。

对每一片剪力墙来说,根据其洞口的大小、形状和位置的不同,可分为整体墙、整体小开



(a) 纵墙作为横墙的翼缘(横向水平力作用时);(b) 横墙作为纵墙的翼缘(纵向水平力作用时)

图 3-2 有效翼缘宽度

口墙、双肢和多肢墙、壁式框架(图 3-3)几种类型,根据下部是框架、上部是剪力墙的结构组成还有框支剪力墙结构体系。不同类型的剪力墙,其变形和受力特性是不同的,因而所采用的力学计算模型和计算方法也是不一样的。下面分别介绍各种类型单片剪力墙在水平荷载作用下的内力和位移计算,关于如何区分各类剪力墙的方法则放在本章最后一节进行介绍。

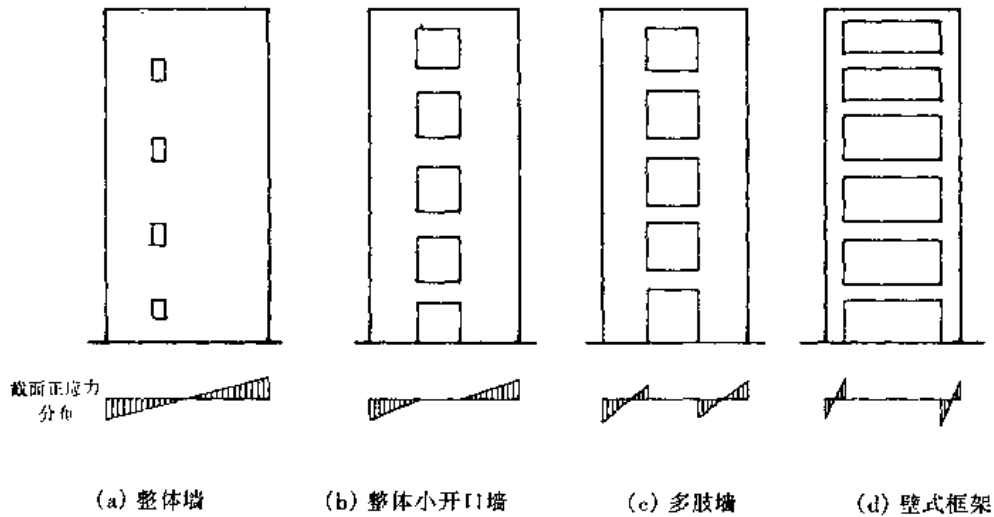


图 3-3 剪力墙结构体系的类型

§ 3.1 整体墙的内力和侧移计算

实用上,整体墙是指:

1. 不开洞或虽开洞口(图 3-3(a)),但开孔面积与整个墙面积之比值不大于 0.16;
2. 开孔之间的净距及洞边至墙边的距离大于洞口长边的尺寸。

整体墙的受力性能如同一个整体的悬臂梁一样,截面变形后仍符合平截面假定(图 3-4)。

一、内力

整截面剪力墙的内力可按上端自由、下端固定的悬臂构件,用材料力学公式进行计算。

二、侧移

整截面剪力墙的侧移,如墙顶端处的侧向位移,同样用材料力学的公式计算,但因墙的截面较高,故应计及剪切变形对位移的影响,在开有洞口时,还应考虑洞口使位移增大的因素。

整截面剪力墙顶点的侧移量 Δ 可按以下公式计算。

当均布荷载作用时:

$$\Delta = \frac{V_0 H^3}{8EI_w} \left(1 + \frac{4\mu EI_w}{GA_w H^2} \right) \quad (3-1)$$

当倒三角形荷载作用时:

$$\Delta = \frac{11V_0 H^3}{60EI_w} \left(1 + \frac{3.67\mu EI_w}{GA_w H^2} \right) \quad (3-2)$$

当集中荷载作用于墙顶时:

$$\Delta = \frac{V_0 H^3}{3EI_w} \left(1 + \frac{3\mu EI_w}{GA_w H^2} \right) \quad (3-3)$$

式中 V_0 ——在墙底处($z=0$)的总剪力值;

H ——剪力墙总高度;

A_w ——考虑洞口影响的剪力墙水平截面的折算面积;

$$A_w = Bt \left(1 - 1.25 \sqrt{\frac{A_{op}}{A_f}} \right) \quad (3-4)$$

t, B ——分别为剪力墙水平截面的宽度和高度(图 3-4);

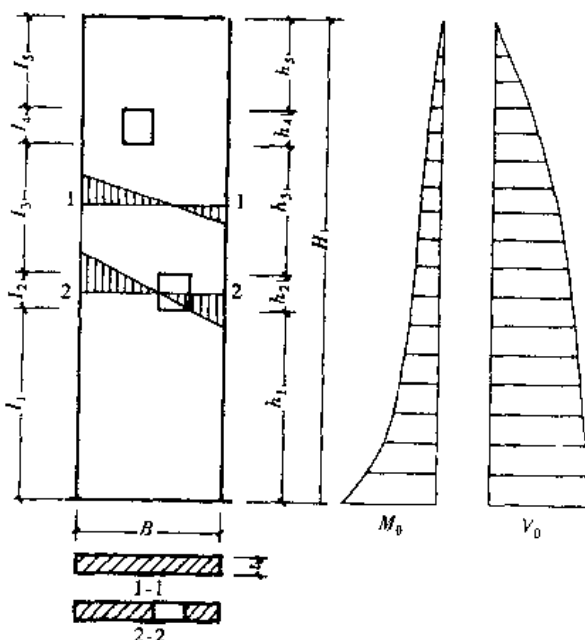


图 3-4 整截面剪力墙及内力图

G ——剪切模量；

A_{op}, A_f ——分别为剪力墙的洞口和剪力墙的总立面面积；

μ ——剪应力分布不均匀系数, 矩形截面 $\mu = 1.2$ ；

I_w ——考虑孔洞影响的剪力墙水平截面的折算惯矩；

$$I_w = \frac{\sum I_i h_i}{\sum h_i} = \frac{\sum I_i h_i}{H} \quad (3-5)$$

I_i ——剪力墙沿竖向各段(有洞截面及无洞截面)水平截面的组合截面惯性矩；

h_i ——剪力墙沿竖向各段相应的高度(图 3-4)；

EI_w ——剪力墙的折算抗弯刚度；

E ——混凝土弹性模量；

H ——建筑物总高。

以后为了计算方便, 常将顶点水平位移写成如下形式:

$$\Delta = \begin{cases} \frac{1}{8} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (\text{均布荷载}) \\ \frac{11}{60} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (\text{倒三角形荷载}) \\ \frac{1}{3} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (\text{顶点集中荷载}) \end{cases} \quad (3-6)$$

即完全用只考虑弯曲变形的形式写出。这里, EI_{eq} 分别为

$$EI_{eq} = \frac{EI_w}{1 + \frac{4\mu EI_w}{GA_w H^2}} \quad (\text{均布荷载})$$

$$EI_{eq} = \frac{EI_w}{1 + \frac{3.64\mu EI_w}{GA_w H^2}} \quad (\text{倒三角形荷载})$$

$$EI_{eq} = \frac{EI_w}{1 + \frac{3\mu EI_w}{GA_w H^2}} \quad (\text{顶点集中荷载})$$

实际上, 上述三个式子相差并不大, 可近似取其平均值, 写成统一的公式, 并以 $G = 0.42E$ 代入, 则可近似地写成

$$EI_{eq} = \frac{EI_w}{1 + \frac{9\mu I_w}{A_w H^2}} \quad (3-7)$$

§ 3.2 整体小开口墙的内力和侧移计算

所谓整体小开口墙, 是指门窗洞口沿竖向成列布置, 洞口的总面积虽超过了墙总面积的 0.16, 但总的说来洞口仍很小的开孔剪力墙(具体划分条件, 详见 § 3.6)。通过光弹性试验和钢筋混凝土模型试验, 发现这种整体小开口剪力墙在水平荷载作用下的受力性能接近于

整截面剪力墙,它的截面在受力后仍能基本上保持平面,正应力分布图形也大体上保持直线分布(图 3-3(b)),在各墙肢中仅有少量的局部弯矩;沿墙肢的高度方向上,大部分楼层中的墙肢不应有反弯点。从整体看,剪力墙仍类似于一个竖向悬臂杆件,显然,这些就为利用材料力学公式计算整体小开口剪力墙的内力和侧移提供了前提,然后再考虑局部弯曲应力的影响,作一些修正,则整体小开口剪力墙的内力和侧移计算即可解决。

一、内力

先将整个整体小开口墙作为一个悬臂杆件,按材料力学公式算出标高 z 处的总截面所承受的总弯矩 M_{pz} 和总剪力 V_{pz} 和底层总剪力 V_0 (图 3-5)。

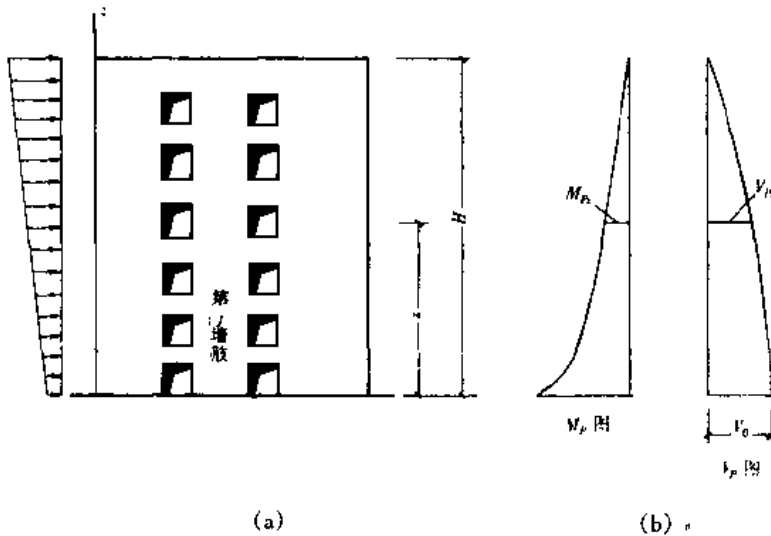


图 3-5

其次,将总弯矩 M_{pz} 分为两部分:其一是对应于产生整体弯曲的总弯矩 M'_{pz} ,其二是墙肢本身产生局部弯曲的总弯矩 M''_{pz} ,大小为

$$\begin{aligned} M'_{pz} &= 0.85M_{pz} \\ M''_{pz} &= 0.15M_{pz} \end{aligned} \quad (3-8)$$

接下来,可分别求出各墙肢的内力。

1. 第 j 墙肢的弯矩

先计算第 j 墙肢的整体弯矩:

$$M'_{ij} = M'_{pz} \frac{I_j}{J} = 0.85M_{pz} \frac{I_j}{J} \quad (3-9)$$

式中 I_j ——墙肢 j 的截面惯性矩;

J ——组合截面惯性矩;

第 j 墙肢的局部弯矩为

$$M''_{ij} = M''_{pz} \frac{I_j}{I} = 0.15M_{pz} \frac{I_j}{I} \quad (3-10)$$

第 j 墙肢的全部弯矩为(图 3-6)

$$M_{sj} = M'_{sj} + M''_{sj} = 0.85M_{pz} \frac{I_j}{J} + 0.15M_{pz} \frac{I_j}{J} \quad (3-11)$$

式中, $I = \sum I_j$ 。

2. 第 j 墙肢的剪力

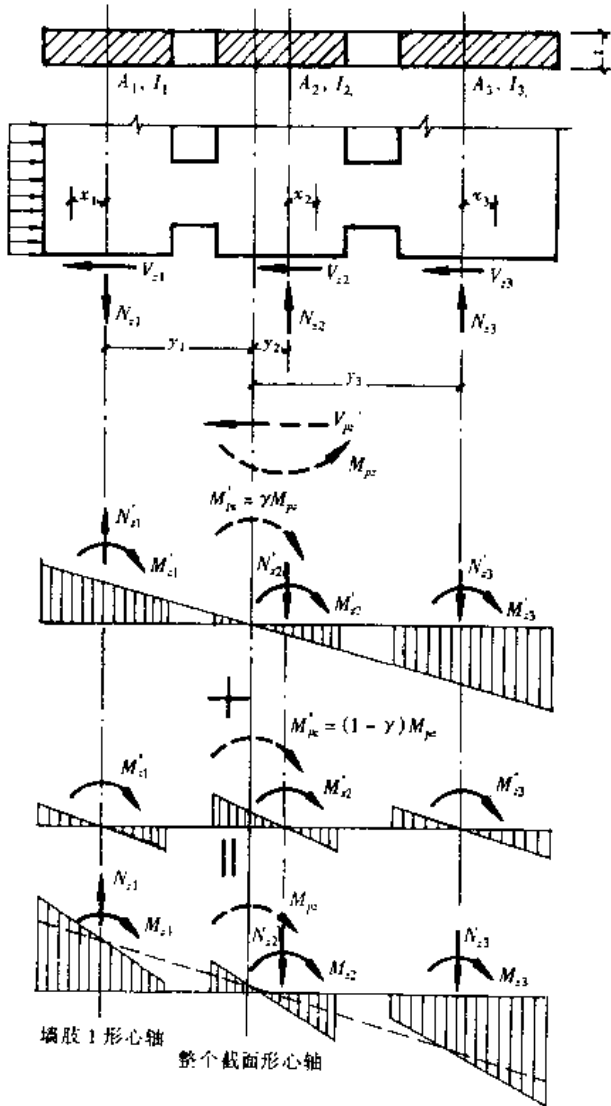
为了求得各墙肢剪力,需将总剪力 V_{pz} 分配给各墙肢,第 j 墙肢分配的剪力 V_{sj} 可采用如下方法计算:

对底层,墙肢剪力按墙肢截面积分配,即

$$V_{sj} = V_0 \frac{A_j}{A} \quad (3-12)$$

对于其他各层,墙肢剪力应由墙肢截面上的剪应力的合力求得,但计算较繁冗,且边墙肢结果偏小,故一般采用如下近似方法计算:

$$V_{sj} = \frac{1}{2} V_{pz} \left(\frac{A_j}{A} + \frac{I_j}{I} \right) \quad (3-13)$$



墙肢剪力也可统一采用式(3-13)计算。

式(3-12)和(3-13)中, $A = \sum A_j$

3. 第 j 墙肢的轴力

各墙肢的轴力,可理解为由于整体弯曲使该墙肢产生正应力,其正应力的合力就是该墙肢的轴力(图 3-6):

$$\begin{aligned} N_{sj} &= N'_{sj} = \int_{A_j} \frac{M'_{pz}(y_j + x_j)}{J} dA \\ &= \frac{0.85M_{pz}}{J} \left[\int_{A_j} y_j dA + \int_{A_j} x_j dA \right] \\ &= \frac{0.85M_{pz}}{J} A_j y_j \end{aligned} \quad (3-14)$$

式中 y_j ——墙肢 j 的截面形心至剪力墙组合截面形心之间的距离;

x_j ——微面积 dA 的形心至墙肢 j 的截面形心间的距离。

局部弯曲并不在各墙肢中产生轴力,计算时不必考虑。

由图 3-6 可知,剪力墙总弯矩的平衡条件为

$$M_{pz} = \sum_i M_{sj} + \sum_j N_{sj} y_j \quad (3-15)$$

整体小开口墙连系梁的剪力可由上、下墙肢的轴力差计算。

二、侧移

整体小开口墙的侧移量可与整截面剪

图 3-6 小开口剪力墙墙肢内力

力墙的计算一样,但由于洞口对侧移的影响稍大,使墙的整体截面的等效抗弯刚度有所减弱,因此利用式(3-7)计算等效抗弯刚度 EI_{eq} 时, I_w 及 A_w 需按下式考虑,即

$$I_w = J/1.2, \quad A_w = \sum_j A_j = A \quad (3-16)$$

上式中, J 为组合截面惯性矩,系数 1.2 是考虑开口对刚度的折减。有了等效抗弯刚度 EI_{eq} , 利用式(3-6)即可求出顶点水平位移(侧移) Δ 值。

此外,若在小开口剪力墙中,多数墙肢基本均匀,但个别墙肢相差很大,会出现个别细小墙肢的情况,这时,仍按整体小开口墙计算内力,但对于小墙肢端部的弯矩宜考虑局部弯曲的影响,附加的局部弯矩为

$$\Delta M_j = V_j \frac{h_0}{2} \quad (3-17)$$

最后,该墙肢的弯矩为

$$M_j = M_{j0} + \Delta M_j \quad (3-18)$$

式中 ΔM_j ——由于小墙肢局部弯曲增加的弯矩;

V_j ——墙肢 j 的剪力,按小开口墙算得;

h_0 ——洞口高度;

M_{j0} ——按整体小开口墙计算的墙肢弯矩。

例 3-1 小开口剪力墙计算例。

如图 3-7 示一开口剪力墙体系,层高皆为 2.9m,共 12 层,弹性模量 $E = 2.6 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, 剪切模量 $G = 0.425E$,其余尺寸见图,试求在水平地震作用下:

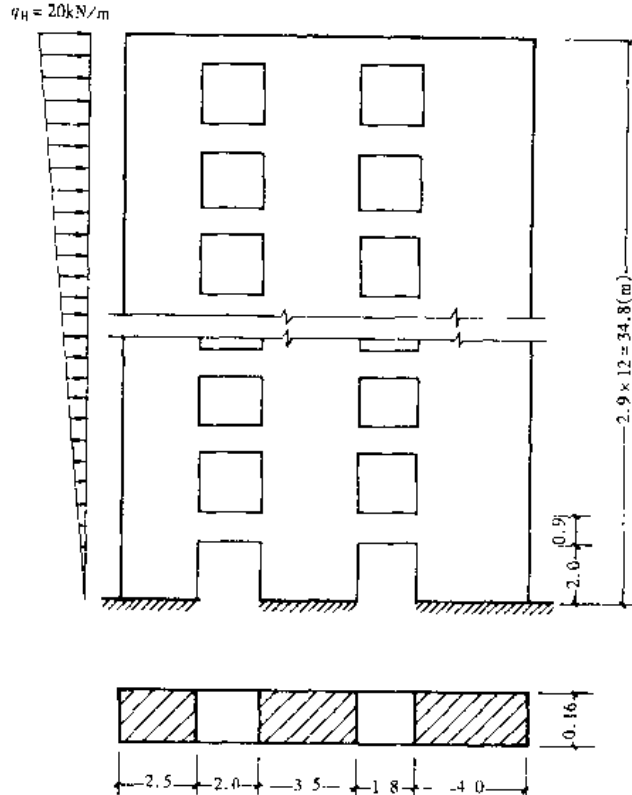


图 3-7

1. 判别该剪力墙的类型;
2. 求顶点侧移;
3. 求各墙肢的弯矩、剪力和轴力。

解

1. 判别类型(见 § 3.6)

计算几何特性

$$I_1 = \frac{1}{12} \times 0.16 \times 2.5^3 = 0.2083(\text{m}^4)$$

$$I_2 = \frac{1}{12} \times 0.16 \times 3.5^3 = 0.5717(\text{m}^4)$$

$$I_3 = \frac{1}{12} \times 0.16 \times 4^3 = 0.8533(\text{m}^4)$$

有关参数一并列表如下(见表 3-1):

表 3-1

	1	2	3	Σ
A_j	0.4	0.56	0.64	1.6
I_j	0.2083	0.5717	0.8533	1.633
I_j/I	0.1276	0.35	0.5224	—
A_j/A	0.25	0.35	0.40	—

$$\text{中性轴: } y_0 = \frac{(2.5 \times 1.25 + 3.5 \times 6.25 + 4 \times 11.8) \times 0.16}{1.6} = 7.22(\text{m})$$

$$\text{组合截面惯性矩: } J = 1.6333 + 0.16(2.5 \times 5.97^2 + 3.5 \times 0.97^2 + 4.0 \times 4.58^2) = 29.8415(\text{m}^4)$$

梁的折算抗弯刚度:

$$I_{10} = I_{20} = \frac{1}{12} \times 0.16 \times 0.9^3 = 0.00972(\text{m}^4)$$

$$I_{11} = \frac{0.00972}{1 + \frac{30 \times 1.2 \times 0.00972}{0.16 \times 0.9 \times 2.45^2}} = 0.00706(\text{m}^4)$$

$$I_{12} = \frac{0.00972}{1 + \frac{30 \times 1.2 \times 0.00972}{0.16 \times 0.9 \times 2.25^2}} = 0.00671(\text{m}^4)$$

$$\begin{aligned} \text{由式(3-55)} \quad \alpha &= \sqrt{\frac{12}{0.8 \times 2.9 \times 1.6333} \times \left(\frac{0.00706 \times 5^2}{2.45^3} + \frac{0.00671 \times 5.55^2}{2.25^3} \right)} \times 34.8 \\ &= 0.3090 \times 34.8 \\ &= 10.753 > 10 \end{aligned}$$

$$\text{且由式(3-56)} \quad I_n = J - I = 29.8415 - 1.6333 = 28.208$$

$$I_n/J = 28.208/29.8415 = 0.9453 < \zeta = 0.965 (\zeta \text{ 值查表 3-14})$$

所以,整体属小开口剪力墙,应按整体小开口墙计算。

2. 顶点侧移

$$I_w = J/1.2 = \frac{1}{1.2} \times 29.8415 = 24.8679(\text{m}^4)$$

$$I_{eq} = \frac{24.8679}{1 + \frac{3.64 \times 1.2 \times 23.8732}{34.8^2 \times 0.425 \times 1.6}} = 22.0734 (\text{m}^4)$$

(注:式中已用 $G = 0.425E$)

$$\therefore \Delta = \frac{11 \times 0.5 \times 20 \times 34.8 \times 34.8^3}{60 \times 22.0734 \times 2.6 \times 10^7} = 0.00468 (\text{m}) = 0.468 (\text{cm})$$

$$\frac{\Delta}{H} = \frac{0.00468}{34.8} = \frac{1}{7428} < u/H = \frac{1}{900} \text{ (见表 1-6)}$$

顶点位移满足。

3. 墙肢内力

(1) 墙肢剪力

$$V_p(\xi) = \frac{1}{2} q_H H (1 - \xi^2) (\xi = z/H, \text{坐标向上为正方向})$$

$$\therefore V_j(\xi) = \frac{1}{2} V_p(\xi) \left(\frac{A_j}{A} + \frac{I_j}{I} \right) \text{ (参照表 3-1 数据计算)}$$

$$V_j(0) = V_p(0) \frac{A_j}{A}$$

(2) 墙肢弯矩

$$M_p(\xi) = \frac{1}{3} q_H H^2 (1 + 0.5\xi) (1 - \xi)^2 \text{ (坐标向上为正)}$$

$$M_j(\xi) = M_p(\xi) \left[0.85 \frac{I_j}{I} + 0.15 \frac{I_j}{I} \right]$$

对本题: $I_1/J = 0.00698$, 且参照表 3-1

$$M_1(\xi) = 0.02507 M_p(\xi)$$

$I_2/J = 0.01916$, 且参照表 3-1

$$M_2(\xi) = 0.06879 M_p(\xi)$$

$I_3/J = 0.02859$, 且参照表 3-1

$$M_3(\xi) = 0.10266 M_p(\xi)$$

(3) 墙肢轴力

$$N_j(\xi) = 0.85 M_p(\xi) A_j y_j / J = 0.02848 A_j y_j M_p(\xi)$$

$$\therefore N_1(\xi) = 0.0680 M_p(\xi)$$

$$N_2(\xi) = 0.0155 M_p(\xi)$$

$$N_3(\xi) = 0.08348 M_p(\xi)$$

以上结果列表如下(见表 3-2)。

表 3-2

ξ	$V_p(\text{kN})$	$V_1(\text{kN})$	$V_2(\text{kN})$	$V_3(\text{kN})$	$M_p(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_1(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_2(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_3(\text{kN}\cdot\text{m})$	$y_1(\text{m})$	$N_1(\text{kN})$	$y_2(\text{m})$	$N_2(\text{kN})$	$y_3(\text{m})$	$N_3(\text{kN})$
1.000	0	0	0	0	0	0	0	0	5.97	0	0.97	0	4.58	0
0.917	55.58	10.49	19.45	25.63	81.76	2.05	5.62	8.39	5.97	5.56	0.97	1.27	4.58	6.83
0.833	106.33	20.08	37.22	49.04	317.71	7.96	21.86	32.62	5.97	21.6	0.97	4.92	4.58	26.52
0.750	152.25	28.74	53.29	70.22	693.83	17.39	47.73	71.23	5.97	47.18	0.97	10.75	4.58	57.92
0.667	193.33	36.49	67.67	89.16	1196.09	29.99	82.28	122.79	5.97	81.33	0.97	18.54	4.58	99.85
0.583	229.58	43.34	80.35	105.88	1813.15	45.46	124.73	186.14	5.97	123.29	0.97	28.10	4.58	151.36
0.500	261.00	49.28	91.35	120.37	2523.00	63.25	173.56	259.01	5.97	171.56	0.97	39.11	4.58	210.62
0.417	287.58	54.30	100.65	132.63	3316.23	83.14	228.13	340.45	5.97	225.51	0.97	51.40	4.58	276.84
0.333	309.33	58.40	108.27	142.66	4189.90	105.04	288.22	430.14	5.97	284.91	0.97	64.94	4.58	349.77
0.250	326.25	61.60	114.19	150.47	5109.08	128.09	351.45	524.50	5.97	347.42	0.97	79.19	4.58	426.51
0.167	338.33	63.88	118.42	156.04	6069.95	152.17	417.55	623.14	5.97	412.76	0.97	94.08	4.58	506.72
0.083	345.58	65.25	120.95	159.38	7070.74	181.72	486.40	725.88	5.97	480.81	0.97	109.60	4.58	590.27
0.000	348.00	87.00	121.80	139.20	8073.60	202.39	555.38	828.84	5.97	549.01	0.97	125.14	4.58	673.98

4. 小墙肢修正

墙肢 1 为小墙肢,例如对墙肢 1 底层弯矩的修正:

$$M_{10} = M_{10}(\xi = 0.029) = 7722.5 \times 0.02507 = 193.60(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$\Delta M_1 = 65.25 \times \frac{2.0}{2} = 65.25(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$M_1(0) = 193.60 + 65.25 = 258.85(\text{kN}\cdot\text{m})$$

可见,墙肢局部弯曲的影响还是不小的。墙肢 1 其余楼层的修正类似。

§3.3 多肢剪力墙的内力和侧移计算

平面剪力墙结构往往开有多列洞口,开有一列洞口的,称双肢剪力墙(简称双肢墙);开有多列洞口的,称多肢剪力墙(简称多肢墙),有时称连肢墙。

如果墙上门窗洞口尺寸较大,则整个剪力墙截面上的正应力已不再成直线分布,其受力和变形发生了变化,需采用相应的方法进行分析。现介绍一种常用的微分方程方法,且先重点介绍双肢墙的计算,然后可很方便地得到多肢墙的计算表达式。

一、双肢墙的计算

1. 基本假定

(1) 将每一楼层处的连系梁(图 3-8(a))简化成均布于整个墙高上的众多个栅片(图 3-8(b)),即将仅在楼层标高处才有的有限个连接点看成在整个高度上连续分布的无限个连接点,从而为建立微分方程提供前提;

(2) 忽略连系梁的轴向变形对墙肢水平位移的影响,即假定两个墙肢在同一标高处的

水平位移是相等的；

(3) 假定两个墙肢在同一标高处的转角与曲率都是相等的；

(4) 假定各连系梁的反弯点位于该连系梁的跨中点；

(5) 层高 h 、墙肢惯性矩 I_1, I_2 及截面积 A_1, A_2 ，连同连系梁截面惯性矩 I_0 和截面积 A_0 等参数，沿墙高方向均为常数。这样，建立的是常微分方程，便于求解。

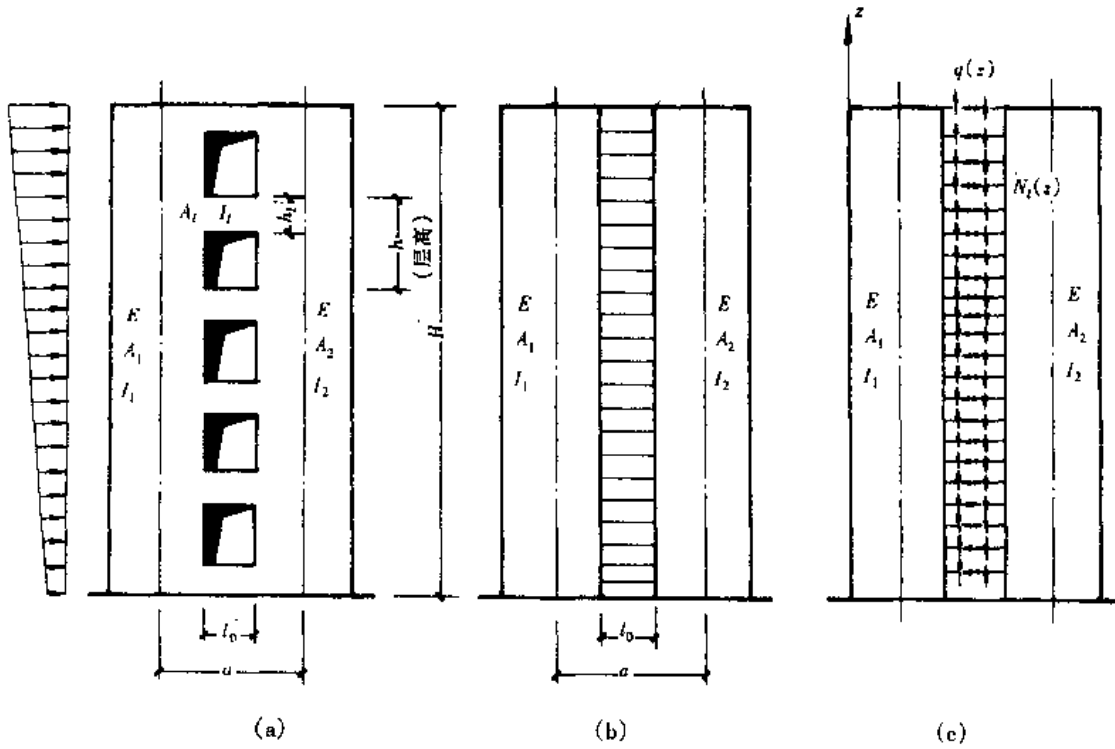


图 3-8

2. 微分方程

将连续化后的连系梁沿中线切开(图 3-8(c))，由于跨中为反弯点，故切开后在截面上只有剪力集度 $q(z)$ 和轴力集度 $N_1(z)$ ，由此构成基本体系。沿连系梁切口处，在外荷载、切口处的轴向力和剪力的共同作用下，沿未知力 $q(z)$ (后面简称为 q) 方向上的相对位移为零。此相对位移由以下几部分组成：

(1) 由墙肢弯曲变形所产生的相对位移 Δ_1 (图 3-9(a))

$$\Delta_1 = -a\theta_1 \quad (a)$$

式中 θ_1 ——由于墙肢弯曲变形所产生的转角；

a ——洞口两侧墙肢轴线间的距离。

(2) 由墙肢剪切变形所产生的相对位移 Δ_2 (图 3-9(b))

$$\Delta_2 = -l_0\theta_2 \quad (b)$$

式中 θ_2 ——由于墙肢剪切变形所产生的转角；

l_0 ——洞口净宽。

式(a), (b)中，实际上已用了两个墙肢在同一标高处转角相等的假定。公式中的负号表示相对位移与假设的未知力 q 方向相反。

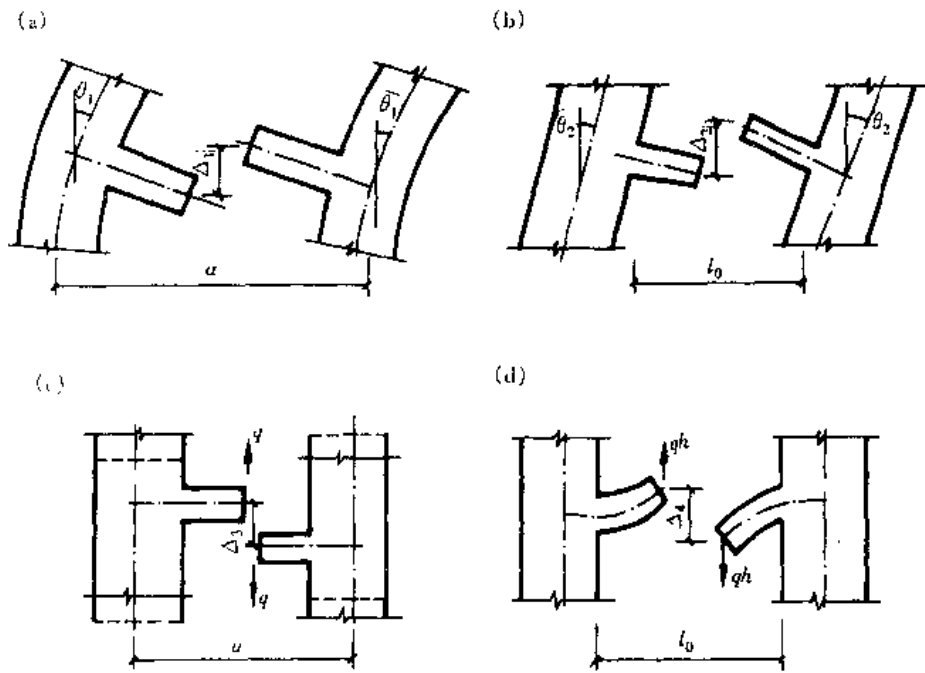


图 3-9

(3) 由墙肢的轴向变形所产生的相对位移 Δ_3 (图 3-9(c))

基本体系在 q 的作用下, 墙肢内产生轴向力, 引起轴向变形。自墙肢底到 z 标高处的轴向变形差, 就是切口处的相对位移 Δ_3 :

$$\Delta_3 = \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_0^z \int_z^H q dz dz \quad (c)$$

(4) 由连系梁的弯曲和剪切变形产生的相对位移 Δ_4 (图 3-9(d))

连系梁弯曲与剪切变形产生的相对位移分别为

$$\Delta_{4M} = \frac{qhl^3}{12EI_{l0}}$$

$$\Delta_{4V} = \frac{\mu qhl}{GA_l}$$

式中 h ——层高;

l ——连系梁计算跨度, $l = l_0 + \frac{h_l}{2}$;

h_l ——连系梁截面高;

I_{l0} ——连系梁截面惯性矩;

A_l ——连系梁截面积;

μ ——截面上剪应力分布不均匀系数。矩形截面, $\mu = 1.2$;

G ——剪切弹性模量, $G = 0.425E$ 。

为此, 由连系梁的弯曲和剪切变形所引起的相对位移为

$$\begin{aligned} \Delta_4 &= \Delta_{4M} + \Delta_{4V} \\ &= \frac{qhl^3}{12EI_{l0}} + \frac{\mu qhl}{GA_l} = \frac{qhl^3}{12EI_{l0}} \left(1 + \frac{12\mu EI_{l0}}{GA_l l^2} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{qhl^3}{12EI_{10}}(1+\beta) \\
 &= \frac{qhl^3}{12EI_l}
 \end{aligned} \tag{d}$$

式中

$$\begin{aligned}
 I_l &= \frac{I_{10}}{1+\beta} \\
 \beta &= \frac{12\mu EI_{10}}{GA_l l^2} \approx \frac{30\mu I_{10}}{Al^2}
 \end{aligned} \tag{3-19}$$

I_l 表示为计及剪切变形后的连系梁折算惯性矩, β 为考虑剪切变形后的附加系数。

根据变形协调条件, 切口处竖向相对位移应为零, 即

$$\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4 = 0 \tag{3-20}$$

将(a), (b), (c), (d)式代入上式, 得

$$a\theta_1 + l_0\theta_2 - \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_0^z \int_0^H q dz dz - \frac{1}{12} \frac{qhl^3}{EI_l} = 0 \tag{3-21a}$$

将上式对 z 分别微分一次和两次, 得

$$a\theta_1' + l_0\theta_2' - \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) \int_0^z q dz - \frac{1}{12} \frac{q'hl^3}{EI_l} = 0 \tag{3-21b}$$

$$a\theta_1'' + l_0\theta_2'' + \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} \right) q - \frac{1}{12} \frac{q''hl^3}{EI_l} = 0 \tag{3-21c}$$

现引入外荷载所引起的内力与 θ_1, θ_2 的关系。墙肢内力与其弯曲变形 θ_1 的关系为

$$E(I_1 + I_2)\theta_1' = M_p - \int_z^H aq dz \tag{a}$$

式中, M_p 为外荷载对整体剪力墙的弯矩。

将式(a)对 z 微分一次, 得

$$\theta_1'' = \frac{1}{EI} (-V_p + aq) \tag{b}$$

式中 $-V_p = \frac{dM_p}{dz}$, 为外荷载对整体剪力墙的剪力;

$$I = I_1 + I_2。$$

同理, 墙肢内力与其剪切变形 θ_2 的关系为

$$\theta_2 = \frac{\mu V_p}{GA} \tag{c}$$

式中, $A = A_1 + A_2$ 。

将式(c)微分两次后得

$$\theta_2'' = \frac{\mu}{GA} \frac{d^2 V_p}{dz^2} \tag{d}$$

代入顶点集中荷载、均布荷载和倒三角形荷载产生的 M_p 和 V_p 以后, 式(b)和(d)分别写成如下形式:

$$\theta_1'' = \begin{cases} \frac{1}{EI}(-V_0 + aq) & \text{(顶点集中荷载)} \\ \frac{1}{EI}\left[V_0\left(\frac{z}{H} - 1\right) + aq\right] & \text{(均布荷载)} \\ \frac{1}{EI}\left[V_0\left(\frac{z^2}{H^2} - 1\right) + aq\right] & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases}$$

$$\theta_2'' = \begin{cases} 0 & \text{(顶点集中荷载)} \\ 0 & \text{(均布荷载)} \\ -\frac{2\mu V_0}{GAH^2} & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases}$$

式中 V_0 ——底部总剪力,以上三种荷载的大小为

$$V_0 = \begin{cases} F & \text{(顶点集中荷载)} \\ q_0 H & \text{(均布荷载)} \\ 0.5q_H H & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases}$$

式中 F ——顶点集中力大小;

q_0 ——均布荷载大小;

q_H ——倒三角形荷载顶点最大值。

将 θ_1'' 和 θ_2'' 代入式(3-21c),并稍加整理得

$$q'' - \frac{12I_l}{hl^3}\left(\frac{a^2}{I} + \frac{A}{A_1 A_2}\right)q$$

$$= \begin{cases} \frac{12I_l a}{I hl^3} V_0 & \text{(顶点集中荷载)} \\ \frac{12I_l a}{I hl^3}\left(\frac{z}{H} - 1\right) V_0 & \text{(均布荷载)} \\ \frac{12I_l a}{I hl^3}\left(\frac{z^2}{H^2} - 1\right) V_0 - \frac{24\mu EI l_0}{GAH^2 hl^3} V_0 & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases}$$

令

$$D = \frac{2I_l a^2}{l^3}, \quad S = \frac{aA_1 A_2}{A}, \quad \alpha_1^2 = \frac{6H^2 D}{hl}$$

由上式可简化成

$$q'' - \frac{1}{H^2}\left(\frac{6H^2 D}{hl} + \frac{6H^2 D}{Sha}\right)q$$

$$= \begin{cases} \frac{-6H^2 D}{H^2 hla} V_0 & \text{(顶点集中荷载)} \\ -\frac{6H^2 D}{H^2 hla}\left(1 - \frac{z}{H}\right) V_0 & \text{(均布荷载)} \\ -\frac{6H^2 D}{H^2 hla}\left(1 - \frac{z^2}{H^2}\right) V_0 - \frac{3D}{hH^2} \cdot \frac{4E\mu H^2}{GA} \cdot \frac{l_0}{a^2 H^2} V_0 & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases}$$

现再令

$$\gamma^2 = \frac{\mu EI}{H^2 GA} \cdot \frac{l_0}{a}$$

则

$$q'' - \frac{1}{H^2} \left(\alpha_1^2 + \frac{6H^2 D}{Sha} \right) q = \begin{cases} -\frac{\alpha_1^2}{H^2 a} V_0 & \text{(顶点集中荷载)} \\ -\frac{\alpha_1^2}{H^2 a} \left(1 - \frac{z}{H} \right) V_0 & \text{(均布荷载)} \\ -\frac{\alpha_1^2}{H^2 a} \left(1 - \frac{z^2}{H^2} \right) V_0 - \frac{\alpha_1^2}{H^2 a} \cdot 2\gamma^2 V_0 & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases}$$

并令

$$\alpha^2 = \alpha_1^2 + \frac{6H^2 D}{Sha}$$

则进一步简化成

$$q'' - \frac{\alpha^2}{H^2} q = \begin{cases} -\frac{\alpha_1^2}{H^2 a} V_0 & \text{(顶点集中荷载)} \\ -\frac{\alpha_1^2}{H^2 a} \left(1 - \frac{z}{H} \right) V_0 & \text{(均布荷载)} \\ -\frac{\alpha_1^2}{H^2 a} \left(1 - \frac{z^2}{H^2} + 2\gamma^2 \right) V_0 & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases} \quad (3-22a)$$

式(3-22a)是二阶常系数非齐次线性微分方程,为了求解方便,令

$$\frac{z}{H} = \xi, \quad q = \Phi(z) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} V_0 \frac{1}{a} \quad (3-23)$$

则式(3-22a)可化为

$$\Phi''(\xi) - \alpha^2 \Phi(\xi) = \begin{cases} -\alpha^2 & \text{(顶点集中荷载)} \\ -\alpha^2(1 - \xi) & \text{(均布荷载)} \\ -\alpha^2(1 + 2\gamma^2 - \xi^2) & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases} \quad (3-22b)$$

这就是双肢墙的基本微分方程,它是依据力法的原理,由切口处的变形连续条件得到的。

3. 基本方程的解

式(3-22b)的解 $\Phi(\xi)$ 由齐次方程的通解

$$\Phi_p(\xi) = C_1 \text{ch}(\alpha\xi) + C_2 \text{sh}(\alpha\xi)$$

和特解

$$\Phi_t(\xi) = \begin{cases} 1 & \text{(顶点集中荷载)} \\ 1 - \xi & \text{(均布荷载)} \\ 1 + 2\gamma^2 - \xi^2 - \frac{2}{\alpha^2} & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases}$$

组成,即

$$\Phi(\xi) = \Phi_p(\xi) + \Phi_l(\xi) \quad (3-24)$$

边界条件为

$$(1) z=0(\xi=0) \text{ 时: } \theta_1=0, \theta_2 = \frac{\mu V_0}{GA};$$

$$(2) z=H(\xi=1) \text{ 时: } M(H) \text{ (或 } M(1)) = 0 \rightarrow \theta'_1(1) = 0$$

为了求得积分常数 C_1 和 C_2 , 将边界条件(1)代入式(3-21a)后, 得 $q(0)$ 的表达式, 再利用 $q(0)$ 与 $\Phi(0)$ 之间的转换关系式(3-23), 并令 $\beta = \alpha^2 \gamma^2$, 边界条件(1)相当于

$$\Phi(0) = \beta \quad (a)$$

对边界条件(2), 首先将边界条件(2)代入式(3-21b), 可获得 $q'(H)$ 与 $dV_p(H)/dz$ 之间的表达式, 再利用式(3-23)的关系, 同时注意到 $\Phi'(1) = H\Phi'(H)$, 代入与三种水平荷载有关的 $V_p(H)$ 后, 该边界条件相当于

$$\Phi'(1) = \begin{cases} 0 & \text{(顶点集中荷载)} \\ -\beta & \text{(均布荷载)} \\ -2\beta & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases} \quad (b)$$

利用边界条件表达式(a), (b), 求出 C_1 和 C_2 之后, 其解为

$$\Phi(\xi) = \begin{cases} (1-\beta)[\text{th}\alpha \cdot \text{sh}(\alpha\xi) - \text{ch}(\alpha\xi)] + 1 & \text{(顶点集中荷载)} \\ (1-\beta)\left[-\frac{\text{ch}\alpha(1-\xi)}{\text{ch}\alpha} + \frac{\text{sh}(\alpha\xi)}{\alpha\text{ch}\alpha} + (1-\xi)\right] + \beta(1-\xi) & \text{(均布荷载)} \\ (1-\beta)\left[\left(\frac{2}{\alpha^2} - 1\right)\left(\frac{\text{ch}\alpha(1-\xi)}{\text{ch}\alpha} - 1\right) + \frac{2}{\alpha} \cdot \frac{\text{sh}(\alpha\xi)}{\text{ch}\alpha} - \xi^2\right] + \beta(1-\xi^2) & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases} \quad (3-25a)$$

式(3-25a)还可写成如下更为简洁的形式:

$$\Phi(\xi) = \begin{cases} (1-\beta)\Phi_1 + 1 & \text{(顶点集中荷载)} \\ (1-\beta)\Phi_2 + \beta\Phi_3 & \text{(均布荷载)} \\ (1-\beta)\Phi_4 + \beta\Phi_5 & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases} \quad (3-25b)$$

式中 $\Phi_1 = \text{th}\alpha \text{sh}(\alpha\xi) - \text{ch}(\alpha\xi)$

$$\Phi_2 = -\frac{\text{ch}\alpha(1-\xi)}{\text{ch}\alpha} + \frac{\text{sh}(\alpha\xi)}{\alpha\text{ch}\alpha} + 1 - \xi$$

$$\Phi_3 = 1 - \xi$$

$$\Phi_4 = \left(\frac{2}{\alpha^2} - 1\right)\left[\frac{\text{ch}\alpha(1-\xi)}{\text{ch}\alpha} - 1\right] + \frac{2}{\alpha} \frac{\text{sh}(\alpha\xi)}{\text{ch}\alpha} - \xi^2$$

$$\Phi_5 = 1 - \xi^2$$

$\Phi_1 \sim \Phi_5$ 分别是 α, ξ 或仅是 ξ 的函数, 可列成数表, 供直接查用, 本书未予列出。

有了 $\Phi(\xi)$, 由式(3-23)即可求出基本未知量 $q(\xi)$ 或 $q(z)$ 。

4. 双肢剪力墙的顶点侧移和等效抗弯刚度

根据墙肢内力与其弯曲变形 θ_1 的关系:

$$EJ'_1 = M_p - \int_z^H \alpha q dz$$

与墙肢内力和其剪切变形 θ_2 的关系:

$$GA\theta_2 = \mu V_p$$

当已知 $q(z)$ 和 V_p, M_p 之后, 剪力墙的侧移由下式求出:

$$y = y_1 + y_2 = \frac{1}{EI} \int_0^z \int_0^z M_p dx dz - \frac{1}{EI} \int_0^z \int_0^z \int_0^H a q dz dx dz + \frac{\mu}{EA} \int_0^z V_p dz \quad (3-26)$$

式中 y_1 ——由于弯曲变形所产生的侧移;

y_2 ——由于剪切变形所产生的侧移。

用不同的水平荷载代入式(3-26)后, 可得顶点 ($\xi = 1$) 侧移 Δ :

$$\Delta = \begin{cases} \frac{1}{3} \frac{V_0 H^3}{EI} \left[1 + 3 \frac{\mu EI}{H^2 GA} - \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} + (1 - \beta) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} \psi \right] & \text{(顶点集中荷载)} & (3-27a) \\ \frac{1}{8} \frac{V_0 H^3}{EI} \left[1 + 4 \frac{\mu EI}{H^2 GA} - \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} + (1 - \beta) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} \psi \right] & \text{(均布荷载)} & (3-27b) \\ \frac{11}{60} \frac{V_0 H^3}{EI} \left[1 + 3.64 \frac{\mu EI}{H^2 GA} - \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} (1 - \beta) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} \psi \right] & \text{(倒三角形荷载)} & (3-27c) \end{cases}$$

式中

$$\psi = \begin{cases} \frac{3}{\alpha^2} \left(1 - \frac{1}{\alpha} \frac{\text{sh} \alpha}{\text{ch} \alpha} \right) & \text{(顶点集中荷载)} \\ \frac{8}{\alpha^2} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{\alpha^2} - \frac{1}{\alpha^2 \text{ch} \alpha} - \frac{\text{sh} \alpha}{\alpha \text{ch} \alpha} \right) & \text{(均布荷载)} \\ \frac{60}{11 \alpha^2} \left(\frac{2}{3} - \frac{\text{sh} \alpha}{\alpha \text{ch} \alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch} \alpha} + \frac{2 \text{sh} \alpha}{\alpha^3 \text{ch} \alpha} \right) & \text{(倒三角形荷载)} \end{cases}$$

ψ 也可以直接查表 3-3。

ψ 值表

表 3-3

α	均布荷载	倒三角形荷载	顶点集中荷载	α	均布荷载	倒三角形荷载	顶点集中荷载
1.0	0.722	0.720	0.715	11.0	0.027	0.026	0.022
1.5	0.540	0.537	0.528	11.5	0.025	0.023	0.020
2.0	0.403	0.399	0.388	12.0	0.023	0.022	0.019
2.5	0.306	0.302	0.299	12.5	0.021	0.020	0.017
3.0	0.238	0.234	0.222	13.0	0.020	0.019	0.016
3.5	0.190	0.186	0.175	13.5	0.018	0.017	0.015
4.0	0.155	0.151	0.140	14.0	0.017	0.016	0.014
4.5	0.128	0.125	0.115	14.5	0.016	0.015	0.013
5.0	0.108	0.105	0.096	15.0	0.015	0.014	0.012
5.5	0.092	0.089	0.081	15.5	0.014	0.013	0.011
6.0	0.080	0.077	0.069	16.0	0.013	0.012	0.010
6.5	0.070	0.067	0.060	16.5	0.013	0.012	0.010
7.0	0.061	0.058	0.052	17.0	0.012	0.011	0.009

续表

α	均布荷载	倒三角形荷载	顶点集中荷载	α	均布荷载	倒三角形荷载	顶点集中荷载
7.5	0.054	0.052	0.046	17.5	0.011	0.010	0.009
8.0	0.048	0.046	0.041	18.0	0.011	0.010	0.008
8.5	0.043	0.041	0.036	18.5	0.010	0.009	0.008
9.0	0.039	0.037	0.032	19.0	0.009	0.009	0.007
9.5	0.035	0.034	0.029	19.5	0.009	0.008	0.007
10.0	0.032	0.031	0.027	20.0	0.009	0.008	0.007
10.5	0.030	0.028	0.024				

下面引进双肢墙的等效抗弯刚度 EI_{eq} , 其含义仍然是按顶点侧移相等的原则, 将双肢墙考虑弯曲、剪切和轴向变形之后的顶点侧移, 与一根只考虑等效弯曲刚度的悬臂杆件顶点侧移相等。等效悬臂杆件在三种水平荷载作用下的顶点侧移仍写成

$$\Delta = \frac{1}{3} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} \quad (3-28a)$$

$$\Delta = \frac{1}{8} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} \quad (3-28b)$$

$$\Delta = \frac{11}{60} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} \quad (3-28c)$$

显然, 双肢墙的等效抗弯刚度 EI_{eq} 为

$$EI_{eq} = \frac{E I}{1 - \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} + 3 \frac{\mu EI}{H^2 GA} + (1 - \beta) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} \psi} \quad (3-29a)$$

$$EI_{eq} = \frac{E I}{1 - \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} + 4 \frac{\mu EI}{H^2 GA} + (1 - \beta) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} \psi} \quad (3-29b)$$

$$EI_{eq} = \frac{E I}{1 - \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} + 3.67 \frac{\mu EI}{H^2 GA} + (1 - \beta) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} \psi} \quad (3-29c)$$

5. 双肢墙的内力计算

按式(3-25)获得了任意楼层高度 ξ_i 的 $\Phi(\xi_i)$ 以后, 于是可求:

(1) 第 i 层连系梁的剪力

$$\begin{aligned} V_{li} &= q(\xi_i) h_i \\ &= \frac{1}{\alpha} \Phi(\xi_i) \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} V_0 \end{aligned} \quad (3-30)$$

(2) 第 i 层连系梁端部弯矩

$$M_{li} = V_{li} \frac{l_0}{2} \quad (3-31)$$

(3) 第 i 层第 j 墙肢的轴力

$$N_{ij} = \sum_{k=i}^n V_{jk} \quad (j=1,2) \quad (3-32)$$

(4) 第 i 层第 j 墙肢的弯矩

$$M_{ij} = \frac{I_j}{I} M_i \quad (j=1,2) \quad (3-33)$$

式中 $M_i = M_{pi} - \sum_{k=i}^n V_{ik} a_k$;

n ——剪力墙总层数。

(5) 第 i 层第 j 墙肢的剪力

可近似地按考虑弯曲和剪切变形之后的折算惯性矩 I'_j 进行分配:

$$V_{ij} = \frac{I'_j}{I'} V_i \quad (j=1,2) \quad (3-34)$$

式中 $I' = I'_1 + I'_2$;

$$I'_j = \frac{I_j}{1 + \frac{12\mu EI_j}{GA_j h_i^2}}$$

h_i ——第 i 层层高;

I_j, A_j ——第 j 墙肢截面惯性矩和面积。

例 3-2 某 20 层双肢剪力墙, 层高皆为 3.4m, 具体尺寸详见图 3-10。已知 $E = 3.0 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, 墙肢 $A_1 = A_2 = 1.2 \text{ m}^2$, $I_1 = I_2 = 3.6 \text{ m}^4$, 连系梁高 $h_l = 0.5 \text{ m}$, $E = 2.38G$, 墙和连系梁厚 0.2m。用微分方程方法求水平风荷载作用下的顶点侧移和墙梁内力。

解

1. 计算 I_l, I

$$l = 1.75 + \frac{0.50}{2} = 2.0(\text{m})$$

$$I_{l0} = \frac{1}{12} \times 0.2 \times 0.5^3 = 0.0021(\text{m}^4)$$

$$A_l = 0.5 \times 0.2 = 0.1(\text{m}^2)$$

$$I_l = \frac{0.0021}{1 + \frac{30 \times 1.2 \times 0.0021}{0.1 \times 2^2}} = 0.00178(\text{m}^4)$$

由于截面对称, 组合截面惯性矩 J 值可用下面简单方法计算:

$$J = \frac{0.2}{12} \times (13.75^3 - 1.75^3) = 43.24(\text{m}^4)$$

2. 计算连系梁 D 值

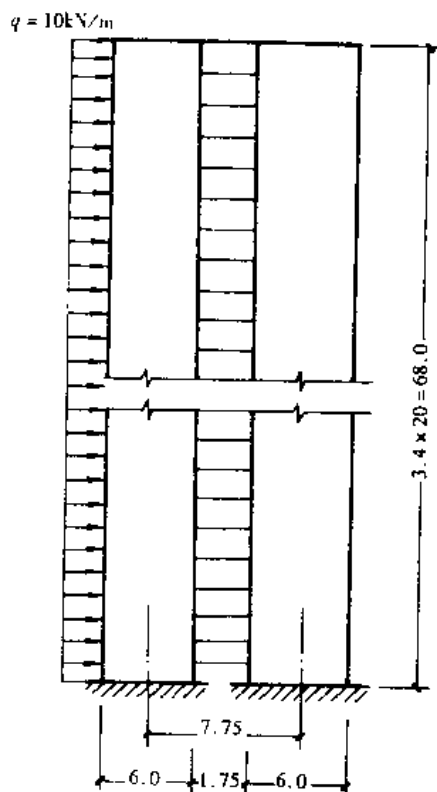


图 3-10

$$D = \frac{2 \times 0.00178 \times 7.75^2}{2^3} = 0.0267$$

3. 计算 S 值

$$S = \frac{7.75 \times 1.2 \times 1.2}{1.2 + 1.2} = 4.650$$

4. 计算 α_1^2 , α^2 及 α

$$\alpha_1^2 = \frac{6 \times 68.0^2 \times 0.0267}{3.4 \times (3.6 + 3.6)} = 30.260$$

$$\alpha^2 = 30.260 + \frac{6 \times 68.0^2 \times 0.0267}{4.650 \times 3.4 \times 7.75} = 36.306$$

$$\alpha = \sqrt{36.306} = 6.025$$

验算剪力墙类型(验算方法见 § 3.6):

由 $\alpha = 6.025 < 10$ 知,该剪力墙应属多肢剪力墙类型,以下按双肢剪力墙类型计算。

5. 计算 γ^2 和 β

$$\gamma^2 = \frac{1.2 \times 2.38 \times 3.6 \times 2}{68.0^2 \times 1.2 \times 2} \times \frac{1.75}{7.75} = 0.0004184$$

$$\beta = \alpha^2 \gamma^2 = 36.306 \times 0.0004184 = 0.015$$

6. 计算顶点侧移

按式(3-27b)计算。由 $\alpha = 6.025$ 查表 3-3,得 $\psi = 0.0795$,故

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{1}{8} \times \frac{680 \times 68.0^3}{3.0 \times 10^7 \times 3.6 \times 2} \times \left[1 - \frac{30.260}{36.306} + 4 \times \frac{0.015}{36.306} \times \frac{7.75}{1.75} \right. \\ &\quad \left. + (1 - 0.015) \times \frac{30.260}{36.306} \times 0.0795 \right] \\ &= 0.1237 \times 0.2407 = 0.02978(\text{m}) \\ &= 2.978(\text{cm}) \end{aligned}$$

(若采用平面有限元法 $\Delta = 2.51\text{cm}$ 。有限元划分成 621 个四边形单元)。

验算:

$$\frac{\Delta}{H} = \frac{0.02978}{68.0} = \frac{1}{2283} < u/H = \frac{1}{1000} \quad (\text{见表 1-6})$$

顶点位移符合要求。

7. 计算内力

先按式(3-25)和式(3-23)分别计算出 $\Phi(\xi_i)$ 和 $q(\xi_i)$:

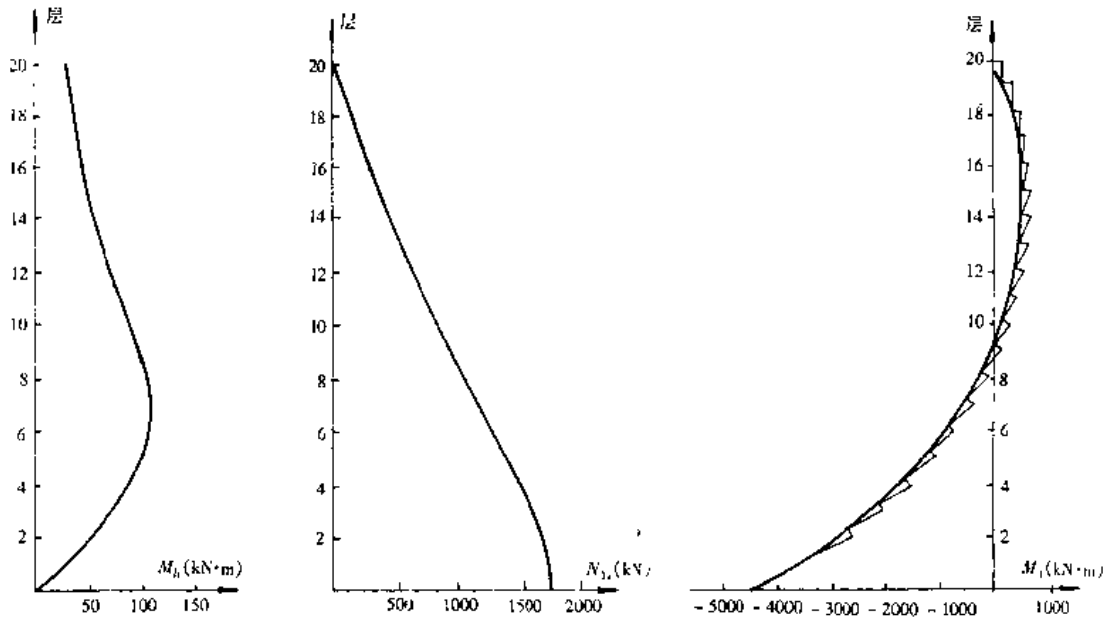
$$\Phi(\xi_i) = 0.9848 \left[-\frac{\text{ch}\alpha(1-\xi_i)}{206.9048} + \frac{\text{sh}\alpha\xi_i}{1246.6840} + (1-\xi_i) + 0.015(1-\xi_i) \right]$$

$$q(\xi_i) = \frac{1}{7.75} \Phi(\xi_i) \frac{30.260}{36.306} \times 680 = 73.131 \Phi(\xi_i)$$

以上两式连同内力计算结果均一一列于表 3-4 之中。连系梁端端弯矩 M_{li} 、墙肢轴力和弯矩分别绘于图 3-11 中。

表 3-4

z (m)	ξ_i	$\Phi(\xi_i)$	$q(\xi_i)$ (kN/m)	V_{1i} (kN)	M_{1i} (kN·m)	$N_{1i} = -N_{2i}$ (kN)	M_i (kN·m)	$M_{2i} = M_{1i}$ (kN·m)	$V_{1i} = V_{2i}$ (kN)
68	1.00	0.1587	11.604	39.454	34.522	39.454	-305.769	-152.885	0
64.6	0.95	0.1659	12.136	41.262	36.105	80.716	-567.749	-283.875	17.0
61.2	0.90	0.1838	13.443	45.706	39.993	126.422	-748.571	-374.286	34.0
57.8	0.85	0.2094	15.310	52.054	45.547	178.476	-862.989	-431.495	51.0
54.4	0.80	0.2403	17.575	59.755	52.286	238.231	-921.490	-460.745	68.0
51.0	0.75	0.2750	20.109	68.371	59.824	306.602	-931.166	-465.583	85.0
47.6	0.70	0.3119	22.810	77.554	67.860	384.156	-896.409	-448.205	102.0
44.2	0.65	0.3499	25.591	87.009	76.133	471.165	-819.329	-409.665	119.0
40.8	0.60	0.3879	28.371	96.461	84.404	567.626	-699.903	-349.952	136.0
37.4	0.55	0.4249	31.071	105.641	92.436	673.267	-536.020	-268.010	153.0
34.0	0.50	0.4595	33.602	114.247	99.966	787.514	-323.231	-161.616	170.0
30.6	0.45	0.4904	35.863	121.934	106.692	909.448	-54.423	-27.212	187.0
27.2	0.40	0.5159	37.725	128.265	112.232	1037.713	280.925	140.463	204.0
23.8	0.35	0.5336	39.023	132.678	116.093	1170.391	697.671	348.836	221.0
20.4	0.30	0.5408	39.546	134.456	117.649	1304.847	1216.247	608.124	238.0
17.0	0.25	0.5333	39.002	132.607	116.031	1437.454	1864.730	932.365	255.0
13.6	0.20	0.5061	37.009	125.831	110.102	1563.285	2681.341	1340.671	272.0
10.2	0.15	0.4519	33.050	112.370	98.324	1675.655	3717.874	1858.937	289.0
6.8	0.10	0.3614	26.429	89.859	78.626	1765.514	5044.466	2522.233	306.0
3.4	0.05	0.2216	16.206	55.100	48.213	1820.614	6756.042	3378.021	323.0
0	0	—	—	—	—	1820.614	9010.242	4505.121	340.0



(a) 连系梁端弯矩

(b) 墙肢 1 轴力(轴肢 2 差一负号)

(c) 墙肢 1 弯矩(墙肢 2 相同)

图 3-11

二、多肢墙的计算

这里,仍然用微分方程的方法解多肢剪力墙,多肢剪力墙的基本假定大体上与双肢剪力墙相同。

1. 微分方程

由于墙肢和洞口数目比双肢剪力墙多(图 3-12),沿竖向切口的基本未知量将相应增加。在图 3-12 中,取第 j 个切口的竖向剪力集度作为有代表性的基本未知量,用 $q_j(z)$ 表示,以此处的位移连续和协调条件建立微分方程,其余洞口处亦相类似。由图 3-13 的基本体系,第 j 切口的竖向位移有以下几部分:

由墙肢弯曲变形产生的位移: $\Delta_1 = -a_j \theta_1$

由墙肢剪切变形产生的位移: $\Delta_2 = -l_{0j} \theta_2$

由墙肢轴向变形产生的位移:

$$\Delta_3 = \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_j} + \frac{1}{A_{j+1}} \right) \int_0^z \int_z^H q_j(z) dz dz - \frac{1}{EA_j} \int_0^z \int_z^H q_{j-1}(z) dz dz - \frac{1}{EA_{j+1}} \int_0^z \int_z^H q_{j+1}(z) dz dz$$

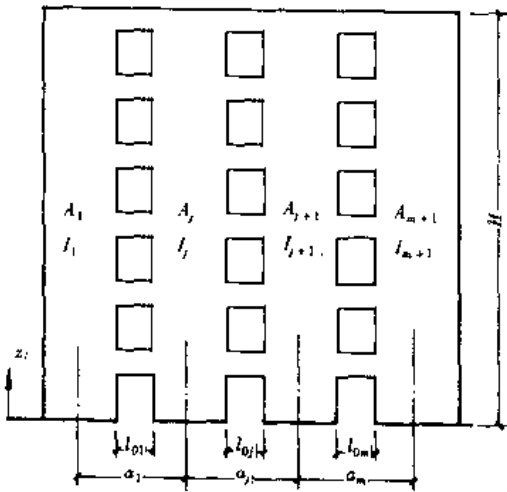


图 3-12

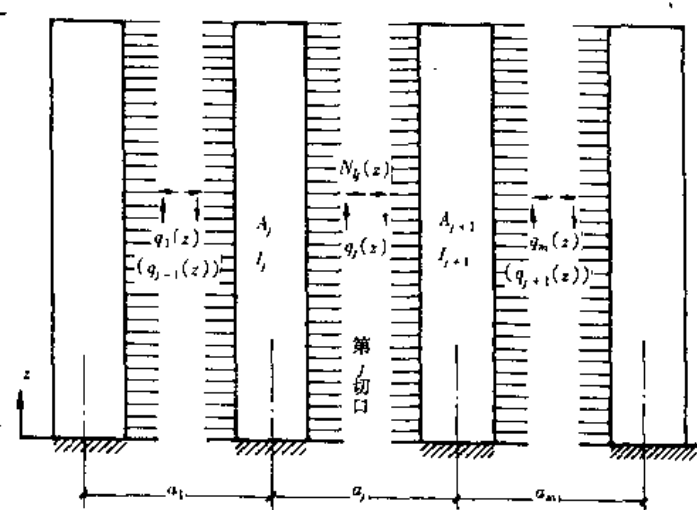


图 3-13

由连系梁弯曲剪切变形产生的位移: $\Delta_4 = \frac{q_j(z) h l_j^3}{12 E I_{lj}}$

可见,对第 j 列洞口来说, Δ_1, Δ_2 和 Δ_4 的表达式与双肢剪力墙相同,仅 Δ_3 的形式略有不同,第 j 列洞口左右相邻的未知量 $q_{j-1}(z)$ 和 $q_{j+1}(z)$ 对墙肢轴向变形项有影响。

由结构力学的力法原理,切口处竖向相对位移为零,即

$$-a_j \theta_1 - l_{0j} \theta_2 + \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_j} + \frac{1}{A_{j+1}} \right) \int_0^z \int_z^H q_j(z) dz dz - \frac{1}{EA_j} \int_0^z \int_z^H q_{j-1}(z) dz dz - \frac{1}{EA_{j+1}} \int_0^z \int_z^H q_{j+1}(z) dz dz + \frac{q_j(z) h l_j^3}{12 E I_{lj}} = 0$$

$$(j = 1, 2, \dots, m; m \text{ 代表洞口列数}) \quad (3-35)$$

将式(3-35)微分两次,得

$$\begin{aligned} & -a_j \theta_1'' - l_{0j} \theta_2'' - \frac{1}{E} \left(\frac{1}{A_j} + \frac{1}{A_{j+1}} \right) q_j(z) + \frac{1}{EA_j} q_{j-1}(z) \\ & + \frac{1}{EA_{j+1}} q_{j+1}(z) + \frac{q_j''(z) h l_j^3}{12EI_{ij}} = 0 \\ & (j = 1, 2, \dots, m) \end{aligned} \quad (3-36)$$

当 $m > 3$ 时,直接求解式(3-36)的二阶微分方程较为冗繁,下面采用一种近似的求解方法,即将各墙肢合并在一起,得到与双肢墙相同的微分方程,则可利用双肢墙解的结果,使二者统一起来。

现令 $m_j(z) = a_j q_j(z)$,也就是说,改用第 j 列连系梁对墙肢的约束弯矩作为基本未知量,则式(3-36)变为

$$\begin{aligned} & -\frac{12EI_{ij} a_j^2}{hl_j^3} \theta_1'' - \frac{12EI_{ij} a_j l_{0j}}{hl_j^3} \theta_2'' - \frac{12I_{ij}(A_j + A_{j+1})}{hl_j^2 A_j A_{j+1}} m_j \\ & + \frac{12I_{ij} a_j}{hl_j^3 a_{j-1} A_j} m_{j-1} + \frac{12I_{ij} a_j}{hl_j^3 a_{j+1} A_{j+1}} m_{j+1} + m_j'' = 0 \quad (j = 1, 2, \dots, m) \end{aligned} \quad (3-37)$$

将式(3-37)中的 m 个微分方程相加,得

$$\begin{aligned} & -\left(\frac{12E}{h} \sum_{j=1}^m \frac{I_{ij} a_j^2}{l_j^3} \right) \theta_1'' - \left(\frac{12E}{h} \sum_{j=1}^m \frac{I_{ij} a_j l_{0j}}{l_j^3} \right) \theta_2'' - \frac{12}{h} \sum_{j=1}^m \frac{I_{ij}(A_j + A_{j+1})}{l_j^2 A_j A_{j+1}} m_j \\ & + \frac{12}{h} \sum_{j=1}^m \frac{I_{ij} a_j}{l_j^3 a_{j-1} A_j} m_{j-1} + \frac{12}{h} \sum_{j=1}^m \frac{I_{ij} a_j}{l_j^3 a_{j+1} A_{j+1}} m_{j+1} + \sum_{j=1}^m m_j'' = 0 \end{aligned} \quad (3-38)$$

令

$$\begin{aligned} D_j &= \frac{2a_j^2}{l_j^3} I_{ij}, \quad \alpha_1^2 = \frac{6H^2}{hl} \sum_{j=1}^m D_j, \quad I = \sum_{j=1}^{m+1} I_j \\ D_j' &= \frac{2a_j}{l_j^2} I_{ij}, \quad \alpha_0^2 = \frac{6H^2}{hl} \sum_{j=1}^m D_j', \quad S_j = \frac{a_j A_j A_{j+1}}{A_j + A_{j+1}} \end{aligned}$$

下面进一步令 m 列连系梁的总约束弯矩为 $m(z)$,即

$$m(z) = \sum_{j=1}^m m_j(z)$$

其中, $m_j(z) = \eta_j m(z)$,且 $m_{j-1}(z) = \eta_{j-1} m(z)$, $m_{j+1}(z) = \eta_{j+1} m(z)$ 。 η_j , η_{j-1} , η_{j+1} 分别为第 j , $j-1$ 和 $j+1$ 列连系梁约束弯矩与总约束弯矩的比值,称为第 j 列连系梁约束弯矩的分配系数。则式(3-38)可整理为

$$\begin{aligned} & -EI \frac{\alpha_1^2}{H^2} \theta_1'' - EI \frac{\alpha_0^2}{H^2} \theta_2'' - \frac{3}{h} \sum_{j=1}^m \frac{D_j}{a_j} \left(\frac{1}{S_j} \eta_j \right. \\ & \left. - \frac{1}{a_{j-1} A_j} \eta_{j-1} - \frac{1}{a_{j+1} A_{j+1}} \eta_{j+1} \right) m(z) + m''(z) = 0 \end{aligned} \quad (3-39)$$

转角 θ_1 和 θ_2 与外荷载有以下关系:

$$\theta_1 = - \int_0^z \frac{m(z)}{EI} dz = \int_0^z \frac{1}{EI} \left[M_p(z) - \int_z^H m(z) dz \right] dz \quad (a)$$

$$\theta_2 = \frac{\mu}{GA} V_p(z) \quad (b)$$

式中, $A = \sum_{j=1}^{m+1} A_j$;

$M_p(z), V_p(z)$ ——外荷载对整个剪力墙产生的总弯矩和剪力。

故

$$\theta_1' = \frac{1}{EI} \frac{dM_p(z)}{dz} + \frac{m(z)}{EI} \quad (c)$$

$$\theta_2' = \frac{\mu}{GA} \frac{d^2 V_p}{dz^2} \quad (d)$$

具体地, 将三种水平荷载的 $M_p(z)$ 和 $V_p(z)$ 分别代入式(c)和(d), 得

$$\theta_1' = \begin{cases} -\frac{V_0}{EI} + \frac{m(z)}{EI} & (\text{顶点集中荷载}) \\ \frac{V_0}{EI} \left(\frac{z}{H} - 1 \right) + \frac{m(z)}{EI} & (\text{均布荷载}) \\ \frac{V_0}{EI} \left(\frac{z^2}{H^2} - 1 \right) + \frac{m(z)}{EI} & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (e)$$

$$\theta_2' = \begin{cases} 0 & (\text{顶点集中荷载}) \\ 0 & (\text{均布荷载}) \\ -\frac{2\mu}{GAH^2} V_0 & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (f)$$

将式(e), (f)代入式(3-39), 并令

$$\gamma^2 = \frac{\mu EI \alpha_0^2}{H^2 GA \alpha_1^2} = \frac{\mu EI \sum_{j=1}^m D_j'}{H^2 GA \sum_{j=1}^m D_j}$$

可得

$$m''(z) - \frac{\alpha^2}{H^2} m(z) = \begin{cases} -\frac{\alpha_1^2}{H^2} V_0 & (\text{顶点集中荷载}) \\ -\frac{\alpha_1^2}{H^2} V_0 \left(1 - \frac{z}{H} \right) & (\text{均布荷载}) \\ -\frac{\alpha_1^2}{H^2} V_0 \left(1 + 2\gamma^2 - \frac{z^2}{H^2} \right) & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (3-40)$$

其中

$$\alpha^2 = \alpha_1^2 + \frac{6H^2}{h} \sum_{j=1}^m \left[\frac{D_j}{a_j} \left(\frac{1}{S_j} \eta_j - \frac{1}{a_{j-1} A_j} \eta_{j-1} - \frac{1}{a_{j+1} A_{j+1}} \eta_{j+1} \right) \right] \quad (3-41)$$

式(3-41)中的 α_1 为未计及墙肢轴向变形的整体参数, α 为考虑墙肢轴向变形后的整体参数, 显然, $\alpha > \alpha_1$ 。

式(3-40)为多肢墙的总微分方程, 与式(3-22a)相比较, 若设式(3-22a)中的 $q(z) = m(z)/a$, 则二者的表达形式完全相同。

2. 微分方程的解

由于多肢剪力墙的总微分方程(3-40)与双肢墙微分方程(3-22a)相同,所以令

$$\frac{z}{H} = \xi, \quad m(\xi) = \Phi(\xi) V_0 \alpha_1^2 / \alpha^2$$

后,依同理,式(3-40)可以化为式(3-22b)相同的形式,因为边界条件一样,可判定,解 $\Phi(\xi)$ 也与式(3-25)完全相同,故该近似方法的好处是将多肢墙与双肢墙的解统一起来了,计算十分方便。

3. 几个参数的计算

(1) 约束弯矩分配系数 η_j

η_j 与连系梁刚度参数 D_j 、楼层标高 $\xi = \frac{Z}{H}$ 、连系梁位置 r_j/B 及整体参数 α 有关。 η_j 采用如下经验公式

$$\eta_j = \frac{D_j \varphi_j}{\sum_{j=1}^m D_j \varphi_j} \quad (3-42)$$

$$\text{式中 } \varphi_j = \frac{1}{1 + \frac{\alpha \xi}{2}} \left[1 + 3\alpha \xi \frac{r_j}{B} \left(1 - \frac{r_j}{B} \right) \right] \quad (a)$$

r_j ——第 j 列连系梁中点至墙左边的距离;
 B ——墙总宽。

实际计算时,为简化起见,取 $\xi = \frac{1}{2}$,式(a)变成

$$\varphi_j = \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{4}} \left[1 + 1.5\alpha \frac{r_j}{B} \left(1 - \frac{r_j}{B} \right) \right] \quad (b)$$

式(b)中 φ_j 可据 r_j/B 及 α 制成表格(见表 3-5),供直接查用。

(2) 轴向变形影响系数 τ

式(3-41)中 α 的计算比较麻烦,现令

$$\tau = \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2} = \left\{ 1 + \frac{I}{\sum_{j=1}^m D_j} \left[\frac{D_j}{a_j} \left(\frac{1}{S_j} \eta_j - \frac{1}{a_{j-1} A_j} \eta_{j-1} - \frac{1}{a_{j+1} A_{j+1}} \eta_{j+1} \right) \right] \right\}^{-1}$$

可看出, τ 主要反映的是墙肢轴向变形的影响,称为轴向变形影响参数,它与墙肢数目、层数和连系梁约束的情况都有关系。一般地,墙肢越少,影响越大;层数较多、连系梁刚度较大时,影响也大;轴向变形影响越大, τ 越小,不考虑轴向变形时为 1。经大量分析研究,从实用出发,多肢剪切墙的 τ 值取表 3-6 的值。

4. 顶点位移和等效抗弯刚度

参考双肢墙式(3-27)、式(3-28)和式(3-29),得多肢剪力墙的顶点侧移和等效抗弯刚度:

$$\Delta = \begin{cases} \frac{1}{3} \frac{V_0 H^3}{EI} [1 - \tau + 3\gamma_1^2 + (1 - \beta)\tau\psi] & (\text{顶点集中荷载}) \\ \frac{1}{8} \frac{V_0 H^3}{EI} [1 - \tau + 4\gamma_1^2 + (1 - \beta)\tau\psi] & (\text{均布荷载}) \\ \frac{11}{60} \frac{V_0 H^3}{EI} [1 - \tau + 3.64\gamma_1^2 + (1 - \beta)\tau\psi] & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (3-43a)$$

表 3-5

 φ_j 数值表

γ_j / α	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.4	0.900	0.934	0.958	0.978	0.996	1.011	1.023	1.040	1.045	1.040	1.023	0.996	0.958	0.909
1.2	0.769	0.835	0.893	0.945	0.990	1.028	1.060	1.101	1.115	1.101	1.060	0.990	0.893	0.769
2.0	0.666	0.761	0.846	0.921	0.986	1.041	1.086	1.146	1.166	1.146	1.086	0.986	0.846	0.666
2.8	0.588	0.705	0.810	0.903	0.983	1.051	1.107	1.181	1.205	1.181	1.107	0.983	0.810	0.588
3.6	0.526	0.661	0.782	0.888	0.981	1.059	1.123	1.208	1.236	1.208	1.123	0.981	0.782	0.526
4.4	0.476	0.625	0.759	0.876	0.979	1.065	1.136	1.230	1.261	1.230	1.136	0.979	0.759	0.476
5.2	0.434	0.595	0.740	0.867	0.977	1.070	1.146	1.248	1.282	1.248	1.146	0.977	0.740	0.434
6.0	0.400	0.571	0.724	0.859	0.975	1.075	1.156	1.264	1.300	1.264	1.156	0.976	0.724	0.400
6.8	0.370	0.549	0.710	0.852	0.974	1.078	1.163	1.277	1.314	1.277	1.163	0.974	0.710	0.370
7.6	0.344	0.531	0.698	0.846	0.973	1.081	1.170	1.288	1.327	1.288	1.170	0.973	0.698	0.344
12.0	0.250	0.463	0.655	0.823	0.969	1.093	1.195	1.330	1.375	1.330	1.195	0.970	0.655	0.250
20.0	0.166	0.404	0.616	0.804	0.966	1.104	1.216	1.366	1.416	1.366	1.216	0.966	0.616	0.166
28.0	0.125	0.374	0.597	0.794	0.964	1.109	1.227	1.385	1.437	1.385	1.227	0.965	0.597	0.125
36.0	0.100	0.356	0.586	0.788	0.964	1.112	1.234	1.396	1.450	1.396	1.234	0.964	0.586	0.100

表 3-6

墙肢数目	3~4	5~7	8肢以上
τ	0.80	0.85	0.90

或写成

$$\Delta = \begin{cases} \frac{1}{3} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (\text{顶点集中荷载}) \\ \frac{1}{8} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (\text{均布荷载}) \\ \frac{11}{60} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (3-43b)$$

式中

$$EI_{eq} = \begin{cases} E \frac{I}{1 - \tau + 3\gamma_1^2 + (1 - \beta)\tau\psi} & (\text{顶点集中荷载}) \\ E \frac{I}{1 - \tau + 4\gamma_1^2 + (1 - \beta)\tau\psi} & (\text{均布荷载}) \\ E \frac{I}{1 - \tau + 3.64\gamma_1^2 + (1 - \beta)\tau\psi} & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (3-44)$$

式(3-43)和式(3-44)中

$$\tau = \alpha_1^2 / \alpha^2, \quad \beta = \alpha^2 \gamma^2, \quad \gamma_1^2 = \frac{\mu EI}{H^2 GA}, \quad I = \sum_{j=1}^{m+1} I_j,$$

$$A = \sum_{j=1}^{m+1} A_j, \quad \gamma^2 = \frac{\mu EI \sum_{j=1}^m D_j'}{H^2 GA \sum_{j=1}^m D_j}$$

及

$$\psi = \begin{cases} \frac{3}{\alpha^2} \left(1 - \frac{1}{\alpha} \frac{\text{sh}\alpha}{\text{ch}\alpha} \right) & (\text{顶点集中荷载}) \\ \frac{8}{\alpha^2} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{\alpha^2} - \frac{1}{\alpha^2 \text{ch}\alpha} - \frac{\text{sh}\alpha}{\alpha \text{ch}\alpha} \right) & (\text{均布荷载}) \\ \frac{60}{11\alpha^2} \left(\frac{2}{3} - \frac{\text{sh}\alpha}{\alpha \text{ch}\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\alpha} + \frac{2\text{sh}\alpha}{\alpha^3 \text{ch}\alpha} \right) & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases}$$

同样, ψ 值可由 α 值查表 3-3。

5. 计算步骤

(1) 连系梁刚度特征 D_j, D_j'

$$D_j = \frac{2\alpha_j^2}{l_j^2} I_{lj}, \quad D_j' = \frac{2\alpha_j}{l_j^2} I_{lj}$$

(2) 整体参数 α_1^2, α^2

$$\alpha_1^2 = \frac{6H^2}{hI} \sum_{j=1}^m D_j, \quad \alpha^2 = \frac{\alpha_1^2}{\tau} (\tau \text{ 值查表 3-6})$$

(3) 其余参数

$$\gamma^2 = \frac{\mu EI}{H^2 GA} \frac{\sum_{j=1}^m D_j'}{\sum_{j=1}^m D_j} = 2.38 \mu I \frac{\sum_{j=1}^m D_j'}{H^2 A \sum_{j=1}^m D_j}$$

$$\beta = \alpha^2 \gamma^2$$

(4) 顶点位移

用式(3-43)计算。

(5) 约束线弯矩 $m(\xi_i)$

由式(3-25)算出 $\Phi(\xi_i)$ 之后, 则 $m(\xi_i)$ 按下式计算:

$$m(\xi_i) = \Phi(\xi_i) \tau V_0$$

(6) 分配系数 η_j 和连系梁约束力矩

第 i 层连系梁的约束力矩为

$$M(\xi_i) = m(\xi_i) h_i$$

第 i 层第 j 列连系梁的约束力矩为

$$M_{ij}(\xi_i) = \eta_j M(\xi_i)$$

其中, 分配系数 η_j 按式(3-42)计算, 即

$$\eta_j = \frac{D_j \varphi_j}{\sum_{j=1}^m D_j \varphi_j}$$

φ_j 根据 r_j/B 及 α 查表 3-5。

其余内力计算与双肢墙方法类似。

三、关于多肢剪力墙墙肢剪切变形和轴向变形的影响

在以上分析双肢或多肢剪力墙时, 皆计及了墙肢剪切和轴向变形的影响, 那么, 墙肢剪切和轴向变形影响的程度究竟怎样呢?

1. 关于墙肢剪切变形的影响

在前面的公式中, GA 是墙肢的剪切刚度, 双肢墙表达式 $\gamma^2 = \frac{\mu EI}{H^2 GA} \cdot \frac{l_0}{a}$ 和多肢墙表达式

$\gamma^2 = \frac{2.38 \mu I}{H^2 A} \frac{\sum_{j=1}^m D_j'}{\sum_{j=1}^m D_j}$ 是反映墙肢剪切变形影响的参数, 称剪切影响参数, 墙肢剪切变形还涉及

$\beta = \alpha^2 \gamma^2$ 和 $\gamma_1^2 = \frac{\mu EI}{H^2 GA}$ 。一般地, 当高宽比 $H/B \geq 4$ 时, 剪切变形对双肢墙的影响较小, 当忽略剪切变形时, 误差不会超过 10%; 但对多肢墙来说, 剪切变形的影响稍大一些, 可达 20%。因此, 在剪力墙结构体系中, 一般宜考虑墙肢剪切变形的影响。在忽略墙肢剪切变形时, 取 $\gamma = 0, \beta = 0$ 和 $\gamma_1 = 0$ 即可。

2. 关于墙肢轴向变形的影响

比值 α_1^2/α^2 或 τ 值是反映墙肢轴向变形的整体参数。由表 3-6 可看出, 轴向变形的影响与墙肢数目有关, 一般地, 墙肢越少, 轴向变形影响越大。除此而外, 轴向变形的影响还与

层数有关,层数越多,轴向变形影响越大。表 3-7 列出了多肢剪力墙轴向变形对顶点侧移的影响,其中 Δ_0 代表不计轴向变形的值, Δ 代表计及轴向变形的值。因此,一般地,对 50m 以上或高宽比 $H/B \geq 4$ 的结构,应考虑墙肢轴向变形对位移和内力的影响。

多肢剪力墙轴向变形对顶点位移影响 $\left(\frac{\Delta_0}{\Delta}\right)$

表 3-7

层 肢	10	15	20	30
2	0.7	0.5	0.3	0.2~0.1
3~5	0.85~0.80	0.7~0.5	0.5~0.3	0.3~0.2
6~8	0.95~0.90	0.85~0.80	0.6~0.5	0.4~0.3
9 以上	0.95	0.90	0.8	0.7

例 3-3 对例 3-1 中图 3-7 的开洞剪力墙,仅将连系梁高度改变成 0.75m(原来为 0.90m),其余已知条件不变,求在地震作用下:

- (1) 顶点侧移;
- (2) 各墙肢弯矩、剪力和轴力。

解

1. 计算基本参数

由于本例只改变了连系梁的截面尺寸,故例 3-1 中表 3-1 等的结果仍适用,下面只对连系梁的刚度重新计算:

$$I_{l10} = I_{l20} = \frac{1}{12} \times 0.16 \times 0.75^3 = 0.005625(\text{m}^4)$$

$$I_{l1} = \frac{0.005625}{1 + \frac{30 \times 1.2 \times 0.005625}{0.16 \times 0.75 \times 2.375^2}} = \frac{0.005625}{1.2792} = 0.0044(\text{m}^4)$$

$$I_{l2} = \frac{0.005625}{1 + \frac{30 \times 1.2 \times 0.005625}{0.16 \times 0.75 \times 2.175^2}} = \frac{0.005625}{1.3329} = 0.0042(\text{m}^4)$$

(1) 连系梁刚度特征

连系梁刚度特征的计算见表 3-8。

表 3-8

连系梁刚度特征	肢	1	2	3
$D_j = \frac{2a_j^2}{l_j^3} I_{lj}$		0.0150	0.0227	0.0377
$D'_j = \frac{2a_j}{l_j^2} I_{lj}$		0.0074	0.0092	0.0166

(2) 整体参数 α_1^2 和 α

$$\alpha_1^2 = \frac{6 \times 34.8^2}{2.9 \times 1.6333} \times 0.0377 = 63.967$$

$$\alpha^2 = \frac{63.967}{0.8} = 72.114$$

$$\therefore \alpha = 8.942$$

(注:因 $\alpha < 10$, 属多肢剪力墙类型。下面按三肢剪力墙类型计算, 判别剪力墙类型方法见 § 3.6)。

(3) 其余参数

$$\gamma^2 = \frac{2.38 \times 1.2 \times 1.6333}{34.8^2 \times 1.6} \times \frac{0.0166}{0.0377} = 1.060 \times 10^{-3}$$

$$\beta = \alpha^2 \gamma^2 = 72.114 \times 1.060 \times 10^{-3} = 0.0848$$

2. 顶点侧移

用式(3-43)计算顶点侧移, 其中

$$\gamma_1^2 = \frac{1.2 \times 1.6333}{34.8^2 \times 0.425 \times 1.6} = 2.38 \times 10^{-3}$$

且查表 3-3, $\phi = 0.0375$ 。

先计算等效抗弯刚度。由式(3-44)第三式:

$$EI_{eq} = \frac{1.6333 \times 2.6 \times 10^7}{(1 - 0.8) + (1 - 0.0848) \times 0.8 \times 0.0375 + 3.64 \times 2.38 \times 10^{-3}}$$

$$= 17.985 \times 10^7 (\text{kN} \cdot \text{m}^2)$$

顶点侧移为

$$\Delta = \frac{11}{60} \times \frac{0.5 \times 20 \times 34.8 \times 34.8^3}{17.985 \times 10^7} = 0.0149 (\text{m}) = 1.49 (\text{cm})$$

$$\frac{\Delta}{H} = \frac{0.0149}{34.8} = \frac{1}{2328} < u/H = \frac{1}{900} \text{ (见表 1-6)}$$

顶点位移满足要求。

4. 分配系数

详细计算见表 3-9。

表 3-9

洞口 \ 参数	r_j/B	φ_j	$D\varphi_j$	$\eta_j = \frac{D\varphi_j}{\sum D\varphi_j}$
1	0.254	1.090	0.0164	0.364
2	0.645	1.264	0.0287	0.636
Σ			0.0451	

5. 各层约束力矩

连系梁总约束弯矩:

$$M(\xi_i) = \Phi(\xi_i) \times 0.8 \times 0.5 \times 20 \times 34.8 \times 2.9$$

$$= 807.36 \Phi(\xi_i)$$

其中

$$\Phi(\xi_i) = (1 - 0.0848) \left[\left(\frac{2}{79.959} - 1 \right) \left(\frac{\text{ch}\alpha(1 - \xi_i)}{\text{ch}\alpha} - 1 \right) + \right.$$

$$\frac{2}{8.942} \frac{\text{sh}\alpha\xi_i}{\text{ch}\alpha} - \xi_i^2] + 0.0848(1 - \xi_i^2)$$

$$= -0.0002334\text{ch}\alpha(1 - \xi_i) + 0.5354 \times 10^{-4} \text{sh}(\alpha\xi_i) - \xi_i^2 + 0.9771$$

$$\therefore M(\xi_i) = -0.1884\text{ch}\alpha(1 - \xi_i) + 0.04322\text{sh}(\alpha\xi_i) - 807.36\xi_i^2 + 788.871 \quad (\text{a})$$

第 j 列连系梁约束弯矩为

$$M_{ij} = \eta_j M(\xi_i) \quad (\text{b})$$

6. 内力计算

(1) 墙肢弯矩

$$M_{ij} = \frac{I_j}{\sum_{j=1}^3 I_j} M_i = \frac{I_j}{I} M_i \quad (\text{c})$$

式中

$$M_i = M_p(\xi_i) - \sum_{i=1}^{12} M(\xi_i) \quad (\text{c}')$$

(2) 墙肢轴力

$$N_{ij} = \sum_{k=i}^{12} V_{ik} \quad (\text{d})$$

式中

$$V_{ik} = M_{ij} / a_j \quad (\text{e})$$

(3) 墙肢剪力

$$V_{ij} = \frac{I_j}{\sum_{j=1}^3 I_j} V_p(\xi_i) \quad (\text{f})$$

式中, I_j 代表墙肢折算刚度, 用下式计算

$$I_j = \frac{I_j}{1 + \frac{12\mu EI_j}{GA_j h^2}} \quad (h \text{ 为层高})$$

I_j 及分配系数计算见表 3-10。

表 3-10

墙肢	1	2	3	Σ
I_j	0.0677	0.1126	0.1349	0.3152
$I_j / \Sigma I_j$	0.2146	0.3573	0.4281	

以上内力计算结果列于表 3-11 中。

§3.4 用D值法计算壁式框架的内力和侧移

当剪力墙的洞口尺寸较大而连系梁的线刚度又大于或接近于墙肢线刚度时,剪力墙的受力性能已近乎框架,但这种开洞墙的梁墙截面尺寸较大,梁墙交接范围较大,在梁墙交接处形成一个刚性很大的区域,犹如它们各带有一段刚度为无穷大的刚域,所以将这类剪力墙视作带刚域的所谓“壁式框架”来考虑是比较合适的(图 3-14)。

刚域长度的取法是重要的,由于梁、墙刚度很大,不可能嵌固在洞口的边缘,而是嵌固在离洞口边缘某一段距离的地方,退入一段长度。退入的长度与梁、墙的相对刚度有关,日本学者武藤清经过试验,我国亦进行了验证,得出:壁式框架的轴线取梁、墙截面的形心线,在一般情况下,刚域的长度可取值为(图 3-15):

$$\begin{aligned} \text{对于梁} \quad d_{12} &= a_2 - 0.25h_1 \\ \text{对于柱} \quad d_{21} &= c_1 - 0.25b_2 \\ \quad \quad d_{22} &= c_2 - 0.25b_2 \end{aligned} \quad (3-45)$$

若算得的刚域长度为负值,则取等于零。

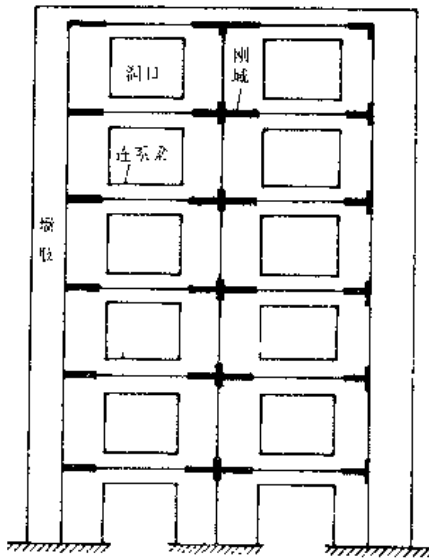


图 3-14

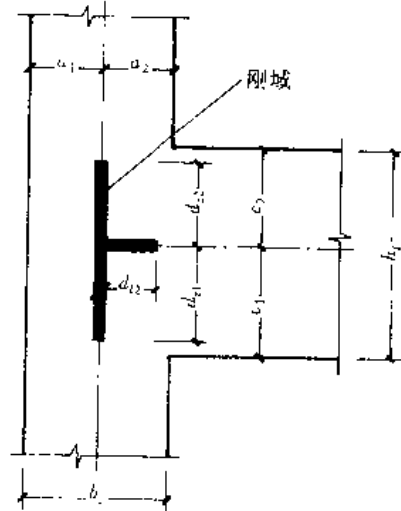


图 3-15

壁式框架与普通框架的差别在于:一是刚域的存在;二是各杆的截面较宽(高),剪切变形的影响不宜忽略。壁式框架可采用 D 值法进行计算,其原理和步骤与普通框架相同,但需将抗侧刚度 D 值和反弯点高度比 η 作一些修正。

一、带刚域的杆件考虑剪切变形后 D 值的修正

首先求出两端固定而又带刚域的杆件考虑剪切变形影响后,当其两端各转动一单位转角($\theta_1 = \theta_2 = 1$)时,在杆端各需的弯矩 M_{12} 与 M_{21} ,以及它们的和 $M (= M_{12} + M_{21})$ 。今以具有刚域长 al 及 bl 的杆 1-2 为例(图 3-16(a)),当 1,2 两端各有一个单位转角时,1',2' 两点除

有单位转角外,还有线位移 al 与 bl ,即还有弦转角(图 3-16(b)):

$$\varphi = \frac{al + bl}{l'} = \frac{a + b}{1 - a - b}$$

为了便于求出 M_{12} 与 M_{21} ,可先假定 $1', 2'$ 处为铰接,使刚性的边段各产生一个单位的转角,这时,在梁内并不产生内力,然后又在 $1', 2'$ 各点处各加上弯矩 $M_{1'2'}$ 与 $M_{2'1'}$,使 $1'-2'$ 段从斜线位置变到所要求的变形位置(图 3-16(c)),这时, $1'-2'$ 段两端都转动了一个角度

$$(1 + \varphi) = \frac{1}{1 - a - b}$$

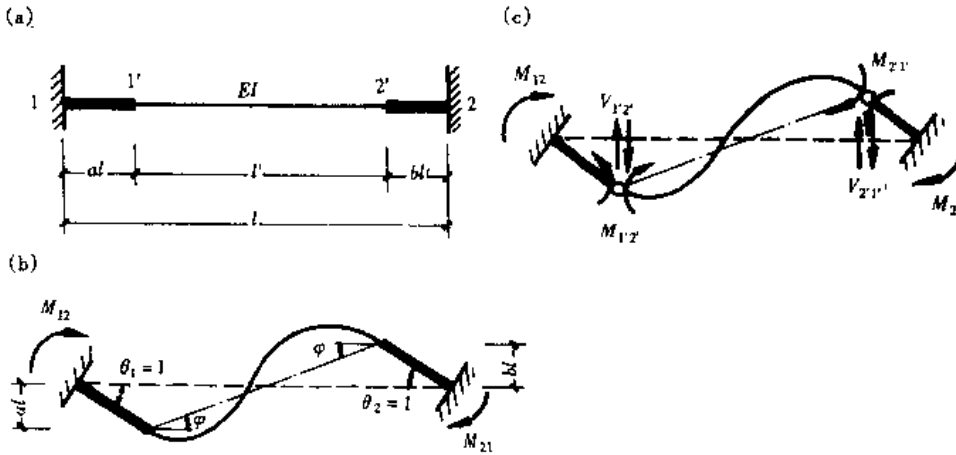


图 3-16

此时

$$M_{1'2'} = M_{2'1'} = \frac{6EI}{(1 + \beta)l'} \cdot \frac{1}{1 - a - b}$$

式中

$$\beta = \frac{12\mu EI}{GA l'^2}$$

β 是考虑剪切变形影响后的附加系数,其来源可参考双臂墙中计及剪切变形以后连系梁折算惯性矩。当不考虑剪切变形影响时, $\beta = 0$ 。上式还可写成

$$M_{1'2'} = M_{2'1'} = \frac{6EI}{(1 + \beta)(1 - a - b)^2 l}$$

且

$$V_{1'2'} = V_{2'1'} = \frac{M_{1'2'} + M_{2'1'}}{l'} = \frac{12EI}{(1 + \beta)(1 - a - b)^3 l^2}$$

由刚域段的平衡条件得

$$M_{12} = M_{1'2'} + V_{1'2'}al = \frac{6EI(1 + a - b)}{(1 + \beta)(1 - a - b)^3 l} \quad (3-46a)$$

$$M_{21} = M_{2'1'} + V_{2'1'}bl = \frac{6EI(1 - a + b)}{(1 + \beta)(1 - a - b)^3 l} \quad (3-46b)$$

式(3-46a, b)还可进一步简写为

$$M_{12} = 6ci = 6k_{12} \quad (3-46c)$$

$$M_{21} = 6c'i = 6k_{21} \quad (3-46d)$$

式中 $K_{12} = ci$;

$K_{21} = c'i$;

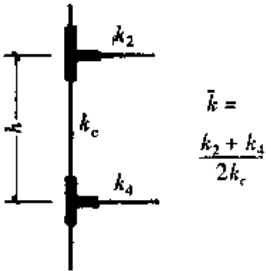
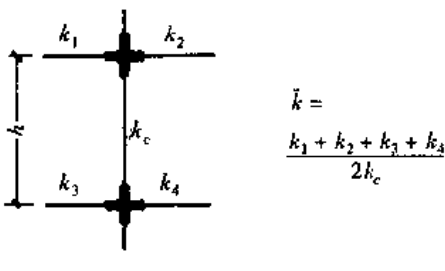
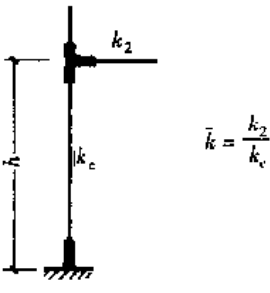
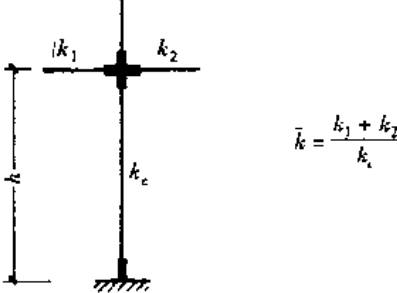
$$c = \frac{1+a-b}{(1+\beta)(1-a-b)^3};$$

$$c' = \frac{1-a+b}{(1+\beta)(1-a-b)^3};$$

$$i = \frac{EI}{l}。$$

式(3-46c)与式(3-46d)表明:带刚域的杆件考虑剪切变形影响后,它左端、右端的杆端弯矩 M_{12} 和 M_{21} 与等截面杆件两端同时产生单位转角时所需两端弯矩之和 $6i$ 相比较,只需按等截面杆件的杆端弯矩乘以相应的系数 c 或 c' 后就可得到。考虑剪切变形影响后带刚域杆的 D 值可近似地归纳于表 3-12 中。

表 3-12

楼层	\bar{k}	α	D	
一般层	 $\bar{k} = \frac{k_2 + k_4}{2k_c}$	 $\bar{k} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2k_c}$	$\frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$	$\alpha \frac{12}{h^2} k_c$
底层	 $\bar{k} = \frac{k_2}{k_c}$	 $\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_c}$	$\frac{0.5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$	$\alpha \frac{12}{h^2} k_c$

注:柱线刚度 $k_c = \frac{1}{2}(c + c')i_c$; 梁线刚度 $k_1 = c'i_1, k_2 = ci_2, k_3 = c'i_3, k_4 = ci_4$ 。

当带刚域的杆件两端各转动一个相同的单位转角($\theta_1 = \theta_2 = 1$)时,在杆两端共需施加的力矩为

$$\begin{aligned} M &= M_{12} + M_{21} = \frac{12EI}{(1+\beta)(1-a-b)^3} l = 6ci + 6c'i \\ &= 6k_{12} + 6k_{21} \end{aligned} \quad (3-47)$$

式(3-47)将在第四章中用到。

二、带刚域的杆件考虑剪切变形后反弯点高度比 η 值的修正

柱反弯点高度比 η , 可利用不带刚域杆的表 2-2 ~ 表 2-5 按下列公式求出 (图 3-17(a)):

$$\eta = a + s\eta_0 + \eta_1 + \eta_2 + \eta_3 \quad (3-48)$$

式中 $s = h'/h$;

a ——柱下部刚域长度系数;

η_0 ——非刚域段标准反弯点高度比;

其余 η_1, η_2, η_3 与普通框架中的含义是一样的, 为上、下梁刚度变化和上、下层层高变化的修正系数。

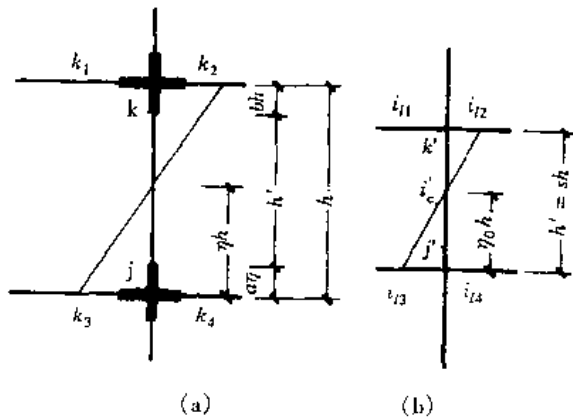


图 3-17

式(3-48)中关键的是非刚性段标准反弯点高度比 η_0 的求法, 由于有刚域存在, 它不同于普通框架。为了容易说明问题, 现引入一个与图 3-17(a) 壁式框架部分相应的普通框架, 见图 3-17(b)。其柱子高度 h' 和惯性矩 I_c 均与壁式框架柱非刚性段相同, 此处, $h' = sh$, 线刚度 $i'_c = \frac{EI_c}{sh}$, 横梁线刚度分别为 i_{11}, i_{12}, i_{13} 和 i_{14} , 现假定普通框架的标准反弯点高度比为 η_0 , 则反弯点高度为

$$\eta_0 h' = \eta_0 sh \quad (a)$$

现设壁式框架柱在非刚性段上的标准反弯点高度与普通框架相同, 那么, 壁式框架柱的标准反弯点高度还应加上刚性段长度 ah , 为

$$ah + \eta_0 sh = (a + s\eta_0)h \quad (b)$$

现在的问题是, 在什么样的条件下才能保证图 3-17(a) 与 (b) 相应部分有相同的变形, 从而使反弯点位置相同。现采用如下近似方法来分析, 即从两者剪力相同考虑, 有

$$V = -\frac{M_{ik} + M_{ki}}{h} = -\frac{M_{j'k'} + M_{k'j'}}{h'}$$

或

$$\frac{M_{ik} + M_{ki}}{M_{j'k'} + M_{k'j'}} = \frac{h}{h'} = \frac{1}{s} \quad (c)$$

式(c)可以这样来理解: 所引入普通框架的梁端内力, 约为壁式框架梁端内力的 s 倍, 因此, 要使两框架有相同的变形, 可以假设相应普通框架横梁线刚度 i_i 是壁式框架横梁线刚度 k_i 的 s 倍。图 3-17(b) 所示普通框架的梁柱相对平均刚度 \bar{k}_0 应为

$$\bar{k}_0 = \frac{s(k_1 + k_2 + k_3 + k_4)}{2i'_c} = \frac{s^2(k_1 + k_2 + k_3 + k_4)}{2i_c} \quad (3-49a)$$

式中

$$i_c = EI_c/h$$

式(3-49a)适用于一般层中柱, 对于边柱和底层柱, 仿此可得到

$$\bar{k}_0 = \frac{s^2(k_2 + k_4)}{2i_c} \quad (\text{一般层边柱}) \quad (3-49b)$$

$$\bar{k}_0 = \frac{s^2(k_1 + k_2)}{i_c} \quad (\text{底层中柱}) \quad (3-49c)$$

$$\bar{k}_0 = \frac{s^2 k_2}{i_c} \quad (\text{底层边柱}) \quad (3-49d)$$

式(3-49)中符号含义见表 3-12, $k_1 \sim k_4$ 参照式(3-46)中 k_{12} 和 k_{21} 计算。这样可由参数 \bar{k}_0 等用表 2-2 和表 2-3 查出 η_0 值。

对照 D 值法, 修正系数 $\eta_1 \sim \eta_3$ 按如下方法计算:

关于上下梁线刚度变化所引起的修正值 η_1 : 由上下梁线刚度比值 $\alpha_1 = \frac{k_1 + k_2}{k_3 + k_4}$ 及 \bar{k}_0 , 从表 2-4 直接查出。

关于上层层高变化所引起的修正值 η_2 : 由上层层高 $h_{上}$ 与该层层高 h 的比值 $\alpha_2 = h_{上}/h$ 及 \bar{k}_0 , 从表 2-5 直接查出。

关于下层层高变化所引起的修正值 η_3 : 由下层层高 $h_{下}$ 与该层层高 h 的比值 $\alpha_3 = h_{下}/h$ 及 \bar{k}_0 , 从表 2-5 直接查出。

有了壁式框架的 D 值与反弯点高度比 η 值以后, 其侧移和各杆内力与一般框架一样求出。

例 3-4 图 3-18 为三层二跨壁式框架计算简图, 各杆截面性质及框架尺寸已示于该图

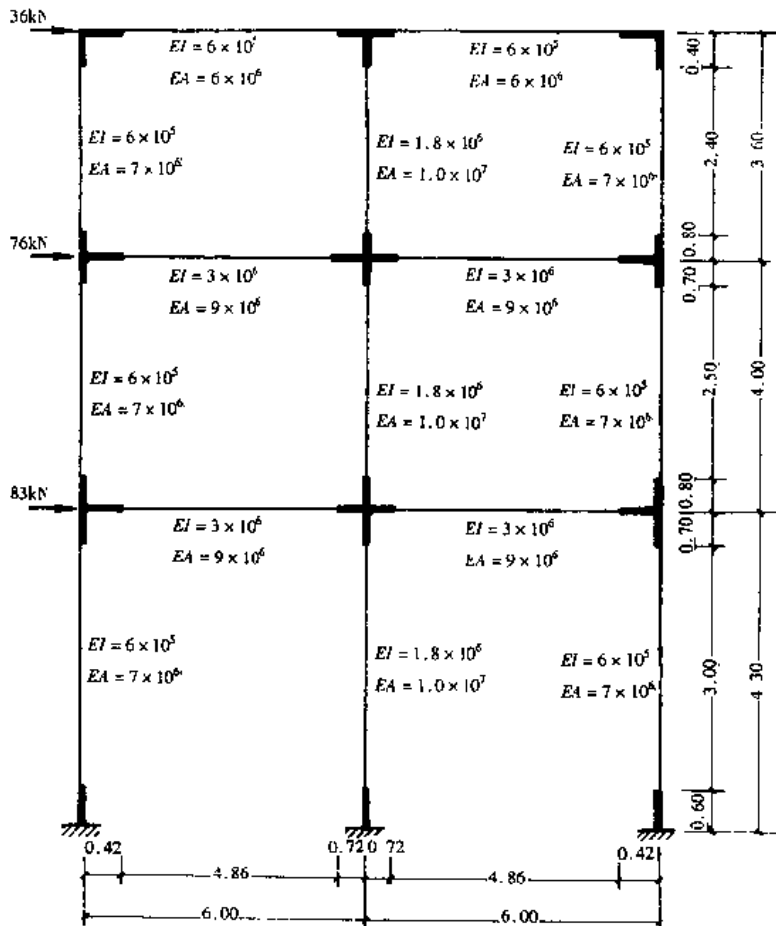


图 3-18 (单位: $\text{kN}\cdot\text{m}$)

中,试用 D 值法计算在图示地震作用下各层侧移和框架的弯矩图。

解

1. 计算线刚度、刚域长度比,系数 β 及 c, c', k_1, k_2

(1) 线刚度

梁、柱线刚度 i 分别用梁、柱刚度 EI 除以中线至中线之间的跨度或层高。如顶层梁 i
 $= \frac{6 \times 10^5}{6} = 10^5$ 。

(2) 刚域长度比 a, b

分别用刚域长度除以各自的跨度或层高。如顶层梁, $a = \frac{0.42}{6} = 0.07, b = \frac{0.72}{6} = 0.12$ 。

(3) 系数 β

例如,对顶层梁:

$$\beta = \frac{12 \times 1.2 \times 6 \times 10^5}{0.425 \times 6 \times 10^6 \times 4.86^2} = 0.143$$

(4) 计算 c, c'

对顶层梁: $c = \frac{1 + 0.07 - 0.12}{(1 + 0.143) \times (1 - 0.07 - 0.12)^3} = 1.564, c' = 1.729$

(5) 计算 k_i

顶层梁: $k_1 = c'i = 1.729 \times 10^5 \quad k_2 = ci = 1.564 \times 10^5$

其余梁柱计算类似,结果示于图 3-19 中。

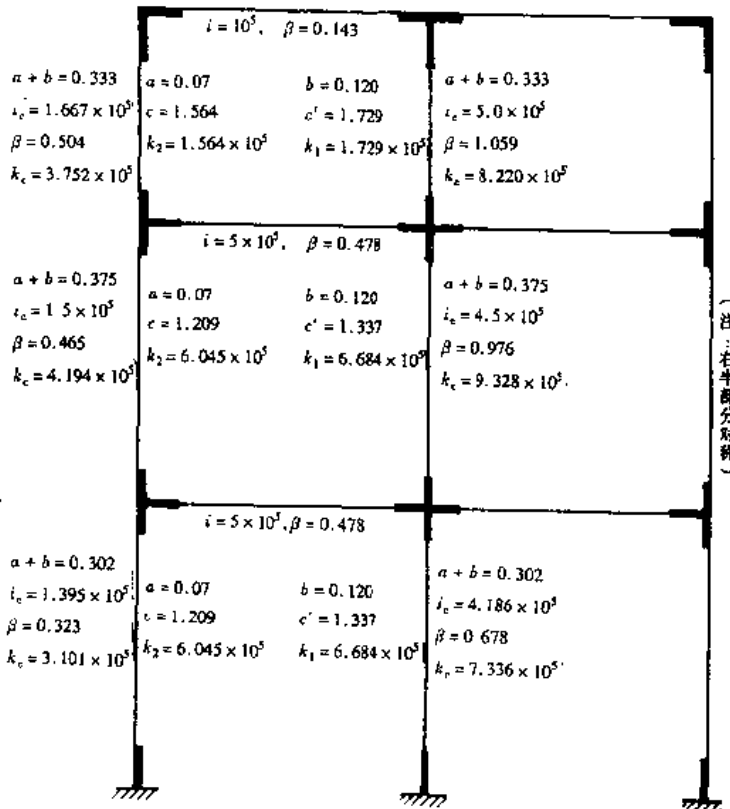


图 3-19

2. 计算 D 值、分配系数 μ 及各柱剪力 V

D 值计算按表 3-12 归纳的公式进行,其计算过程和结果示于图 3-20 中。

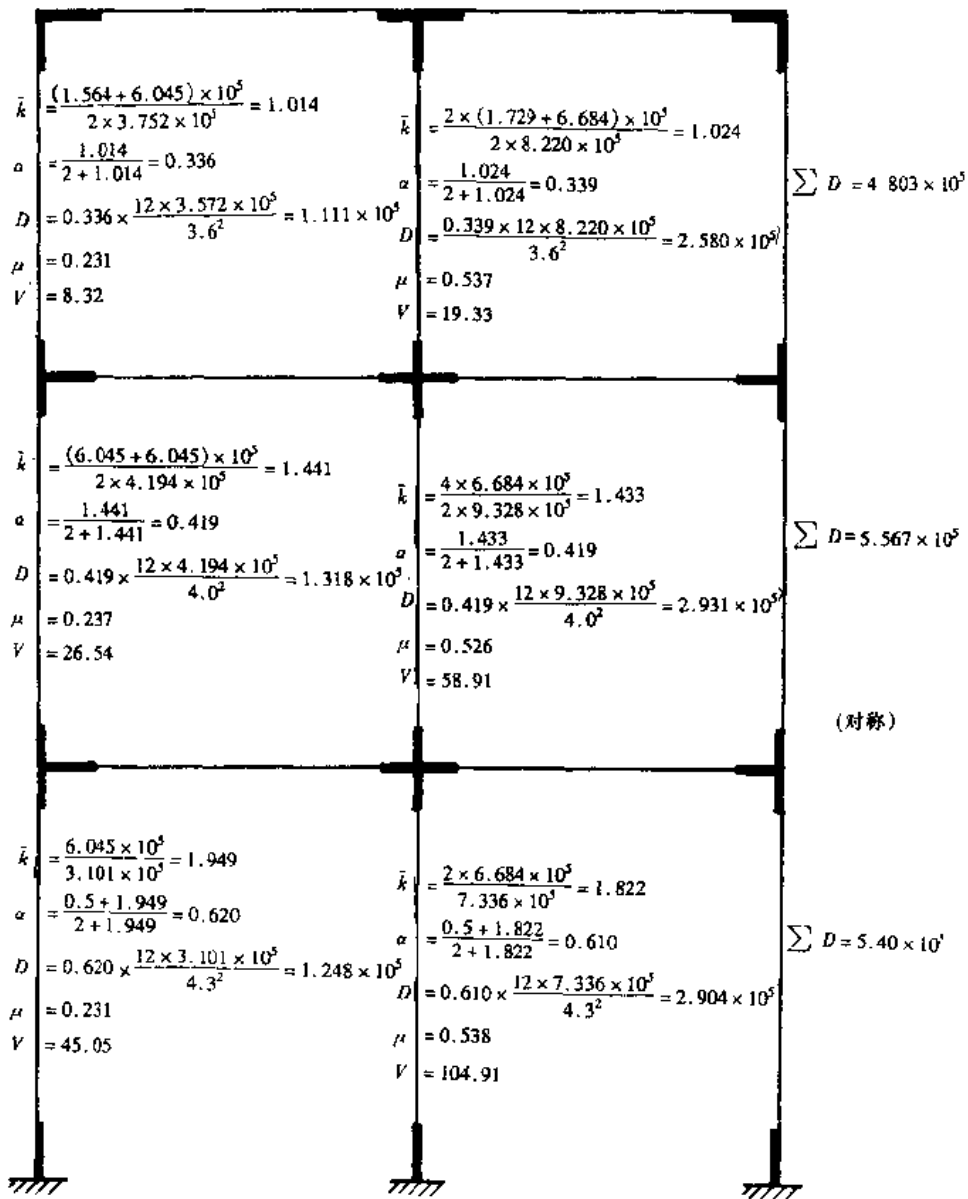


图 3-20

3. 反弯点高度比 η

计算 η 值的过程和结果示于图 3-21 中。

4. 绘弯矩图

由图 3-20 的剪力结果和图 3-21 反弯点高度比 η 即可算出柱端弯矩,再利用结点平衡原理算出梁端弯矩,最后弯矩图示于图 3-22 中,图中括号内列出了壁式框架考虑杆件剪切变形之后用有限单元电算方法的结果,可作比较。

5. 侧移

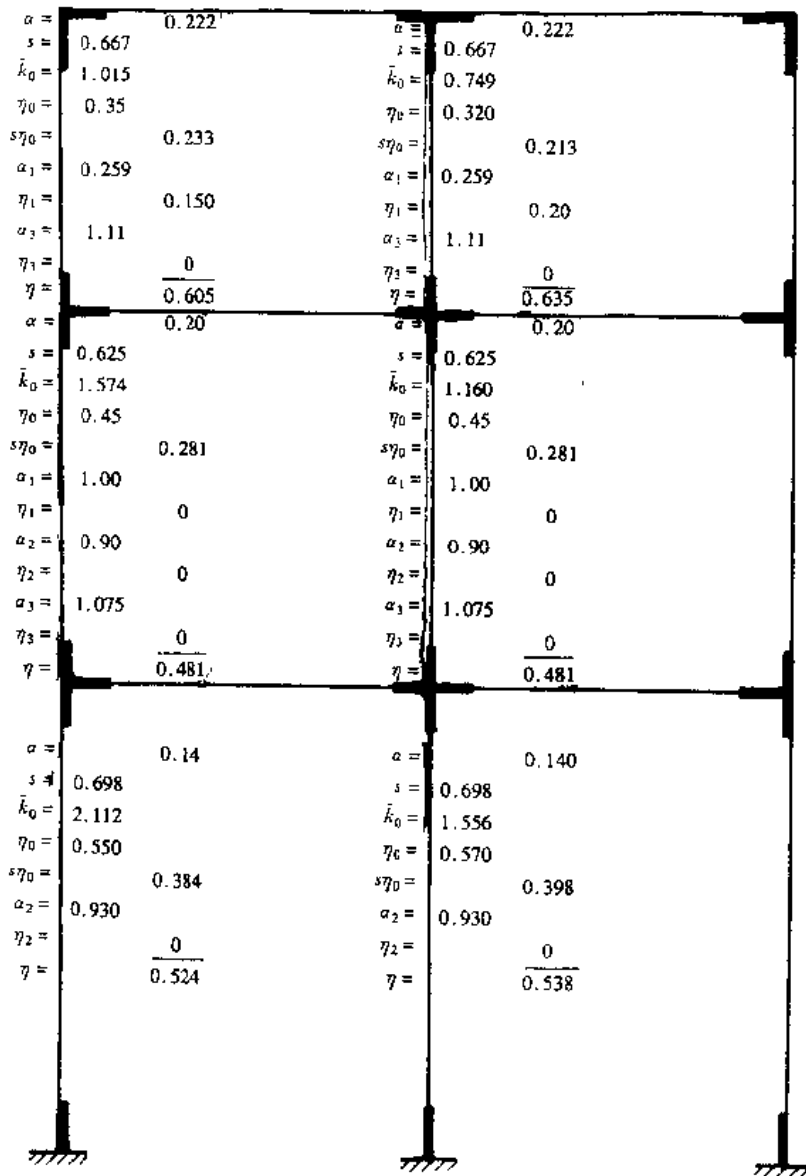


图 3-21

$$\text{底层: } \Delta_1 = \frac{36 + 76 + 83}{5.4 \times 10^5} = 3.61 \times 10^{-4} (\text{m}) = 0.0361 (\text{cm}) \quad (0.0301 \text{cm})$$

$$\text{中层: } \Delta_2 = 3.61 \times 10^{-4} + \frac{36 + 76}{5.567 \times 10^5} = 5.62 \times 10^{-4} (\text{m}) = 0.0562 (\text{cm}) \quad (0.0536 \text{cm})$$

$$\text{顶层: } \Delta_3 = 5.62 \times 10^{-4} + \frac{36}{4.803 \times 10^5} = 6.37 \times 10^{-4} (\text{m}) = 0.0637 (\text{cm}) \quad (0.0669 \text{cm})$$

括弧内结果代表壁式框架有限元电算方法所得。

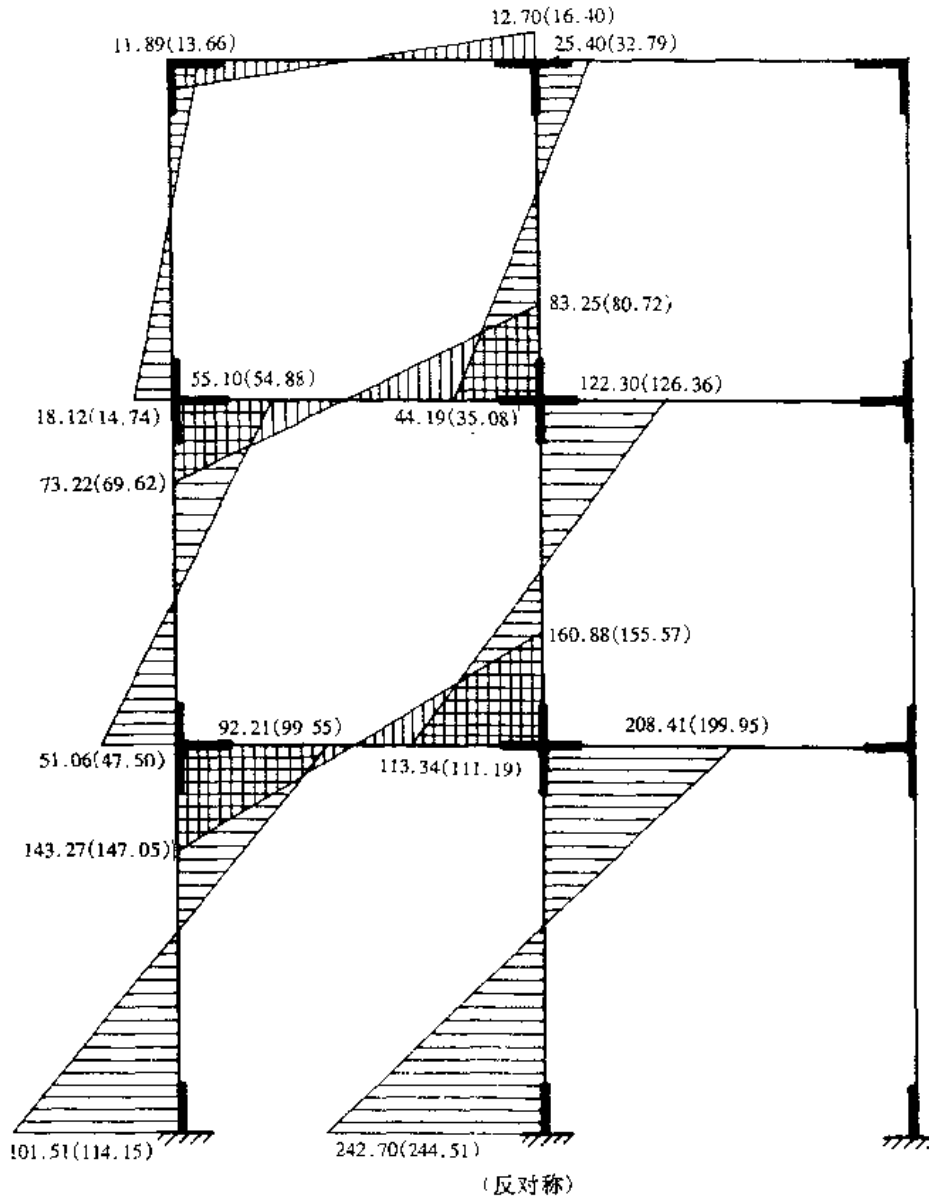


图 3-22 (单位: kN·m)

§ 3.5 框支剪力墙内力和侧移近似计算

底层为框架的剪力墙结构即框支剪力墙是适应底层要求大开间而采用的一种结构型式。由于底层框架的侧向刚度小,因此,它常与落地剪力墙共同用于同一建筑物中,且落地剪力墙数量不能太少。对框支剪力墙这类结构体系,很重要的问题是解决在水平荷载作用下的内力和侧移计算,以及它们与落地剪力墙共同工作问题。框支剪力墙的力学计算是比较麻烦的,特别是框架与剪力墙交接区附近剪力墙的应力分布比较复杂,较精确的是用有限元方法分析。本节只介绍可用于初步设计计算的一种近似方法,即假定底层框架横梁刚度

无穷大, 结点转角位移为零, 并将上部剪力墙和底层框架予以分开计算的方法。这种方法对框支剪力墙墙体无洞或开有很小的洞口时, 或框架横梁线刚度相对于柱来说大很多时比较接近于实际情况, 对于其余范围的开洞墙体, 可作为初步设计时参考。

一、底层框架的内力

对底层有多根柱时(图 3-23), 由于假定横梁刚度无穷大, 可按下列方法直接计算框架内力:

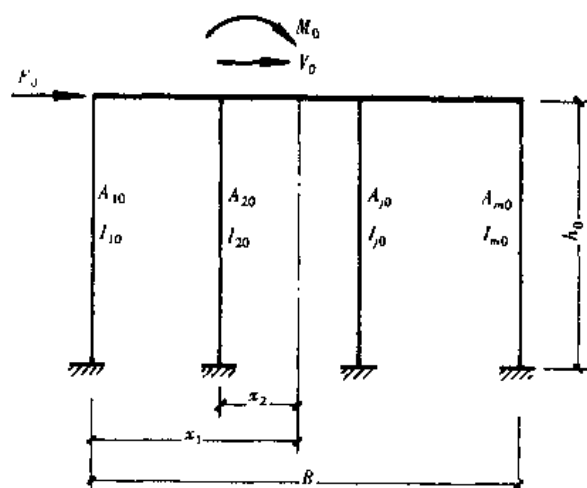


图 3-23

1. 柱剪力

$$V_j = \frac{I_{j0}}{I_0} (V_0 + F_0) \quad (3-50)$$

式中, $I_0 = \sum_{j=1}^m I_{j0}$

(2) 柱端弯矩

$$M_{j,r} = M_{j,r} = \frac{1}{2} V_j h_0 \quad (3-51)$$

(3) 梁端弯矩

由结点平衡得到。

(4) 柱轴力

假定柱伸长、缩短符合平截面变化, 则在水平方向任一截面上的惯性矩为

$$J = \sum_{j=1}^m A_{j0} x_j^2$$

由此, 柱轴向力为

$$N_j = \sigma_f A_{j0} = -\frac{M' x_j}{J} A_{j0} = -\frac{M' x_j}{\sum_{j=1}^m A_{j0} x_j^2} A_{j0} \quad (3-52)$$

式中, $M' = M_0 + (V_0 + F_0) \frac{h_0}{2}$

2. 上部剪力墙内力

把剪力墙底部当作固定端,由 § 3.1 ~ § 3.3 方法计算。一般地,根据框架横梁相对线刚度的大小,在墙底开洞处附近有一定误差,越往上误差越小,其主要原因是忽略墙底转角引起的。

3. 框支剪力墙顶点侧移

顶点侧移主要包含三部分,底层框架侧移 y_0 ,两边柱伸长缩短(假定只计两边柱有轴向变形)的影响 Δ_N 和上部剪力墙的侧移 Δ_w ,框支剪力墙顶点侧移 Δ 为

$$\Delta = y_0 + \Delta_N + \Delta_w$$

$$= \frac{(V_0 + F_0)h_0^3}{12EI_0} + \frac{h_0H}{EB} \left(\frac{N_1}{A_{10}} - \frac{N_m}{A_m} \right) + \begin{cases} \frac{V_0 H^3}{8EI_{eq}} & (\text{均布荷载}) \\ \frac{11 V_0 H^3}{60 EI_{eq}} & (\text{倒三角形荷载}) \end{cases} \quad (3-53)$$

式中 H ——上部墙体总高;

I_0 ——底层柱惯性矩之和, $I_0 = \sum_{j=1}^m I_{j0}$;

N_1, N_m ——柱 1 的轴力(拉)和柱 m 的轴力(压)。

EI_{eq} ——等效抗弯刚度,按 § 3.1 ~ § 3.3 有关公式计算。

例 3-5 图 3-24 所示框支剪力墙,墙厚 0.2m, $E = 2.6 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, $G = 0.42E$,其余尺寸如图示。试求出图示地震力作用下底层框架柱内力和上部墙体连系梁的剪力、顶点侧移。

解

1. 底层框架内力

(1) 柱剪力

柱惯性矩:

$$I_{10} = \frac{0.50 \times 0.60^3}{12} = 0.009(\text{m}^4), \quad I_{20} = 0.0052(\text{m}^4)$$

$$I_0 = I_{10} + I_{20} = 0.0142(\text{m}^4)$$

柱顶总剪力: $V_0 + F_0 = 10 \times 33.0 + 22.5 = 352.5(\text{kN})$

$$\therefore V_{10} = 352.5 \times \frac{0.009}{0.0142} = 223.42(\text{kN})$$

$$V_{20} = 129.08(\text{kN})$$

(2) 柱弯矩

$$M_{10上} = M_{10下} = 223.42 \times \frac{4.5}{2} = 502.70(\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$M_{20上} = M_{20下} = 129.08 \times \frac{4.5}{2} = 290.43(\text{kN}\cdot\text{m})$$

(3) 柱轴力

中性轴距左边柱距离:

$$x_0 = \frac{0.30 \times 0.3 + 0.25 \times 8.3}{0.55} = 3.936(\text{m})$$

底层柱半高处弯矩:

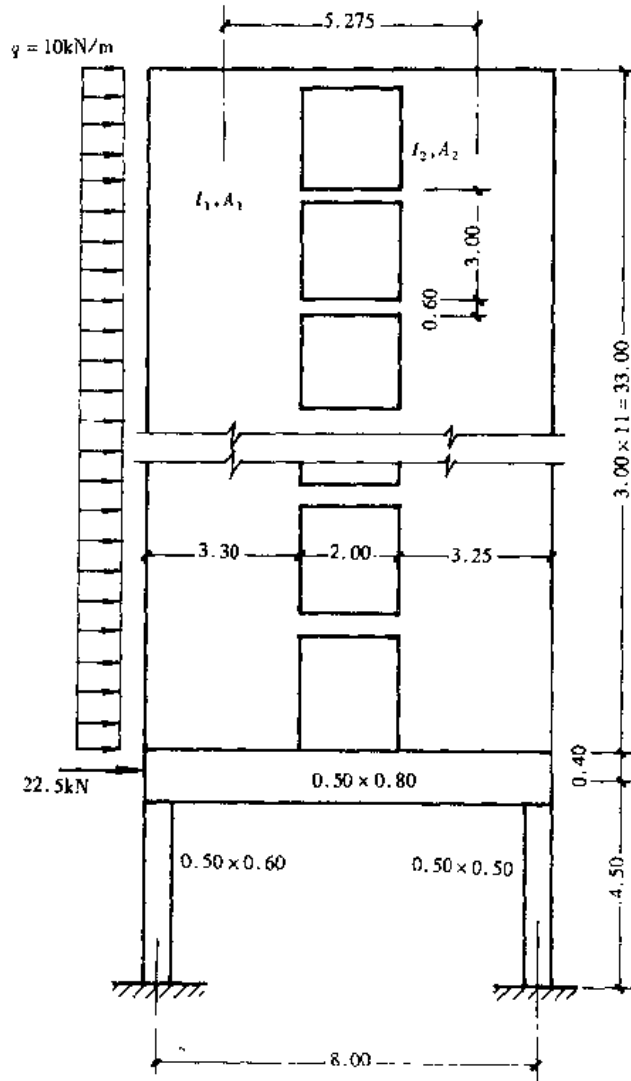


图 3-24

$$M' = \frac{1}{2} \times 10 \times 33.0^2 + (10 \times 33.0 + 22.5) \times \frac{4.5}{2} = 6238.125 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\therefore N_{10} = \frac{6238.125 \times 3.636}{0.3 \times 3.636^2 + 0.25 \times 4.364^2} \times 0.3 = \frac{22681.823}{8.727} \times 0.3 = 779.71 (\text{kN}) (\text{拉})$$

$$N_{20} = \frac{6238.125 \times 4.364}{8.727} \times 0.25 = 779.86 (\text{kN}) (\text{压})$$

2. 顶点侧移

(1) 墙几何与特征参数

$$I_1 = \frac{0.2 \times 3.3^3}{12} = 0.599 (\text{m}^4), \quad I_2 = \frac{0.2 \times 3.25^3}{12} = 0.572 (\text{m}^4)$$

$$I = I_1 + I_2 = 1.171 (\text{m}^4)$$

$$A_1 = 0.2 \times 3.3 = 0.66 (\text{m}^2), \quad A_2 = 0.2 \times 3.25 = 0.65 (\text{m}^2)$$

$$A = A_1 + A_2 = 1.31(\text{m}^2)$$

$$I_{t0} = \frac{0.2 \times 0.6^3}{12} = 0.0036(\text{m}^4), \quad I_t = \frac{0.0036}{1 + \frac{12 \times 1.2 \times 0.0036}{0.42 \times 0.12 \times 2.3^2}} = 0.0029(\text{m}^4)$$

$$\text{连系梁: } l = 2 + \frac{0.6}{2} = 2.3(\text{m})$$

$$D = \frac{2 \times 0.0029 \times 5.275^2}{2.3^3} = 0.01326$$

$$\alpha_1^2 = \frac{6 \times 33.0^2 \times 0.01326}{3 \times 1.171} = 24.6629$$

$$S = \frac{5.275 \times 0.66 \times 0.65}{1.31} = 1.7275$$

$$\alpha^2 = 24.6629 + \frac{6 \times 33.0^2 \times 0.01326}{1.7275 \times 3 \times 5.275} = 27.8322$$

所以 $\alpha = 5.2756$ (上部剪力墙属双肢剪力墙类型)

$$\gamma^2 = \frac{1.2 \times 1.171}{33.0^2 \times 0.42 \times 1.31} \times \frac{2}{5.275} = 8.89 \times 10^{-4}$$

$$\beta = 8.89 \times 10^{-4} \times 27.8322 = 0.02474$$

(2) 顶点侧移

由 $\alpha = 5.2756$, 查表 3-3, $\psi = 0.0992$

$$\begin{aligned} \text{所以 } EI_{\text{eq}} &= \frac{2.6 \times 10^7 \times 1.171}{1 - \frac{24.6629}{27.8322} + 4 \times \frac{0.02474}{27.8322} \times \frac{5.275}{2} + (1 - 0.02474) \times \frac{24.6629}{27.8322} \times 0.0992} \\ &= \frac{3.045 \times 10^7}{0.209} = 14.569 \times 10^7 (\text{kN} \cdot \text{m}^2) \end{aligned}$$

顶点侧移为

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{352.5 \times 4.5^3}{12 \times 2.6 \times 10^7 \times 0.0142} + \frac{4.5 \times 33.0}{2.6 \times 10^7 \times 8} \times \left(\frac{779.71}{0.3} - \frac{-779.86}{0.25} \right) + \frac{330.0 \times 33.0^3}{8 \times 14.569 \times 10^7} \\ &= 0.725 \times 10^{-2} + 0.408 \times 10^{-2} + 1.018 \times 10^{-2} \\ &= 2.151 \times 10^{-2} (\text{m}) = 2.151 (\text{cm}) \end{aligned}$$

为了说明本近似方法的差异程度,由本题的例子,现列出三种方法的计算结果进行比较,见表 3-13。其中第一种方法是公认的较准确的方法,即上部剪力墙用二维弹性力学有限元方法,有 57 个四边形单元,下部框架用杆系有限元,共七个单元(五个梁元,两个柱元),在 SAP91 软件^[17]中计算;第二种方法是分区混合法,详见文献[4],第三种方法即为本近似法。

由表 3-13 的结果看出,底层框架柱内力和剪力墙顶点侧移结果是很接近的,也令人满意,但正如本节开始所言,近似方法误差最大处是在剪力墙下部,特别是与框架交接处,本例未进行计算和比较。

框支剪力墙结构部分结果比较

表 3-13

结 果	方 法	有限元法	分区混合法	近似法
	柱剪力(kN)	V_{10}	217.4	223.42
V_{20}		135.1	129.08	129.08
柱轴力(kN)	N_{10}	773.5(拉)	779.77(拉)	779.71(拉)
	N_{20}	773.5(压)	779.77(压)	779.86(压)
柱弯矩 (kN·m)	$M_{10上}$	453.9	500.11	502.70
	$M_{10下}$	524.2	505.26	502.70
	$M_{20上}$	289.2	288.95	290.43
	$M_{20下}$	319.0	291.92	290.43
顶点侧移(cm)	Δ	2.067	1.978	2.151

§3.6 各类剪力墙的划分界限

由前几节的讨论可知,整截面墙犹如一悬臂杆件,在墙肢的整个高度方向上,弯矩图既不发生突变也不出现反弯点,变形曲线以弯曲型为主;整体小开口墙与双、多肢剪力墙,在连系梁高度处的墙肢弯矩有突变,但在整个墙肢的高度方向上,它没有或仅仅在个别楼层中才出现反弯点,剪力墙的变形曲线仍以弯曲型为主;对于壁式框架,柱弯矩不仅在楼层处有突变,而且在大多数楼层中都出现反弯点,整个框架的变形以剪切型为主。由此可知,各类剪力墙因外形、洞口大小和结构的组成不同,受力和变形特点也不同,因此,设计或计算剪力墙时,应首先判断它属于哪一类,然后才能用相应的计算方法计算。

剪力墙类别的划分,应主要从两方面考虑:一是各墙肢之间的整体性,整体性越好,其受力就更接近于整体墙;另一是墙肢受力后是否会出现反弯点,出现反弯点层数越多,就更接近于框架。

首先从整体性方面考虑。剪力墙的整体性取决于连系梁对墙肢的约束作用,约束越强,整体性越好。剪力墙的整体性可用参数 α 来分析,对于双肢墙和多肢墙,分别有

$$\alpha^2 = \alpha_1^2 + \frac{6H^2 D}{S h a}$$

$$\therefore \alpha = \sqrt{\frac{6H^2 D}{\tau h I}} \quad (3-54)$$

式中

$$\frac{1}{\tau} = \frac{\alpha^2}{\alpha_1^2} = 1 + \frac{I}{S a} = 1 + \frac{A I}{a^2 A_1 A_2};$$

$$I = I_1 + I_2; \quad A = A_1 + A_2$$

对多肢墙

$$\therefore \alpha^2 = \frac{\alpha_1^2}{\tau}$$

$$\therefore \alpha = \sqrt{\frac{12}{\tau H I} \left(\sum_{j=1}^m \frac{I_j \alpha_j^2}{I_j^3} \right) H} \quad (3-55)$$

式中, $I = \sum_{j=1}^{m+1} I_j$, τ 值按表 3-6 取用。

由式(3-54)及式(3-55)知, α 值正是反映了连系梁刚度与墙肢刚度的相对比例关系, 连系梁刚度大而墙肢刚度相对较小时, α 值大, 连系梁对墙肢的约束强, 剪力墙整体性好, 反之则差。为此, 可利用 α 这一参数作为判别剪力墙类型的标准之一。

另外, 还需从墙肢高度方向上是否出现反弯点来判别。因为在某些情况下, 仅靠 α 值的大小还不足以完全判别剪力墙的类型, 例如 α 值大时, 表示剪力墙的整体性好, 但是, 随着所开孔洞的大小, 它可以是孔洞小的整体小开口墙, 也可以是大孔洞的、横梁刚度很大的壁式框架, 显然, 整体小开口墙的受力性能与壁式框架大不一样。为了区分这两种不同的类型, 除用 α 值判别外, 尚需另找判别在墙肢高度方向上是否会出现反弯点的参数。

墙肢是否会出现反弯点, 与墙肢惯性矩比值 I_n/J 、整体参数 α 和层数 N 等多种因素有关, 这里

$$I_n = J - \sum_{j=1}^{m+1} I_j \quad (3-56)$$

式中 J ——组合截面的惯性矩;

I_j ——墙肢 j 的惯性矩。

若孔洞狭窄, I_n/J 值小, 反之则大。我国关于高层建筑的《规程》^[1] 根据墙肢弯矩是否出现反弯点的分析, 给出了 I_n/J 的限值 $\zeta(\alpha, N)$, 作为划分剪力墙的第二标准。 $\zeta(\alpha, N)$ 已作了数表, 见表 3-14。

系数 ζ 的数值

表 3-14

$\alpha \backslash$ 层数 n	层数 n					
	8	10	12	16	20	≥ 30
10	0.886	0.948	0.975	1.000	1.000	1.000
12	0.866	0.924	0.950	0.994	1.000	1.000
14	0.853	0.908	0.934	0.978	1.000	1.000
16	0.844	0.896	0.923	0.964	0.988	1.000
18	0.836	0.888	0.914	0.952	0.978	1.000
20	0.831	0.880	0.906	0.945	0.970	1.000
22	0.827	0.875	0.901	0.940	0.965	1.000
24	0.824	0.871	0.897	0.936	0.960	0.989
26	0.822	0.867	0.894	0.932	0.955	0.986
28	0.820	0.864	0.890	0.929	0.952	0.982
≥ 30	0.818	0.861	0.887	0.926	0.950	0.979

综上所述, 对各类剪力墙划分如下:

1. $\alpha \geq 10$ 的情况

(1) 当 $I_n/J \leq \zeta$ 时,按整体小开口计算;若有个别墙肢为小墙肢时,应对该墙肢弯矩进行修正。

(2) 当 $I_n/J > \zeta$ 时,按壁式框架计算。

2. $\alpha < 10$ 时,按多肢剪力墙计算。

3. 孔洞面积与剪力墙总面积之比不大于 0.16,且孔洞间净距及孔洞至墙边的净距大于孔洞长边尺寸时,一般可作为整截面墙计算。

不能由竖向成列布置的孔洞划分为若干墙肢的剪力墙,宜用平面有限元法或其他有效方法进行内力和位移计算。

第四章 框架-剪力墙结构体系的简化计算方法

当房屋体型较为规整时,可用本章所介绍的一种简化方法计算内力和位移。本章中的解微分方程方法,是将剪力墙平面结构视为等效的弯曲杆件,将平面框架结构视为悬臂剪切梁,考虑综合之后的剪力墙与框架进行协调,再将协调的各层连杆连续化,从而建立剪力墙与框架之间的协同工作微分方程,求解微分方程可得到结构体系的位移和内力,进而获得各杆件的内力。

§4.1 基本假定和计算简图

一、基本假定

与前一章剪力墙结构体系的假定一样,楼层在自身平面内刚度无穷大,且忽略各竖向剪力墙和框架平面外的刚度,推导时,不计楼层绕竖轴的扭转,倘若必须计及扭转的影响,可按§4.5的简化方法予以修正。此外,假定框架与剪力墙沿高度均匀分布,若沿高度方向刚度有变化,有关参数可取关于层高的加权平均值近似计算;当某一平面结构为框架-剪力墙时(图4-1(a)),框架与剪力墙之间连系梁两端为刚接,可将连系梁两端的力矩折算成分布力矩 m_b ,移置于剪力墙的中性轴上(图4-1(b)),详见§4.2的计算方法。

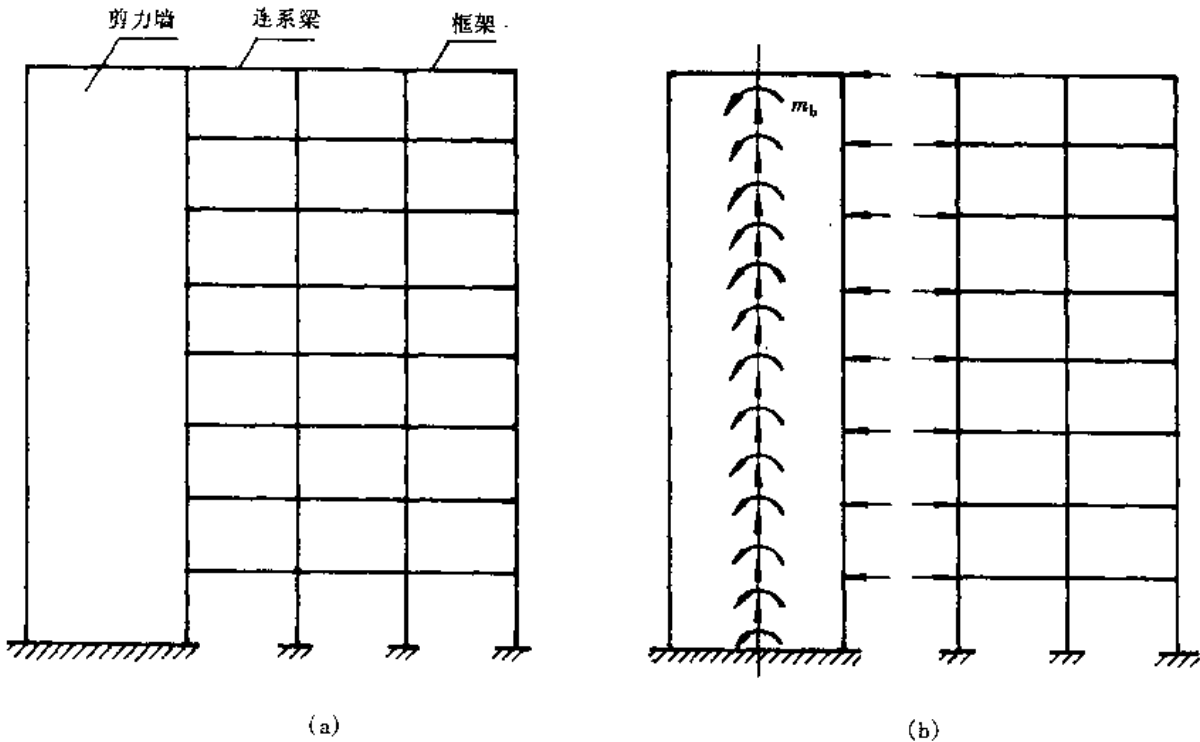


图 4-1

二、计算简图

平面框架和平面剪力墙是两种不同的变形体系,前者以剪切变形为主,后者以弯曲变形为主,这两种体系应分别看待。为了简化起见,现将区段内所有框架和剪力墙各自综合在一起,分别形成综合框架和综合剪力墙,考虑它们之间的协同工作,由此形成平面协同工作的计算简图。例如图 4-2(a)的框架-剪力墙结构体系,按此方法抽象成图 4-2(b)的计算简图。

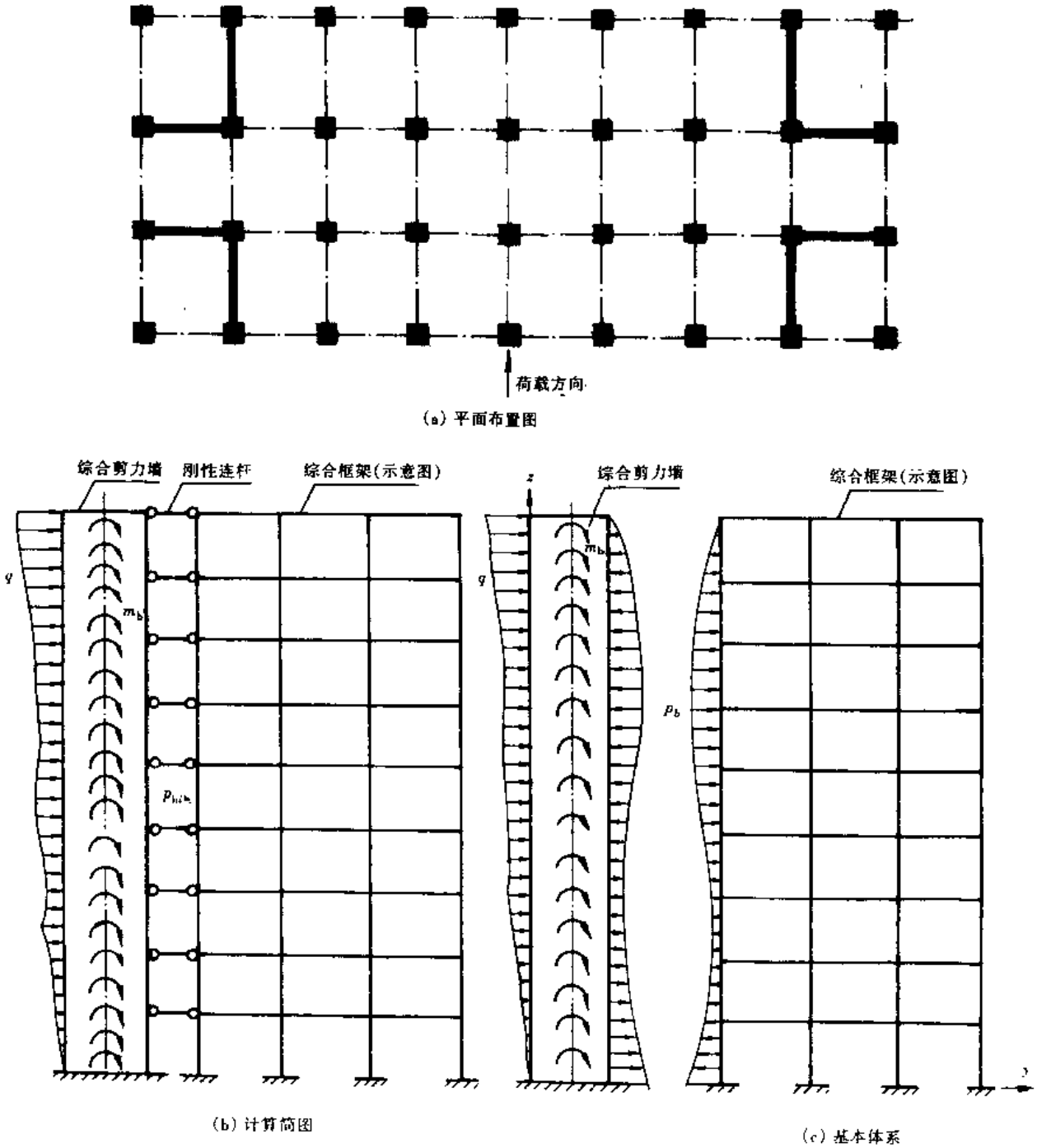


图 4-2

本来图 4-2(a)沿荷载方向的剪力墙和框架是相互平行的,可是在图 4-2(b)中却把它们放在同一平面了,这种抽象是否合理呢?实际上,道理很简单,也很明显,由于不计楼层绕竖轴的扭转,图 4-2(a)各平面结构在刚性楼盖的带动下,其侧向位移是与图 4-2(b)的简图完全一致的,都体现出同一楼层侧移相等的协调原则,由此可以说,图 4-2(b)的计算简图是合理的。从受力上分析,图 4-2(a)的结构体系应属空间受力特性,现基于前述的基本假定,将其抽象为图 4-2(b)的平面简图,从而使计算大为简化。

综合框架与剪力墙之间用水平连杆连接,水平连杆代表楼盖的作用,目的是传递水平力 P_{bi} ,使综合框架与综合剪力墙之间位移协调,连杆两端采用铰接。高层房屋的层数较多,采用微分方程方法时,有可能也需要把连杆作用的集中力 P_{bi} 简化成连续的分布力 p_b ,这时的综合剪力墙实际上是下端固定、上端自由,承受着外荷载 q 和弹性框架的反力 p_b ,好像通常工程中的弹性地基梁一样(图 4-2(c))。

§ 4.2 综合剪力墙抗弯刚度、综合框架抗剪刚度和连系梁旋转刚度

现在来解决如何形成综合剪力墙、综合框架以及综合连系梁的问题。一般做法是:综合剪力墙由受力方向各片剪力墙的等效抗弯刚度相加得到,用 EI_e 表示;综合框架则由受力方向所有框架柱抗剪刚度之和得到,用 C_f 表示;综合连系梁由受力方向各连系梁旋转刚度相叠加获得,用 C_b 表示。

一、综合剪力墙的等效抗弯刚度 EI_e

首先,按照水平荷载受力方向各平面剪力墙的不同类型,分别计算各平面剪力墙的等效抗弯刚度 EI_{eq} ,例如第 j 片平面开洞剪力墙的等效抗弯刚度用 EI_{eqj} 表示。具体计算时,凡属于整截面剪力墙、整体小开口剪力墙类型的,用式(3-7)计算,属于双肢或多肢剪力墙类型的,用式(3-29)或式(3-44)计算,属于壁式框架类型的,可综合至框架中去。最后,整个体系的等效抗弯刚度 EI_e 为

$$EI_e = \sum_j EI_{eqj} \quad (4-1)$$

二、综合框架抗剪刚度 C_f

框架剪力与侧移(剪切变形)之间可写成如下关系式:

$$V_{fi} = C_{fi} \left(\frac{dy}{dz} \right)_i \quad (4-2)$$

式中 V_{fi} ——第 i 层综合框架剪力;

$\left(\frac{dy}{dz} \right)_i$ ——第 i 层综合框架剪切角;

C_{fi} ——第 i 层综合框架抗剪刚度。

由式(4-2)不难理解,框架抗剪刚度的物理含义是:该层使框架产生单位剪切角(或称旋转角)时所需剪力值,如图 4-3(a)所示。

C_{fi} 的计算可与第二章中的框架 D 值法内容连系起来,借框架的抗侧刚度 D 来求。对比图 4-3(a)与(b),不难发现两者正好相差层高的 h_i 倍,对第 i 层,可表达为

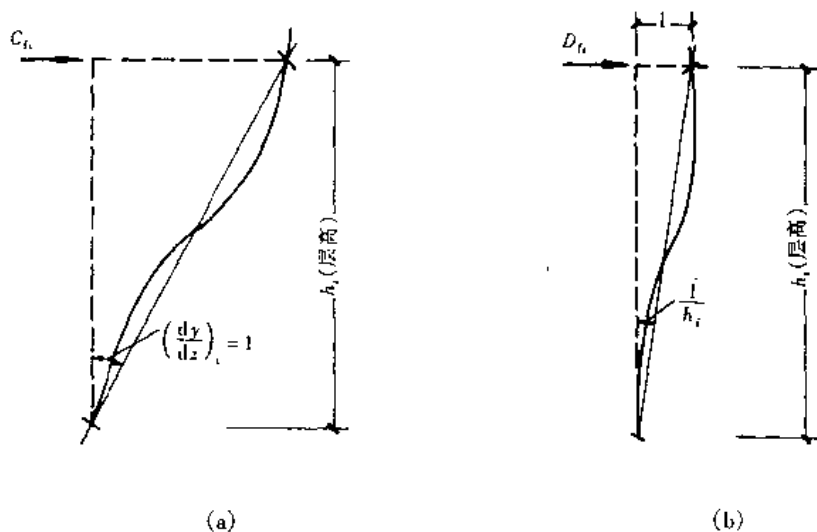


图 4-3

$$C_{fi} = D_{fi} h_i \quad (4-3)$$

工程实际问题中,各层 D_{fi} 通常是不相同的,现假定同层各柱高度相等,可先按下式求出第 i 层所有框架柱的总抗侧刚度:

$$D_{fi} = \frac{12}{h_i^{2k-1}} \sum \alpha_k i_{ck} \quad (4-4)$$

式中 α_k ——D 值法中某层第 k 根柱的修正系数;

i_{ck} ——某层第 k 根柱的线刚度;

m ——该层柱总根数。

由式(4-3),第 i 层综合框架的抗剪刚度为

$$C_{fi} = \frac{12}{h_i^{k-1}} \sum \alpha_k i_{ck} \quad (4-5)$$

综合框架的 C_f 近似取层高的加权平均值,即

$$C_f = \frac{\sum_{i=1}^n C_{fi} h_i}{H} \quad (4-6)$$

式中 H ——建筑物总高;

h_i ——第 i 层层高;

n ——框架总层数。

当框架高度超过 50m 或大于其宽度的四倍时,应计及柱轴向变形对框架-剪力墙体系内力与位移的影响,否则会使计算误差增大。这时,需以所谓的“等效抗剪刚度” C_{f_0} 替代上述抗剪刚度 C_f 来计算。

现令 Δ^M 表示框架仅考虑梁、柱弯曲变形所引起的框架顶点侧移, Δ^N 表示框架仅由于各立柱轴向变形产生的框架顶点侧移。假定框架承担的水平分布力为 q_f ,由式(4-2)的关系,将综合框架连续化之后,经微分一次,得到

$$\frac{dV_f}{dz} = C_f \frac{d^2 y}{dz^2} = -q_f \quad (4-7)$$

再将式(4-7)积分两次, z 高度处框架的侧移为

$$y = - \int_0^z \int_z^H \frac{q_f}{C_f} dz dz = - \frac{1}{C_f} \int_0^z \int_z^H q_f dz dz$$

这时, 顶点侧移为

$$\Delta^M = - \frac{1}{C_f} \left[\int_0^z \int_z^H q_f dz dz \right]_{z=H} \quad (4-8)$$

由式(4-8)得

$$C_f = - \frac{1}{\Delta^M} \left[\int_0^z \int_z^H q_f dz dz \right]_{z=H} \quad (4-9)$$

上式说明框架抗剪刚度是与顶点侧移成反比的。仿此, 也可写出框架考虑了轴向变形之后等效抗剪刚度的表达式:

$$C_{fo} = - \frac{1}{(\Delta^M + \Delta^N)} \left[\int_0^z \int_z^H q_f dz dz \right]_{z=H} \quad (4-10)$$

综合式(4-9)与式(4-10), 可得

$$C_{fo} = \frac{\Delta^M}{\Delta^M + \Delta^N} C_f \quad (4-11)$$

在式(4-11)中, C_f 按式(4-6)计算, Δ^M 和 Δ^N 皆可按第二章的 D 值法和考虑柱轴向变形的近似方法计算顶点侧向位移, 见式(2-31)和式(2-37)。

三、连系梁分布约束力矩 m_b 和旋转刚度 C_b

第三章中所讨论的开孔剪力墙的连接梁两端均与墙肢连接, 而图 4-1 中的连系梁只一端与剪力墙连接, 另一端却与框架刚接, 工程中一般只有这两种情况。

分析时, 连系梁的跨长算至墙肢中性轴, 梁伸入墙肢部分的刚度很大, 应视作刚域段, 因此, 若连系梁两端皆与墙肢连接者, 则此连系梁作为两端带刚域的梁进行分析, 而像图 4-1 那样的连系梁, 可当作其特殊情形看待, 即这时的 $b = 0$, 或有时 $a = 0$ 。连系梁计算简图的处理方法与第三章中壁式框架类似。

假定连系梁两端转角相同, 用 dy/dz 表示, 由第三章壁式框架的式(3-47), 第 i 层第 j 根连系梁总的约束力矩 M_{ij} 应为左、右两端力矩之和, 写成

$$M_{ij} = \frac{12EI_b}{(1+\beta)(1-a-b)^3 l} \cdot \frac{dy}{dz}$$

式中 $\beta = \frac{12\mu EI_b}{GA_l l^2} \approx \frac{30\mu I_b}{A_l l^2}$;

EI_b ——单根连系梁抗弯刚度;

GA_l ——单根连系梁剪切刚度;

l ——连系梁净跨长。

沿高度分布的线约束力矩为

$$m_{ij} = \frac{M_{ij}}{h_i} = \frac{12EI_b}{(1+\beta)(1-a-b)^3 l h_i} \cdot \frac{dy}{dz} \quad (4-12)$$

若不计连系梁剪切变形, 则取 $\beta = 0$ 。

当同一楼层中共有 s 根连系梁时,该层总的线约束力矩为

$$m_i = \sum_{j=1}^s m_{ij} = \frac{12}{h_{ij}^3} \sum_{j=1}^s \frac{1}{(1-a-b)^3 l} \cdot \frac{EI_b}{(1+\beta)} \frac{dy}{dz} = C_{bi} \frac{dy}{dz} \quad (4-13)$$

式中 $C_{bi} = \frac{12}{h_{ij}^3} \sum_{j=1}^s \frac{1}{(1-a-b)^3 l} \cdot \frac{EI_b}{(1+\beta)} \quad (4-14)$

上式中的 C_{bi} 表示第 i 楼层连系梁两端同时产生单位转角时,在剪力墙肢轴线上产生的约束力矩。

每一层连系梁的 C_{bi} 往往是不相同的,计算综合连系梁的 C_b 时,可近似取层高的加权平均值,即

$$C_b = \frac{1}{H_i} \sum_{i=1}^n C_{bi} h_i \quad (4-15)$$

于是,综合连系梁沿高度的分布约束力矩 m_b 与旋转刚度 C_b 的关系统一由下式表达:

$$m_b = C_b \frac{dy}{dz} \quad (4-16)$$

§ 4.3 框架-剪力墙协同工作微分方程的解

一、微分方程的建立

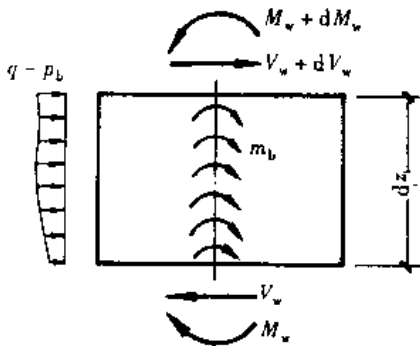


图 4-4

综合剪力墙在水平荷载 $q-p_b$ 作用下的微分方程,可取微段 dz 的平衡导得(图 4-4)

$$\begin{aligned} \sum V &= 0 \\ \frac{dV_w}{dz} + (q - p_b) &= 0 \\ \sum M &= 0 \end{aligned}$$

$$V_w = \frac{dM_w}{dz} + m_b$$

如以 $M_w = -EI_c \frac{d^2 y}{dz^2}$ 代入,并连同以上两式,得

$$EI_c \frac{d^4 y}{dz^4} - \frac{dm_b}{dz} = q - p_b \quad (4-17)$$

因连系梁在剪力墙中性轴处的转角与墙的转角相同,皆用 dy/dz 表示,故将式(4-16)代入式(4-17)中,得

$$EI_c \frac{d^4 y}{dz^4} - C_b \frac{d^2 y}{dz^2} = q - p_b \quad (4-18)$$

式中 y ——综合剪力墙或综合框架侧向位移;

EI_c ——综合剪力墙等效抗弯刚度;

C_b ——综合连系梁旋转刚度。

对于综合框架,为体现与综合剪力墙的协同工作,应在全高与剪力墙侧移相等,但二者的区别在于前者属剪切型,后者属弯曲变形方式。在综合框架中,有以下关系:

$$\frac{dV_f}{dz} = -p_b \quad (a)$$

$$V_f = C_f \frac{dy}{dz} \quad (b)$$

式(a)是材料力学公式,在 § 4.2 中已作叙述。

将式(b)微分一次,并连同式(a),可得到

$$\frac{dV_f}{dz} = C_f \frac{d^2y}{dz^2} = -p_b \quad (c)$$

再把式(c)代入式(4-18),有以下方程:

$$EI_e \frac{d^4y}{dz^4} - (C_f + C_b) \frac{d^2y}{dz^2} = q \quad (4-19a)$$

$$\text{令} \quad \lambda^2 = \frac{(C_f + C_b)H^2}{EI_e} \quad (4-20)$$

及 $\xi = \frac{z}{H}$, 则式(4-19a)改写为

$$\frac{d^4y}{d\xi^4} - \lambda^2 \frac{d^2y}{d\xi^2} = \frac{qH^4}{EI_e} \quad (4-19b)$$

这就是综合剪力墙与综合框架协同工作的基本微分方程式。式(4-20)的 λ 称为结构的刚性特征值,它反映了综合框架(连同连系梁)与综合剪力墙刚度之间的相对关系, λ 值大,表示综合框架(连同连系梁)的抗剪刚度大(相对于综合剪力墙的等效抗弯刚度),反之则小。 λ 值的大小对综合框架(含综合连系梁)及综合剪力墙的内力将产生很大的影响。

二、微分方程的解

式(4-19b)是四阶常微分方程,其一般解为

$$y = A \operatorname{sh}(\lambda \xi) + B \operatorname{ch}(\lambda \xi) + C_1 + C_2 \xi + y_1$$

式中, y_1 是特解,与荷载形式有关。 A, B, C_1, C_2 是四个待定常数,由综合剪力墙上下端的边界条件确定。

若确定了侧移 y , 综合剪力墙上任一截面的转角 θ , 弯矩 M 及剪力 V 与 y 有以下关系式:

$$\theta = \frac{dy}{dz} = \frac{1}{H} \frac{dy}{d\xi} \quad (d)$$

$$M_w = -EI_e \frac{d^2y}{dz^2} = -EI_e \frac{1}{H^2} \frac{d^2y}{d\xi^2} \quad (e)$$

$$V_w = -EI_e \frac{d^3y}{dz^3} = -EI_e \frac{1}{H^3} \frac{d^3y}{d\xi^3} \quad (f)$$

式中, θ, M_w, V_w 的正负号与一般材料力学中梁的规定相同。

下面仅以水平均布荷载 q 的求解为例。水平均布荷载作用下的一般解为

$$y = A \operatorname{sh}(\lambda \xi) + B \operatorname{ch}(\lambda \xi) + C_1 + C_2 \xi - \frac{qH^4}{2\lambda^2 EI_e} \xi^2 \quad (4-21)$$

式(4-21)中待定常数由剪力墙如下四个边界条件确定:

(1) 房屋顶部总剪力值为零: $V_w(1) + \bar{V}_f(1) = 0$

将式(b), (c)及式(4-16)代入此边界条件中, 变为

$$-EI_e \frac{1}{H^3} \cdot \frac{d^3 y(1)}{d\xi^3} + C_f \frac{1}{H} \cdot \frac{dy(1)}{d\xi} + C_b \frac{1}{H} \cdot \frac{dy(1)}{d\xi} = 0$$

再将式(4-21)代入上式的边界条件, 可得

$$C_2 = \frac{qH^4}{\lambda^2 EI_e} \quad (g)$$

本边界条件中的 $\bar{V}_f(1)$ 为房屋顶部的广义剪力, 除框架外, 还包括连系梁的作用。

(2) 房屋底部转角为零: $\frac{dy(0)}{d\xi} = 0$

运用式(4-21)的位移表达式, 再代入式(g), 得

$$A = -\frac{qH^4}{\lambda^3 EI_e} \quad (h)$$

(3) 墙顶弯矩值为零: $M_w(1) = -EI_e \frac{1}{H^2} \cdot \frac{d^2 y(1)}{d\xi^2} = 0, \therefore \frac{dy^2(1)}{d\xi^2} = 0$

可得

$$B = \frac{qH^4}{\lambda^4 EI_e} \cdot \frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda + 1}{\operatorname{ch} \lambda} \quad (i)$$

(4) 房屋底部位移为零: $y(0) = 0$

得

$$C_1 = -\frac{qH^4}{\lambda^4 EI_e} \cdot \frac{\lambda \operatorname{sh} \lambda + 1}{\operatorname{ch} \lambda} \quad (j)$$

将解得的四个待定常数 A, B, C_1 及 C_2 表达式再代入式(4-21)中, 并经整理得

$$y = \frac{qH^4}{EI_e \lambda^4} \left[\alpha (\operatorname{ch}(\lambda \xi) - 1) - \lambda \operatorname{sh}(\lambda \xi) + \lambda^2 \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) \right] \quad (4-22)$$

式中 $\alpha = \frac{1 + \lambda \operatorname{sh} \lambda}{\operatorname{ch} \lambda}$

房屋顶点水平位移 Δ 为

$$\Delta = y(1) = \frac{qH^4}{EI_e \lambda^4} \left[\alpha (\operatorname{ch} \lambda - 1) - \lambda \operatorname{sh} \lambda + \frac{1}{2} \lambda^2 \right] \quad (4-23)$$

有了侧移表达式, 接下来可很方便地求出综合剪力墙的弯矩、剪力以及综合框架的剪力, 还能求出它们所分担的水平荷载。

三、综合剪力墙的荷载和内力

1. 综合剪力墙所分担的水平荷载 p_w

$$p_w = EI_e \frac{d^4 y}{H^4 d\xi^4} = q [\alpha \operatorname{ch}(\lambda \xi) - \lambda \operatorname{sh}(\lambda \xi)] \quad (4-24)$$

2. 综合剪力墙的剪力 V_w

$$V_w = -EI_c \frac{d^3 y}{H^3 d\xi^3} = qH \left[\operatorname{ch}(\lambda\xi) - \frac{\alpha}{\lambda} \operatorname{sh}(\lambda\xi) \right] \quad (4-25)$$

3. 综合剪力墙弯矩 M_w

$$M_w = -EI_c \frac{d^2 y}{H^2 d\xi^2} = \frac{qH^2}{\lambda^2} [\lambda \operatorname{sh}(\lambda\xi) + 1 - \alpha \operatorname{ch}(\lambda\xi)] \quad (4-26)$$

四、综合框架(包括连系梁)的荷载和内力

1. 综合框架(含连系梁)分担的水平荷载 \bar{p}_f

$$\bar{p}_f = q - p_w = q [1 - \alpha \operatorname{ch}(\lambda\xi) + \lambda \operatorname{sh}(\lambda\xi)] \quad (4-27)$$

2. 综合框架(含连系梁)的剪力 \bar{V}_f

$$\bar{V}_f = (C_f + C_b) \frac{dy}{H d\xi} = qH \left[1 - \operatorname{ch}(\lambda\xi) + \frac{\alpha}{\lambda} \operatorname{sh}(\lambda\xi) - \xi \right] \quad (4-28)$$

图4-5、图4-6和图4-7分别给出了均布荷载下,沿房屋高度方向上侧移以及综合剪力墙、综合框架(含连系梁)所分担的水平荷载、弯矩和剪力的变化情况。

由图4-5(a)的侧移变化曲线看出:当 λ 值很小(例如 $\lambda \leq 1$),即综合框架(含连系梁)的抗剪刚度比综合剪力墙的等效抗弯刚度小得多时,其房屋的侧移曲线类似于—根独立的悬臂梁,呈弯曲变形的形状。当 λ 值较大(例如 $\lambda \geq 6$),即综合框架(含连系梁)的抗剪刚度比综合剪力墙的等效抗弯刚度大很多时,房屋的侧移呈剪切变形的形状(图4-5(b)),在一般情况下, λ 值界于1~6之间,因此,框-剪体系的侧移属弯剪变形形状,可形象地绘于图4-5(c)中。

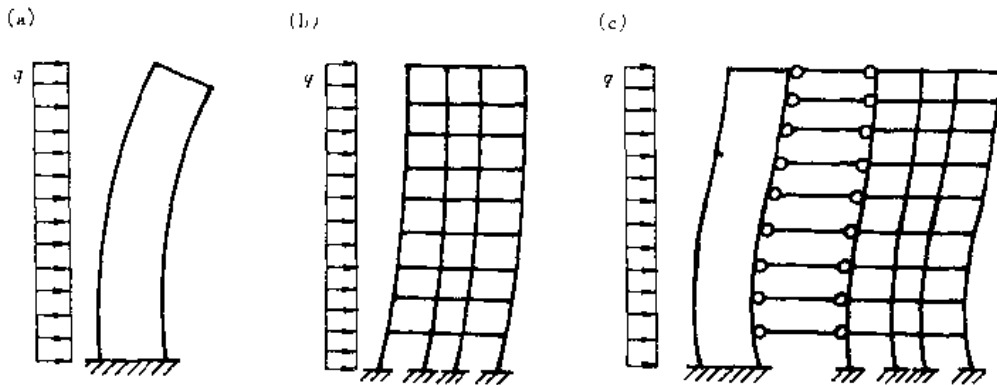


图4-5

由图4-6看出:作用在整个框架-剪力墙体系上的荷载 q 由综合剪力墙和综合框架(含连系梁)所分担,即 $q = p_w + \bar{p}_f$, \bar{p}_f 是作用在综合框架(含连系梁)上的水平荷载,也是综合框架(含连系梁)与综合剪力墙之间的水平连续分布力。在房屋的上面几层, \bar{p}_f 为压力,但在下面几层, \bar{p}_f 为拉力,这说明在房屋的上面几层中,框架阻挡剪力墙向前变形,使二者所负担的水平荷载 \bar{p}_f 和 p_w 均小于总水平荷载 q 值;在下面几层中,框架将剪力墙向前拉,加重了剪力墙负担,使剪力墙所负担的荷载大于总水平荷载 q ,而框架(含连系梁)所承担的荷载 \bar{p}_f 的作用方向与 q 的作用方向相反。

由图4-7容易看出,当框架的刚度较小,也即 λ 值较小时,综合剪力墙承担了大部分剪

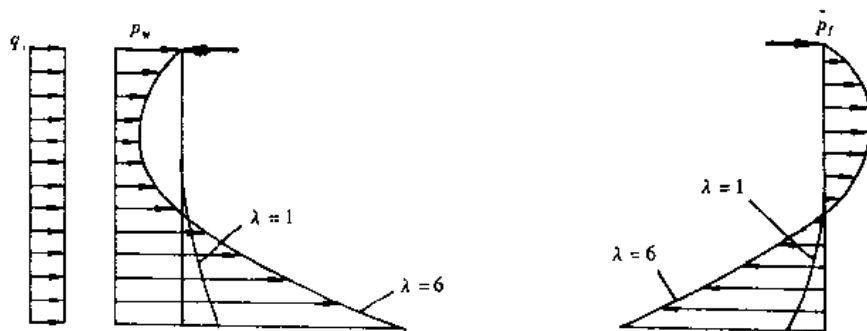


图 4-6

力,反之,综合框架则承担较多剪力。框架剪力最大值接近于结构的中部,但在房屋的底部,框架(含连系梁)剪力的总和等于零。在房屋顶点处,综合剪力墙的剪力 V_w 和综合框架(含连系梁)的剪力 \bar{V}_f 都不等于零,二者恰好平衡。

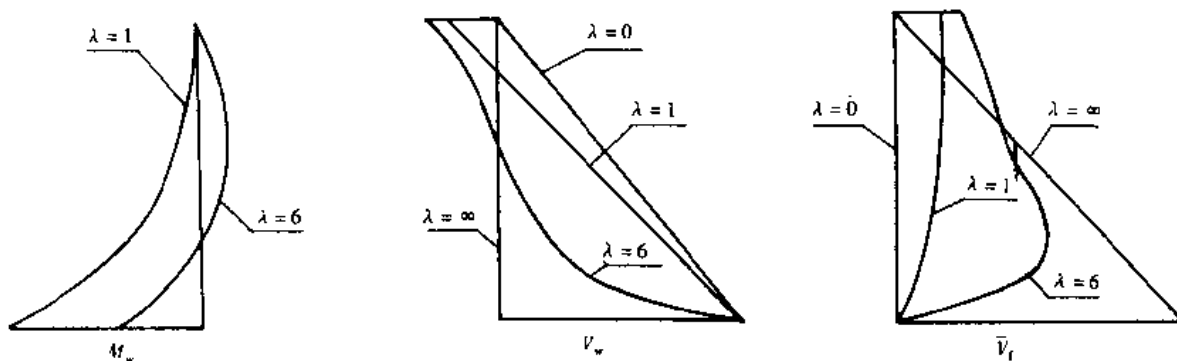


图 4-7

五、倒三角形荷载和顶点集中荷载作用下的结果

类似于均布荷载求解的方法,可求得倒三角形荷载与顶点集中荷载作用下的位移与内力结果。

1. 倒三角形荷载作用下

$$y = \frac{q_H H^4}{EI_c \lambda^2} \left[\beta \frac{\text{ch}(\lambda \xi) - 1}{\text{ch} \lambda} + \left(\xi - \frac{\text{sh}(\lambda \xi)}{\lambda} \right) \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{\lambda^2} \right) - \frac{\xi^3}{6} \right] \quad (4-29)$$

$$\Delta = y(1) = \frac{q_H H^4}{EI_c \lambda^2} \left[\beta \left(1 - \frac{1}{\text{ch} \lambda} \right) + \frac{\text{sh} \lambda}{\lambda} \left(\frac{1}{\lambda^2} - \frac{1}{2} \right) + \frac{1}{3} - \frac{1}{\lambda^2} \right] \quad (4-30)$$

$$V_w = \frac{q_H H}{\lambda^2} \left[1 + \left(\frac{\lambda^2}{2} - 1 \right) \text{ch}(\lambda \xi) - \lambda^3 \beta \frac{\text{sh}(\lambda \xi)}{\text{ch} \lambda} \right] \quad (4-31)$$

$$M_w = q_H H^2 \left[\beta \frac{\text{ch}(\lambda \xi)}{\text{ch} \lambda} - \left(\frac{1}{2\lambda} - \frac{1}{\lambda^3} \right) \text{sh}(\lambda \xi) - \frac{\xi}{\lambda^2} \right] \quad (4-32)$$

$$\bar{V}_f = \frac{q_H H}{2} (1 - \xi^2) - V_w \quad (4-33)$$

式中, $\beta = \frac{\text{sh} \lambda}{2\lambda} - \frac{\text{sh} \lambda}{\lambda^3} + \frac{1}{\lambda^2}$

q_H ——倒三角形荷载顶点处最大值。

2. 顶点集中荷载作用下

$$y = \frac{FH^3}{EI_e \lambda^3} [\text{th} \lambda (\text{ch}(\lambda \xi) - 1) - \text{sh}(\lambda \xi) + \lambda \xi] \quad (4-34)$$

$$\Delta = y(1) = \frac{FH^3}{EI_e \lambda^3} [\lambda - \text{th} \lambda] \quad (4-35)$$

$$V_w = F [\text{ch}(\lambda \xi) - \text{th} \lambda \cdot \text{sh}(\lambda \xi)] \quad (4-36)$$

$$M_w = \frac{FH}{\lambda} [\text{th} \lambda \text{ch}(\lambda \xi) - \text{sh}(\lambda \xi)] \quad (4-37)$$

$$\bar{V}_f = F - V_w \quad (4-38)$$

式中, F 为顶点集中荷载。

§ 4.4 内力分配和主要计算内容

以上求出的是总框架和总剪力墙的内力,在实际工程设计时,还需将这些内力分配给原来实际的平面结构或各杆件。本节还简要归纳一下框架-剪力墙结构体系的主要计算内容。

一、内力分配

1. 剪力墙之间的分配

通常剪力墙为弯曲变形形式,当各片剪力墙截面尺寸大体一致时(均无洞口或均有洞口),可近似按墙的抗弯刚度分配弯矩和剪力,若剪力墙或墙肢截面尺寸较大时,剪力分配宜考虑剪切变形的影响。一般地,剪力墙可按等效抗弯刚度 EI_e 分配内力,即采用

$$V_{wj} = \frac{EI_{eqj}}{EI_e} V_w \quad (4-39)$$

$$M_{wj} = \frac{EI_{eqj}}{EI_e} M_w \quad (4-40)$$

式中 V_{wj} , M_{wj} ——分别表示第 j 片剪力墙分配到的剪力和弯矩;

V_w , M_w ——分别表示综合剪力墙的剪力和弯矩;

EI_{eqj} , EI_e ——分别表示第 j 片剪力墙和综合剪力墙的等效抗弯刚度。

2. 框架的内力分配

若计及了连系梁的 C_b ,则上一节算出的 \bar{V}_f 应包括框架和连系梁的内力,故 \bar{V}_f 首先在综合框架和连系梁之间分配。综合框架的剪力为

$$V_f = \frac{C_f}{C_f + C_b} \bar{V}_f \quad (4-41)$$

在水平地震力作用下,框架的剪力还应加以调整,即对 $V_f < 0.2V_0$ 的楼层,设计时,框架各层总剪力取下式中的较小者:

$$\begin{cases} V_f = 0.2V_0 \\ V_f = 1.5V_{f\max} \end{cases} \quad (4-42)$$

式中 V_f ——所有框架的总剪力；
 V_{fmax} ——房屋各层中 V_f 的最大值；
 V_0 ——结构底部总剪力。

式(4-42)第二个表达式主要限制当框架柱根数较少时，可能出现框架分担剪力过多的现象发生。

框架剪力调整的主要原因从两个方面考虑：第一，协同工作时采用了楼板平面内刚度无穷大的假定，但框架-剪力墙结构中剪力墙间距较大时，楼板变形会加重框架的负担；第二，在地震力作用下，大部分剪力墙开裂后刚度降低，将一部分地震力转移至框架，框架需要有一定的储备。

有了框架的总剪力，进而可按各柱 D 值分配剪力，由 D 值法绘出框架的弯矩图。

3. 连系梁的内力分配

连系梁分配到单位高度上的分布力矩为

$$m_b = \frac{C_b}{C_f + C_b} \bar{V}_f \quad (4-43)$$

该层(第 i 层)连系梁总的集中力矩近似为

$$M_{bi} = m_b h_i \quad (4-44)$$

然后，将 M_{bi} 按各连系梁的弯矩系数 $\frac{6EI_b(1+a-b)}{(1+\beta)(1-a-b)^3 l}$ 和 $\frac{6EI_b(1-a+b)}{(1+\beta)(1-a-b)^3 l}$ 分配给各梁左端和右端，用 M_{AB} 和 M_{BA} 表示，见图 4-8。

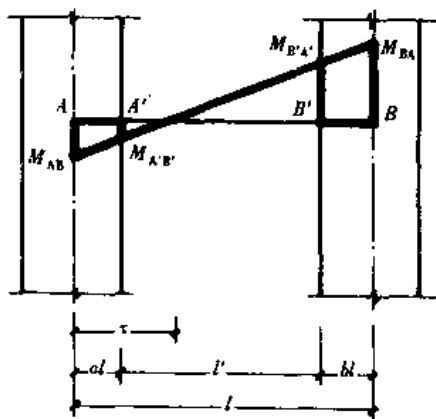


图 4-8

M_{AB} 和 M_{BA} 是剪力墙墙肢轴线处的弯矩，倘若需要进一步计算墙肢内边缘的弯矩，可按比例把 M_{AB} 和 M_{BA} 移至墙边缘。连系梁弯矩零点位置由三角形比例关系得到：

$$x = \frac{M_{AB}}{M_{AB} + M_{BA}} l$$

进而求出墙肢左、右内边缘的弯矩为(图 4-8)

$$\begin{aligned} M_{A'B'} &= \frac{x-a}{x} M_{AB} \\ &= (1-a) M_{AB} - a M_{BA} \end{aligned} \quad (4-45a)$$

$$\begin{aligned} M_{B'A'} &= \frac{l-x-b}{x} M_{AB} \\ &= (1-b) M_{BA} - b M_{AB} \end{aligned} \quad (4-45b)$$

二、计算步骤归纳

1. 计算综合框架、综合剪力墙和综合连系梁的刚度，按 § 4.2 中公式和方法计算综合框架的 C_f 或 C_{f0} 、综合剪力墙的 EI_w 和综合连系梁的 C_b 。

2. 按式(4-20)计算 λ^2 。

3. 按式(4-23)或式(4-30)或式(4-35)计算顶点侧移，及由式(4-22)或式(4-29)或式(4-

34) 计算侧向位移, 层间位移常由上下层侧移之差计算。

4. 计算综合结构的内力。按 § 4.3 中三、四、五的公式——计算各楼层标高处的内力。
5. 按本节所述内力分配方法分别计算各墙(墙肢)截面和各杆件的内力。
6. 若计及楼层扭转, 则可按下节, 即 § 4.5 中所述公式和方法对各片剪力进行修正。

§ 4.5 框架、剪力墙、框架-剪力墙结构体系扭转的近似计算

在以前的内容中, 最基本的假定是楼层无扭转产生, 这对结构规整的体系以及水平荷载的合力作用点正好与结构的刚度中心重合时, 是适合的。在实际工程中, 结构布置往往不那么对称, 楼层中不可避免地产生扭转, 或扭转的影响不容忽视, 计算时必须考虑扭转因素。计及楼层扭转之后, 楼层不仅有刚体平动, 而且还有刚体转动, 从而使问题变得复杂了。作为分析方法, 一种是较为准确的矩阵分析法, 另一种是简化分析法, 前者将在第五章的内容中介绍, 本节将介绍后者的内容。

一、刚度中心

在框架或壁式框架中, 已讨论了抗侧刚度 D 值, 其物理含义是使框架产生单位层间相对侧移时所需的水平剪力。同理, 对平面剪力墙结构, 其抗侧刚度也可用相同含义来定义。二者的抗侧刚度统一表达如下:

$$D = \frac{V}{\delta_i} \quad (4-46)$$

- 式中 V ——平面抗侧力结构第 i 层总剪力;
 δ_i ——平面抗侧力结构第 i 层层间相对侧移;
 D ——平面抗侧力结构第 i 层抗侧刚度。

求刚度中心时, 可简单地借用求面积形心的概念, 也就是说, 把抗侧刚度理解为假想的面积, 于是, 对参照坐标系 xOy , 第 i 层的刚度中心位置为(参见图 4-9)。

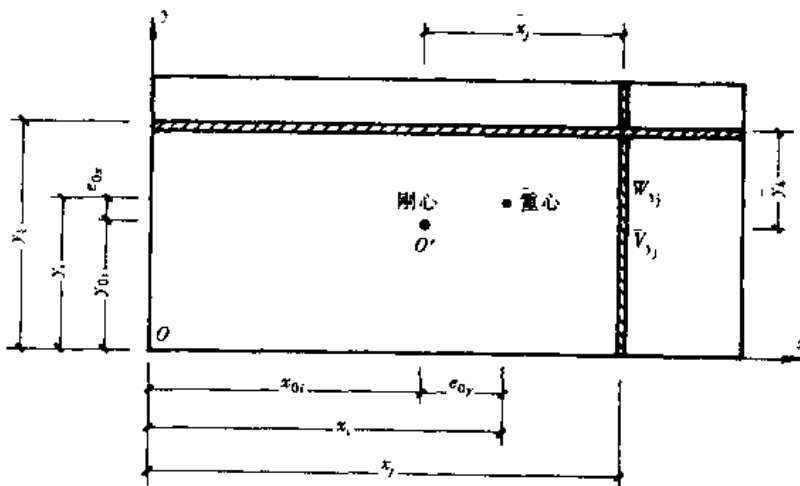


图 4-9

$$x_{0i} = \frac{\sum_{j=1}^m D_{yj} x_j}{\sum_{j=1}^m D_{yj}} \quad (4-47a)$$

$$y_{0i} = \frac{\sum_{k=1}^n D_{xk} y_k}{\sum_{k=1}^n D_{xk}} \quad (4-47b)$$

将式(4-46)的关系式代入式(4-47),可改写为

$$x_{0i} = \frac{\sum_{j=1}^m V_{yj} x_j}{\sum_{j=1}^m V_{yj}} \quad (4-48a)$$

$$y_{0i} = \frac{\sum_{k=1}^n V_{xk} y_k}{\sum_{k=1}^n V_{xk}} \quad (4-48b)$$

在式(4-48)中,当结构体系仅发生楼层平动时,各平面结构分担的剪力是不同的,但同一层各平面结构的层间位移 δ_i 相同,故分子与分母中的 δ_i 已消去。用式(4-47)和式(4-48)皆可计算刚度中心的位置,结果是一样的。且式中

V_{yj}, D_{yj} ——第 i 楼层平动时(无扭转) y 方向第 j 片平面抗侧力结构层总剪力和层抗侧刚度;

V_{xk}, D_{xk} ——第 i 楼层平动时(无扭转) x 方向第 k 片平面抗侧力结构层总剪力和层抗侧刚度;

m, n ——分别代表 y, x 方向平面抗侧力结构总片数;

x_j, y_k ——分别代表 y 方向第 j 片和 x 方向第 k 片平面抗侧力结构至 y 轴和 x 轴的距离。

二、偏心距

楼层转动时的扭矩与偏心距有关。

对地震作用,偏心距 e_0 与地震作用点,亦即与楼层的重心有关,在图 4-9 中,参照坐标系 xOy ,第 i 楼层的重心为

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^m G_{yj} x_j}{\sum_{j=1}^m G_{yj}} \quad (4-49a)$$

$$y_i = \frac{\sum_{k=1}^n G_{xk} y_k}{\sum_{k=1}^n G_{xk}} \quad (4-49b)$$

式中 x_j —— y 方向第 j 片平面抗侧力结构至 y 轴的距离;

G_{yj} —— y 方向第 j 片结构的重量(含该单元内楼层重);

y_k —— x 方向第 k 片平面抗侧力结构至 x 轴距离;

G_{xk} —— x 方向第 k 片结构的重量(含该单元内楼层重)。

偏心距为

$$e_{0i} = x_i - x_{0i} \quad (4-50a)$$

$$e_{0x} = y_i - y_{0i} \quad (4-50b)$$

式中 x_{0i}, y_{0i} ——刚度中心坐标,由式(4-47)或式(4-48)确定;
 x_i, y_i ——楼层重心位置,由式(4-49)确定。

三、考虑楼层扭转后的修正

首先考虑在 y 方向有水平力作用的情况。此时,第 i 层的移动如图 4-10(a)所示,可分解为平动和转动两种情况,见图 4-10(b)和图 4-10(c)。这样,第 i 层沿 y 方向第 j 片和 x 方向第 k 片的侧移为

$$\delta_{yj} = \delta_i + \theta_i \bar{x}_j \quad (a)$$

$$\delta_{xk} = \theta_i \bar{y}_k \quad (b)$$

式中, \bar{x}_j, \bar{y}_k 分别代表 y 向第 j 片和 x 向第 k 片至刚度中心的距离, $\bar{x}_j = x_j - x_{0i}, \bar{y}_k = y_k - y_{0i}$ 。

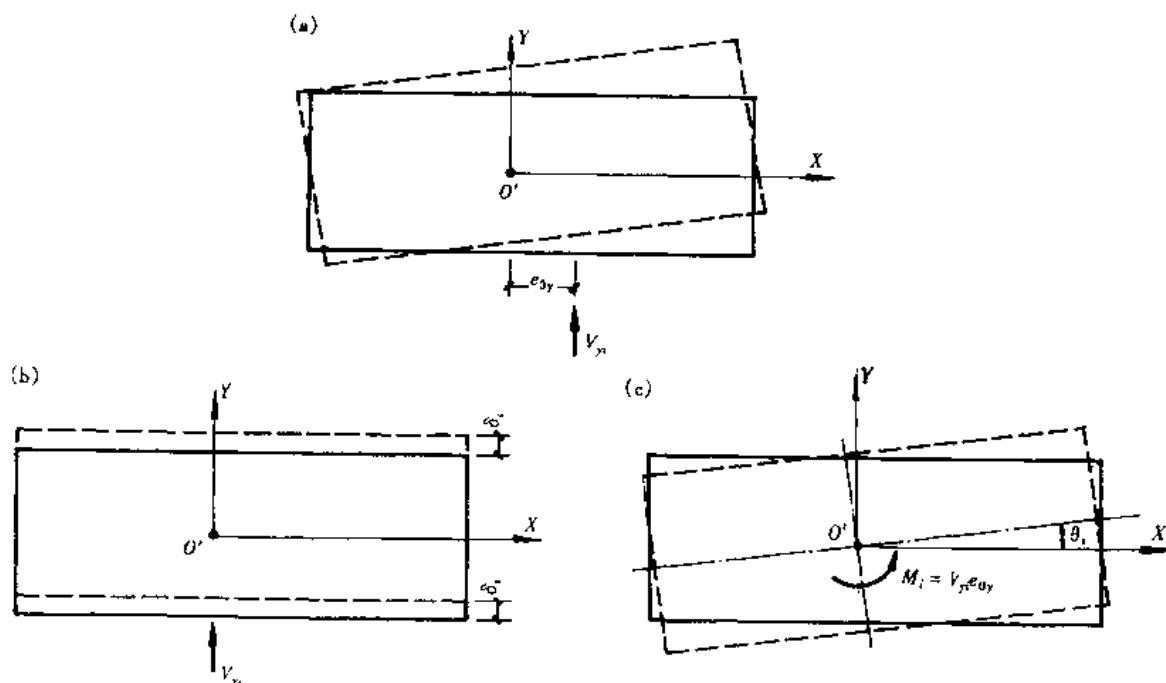


图 4-10 第 i 楼层扭转

相应的层剪力

$$\bar{V}_{yj} = D_{yj} \delta_{yj} = D_{yj} (\delta_i + \theta_i \bar{x}_j) \quad (c)$$

$$\bar{V}_{xk} = D_{xk} \delta_{xk} = -D_{xk} \theta_i \bar{y}_k \quad (d)$$

式中, $\bar{V}_{yj}, \bar{V}_{xk}$ 分别代表 y 向第 j 片和 x 向第 k 片考虑楼层扭转之后的层剪力。

由第 i 层 y 方向的平衡:

$$V_{iy} = \sum_{j=1}^m \bar{V}_{yj} = \sum_{j=1}^m D_{yj} \delta_i + \sum_{j=1}^m D_{yj} \theta_i \bar{x}_j$$

得

$$\delta_i = \frac{V_{iy}}{\sum_{j=1}^m D_{yj}} \quad (e)$$

式(e)中已用到关系式

$$\sum_{j=1}^m D_{yj} \bar{x}_j = 0 \quad (f)$$

式(f)实际上就是刚度中心的定义,其含义是各片抗侧刚度对刚度中心的矩为零,这里是对 y 方向的平面结构来说的。

再对刚度中心取矩:

$$V_{iy} e_{0y} = \sum_{j=1}^m \bar{V}_{yj} \bar{x}_j - \sum_{k=1}^n \bar{V}_{xk} \bar{y}_k \quad (g)$$

将式(c),(d)代入式(g),且利用关系式(f),得

$$V_{iy} e_{0y} = \theta_i \left[\sum_{j=1}^m D_{yj} \bar{x}_j^2 + \sum_{k=1}^n D_{xk} \bar{y}_k^2 \right]$$

$$\therefore \theta_i = \frac{V_{iy} e_{0y}}{\sum_{j=1}^m D_{yj} \bar{x}_j^2 + \sum_{k=1}^n D_{xk} \bar{y}_k^2} \quad (h)$$

式中, V_{iy} 为第 i 层 y 方向总剪力,等于 $\sum_{R=i}^N P_R$, 这里 P_R 代表第 R 层总水平荷载,其中 N 代表总层数。

其余符号同前。

最后,将式(e)和(h)代入式(c),(d)之中,得

$$\bar{V}_{yj} = \left[\frac{D_{yj}}{\sum_{j=1}^m D_{yj}} + \frac{D_{yj} \bar{x}_j e_{0y}}{\sum_{j=1}^m D_{yj} \bar{x}_j^2 + \sum_{k=1}^n D_{xk} \bar{y}_k^2} \right] V_{yi} \quad (i)$$

$$\bar{V}_{xk} = - \frac{D_{xk} \bar{y}_k}{\sum_{j=1}^m D_{yj} \bar{x}_j^2 + \sum_{k=1}^n D_{xk} \bar{y}_k^2} V_{yi} e_{0y} \quad (j)$$

式(i),(j)即为在 y 向水平荷载作用下考虑楼层扭转后第 i 层各平面抗侧力结构所分担的剪力。

很明显,式(j)的剪力较小,常常忽略不计。式(i)第一项代表楼层平动时的剪力,第二项代表楼层转动时的剪力。将式(i)改写如下:

$$\bar{V}_{yj} = \alpha_{yj} \frac{D_{yj}}{\sum_{j=1}^m D_{yj}} V_{yi} \quad (4-51)$$

式中

$$\alpha_{yj} = 1 + \frac{(\sum_{j=1}^m D_{yj}) \bar{x}_j e_{0y}}{\sum_{j=1}^m D_{yj} \bar{x}_j^2 + \sum_{k=1}^n D_{xk} \bar{y}_k^2} \quad (4-52)$$

很容易看出, α_{yj} 代表楼层扭转后,对第 j 片剪力的修正系数。

同理,在 x 方向水平荷载作用下,有

$$\bar{V}_{xk} = \alpha_{xk} \frac{D_{xk}}{\sum_{k=1}^n D_{xk}} V_{xi} \quad (4-53)$$

式中

$$\alpha_{xk} = 1 + \frac{(\sum_{k=1}^n D_{xk}) \bar{y}_k e_{0x}}{\sum_{j=1}^m D_{yj} \bar{x}_j^2 + \sum_{k=1}^n D_{xk} \bar{y}_k^2} \quad (4-54)$$

α_{xk} 为考虑楼层扭转后 x 方向第 k 片剪力的修正系数。

应当注意,式(4-52)和式(4-54)中第二项有时可能为负值,这时会使 $\alpha < 1$,而验算时只考虑 $\alpha > 1$ 的情况。

设防烈度为 9 度时,外力产生的扭矩应乘以系数 1.05。

§ 4.6 框架-剪力墙结构计算实例

—平面布置为框架-剪力墙结构的高层建筑,设置四片现浇剪力墙,墙厚 0.15m;底层框架混凝土强度等级为 C30,其余楼层框架及各层剪力墙皆为 C20;框架截面 0.22m × 0.60m,柱截面 0.5m × 0.5m,柱距 5m。结构平面布置见图 4-11。各层横向总的水平地震作用力由底层开始,依次为:118.7kN, 183.9kN, 262.7kN, 341.5kN, 420.3kN, 499.1kN, 577.9kN, 437.8kN,试计算其内力和位移。

解

一、计算形常数 C_f , C_b 和 EI_c

1. 框架形常数 C_f

(1) 梁、柱线刚度

梁的线刚度(楼面现浇,T型梁截面系数取 1.2)

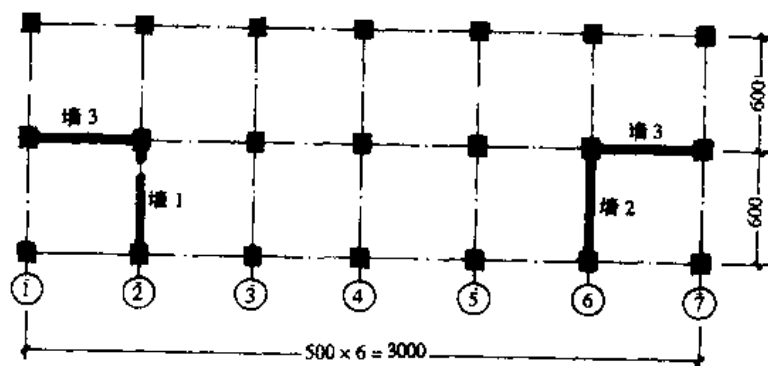
$$i_l = \frac{EI_l}{l} = \frac{2.6 \times 10^7 \times \frac{1}{12} \times 0.22 \times 0.6^3 \times 1.2}{6} \\ = 2.06 \times 10^4 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

柱的线刚度

$$\text{底层: } i_c = \frac{EI_c}{h_1} = \frac{3 \times 10^7 \times \frac{1}{12} \times 0.5^4}{4} = 3.91 \times 10^4 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{其余层: } i_c = \frac{2.6 \times 10^7 \times \frac{1}{12} \times 0.5^4}{3} = 4.51 \times 10^4 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

(2) 柱的抗侧刚度 D 值(列表计算,见表 4-1,表 4-2)



(a)

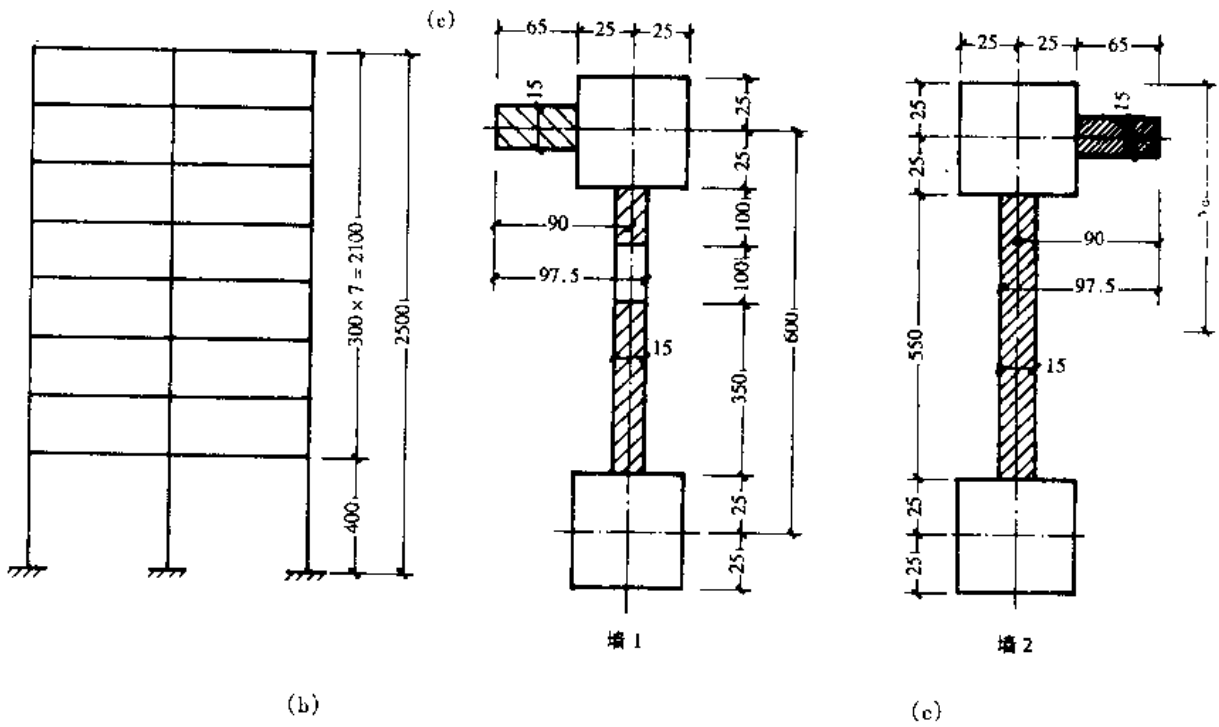


图 4-11 (单位: cm)

2~8层 D 值计算

表 4-1

柱	D	$k = \frac{\sum i_l}{2i_c}$	$\alpha = \frac{k}{2+k}$	$D = \alpha i_c \frac{12}{h^2} (\text{kN/m})$
中柱		$\frac{4 \times 2.06 \times 10^4}{4 \times 4.51 \times 10^4} = 0.92$	$\frac{0.92}{2+0.92} = 0.315$	$0.315 \times 4.51 \times 10^4 \times \frac{12}{3^2} = 18940$
边柱		$\frac{2 \times 2.06 \times 10^4}{2 \times 4.51 \times 10^4} = 0.46$	$\frac{0.46}{2+0.46} = 0.187$	$0.187 \times 4.51 \times 10^4 \times \frac{12}{3^2} = 11270$

底层 D 值计算

表 4-2

柱	D	$k = \frac{\sum i_l}{i_c}$	$\alpha = \frac{0.5+k}{2+k}$	$D = \alpha i_c \frac{12}{h_1^2} (\text{kN/m})$
中柱		$\frac{2 \times 2.06 \times 10^4}{3.91 \times 10^4} = 1.05$	$\frac{0.5+1.05}{2+1.05} = 0.508$	$0.508 \times 3.91 \times 10^4 \times \frac{12}{4^2} = 14890$
边柱		$\frac{2.06 \times 10^4}{3.91 \times 10^4} = 0.53$	$\frac{0.5+0.53}{2+0.53} = 0.407$	$0.407 \times 3.91 \times 10^4 \times \frac{12}{4^2} = 11940$

(3) 框架抗剪刚度 C_f

2~8层:

中柱(5根) $C'_{fi} = 5 \times 18940 \times 3 = 284100 (\text{kN})$

边柱(12根) $C'_{fi} = 12 \times 11270 \times 3 = 405720 (\text{kN})$

$$C_{fi} = 284100 + 405720 = 6.90 \times 10^5 (\text{kN})$$

底层:

$$\text{中柱(5根)}: C'_n = 5 \times 14890 \times 4 = 297800 (\text{kN})$$

$$\text{边柱(12根)}: C'_n = 12 \times 11940 \times 4 = 573120 (\text{kN})$$

$$C_n = 297800 + 573120 = 8.71 \times 10^5 (\text{kN})$$

(注:柱根数应扣除与横向剪力墙相连的柱数。)

综合框架的 C_f :

$$C_f = \frac{\sum_{i=1}^8 C_{fi} h_i}{H} = \frac{(3.0 \times 7 \times 6.90 + 4.0 \times 1 \times 8.71) \times 10^5}{25} = 7.19 \times 10^5 (\text{kN})$$

2. 剪力墙 EI_e 的计算

(1) 翼缘宽度

按第三章中对剪力墙体系翼缘宽度的规定,本题最小者为剪力墙厚度的6倍,但据有的资料,对框架-剪力墙结构可取剪力墙厚度的6.5倍。

$$\text{故 } b_i = 0.15 \times 6.5 = 0.975 (\text{m})$$

(2) 墙1和墙2的中性轴 y_0 (尺寸见图4-11(c))

$$\begin{aligned} \text{墙1: } y_0 &= \frac{0.5^2 \times 0.25 + 0.5^2 \times 6.25 + 0.15 \times 1.0 \times 1.0 + 3.5 \times 0.15 \times 4.25 + 0.65 \times 0.15 \times 0.25}{2 \times 0.5^2 + 0.15(1.0 + 3.5 + 0.65)} \\ &= 3.17 (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{墙2: } y_0 &= \frac{0.5^2 \times 0.25 + 0.5^2 \times 6.25 + 5.5 \times 0.15 \times 3.25 + 0.65 \times 0.15 \times 0.25}{2 \times 0.5^2 + 0.15(5.5 + 0.65)} \\ &= 3.04 (\text{m}) \end{aligned}$$

(3) 墙1和墙2的总弯曲刚度

$$\begin{aligned} \text{墙1(有洞): } I_{w1} &= \left(\frac{0.65 \times 0.15^3}{12} + 0.65 \times 0.15 \times 2.92^2 \right) + \left(\frac{0.5^4}{12} + 0.25 \times 2.92^2 \right) + \\ &\quad \left(\frac{0.15 \times 1.0^3}{12} + 0.15 \times 1.0 \times 2.17^2 \right) + \left(\frac{0.15 \times 3.5^3}{12} + 0.15 \times 3.5 \times 1.08^2 \right) \\ &\quad + \left(\frac{0.5^4}{12} + 0.25 \times 3.08^2 \right) \\ &= 7.21 (\text{m}^4) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{墙2(无洞): } I_{w2} &= \left(\frac{0.65 \times 0.15^3}{12} + 0.65 \times 0.15 \times 2.79^2 \right) \\ &\quad + \left(\frac{0.5^4}{12} + 0.25 \times 2.79^2 \right) + \frac{0.15 \times 5.5^3}{12} \\ &\quad + 0.15 \times 5.5 \times 0.21^2 + \left(\frac{0.5^4}{12} + 0.25 \times 3.21^2 \right) \\ &= 7.41 (\text{m}^4) \end{aligned}$$

墙1的类型(见图4-12):

$$\frac{A_{0p}}{A_f} = \frac{1.0 \times 2.0 \times 7 + 1.0 \times 2.5}{6.0 \times 25.0} = 0.11 < 0.16$$

对墙1按整截面墙计算。

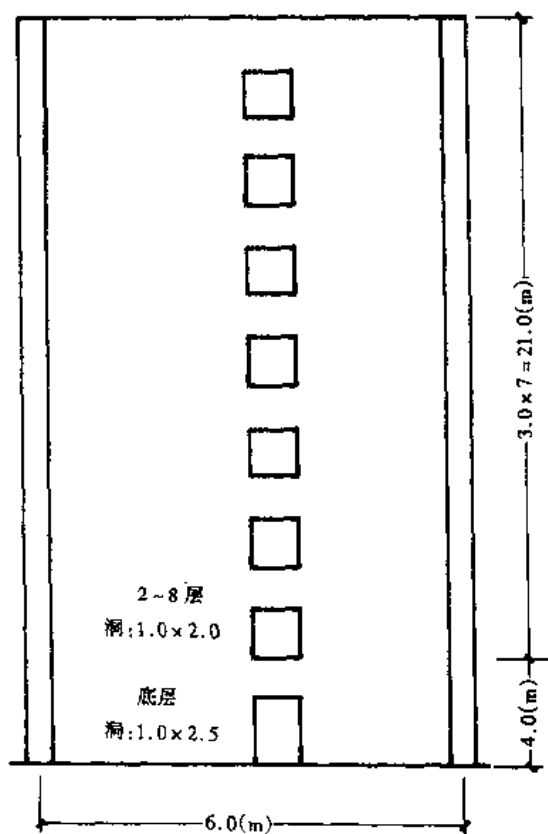


图 4-12 墙 1(有洞)和墙 2(无洞)立面(单位 m)

墙 1 截面积由式(3-4):

$$2\sim 8\text{层}: A_{w1} = (0.15 \times 5.5 + 0.15 \times 0.65 + 2 \times 0.5^2) \left(1.0 - 1.25 \sqrt{\frac{1.0 \times 2.0}{6.0 \times 3.0}} \right) \\ = 0.830(\text{m}^2)$$

$$\text{底层}: A_{w2} = (0.15 \times 5.5 + 0.15 \times 0.65 + 2 \times 0.5^2) \left(1 - 1.25 \sqrt{\frac{1.0 \times 2.5}{6.0 \times 4.0}} \right) \\ = 0.849(\text{m}^2)$$

$$\therefore A_w = \frac{0.830 \times 3.0 \times 7 + 0.849 \times 4.0 \times 1}{25.0} \\ = 0.833(\text{m}^2)$$

墙 1 惯性矩按式(3-5):

$$I_w = \frac{7.21(2.0 \times 7 + 2.5 \times 1) + 7.41(1.0 \times 7 + 1.5 \times 1)}{25.0} \\ = 7.278(\text{m}^4)$$

墙 1 等效抗弯刚度 EI_{eq1} 由式(3-7)计算:

$$EI_{\text{eq1}} = \frac{7.278E}{1 + \frac{9 \times 1.30 \times 7.278}{0.833 \times 25.0^2}} = 6.255E$$

(注:墙 1 剪应力不均匀系数 μ 近似取 $\mu = 1.30$)

墙 2(无洞):

按整截面墙计算:

$$A_w = 0.15 \times (5.5 + 0.65) + 2 \times 0.5^2 = 1.423(\text{m}^2)$$

$$EI_{\text{eq2}} = \frac{7.41E}{1 + \frac{9 \times 1.30 \times 7.41}{1.423 \times 25.0^2}}$$
$$= 6.752E$$

$$\therefore EI_c = EI_{\text{eq1}} + EI_{\text{eq2}}$$
$$= 13.007E$$

3. 连系梁旋转刚度 C_b

每一楼层与剪力墙连接的连系梁共两根,故 $s=2$ 。按式(4-14)计算 C_{bi} :

2~8层:

$$\text{与墙 1 相连处: } al = 3.17 - \frac{0.6}{4} = 3.02$$

$$\therefore a = \frac{3.02}{8.92} = 0.338$$

$$b = 0.0$$

$$\text{与墙 2 相连处: } al = 3.04 - \frac{0.6}{4} = 2.89$$

$$\therefore a = \frac{2.89}{8.79} = 0.329$$

$$b = 0.0$$

$$\beta_i = \frac{28 \times 1.2 \times \frac{1}{12} \times 0.22 \times 0.6^3}{0.22 \times 0.60 \times 6.0^2} = 0.028$$

(可看出连系梁剪切变形小,可忽略。)

$$\therefore C_{bi} = \left[\frac{1}{8.92 \times (1 - 0.338)^3} + \frac{1}{8.79 \times (1 - 0.329)^3} \right] \times \frac{12 \times 2.06 \times 10^4 \times 6}{3.0}$$
$$= 3.772 \times 10^5 (\text{kN})$$

底层:

$$\text{与墙 1 相连处: } al = 3.17 - \frac{0.6}{4} = 3.02$$

$$\therefore a = \frac{3.02}{8.92} = 0.338$$

$$\text{与墙 2 相连处: } al = 3.04 - \frac{0.6}{4} = 0.289$$

$$\therefore a = \frac{2.89}{8.79} = 0.329$$

$$\therefore C_{bi} = \left[\frac{1}{8.92 \times (1 - 0.338)^3} + \frac{1}{8.79 \times (1 - 0.329)^3} \right] \times \frac{12 \times 2.06 \times 10^4 \times 6}{4.0}$$
$$= 2.829 \times 10^5 (\text{kN})$$

按式(4-15)

$$C_b = \frac{(3.772 \times 7 \times 3.0 + 2.829 \times 1 \times 4.0) \times 10^5}{25.0}$$

$$= 3.621 \times 10^5 (\text{kN})$$

4. 计算 λ 值

由式(4-20):

$$\lambda^2 = \frac{(7.19 + 3.621 \times 0.55) \times 10^5 \times 25.0^2}{13.007 \times 2.6 \times 10^7} = \frac{57.384 \times 10^7}{33.818 \times 10^7}$$

$$= 1.692 (\text{式中取连系梁刚度折减系数为 } 0.55)$$

$$\therefore \lambda = 1.300$$

若不计连系梁的转动约束影响,则 $C_b = 0$,这时, $\lambda = 1.153$,可见连系梁对 λ 值稍有影响。

5. 位移计算

(1) 顶点侧移

按倒三角形荷载计算,由式(4-30)知,有

$$q_H = \frac{2V_0}{H} = \frac{2 \times 2841.9}{25.0} = 227.35 (\text{kN/m})$$

$$\text{sh}1.300 = 1.698 \quad \text{ch}1.300 = 1.971$$

$$\beta = \frac{1.698}{2 \times 1.300} - \frac{1.698}{1.300^3} + \frac{1}{1.300^2} = 0.472$$

$$\therefore \Delta = y(1) = \frac{227.35 \times 25.0^4}{33.818 \times 10^7 \times 1.300^2} \left[0.472 \left(1 - \frac{1}{1.971} \right) + \frac{1.698}{1.300} \left(\frac{1}{1.300^2} - \frac{1}{2} \right) + \frac{1}{3} - \frac{1}{1.300^2} \right]$$

$$= 0.0146 (\text{m})$$

$$= 1.46 (\text{cm})$$

(2) 层间位移

先由式(4-29)计算各层侧移 y_i ,再由 $\delta_i = y_i - y_{i-1}$ 近似求各层相对位移,列表计算于表 4-3 中。

层间位移

表 4-3

层	ξ	$\text{sh}(\lambda\xi)$	$\text{ch}(\lambda\xi)$	$y_i (\text{cm})$	$\delta_i (\text{cm})$
8	1	1.698	1.971	1.46	0.22
7	0.88	1.410	1.729	1.24	0.22
6	0.76	1.157	1.529	1.02	0.23
5	0.64	0.931	1.366	0.79	0.21
4	0.52	0.729	1.237	0.58	0.20
3	0.40	0.544	1.138	0.38	0.18
2	0.28	0.372	1.067	0.20	0.13
1	0.16	0.210	1.022	0.07	0.07

(3) 验算侧向刚度

顶点水平侧移:

$$\Delta/H = \frac{1.46}{25.0 \times 100} = \frac{1}{1712} < \frac{1}{700} \quad \text{“满足”(见表 1-6)}$$

最大层间位移:

$$\frac{\delta_{\max}}{h} = \frac{0.23}{3.0 \times 100} = \frac{1}{1304} < \frac{1}{650} \quad \text{“满足”(见表 1-7)}$$

6. 综合剪力墙和综合框架内力

由式(4-31):

$$\begin{aligned} V_w &= \frac{2 \times 2841.9}{1.300^2} \left[1 + \left(\frac{1.300^2}{2} - 1 \right) \text{ch}(\lambda\xi) - 1.300^3 \times 0.472 \times \frac{\text{sh}(\lambda\xi)}{1.971} \right] \\ &= 3363.195 [1 - 0.155 \text{ch}(\lambda\xi) - 0.526 \text{sh}(\lambda\xi)] \end{aligned}$$

由式(4-32):

$$\begin{aligned} M_w &= 2 \times 2841.9 \times 25.0 \left[0.472 \frac{\text{ch}(\lambda\xi)}{1.971} - \left(\frac{1}{2 \times 1.300} - \frac{1}{1.300^2} \right) \text{sh}(\lambda\xi) - \frac{\xi}{1.300^3} \right] \\ &= 142095.0 [0.239 \text{ch}(\lambda\xi) + 0.071 \text{sh}(\lambda\xi) - 0.592 \xi] \end{aligned}$$

由式(4-33):

$$\bar{V}_i = \frac{1}{2} \times 2 \times 2841.9(1 - \xi^2) - V_w = 2841.9(1 - \xi^2) - V_w$$

以上内力计算结果列于表 4-4 中。

综合剪力墙和综合框架内力

表 4-4

层	ξ	$\text{sh}(\lambda\xi)$	$\text{ch}(\lambda\xi)$	$V_w(\text{kN})$	$V_w^*(\text{kN})$	$M_w(\text{kN}\cdot\text{m})$	\bar{V}_i
8	1	1.698	1.971	-668.109	-230.309	0	668.109
7	0.88	1.410	1.729	-32.472	342.095	-1082.622	673.605
6	0.76	1.157	1.529	519.355	833.736	-332.786	681.064
5	0.64	0.931	1.366	1004.129	1261.371	1945.991	673.729
4	0.52	0.729	1.237	1428.722	1631.872	5621.562	644.728
3	0.40	0.544	1.138	1807.603	1959.707	10487.464	579.593
2	0.28	0.372	1.067	2148.890	2252.995	16435.418	470.205
1	0.16	0.210	1.022	2458.933	2531.686	23367.239	310.214
0	0.00	0.00	1.000			33960.705	

注:表格中 V_w^* 的来源是,考虑到本题实际上为集中水平荷载作用,与倒三角形分布荷载公式算出的 V_w 有出入。 V_w^* 等于水平集中荷载在某楼层产生的总剪力减去框架在同一高度的 \bar{V}_i 。

综合剪力墙和综合框架的内力图绘于图 4-13 中。

7. 剪力墙的内力分配

(1) 剪力分配

以底层为例,剪力墙之间的剪力分配按等效抗弯刚度 EI_{eqj} 进行。底层综合剪力墙的剪力 $V_w = 2531.686\text{kN}$,故

$$\begin{aligned} V_{w1} &= \frac{EI_{eq1}}{EI_{eq1} + EI_{eq2}} V_w = \frac{6.255E}{6.255E + 6.752E} \times 2531.686 \\ &= 0.482 \times 2531.686 = 1220.273 \text{ (kN)} \\ V_{w2} &= 0.518 \times 2531.686 = 1311.413 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

其余楼层可仿此进行,结果示于表 4-5 中。

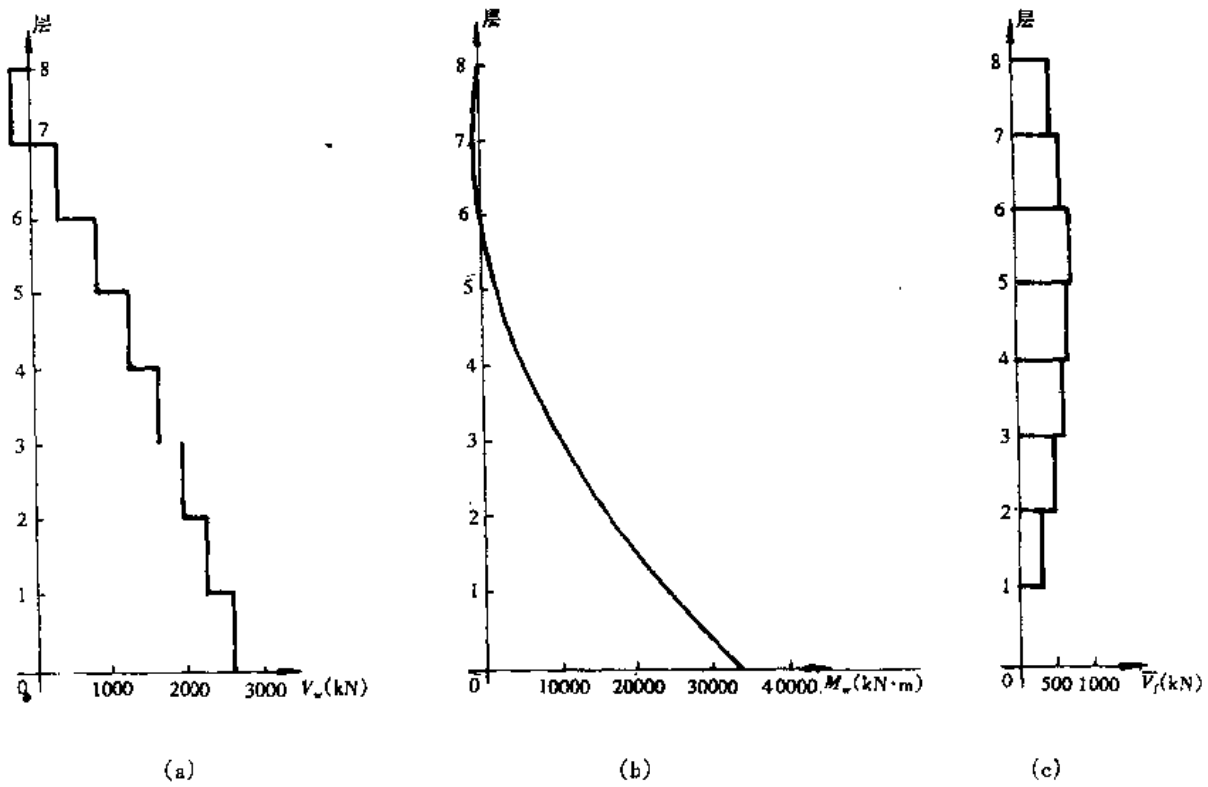


图 4-13 综合剪力墙和综合框架(含连系梁)的内力

剪力墙之间剪力分配结果

表 4-5

层	V_w (kN)	V_{w1} (kN)	V_{w2} (kN)
8	-230.309	-111.009	-119.300
7	342.095	164.890	177.205
6	833.736	401.861	431.875
5	1261.371	607.981	653.390
4	1631.872	786.562	845.310
3	1959.707	944.579	1015.128
2	2252.995	1085.944	1167.051
1	2531.686	1220.273	1311.413

(2) 弯矩分配

弯矩分配较为简单,一般按抗弯刚度分配即可,也可按等效抗弯刚度分配,两墙的分配弯矩见表 4-6(按抗弯刚度分配)。

在剪力墙的弯矩分配中,倘若各层抗弯刚度不同,则相应的分配系数也应不一样。

8. 综合框架与综合连系梁之间的分配

分配按式(4-41)和式(4-43)进行,结果示于表 4-7 中。

剪力墙之间弯矩分配结果

表 4-6

层	$M_w(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{w1}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{w2}(\text{kN}\cdot\text{m})$
8	0	0	0
7	-1082.622	-536.439	-546.183
6	-332.786	-164.895	-167.891
5	1945.991	964.239	981.752
4	5621.562	2785.484	2836.078
3	10487.464	5196.538	5290.926
2	16435.418	8143.750	8291.668
1	23367.239	11578.467	11788.772
0	33960.705	16827.529	17133.176

综合框架和综合连系梁之间分配结果

表 4-7

层	$\bar{V}_l(\text{kN})$	μ_l	$V_l(\text{kN})$	μ_b	$m_b(\text{kN})$	$M_b(\text{kN}\cdot\text{m})$
8	668.109	0.7726	516.181	0.2274	151.928	455.784
7	673.605	0.7726	520.427	0.2274	153.178	459.534
6	681.064	0.7726	526.190	0.2274	154.874	464.622
5	673.729	0.7726	520.527	0.2274	153.206	459.618
4	644.728	0.7726	498.117	0.2274	146.611	439.833
3	579.593	0.7726	447.794	0.2274	131.799	395.397
2	470.205	0.7726	363.280	0.2274	106.925	320.775
1	310.214	0.7726	264.023	0.2274	46.191	184.764

以上连系梁分配到的 M_b 代表两端墙肢轴线处弯矩之和, 还需按两端的弯矩系数分配给梁左端和右端, 然后按式(4-45a)和式(4-45b)将弯矩移至墙内边缘, 且进一步可求出连系梁中剪力。

9. 框架各柱之间的剪力分配

由式(4-42), 有

$$V_l = 0.2 \times 2841.9 = 568.34(\text{kN})$$

$$V_l = 1.5 \times 526.190 = 789.285(\text{kN})$$

因此, 对于 $V_l < 568.34(\text{kN})$ 的楼层(本题为全部楼层), 应按 $V_l = 568.34(\text{kN})$ 进行分配, 各柱按抗侧刚度 D 值分配剪力, 并进而求各柱、梁弯矩(用 D 值法)。各柱分配到的剪力列于表 4-8 中。

柱剪力

表 4-8

层	$V_l(\text{kN})$	$\mu_{\text{边}}$	$V_{\text{边}}(\text{kN})$	$\mu_{\text{中}}$	$V_{\text{中}}(\text{kN})$
2~8	568.34	0.0490	27.849	0.0824	46.831
1	568.34	0.0548	31.145	0.0684	38.874

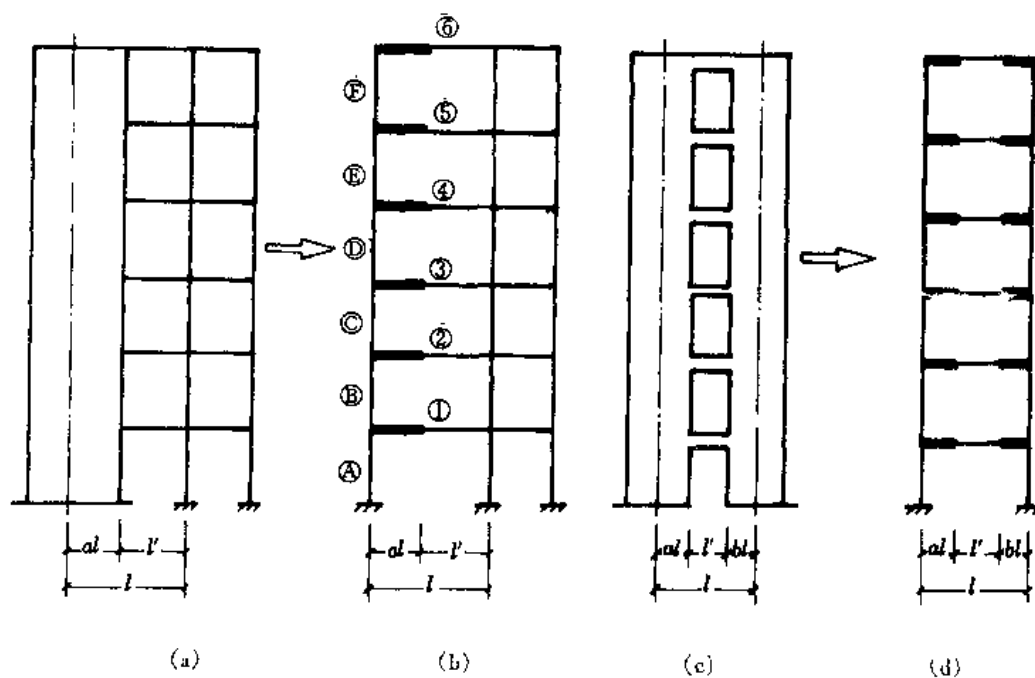
第五章 剪力墙、框架-剪力墙结构体系 的空间协同工作有限单元法

本章讨论的空间协同工作有限元法是采用矩阵位移法,视各竖向平面抗侧力结构为基本的结构体系,考虑楼板的作用将各抗侧力结构进行空间协同的一种方法。抗侧力结构包含框架和剪力墙两类,对于剪力墙结构,根据其开口或不开口,均抽象为杆系结构。倘若属于整截面墙、小开口整截面墙的剪力墙,则抽象为竖向悬臂杆件,其刚度用等效抗弯刚度表示,按第三章中有关公式计算;对多肢剪力墙和壁式框架类型,则抽象为壁式框架计算简图,刚度域长度与第三章中壁式框架取法相同。由此可见,抗侧力结构中无论梁、柱单元,只要讨论壁式框架单元一种类型即可,而普通杆单元仅是其一种特殊单元。

§5.1 单元刚度矩阵

如图 5-1(a)所示为一平面框架-剪力墙抗侧力结构,将其离散为图 5-1(b)所示的平面杆系结构,其中单元①,②,③,④,⑤,⑥是带刚域的杆单元,单元Ⓐ,Ⓑ,Ⓒ,Ⓓ,Ⓔ,Ⓕ是代表剪力墙的杆单元,而对于开口较大的剪力墙,墙肢和连系梁可以抽象为两端带刚域的杆单元,见图 5-1(c),(d),(e),(f)。

在推导单元刚度矩阵之前,规定一下杆端内力和杆端位移的方向,杆端内力和杆端位移的正向如图 5-2 所示。单元刚度方程中结点位移排列顺序,同一般杆系有限元法,见图 5-3。



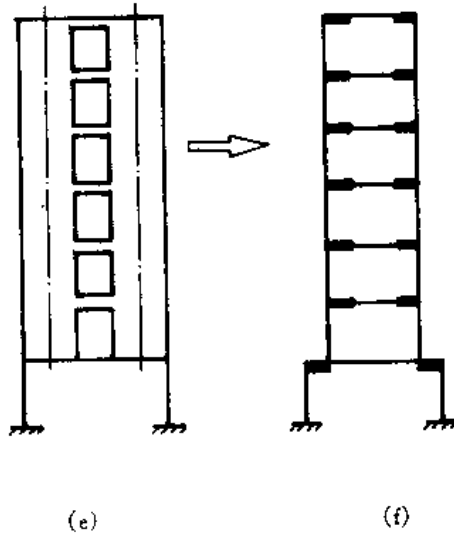


图 5-1

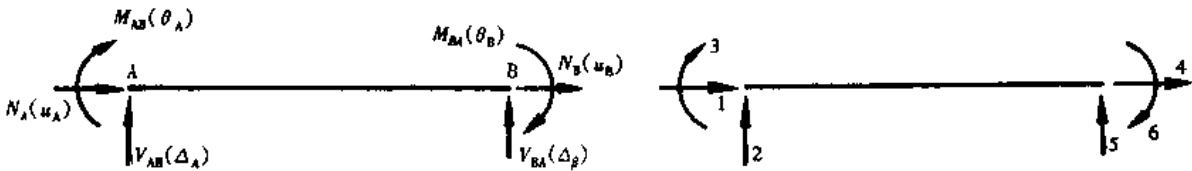


图 5-2 杆端内力、位移正向图

图 5-3 单元结点位移序号

一、考虑剪切变形的杆单元

有时候(例如把剪力墙或墙肢作为杆单元时),剪切变形的影响不能忽略。当考虑剪切变形之后,杆件的刚度系数要发生变化,下面用一种间接方法推导其刚度矩阵。例如图

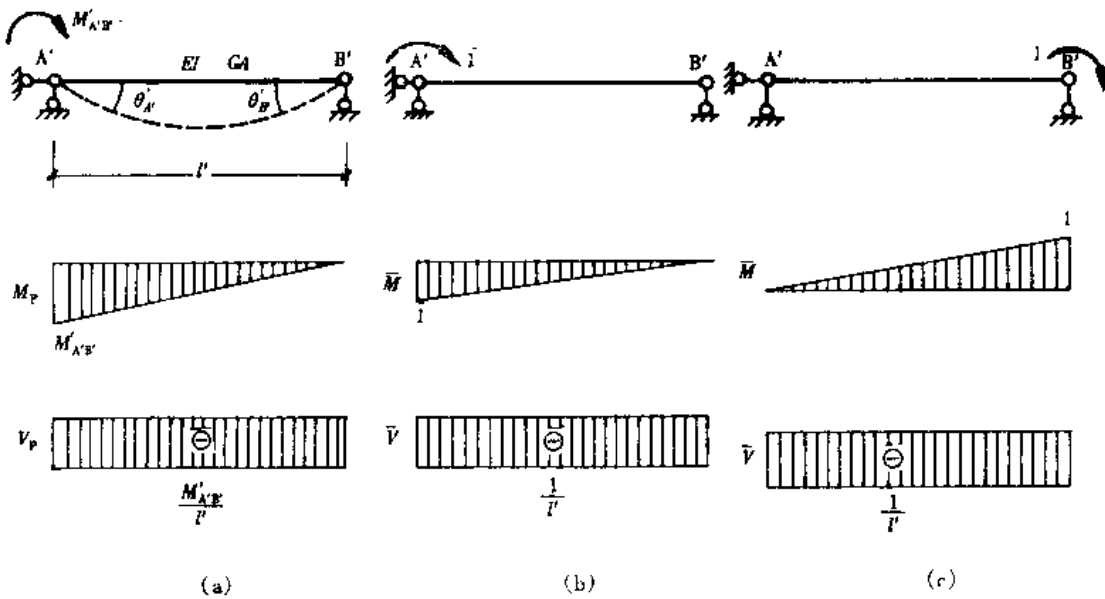


图 5-4

5-4(a)所示两端铰支杆件,当A'端作用杆端力矩 $M'_{A'B'}$,则A',B'端的转角可用结构力学的图乘法求得如下表达式:

$$\theta_{A'} = \left(\frac{l'}{3EI} + \frac{\mu}{GAJ'} \right) M'_{A'B'}$$

$$\theta_{B'} = \left(-\frac{l'}{6EI} + \frac{\mu}{GAJ'} \right) M'_{A'B'}$$

同理也可得到B'端作用 $M'_{B'A'}$ 力矩时的转角 $\theta_{A'}$ 和 $\theta_{B'}$ 。当两端同时作用 $M'_{A'B'}$ 和 $M'_{B'A'}$ 时,利用叠加原理,杆端转角为

$$\theta_{A'} = \left(\frac{l'}{3EI} + \frac{\mu}{GAJ'} \right) M'_{A'B'} + \left(-\frac{l'}{6EI} + \frac{\mu}{GAJ'} \right) M'_{B'A'}$$

$$\theta_{B'} = \left(-\frac{l'}{6EI} + \frac{\mu}{GAJ'} \right) M'_{A'B'} + \left(\frac{l'}{3EI} + \frac{\mu}{GAJ'} \right) M'_{B'A'}$$

解上述联立方程,得

$$M'_{A'B'} = \frac{1}{1+\beta} \left[(4+\beta) \frac{EI}{l'} \theta_{A'} + (2-\beta) \frac{EI}{l'} \theta_{B'} \right] \quad (5-1)$$

$$M'_{B'A'} = \frac{1}{1+\beta} \left[(2-\beta) \frac{EI}{l'} \theta_{A'} + (4+\beta) \frac{EI}{l'} \theta_{B'} \right]$$

式中 $\beta = \frac{12\mu EI}{GAJ'^2}$;

μ ——截面剪应力不均匀系数。

为了求杆端相对侧移 $\Delta_{B'}$ 引起的杆端弯矩(图5-5(a)),仍先假定两端铰支,例如右端自由移至虚线所示直线位置(图5-5(b)),这时杆件沿逆时针方向刚体转动了一个角度 $\Delta_{B'}/l'$,之后再在A',B'两端施加力偶,使A',B'两端的切线各沿顺时针方向再转一角度 $\Delta_{B'}/l'$,最终恢复至图5-5(a)所示的实际变形状态,这时,它相当于式(5-1)中 $\theta_{A'} = \theta_{B'} = \Delta_{B'}/l'$ 的情况,故弯矩 $M'_{A'B'}$ 为

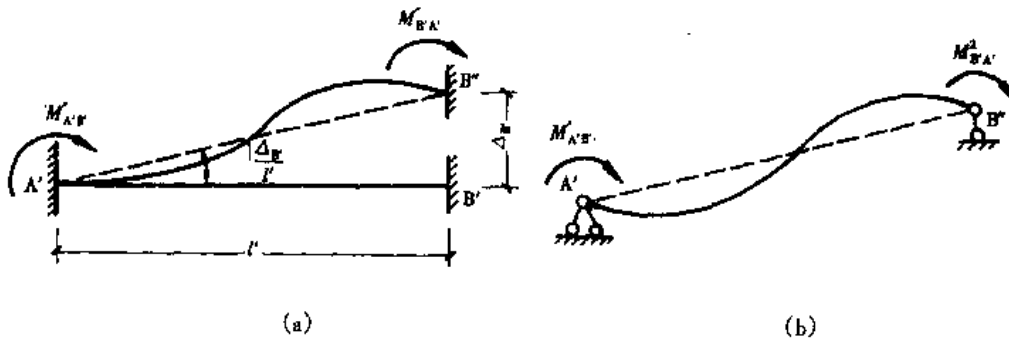


图 5-5

$$M'_{A'B'} = \frac{1}{1+\beta} \left[(4-\beta) \frac{EI}{l'} \left(\frac{\Delta_{B'}}{l'} \right) + (2-\beta) \frac{EI}{l'} \left(\frac{\Delta_{B'}}{l'} \right) \right]$$

$$= \frac{6}{1+\beta} \frac{EI}{l'^2} \Delta_{B'} \quad (5-2a)$$

同理

$$M'_{B'A'} = \frac{6}{1+\beta} \frac{EI}{l'^2} \Delta_{B'} \quad (5-2b)$$

类似地,若左端向上有一相对线位移 $\Delta_{A'}$ 时,在杆两端产生的弯矩也同样可以得到。

由式(5-1)和式(5-2)的叠加,得到计及剪切变形之后杆件由 $\theta_{A'}$, $\theta_{B'}$ 和 $\Delta_{A'}$, $\Delta_{B'}$ 产生的杆端弯矩如下:

$$M_{A'B'} = \frac{1}{1+\beta} \left[(4+\beta) \frac{EI}{l'} \theta_{A'} + (2-\beta) \frac{EI}{l'} \theta_{B'} + 6 \frac{EI}{l'^2} (\Delta_{B'} - \Delta_{A'}) \right] \quad (5-3)$$

$$M_{B'A'} = \frac{1}{1+\beta} \left[(2-\beta) \frac{EI}{l'} \theta_{A'} + (4+\beta) \frac{EI}{l'} \theta_{B'} + 6 \frac{EI}{l'^2} (\Delta_{B'} - \Delta_{A'}) \right]$$

由式(5-3)求得了杆单元端部弯矩之后,进而由平衡获得杆端剪力为

$$V_{A'B'} = -V_{B'A'} = -\frac{M_{A'B'} + M_{B'A'}}{l'} \quad (5-4)$$

与轴向位移对应的刚度元素与普通杆单元相同,不重复。

于是,将上述所有刚度元素按图 5-3 所示排列顺序排列,以形成单元刚度矩阵,并用下标 G 记单元刚度矩阵 K_G^e ,以示计及了杆单元的剪切变形。单元刚度方程为

$$\bar{S}^e = K_G^e \bar{\delta}^e \quad (5-5)$$

式中 $\bar{S}^e = \{N_{A'}, V_{A'B'}, M_{A'B'}, N_{B'}, V_{B'A'}, M_{B'A'}\}^T$

$\bar{\delta}^e = \{u_{A'}, \Delta_{A'}, \theta_{A'}, u_{B'}, \Delta_{B'}, \theta_{B'}\}^T$

式(5-5)中的单元刚度矩阵 K_G^e 为

$$K_G^e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l'} & & & & & \\ 0 & \frac{12}{1+\beta} \frac{EI}{l'^3} & & & & \\ 0 & -\frac{6}{1+\beta} \frac{EI}{l'^2} & \frac{4+\beta}{1+\beta} \frac{EI}{l'} & & & \\ -\frac{EA}{l'} & 0 & 0 & \frac{EA}{l'} & & \\ 0 & -\frac{12}{1+\beta} \frac{EI}{l'^3} & \frac{6}{1+\beta} \frac{EI}{l'^2} & 0 & \frac{12}{1+\beta} \frac{EI}{l'^3} & \\ 0 & -\frac{6}{1+\beta} \frac{EI}{l'^2} & \frac{2-\beta}{1+\beta} \frac{EI}{l'} & 0 & \frac{6}{1+\beta} \frac{EI}{l'^2} & \frac{4+\beta}{1+\beta} \frac{EI}{l'} \end{bmatrix} \quad \begin{matrix} \text{对} \\ \text{称} \end{matrix} \quad (5-6)$$

如果不计剪切变形的影响,则只要使式(5-6)中的 $\beta=0$ 即可。

二、带直线刚域的单元刚度矩阵

现推导既考虑杆单元的剪切变形,又考虑直线刚域长度影响的单元刚度矩阵。为方便起见,现直接由式(5-6)的单元刚度矩阵转换得到。可以这样理解,把式(5-6)对应的单元看作是图 5-6 单元的净跨,这样,带直线刚域的单元两端 A, B 与净跨两端 A', B' 之间的位移有一定的内在联系,现在要考虑 A 与 A', B 与 B' 之间的位移转换,同时注意到图 5-6(b)中 A 点的转角位移还同时影响 A' 的剪切线位移,经几何关系转换,它们之间的位移用如下方程进行表达:

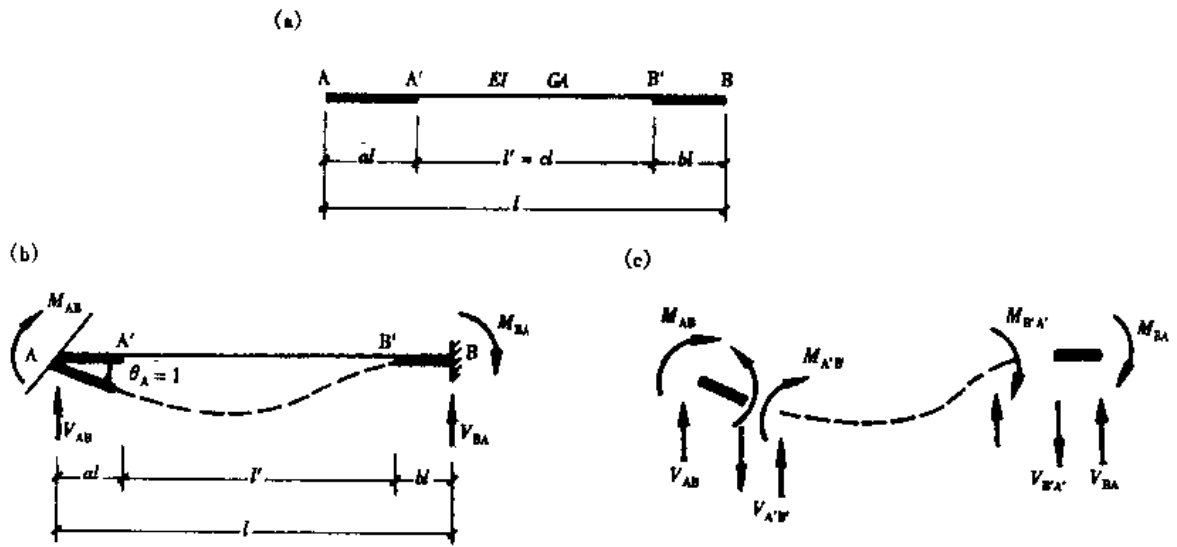


图 5-6

$$\begin{Bmatrix} u_{A'} \\ \Delta_{A'} \\ \theta_{A'} \\ u_{B'} \\ \Delta_{B'} \\ \theta_{B'} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -al & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & bl \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_A \\ \Delta_A \\ \theta_A \\ u_B \\ \Delta_B \\ \theta_B \end{Bmatrix} \quad (5-7)$$

式(5-7)简写为

$$\bar{\delta}^e = R\delta^e \quad (5-7a)$$

式中 $\delta^e = \{u_A \ \Delta_A \ \theta_A \ u_B \ \Delta_B \ \theta_B\}^T$;

$\bar{\delta}^e = \{u_{A'} \ \Delta_{A'} \ \theta_{A'} \ u_{B'} \ \Delta_{B'} \ \theta_{B'}\}^T$;

R ——刚臂转换矩阵;

$$R = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -al & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & bl \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5-7b)$$

注意,转换矩阵 R 不是正交矩阵。

其次,考虑净跨两端 A' , B' 与 A , B 端内力的关系,由静力平衡关系(图 5-6(c)),得

$$\begin{Bmatrix} N_A \\ V_{AB} \\ M_{AB} \\ N_B \\ V_{BA} \\ M_{BA} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -al & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & bl & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N_{A'} \\ V_{A'B'} \\ M_{A'B'} \\ N_{B'} \\ V_{B'A'} \\ M_{B'A'} \end{Bmatrix} \quad (5-8a)$$

或简写为

$$S^e = R^T \bar{S}^e \quad (5-8b)$$

式中 $S^e = \{N_A \quad V_{AB} \quad M_{AB} \quad N_B \quad V_{BA} \quad M_{BA}\}^T$;

$\bar{S}^e = \{N_{A'} \quad V_{A'B'} \quad M_{A'B'} \quad N_{B'} \quad V_{B'A'} \quad M_{B'A'}\}^T$;

R ——式(5-7b)的转置矩阵;

$$R^T = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -al & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & bl & 1 \end{bmatrix} \quad (5-9)$$

将式(5-7a)代入式(5-5)中,再代入式(5-8b)之后,令 $l' = cl$,且注意刚域长度段不影响轴向变形项,则式(5-8b)变为

$$S^e = R^T K_C^e R \delta^e = K^e \delta^e \quad (5-10)$$

式中

$$K^e = R^T K_C^e R = \frac{EI}{(1+\beta)cl} \begin{bmatrix} AI & & & & & \\ 0 & \frac{12}{c^2 l^2} & & & & \\ & & -\frac{(1+\frac{2a}{c})6}{d} & 4[1+3\frac{a}{c}+3(\frac{a}{c})^2] + \beta & & \\ -AI & 0 & 0 & 0 & AI & \\ & & & \frac{(1+\frac{2a}{c})6}{d} & & \\ 0 & -\frac{12}{c^2 l^2} & & & 0 & \frac{12}{c^2 l^2} \\ & & & & & & \frac{(1+\frac{2b}{c})6}{d} & 2[1+3\frac{b}{c}+3(\frac{b}{c})^2] + \beta & 0 & \frac{(1+\frac{2b}{c})6}{d} & 4[1+3\frac{b}{c}+3(\frac{b}{c})^2] + \beta \end{bmatrix} \quad (5-11)$$

式中, $AI = \frac{1+\beta}{cl^2} \frac{A}{I}$ 。

三、带弯刚域杆的单元刚度矩阵

如图 5-1(e),(f)所示框支剪力墙,在柱与墙交接处的刚域段与柱轴线垂直,成为带弯刚域的杆单元,见图 5-7,其中图 5-7(a)表示左边柱单元,图 5-7(c)表示右边柱单元, e_B 代表刚域长度。

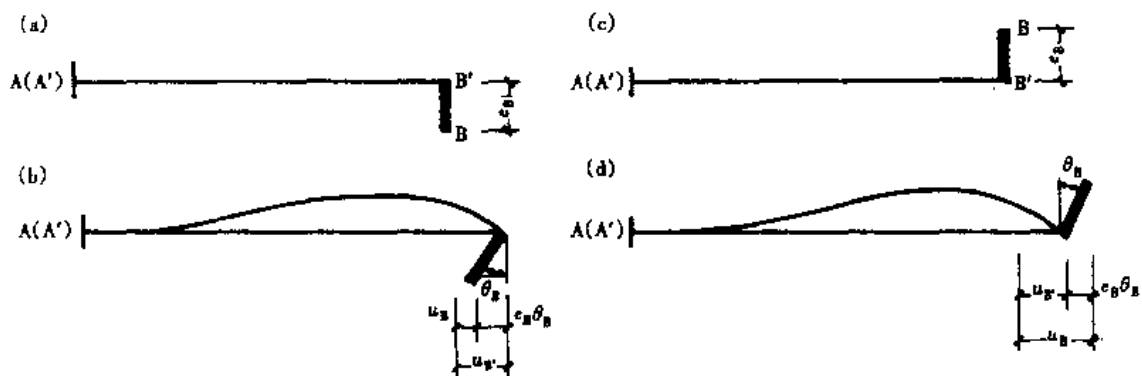


图 5-7

仿照带直线刚域段的推导,可按如下方式进行。结点 B 与 B' 的位移转换,要注意到转角 θ_B 对轴向位移方向的影响,这样,参照图 5-7(b), (d), 可得

$$\begin{Bmatrix} u_{A'} \\ \Delta_{A'} \\ \theta_{A'} \\ u_{B'} \\ \Delta_{B'} \\ \theta_{B'} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & & & \\ 0 & 1 & 0 & & & 0 \\ 0 & 0 & 0 & & & \\ \hline & & & 1 & 0 & \pm e_B \\ & & & 0 & 1 & 0 \\ & & & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_A \\ \Delta_A \\ \theta_A \\ u_B \\ \Delta_B \\ \theta_B \end{Bmatrix} \quad (5-12)$$

式(5-12)可简写为

$$\bar{\delta}^e = R \delta^e$$

式中 $\bar{\delta}^e = \{u_{A'} \quad \Delta_{A'} \quad \theta_{A'} \quad u_{B'} \quad \Delta_{B'} \quad \theta_{B'}\}^T$

$\delta^e = \{u_A \quad \Delta_A \quad \theta_A \quad u_B \quad \Delta_B \quad \theta_B\}^T$

$$R = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & & & \\ 0 & 1 & 0 & & & 0 \\ 0 & 0 & 1 & & & \\ \hline & & & 1 & 0 & \pm e_B \\ & & & 0 & 1 & 0 \\ & & & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5-13)$$

式(5-12)中的 $\pm e_B$, 前面冠以“+”号代表图 5-7(b)(左边柱), “-”者代表图 5-7(d)(右边柱)。

经进一步导出它们杆端力之间的转换关系之后,进而可得到刚度矩阵为

$$K^e = R^T K_G^e R \quad (5-14)$$

式中, R, R^T 由式(5-13)得到, 分别代表刚臂转换矩阵及其转置矩阵, K_G^e 亦为式(5-6)的矩阵。

将 R, R^T 及 K_G^e 代入式(5-14)得

$$K^e = K_G^e + \bar{K}^e \quad (5-15)$$

$$\Delta_b^s = \{\Delta_1 \quad \Delta_2 \quad \cdots \quad \Delta_j \quad \cdots \quad \Delta_n\}^s \quad (5-18)$$

并将式(5-18)的位移作为子结构 s 的基本位移未知量。于是,我们把 Δ_b^s 与 F_b^s 之间的转换矩阵称作简约侧向刚度矩阵,用 K_b^s 表示,刚度方程为

$$F_b^s = K_b^s \Delta_b^s \quad (5-19)$$

它表示子结构侧向力与其对应的侧向位移之间的刚度关系。

子结构简约侧向刚度矩阵 K_b^s 可以由两种方法得到。第一种方法由前述形成的 $3m$ 阶刚度矩阵经引入边界条件之后,进一步由此刚度矩阵缩聚获得;第二种方法由在各楼层分别单独施加单位水平力形成的柔度矩阵(n 阶)再求逆得到。

先介绍第一种方法,由以下过程导得:

1. 先由子结构单元刚度矩阵组集形成的 $3m$ 阶结构整体刚度矩阵,进一步引入支承条件后,其结构整体基本刚度方程为

$$F^s = K^s \Delta^s \quad (5-20)$$

2. 交换基本方程中某些行列的顺序,使具有边界结点基本未知量所在的行集中到整个方程组的下部(或上部),刚度系数的有关列顺序也作相应调整。

3. 将调整后的基本方程用分块矩阵表示

$$\begin{Bmatrix} F_i \\ \dots \\ F_b \end{Bmatrix}^s = \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ib} \\ K_{bi} & K_{bb} \end{bmatrix}^s \begin{Bmatrix} \Delta_i \\ \dots \\ \Delta_b \end{Bmatrix}^s \quad (5-21)$$

在高层建筑中,空间协调分析只针对水平荷载的作用,因此,这里的 $F_i^s = \{0\}$ 。

4. 获得缩聚的刚度矩阵,即简约侧向刚度矩阵 K_b^s :由式(5-21)的第一式,可得

$$\Delta_i^s = -(K_{ii}^{-1} K_{ib} \Delta_b)^s \quad (5-22a)$$

将式(5-22a)代入式(5-21)的第二式,得

$$F_b^s = [K_{bb}^s - (K_{bi} K_{ii}^{-1} K_{ib})^s] \Delta_b^s \quad (5-22b)$$

比较式(5-22b)和式(5-19),可得到所需的简约侧向刚度矩阵 K_b^s :

$$K_b^s = K_{bb}^s - (K_{bi} K_{ii}^{-1} K_{ib})^s \quad (5-23)$$

采用第二种方法求简约侧向刚度矩阵时,以图 5-9 所示框架为例,步骤如下:

1. 分别在各层单独施加单位力,求得各单位力作用下在各楼层单生的侧移向量 δ_{ji}^s ,进而形成柔度矩阵 δ^s ,为 n 阶。

$$\delta^s = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \cdots & \delta_{1i} & \cdots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \cdots & \delta_{2i} & \cdots & \delta_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \delta_{j1} & \delta_{j2} & \cdots & \delta_{ji} & \cdots & \delta_{jn} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \cdots & \delta_{ni} & \cdots & \delta_{nn} \end{bmatrix}^s \quad (5-24)$$

式(5-24)中,脚标 i 表示单位力作用的楼层位置, j 表示产生位移的楼层位置。

2. 将柔度矩阵 δ^s 求逆,即得简约侧向刚度矩阵 K_b^s ,

$$K_b^s = \delta^{s^{-1}} \quad (5-25)$$

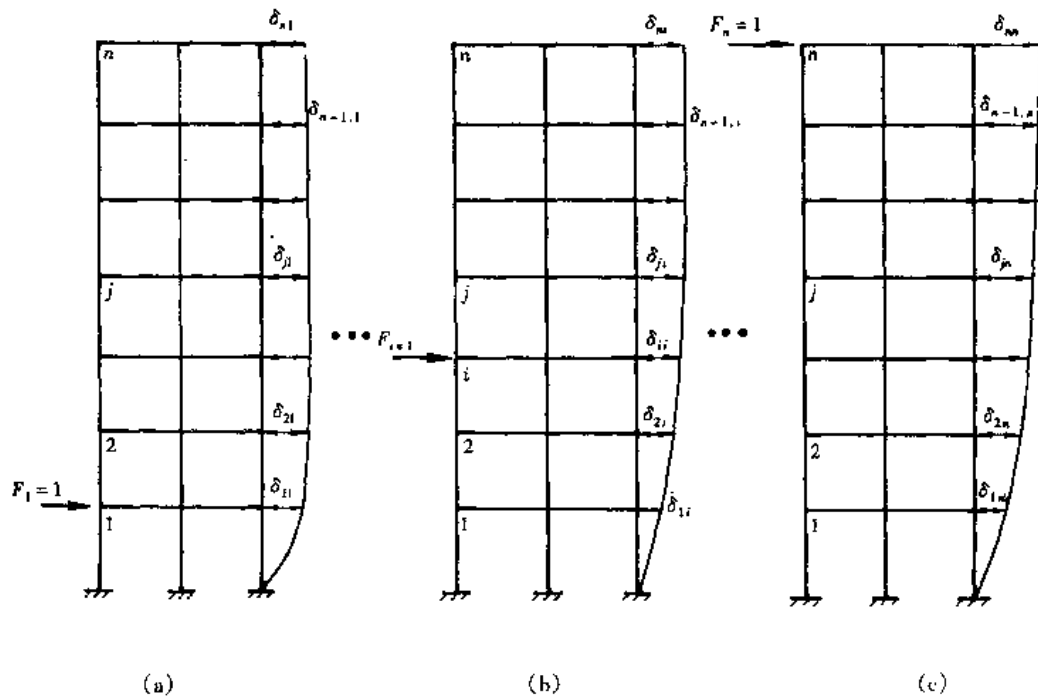


图 5-9

式(5-25)的简约侧向刚度矩阵 K_b^s 与式(5-23)结果完全一样,高层建筑的程序实现多采用第二种方法。

§ 5.3 结构的内力和位移计算

一、子结构任意布置时的整体刚度矩阵

对于平面子结构任意布置的结构体系,如图 5-10 所示。对图 5-10 中楼层 j 的任意一片抗侧力平面子结构 s (图 5-11(a)),在其自身平面方向受到外荷载 F_j^s 的作用,对应的侧向位移用 W_j^s 表示。该抗侧力子结构的刚度方程为

$$F^s = K_b^s W^s \quad (5-26)$$

式中 $F^s = \{F_1 \ F_2 \ \dots \ F_j \ \dots \ F_n\}^T$

$$W^s = \{W_1 \ W_2 \ \dots \ W_j \ \dots \ W_n\}^T$$

矩阵 K_b^s 与式(5-19)含义完全相同。

荷载 F^s 在 x, y 方向的分量 F_x^s, F_y^s 分别为

$$F_x^s = \cos \alpha_s F^s \quad (5-27a)$$

$$F_y^s = \sin \alpha_s F^s \quad (5-27b)$$

一般地,在水平荷载 F_x^s, F_y^s 作用下,各楼层不仅产生刚体移动,而且还将发生自身平面内的刚体转动,此时各子结构在同一楼层上的侧移一般都不相等,但仍具有同样的参数,为此应首先从几何关系方面进行分析,建立整体位移和局部位移之间的关系。

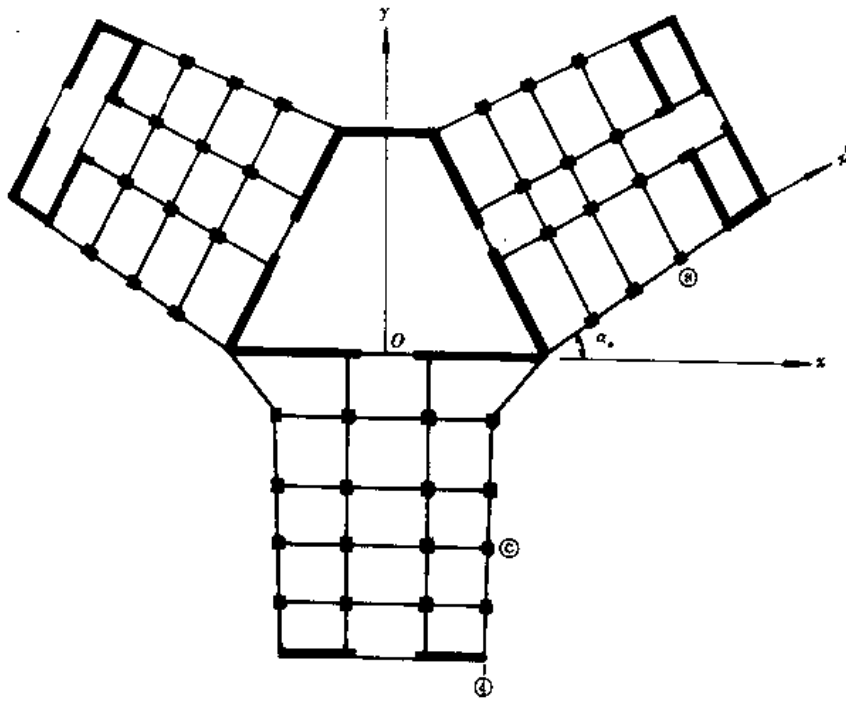


图 5-10

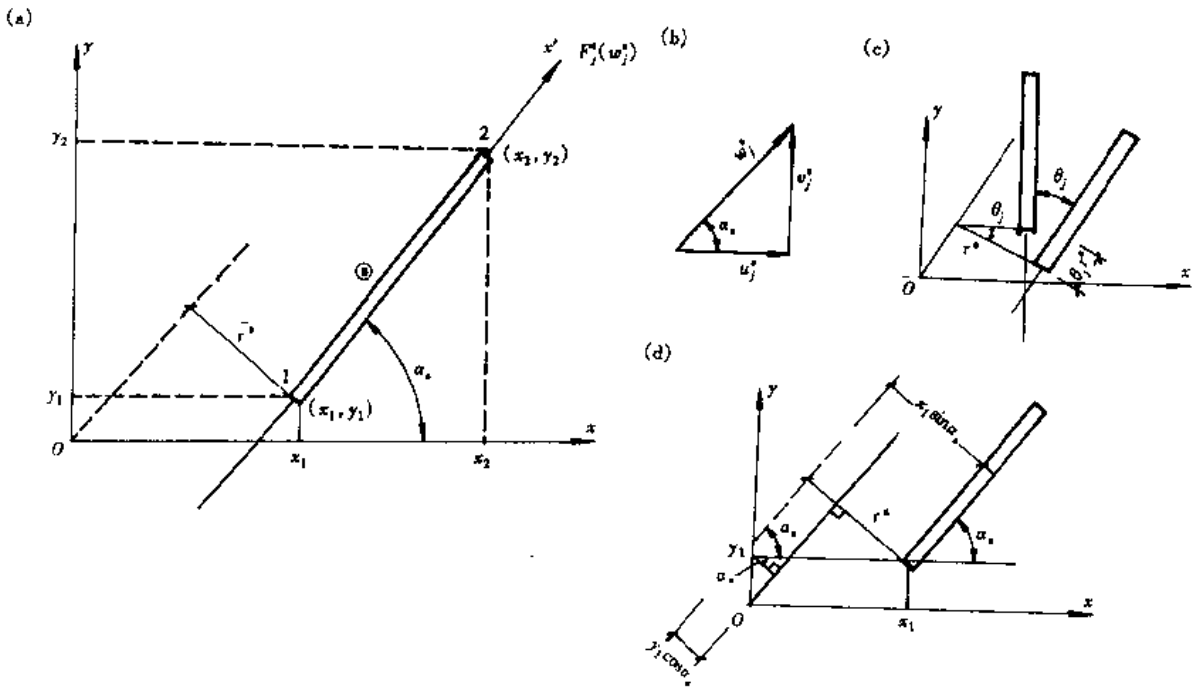


图 5-11 任意布置抗侧力结构

对楼层 j , 子结构局部位移 W_j^s 可以用该楼层的三个整体位移 U_j, V_j, θ_j 来表示, 为

$$W_j^s = U_j \cos \alpha_s + V_j \sin \alpha_s + \theta_j r^s \quad (5-28)$$

综合各楼层的位移, 用向量表示

$$W^s = \cos\alpha_s U + \sin\alpha_s V + r^s \theta \quad (5-29)$$

$$\begin{aligned} \text{式中 } U &= \{U_1 \quad U_2 \quad \cdots \quad U_j \quad \cdots \quad U_n\}^T \\ V &= \{V_1 \quad V_2 \quad \cdots \quad V_j \quad \cdots \quad V_n\}^T \\ \theta &= \{\theta_1 \quad \theta_2 \quad \cdots \quad \theta_j \quad \cdots \quad \theta_n\}^T \end{aligned}$$

U, V 分别代表沿结构物整体坐标轴 x, y 方向的线位移, θ 代表绕竖轴的扭转角。式(5-28)中各项由来见图 5-11(b), (c)。

对于结构 s 来说, 还存在如下关系式:

$$\cos\alpha_s = \frac{x_2 - x_1}{[(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2]^{\frac{1}{2}}} \quad (5-30a)$$

$$\sin\alpha_s = \frac{y_2 - y_1}{[(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2]^{\frac{1}{2}}} \quad (5-30b)$$

$$r^s = x_1 \sin\alpha_s - y_1 \cos\alpha_s \quad (5-30c)$$

式(5-30c)的由来参见图 5-11(d), $(x_1, y_1), (x_2, y_2)$ 为平面子结构上的任意两点坐标。

如果每一个楼层共有 r 个子结构, 相应于楼层三个位移 U, V, θ , 可建立如下平衡方程:

$$\sum X = 0 \quad F_x = \sum_{s=1}^r F_x^s \quad (5-31a)$$

$$\sum Y = 0 \quad F_y = \sum_{s=1}^r F_y^s \quad (5-31b)$$

$$\sum M_z = 0 \quad [L_x] F_y - [L_y] F_x = \sum_{s=1}^r r^s F^s + M_T \quad (5-31c)$$

式(5-31c)是对整体坐标轴 z 建立的力矩平衡方程, 这里的 $[L_x], [L_y]$ 分别代表子结构 s 至 y 轴与 x 轴之间的距离, 为对角阵; 式(5-31c)中的 M_T 代表楼层中各竖向杆件承担的纯扭矩向量, 其刚度方程为

$$M_T = K_T \theta \quad (a)$$

$$\text{式中 } M_T = \{M_{T1} \quad M_{T2} \quad \cdots \quad M_{Tj} \quad \cdots \quad M_{Tn}\}^T$$

$$\theta = \{\theta_1 \quad \theta_2 \quad \cdots \quad \theta_j \quad \theta_n\}^T (\theta \text{ 代表楼层扭角向量, 与式(5-29)中的 } \theta \text{ 相同})。$$

刚度矩阵 K_T 为

$$K_T = \begin{bmatrix} \frac{GJ_{T1}}{h_1} + \frac{GJ_{T2}}{h_2} & -\frac{GJ_{T2}}{h_2} & 0 \cdots & 0 \\ -\frac{GJ_{T2}}{h_2} & \frac{GJ_{T2}}{h_2} + \frac{GJ_{T3}}{h_3} & -\frac{GJ_{T3}}{h_3} \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & -\frac{GJ_{Ti}}{h_i} & \frac{GJ_{Ti}}{h_i} + \frac{GJ_{T,i+1}}{h_{i+1}} & -\frac{GJ_{T,i+1}}{h_{i+1}} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & -\frac{GJ_{Tn}}{h_n} & \frac{GJ_{Tn}}{h_n} \end{bmatrix} \quad (b)$$

式中, h_i 代表第 i 层层高, GJ_{Ti} 代表第 i 层抗侧力结构中竖向构件(柱、墙)纯扭刚度之和, 由

如下单根构件的刚度矩阵 \tilde{K}_T 集合而成

$$\tilde{K}_T = \begin{bmatrix} \frac{GJ_T}{h} & -\frac{GJ_T}{h} \\ -\frac{GJ_T}{h} & \frac{GJ_T}{h} \end{bmatrix} \quad (c)$$

式中 GJ_T ——杆件截面扭转刚度；
 h ——杆件长度。

将式(5-29)代入式(5-26)中,再代入式(5-27)及式(5-31)中,得

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ V \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \\ [L_x]F_y - [L_y]F_x \end{Bmatrix} \quad (5-32a)$$

或简写成

$$[K] \{\Delta\} = \{F\} \quad (5-32b)$$

式中

$$\{F\} = \{F_x \quad F_y \quad [L_x]F_y - [L_y]F_x\}^T \quad (5-33a)$$

$$\{\Delta\} = \{U \quad V \quad \theta\}^T \quad (5-33b)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} \quad (5-33c)$$

且

$$\begin{aligned} K_{11} &= \sum_{s=1}^r K_b^s \cos^2 \alpha_s \\ K_{12} = K_{21} &= \sum_{s=1}^r K_b^s \cos \alpha_s \sin \alpha_s \\ K_{22} &= \sum_{s=1}^r K_b^s \sin^2 \alpha_s \\ K_{23} = K_{32} &= \sum_{s=1}^r K_b^s r^s \sin \alpha_s \\ K_{13} = K_{31} &= \sum_{s=1}^r K_b^s r^s \cos \alpha_s \\ K_{33} &= \sum_{s=1}^r K_b^s (r^s)^2 + K_T \end{aligned} \quad (5-33d)$$

式(5-33c)中各刚度矩阵为 $3n \times 3n$ 矩阵,式(5-33d)中的刚度矩阵为 $n \times n$ 矩阵。

二、子结构正交布置时的整体刚度矩阵

在式(5-33)中,假定 $\alpha_s = 0, \frac{\pi}{2}, \pi, \frac{3\pi}{2}$ 时,即为平面子结构相互正交的情形,因此,子结构正交布置时的整体刚度矩阵可由式(5-33)获得,子结构正交布置是其斜交布置时的特殊情况。

现设 x 方向的子结构总数为 r_x 个, y 方向子结构总数为 r_y 个, x 方向子结构的 $\alpha_s = 0, y$

方向的 α_s 为 $\frac{\pi}{2}$, 于是由式(5-33), 得

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{11} & 0 & K_{13} \\ 0 & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} \quad (5-34)$$

式中

$$\begin{aligned} K_{11} &= \sum_{s=1}^{r_x} K_{bx}^s \\ K_{13} = K_{31} &= - \sum_{s=1}^{r_x} K_{bx}^s y_s \\ K_{22} &= \sum_{s=1}^{r_y} K_{by}^s \\ K_{23} = K_{32} &= \sum_{s=1}^{r_y} K_{by}^s x_s \\ K_{33} &= \sum_{s=1}^{r_x} K_{bx}^s y_s^2 + \sum_{s=1}^{r_y} K_{by}^s x_s^2 + K_T \end{aligned} \quad (5-35)$$

式(5-35)中 x_s, y_s 分别代表子结构 s 至 y 轴和 x 轴之间的距离, 它是由式(5-33)中 r^s 演变而来的。进而还可由式(5-28)及式(5-30c)得到

$$\begin{cases} U_j^s = U_j - y_s \theta_j \\ V_j^s = V_j + x_s \theta_j \end{cases} \quad (5-36)$$

式中, U_j^s, V_j^s 分别代表子结构 s 第 j 楼层沿 x 方向和 y 方向的侧移, 其余符号同前。对所有楼层, 将式(5-36)用向量表示

$$\begin{cases} U^s = U - y_s \theta \\ V^s = V + x_s \theta \end{cases} \quad (5-37)$$

上式表示了子结构相互正交时整体位移向量 U, V, θ 与各平面子结构局部位移 U^s, V^s 之间的位移协调关系。本章所述空间协调(协同)方法就是指式(5-29)或式(5-37)的这种位移协调关系, 它们在高层建筑受力分析中有一定的普遍适用性。

三、位移和内力的计算

在前述已导出的结构整体刚度矩阵 $[K]$ 及结构整体刚度方程(5-33c)和式(5-32b)的基础上, 现列出求解结构位移和内力的计算步骤:

1. 求解方程(5-32b), 得整体基本位移未知量 $\Delta(U, V, \theta)$, 共有 $3n$ 个, 再利用式(5-29)或式(5-37)计算出各子结构 s 的侧向位移 W^s 或 U^s, V^s , 亦即 Δ_b^s 。

2. 将求出的侧向位移 Δ_b^s 代入子结构刚度方程(5-19), 求出各子结构分担的水平荷载向量 F_b^s , 按平面杆系有限元法或矩阵位移法计算各平面子结构在水平荷载 F_b^s 作用下的杆端内力, 或用第3步的方法计算。

3. 将已求出的 Δ_b^s 代入式(5-23a)求子结构其余内部结点位移 Δ_i^s , 并连同 Δ_b^s 代入单元刚度方程中求各杆端内力。

4. 倘若需要计算结构体系的自振周期和振型, 只要在计算水平荷载之前借用刚度方程(5-32b), 将荷载列阵 $\{F\}$ 改用惯性力 $-[M]\{\ddot{\Delta}\}$ 予以代替, 用适当的求特征值方法即可。这

里, $[M]$ 代表各楼层处的对角质量矩阵, $\{\ddot{A}\}$ 为加速度响应。

四、程序粗框图

以上方法是用计算机实现的, 现将程序粗框图列出, 详见图 5-12。

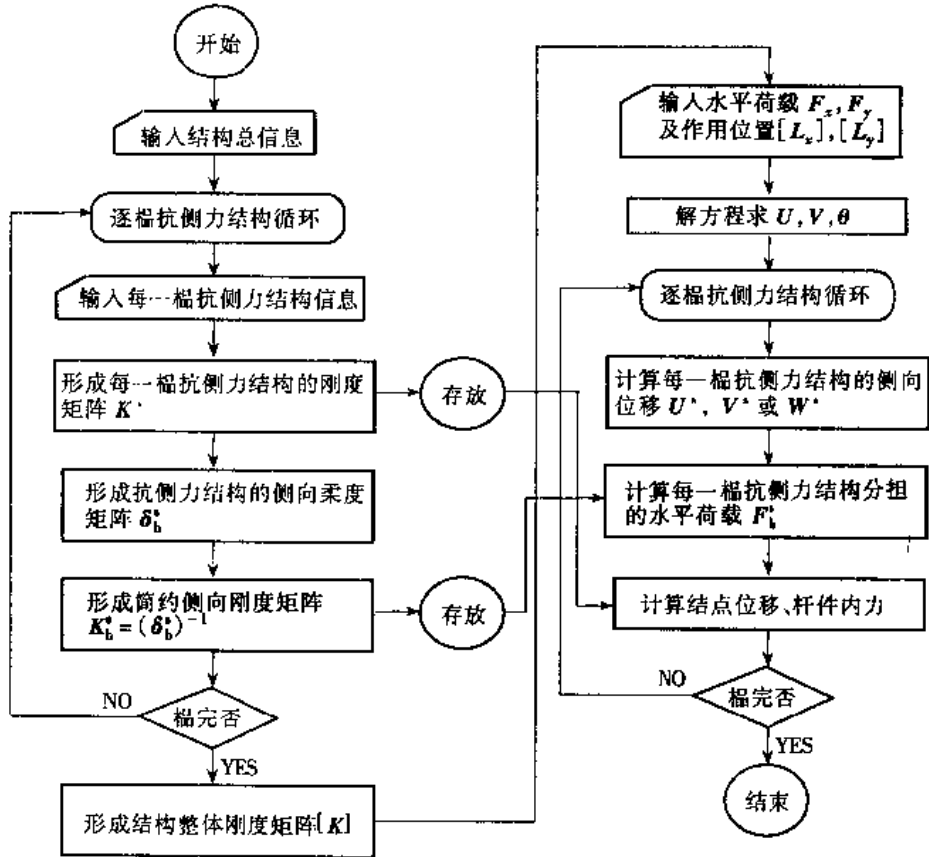


图 5-12

五、本方法的讨论和适用范围

本方法是我国 70 年代为适应高层建筑的发展而提出的, 解决了当时国内计算机容量小、速度慢的情况, 成为 70 年代和 80 年代国内常用的计算方法。空间协同工作的有限元法的基础是放在平面子结构上进行的, 例如形成各平面子结构简约侧向刚度矩阵, 各平面子结构分担水平力以及平面子结构中各杆件的内力计算等, 这样, 与完全的空间分析法相比较, 大大减少了计算机容量, 计算机运行速度也得以相应加快, 同时, 结构整体刚度矩阵的阶数很低, 为 $3n$ (n 代表总层数) 阶, 无疑对计算机容量要求不高, 且求解方程的速度将是很快的。

高层建筑结构空间协同工作有限元法适用于剪力墙、框架-剪力墙(包括框架)结构体系, 解决了常用高层建筑结构的计算问题。由于该方法将一幢建筑物要分解为若干片平面抗侧力结构, 简化了计算, 也随之带来一些近似, 故空间协同工作有限元法适用于较为规则的剪力墙和框剪结构, 抗侧力结构布置最好是正交或接近于正交。

本方法考虑了各片平面剪力墙和框-剪结构的刚度和变形特点,空间协同工作不仅考虑了楼板的平移,也考虑了楼板的扭转,较好地反映了高层建筑结构的实际工作状态。

空间协同方法最明显不足是不同平面抗侧力结构相交的竖向构件竖向变形协调问题,例如图 5-10 中平面子结构④和⑤相交的竖向构件(柱),它既属于子结构④,也属于子结构⑤,但空间协同工作方法则是把子结构④和⑤相互独立进行计算,在两子结构中所得该柱在同一高度处的竖向变形不一定相同,有时候,可能有较大的差距。竖向变形不协调,相应地,其轴力也必然会有一些的误差。由于工程中是单独按单片结构计算和配筋,实际上是采用某一方向的轴力和配筋结果,对框架结构的角柱,需再按手算进行双向补充校核。

鉴于上述竖向位移的不协调等因素,空间协同工作的有限元法不能适用于密排柱的筒体结构计算。关于筒体结构的受力性能和计算方法,将在下一章讨论。

例 5-1 用空间协同工作有限元方法分析 § 4.6 的框-剪结构体系(见图 4-11)。若已知该结构体系各楼层的重力荷载代表值,它们是:底层:6100kN,2~7层:5400kN,8层:3600kN,试求该体系的自振周期、振型、水平位移和平面子结构分担的水平荷载、杆件内力。

解

由有限单元方法的电算结果,下面就题中所要求的结果整理如下:

1. 自振特性

前三阶横向结构振动的自振周期(已考虑周期折减系数 0.8)为

$$T_1 = 0.55s$$

$$T_2 = 0.13s$$

$$T_3 = 0.06s$$

振型图见图 5-13。

在下面的位移和内力等结果中,仍选用 § 4.6 例题中的水平地震作用大小,目的是便于比较。以下亦皆为横方向的结果。

2. 水平位移

结果见表 5-1。由计算结果分析,本例楼层转动极小,§ 4.6 手算结果与本电算位移很吻合。

楼层水平位移(cm)

表 5-1

层	8	7	6	5	4	3	2	1
水平位移	1.50	1.29	1.06	0.83	0.61	0.40	0.23	0.09

3. 平面抗侧力结构分担的水平荷载和剪力

现仅列出横向两片框-剪平面结构和五片纯框架结构各自分担的水平荷载和剪力,见表 5-2。

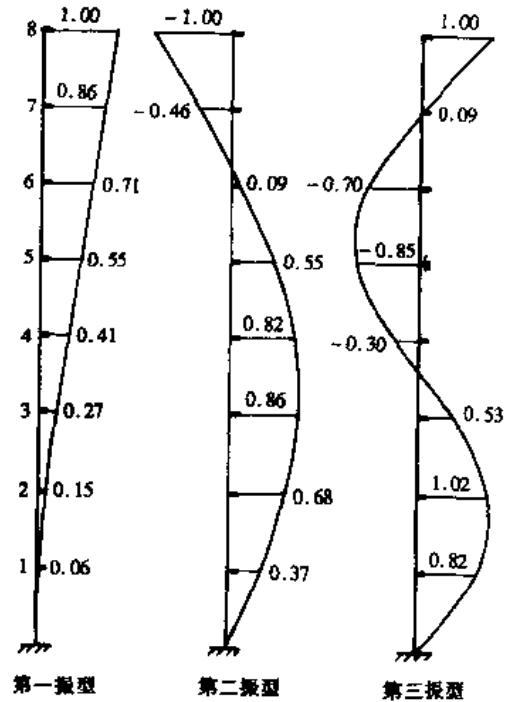


图 5-13 结构振型图

表 5-2

层		8	7	6	5	4	3	2	1
框剪 (两片)	荷载(kN)	-64.21	457.40	469.47	428.15	363.79	310.71	243.62	232.85
	占百分比(%)	-14.7	79.1	94.1	101.87	106.53	118.3	132.5	196.2
	剪力(kN)	-64.21	393.19	862.66	1290.81	1654.60	1965.31	2208.93	2441.78
框架 (五片)	荷载(kN)	502.02	120.50	29.64	-7.86	-22.30	-48.01	-59.72	-114.15
	剪力(kN)	502.02	622.52	652.16	644.30	622.00	573.99	514.27	400.12

由表 5-2 看出,框-剪平面结构承担了绝大部分侧向力,在结构物顶部附近,框架也承担了相当数量的水平荷载,两者之间的荷载分配,反映了它们之间的变形协调关系。

4. 内力

这里列出轴①纯框架和轴②框-剪平面结构的部分剪力和弯矩结果。轴①框架结果示于图 5-14 中,轴②框-剪结果示于图 5-15 中。

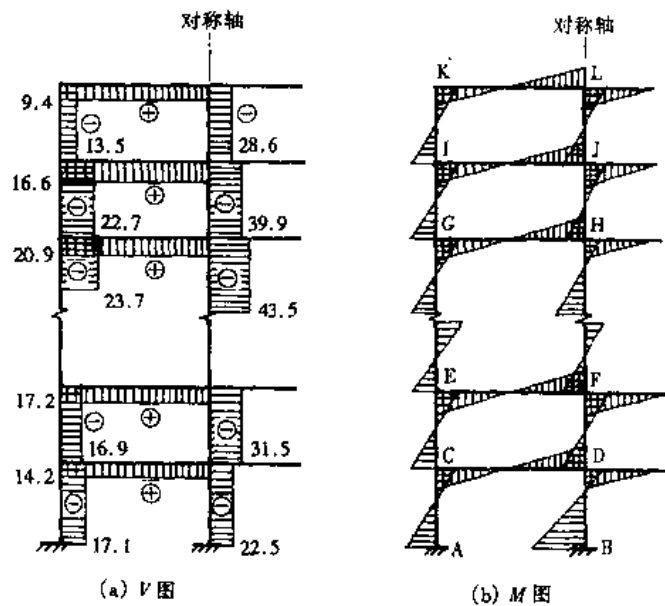


图 5-14

图 5-14(b)中弯矩值(kN·m)为

$$\begin{aligned}
 M_{AC} &= -53.1 & M_{BD} &= -60.1 \\
 M_{CA} &= -15.2 & M_{CE} &= -29.0 & M_{CD} &= 44.2 & M_{DB} &= -29.7 & M_{DF} &= -51.9 & M_{DC} &= 40.8 & M_{DG} &= 40.8 \\
 M_{EC} &= -19.9 & M_{E上} &= -33.4 & M_{EF} &= 53.3 & M_{FD} &= -42.5 & M_{F上} &= -57.7 & M_{FE} &= 50.1 & M_{F右} &= 50.1 \\
 M_{GF} &= -37.0 & M_{GI} &= -27.6 & M_{GH} &= 64.6 & M_{HF} &= -66.5 & M_{HI} &= -54.9 & M_{HG} &= 60.6 & M_{H右} &= 60.8 \\
 M_{IG} &= -40.5 & M_{IK} &= -10.7 & M_{IJ} &= 51.2 & M_{JH} &= -64.7 & M_{JL} &= -32.7 & M_{JI} &= 48.5 & M_{J右} &= 48.9
 \end{aligned}$$

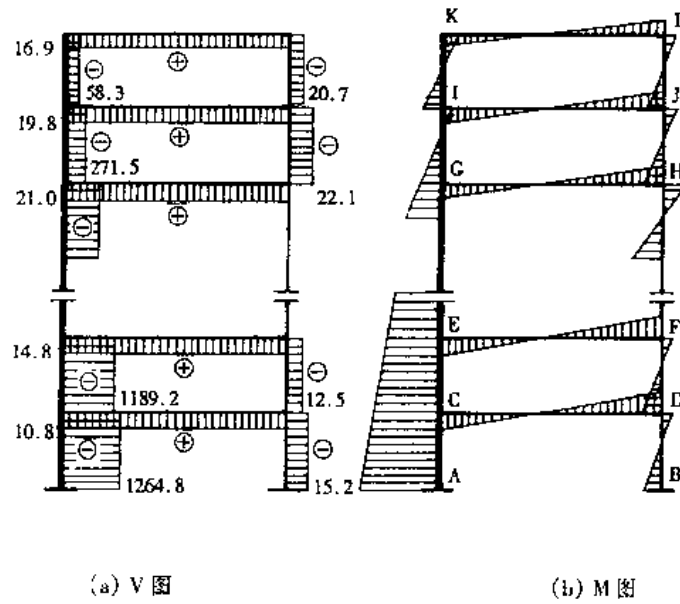


图 5-15

$$M_{KI} = -29.7 \quad M_{KL} = 29.7 \qquad M_{LI} = -53.1 \quad M_{LK} = 26.4 \quad M_{I右} = 26.7$$

图 5-15(b)的弯矩值(kN·m)为

$$M_{AC} = -18371.6$$

$$M_{CA} = 13312.4 \quad M_{CF} = -13375.0 \quad M_{CD} = 62.6 \quad M_{DB} = -10.5 \quad M_{DF} = -22.8 \quad M_{DC} = 33.3$$

$$M_{EC} = 9807.4 \quad M_{EF} = -9895.2 \quad M_{EF} = 87.8 \quad M_{FD} = -14.8 \quad M_{FE} = -29.7 \quad M_{FE} = 44.5$$

$$M_{GF} = 636.9 \quad M_{GI} = -763.1 \quad M_{GH} = 126.2 \quad M_{HF} = -34.4 \quad M_{HG} = -27.0 \quad M_{HG} = 61.4$$

$$M_{IG} = -51.5 \quad M_{IK} = -68.9 \quad M_{IJ} = 120.4 \quad M_{JH} = -39.3 \quad M_{JL} = -17.1 \quad M_{JI} = 56.4$$

$$M_{KI} = -106.0 \quad M_{KL} = 106.0 \qquad M_{LI} = -45.0 \quad M_{LK} = 45.0$$

第六章 筒体结构受力分析

在第一章中已对主要筒体结构进行了介绍,本章着重讨论框筒结构、筒中筒结构的受力性能和分析方法,同时,也适当介绍一些桁架式筒体的受力性能。

§6.1 筒体结构的受力性能

一、框筒结构的受力性能

由于框筒结构外围柱间距很小(间距小于3m),横梁刚度很大,外围框架类似于一个直立的多孔筒体(图6-1(a)),其整体空间作用很显著,与普通空间框架结构受力不一样。

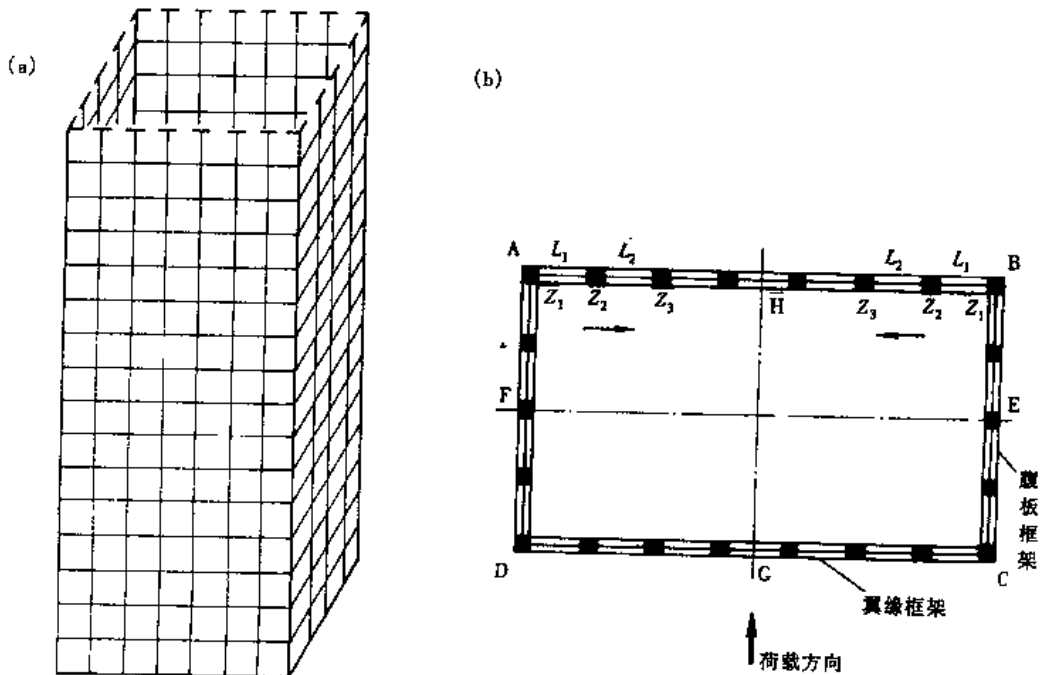


图6-1 框筒结构

框筒结构在每层楼盖的加劲下,整体类似于一个竖向的悬臂筒体,具有很大的抗侧刚度,可建造较高的楼宇。框筒结构在水平荷载作用下,垂直于水平荷载的平面框架(即迎风面和背风面框架)主要产生轴力,迎风面一侧受拉,背风面一侧受压,它们形成的内力矩抵抗大部分倾覆力矩(水平荷载产生的外力矩);平行于水平荷载的平面框架(两侧面框架)主要抵抗水平剪力的作用,同时也承担小部分外力矩。角柱则传递正面与侧面两部分框架之间的竖向剪力,使两者能共同工作。在水平荷载作用下,框筒的侧向位移曲线呈“弯剪型”。

由于框筒中柱间联系(窗裙梁)的柔性,各密集柱上产生的轴力是不相等的,一般地,角柱最大,离角柱越远,轴力越小,常将这种现象称作“剪力滞后效应”(shear lag effect)(图6-2)。剪力滞后现象在底层最为明显,随着层数的增加,其影响逐渐减少,一般到第五、六层以后,

剪力滞后现象的影响就比较弱了,到了结构物顶部附近,甚至出现反向剪力滞后现象。当柱与柱之间联系的窗裙梁抗剪刚度增大,剪力滞后现象也随之减少。

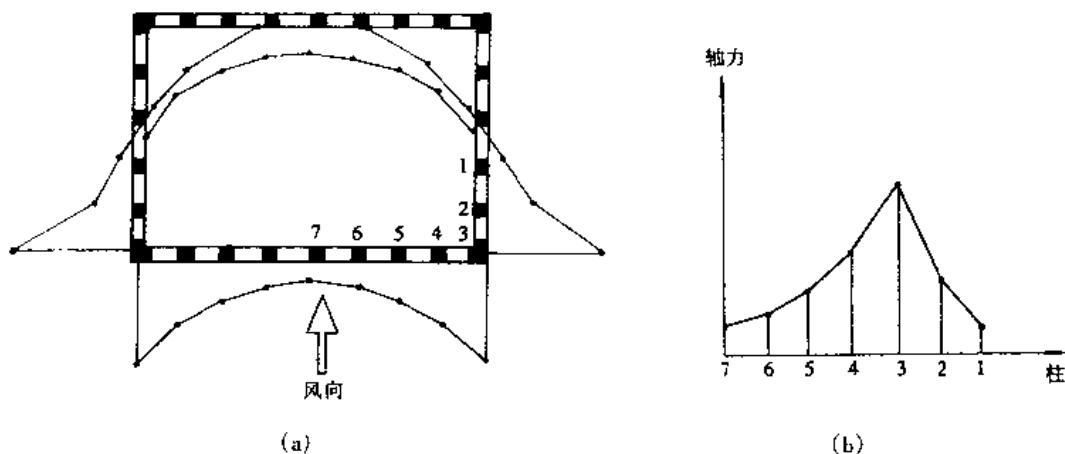


图 6-2 下部楼层柱中轴力分布(“剪力滞后效应”)

二、筒中筒结构的受力性能

与框筒结构相比较,筒中筒结构中设置了实体剪力墙组成的芯墙体系,从而使外框筒的刚度得到很大提高,同时,楼面结构体系把外框筒和内芯墙筒体连接在一起,使它们作为一个整体来共同抵抗水平荷载。一般地,外框筒抵抗结构上部的大部分水平荷载,而核芯筒体则抵抗其下部的大部分水平荷载,这一点类似于框架-剪力墙结构,但外框筒的刚度要比框架强得多。此外,在水平荷载作用下,内外筒协调工作,内筒承担了大部分水平剪力,而外框筒则承担大部分倾覆力矩。

筒中筒结构的侧向工作性能很突出。由于外框筒平面尺寸大,抵抗水平荷载的力臂也大,从而使外框筒获得很大的刚度,剪力墙内筒则能大大降低外筒柱的剪切变形,提高整体结构的侧向刚度,因此,筒中筒结构的工作性能兼有外框筒和剪力墙结构的优点,空间工作性能明显。对高度较高,靠近外围需要大空间的房屋来说,筒中筒结构是一种比较理想的结构形式。

筒中筒结构侧向变形呈弯剪型,其原理是内核芯筒主要呈弯曲型,外框筒主要呈剪切型,在内外筒协同工作下,从而构成了弯剪变形形式。

在筒中筒结构中,外框筒的剪力滞后效应较为明显,但对内筒,只是边长较大时,才具有一些剪力滞后现象,其滞后曲线远比框筒平缓。

三、桁架式筒体的受力性能

正如前面所述,框架式筒体(框筒)的窗裙梁显得比较柔,由此产生较为明显的剪力滞后效应,倘若在柱间斜向增设斜杆后,筒体的刚度可以大大提高,这时,其剪力主要由斜杆承担,而不是由窗过梁承担,剪力滞后效应将大大减少,从而使离角柱较远的柱充分发挥作用。设置斜撑之后的桁架式筒体的剪切变形减少,整体变形近于单根悬臂梁。

桁架式筒体的一个应用是美国芝加哥的汉考克大楼(图 6-3),它每边墙上有五个巨大的

呈 45°的 X 斜撑,有效地把荷载分布到整个结构中去。斜腹杆不仅在轴向直接承担大部分水平荷载,也作为斜柱支承竖向重力荷载。具有柱-斜腹杆的桁架式筒体,允许柱距比框筒更大。

四、成束筒结构的受力性能

由于成束筒结构是由多个框筒结构组合而成的,在平面上可以由两个以至更多的框筒采用各种方式进行组合,可以是正交组合,也可以是斜交组合,著名的西尔斯大厦就是由九个方块筒体通过正交组合而成的(见图 1-13)。

成束筒体是由多个框筒并联在一起的,这也可以看作是在外面一圈大的筒体再在其内部增加了一些内部框架横隔,内部框架横隔的作用犹如巨大的悬臂梁的腹板以抵抗剪力,由此可使剪力滞后效应大为减少,同时,横隔的作用还有助于抵抗弯曲。

像西尔斯大厦那样九个正交筒体的受力性能见图 6-4,其截面应力分布大体上与整截面筒体相似(虚线表示的曲线),但它却出现的是多波形的剪力滞后现象。在成束筒体结构中,与水平荷载平行的框架横隔(即腹板)承受剪力,故在与其垂直的翼缘框架的交点上产生最大应力值,表明了每个筒体的单独作用,虽然依旧存在剪力滞后现象,但是垂直横隔的作用使其轴向应力分布更加均匀,比同样外围一圈单个框筒受力要均匀得多。

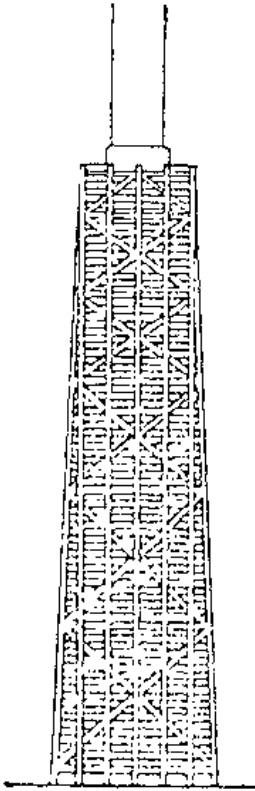


图 6-3 芝加哥约翰·汉考克中心

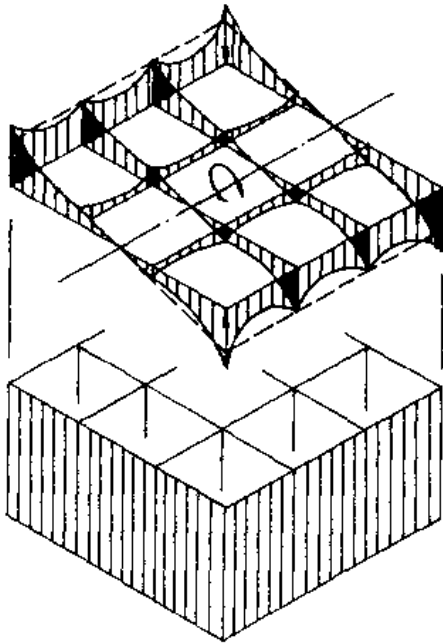


图 6-4 成束筒结构应力图(西尔斯大厦)

§6.2 框筒结构简化分析方法

本节主要介绍两种分析方法,第一种是展开为平面框架方法,第二种是等效槽形法,前者对一些较规则的框筒结构,计算结果较为满意,后者则是一种近似方法,最后介绍近似方法在两幢著名建筑物中的应用。

一、展开为平面框架的方法

本方法有两个最基本的假定:

1. 忽略各片平面框架平面外的刚度,腹板框架和翼缘框架只在自身平面内起作用。事实上,框架平面外的刚度比平面内的侧向刚度小得多,为了简化的目的,这一假定是合理的。
2. 楼板在自身平面内刚度无穷大,不计平面外的刚度。楼板的水平投影面如同一个刚性平面,在水平面内没有变形,各层只在平面内作刚体运动。在竖直方向上,楼板可以自由产生翘曲变形,由此,在竖向,楼板对框筒无抵抗刚度,但在水平面上投影的形状和大小不变,维持原状。

由以上的假定或简化分析的观点,可把框筒结构看作:各平面只在自身平面内具有抗侧刚度,相互之间由角柱、并在各层通过平面内刚性楼板连接在一起的空间受力体系。

当框筒结构受到水平荷载作用时,由于假定了楼面在自身平面内刚度无穷大,各楼层只有楼板平面内的刚体位移,因此,可将水平荷载分解为一个通过扭转中心的集中力(只产生弯曲)和一个绕扭转中心的扭矩(只产生扭转),两者予以单独考虑,最后进行叠加。

1. 水平荷载作用下的计算

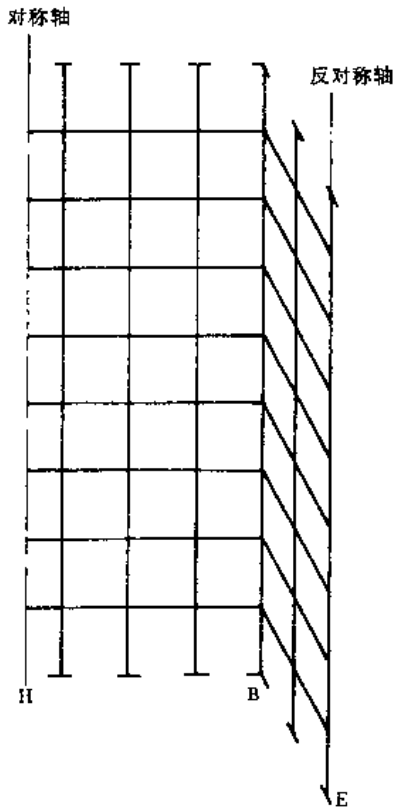
在框筒结构中,一般将平行于水平荷载方向的平面框架称作主框架,或腹板框架,该平面框架起着很重要的作用;与主框架正交的平面框架为次框架或翼缘框架,它是依附于主框架而发挥抗侧力性能的,也可以说是由主框架的变形带动了次框架的变形。例如在图 6-1(b)中,在侧向荷载作用下,主框架内角柱 Z_1 内产生的轴力、剪力和弯矩最为显著,由于角柱的轴向变形,使与角柱相连的次框架的窗裙梁 L_1 产生剪力,这个剪力使柱 Z_2 产生轴力,由于柱 Z_2 的轴向变形,继而使 L_2 梁内产生剪力,又使柱 Z_3 产生轴力、剪力和弯矩,不过,由于窗裙梁的剪切刚度有限,使相应产生剪切变形,由此使随后的柱总比前一柱轴向变形减小,离角柱越远,轴向变形将越小,相应轴力值亦小。

如果窗裙梁的跨度大(柱距大),截面高度小,则窗裙梁的剪切变形也大,于是在靠近中轴的翼缘柱几乎只产生很小的轴向变形,这样,整体抗弯作用将很弱,故一般将框筒设计成深梁密柱,以减少剪力滞后效应,增强整体抗弯能力。角柱截面也不宜太大,否则不能有效发挥翼缘框架内柱的作用。

基于上述力的传递性能,对于双轴对称的空间受力正交框架筒体(图 6-1),可取如下展开为平面框架的计算简图进行分析。首先,利用对称性,取 1/4 平面布置结构(图 6-5),并在主框架和次框架之间通过设置虚拟的杆件联系,目的是通过该虚拟杆件保持角柱原有的传递性能,使它只传递竖向剪力,不传递水平力,同时保持角柱位置竖向位移连续条件。替代平面框架简图见图 6-6。

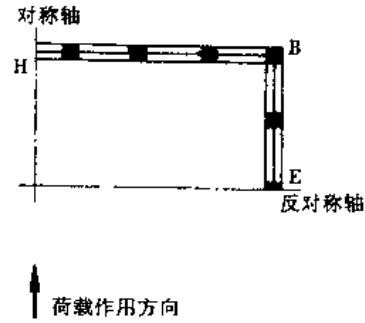
对称轴上的边界条件,由结构的变形和受力决定,对称轴处应设置竖向滑动支承,在反

对称轴上,应设置链杆支承。



(a)

(b)



(b)

图 6-5 1/4 框筒结构

图 6-6 中的替代平面框架,将原来图 6-5 中角柱 B 一分为二,形成 B' 和 B'' 两根柱, B' 和 B'' 柱的面积可分别取 B 柱的一半, B' 和 B'' 的惯性矩分别取其原来所在平面内的惯性矩不变。

由前述,虚拟杆件只传递竖向剪力,故若把该杆当作一单元的话,其单元刚度矩阵为

$$[K]_{(虚)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & D & 0 & 0 & -D & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -D & 0 & 0 & D & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (6-1)$$

式(6-1)中, D 为抗剪刚度,要取得足够大,上机计算时可取为各实际梁中最大值 $12EI/l^3$ 的 10^4 倍以上,它与式(6-1)中元素 $K_{22}, K_{25}, K_{52}, K_{55}$, 即虚拟杆的剪切线位移相对应,其余元素为零,由此既达到了只传递竖向剪力,又使 B' 和 B'' 两柱轴向位移协调的目的。

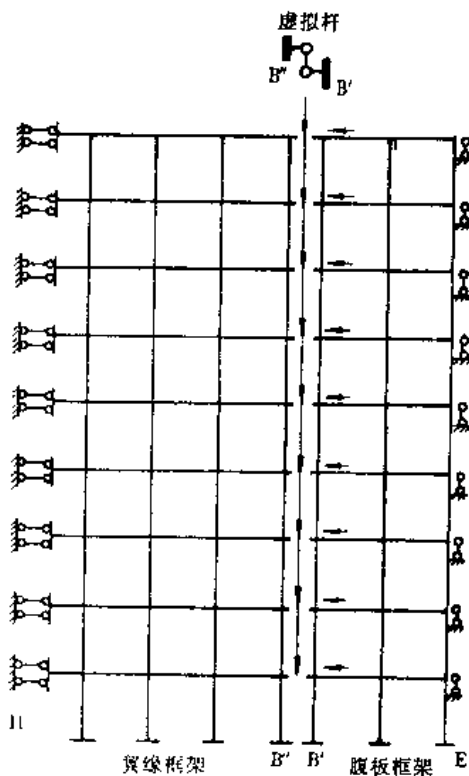


图 6-6 替代平面框架

原来作用在框筒结构上的水平荷载应放在替代平面框架一定的位置上,即应作用在主框架(腹板框架)角柱的各相应楼层处,水平荷载是通过刚性楼面来传递的,如图 6-6 的作用位置。因只取 1/4 平面布置的结构来计算的,故水平荷载大小应为各楼层水平荷载的 1/4。

利用上述计算模型或简图,采用杆系结构矩阵位移法,完全可以利用现成的平面框架程序计算内力和位移。在填写虚拟杆件单元中输入数据时,根据著者的分析或试算,虚拟单元的长度为 10^{-6} m 左右,其次,若弹性模量不变,掌握虚拟单元的 $12EI/l^3$ 为一般梁的 10^4 倍大小的话,估算出该单元的 I 在 $10^{-18} \sim 10^{-16}$ m^4 之间,截面积直接填写 10^{-18} m^2 ,计算是方便的。当然,如有条件,将常用平面框架程序稍加修改,即按式(6-1)增加一种单元类型,且对一般单元最好计及单元刚域和剪切变形的影响。

最后,应注意原角柱的轴力应是角柱 B' 和 B'' 轴力的叠加。

由前述分析看出,此方法避免了复杂的空间结构计算,但它又保证了框筒结构最主要的受力特性,其结果与空间分析方法相差无几,可从随后的例 6-1 看出。

2. 纯扭矩作用下的计算

由上述假定,楼板不抵抗框筒结构的翘曲变形,则在纯扭矩外荷载作用下,框筒将产生两种变形,一种是单纯旋转,另一种是横截面的翘曲变形,它们的共同作用除考虑四个面上平面框架作用之外,还应考虑面与面之间相互作用的影响。

现假定楼板在平面内刚度无穷大,第 j 楼层在扭矩 T_{Hj} 作用下,框筒截面旋转了一个角度 θ_{Hj} ,见图 6-7。

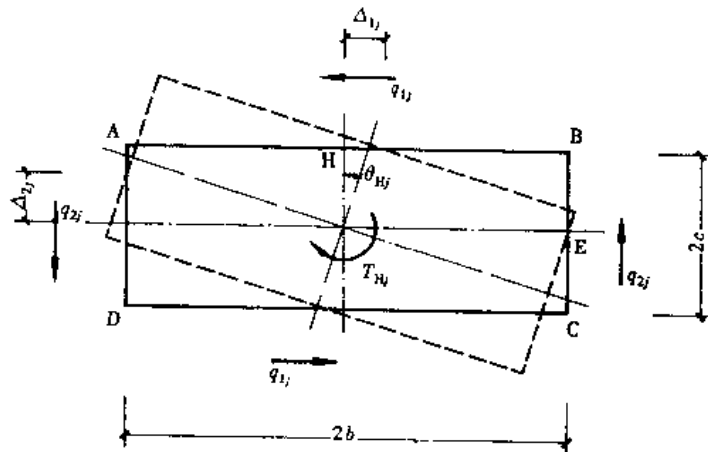


图 6-7 框筒结构楼层扭转

扭转由相互正交两个面的剪切作用来抵抗,并假定忽略每根梁和柱杆件的抗扭刚度,同时认为扭转角 θ_H 微小,因此,各面上的框架只在自身平面内变形。

基于以上假定,整个框筒结构的平衡和协调条件为

$$2c\{q_1\} + 2b\{q_2\} = \{T_H\} \quad (6-2a)$$

$$\{\Delta_1\} = c\{\theta_H\}$$

$$\{\Delta_2\} = b\{\theta_H\} \quad (6-2b)$$

在式(6-2)中,对总层数为 n 的框筒,有关向量为

$$\{q_1\} = \{q_{11} \quad q_{12} \quad \cdots \quad q_{1j} \quad \cdots \quad q_{1n}\}^T$$

$$\begin{aligned} \{q_2\} &= \{q_{21} \quad q_{22} \quad \cdots \quad q_{2j} \quad \cdots \quad q_{2n}\}^T \\ \{\Delta_1\} &= \{\Delta_{11} \quad \Delta_{12} \quad \cdots \quad \Delta_{1j} \quad \cdots \quad \Delta_{1n}\}^T \\ \{\Delta_2\} &= \{\Delta_{21} \quad \Delta_{22} \quad \cdots \quad \Delta_{2j} \quad \cdots \quad \Delta_{2n}\}^T \\ \{T_H\} &= \{T_{H1} \quad T_{H2} \quad \cdots \quad T_{Hj} \quad \cdots \quad T_{Hn}\}^T \\ \{\theta_H\} &= \{\theta_{H1} \quad \theta_{H2} \quad \cdots \quad \theta_{Hj} \quad \cdots \quad \theta_{Hn}\}^T \end{aligned}$$

以上皆为 n 阶列向量。 $\{q_1\}$ 和 $\{q_2\}$ 分别为两个互相垂直的平面框架各层所承担的水平力向量, $\{\Delta_1\}$ 和 $\{\Delta_2\}$ 为各层相应的水平位移向量, $\{\theta_H\}$ 为各层扭转向量, $\{T_H\}$ 为施加于各楼层的扭转荷载向量。

在各片平面框架中,水平力和水平位移之间存在着以下关系

$$\{\Delta_1\} = [\delta_1] \{q_1\} \quad (6-3a)$$

$$\{\Delta_2\} = [\delta_2] \{q_2\} \quad (6-3b)$$

式中 $[\delta_1]$ 和 $[\delta_2]$ 分别代表 DC 和 DA 平面框架的水平位移柔度矩阵,为 n 阶。柔度矩阵是单独在各楼层施加单位水平力所得,但必须注意,一定要考虑两个互相正交的平面框架 DC 和 DA 之间的相互作用,以反映横截面的翘曲变形。利用前述水平荷载下替代平面框架的原理,本处要分别用到图 6-8(a) 和图 6-8(b) 那样的替代平面框架,前者用于计算 $[\delta_1]$, 而后者用于计算 $[\delta_2]$, 这时各层只能单独施加大小为 $1/2$ 的水平力。

由式(6-2b)和式(6-3),得

$$\{q_1\} = c [\delta_1]^{-1} \{\theta_H\} \quad (6-4a)$$

$$\{q_2\} = b [\delta_2]^{-1} \{\theta_H\} \quad (6-4b)$$

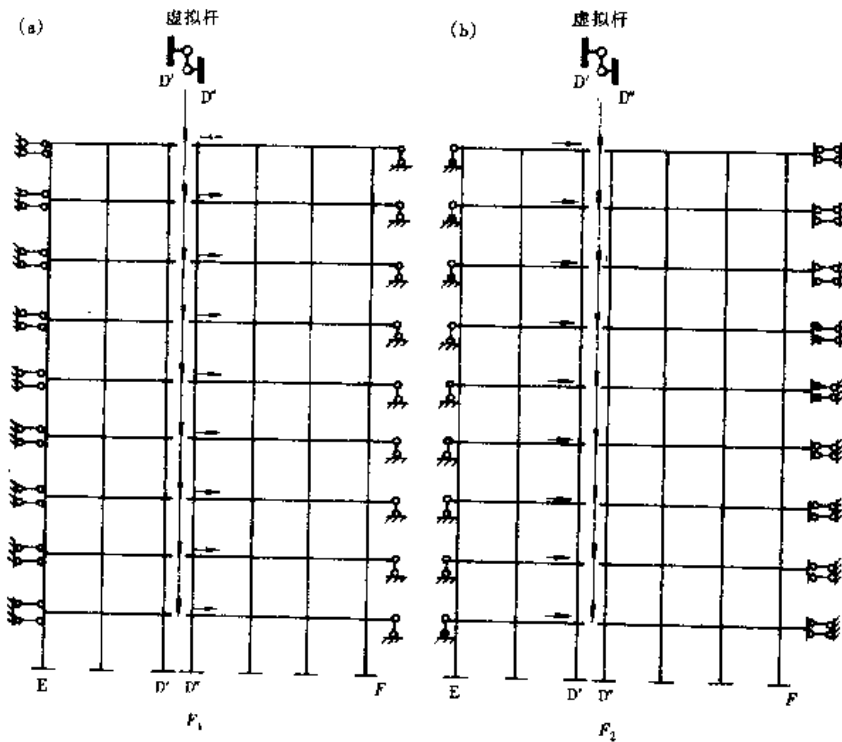


图 6-8 框筒楼层扭转替代平面框架

将式(6-4)代入式(6-2a),可得

$$\{\theta_H\} = [2c^2[\delta_1]^{-1} + 2b^2[\delta_2]^{-1}]^{-1}\{T_H\} \quad (6-5)$$

式(6-5)中 $\{T_H\}$ 前方括号即为框筒结构的扭转柔度矩阵,写作

$$\{\delta_H\}_{(扭)} = [2c^2[\delta_1]^{-1} + 2b^2[\delta_2]^{-1}]^{-1} \quad (6-6)$$

计算时,扭矩向量 $\{T_H\}$ 和尺寸 b, c 皆已知,只要先在图 6-8 上分别求出柔度矩阵 $[\delta_1]$ 和 $[\delta_2]$,再用式(6-5)获得扭角向量 $\{\theta_H\}$ 后,将 $\{\theta_H\}$ 代入式(6-4)以求出两个平面结构所分担的水平力 $\{q_1\}$ 和 $\{q_2\}$,最后把 $\{q_1\}$ 和 $\{q_2\}$ 作为已知外荷载分别施加于图 6-8 上,即可求得各杆内力和结点位移。

上述替代平面框架计算简图用于分析框筒结构的内力和位移,结果是相当令人满意的。该方法适用于双轴对称,且翼缘框架和腹板框架正交,但在实际工程中符合这种条件的框筒结构还是比较多的。

用同样的方法可得到正交双轴(或单轴)对称成束筒结构替代平面框架的计算简图。

例 6-1 某 14 层框筒结构体系,层高、柱距分别为 3.0m 和 1.9m,平面布置见图 6-9。已知混凝土强度等级为 C30,各窗裙梁截面尺寸为 0.5m×0.5m,各柱截面尺寸为 0.5m×0.5m,自底层开始,各楼层受到的水平集中力(无扭转)为 6.3,10.3,14.3,18.3,22.4,26.2,30.2,34.2,38.2,42.1,46.2,50.1,54.1,58.1(kN)。试用展开为平面框架方法分析该框筒结构的位移和内力。

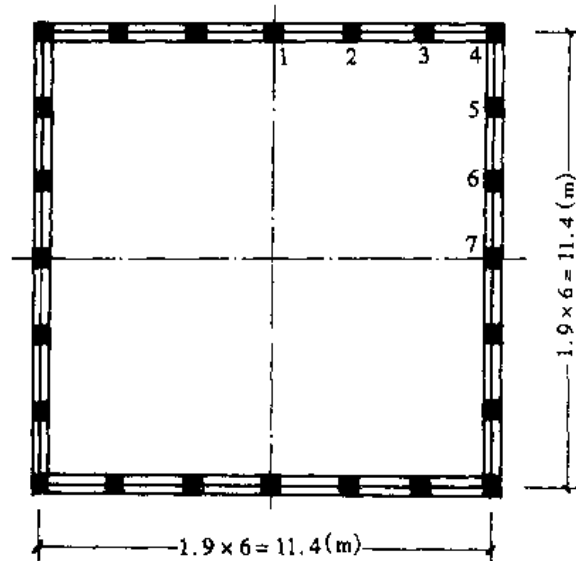


图 6-9 例 6-1 楼层平面

解

计算时,这里忽略了梁、柱的刚域影响,但计及了杆件的剪切变形影响。为说明本方法的精度,以下结果将与完全空间方法和第五章空间协调方法结果进行比较。以下分别列出楼层水平位移、角柱轴力以及靠近对称轴处腹板框架内窗裙梁的剪力,详见表 6-1、表 6-2、和表 6-3。

由表 6-1 看出,对于顶层水平位移,展开为平面框架方法与完全空间方法相比较,误差仅为 1.57%,相当接近。而空间协调方法误差竟达 31.79%,说明空间协调方法难以适用于这类整体空间工作性能很强的筒体结构,其主要原因是没能考虑到翼缘框架的作用。

水平位移(cm)比较

表 6-1

方法 \ 层	14	13	12	11	10	9	8
空间框架方法	0.8104	0.7821	0.7468	0.7042	0.6548	0.5995	0.5389
展开平面框架方法	0.8231	0.7954	0.7599	0.7172	0.6677	0.6122	0.5514
空间协调方法	1.0680	1.0165	0.9573	0.8909	0.8181	0.7398	0.6572
方法 \ 层	7	6	5	4	3	2	1
空间框架方法	0.4740	0.4055	0.3346	0.2621	0.1893	0.1176	0.0485
展开平面框架方法	0.4863	0.4176	0.3464	0.2737	0.2006	0.1284	0.0587
空间协调方法	0.5713	0.4834	0.3947	0.3066	0.2207	0.1385	0.0619

由表 6-2 看出,以底层轴力为例,展开为平面框架方法误差为 0.90%,而空间协调方法误差达 69.80%。

角柱轴力(kN)比较

表 6-2

方法 \ 层	14	13	12	11	10	9	8
空间框架方法	5.84	10.53	9.57	4.40	-4.18	-15.67	-29.80
展开平面框架方法	5.44	10.10	9.14	3.98	-4.58	-16.04	-30.16
空间协调方法	2.20	-0.77	-10.32	-25.35	-45.14	-69.15	-96.96
方法 \ 层	7	6	5	4	3	2	1
空间框架方法	-46.50	-65.90	-88.39	-114.82	-146.70	-187.07	-235.46
展开平面框架方法	-46.84	-66.18	-88.58	-114.80	-146.30	-185.78	-237.58
空间协调方法	-128.28	-162.97	-201.06	-242.80	-288.90	-340.67	-399.82

表 6-3 中展开为平面框架方法窗裙梁剪力亦很准确,但这里,空间协调方法的误差不如轴向力那样大,主要原因是腹板框架本身已承担了绝大部分楼层剪力,这时,翼缘框架的影响相应变小。

窗裙梁剪力(kN)比较

表 6-3

方法 \ 层	14	13	12	11	10	9	8
空间框架方法	7.06	14.95	21.22	27.62	33.67	39.27	44.32
展开平面框架方法	6.56	14.48	27.13	27.61	33.73	39.40	44.53
空间协调方法	9.37	18.48	25.32	32.05	38.43	44.32	49.59
方法 \ 层	7	6	5	4	3	2	1
空间框架方法	48.74	52.42	55.25	57.08	57.68	57.00	48.96
展开平面框架方法	49.02	52.79	55.73	57.70	58.49	57.91	54.31
空间协调方法	54.13	57.82	60.52	62.06	62.23	60.81	56.20

四、关于剪力滞后效应的讨论

剪力滞后效应是框筒结构体系的重要特性,翼缘框架和腹板框架都具有这一特性。本例题有代表性楼层的柱轴力分布见图 6-10(仅绘出 1/4 平面结构),从中可以看出剪力滞后效应沿高度的变化规律。第一层~第六层表现出正向剪力滞后效应,从第七层开始呈现反向的剪力滞后效应,特别是从第十一层开始,角柱从受拉反而转为受压。当然,滞后效应的这些规律并不一定完全反映所有框筒的变化情况,它还与角柱尺寸等因素有关,工程中角柱尺寸常比一般柱尺寸大。

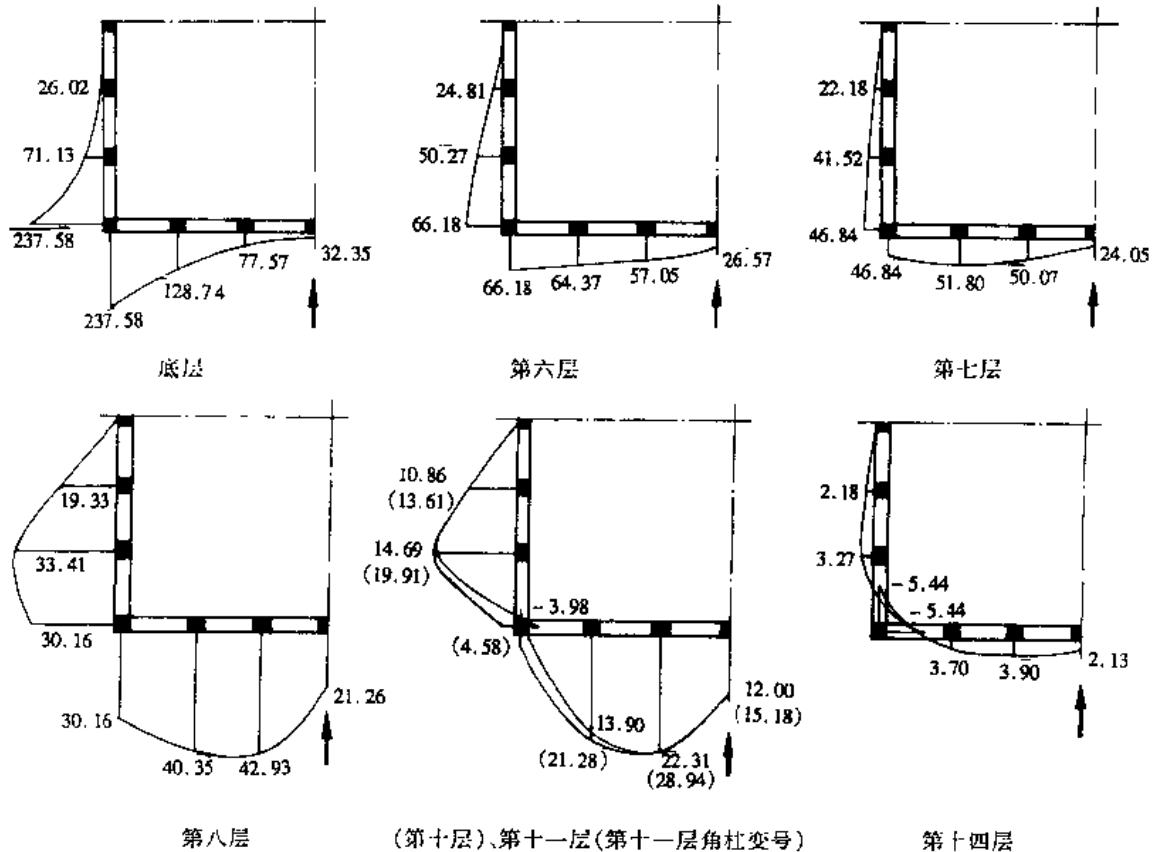


图 6-10 例 6-1 框筒结构剪力滞后效应

二、等效槽形方法

等效槽形方法是一种较为粗略的方法,它是针对矩形框筒受弯来讨论的。由于框筒弯曲时的剪力滞后效应,使得翼缘框架中靠近中部柱的轴力减少(图 6-11),未能完全发挥作用。这里的方法是将框筒简化为两个等效槽形,等效槽形按普通实体悬臂杆计算。等效槽形的厚度按柱轴向变形协调获得,即任何一柱的轴向刚度等于两柱距内槽形板的轴向刚度。为使计算柱的轴力与实际轴力相接近,等效槽形的翼缘宽度(图 6-12)应不大于下列数值的较小者,以反映剪力滞后效应的影响:

- (1) 腹板框架全宽的 $1/2(c)$;
- (2) 翼缘框架全长的 $1/3(2b/3)$;
- (3) 建筑物总高 H 的 $1/10(0.1H)$ 。

由图 6-12 槽形断面尺寸,可方便地求出断面内正应力和剪应力,其中,正应力 σ 是由倾覆力矩在两个槽形断面中产生的,剪应力 τ 是由水平剪力产生的。由材料力学公式,它们的大小为

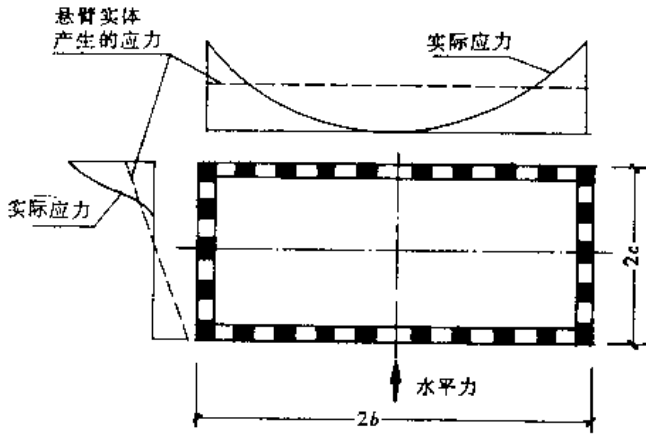


图 6-11

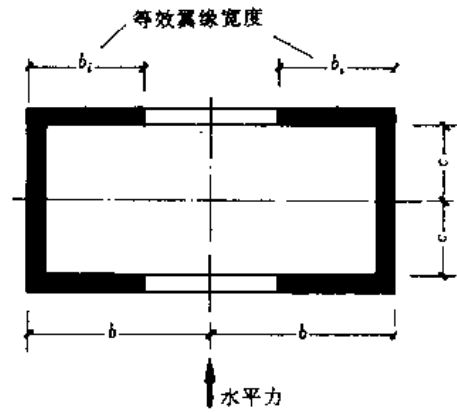


图 6-12

$$\sigma = \frac{Mc}{I_e} \quad (6-7)$$

$$\tau = \frac{VS}{b'I_e} \quad (6-8)$$

式中 M ——由外荷载在某高度产生的力矩;
 c ——离框筒中性轴的距离;
 I_e ——由等效槽形断面获得的惯性矩;
 V ——由外荷载在某高度产生的剪力;
 S ——窗裙梁跨中与槽形断面边缘之间的面积对中性轴的面积矩;
 b' ——抗剪等效宽度。

由式(6-7)和式(6-8)可直接获得密排柱的轴力 N_z 和窗裙梁的剪力 V_b :

$$N_z = \sigma A_c = \frac{McA_c}{I_e} \quad (6-9)$$

$$V_b = \tau b'h = \frac{VSh}{I_e} \quad (6-10)$$

式中 A_c ——单根柱子的横截面积;
 h ——层高;
 其余符号同前。

这种方法算出的内力精度较差,一般只供初步设计之用。

对腹板框架中的梁和柱,还要单独取出,按壁式平面框架计算其在水平力作用下的内力与位移,分析时可采用近似方法,如 D 值法或反弯点法等。以上结果,还应与竖向荷载作用下的内力相叠加。

估算建筑物顶点侧移也是很重要的,侧向位移由以下三部分组成:

$$\Delta = \Delta_M + \Delta_V + \Delta_N \quad (6-11)$$

式(6-11)中, Δ_M , Δ_V 和 Δ_N 分别代表两个槽形断面杆弯曲变形、剪切变形和轴向变形产生的

侧向位移,其中前二者由第三章式(3-6)和式(3-7)得

$$\Delta_M + \Delta_V = \begin{cases} \frac{1}{8} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (\text{均布荷载}) \\ \frac{11}{60} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (\text{倒三角形荷载}) \\ \frac{1}{3} \frac{V_0 H^3}{EI_{eq}} & (\text{顶点集中荷载}) \end{cases} \quad (6-12)$$

这里

$$EI_{eq} = \frac{EI_c}{1 + \frac{9\mu I_c}{A_c H^2}} \quad (6-13)$$

因槽形板较薄,取 $\mu = 1.2$,且 A_c 只计腹板面积。由文献[23],第三部分的侧移可按下式计算:

$$\Delta_N = \frac{NH^2}{3EA_c c} \quad (6-14)$$

式中 N ——底层柱轴力;
 A_c ——角柱截面积;
 c ——腹板宽度之半;
 其余符号同前。

例 6-2 仍选用例 6-1 的框筒结构,结构尺寸及荷载同前,现改用等效槽形方法计算侧移、角柱附近柱轴力和腹板框架中梁剪力。

解

1. 等效槽形的厚度和翼缘宽度

① 厚度

$$t = \frac{0.5 \times 0.5}{1.9} = 0.13(\text{m})$$

腹板和翼缘板厚度相同。

② 翼缘宽度

按(1), $b_1 = 11.4/2 = 5.7(\text{m})$

按(2), $b_1 = 11.4/3 = 3.8(\text{m})$

按(3), $b_1 = 42/10 = 4.2(\text{m})$

综合(1),(2)和(3),取 $b_1 = 3.8(\text{m})$,见图 6-13。

2. 槽形断面等效抗弯刚度

$$I_c = 2 \times \frac{0.13 \times (11.4 - 0.13)^3}{12} + 4 \times 3.8 \times 1.3 \times \frac{11.4^2}{2} \\ = 95.2146(\text{m}^4)$$

3. 各层总弯矩和总剪力(见表 6-4)

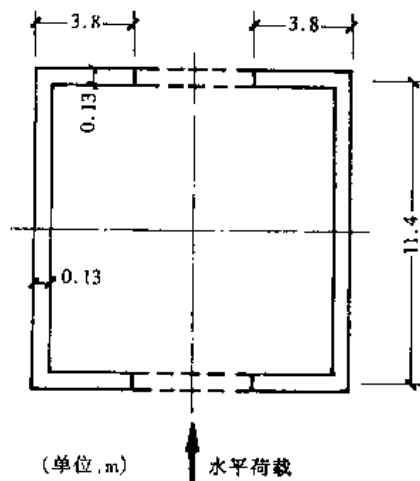


图 6-13

表 6-4

总内力	层	14	13	12	11	10	9	8	7
$M(z)$ (kN·m)			174.3	510.9	997.8	1623.3	2375.1	3241.5	4210.5
$V(z)$ (kN)		58.1	112.2	162.3	208.5	250.6	288.8	323.0	353.2
总内力	层	6	5	4	3	2	1	0	
$M(z)$ (kN·m)		5270.1	6408.3	7613.7	8815.9	10177.2	11511.3	12864.3	
$V(z)$ (kN)		379.4	401.8	420.1	434.4	444.7	451.0	451.0	

4. 轴力、剪力

为与例 6-1 中内力结果相比较,这里也只列出翼缘框架中角柱轴力和腹板框架中靠近中性轴处窗裙梁的剪力,其大小为

$$N_z = \frac{M(z) \times 5.7}{95.2146} \times 0.25 = 0.0150M(z)$$

$$V_b = \frac{V(z) \times 3}{95.2146} S = \frac{3V(z)}{95.2146} \times 9.6422 = 0.3038V(z)$$

其中, S 的由来是(梁跨中距中性轴 0.95m):

$$S = 2 \times 0.13 \times \left[3.8 \times 5.7 + \left(5.7 - \frac{0.13}{2} - 0.95 \right) \times \left(\frac{5.7 - \frac{0.13}{2} - 0.95}{2} + 0.95 \right) \right]$$

$$= 9.6422(\text{m}^3)$$

利用表 6-4 的 $M(z)$ 和 $V(z)$ ($V(z)$ 前已冠以负号),不同楼层处的内力列于表 6-5 中。

角柱轴力、窗裙梁剪力

表 6-5

内力	层	14	13	12	11	10	9	8
N_z (kN)		2.61	7.66	14.97	24.35	35.63	48.62	63.16
V_b (kN)		-17.65	-34.09	-49.31	-63.34	-76.13	-87.74	-98.13
内力	层	7	6	5	4	3	2	1
N_z (kN)		79.05	96.12	114.21	132.24	152.66	172.67	192.53
V_b (kN)		-107.30	-115.26	-122.07	-127.63	-131.97	-135.10	-137.01

与表 6-2 和表 6-3 的内力结果相比较,角柱轴力 N_z 比较吻合,然而梁剪力要大得多,但根据笔者对另一些实例的计算中,梁剪力误差要小一些。总的来说,本方法用作初步设计,不失为一种简便有效的实用方法。

5. 顶点侧移

由式(6-13)和式(6-12),得

$$EI_{eq} = \frac{95.2146E}{1 + \frac{9 \times 1.2 \times 95.2146}{11.4 \times 0.13 \times 2 \times 42^2}} = 79.5659E$$

$$\Delta_M + \Delta_V = \frac{11}{60} \times \frac{451.0 \times 42^3}{79.5659 \times 3 \times 10^7} = 0.2566 \times 10^{-2}(\text{m})$$

由式(6-14)得

$$\Delta_N = \frac{192.53 \times 42^2}{3 \times 3 \times 10^7 \times 0.25 \times 5.7} = 0.2648 \times 10^{-2}(\text{m})$$

$$\begin{aligned} \therefore \Delta &= (0.2566 + 0.2648) \times 10^{-2} = 0.5214 \times 10^{-2}(\text{m}) \\ &= 0.5214(\text{cm}) \end{aligned}$$

侧移比例 6-1 中计算的值略小。

三、美国纽约世界贸易中心和芝加哥西尔斯大厦筒体初步分析

纽约世界贸易中心和芝加哥西尔斯大厦是世界上最高的建筑物,精确的分析是复杂的,但作为初步方案设计,大可不必花费过多的计算工作量和精力,而可去寻求一种近似分析的途径。下面根据一些资料^{[12][23]},介绍它们初步方案分析的方法。

1. 纽约世界贸易中心

纽约世界贸易中心包括两幢 110 层的塔式办公楼,其中一幢外围尺寸为 63.5m × 63.5m 的方形建筑物,内部芯筒平面为 24m × 42m,层高 3.66m,总高 412m,典型楼层平面见图 6-14。

在 12m 高度以下,外框筒柱距 3.05m,转角处为刚性连接,每边 19 根柱,底层采用箱型柱(0.686m × 0.813m),截面面积为 0.263m²,外框柱壁厚和钢号沿高度是变化的。芯筒由 44 根箱型柱组成。该建筑物由风荷载控制,芯筒仅承受竖向荷载,水平荷载全部由外框筒承担。由于本工程外框筒在转角处为刚性连接,同时又受到连续双向楼面桁架体系的加强,剪力滞后效应很小,本处忽略剪力滞后效应的影响。下面用近似方法(等效槽形法)计算底层的内力,其余楼层计算类同。

(1) 等效槽形板的惯性矩(见图 6-15)

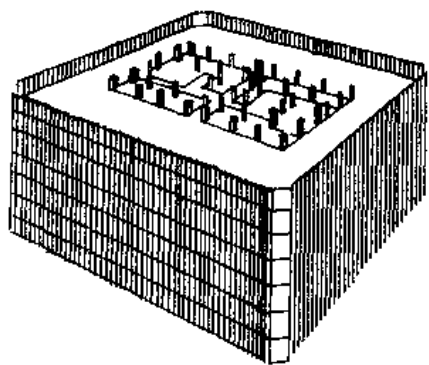


图 6-14 纽约世界贸易中心典型楼层立面

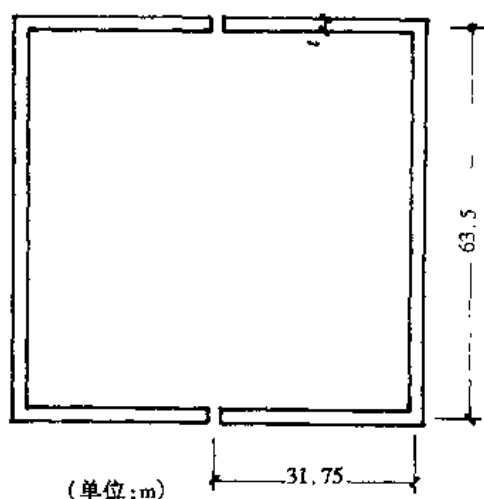


图 6-15

$$\text{板厚 } t = \frac{0.263}{3.05} = 0.0862(\text{m})$$

$$\begin{aligned} \text{惯性矩 } I_e &= 2 \times 0.0862 \left[\frac{1}{12} (63.5 - 0.0862)^3 + 2 \times 31.75^3 \right] \\ &= 14699.26 (\text{m}^4) \end{aligned}$$

(2) 内力

水平风荷载沿全高均采用 2.20 kN/m^2 的风压, 于是均布荷载为

$$q = 2.20 \times 63.5 = 139.70 (\text{kN/m})$$

基底弯矩和剪力为

$$M_0 = \frac{1}{2} \times 139.70 \times 412^2 = 11856618.40 (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$V_0 = 139.70 \times 412 = 57556.40 (\text{kN})$$

翼缘框架中各柱轴力

$$N_z = \frac{11856618.40 \times 31.75}{14699.26} \times 0.263 = 6735.42 (\text{kN})$$

靠近中性轴一根窗裙梁剪力

$$\begin{aligned} \text{面积矩 } S &= 2 \times 0.0862 \times \left[31.75^2 + \frac{1}{2} \times \left(31.75 - \frac{0.0862}{2} \right)^2 \right] \\ &= 260.45 (\text{m}^3) \\ V_b &= \frac{57556.40 \times 260.45}{14699.26} \times 3.66 = 3732.52 (\text{kN}) \end{aligned}$$

(3) 顶点侧移

钢弹性模量 $E_g = 2.04 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ 。该中心沿高度的惯性矩是变化的, 不易准确计算, 现近似假定顶点惯性矩为零, 以下按直线增大, 底层惯性矩为 I_e , 若选择顶点为坐标原点 (见图 6-16), 则惯性矩为

$$I(z) = zI_e/H$$

由结构力学原理, 由弯曲变形产生的顶点侧移为

$$\begin{aligned} \Delta_M &= \int_0^H \frac{\frac{1}{2} qH^2 z}{E_g I(z)} dz = \frac{qH^4}{6E_g I_e} \\ &= \frac{139.70 \times 412^4}{6 \times 2.04 \times 10^8 \times 14699.26} \\ &= 22.37 \times 10^{-2} (\text{m}) \end{aligned}$$

框架轴向变形产生的顶点侧移, 由式(6-14), 得

$$\Delta_N = \frac{6735.42 \times 412^2}{3 \times 2.04 \times 10^8 \times 0.263 \times 31.75} = 22.37 \times 10^{-2} (\text{m})$$

忽略剪切变形的影响, 顶点总侧移为

$$\begin{aligned} \Delta &= \Delta_M + \Delta_N = (22.37 + 22.37) \times 10^{-2} \\ &= 44.74 \times 10^{-2} (\text{m}) \\ &= 44.74 (\text{cm}) \end{aligned}$$

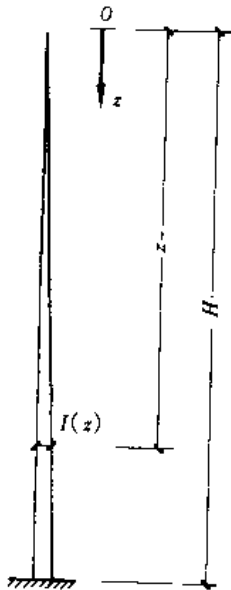


图 6-16

2. 西尔斯大厦

大厦高 110 层, 442m, 结构体系采用模数化筒体 (成束筒), 1 ~

50层由九个 22.86m × 22.86m 见方的框筒组成,50层以上则分段截去一定数量的筒体,51~66层截去两个,67~90层截去四个,91层以上截去七个,西尔斯大厦的示意图见图 1-13。大厦柱距 4.57m,采用宽翼缘工字型钢柱,一般柱断面高 99.06cm,宽 61~76.2cm,角柱为 99.06m × 99.06m。本工程亦由风荷载控制。

下面仍以底层计算为例。已知由风力产生的基底弯矩为 $1.25 \times 10^7 \text{kN} \cdot \text{m}$,此外,楼面竖向荷载为 4.89kN/m^2 。

(1) 等效层数和等效高度

为计算方便,将筒个数不等和高度各不相同的复杂情况按九个框筒等效,其等效总层数和总高度按以下方法确定:

1~50层	9个筒,50层,	$50 \times 9 = 450$
51~66层	7个筒,16层,	$16 \times 7 = 112$
67~90层	5个筒,24层,	$24 \times 5 = 120$
91~110层	2个筒,20层,	$20 \times 2 = 40$
	总计	722

平均总层数: $\frac{722}{9} \approx 80(\text{层})$

平均总高度: $\frac{80}{110} \times 442 = 321.45(\text{m})$

(2) 柱平均轴向力

假定翼缘框架承担总弯矩的 2/3,则在翼缘框架中柱总轴向力为

$$N = \frac{2/3 \times 1.25 \times 10^7}{22.86 \times 3} = 1.215 \times 10^5 (\text{kN})$$

翼缘框架中柱根数 $n = \frac{22.86 \times 3}{4.57} \approx 16(\text{根})$

每根柱中平均轴向力

$$N_{z1} = \frac{1.215 \times 10^5}{16} = 7.59 \times 10^3 (\text{kN})$$

传至底层的总竖向荷载

$$= [4.89 \times (22.86 \times 3)^2] \times 80 = 1.84 \times 10^6 (\text{kN})$$

每根柱分担竖向荷载产生的轴力

$$N_{z2} = \frac{1.84 \times 10^6}{112} = 1.64 \times 10^4 (\text{kN})$$

翼缘框架中柱的平均总轴向力

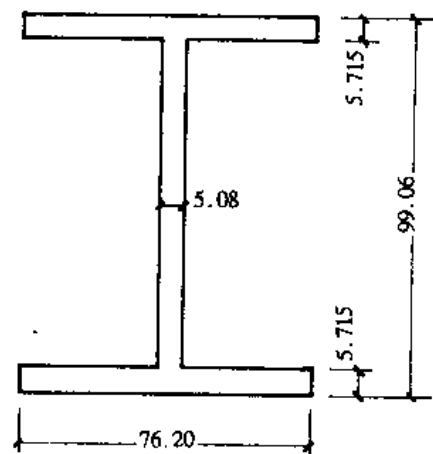
$$\begin{aligned} N_z &= N_{z1} + N_{z2} = 7.59 \times 10^3 + 1.64 \times 10^4 \\ &= 23.99 \times 10^3 (\text{kN}) \end{aligned}$$

(3) 柱断面复核

钢材抗压强度取 18.765kN/cm^2 ,故所需翼缘柱截面积为

$$A_z = \frac{23.99 \times 10^3}{18.765} = 1278.44 (\text{cm}^2)$$

若选用图 6-17 所示宽翼缘工字型柱,面积为



(单位:cm)

图 6-17

1316.13cm²,能满足设计要求。

§ 6.3 筒中筒结构的分析方法

本节主要介绍筒中筒结构展开为平面框架-剪力墙方法的计算简图,并附有例题;同时也适当介绍一些其他的方法,如微分方程方法,有限条法,完全空间分析方法等。

一、展开为平面框架-剪力墙方法

针对双轴对称的筒体结构,这里介绍一种不计扭转作用的展开为平面框架-剪力墙结构的方法,可使计算大为简化,其误差能控制在工程允许的范围内。下面先讨论对内筒和外筒的处理,随后介绍几种内外筒协同工作的计算简图,并配有实例。

1. 内筒的简化

筒中筒结构在无扭转水平荷载作用下,内部剪力墙截面翘曲变形影响小,剪力滞后效应也不如框筒那么严重,作为简化分析方法,这里将内芯筒处理为以下两种模型:

(1) 弹性力学平面问题有限单元

筒中筒结构体系中的芯墙,为空间开洞的剪力墙结构,但对于双轴对称的形式,同样可展开为平面开洞的剪力墙结构,关键的问题是使腹板墙和翼缘墙交接处竖向位移相等或协调,可在程序中实现。对于这种开洞的平面剪力墙体系,较好的方法是采用弹性力学平面问题有限元,将其划分为矩形单元,可选用四节点单元,八节点单元或九节点单元等,选用九节点单元精度更佳,随后例题选用了九节点单元。关于弹性力学平面问题有限单元法的原理,读者可参阅一般的弹性力学书籍。

(2) 单杆单元

尽管芯墙是由多个电梯井等组成的,但总可以把这种开洞剪力墙分解成由 I, C, T 和 E 形式的单个剪力墙组成,这些形式剪力墙具有翼缘有效宽度,具体取值可参阅第三章一般高层剪力墙结构。最后将芯墙近似形成一根总的弯剪杆件,其中任一层为一弯剪单元,其抗弯截面惯性矩和截面积分别为

$$I = \sum I_i \quad (6-15)$$

$$A = \sum A_i \quad (6-16)$$

式中 I, A ——等效单杆的截面惯性矩和截面积;

I_i, A_i ——各单个剪力墙的截面惯性矩和截面积。

2. 替代平面框架

正如 § 6.2 中所介绍的,对于双轴对称的框架筒体,可用替代平面框架代替原来 1/4 的空间框筒,并计及各杆件的刚域长度和剪切变形影响,此处不赘述。

3. 平面框架-剪力墙体系协同工作计算简图

依前述假定和展开为平面结构的原理,在图 6-18(a)的筒中筒结构中,选取 1/4 的筒中筒,如图 6-18(b)所示。对此,根据芯墙的两简化模型,取如下两种计算简图:

(1) 将展开后的平面开洞剪力墙结构体系,划分为弹性力学矩形单元,于是平面框架-剪力墙协同工作计算简图如图 6-19 所示。

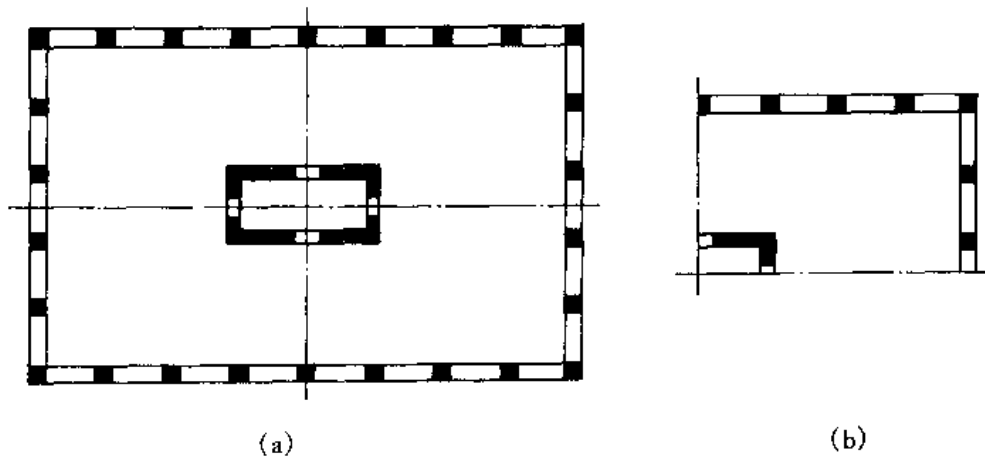


图 6-18 双轴对称筒中筒结构

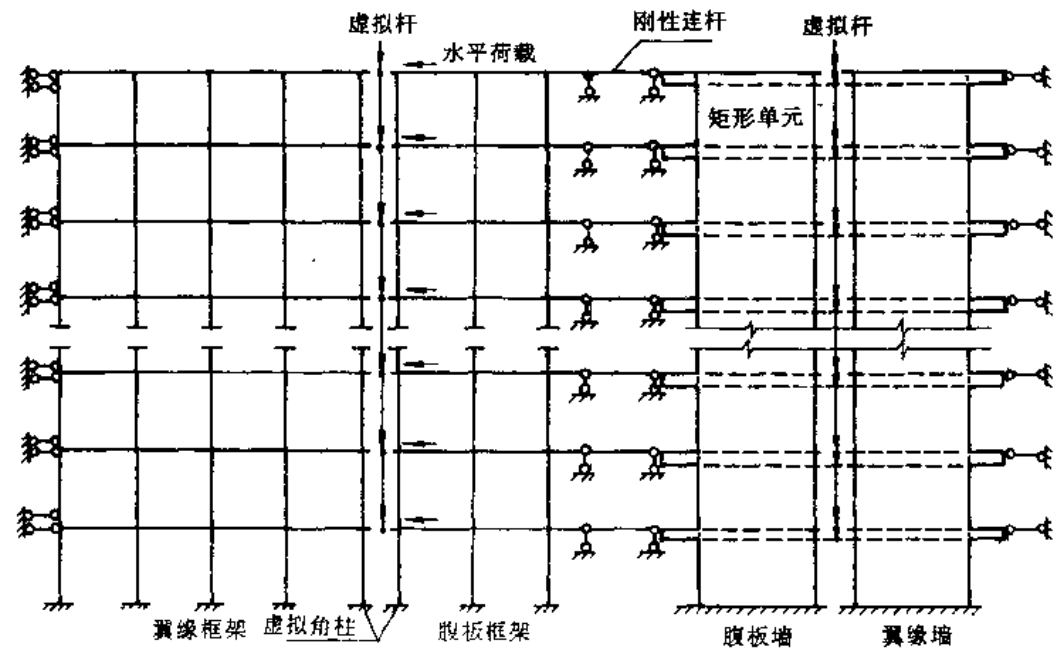


图 6-19 展开为平面框架-平面剪力墙计算简图

(2) 将芯墙(内筒)等代为一根总的单杆之后,计算简图示于图 6-20。

例 6-3 20 层筒中筒结构,1/4 平面布置图见图 6-21,层高皆为 3m,角柱截面 0.9m × 0.9m,其余柱 0.5m × 0.9m,窗裙梁截面 0.35m × 0.80m,芯墙厚 0.25m,弹性模量 $E = 2.6 \times 10^7 \text{kN/m}^2$,水平风荷载作用大小为(从底层开始):21,42,63,84,105,126,147,168,189,210,231,252,273,294,315,336,357,378,399,210(kN)。用展开为平面框架-剪力墙计算简图进行内力和侧移计算。

解

将展开的平面开洞剪力墙用九节点矩形单元划分,单元划分格式见图 6-19,计 120 个矩形单元。经上机计算,该筒体的侧向位移、角柱轴力和腹板框架中靠近角柱第二根窗裙梁的剪力分别列于表 6-6,表 6-7 中。为说明该计算简图的合理性,表中同时也列出了工程中普遍采用的空间薄壁杆筒中筒结构计算软件获得的结果,两者结果基本吻合。对于内筒等效

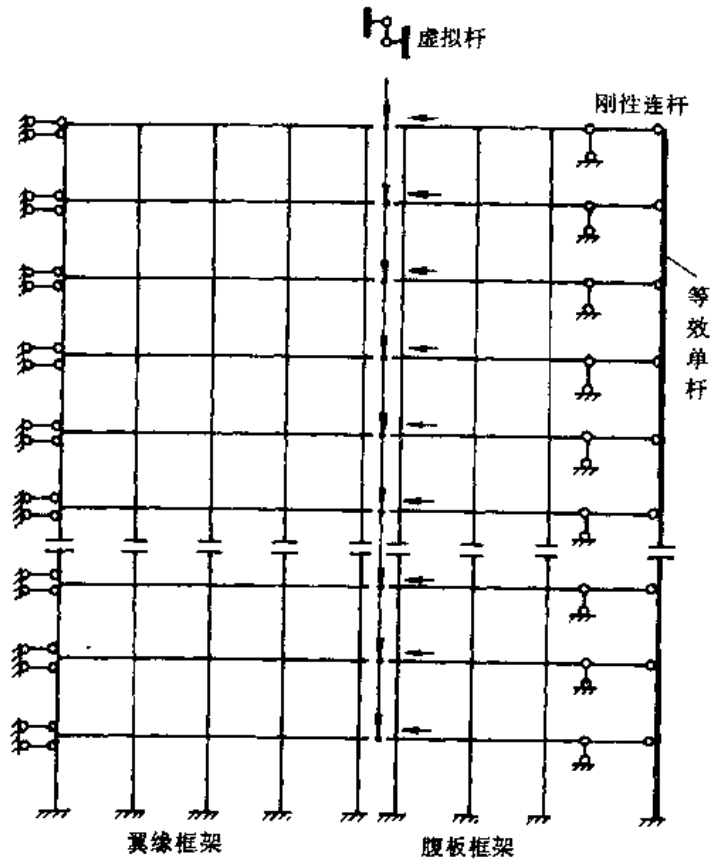


图 6-20 展开为平面框架-单杆墙计算简图

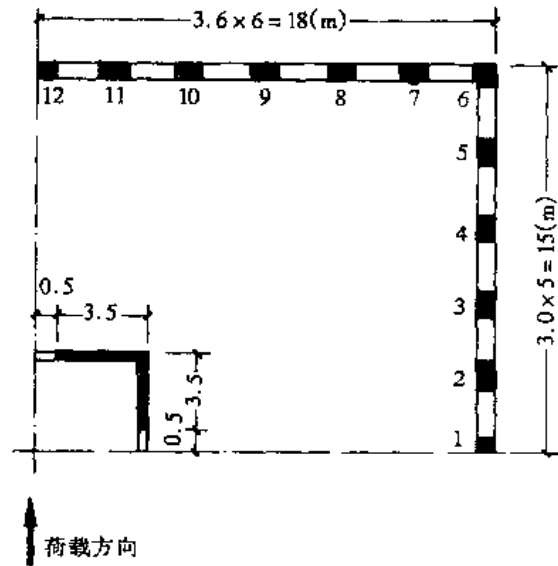


图 6-21 例 6-3 平面布置

单杆方法,经计算后下部几层内力与表 6-6、表 6-7 的结果接近,但水平位移有一定差别,其具体计算结果略。

水平位移(cm)

表 6-6

层 次	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11
内筒平面问题有限元	2.650	2.577	2.486	2.383	2.269	2.146	2.015	1.875	1.727	1.573
内筒薄壁空间单元	2.663	2.532	2.399	2.262	2.119	1.972	1.820	1.664	1.505	1.343
层 次	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
内筒平面问题有限元	1.414	1.251	1.086	0.921	0.757	0.597	0.443	0.301	0.174	0.068
内筒薄壁空间单元	1.180	1.019	0.860	0.706	0.559	0.422	0.297	0.189	0.101	0.036

角柱轴力和腹板框架中窗裙梁剪力(kN)

表 6-7

层 次	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	
角柱轴力	内筒平面问题有限元	-12.5	-19.7	-13.4	2.7	27.1	59.5	99.7	147.5	202.4	264.1
	内筒薄壁空间单元	15.3	36.1	64.8	96.8	137.7	175.3	225.2	271.8	329.8	384.1
窗裙梁剪力	内筒平面问题有限元	21.8	44.6	57.3	67.8	77.4	86.7	95.8	104.3	112.2	119.2
	内筒薄壁空间单元	38.6	64.6	67.4	68.6	74.4	75.8	81.7	82.7	87.7	87.5
层 次	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	
角柱轴力	内筒平面问题有限元	332.1	406.2	486.0	571.2	661.4	756.0	853.9	953.1	1051.2	1140.3
	内筒薄壁空间单元	448.4	508.3	575.9	638.4	705.4	766.2	827.1	880.1	927.2	965.3
窗裙梁剪力	内筒平面问题有限元	125.2	129.9	133.3	135.0	134.7	132.0	126.2	116.2	99.1	74.8
	内筒薄壁空间单元	90.9	88.8	89.9	85.4	83.2	75.5	69.2	57.5	46.2	28.0

二、内外筒协调的微分方程方法

首先,将外框筒等效成为一个均质的封闭实体筒,考虑该筒体的弯曲和剪切变形,其抗弯刚度和抗剪刚度均可由实体筒的截面尺寸和弹性模量求得表达式;同时,将芯墙(内筒)等效为一根悬臂杆件,计及弯曲变形,最后,由内外筒的变形协调建立微分方程,再由边界条件确定方程解的待定常数,获得水平位移的结果,进而按内力与位移之间的关系,获得内力。

关于如何将外筒等效为一个封闭的实体筒,关键是物理参数的计算方法,以及由外筒的内力如何进一步求得各梁柱的内力,可参阅文献[9],[10]或[4]。读者若有兴趣了解微分方程法的全部内容和例题,可参阅文献[4]。本方法是在不计扭转以及内外筒沿高度方向上均为等截面的前提下推导的。

三、筒中筒结构的有限条方法

分析的第一步是将内外筒体连续化,外筒的连续化与前述相同,形成一个封闭的实体筒,而内筒的连续化是将开有孔洞处的洞口填平,按其变形一致的条件用等效物理参数表达,接下来便可采用有限条法进行分析。有限条法可以说是一种有限元半解析法,对于筒体结构,沿竖向从顶部直到基底划分为若干竖条,称为有限条,其竖条为下端固定,上端自由,竖条的变形形式用连续光滑的可微级数表达,并满足上下端的边界条件。内外筒有限条在

x, y, z 三个方向的位移可以用多项式和级数的乘积给出,前者称作形函数,后者为基函数,这样有限条法只是在筒体平面内的水平方向上采用了多项式,而在竖向则为连续光滑可微的级数,其好处是将三维问题化为二维问题,减少了计算工作量。

有了有限条的位移表达式,接着按有限元的思路,形成条单元的刚度矩阵,考虑内外筒的协调,建立总刚方程并求解,获得各竖条的节线位移未知量,最终不难求得所需要的内力

四、完全空间的分析方法

完全空间的分析方法是将外框筒等所有杆系结构处理为空间杆单元,单刚矩阵为 12 阶;至于开洞的芯墙等剪力墙结构,有各种处理方法,较早的一种方法是作为空间薄壁杆单元,考虑其截面翘曲变形,单元刚度矩阵为 14 阶,近来有的专家对此种单元的处理有不同看法,以寻求更合理的单元,目前提出的墙组元和另一种新的空间墙单元^[13],已在工程计算中获得应用。关于完全空间分析方法更详细的介绍,请参阅 § 7.1 的有关内容。

第七章 高层建筑结构设计原理与计算机软件

随着高层建筑的迅速发展和电脑硬件的不断升级,国内外高层建筑结构计算与设计的软件品种多样、功能日益完善、适用范围更广,并逐步取代了繁琐的手工计算和正在缩小手工绘图的范围,在不远的时间内,将使“甩掉图板”的目标变为现实。本章将讨论与计算和绘图软件有关的内力计算、荷载效应组合、配筋计算和一些配筋构造要求等,同时介绍我国目前应用范围较大的几种主要软件,供读者参考。

§7.1 高层建筑结构软件中的力学计算方法

目前,我国高层建筑结构内力计算的计算机方法,都采用有限单元法,具体地为空间协同工作的有限单元法和完全空间的有限单元法,皆属矩阵位移法,前一方法已在第五章详细介绍,在这里仅简单介绍后一类方法的几种力学计算原理。

现高层建筑软件中采用最多的是将框架类杆件作为空间杆系单元,考虑其轴向变形、扭转变形、弯曲变形和剪切变形,单元可带或不带刚域,单元刚度矩阵为 12 阶,这是大家所熟悉的;这类软件的最主要特点是将开洞剪力墙抽象为不同类别的单元。第一种将开洞剪力墙抽象为空间薄壁杆件或薄壁柱单元,在开口处两薄壁柱用连系梁连接。薄壁柱单元能较好地分析扭转与翘曲的问题,因此该单元除每一端有通常的 6 个位移未知量之外,还要增加一个翘曲角 θ 未知量,对应的内力为双力矩,薄壁柱单元两端位移及内力示于图 7-1。薄壁柱单元的单元刚度矩阵为 14 阶,具体单元刚度矩阵略,可详见有关书籍^[8]。

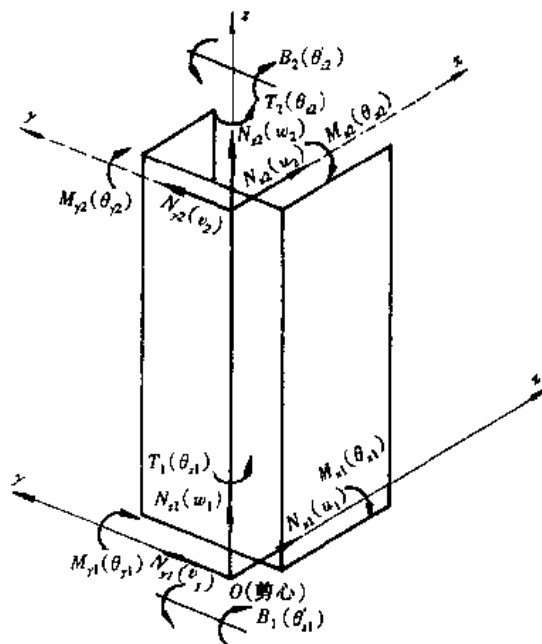


图 7-1

开口薄壁截面的截面特性,例如翘曲特性的计算是一件比较繁杂的工作,特别是截面不规则时尤其如此,但是计算机却能很好地解决这一问题,只要采用了“树图”编号,可自动得以实现。

在高层建筑中,一般都采用楼板平面内刚度无限大的假定,因此,在每一楼层中,共有 3 个公共自由度,即分别为 x, y 方向的线位移 u, v , 楼层扭转角 θ_z , 柱每端有 3 个独立自由度,而薄壁柱每端有 4 个独立自由度,比普通柱增加一个翘曲角 θ'_z , 故当某层有 n 根普通柱、 m 根薄壁柱时,则该层的自由度数为

$$N = 3n + 4m + 3 \quad (7-1)$$

可看出,结构的总刚阶数即为式(7-1)的 N 乘以层数。通常高层建筑的节点数和层数都较多,总刚的阶数将是很高的,由于采用了有效的求解方法和编制技巧,目前该方法在微机上能计算超过 70 层,甚至达到 300 层的结构。这种空间杆件-薄壁柱单元模型是我国开发最早的一种,目前在工程中应用较广泛。

第二种完全空间单元模型是空间杆件-墙组元,该模型除将梁、柱作为空间杆件单元外,把开洞剪力墙抽象为墙组元,将连系在一起的一组剪力墙作为一个墙组,考虑了它的剪切变形影响。墙组元采用节点竖向位移作为未知量,能较好地反映复杂开洞剪力墙、上下突变剪力墙和框支剪力墙的受力状态,但未知量比薄壁柱单元多。

第三种完全空间单元模型是将剪力墙模拟为一种新的空间墙单元^[13],该单元基于四边形壳单元中在平面内是一块膜(每节点在面内有两个平动自由度)外,还具有绕平面转动的自由度,而在四边形单元平面外是一块弯曲板,故这种墙单元是膜和板的一个组合,每个节点具有空间的全部六个自由度。壳单元膜的变形用 Allman 协调形函数描述,而板的弯曲变形用基于 Hellinger-Reissner 原理的不存在锁定的杂交混合元来描述,同时为提高单元精度,可根据静力凝聚原理采用子结构细化的技术。由于该空间墙单元考虑了平面内和平面外的刚度,它能够直接与三维框架梁、柱单元连接,是一种合理和较准确的单元模型。

§ 7.2 荷载效应组合与承载力验算

一、荷载效应组合

荷载效应,是指在某种荷载作用下结构的内力或位移。由于各种荷载性质不同,它们发生的概率和对结构的作用也是有区别的,我国《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》(JGJ3-91)(以后简称为“规程”)规定了必须采用荷载效应组合的方法,以考虑可能发生各种荷载的最大值以及它们同时作用在结构上产生的综合效应。荷载效应组合的表达式为

非抗震设计时:

$$S = \gamma_G C_G G_k + \gamma_{Q1} C_{Q1} Q_{1k} + \psi_w \gamma_w C_w W_k \quad (7-2)$$

抗震设计时:

$$S_E = \gamma_G C_G G_E + \gamma_{Eh} C_{Eh} F_{Ek} + \gamma_{Ev} C_{Ev} F_{Ek} + \psi_w \gamma_w C_w W_k \quad (7-3)$$

式中 $\gamma_G, \gamma_{Q1}, \gamma_w$ ——分别为恒荷载、活荷载和风荷载的分项系数;
 γ_{Eh}, γ_{Ev} ——分别为水平地震作用、竖向地震作用的分项系数;
 G_k, Q_{1k}, W_k ——分别为恒荷载、活荷载和风荷载的标准值;

$G_E, F_{Ek}, F_{E,k}$ ——分别为重力荷载,水平地震作用和竖向地震作用标准值;

C_G, C_{Q1}, C_w ——分别为恒荷载(式(7-2)中),活荷载和风荷载效应系数;

C_G, C_{Eh}, C_{Ev} ——分别为重力荷载(式(7-3)中)、水平地震作用、竖向地震作用效应系数;

ψ_w ——风荷载的组合值系数。

表 7-1 给出了荷载分项系数和荷载效应组合系数值,但该表中的系数值仅为内力组合时采用,对位移效应组合,各分项系数均取 1.0,且表中给出的分项系数 $\gamma_G = 1.2$,是其效应对结构不利时的值,当其效应对结构有利时,改取 $\gamma_G = 1.0$ 。

在具体进行荷载效应组合时,包括计算机软件在内均首先对各种不同荷载标准值分别进行结构分析,获得相应的内力和位移后,再采用表 7-1 所列出的分项系数与组合系数进行组合。一般地,按式(7-2)和式(7-3)的组合方法,排除不起控制作用的内力,可得到多种组合情况,例如,非抗震设计组合大约有 9 种,60m 高度以下 8 度以下的抗震设计组合约有 17 种,60m 以下 9 度抗震约有 27 种,60m 以上及 8 度以下抗震约有 33 种,60m 以上 9 度抗震约有 27 种,现列出前两种组合情况,分别见表 7-2 和表 7-3。

荷载分项系数及荷载效应组合系数

表 7-1

类型	序号	组合内容	重力荷载 γ_G	水平地震 作用 γ_{Eh}	竖向地震 作用 γ_{Ev}	风荷载		说 明
						γ_w	ψ_w	
非抗震 设计	1	恒载及活载	1.20	—	—	0	0	
	2	恒载、活载及风荷载	1.20	—	—	1.40	1.00	
抗 震 设计	3	重力荷载及水平地震作用	1.20	1.30	—	—	—	
	4	重力荷载及竖向地震作用	1.20	—	1.30	—	—	9 度抗震设计时才考虑, 但水平长悬臂结构 8 度、9 度时考虑
	5	重力荷载及水平、竖向地 震作用	1.20	1.30	0.50	—	—	9 度抗震设计时才考虑, 但水平长悬臂结构 8 度、9 度时考虑
	6	重力荷载、水平地震作用 及风荷载	1.20	1.30	—	1.40	0.20	60m 以上的高层建筑考虑
	7	重力荷载、水平与竖向地 震作用、风荷载	1.20	1.30	0.50	1.40	0.20	60m 以上的高层建筑,9 度 抗震设防时考虑,水平长 悬臂结构 8 度、9 度时考 虑

非抗震设计内力组合

表 7-2

组合序号	$C_G C_k$	$C_w W_{L1}$	$C_w W_{L2}$	$C_{E1} F_{E1x}$	$C_{E1} F_{E1y}$	$C_{E1} F_{E1k}$
1	1.2					
2	1.2	1.4				
3	1.2	-1.4				
4	1.2		1.4			
5	1.2		-1.4			
6	1.0	1.4				
7	1.0	-1.4				
8	1.0		1.4			
9	1.0		-1.4			

抗震设计内力组合(60m以下,8度以下)

表 7-3

组合序号	$C_G C_k$	$C_w W_{L1}$	$C_w W_{L2}$	$C_{E1} F_{E1x}$	$C_{E1} F_{E1y}$	$C_{E1} F_{E1k}$
1	1.2					
2	1.2			1.3		
3	1.2			-1.3		
4	1.2				1.3	
5	1.2				-1.3	
6	1.0			1.3		
7	1.0			-1.3		
8	1.0				1.3	
9	1.0				-1.3	
10	1.2	1.4				
11	1.2	-1.4				
12	1.2		1.4			
13	1.2		-1.4			
14	1.0	1.4				
15	1.0	-1.4				
16	1.0		1.4			
17	1.0		-1.4			

要完全进行上述情况的内力组合,工作量是很大的,但计算机可方便地解决这一问题,这一点正好发挥了计算机初级运算速度极快的特长。

二、承载力验算

钢筋混凝土高层建筑结构中承载力验算是按概率论为基础的极限状态设计方法进行

的,承载力验算的一般表达式为

非抗震设计组合时:

$$\gamma_0 S \leq R \quad (7-4)$$

抗震设计组合时:

$$S_E \leq R_E / \gamma_{RE} \quad (7-5)$$

式中, S 和 S_E 分别是按式(7-2)和式(7-3)经过荷载效应组合而得到梁、柱或墙等构件的内力, R 是非抗震设计时构件的承载力, 而 R_E 则是抗震设计时构件的承载力, 构件承载力包括抗弯、抗剪承载力等, 关于构件承载力公式在“钢筋混凝土基本构件”等课程中已有介绍, 这里不再列举。 γ_0 称为重要性系数, 视建筑物的重要程度取 1.1, 1.0 或 0.9; γ_{RE} 为承载力抗震调整系数, 《规程》给出承载力调整系数, 列于表 7-4 中。

承载力抗震调整系数 γ_{RE}

表 7-4

构件类别	梁	轴压比不大于 0.15 的柱	轴压比大于 0.15 的柱	剪力墙		各类构件	节点
				偏压	局部承压		
受力状态	受弯	偏压	偏压	偏压	局部承压	受剪偏拉	受剪
γ_{RE}	0.75	0.75	0.80	0.85	1.0	0.85	0.85

经过荷载效应组合和承载力验算, 计算机程序按照输出要求与格式输出位移、内力和配筋结果, 位移主要输出水平荷载下的值, 供进行侧移验算; 内力和配筋结果包括组合内力表、控制内力与配筋及其对应的荷载与组合工况数, 配筋结果供绘制施工图时采用。当配筋超过最大配筋率或承载力验算不够时, 会给出相应的信息, 设计人员视情况作出修改或修改后再重新计算。

§ 7.3 高层建筑结构的一些设计要求

在前一节承载力验算时, 已进行了梁、柱和剪力墙构件的截面尺寸验算, 梁的正截面受弯承载力、斜截面承载力、抗扭承载力、柱的偏心正截面承载力、斜截面抗剪承载力、剪力墙正截面承载力、墙肢受剪承载力等验算, 接着进行计算机辅助设计时, 一些设计要求不容忽视, 特别是设计的构造要求是施工图设计的重要内容。在这里, 除介绍部分一般设计要求外, 主要列出剪力墙的构造要求, 而对框架梁、柱构件, 则适当作一些介绍。

首先, 对抗震设计, 在进行前述承载力验算以及决定抗震措施时, 要按照构件的不同的抗震等级, 提出不同的设计要求。结构的抗震等级分为一~四级, 级数值越低, 要求越高, 结构抗震等级见表 7-5。表 7-5 中关于设防烈度的确定见表 7-6, 该表视高层建筑的重要性分为甲、乙、丙三类, 越重要的建筑设防烈度越高。

在填写程序总体输入的地震作用信息时, 要输入框架和剪力墙的抗震等级, 以作为承载力验算的依据, 且不同的抗震等级, 所采用的抗震构造措施的要求也是不同的。

钢筋混凝土高层建筑结构的抗震等级

表 7-5

结构类型		设防烈度							
		6		7		8		9	
框架结构	高度(m)	≤25	>25	≤35	>35	≤35	>35		≤25
	框架	四	三	三	二	二	一		一
框架-剪力墙结构 框架-管体结构	高度(m)	≤50	>50	≤60	>60	<50	50~80	>80	≤50
	框架	四	三	三	二	三	二	一	二
	剪力墙			三	二	二	一	一	一
剪力墙结构 底层大空间剪力 墙结构	高度(m)	≤60	>60	≤80	>80	<35	35~80	80~100	≤60
	一般剪力墙	四	二	三	二	二	一	一	二
	底层大空间 间层	剪力墙	三	二	二	二	二	一	不宜采用
		框架	三	二	二	一	二	一	
筒中筒结构 成束筒结构	高度(m)	60~180		60~150		60~80	80~100		60~70
	框架	三		二		二	一		二
	剪力墙	三		二		一	一		一

注：① 表内烈度按本章表 7-6 的规定采用。

② 对于四级抗震等级，除专门有规定者外，均按非抗震设计采用。

③ 底层大空间剪力墙结构，其转换层以上的剪力墙的抗震等级，应按一般剪力墙结构的抗震等级采用。

④ 表内所列高度指室外地面至檐口的高度。

决定抗震等级时应考虑的设防烈度

表 7-6

建筑类别	丙类				乙类				甲类
	6	7	8	9	6	7	8	9	
设防烈度	6	7	8	9	6	7	8	9	应采取特殊的抗震措施
决定抗震等级时	Ⅰ类场地Ⅰ				6	7	8	9	
应考虑的设防烈度	Ⅱ~Ⅲ类场地Ⅱ				6	7	8	9	

* 9度设防时抗震措施可适当提高。

一、框架梁、柱配筋要求

梁在非抗震设计时，纵向受拉钢筋的百分率，支座处不应小于0.25%，跨中不应小于0.20%；在梁的跨中上部，应至少配置2φ12钢筋与支座钢筋搭接，搭接长度为1.2la；梁纵向钢筋锚固见图7-2；梁箍筋沿全长的配筋率不应小于0.02fc/fyv，箍筋间距应满足表7-7的要求。

非抗震设计时框架梁箍筋最大间距(mm)

表 7-7

hb	fv	>0.07fc b _v h _{lv}		≤0.07fc b _v h _{lv}	
		150	200	200	300
hb ≤ 300mm		150	200	200	300
300mm < hb ≤ 600mm		200	250	250	350
600mm < hb ≤ 800mm		250	300	300	400
b _v > 800mm		300	350	350	500

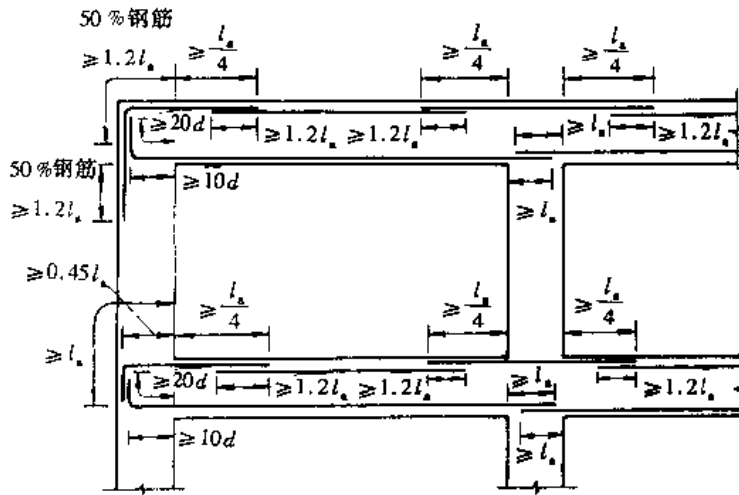


图 7-2 非抗震设计时梁纵向钢筋的锚固

梁在抗震设计时,纵向受拉钢筋的配筋率不应大于 2.5%,也不应小于表 7-8 的值;框架梁宜采用直钢筋,不采用弯起钢筋;梁截面的上部和下部至少配置两根贯通全跨的钢筋,对一、二级框架梁,其直径不应小于 14mm,对三、四级框架梁,其直径不应小于 12mm;梁纵向钢筋的锚固见图 7-3。梁箍筋加密区长度应满足表 7-8 的要求,加密区位于一级框架梁梁端 $2h_b$ 范围内,位于二~四级框架梁 $1.5h_b$ 范围内;梁箍筋沿全长配筋率 ρ_{sv} 和梁端加密区箍筋也应满足表 7-8 的要求,在非加密区,箍筋间距不应大于 $h_b/2$,也不应大于 250mm。

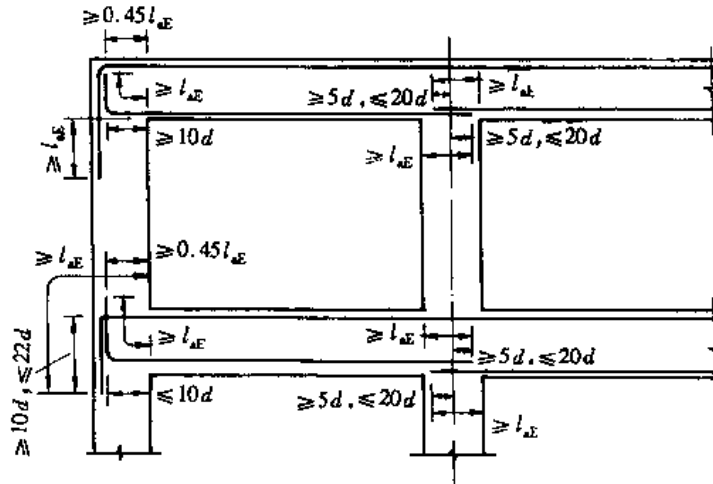


图 7-3 抗震设计时梁纵向钢筋的锚固

框架柱纵向钢筋配筋率,在非抗震设计时不应大于 5%,在抗震设计时不应大于 4%,在搭接区段不应大于 5%;柱的最小纵向钢筋配筋率见表 7-9;纵向受力钢筋间距不应过大,在非抗震设计时,不应大于 350mm,在抗震设计时,不应大于 200mm。

梁全长箍筋配筋率和梁端加密区箍筋要求

表 7-8

抗震等级	沿全长箍筋配筋率 ρ_{sv}	箍筋最大间距(取最小值)	箍筋最小直径
-	$\rho_{sv} \geq 0.035 f_c / f_{yv}$	$h_v/4, 6d, 100\text{mm}$	$\phi 10$
二	$\rho_{sv} \geq 0.030 f_c / f_{yv}$	$h_v/4, 8d, 100\text{mm}$	$\phi 8$
三	$\rho_{sv} \geq 0.025 f_c / f_{yv}$	$h_v/4, 8d, 150\text{mm}$	$\phi 8$
四		$h_v/4, 8d, 150\text{mm}$	$\phi 6$

柱纵向钢筋最小配筋率(%)

表 7-9

设计类别 构件	非抗震设计	抗震设计			
		一	二	三	四
中柱、边柱	0.4	0.8	0.7	0.6	0.5
角柱	0.4	1.0	0.9	0.8	0.7

高层框架柱常采用非搭接接头,而三级抗震框架柱允许采用搭接接头,其搭接长度应满足规定的要求。箍筋对柱的作用很明显,特别是对柱的抗震能力极为重要,箍筋宜采用复合形式,柱的箍筋形式见图 7-4。抗震设计时,箍筋应在柱端部、底层刚性地坪上、下各 500mm 范围、角柱全高范围加密,加密区箍筋间距及直径见表 7-10。非抗震设计的框架柱,间距不应大于柱截面短边尺寸,不大于 400mm,也不大于 15d(绑扎骨架)、20d(焊接骨架)。

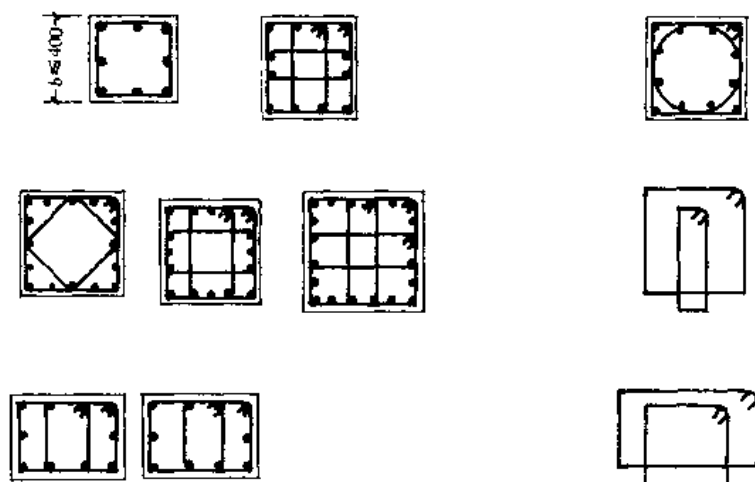


图 7-4 柱的箍筋形式

柱加密区箍筋间距及直径

表 7-10

抗震等级	箍筋最大间距	箍筋最小直径(mm)
一	$6d, 100\text{mm}$ (较小者)	$\phi 10$
二	$8d, 100\text{mm}$ (较小者)	$\phi 8$
三	$8d, 150\text{mm}$ (较小者)	$\phi 8$
四	$8d, 150\text{mm}$ (较小者)	$\phi 6$

框架节点区箍筋体积配筋率,对一、二、三级抗震设计框架,分别为 1.0%、0.8%、0.6%,当柱轴压比小于 0.4 时,可分别减少 0.2%。

二、剪力墙设计要求

剪力墙厚度,一级抗震设计时,不小于 160mm,且不小于层高的 1/20,二~四级抗震设计时,不小于 140mm,且不小于层高的 1/25,但一般设计大多按双片钢筋网配筋,此时不宜小于 160mm。剪力墙墙肢最小宽度为 500mm,有抗震要求时,亦不应小于厚度的 3 倍。所有剪力墙墙肢都应满足抗剪要求,对一~二级剪力墙的小墙肢,还应满足轴压比要求。

1. 墙肢的配筋要求

一级抗震剪力墙的所有部位和二级抗震剪力墙的加强部位应采用双排钢筋,其余情况也宜采用双排钢筋,双排钢筋之间应采用拉筋连接,拉筋直径不小于 6mm,间距不大于 700mm,底部加强部位拉筋宜适当加密。

剪力墙结构应按一般区和加强区采用不同的最小配筋率,加强区的部位有下面一些:

- (1) 顶层;
- (2) 底部,其高度为剪力墙全高的 1/8,也不小于底层层高;
- (3) 楼梯间和电梯间;
- (4) 现浇端部山墙;
- (5) 纵墙的端开间。

剪力墙水平和竖向分布钢筋最小配筋率及最大间距、最小直径要求见表 7-11。

剪力墙水平和竖向分布钢筋的配筋构造

表 7-11

配筋		最小配筋率		最大间距 (mm)	最小直径 (mm)
		一般部位	加强部位		
设计类型					
非抗震设计		0.15	0.20	横向 300 竖向 400	φ6 φ8
抗震设计	一级	0.25	0.25	300	φ8
	二级	0.20	0.25	300	φ8
	三、四级	0.15	0.20	300	φ8

注:对三级抗震等级Ⅳ类场地上较高的高层建筑,其一般部位最小配筋百分率应按二级抗震等级的数值采用。

对一、二级抗震设计的剪力墙端部,应设翼缘、端柱,最低限度也要设暗柱。横向剪力墙的端部也宜设翼缘。剪力墙端部、暗柱、端柱的构造要求见表 7-12。剪力墙端部钢筋设置在离墙边 1.5~2.0 倍墙厚范围内。

剪力墙墙肢端部配筋见图 7-5(a),用箍筋,端部设暗柱;当端部钢筋只有两根,允许采用图 7-5(b)U 形箍的形式,端部未形成暗柱。当剪力墙设翼缘、端柱后,端部有各种形式的明柱,见图 7-6。

剪力墙端部、暗柱、端柱的构造配筋要求

表 7-12

配筋 设计类型	底部加强区		其他部位	
	竖向钢筋最小量 (取较大值)	箍筋 (拉筋)	竖向钢筋最小量 (取较大值)	箍筋 (拉筋)
非抗震设计	$2\phi 12$	$\phi 6@150$	$2\phi 12$	$\phi 6@200$
抗震设计	一级	$0.015A_c$	$0.012A_c$	$\phi 8@150$
	二级	$0.012A_c$	$0.010A_c$ $4\phi 12$	$\phi 8@200$
	三级	$0.005A_c$ $2\phi 14$	$0.005A_c$ $2\phi 14$	$\phi 6@200$
	四级	$2\phi 12$	$2\phi 12$	$\phi 6@200$

注:① A_c 为暗柱、端柱面积,当为暗柱时, A_c 取 $(1.5 \sim 2.0)b_w^2$;

② 纵向钢筋搭接范围内,箍筋间距不大于 $5d$,且不大于 100mm 。

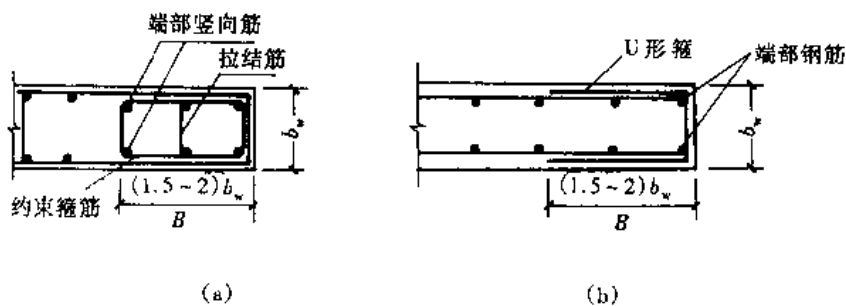


图 7-5 剪力墙端部配筋

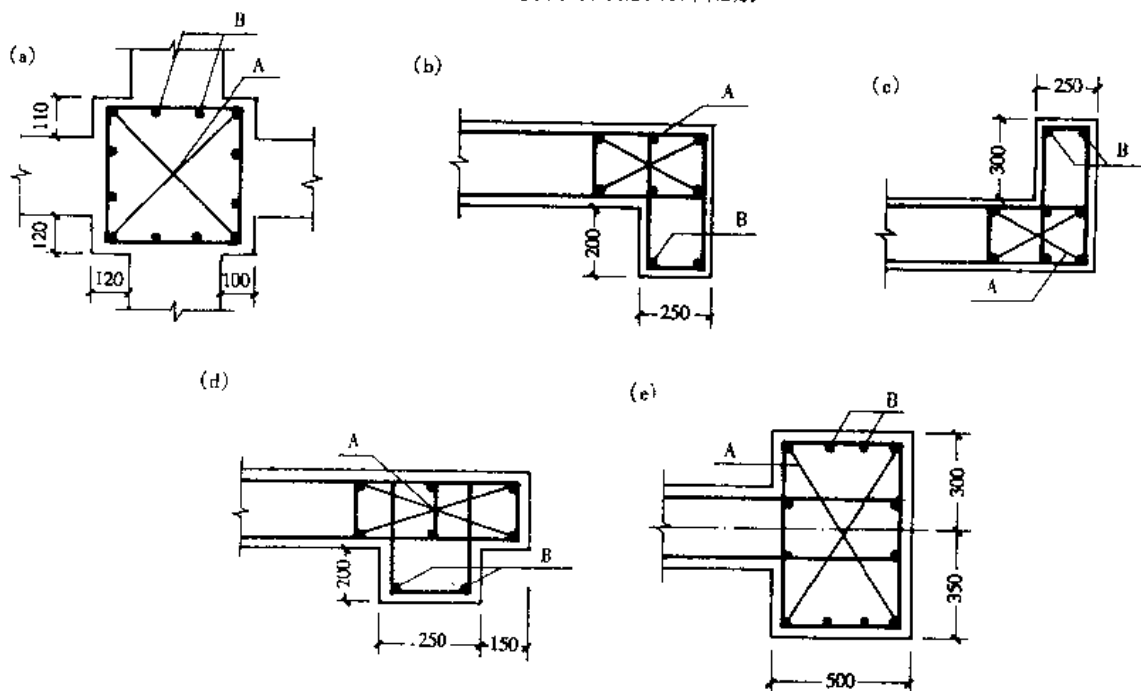


图 7-6 剪力墙端部明柱配筋

当墙肢截面高度 $h_w \leq 3b_w$ 时,属小墙肢。这时,在非抗震设计中,竖向钢筋不少于 $0.01A_c$,箍筋不少于 $\phi 8$,间距不大于 150mm ;在抗震设计中,底部加强区竖向钢筋不少于 $0.015A_c$,一般部位不少于 $0.01A_c$,箍筋不少于表 7-11 的要求。其中 A_c 为小墙肢截面面积,见图 7-7。

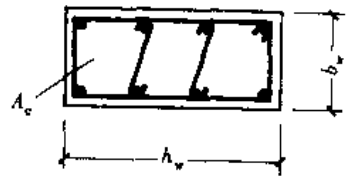
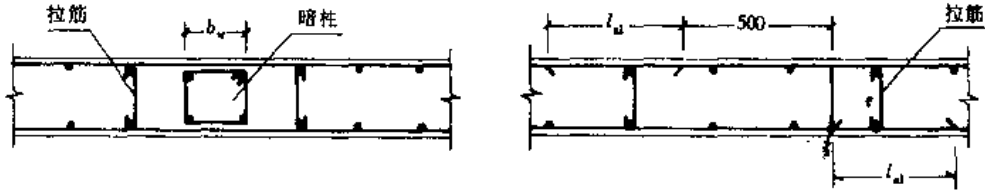


图 7-7 小墙肢配筋

剪力墙直墙段、弧线墙段、交叉接头、折角接头配筋分别见图 7-8、图 7-9、图 7-10 和图 7-11。



(a) 直线型墙水平分布筋搭接图

(b) 直线型墙中暗柱配筋构造图

图 7-8 直墙段配筋

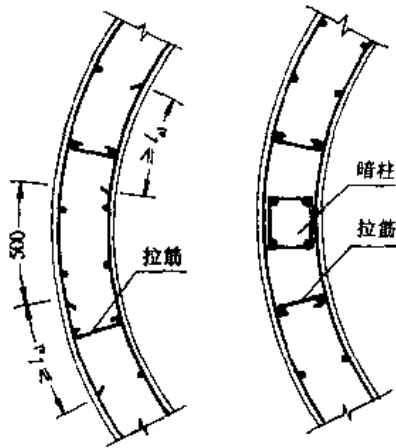
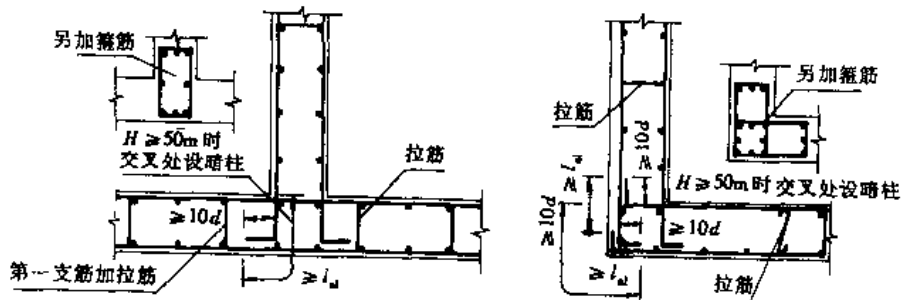


图 7-9 弧线墙段配筋

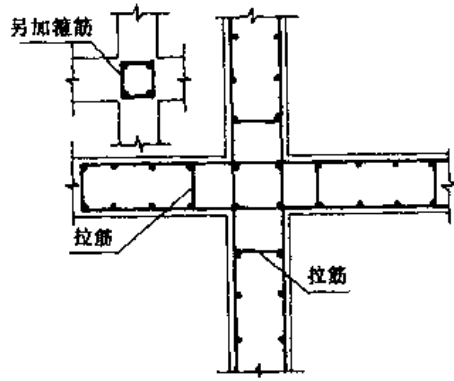
2. 剪力墙洞口配筋要求

当剪力墙上有非连续小洞口,且其各边长度小于 800mm 时,应在洞口周边配置两根直径不小于 $\phi 8$ 的补强钢筋,见图 7-12;当高度超过 50m 的剪力墙有小洞口时,应将洞口处被截



(a) 丁字接头

(b) 转角接头



(c)十字接头

图 7-10 现浇剪力墙的交叉接头

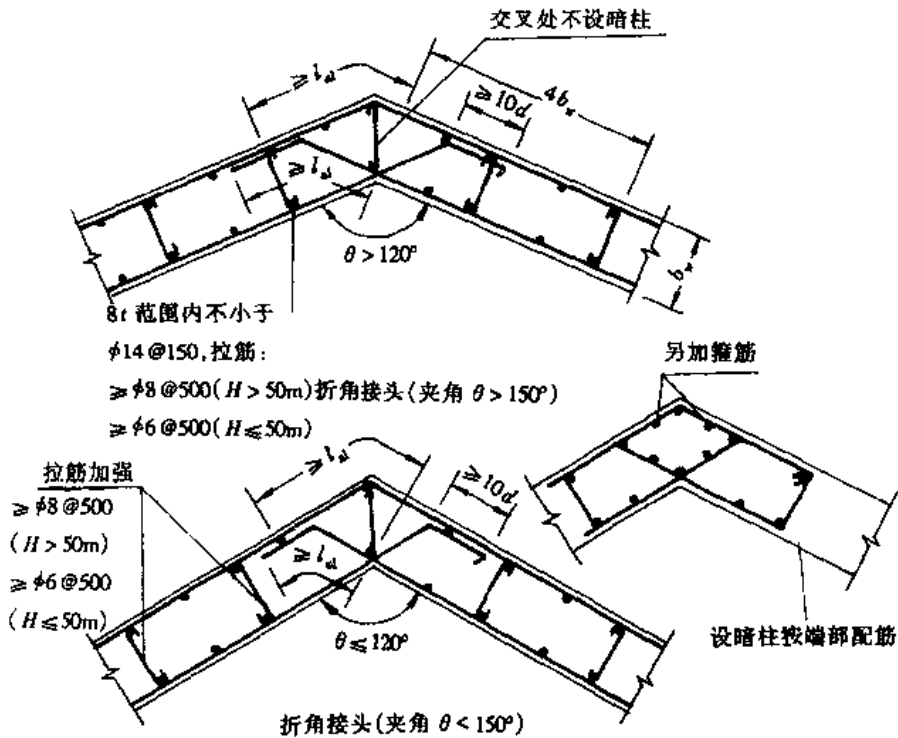


图 7-11 折角接头配筋

断的分布筋集中配置在洞口四边,补强筋的锚固长度为 l_{aE} 这里

$$l_{aE} = \begin{cases} l_a + 10d & \text{(一级抗震)} \\ l_a + 5d & \text{(二级抗震)} \\ l_a & \text{(三、四级抗震和非抗震设计)} \end{cases} \quad (7-6)$$

当有圆形洞口,例如圆窗、人孔等,孔洞边应增设环形补强筋,见图 7-13。

剪力墙有不规则错洞时,应采用暗框架予以加强(图 7-14)。

3. 连梁配筋要求

连梁采用对称配筋,纵向受拉钢筋最大配筋率为 2.5%,最小配筋率按表 7-13 决定;连梁纵向钢筋伸入墙内长度 l_{aE} 不应小于式(7-6)的值。

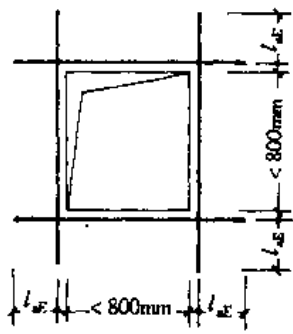


图 7-12 洞口补强钢筋

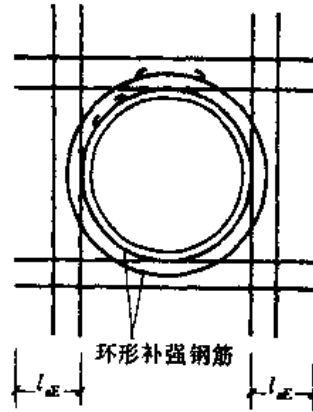


图 7-13 圆形洞口的补强钢筋

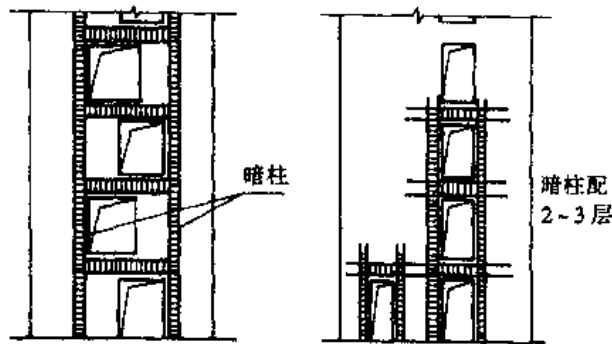


图 7-14 不规则开洞时的补强

连梁纵向受拉钢筋最小配筋率

表 7-13

抗震要求		$\rho_{min}(\%)$
抗震设计	一级	0.40
	二级	0.30
	三、四级	0.25
非抗震设计		0.25

连梁箍筋沿梁全长均布配置,最小配筋率按表 7-8 框架梁端加密区箍筋构造要求采用。一般楼层在纵向钢筋伸入墙体范围内可以不配箍筋,但顶层连梁伸入墙体范围内应设置间距不大于 150mm 的箍筋,直径与跨中部分相同。

跨高比小于 2.5 的连梁,在自连梁底边 $0.2 \sim 0.6h$ 范围内,应设置配筋率不低于 0.25% 的水平分布筋。

综合上述 § 7.1, § 7.2 和 § 7.3 的内容,计算机程序需要进行的工作,用如下框图表示(图 7-15):

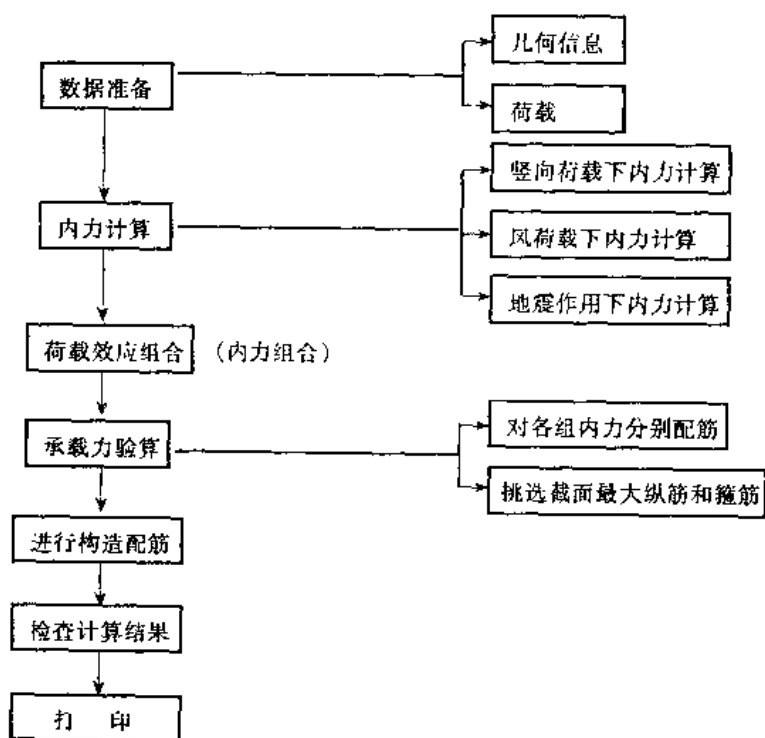


图 7-15 计算机工作内容框图

§7.4 高层建筑结构计算与设计的软件

高层建筑结构层数多,构件类型与数量也大,且往往体型复杂,其计算和绘图的工作量是很大的。经过专家的不断努力,国内外软件开发与应用的速度很快,提高了高层建筑设计的质量。下面主要介绍国内当前的一些软件的功能和原理,供读者参考,同时也简单提及国外部分软件的情况。由于作者涉及软件范围的局限,不能将所有软件都作同等介绍,请读者谅解。

我国目前用于上部结构计算的主要有中国建筑科学研究院编制的 TBSA 软件,PK,PM 系列软件等,计算机辅助设计软件有北京建业工程软件研究院的 TBSACAD 系统,有 PK,PM 系列软件和机械工业部设计院等四单位开发的 PIEMCAD 系统等,同时也适当提及国内外其他软件。

一、TBSA 软件

TBSA 软件是一种建筑空间分析程序,分别有空间杆系-薄壁柱单元力学模型和空间杆系-墙组元力学模型,可计算包括框架结构、剪力墙结构、框-剪结构以及筒体结构等多种结构型式的单塔楼、多塔楼建筑、连体建筑和错层建筑等复杂结构体系,目前已升级至 TBSA (V5.0)版本,可计算至 300 层,每层柱数 1000,每层梁数为 2000 的能力,可在各种微机上运行。

TBSA 软件的输入要形成两个数据文件,分别为存放总体信息和几何信息的 STRUC 文

件及荷载文件 LOADS 文件,这两个文件可以按照数据格式用手工输入,但比较费时。现在工程中一般不必填写数据表,而采用图形输入程序 TBPEN,直接在屏幕上画图输入,交互生成 STRUC 文件,同时利用 TBSA 程序自带的 TBLOAD(ADLOB)导荷程序,可交互生成 LOADS 荷载文件。只要数据检查通过,就可以分步计算出各层重量、重心,自振周期、位移和地震力,进而求出各构件的内力、配筋,还可在屏幕上显示各层的配筋示意图,该软件的主程序运行流程图如下(图 7-16):

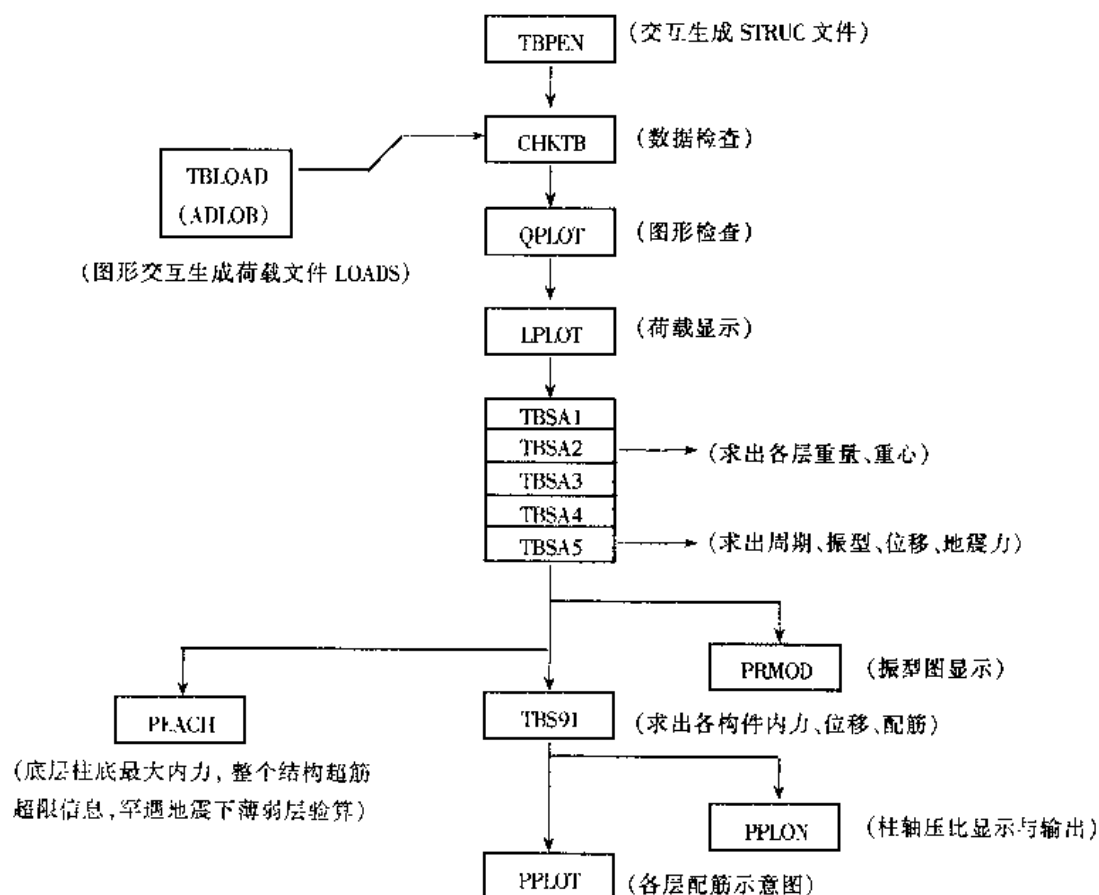


图 7-16 TBSA 主程序运行流程

由 TBSA 求出的结果,可由人工绘出施工图,还可以后接 TBSACAD 和 PIEMCAD 辅助设计软件,用计算机绘出施工图。关于 TBSACAD 和 PIEMCAD 软件,稍后予以介绍。

二、PK, PM 系列中的 XTJS 和 TAT 软件

这里主要涉及 PK, PM 系列的结构平面计算机辅助设计软件 PMCAD, 框架、框-剪、剪力墙结构空间协同分析计算软件 XTJS, 高层建筑结构三维分析程序 TAT, 首先由 PMCAD 软件以人机交互方式输入各层平面布置及各层楼面的外加荷载信息, 自动形成几何信息和荷载数据库, 这些数据自动传给软件 XTJS 或 TAT。

当用空间协同工作方法计算时, XTJS 程序把 PMCAD 软件传来的建筑物所有纵向和横向框架(开洞剪力墙转化为带刚域的壁式框架), 一次生成抗侧力结构的协同计算的全

部数据文件,之后进行水平力(风力、地震力)下的空间协同计算,形成一个包含所有梁、柱的内力和钢筋结果的数据文件,为后继软件 PK 绘制施工图所用。

TAT 软件是三维空间杆系-薄壁柱分析模型,可计算框架结构,框剪和剪力墙结构,筒体结构,亦可计算多塔、错层、连体、不等高嵌固等复杂型的结构,在竖向荷载和水平力作用下计算和进行荷载效应组合与配筋,该软件后接 PK 软件绘制梁、柱施工图,接 JLQ 软件绘制剪力墙施工图,接 PMCAD 软件绘制结构平面施工图,包括楼板配筋图。

PK,PM 系列新近开发了空间壳单元模型 SATWE 计算剪力墙,用于洞口不对齐、框支转换层等复杂剪力墙结构,与三维空间杆系-薄壁柱模型的 TAT 一起,按工程需要配套使用。

三、TBSACAD 辅助设计系统

TBSACAD 计算机辅助设计系统自 1991 年推出以来,目前上升到 V3.5 版,属三维空间结构 CAD,可连续完成 100 层以下钢筋混凝土结构梁、柱、墙、板结构施工图辅助设计,配筋取自 TBSA 软件或自行开发的软件的计算结果,此外可不经空间分析辅助设计剪力墙节点、连梁施工图以及楼板模板与配筋图,图形可转换为 DWG 或直接形成 DXF 文件格式,以便在 Autocad 软件中编辑、修改。TBSACAD 系统在微机上运行,并可连接到打印机或绘图机上输出图形。TBSACAD 计算机辅助设计系统主要操作流程图示于图 7-17。

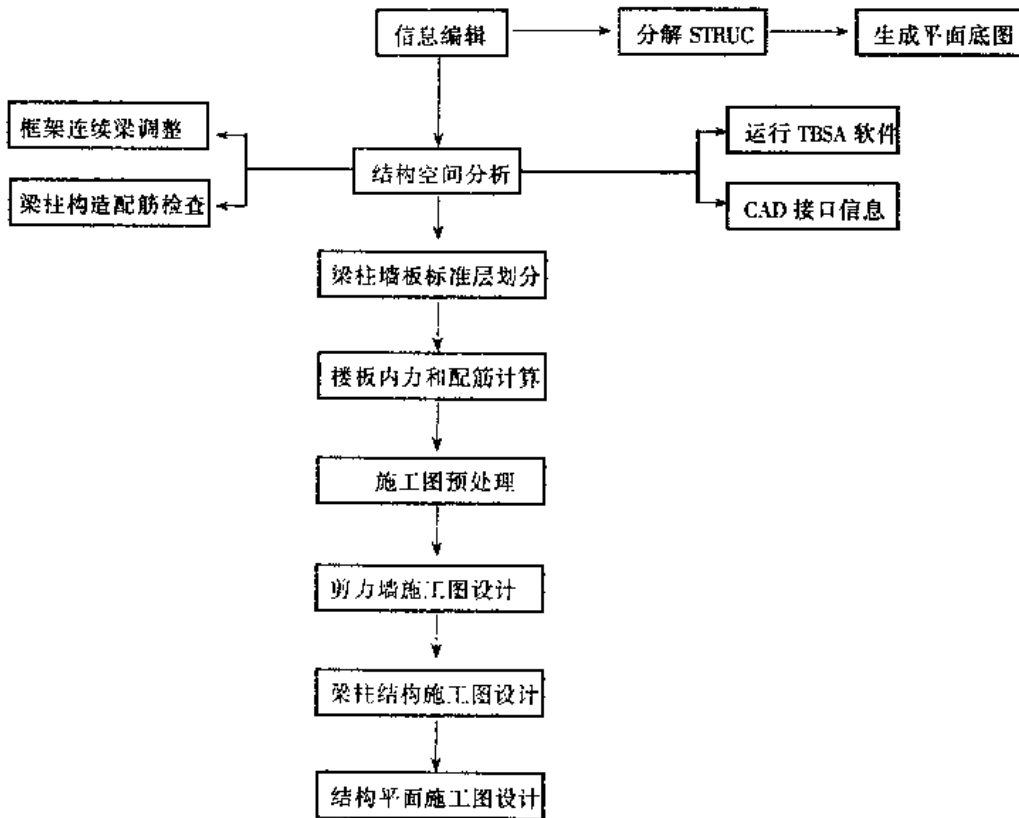


图 7-17 TBSACAD 系统主要操作流程

四、PK,PM 系列中的 PK,PMCAD 和 JLQ 软件

PMCAD 软件可绘制出结构的平面图和楼板的配筋图;PK 软件与 PMCAD 连接,并从

XTJS 软件或 TAT 软件中读取梁、柱配筋结果,绘梁柱施工图,自动完成按规范或前述构造钢筋的配置要求,施工图可按梁、柱整体绘,梁、柱分开绘或广东地区梁、柱表绘三种方式,提供模板图及钢筋材料表;JLQ 软件从 TAT 软件中读取剪力墙配筋计算结果,从 PMCAD 软件的数据中生成剪力墙模板布置尺寸,绘制剪力墙平面模板尺寸、墙分布筋、边框柱、端柱、暗柱、墙梁配筋施工图,可由两种图纸表达形式,第一种为剪力墙结构平面图、节点大样图与墙梁钢筋表,第二种为剪力墙竖向立面图和剖面大样图方式。

综上所述,PK,PM 系列有关各软件的联系图如图 7-18 所示。

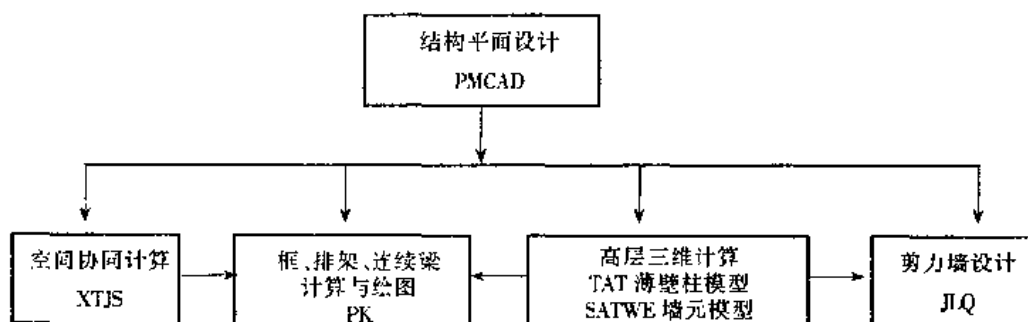


图 7-18 PK, PM 系列各有关软件联系图

五、PIEMCAD 系统

PIEMCAD 是高层钢筋混凝土建筑结构“平面整体表示法”(简称“平法”)计算机辅助设计系统,可绘制任意平面形式的高层结构施工图,目前为 V1.2 版。该系统将传统绘图方法大量重复表达的设计内容,例如 § 7.3 所述的构造要求等,采用通用标准图的方式完成,包括梁构造通用图、柱构造通用图和剪力墙构造通用图等,这些通用图与平法梁平面配筋图、平法柱平面配筋图、平法剪力墙平面配筋图配套使用,各工程的配筋图可用 PIEMCAD 计算机辅助设计软件绘制,也可用按“平法”方法人工绘制。可见该系统是与传统设计方法不尽相同的一种新的设计理论和施工图表示方法。由于大量重复的施工图工作量由通用图解决,据称设计人员可减少绘制 50% 的图纸量,可将精力转移至结构方案的优化,提高设计质量。

六、其他软件

美国 Research Engineers, Inc. 开发的 STAAD-III, 是一个多功能微机结构分析软件,能自动完成各种钢筋混凝土结构和钢结构,包括高层建筑、桥梁、铁塔等结构,单元库丰富,提供二维或三维静、动力、 $P-\Delta$ 效应及非线性分析方法,结构设计包括中国规范在内的世界主要国家的设计规范。软件有较强的图形功能,采用交互式生成结构模型,也可显示三维空间模型,后处理功能中能直观显示结构变形图,绘出各构件和结构整体的弯矩、剪力图等。

美国 ALGOR FEAS (ALGOR Finite Element Analysis System) 是一个在微机上使用的综合性有限元软件包,涉及结构分析、场分析、粘性流体力学分析、多刚体运动学/动力学、管道 CAD 等内容,该软件包更新速度快(每年两次),目前在国内使用的所谓“SAP91”,“SAP92”,“SAP93”即是 1991 年、1992 年和 1993 年的版本,我国于 1979 年引进的 SAP5 程序是它原来

的版本。新版本最明显的特点是具有强大的有限元专用的 CAD 系统,前后处理功能较好,并与多种 CAD 软件、多种字处理和桌面办公系统直接连接。在结构分析方面,包含有静力、动力、线性、非线性模块以及其他一些特殊模块,进行板壳梁系统的屈曲分析,复合材料薄板和厚板的静、动力分析,随机振动响应分析,频率响应分析,间隙元分析等,是科研人员、工程技术人员和高校师生进行数值计算和设计的有力工具。

SAP84 软件在我国有一定的影响,它是在美国 SAP81 软件的基础上研制而出的。目前,在国内使用的美国 SAP90 软件则是继 SAP81 之后较新的版本,该软件包含四个有限单元库,即三维框架单元(解决二维梁、桁架,三维梁、桁架)、三维壳单元(三维四节点,解决三维板弯曲和膜结构)、平面单元(三~九节点等参元,解决轴对称、平面应变、平面应力问题)、三维实体元(三维八节点实体),能求解大约 4000 个节点或 10000 个方程的能力,增加了后处理功能 SAPLOT,可绘制几何形状图、荷载或压力图、静力变形图和动力振型图、内力图或应力图等。SAP90 软件程序结构见图 7-19,读者可与 SAP84 软件进行比较。

此外,美国 ANSYS 公司的 ANSYS 有限元分析软件,功能也很强大,在我国科研和工程领

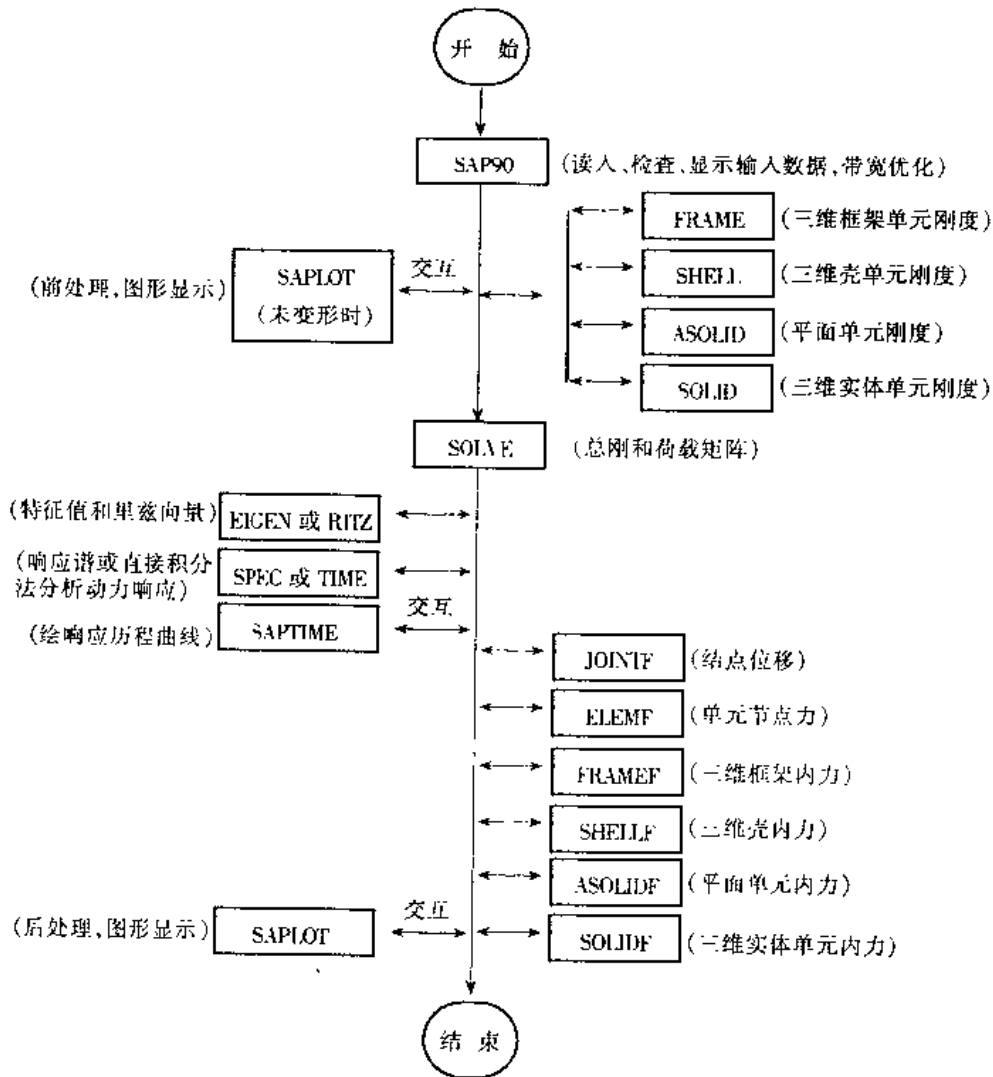


图 7-19 SAP90 程序结构

域亦有一定的市场。ANSYS 软件的单元库有 100 多种类型,单元分为二维或三维,具有点、线、面或体的形式,除一般结构计算与分析外,还具有高级结构非线性、计算流体动力学、设计优化、一般接触面、电磁场、自适应网格划分、大应变/有限转动功能和参数化建模,其设计分析和优化功能可方便地应用到由 CAD 系统生成的模型上,ANSYS 软件有很强的前后处理功能,并广泛地应用于工程和科学研究的各个领域。

第八章 高层建筑结构的基础计算与设计

基础是高层建筑结构的重要组成部分,它承托着上部结构的重量和外部作用力,并将其传至地基。在地震区,基础直接将地震作用传到上部结构,是抗地震的第一道防线。在高层建筑结构中,主要采用筏板式基础和箱形基础,本章将讨论天然地基上这两种形式基础的计算与设计。

§ 8.1 筏板式基础计算与设计

一、筏板式基础的形式

筏板式基础常称为筏基。由于筏基中内墙数量少,可形成开敞性大空间,是一种比较理想的基础结构形式。筏基可分为以下三种形式:

1. 平板式筏基

平板式筏基示于图 8-1(a)。这种筏基是一块放在地基上的钢筋混凝土大平板,根据柱距的不同和传至基础的柱中弯矩与剪力的大小,平板的厚度变化很大,一般从 20~300cm 不等。柱子和剪力墙就布置在这块平板上,形成倒置的无梁楼盖。有时为了使筏板受力均匀,将柱和剪力墙周围局部加厚,以满足柱子和剪力墙的冲切要求,形成墩座式筏板。墩座式筏板又分成上墩座式筏板(图 8-1(b))和下墩座式筏板(图 8-1(c))两种。

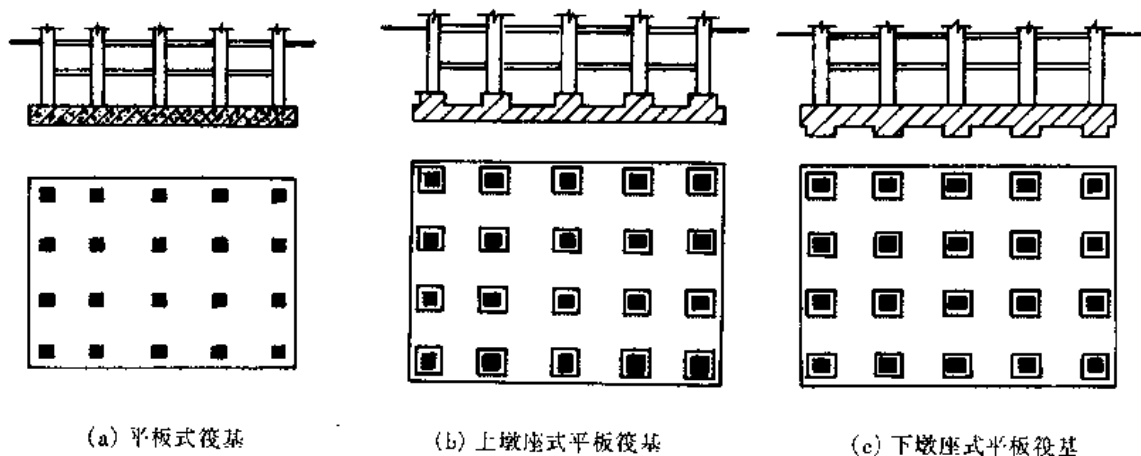
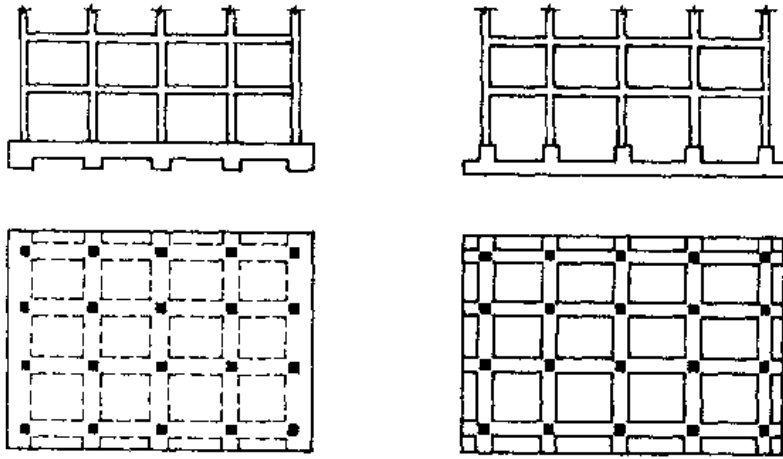


图 8-1 平板式筏基

2. 肋梁式筏基

肋梁式筏基又称梁板式筏基,肋梁可以正放(梁在筏板下),也可以反放(梁在筏板上),正放肋梁式筏基见图 8-2(a),反放肋梁式筏基见图 8-2(b)。肋梁式筏基与平板式筏基相比较,其刚度比平板式筏基大,对调节不均匀沉降能力更强,有更大的适用范围和更明确的受力性能。

3. 空心式筏基



(a) 正放肋梁式筏基

(b) 反放肋梁式筏基

图 8-2 肋梁式筏基

对于软弱地基上的筏基,往往需将筏板的厚度更进一步加大,但这时柱或剪力墙周围的材料能充分发挥作用,而离此较远处的内力减少,为了降低材料消耗,将厚板挖空形成厚壁箱基(图 8-3),这样,既不减少其承载力,又不降低刚度。空心筏基中的空间大部分是不利用的,但它减少了地基的负担,降低了材料的消耗。

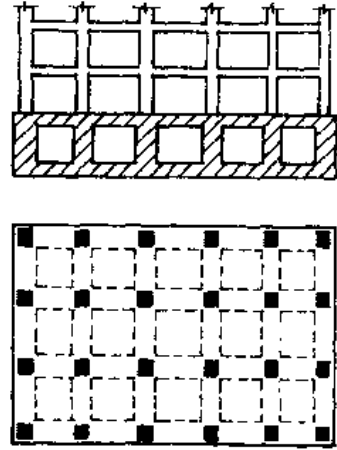


图 8-3 空心式筏基

二、筏基的计算

筏基的内力计算可分为刚性板计算方法和弹性板计算方法两种,下面分别讨论。

1. 刚性板法

刚性板法假定基础是绝对刚性的,板与地基的接触压力在两个方向呈直线分布(图 8-4)。当上部结构刚度较强,对于建于软弱地基上的筏基,筏基相对于地基的刚度是很大的,可认为是绝对刚性的,此外对于厚度较大或厚度大于 $1/6$ 墙间距离时,也认为是绝对刚性的。

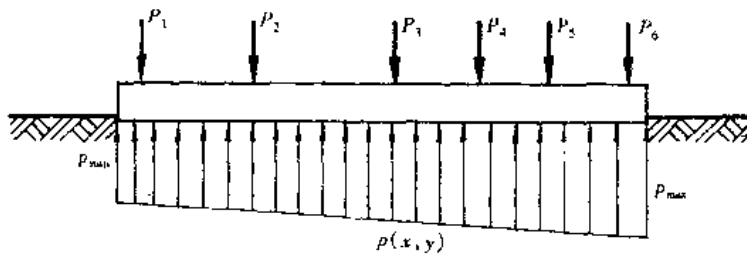


图 8-4 直线分布地基反力

刚性板法计算筏基的地基反力,可用平衡条件求得,公式如下(图 8-5):

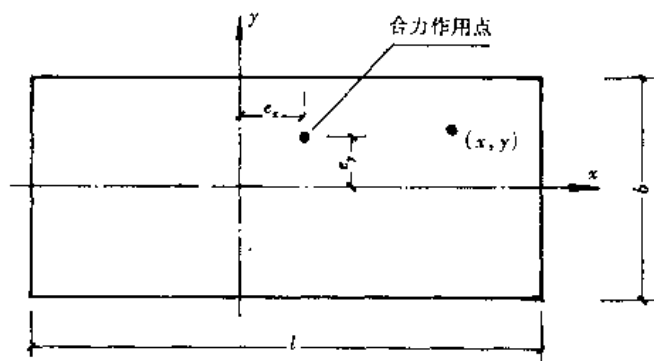


图 8-5

$$p(x, y) = \Sigma P \left(\frac{1}{A} \pm \frac{e_x}{I_y} x \pm \frac{e_y}{I_x} y \right) \quad (8-1)$$

$$p_{\min} = \Sigma P \left(\frac{1}{A} \pm \frac{e_x}{W_y} \pm \frac{e_y}{W_x} \right) \quad (8-2)$$

式中 ΣP ——筏基上总荷载设计值(kN), 不计筏板自重;

A ——筏板的底面积(m^2), $A = bl$;

e_x, e_y ——合力 ΣP 的作用点距基础形心在 x, y 方向的距离(m);

I_x, I_y ——筏板平面绕 x, y 轴的惯性矩(m^4), $I_x = \frac{lb^3}{12}$; $I_y = \frac{bl^3}{12}$;

W_x, W_y ——筏板平面绕 x, y 轴的抵抗距, $W_x = \frac{lb^2}{6}$, $W_y = \frac{bl^2}{6}$ 。

由于工程实际中的筏基, 往往不一定能达到真正的绝对刚性, 与实际地基反力相比较, 筏基在端部第一、二开间内的地基反力偏小, 故设计时应在这一范围内将地基反力增加 10% ~ 20%。

按直线变化的基底反力计算筏板基础内力, 要求基础具有足够的刚度。当已知地基反力后, 可按互相垂直的两个方向作整体内力分析, 板在任一截面上的总剪力等于一边全部荷载和地基反力的算术和, 总弯矩等于作用于截面一边的力矩和。

截面上的内力还用类似地基梁的计算方法, 即将筏板分别沿纵、横方向截取宽度为相邻柱列间中线至中线的条形板带, 将每条板带作为独立梁计算。由于独立的板带没有考虑相互间剪力的影响, 梁上荷载与地基反力不满足平衡条件, 可通过调整反力得到近似解。对于跨中弯矩, 弯矩取 $(1/10 \sim 1/12)pl^2$, 对于柱下支座弯矩, l 取相邻柱间距的平均值。此外, 也可改用弯矩分配法计算, 计算时将原来板带宽 b 分成三部分, 中间部分宽为 $b/2$, 两个边缘部分宽各为 $b/4$, 中间部分板分担原板带弯矩的 $2/3$, 而两个边缘部分各分担 $1/6$ 。

2. 弹性板法

一般地, 筏板是有限刚度板, 在荷载作用下将产生变形, 其中竖向变形由两部分组成, 一种是筏板由于地基沉降产生的整体挠曲变形, 另一种是柱间筏板或肋梁间筏板的局部挠曲变形。由于情况比较复杂, 为简化计算分析, 视筏基结构的不同, 分别采用不同的计算方法。下面主要介绍三种方法。

(1) 倒楼盖法

当地基压缩性、柱距和荷载分布都比较均匀;基础板厚度大于 $1/6$ 墙间距离;上部结构的整体刚度较好,可采用“倒楼盖”法,即将筏基视为倒置的楼盖,柱脚为支座,地基净反力为荷载,按普通平面楼盖计算内力。计算时按柱网划分为双向板带,再分为柱上板带和跨中板带,板带宽取柱距的 $1/2$ 。

若为肋梁式筏基,按倒楼盖计算时,其计算简图与柱网的分布和肋梁的布置有关。当肋梁仅沿柱网布置时,底板为连续双向板;纵、横肋梁为连续梁。当在柱网间再增设肋梁,且把底板划分为长边与短边之比大于 2 的矩形区格时,底板可按单向连续板计算;主、次肋仍按连续梁计算。按连续梁计算肋梁时,也会遇到所得“支座”反力与竖向柱荷载不符的问题,这可在截面设计时结合实际作必要调整,有时也可用前述静定分析方法计算主肋的内力,随后参考两种结果进行配筋。

(2) 有限差分法

采用有限差分法时,为确定地基反力,可假设地基符合文克尔(Winkler)模型,即地基反力 $p(x, y)$ 与地基沉降亦即板的挠度 $w(x, y)$ 成正比,为

$$p(x, y) = kw(x, y) \quad (8-3)$$

式(8-3)中,比例系数 k 称为地基系数或基床系数(kN/m^3),基床系数大多按荷载试验确定,它是一个综合性的系数。

在有限差分法中,它将弹性地基板的微分方程

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q(x, y) - p(x, y)}{D} \quad (8-4)$$

归结为求解差分方程组。

式(8-4)中

w ——板上任意点的挠度,亦即地基沉降(m);

$q(x, y)$ ——作用在板上的分布荷载(kN/m^2);

$p(x, y)$ ——由式(8-3)获得;

D ——板的刚度($\text{kN}\cdot\text{m}$),为

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad (8-5)$$

E, ν ——板的弹性模量(kN/m^2)和泊松比;

h ——板的厚度。

在差分方程中,是关于每一个网格结点挠度 w_i 的线性方程组($i = 1, 2, \dots, n$),解此 n 个联立方程组,可求得各结点的挠度。同样,也可将板的内力(弯矩、剪力、扭矩)公式用差分格式表达,代入上述各点挠度,即可获得板的内力。有限差分法是一种近似的方法,其精度取决于网格划分的大小,倘若将网格划分得细一点,可获得比较高的精度。据有的试算表明,矩形网格面积宜取 $(1/250 \sim 1/400)A$ 为宜(A 为矩形板面积)。

(3) 有限单元法

用有限单元法计算时,有多种不同的力学分析模型,第一种是弹性支承双向网格梁模型,用杆系结构有限元法分析筏板的内力和位移。该模型首先在筏板平面上沿两个垂直方向划分矩形网格,网格宽即为梁宽,板厚为梁高,同时在纵横梁交叉处均设置弹性支座,每个

弹性支座的刚度可以不等,视实际情况确定。板上的荷载分别传到附近各个梁轴线交叉点处。第二种是将筏板作为弹性支承的板,用板的有限元法计算。第三种是仍采用双向平板的有限单元法计算板的内力,但板的支座为上部结构的柱和剪力墙,荷载为地基反力(或桩的支承反力)。

由于上部结构刚度对筏基内力和变形影响大,当上部结构刚度不足以制约筏板的挠曲变形时,应计及上部结构与地基基础的相互作用,因此,对一些重要和复杂的工程,应考虑上部结构与地基基础相互作用,具体计算时采用有限单元法。

此外,也有将地基按半无限弹性体假定,用连杆法求解筏板基础的土反力,并进而求得板的内力,这里不一一详细介绍。

在初步设计时,常常采用式(8-1)和式(8-2)的刚性板法求地基土反力,以便快速决定筏板基础的截面。

三、筏板设计要求

在确定筏板平面尺寸时,首先应满足承载力要求。在具体设计中,筏板边缘一般应伸出边柱和角柱外侧包线或侧墙以外,伸出长度宜不大于伸出方向边跨柱距的 $1/4$;无外伸肋梁的筏板,伸出长一般不宜大于 1.5m 。为了避免基础发生太大的倾斜和改善基础受力状态,可以采用式(8-1)或式(8-2)来改变底板四边的外挑长度以调整基底形心位置,直到土反力达到满意为止。对高层建筑来说,一般要求偏心矩不超过基础宽度的 $1/30$ 。

平板式筏板基础的厚度不宜小于 200mm ,当柱荷载较大时,可将柱位下筏板局部加厚。筏板厚度应按受冲切和受剪承载力计算确定。

筏基混凝土强度不宜低于 $\text{C}20$,当有防水要求时,外围梁、底板混凝土抗渗要求不应低于 $\text{S}6$ 。

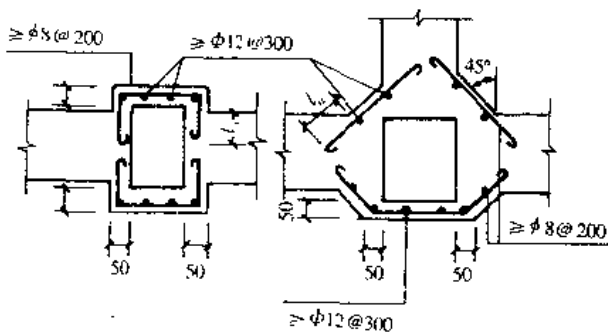


图 8-6 筏基基础梁与上部结构柱的连接平面

分布钢筋直径取 10mm ,间距 200mm 。

筏板边缘外伸部分应上下配置钢筋。对无外伸肋梁的双向外伸部分,应在板底配置内锚长度为 l_a 的辐射状附加钢筋(见图 8-8),其直径与边跨板的受力钢筋相同,间距不大于 200mm 。

筏板式基础的基础梁与上部柱的连接构造宜符合图 8-6 的要求,而筏板式基础梁与上部剪力墙的连接构造宜符合图 8-7 的要求。板的受力钢筋的配置应满足计算要求外,纵、横两方向的支座钢筋(指柱下、肋梁以及剪力墙处的板底钢筋)应按一定配筋率彼此连通,对剪力墙下筏板,纵向为 0.15% ,横向为 0.10% ,对柱下筏板,纵向和横向均为 0.15% 。柱下和墙下筏板的跨中钢筋均按实际配筋率全部连通。当板厚大于 250mm 时,

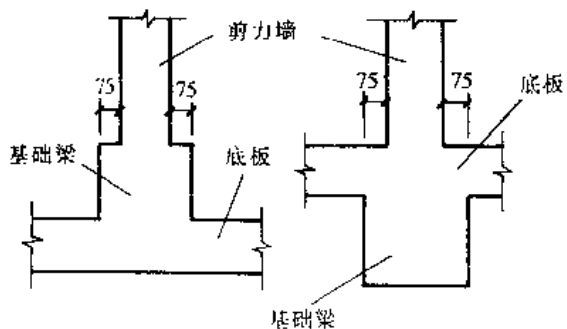


图 8-7 筏基础梁与上部剪力墙的连接剖面

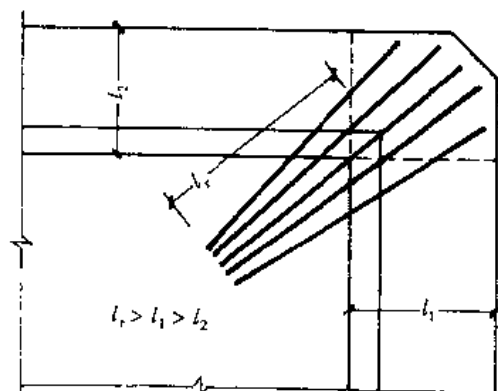


图 8-8 筏板双向外伸部分的辐射状钢筋

四、筏基计算实例

例 8-1 一刚性筏板基础,平面尺寸为 24.0m×9.6m,板厚 0.80m,荷载分布见图 8-9,按刚性板方法求基底反力值。

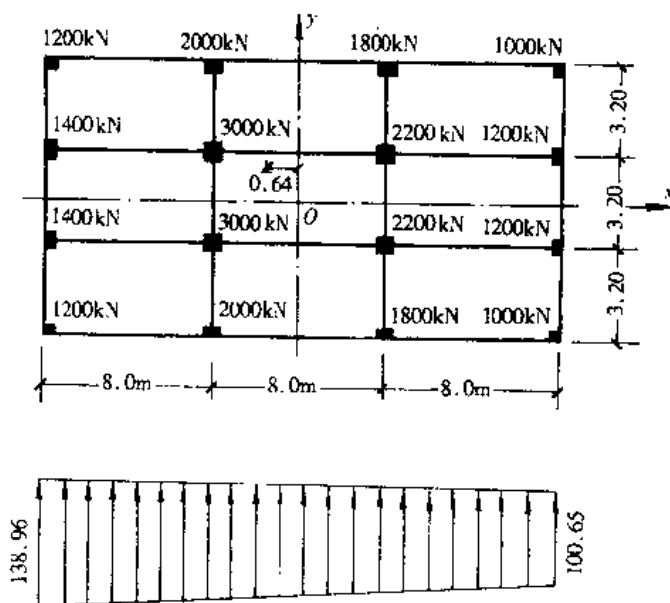


图 8-9 例 8-1 图

解 1. 求筏板上荷载作用的重心

由于荷载对称于 x 轴, 现仅求重心距离筏板左边的值 x_0 :

$$x_0 = \frac{2(3000 \times 8 + 2000 \times 8 + 1800 \times 16 + 2200 \times 16 + 1000 \times 24 + 1200 \times 24)}{2(3000 + 2000 + 1800 + 2200 + 1000 + 1200 + 1200 + 1400)}$$

$$= 11.36(\text{m})$$

$$\therefore e_y = 24.0/2 - 11.36 = 0.64(\text{m})$$

2. 计算基底反力

$$I_v = \frac{9.6 \times 24.0^3}{12} = 11059.2 (\text{m}^4)$$

由式(7-1)

$$p(x, y) = 27600 \left(\frac{1}{24.0 \times 9.6} \pm \frac{0.64}{11059.2} x \right)$$

$$= 119.8 \pm 1.6x (\text{kN/m}^2)$$

$$\therefore p_{\max} = 119.8 + 1.6 \times 12.0 = 138.96 (\text{kN/m}^2)$$

$$p_{\min} = 119.8 - 1.6 \times 12.0 = 100.65 (\text{kN/m}^2)$$

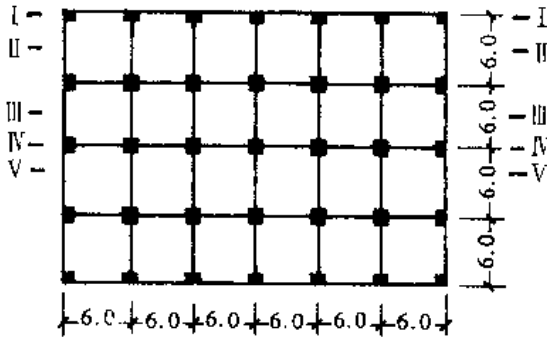


图 8-10 例 8-2 平面布置图(m)

3. 求得基底反力后, 随后按划分的板带, 取板带内平均基底反力用倒楼盖法计算内力, 具体计算略。

例 8-2 某筏板基础平面布置示于图 8-10^[22], 筏板厚度为 1.0m, 柱距 6.0m, 均匀砂土地基, 基床系数 $k = 2.5 \times 10^4 \text{kN/m}^3$, 现按文克尔地基板的有限差分法, 有限压缩层地基上弹性板有限元法和倒楼盖法计算, 其板内弯矩示于图 8-11。图中给出了 I - I 边

和 V - V 距柱轴外 1.0m 处的弯矩内力分布。其中一种方案考虑了上部框架结构对板弯矩的影响。

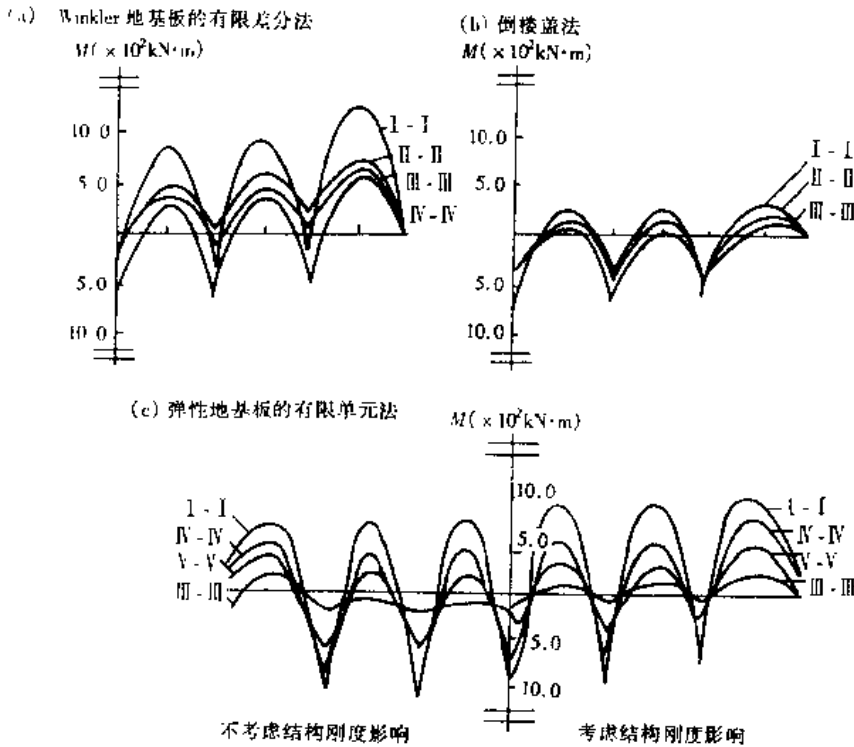


图 8-11 例 8-2 柱下片筏基础不同方法弯矩比较

§ 8.2 箱形基础计算与设计

当地基很软弱且又不均匀,采用筏板式基础的刚度难以满足设计要求时,可采用箱形基础(图 8-12)。箱形基础是由钢筋混凝土底板、顶板和纵、横墙体组成的,于是形成了一种整体的空间盒子结构,是一个整体刚度较大的钢筋混凝土箱形结构。

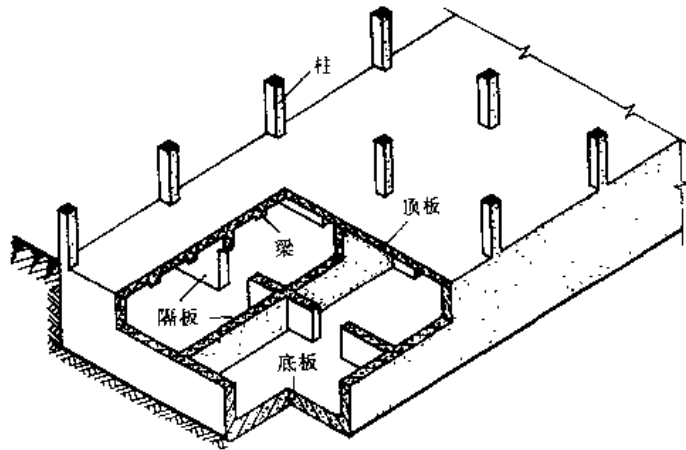


图 8-12 箱形基础

一、箱形基础的一般设计要求

1. 箱形基础平面尺寸

箱形基础的平面尺寸,应根据地基承载力、上部结构布置与荷载的大小、分布等因素确定。基础底面上的平均土压力应不大于经调整后的地基土的承载能力设计值 f , 最大土压力应不大于 $1.2f$; 基础底面形心宜与结构竖向荷载重心相重合, 偏心矩 e 应满足下式要求:

$$e \leq B/60 \text{ (当恒载与活载组合时)} \quad (8-6a)$$

$$e \leq B/30 \text{ (当恒载、活载与风载组合时)} \quad (8-6b)$$

式中, B 为矩形箱形基础底板的宽度或长度。当不满足式(8-6)时,可采取基底四周不等宽挑出的办法解决。必要时,亦可采取整个箱形基础从上部结构四周不等宽挑出的方法解决。

2. 箱形基础埋深

为减少建筑物的整体倾斜、防止倾覆和滑移,应保证箱形基础有足够的埋深。箱形基础埋深,一般约为建筑物高度的 $\frac{1}{10} \sim \frac{1}{12}$, 但不宜小于 $\frac{1}{12}$ 。建筑物高度系指室外地坪至屋面的高度。

3. 箱形基础高度

为保证箱形基础有足够的抗弯刚度,箱形基础的高度一般取建筑物高度的 $\frac{1}{8} \sim \frac{1}{12}$, 同时不宜小于箱形基础长度的 $\frac{1}{18}$, 也不小于 3m。箱形基础长度不包括底板悬挑部分。

4. 顶板与底板厚度

箱形基础顶、底板厚度按计算确定。顶板厚度不应小于 15cm, 底板厚度不应小于 25cm,

顶板厚度一般取 20~40cm,底板厚度一般取 40~100cm。当作为人防地下室时,按人防要求而定。

5. 箱形基础墙体

箱形基础外墙沿房屋四周布置,内墙沿上部结构的柱网或剪力墙成纵横均匀布置。箱形基础墙体厚度应根据实际受力情况通过验算确定,且外墙厚度不应小于 25cm,内墙厚度不宜小于 20cm。

6. 箱形基础的洞口设置

箱形基础的门洞应设在柱间居中部位,洞边至柱中心的距离不宜小于 1.2m,开口系数 γ 应符合下式的要求:

$$\gamma = \sqrt{\frac{A_{0p}}{A_f}} \leq 0.4 \quad (8-7)$$

式中, A_{0p} 代表墙面洞口面积, A_f 代表墙面面积,取柱距与箱形基础全高的乘积。

此外,箱形基础混凝土强度等级不应低于 C20,采用密实混凝土刚性防水方案时,其外围结构的抗渗要求不应低于 S6。

二、地基验算

高层建筑箱形基础的地基,一般应进行地基承载力和地基变形验算,由于水平地震与风荷载较大,也需要考虑箱形基础和地基的整体稳定性,有时还应对箱形基础作抗倾覆和抗滑移验算。

1. 地基承载力验算

(1) 在轴心荷载下,应满足

$$p \leq f \quad (8-8)$$

(2) 在偏心荷载下,除满足式(8-8)要求外,还应满足

$$p_{\max} \leq 1.2f \quad (8-9)$$

式(8-8)和(8-9)中, p 代表箱形基础底面的平均压力设计值(kN/m^2); p_{\max} 代表箱形基础底面边缘的最大压力设计值(kN/m^2)。对地下水位以下的基础部分,基础底面压力应扣除地下水浮力。 f 代表地基承载力设计值。

2. 地基变形验算

高层建筑箱形基础的沉降,仍可用分层总和法计算,但沉降计算经验系数采用 m_x ,以示与地基规范的 m_s 有所不同。沉降计算经验系数 m_x 可按地区经验确定,在没有成熟的地区经验时,可参照表 8-1 取用。另外,考虑到箱基刚度大,实际沉降值小于计算沉降值,应再乘以 0.80~0.85 的系数予以修正,使其趋于实际沉降值。于是计算箱形基础变形 S 的公式如下:

$$S = (0.80 \sim 0.85) m_x S_{if} \quad (8-10)$$

式中, S_{if} 代表按地基规范计算的箱基底板中点的沉降值。

关于容许沉降量,过去没有明确的规定,例如,上海习惯上取 30cm,现在有人建议取 35cm。总之,对于箱形基础容许沉降量,不必规定一个统一的值,可以根据各地实际情况,按地区经验确定。

沉降计算经验系数

表 8-1

土的类别	基底附加压力(kPa)					
	≤40	40~60	60~80	80~100	100~150	150~200
淤泥或淤泥质土	0.5~0.7	0.7~1.0	1.0~1.2			
轻亚粘土			0.6~0.9			
一般第四纪土				0.3~0.5	0.5~0.7	0.7~0.9

3. 整体倾斜验算

高层建筑的倾斜,首先会给人以危险的感觉,在心理上造成恐慌,其次也影响建筑物的稳定性和安全度,故应给予足够的重视。由于箱形基础刚度大,故一般考虑其整体倾斜,并在纵、横两个方向均会发生,但尤以横向整体倾斜危害大。横向整体倾斜的计算值 α 应满足如下限值:

$$\alpha \leq \frac{B}{100H} \quad (\text{非地震区}) \quad (8-11)$$

$$\alpha \leq \frac{B}{150H} \quad (\text{地震区}) \quad (8-12)$$

式中 B ——箱形基础的宽度(m);

H ——高层建筑的高度(m)。

关于倾斜值的计算方法,可按《地基基础设计规范》中计算倾斜的公式近似计算。另外,还可采用角点法,先求出基底的不均匀压力,然后求得基底各点的沉降值,进而根据各点的沉降值之差估算出其整体倾斜值。

三、地基反力计算

地基反力计算是决定箱基内力的主要因素之一,因此,国内外在这方面进行了不少的研究。由于地基的性质极为复杂,很难用一个简单的模型来描述,例如,用文克尔假设和弹性半无限体理论都不能反应实际的反力分布规律。严格地讲,地基不仅是一种弹塑性体,且在荷载较大时,出现的塑性区使基底反力重新分布,同时,地基、基础与上部结构是共同工作的。这里,介绍一种列入《高层建筑箱形基础设计与施工规程》(JGJ6-80)的实测基底反力系数法:

基底反力系数法将基础底划分成 40 个区格(长度方向 8 格,宽度方向 5 格),按表 8-2~表 8-3 查出相应的实测反力系数,再由下式求出每个区格的地基反力:

$$\text{每区格的地基反力} = \frac{\sum P}{LB} \times \text{该区格的反力系数} \quad (8-13)$$

式中 $\sum P$ ——上部结构竖向荷载与箱基重量(kN);

L, B ——分别为箱基长度和箱基宽度(m)。

上述地基反力系数法适用于上部结构与荷载比较均匀对称、基底平面基本上呈矩形且悬挑不大(底板悬挑部分不超过 0.8m),地基土质也比较均匀的箱形基础。当荷载有偏心时,可将偏心荷载引起的不均匀反力(按直线分布方式)与按实测反力系数计算的反力相叠加。

一般第四纪粘性土地基反力系数

表 8-2

2L/B = 3 ~ 4							
1.282	1.043	0.987	0.976	0.976	0.987	1.043	1.282
1.143	0.930	0.881	0.870	0.870	0.881	0.930	1.143
1.129	0.919	0.869	0.859	0.859	0.869	0.919	1.129
1.143	0.930	0.881	0.870	0.870	0.881	0.930	1.143
1.282	1.043	0.987	0.976	0.976	0.987	1.043	1.282
2L/B = 4 ~ 6							
1.229	1.042	1.014	1.003	1.003	1.014	1.042	1.229
1.096	0.929	0.904	0.895	0.895	0.904	0.929	1.096
1.082	0.918	0.893	0.884	0.884	0.893	0.918	1.082
1.096	0.929	0.904	0.895	0.895	0.904	0.929	1.096
1.229	1.042	1.014	1.003	1.003	1.014	1.042	1.229
2L/B = 6 ~ 8							
1.215	1.053	1.013	1.008	1.008	1.013	1.053	1.215
1.083	0.939	0.903	0.899	0.899	0.903	0.939	1.083
1.070	0.927	0.892	0.888	0.888	0.892	0.927	1.070
1.083	0.939	0.903	0.899	0.899	0.903	0.939	1.083
1.215	1.053	1.013	1.008	1.008	1.013	1.053	1.215

软土地基反力系数表

表 8-3

0.906	0.966	0.814	0.738	0.738	0.814	0.966	0.906
1.124	1.197	1.009	0.914	0.914	1.009	1.197	1.124
1.235	1.314	1.109	1.006	1.006	1.109	1.314	1.235
1.124	1.197	1.009	0.914	0.914	1.009	1.197	1.124
0.906	0.966	0.814	0.738	0.738	0.814	0.966	0.906

四、箱形基础结构计算

将箱形基础看作为一个整体,犹如置于地基上的梁或板,它承受着上部结构的荷载和下部不均匀的基底反力的作用,使得整体箱形基础产生挠曲,即所谓的整体弯曲,对应的弯矩称为整体弯矩。另外,外墙和内墙将箱形基础底板和顶板划分为许多区格,每个区格就是一块双向板或单向板,内、外墙是板的支承边,双向板或单向板在外荷载或地基反力作用下亦产生挠曲,称为局部弯曲,对应的应力称为局部弯曲应力。

由上面的分析,整体弯矩应由整个建筑物来承担,当上部结构刚度较大时,箱形基础承担的整体弯矩要小一些,由此产生的整体弯曲应力也要小一些,当上部结构刚度较小,箱形基础的整体弯曲应力要大一些。

1. 顶、底板内力计算

计算顶、底板的内力时,一般根据上部结构的不同类型,按照其刚度的大小,可分为如下

三种情况:

(1) 当上部结构为现浇剪力墙时, 建筑物的刚度是很大的, 由于上部结构与箱基的共同作用, 箱基的整体弯曲应力很小, 顶、底板的内力可只按局部弯曲计算。顶板的荷载按实际荷载计算; 底板按承受均布基底反力(扣除底板重量)的单向板或双向板计算。为计及箱基整体弯曲的影响, 在配置钢筋时, 应将纵、横方向的部分支座钢筋(纵向为 0.15%、横向为 0.10% 配筋率)和全部跨中钢筋连通。

(2) 当上部结构为框架结构时, 其上部结构的整体刚度小, 除顶、底板产生局部弯曲变形之外, 箱基还发生整体弯曲, 整体弯曲较为明显, 不能忽略。在进行箱基顶、底板配筋计算时, 应按系数 0.8 乘以局部弯曲对应的弯矩叠加整体弯曲对应的弯矩作为配筋计算的依据。

按上部结构与箱形基础的共同作用计算整体弯矩, 箱形基础承担的整体弯矩 M_g 按箱基刚度与结构总刚度之比分配, 即

$$M_g = \frac{E_g I_g}{E_g I_g + E_b I_b} M \quad (8-14)$$

式中 M ——整体弯曲产生的弯矩, 可按建筑物在荷载和地基反力作用下的静定梁方法计算;

$E_g I_g$ ——箱形基础的刚度, 其中 E_g 为箱形基础的混凝土弹性模量, I_g 按工字形截面计算的惯性矩, 工字形截面上、下翼缘宽度分别为箱形基础顶、底板全宽, 腹板厚度为在弯曲方向墙体厚度的总和;

$E_b I_b$ ——上部结构的总折算刚度, 按下式计算(图 8-13):

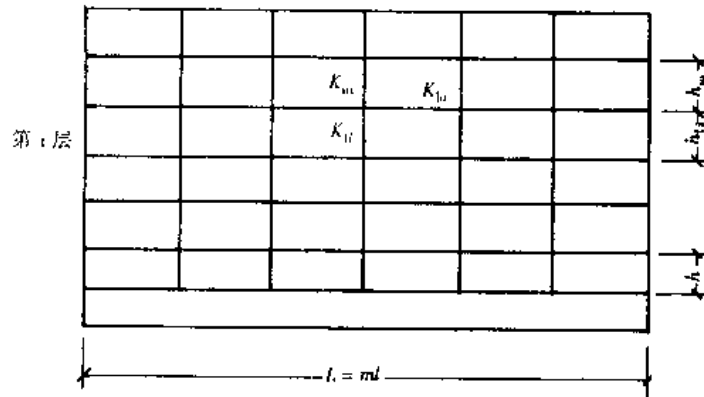


图 8-13 式(8-15)中符号的示意

$$E_b I_b = \sum_{i=1}^n \left[E_b I_{bi} \left(1 + \frac{K_{ui} + K_{li}}{2K_{bi} + K_{ui} + K_{li}} m^2 \right) \right] + E_w I_w \quad (8-15)$$

式中 E_b, I_{bi} ——分别为梁、柱混凝土弹性模量(kPa)和第 i 层梁的截面惯性矩(m^4);

K_{ui}, K_{li}, K_{bi} ——第 i 层上柱、下柱和梁的线刚度;

$E_w I_w$ ——在弯曲方向与箱形基础相连的连续混凝土墙的刚度, 其中截面惯性矩 I_w 为

$$I_w = \frac{bh^3}{12}$$

b, h ——墙体的厚度和高度(m);

m ——弯曲方向的节间数;

n ——建筑物层数。

式(8-15)适用于等柱距的框架结构,对柱距不超过 20% 的框架结构也适用。

(3) 当上部结构为框架-剪力墙结构时,箱基内力同样应同时考虑整体弯曲和局部弯曲的作用,其计算方法可参照上述上部为框架结构方法进行。

2. 箱形基础的配筋

由于箱形基础还没有与《混凝土结构设计规范》(GBJ10-89)相配套的新箱基规程,因此这里不一一列出箱形基础配筋计算与验算公式,而仅介绍配筋计算的一些基本内容,同时也介绍相应的配筋构造要求。

顶、底板单位宽度内受拉钢筋可由式(8-14)的弯矩 M_g 求得,当 M_g 为正弯矩时,受拉钢筋在底板上、下网中各配置一半,并与底板局部弯曲钢筋叠加;顶板的配筋按实际承受的荷载配置局部弯曲钢筋,并将支座钢筋与跨中钢筋全部连通。当 M_g 为负弯矩时,受拉钢筋在顶板上、下网中各配置一半,并与顶板局部弯曲钢筋叠加;底板的配筋按已求得的基底反力配置局部弯曲钢筋,同样应将支座钢筋及跨中钢筋全部连通。箱形基础顶、底板厚度除应满足正截面抗弯强度外,还应验算抗剪强度和抗冲切强度。

箱形基础内、外墙是其重要的组成部分,在已建的实际工程中,已发现许多墙体有裂缝,设计中应引起注意。箱形基础的内、外墙,除与剪力墙连接者外,墙身应进行抗剪强度验算,且墙体应采用双面配筋,水平和竖向钢筋均不宜小于 $\phi 10 @ 200$ 。除上部为剪力墙之外,在内、外墙顶处,宜配置两根直径不小于 20mm 的构造钢筋。墙中竖向钢筋伸至底板底层,墙身水平钢筋在转角处应伸入邻壁不小于 $35d$ 的长度。

当墙体开洞时,洞口上、下过梁应进行斜截面抗剪强度验算,在洞口周围应设置加强钢筋,还要求洞口每侧附加钢筋面积不应小于洞口宽度内被切断的钢筋面积的一半,并不少于 $2\phi 16$,此钢筋应从洞口边缘处延长 $40d$ 。洞口四角墙体两面各加 $2\phi 12$ 斜向钢筋,长度不小于 1.3m。洞口周围加强筋要求示于图 8-14 中。

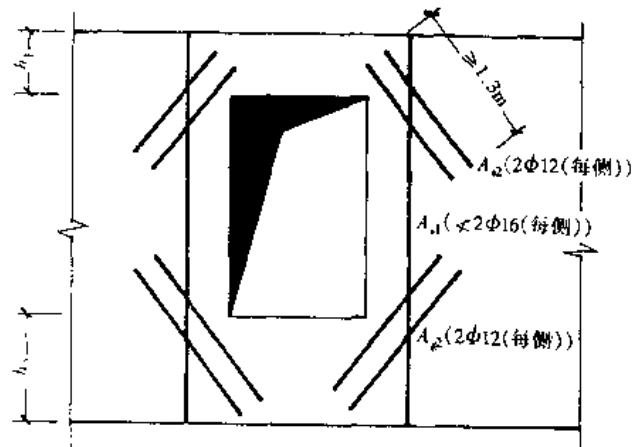


图 8-14 洞口两侧及四角的加强钢筋示意

箱形基础内墙配筋示意图见图 8-15,底板、顶板和外墙配筋示意图见图 8-16。

由前所述,高层建筑中常采用筏基和箱基基础,筏基和箱基有不同的优点和缺点,设计中可根据实际情况予以采用。工程中不需要地下室,或虽有地下室但室内空旷、内墙数量

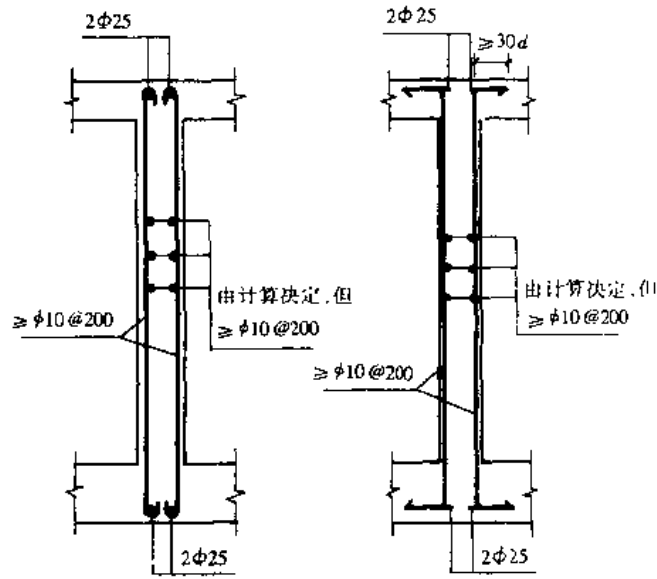


图 8-15 内墙配筋

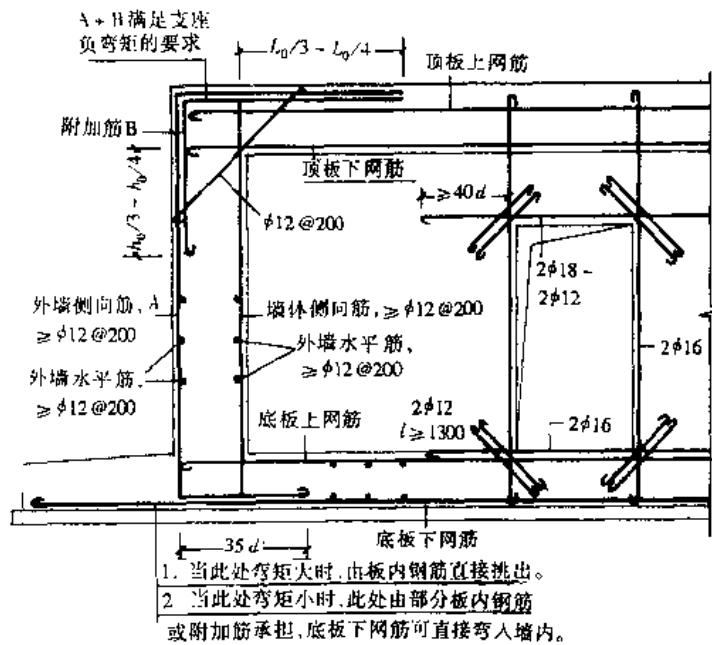


图 8-16 底板、顶板和外墙配筋

少,可设计成筏基。筏基容易形成开敞的大空间,使用方便,布置灵活,施工方便,对不均匀沉降有一定的调整能力。它的缺点是筏板的抗弯刚度是有限的,对较大的沉降差异无力调整,且一般筏板基础的经济指标较高。箱形基础可结合人防工事、商店、设备间、车库等形成一层或多层地下室,这种基础整体刚度好,能与基底和周围土体共同工作,增加了建筑物的整体稳定、提高了建筑物抗震和抗风能力,同时对局部地基土不均匀沉降的调整能力强。由于箱基的建造要挖除相当厚度的土层,这样就减少了地基的附加压力,故箱基又被称作为补偿基础。箱基的缺点是由于其纵横隔墙多,开洞也有限制,故难以形成大空间,给使用带来

一定的局限性。箱基较其他基础形式设计、施工皆复杂,材料用量较多,造价相对偏高,故在承载力较高的地基上较少采用。

五、箱形基础设计实例^[21]

某高层建筑结构平面图、剖面图见图 8-17 和图 8-18, ±0.00 处集中荷载分布见表 8-4。该建筑物的箱形基础置于一般粘土地基上,采用混凝土强度等级为 C20,用 16 锰钢筋。

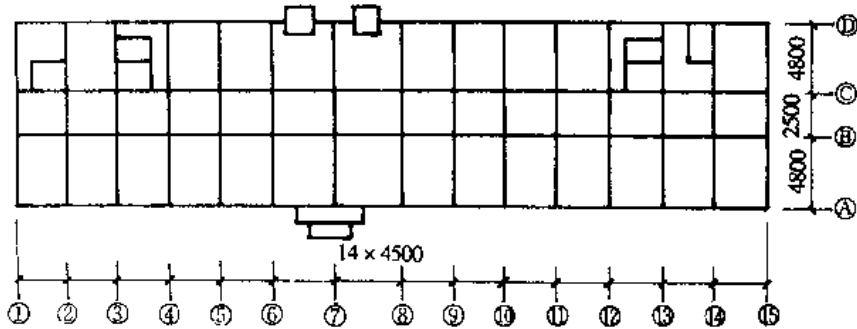


图 8-17 结构平面图

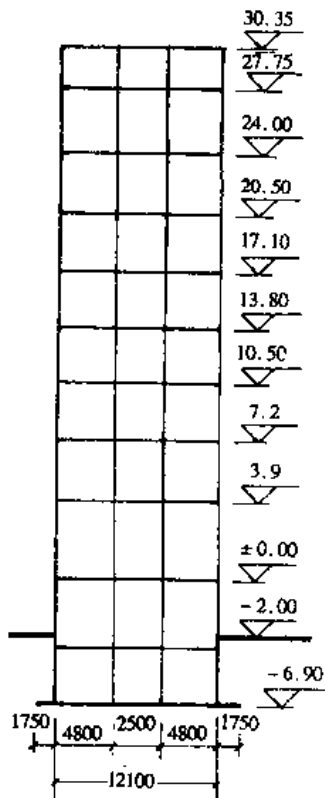


图 8-18 剖面图

解

1. 确定箱形基础结构尺寸

墙体厚度:外墙 30cm,

内墙 25cm;

板厚:顶板 35cm,

底板 40cm;

箱形基础净高:2.4m;

箱形基础总高:3.15m > $H/12 = 34.15/12 = 2.8\text{m}$

(H 代表建筑物高度)

2. 竖向荷载重心,基底平面形心

将底板以不同的挑出长度,使基底平面形心尽量与上部结构重心重合。

(1) 竖向荷载合力点

竖向荷载分布及各轴线合力见表 8-4。

竖向总荷载为

$$\Sigma N = 21677 + 20356 + 18729 + 22343 = 83105(\text{kN})$$

求合力作用点至①轴线的距离 x_A :

$$x_A = \frac{21677 \times 12.1 + 20356 \times 7.3 + 18729 \times 4.8}{83105} = 6.0258(\text{m})$$

求合力作用点至⑬轴线的距离 y_{15} :

$$\begin{aligned} y_{15} = & (4649 \times 64.75 + 6287 \times 60.25 + 6114 \times 55.75 + 6522 \times 51.25 + 6495 \times 46.75 \\ & + 5559 \times 42.25 + 5334 \times 37.55 + 5544 \times 33.25 + 5189 \times 28.75 + 5430 \times 24.25 \\ & + 5189 \times 19.75 + 5688 \times 15.25 + 5191 \times 10.75 + 5413 \times 6.25) \div 83105 \end{aligned}$$

$$y = \frac{\frac{1}{2} \times 15.6 \times 42.25^2 + 16.8 \times 24.85 \left(\frac{24.85}{2} + 42.25 \right)}{1076.58} = 34.14(\text{m})$$

(3) 偏心距验算

上部荷载合力作用点至⑩轴的距离为

$$32.50 + 1.75 = 34.25(\text{m})$$

偏心距为

$$e = 34.25 - 34.14 = 0.11(\text{m})$$

由式(8-66):得

$$e = 0.11 < B/30 = 67.1/30 = 2.24(\text{m})$$

满足要求。

横向偏心距验算略。

3. 地基承载力验算

(1) 基础顶面垂直荷载

上部结构荷载见表 8-5。

表 8-5

层	垂直荷载 $W_i(\text{kN})$	水平地震力 $P_i(\text{kN})$	层	垂直荷载 $W_i(\text{kN})$	水平地震力 $P_i(\text{kN})$
10	2585	530.3	5	9731	1011.6
9	2399	448.7	4	9731	824.6
8	8587	1419.5	3	9731	628.2
7	9816	1411.3	2	10045	448.7
6	9731	1207.4	1	10892	228.4
$\Sigma W_{\text{上}} = 83248(\text{kN})$					

下部基础荷载:

箱形基础顶面积 $F_{\text{顶}} = 12.1 \times 63 = 762.3(\text{m}^2)$

箱形基础底面积 $F_{\text{底}} = 1076.58(\text{m}^2)$

地下室自重:

覆土重 $0.25 \times 20 \times 762.3 = 5336(\text{kN})$

顶板重 $0.35 \times 25 \times 762.3 = 6670(\text{kN})$

底板(包括垫层)重 $0.5 \times 25 \times 1076.58 = 13460(\text{kN})$

外墙重 $0.3 \times 2.4 \times 25(2 \times 63 + 2 \times 12.1 + 6.6 + 10) = 3002.4(\text{kN})$

内墙重 $0.25 \times 2.4 \times 25(12.1 \times 13 + 63 \times 2) = 4250(\text{kN})$

基础周围土重(地下水位位于室外地坪下 2m):

$$[(63 \times 2 + 15.6 + 16.8) \times 1.75 + (2.35 - 1.75)(2 \times 22.5 + 16.8)] \times 2.45 \times 8 = 6160(\text{kN})$$

$$[(63 \times 2 + 15.6 + 16.8) \times 1.75 + (2.35 - 1.75)(2 \times 22.5 + 16.8)] \times 2 \times 18 = 11314(\text{kN})$$

活荷载 $1.5 \times 762.3 = 1143.5(\text{kN})$

$$\Sigma W_{\text{下}} = 51336(\text{kN})$$

$$\Sigma W_{\uparrow} + \Sigma W_{\downarrow} = 83248 + 51336 = 134584(\text{kN})$$

(2) 地震力对基底力矩

$$\begin{aligned} M &= 530.3 \times 37.3 + 448.7 \times 34.7 + 1419.5 \times 30.95 + 1411.3 \times 27.45 + \\ &1207.4 \times 24.05 + 1011.6 \times 20.75 + 824.6 \times 17.45 + 628.2 \times 14.15 + \\ &448.7 \times 10.85 + 228.4 \times 6.95 \\ &= 197790(\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

(3) 基础底面压力验算

基底平均压力:

$$p = 134584/1076.58 = 125(\text{kPa})$$

经宽度和深度修正之后的地基承载力设计值 f 为

$$f = 185\text{kPa}$$

基础底面对 y 轴的抵抗矩为

$$W_y = \frac{1}{6} \times 24.85 \times 16.8^2 + \frac{1}{6} \times 42.25 \times 15.6^2 = 2882.604(\text{m}^3)$$

$$\begin{aligned} \therefore p_{\max} &= p + \frac{M}{W_y} = 125 + \frac{197790}{2882.604} = 125 + 68.61 \\ &= 193.61 < 1.2f = 1.2 \times 185 = 222(\text{kPa}) \end{aligned}$$

满足要求。

4. 基础设计(略)

§ 8.3 高层建筑基础设计的计算机软件与原理

高层建筑的基础设计是一件比较复杂的工作,地质条件不定因素很多,结构受力特征透明度不足,但基础设计又在工程中占有举足轻重的地位,运用地基基础工程的计算机程序与辅助设计,势在必行。

高层建筑的基础设计,不仅仅在于基础设计本身,还包括地基土的处理以及它对上部结构的影响,即包括基础与地基土相互作用,上部结构、基础及地基的共同作用,这是手工或简化计算方法不能或不能详细考虑的,而利用计算机辅助设计系统,可有望得到较好地解决。但由于基础工程结构采用的理论计算方法尚不完善,还需要进一步创新和努力。本节主要将我国目前基础的计算机程序与辅助设计系统涉及的内容与原理作一简单介绍。

一、结构布置、荷载信息

当需要考虑上、下部共同工作时,先录入上部结构信息,进而完成上部结构的刚度与内力计算,这一内容与第七章中的软件功能一样。基础计算所需要的上部结构荷载可直接由上部结构底部内力转换而成。无上、下部共同工作的基础辅助设计软件,与手工计算方法一样,须从其他上部结构软件计算的底部内力结果转录。同时还应录入基础结构尺寸信息等。

二、场地土信息

由设计人员交互录入场地土各勘察孔点的土层信息资料,利用软件的功能可方便地形

成场地土区域特征和土质参数,并形成地基的地质剖面图,并可输出任意方向的地剖图,为基础设计提供地质条件参照图,以确定基础形式和埋深位置。

三、地基强度和变形验算

按规范要求进行地基强度和变形验算,一般软件中的地基模型采用有限压缩层的分层总和法,考虑相邻基础的相互影响且计入再压缩引起的地基变形,分层总和法能很好适用各种不均匀土质沿深度变化情况,克服了规范中反力系数的局限性。软件可以彩色图像显示地基反力分布与基础沉降曲线。

四、基础内力计算

无论是有梁筏基、无梁筏基或箱基的不同基础形式,一般内力计算有基础近似计算法和精度不等的有限单元法两种。近似计算方法按照 § 8.1 和 § 8.2 介绍的手工计算方法,分别得到基础的内力。有限单元法中有按弹性地基交叉梁方法计算梁和筏板的内力,对箱基的整体内力计算也采用交叉梁系方法。该方法中的基床反力系数有采用等刚度法,也有根据反力分布情况采用变刚度法,也有的先假定初始地基反力为线性分布,而柱节点处不平衡反力同时分配给交汇于节点各个方向的梁段,调整范围扩大到整个梁跨。交叉梁系方法计算箱基整体内力时,上部结构刚度对整体弯矩的影响,用一修正系数的简化方法,根据上部结构的类型,修正系数由程序给定或由用户自选。

更精确的有限单元法计算筏板基础时,采用四节点和三结点中厚板单元,以及 8~21 节点厚板单元。有的规定板厚为 20~150cm 时采用中厚板单元,150~250cm 时为厚板单元。对肋梁式筏基,筏板基础除板单元之外,还有梁单元。对不规则以及多层地下室的箱基基础,采用了除箱基底板用有限单元外,还有常规的梁、柱、板、墙单元。为考虑上部结构及沉降的影响,可通过变形协调完成。

五、基础的配筋计算及施工图

筏基与箱基的底板都要进行冲切验算,箱基还要进行墙体截面抗剪验算、洞口过梁截面抗剪验算以及洞口开口系数验算。当筏基与箱基进行抗弯、抗剪配筋计算之后,基础计算机辅助软件根据前面所述录入的基础尺寸等信息、配筋结果、构造要求等,经过人工干预归并选筋后,将自动绘制筏板基础的模板图、配筋图、结构布置图;对于箱形基础,可绘出地下室楼板和箱基顶、底板模板图、配筋图,墙体配筋平面图、立面图、剖面图和配筋详图,以及墙体过梁详图等,对桩基础还绘出桩位图。自动形成的施工图可在本身的软件中编辑、修改,一般软件都能将其转换成 DWG 文件,在 Autocad 软件中编辑、修改,使其尽善尽美。

综上所述,一般基础设计软件所包括的内容,可用如下框图表示(见图 8-20)。

六、高层建筑结构基础的计算机辅助设计软件

我国目前基础辅助设计的软件种类较多,有按手工计算方法编制,也有按精度不等的有限元法编制的。例如,中国建筑科学研究院结构所 CAD 工程部的弹性地基梁板基础结构 CAD 软件(EF),可用于设计筏板式基础。它是按弹性地基梁方法计算梁、筏板的受力和配筋,并绘制出基础平面图和基础梁施工图。还编制了箱形基础 CAD 软件(BOX),用于三层

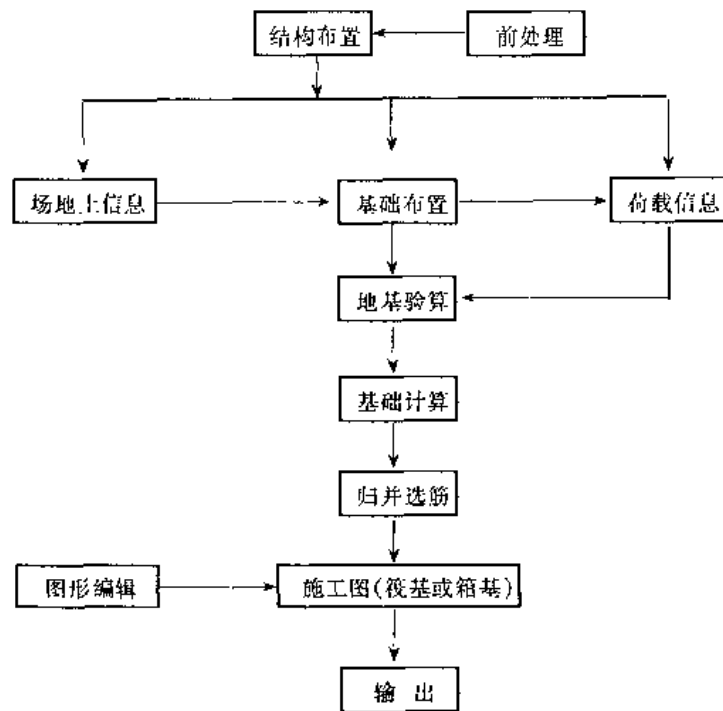


图 8-20

以内的箱形基础的结构计算和五、六级人防设计计算,并绘出结构施工图。

中国建筑科学研究院高层建筑技术开发部编制的建筑结构基础计算程序(TBSA-F),除设计扩展基础、条形基础及交叉梁系基础外,对筏板或桩筏基础采用了有限单元法计算板中的内力和配筋,对箱形或桩箱混合基础采用了新编《高层建筑箱形与筏板基础设计规范》(尚未正式出版)的原理进行内力和配筋计算。地基模型采用分层总和法。

由北京建业工程设计软件研究院和中国建筑科学研究院地基基础研究所编制的地基基础辅助设计 TBFECAD 系统,除独立基础、格条基础外,还对筏基和箱基进行内力、配筋计算和绘制施工图。

北京理正软件设计研究所编制的土木工程地基基础计算机辅助设计系统(FCAD)除能设计独立基础、条形基础外,对筏板式基础能进行结构布置、基础布置、筏基计算和验算以及施工图等内容。

应该说,基础结构设计软件还在不断完善之中,且由于地基基础的特殊与复杂性,目前在工程中还不如上部结构辅助设计软件那样应用广泛,相信在我国有关科技人员和工程技术人员的不努力下,一定会在不远的日子里获得工程设计人员的认可并逐步普及。

第九章 高层建筑结构抗风实用计算

风荷载是高层建筑结构的主要侧向荷载之一,对于高柔的房屋结构来说,风荷载往往对结构设计起着控制的作用。本章不详细论及风荷载分析的基本理论,而主要侧重于高层建筑风荷载的实用计算,内容包括顺风向静、动力风荷载的计算与比较,高层建筑横风向风振动力的机理与实用计算,超高层建筑人体舒适度验算的准则、限值标准,以及顺风向、横风向和扭转振动的加速度计算,并附有实例。以上内容涉及加拿大、美国、日本、澳大利亚、英国、前苏联和我国等国家的风荷载规范,还介绍了欧洲钢结构协会的建议。本章内容对结构工程师很有参考和应用价值。

§9.1 静力风荷载

静力风荷载与基本风压、地貌、高度变化系数,建筑物体型系数以及地形、风向等因素有关,按我国规范的规定,结构物上的静力风压由下式计算:

$$w_z = \mu_s \mu_z w_0 \quad (9-1)$$

式中, w_z , w_0 , μ_s , μ_z 分别代表结构物任一高度 z 处的风压 (kN/m^2)、基本风压 (kN/m^2)、体型系数和高度变化系数。下面分别就基本风压、地貌、高度变化系数和体型系数作一些介绍和讨论,目的是熟悉和应用有关国家的规范内容。

一、基本风速和基本风压

倘若确定了基本风速,通常由下式转换为基本风压:

$$w_0 = \frac{1}{1600} \bar{v}^2 \quad (9-2)$$

式中 w_0 ——基本风压 (kN/m^2);
 \bar{v} ——基本风速 (m/s)。

由式(9-2)可知,系数 $1/1600$ 是有量纲参数。

下面,我们着重介绍基本风速的确定。在不同国家的规定中,其中差别较大的就是基本风速的规定,为便于后面的讨论和换算,下面先列举有关国家关于基本风速规定的内容,它们主要涉及风速的概率分布、重现期、平均时距、地貌、标准高度等。

1. 关于基本风速的规定

加拿大^[24]:在简化方法和详细方法中,基本风速由气象台站 10m 高、开阔地面每小时平均风速通过极值分析确定。有三种概率水准,即年超越概率分别为 $\frac{1}{10}$, $\frac{1}{30}$, $\frac{1}{100}$, 它们分别对应于重现期 10 年、30 年和 100 年,并采用 Gumbel 极值方法分析获得基本风速。

美国^[25]:规范中基本风速来自美国 129 个气象站收集的数据,采用 Fisher-Tippett I 型分布,对数据进行极值分析统计处理。年超越概率为 0.02 (平均重现期为 50 年)。规范的表中

给出了 129 个气象站的不同超越概率的最快湮速 (fastest mile wind speed), 所给基本风速最少有连续 10 年的记录数据, 记录仪放置在开阔、无遮挡地区, 要进行风仪高度的换算。风速值相应于 C 类暴露的光滑地形, 离地高度 10m。

澳大利亚^[28]: 基本设计风速由 100 多个气象站收集的长周期日最大阵风风速记录经分析后确定, 对由 10m 高度开阔地面为标准的相近地貌、高度和局部建筑物的干扰已作了修正。基本设计阵风风速按下面标准定义: 离地 10m 高、地面粗糙度(风速等于零的高度) $z_0 = 0.02\text{m}$, 一小时内出现的最大 2s 至 3s 的阵风。

分析时, 采用了 Deaves 和 Harris 风模型, 这对于既适合阵风、也适合平均风速数据来说, 是一种简单的模型。

规范规定极限状态阵风风速 v_u 和正常使用状态风速 v_s , 即分别为 50 年和一年的重现期, 超越概率为 5%, 由此可由式(9-3)获得重现期为 1000 年和 20 年的风速, 其中阵风风速 $v(\text{m/s})$ 作为重现期 $T(\text{年})$ 的函数:

$$\text{地貌 A } v = 29.2 + 3.0 \ln T \quad (9-3a)$$

$$\text{地貌 C } v = 26.0 + 6.4 \ln T \quad (9-3b)$$

$$\text{地貌 D } v = 23.0 + 9.0 \ln T \quad (9-3c)$$

地貌 B 的风速 v 是一个中间值。

容许应力的阵风风速为

$$v_p = v_u / \sqrt{1.5} \quad (9-3d)$$

欧洲钢结构协会^[32]: 取 10min 平均风速, 重现期为 T 年(即等于或大于某速度的风平均 T 年出现一次), 离地 10m 高处测得的风速, 开阔平坦地区(II 类), 一般重现期为 50 年, 平均风速 $\bar{v}(z)$ 服从极值 Fisher-Tippett 分布。

英国^[29]: 基本风速 v 用 50 年一遇 3s 阵风风速, 离地 10m 高。在英国, 通过气象台站连续记录风数据, 必要时按统一基准进行修正后予以统计分析得到。

前苏联^[30]: A 类地貌 10m 高度按 10min 平均时距和平均每五年超越一次的风速(如果没有正式批准的技术条件, 规定其他风速重现期)。

中国^[31]: 基本风压系以当地比较空旷平坦地面上离地 10m 高统计所得的 30 年一遇 10min 平均最大风速 $v_0(\text{m/s})$ 为标准, 按 $w_0 = v_0^2/1600$ 确定的风压值。并规定, 对于高层建筑, 其基本风压可按本规范附图规定的基本风压值乘以系数 1.1 后采用; 对于特别重要和有特殊要求的高层建筑, 其基本风压值可乘以系数 1.2 后采用。

日本^[27]: 规定基本风速的标准地貌为 II 类, 10m 高度, 10min 时距, 50 年重现期。

由以上不同国家的规定看出, 一般国家都把基本风速的高度定在 10m 高度处, 且大多规定的地貌为开阔平坦地带, 但规定平均风的时距和重现期却不尽相同, 有的国家规定 10min 平均风速, 有的国家规定瞬时阵风风速, 例如, 美国还规定了每小时最快湮速, 关于最快湮速的含义和换算, 将在下面予以介绍。

2. 不同标准下基本风速的换算

基本风速与它的概率分布、重现期和平均风时距等有关, 这里先介绍关于风速概率分布的一些概念, 然后主要讨论不同重现期和平均风时距的换算, 最后介绍一下美国的最快湮速和换算。

(1) 基本风速的概率分布

一般地,我们所研究的对象是不会出现异常风(例如飓风)的气候,称之为良态气候,对于这种气候,我们可以认为年最大风速的每一个数据都对极值的概率特性起作用,因此世界上许多国家把年最大风速作为概率统计的样本,由重现期和风速的概率分布获得该地区的设计最大风速,或称作基本风速。例如,我国的基本风速是根据全国 300 多个地点的气象台(站),以 1954~1981 年间的年最大风速资料作为样本,采用极值 I 型概率分布函数统计分析得出重现期为 30 年的最大风速,以此确定当地的基本风速。

对于年最大风速的概率模拟,通常有三种,即极值 I 型分布(Fisher-Tippett Type-I distributions)、极值 II 型分布(Fisher-Tippett Type-II distributions)和韦布尔分布(Weibull distributions),从上述有关国家基本风速的规定来看,大多数国家采用极值 I 型概率分布函数,如我国、加拿大、美国、欧洲钢结构协会等。现将三种概率分布函数介绍如下:

极值 I 型分布:极值 I 型分布又称为耿贝尔(Gumbel)分布,其分布函数 $F_I(x)$ 的表达式为

$$F_I(x) = \exp\{-\exp[-(x-\mu)/\sigma]\} \quad (9-4)$$

式中, μ 和 σ 分别称之为位置参数和尺度参数,它们可由如下两式获得:

$$E(x) = \mu + 0.5772\sigma \quad (9-5a)$$

$$\sigma_x = \frac{\pi}{\sqrt{6}}\sigma \quad (9-5b)$$

式(9-5a,b)中, $E(x)$ 和 σ_x 分别代表风速样本的数学期望和根方差,是已知的。实际上,风速资料的数学期望就是年最大风速 x_i 的数学平均值,用 \bar{x} 表示,这样,由风速资料可得风速的平均值和根方差为

$$\bar{x} = E(x) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (9-6a)$$

$$\sigma_x = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (9-6b)$$

将式(9-6)的 $E(x)$ 和 σ_x 代入式(9-5)后获得参数 μ 和 σ ,则极值 I 型的分布函数 $F_I(x)$ 也就确定了。

极值 II 型分布:极值 II 型分布又称为广义费来却德分布,其表达式如下:

$$F_{II}(x) = \exp\{-[(x-\mu)/\sigma]^{-\gamma}\} \quad (9-7)$$

式(9-7)的 μ, σ 与式(9-4)相同, γ 称为形状参数(或尾部长度的)。当 $\mu=0$ 时,式(9-7)为费来却德分布。可以证明,当式(9-7)的 γ 趋于无穷大,极值 II 型分布将趋于极值 I 型分布。

韦布尔分布:韦布尔的概率分布函数为

$$F(x) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^\gamma\right] \quad (9-8)$$

式(9-8)中变量 $(x-\mu)/\sigma$ 的数学期望和根方差分别为

$$E(x) = \Gamma\left(1 + \frac{1}{\gamma}\right) \quad (9-9a)$$

$$\sigma_x = \left\{ \Gamma\left(1 + \frac{2}{\gamma}\right) - \left[\Gamma\left(1 + \frac{1}{\gamma}\right) \right]^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (9-9b)$$

式(9-9)中, Γ 为 γ 函数。按式(9-9),不同 γ 对应的期望值和根方差列于表 9-1, γ 同样也

是形状参数(尾部长度参数)。

表 9-1

γ	1.2	1.6	2.0	2.2	2.6	3.0	3.2	3.6	4.0	6.0
$E(x)$	0.9407	0.8966	0.8862	0.8856	0.8882	0.8930	0.8957	0.9011	0.9064	0.9264
σ_x	0.7872	0.4637	0.4632	0.4249	0.3670	0.3245	0.3072	0.2780	0.2543	0.1850

当 $\gamma=2$ 时,韦布尔分布一般称作瑞雷分布;当 $\gamma \approx 3.6$ 时,韦布尔分布的形状类似于正态分布。

下面以极值 I 型为例求最大风速。由式(9-4),经过变换(取对数),可得

$$x_I = x = \mu - \sigma \ln(-\ln F_I) \quad (9-4a)$$

式(9-4a)中的 x_I 为对应于极值 I 型的设计最大风速(基本风速),其 F_I 则是对应的不超过该设计最大风速 x_I 的概率,或称为保证率,它与重现期 T 的关系为

$$F_I = 1 - \frac{1}{T} \quad (9-10)$$

在式(9-10)中,按重现期的含义, $\frac{1}{T}$ 为大于某设计最大风速的概率,则 $1 - \frac{1}{T}$ 称为小于和等于该设计最大风速的概率。

将由式(9-5)获得 μ, σ 代入式(9-4a)中,则可以写成

$$x_I = \bar{x} + \psi \sigma_x \quad (9-11)$$

在式(9-11)中, \bar{x} 和 σ_x 与式(9-5)或式(9-6)中含义相同,符号 ψ 称为保证系数,保证系数为

$$\psi = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} [0.5772 + \ln(-\ln F_I)] \quad (9-12)$$

保证系数的含义可用图 9-1 来表示。其中横坐标 x 代表最大设计风速,纵坐标 $p(x)$ 代表极值 I 型对应的概率密度函数。

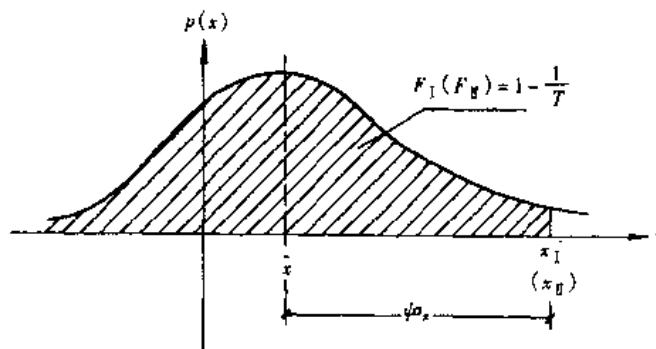


图 9-1

同理可获得极值 II 型和韦布尔分布下的最大设计风速。

根据一些资料^[33]的分析,对于较长的重现期(例如 $T > 50$ 年),由极值 II 型分布的计算

值要大于极值 I 型对应的值, 而由尾长参数 $\gamma \geq 2$ 的韦布尔分布的计算值则要小于极值 I 型分布的对应值。一般地, 对于良态气候区, 用极值 I 型分布模拟比用 $\gamma = 9$ 的极值 II 型分布模拟可靠。但在美国, 据一些风速资料分析, 看来极值 I 型分布过于严格, 而用 $\gamma \geq 2$ 的韦布尔分布拟合数据更好, 故这些地方采用极值 I 型分布显得偏保守。

(2) 重现期

重现期为 T 的设计风速, 即在任一年中只超越该风速一次的概率 p 为 $1/T$, 例如重现期 50 年, 则意味着 $p = \frac{1}{50} = 0.02$ 的超越概率, 重现期 T 与超越概率 p 的关系为 $Tp = 1$ 。

关于不同重现期之间的换算, 下面以日本规范和欧洲钢结构协会的风速重现期换算系数 k 为例, 其中日本的规定是相对于重现期 50 年为基准, 表达式为

$$k = 0.61 - 0.11 \ln \left\{ \ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right\} \quad (9-13)$$

欧洲钢结构协会规定的换算系数为

$$k = \frac{1}{1.507} \left\{ 1 - 0.13 \ln \left[- \ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] \right\} \quad (9-14)$$

同样, 式(9-14)也是对重现期为 50 年予以规定的, 因此在式(9-13)和式(9-14)中, 对于 $T = 50$ 时, 皆为 $k = 1$ 。为比较式(9-13)和式(9-14)的差异, 表 9-2 列出了一些有代表性的值。

重现期修正系数 k 比较

表 9-2

T(年)		5	10	15	20	30	50	100	200	300
k	日本	0.760	0.835	0.877	0.907	0.948	1.000	1.070	1.140	1.180
	欧洲钢结构协会	0.793	0.858	0.894	0.920	0.956	1.000	1.060	1.120	1.156

由表 9-2 可知, 若以重现期 30 年为标准 ($k = 1$), 则重现期 50 年的风速换算系数约为 1.05, 相应的风压换算系数为 $1.05^2 \approx 1.10$; 重现期 100 年的风速换算系数约为 1.10, 则相应的风压换算系数约为 1.20。我国规定对于一般高层建筑需对基本风压乘以 1.1 的系数, 对于特别重要的高层建筑需乘以 1.2 的系数, 大体上是与表 9-2 中重现期为 50 年和 100 年相吻合的。

在一年内出现小于或等于设计风速的概率为 $q = 1 - p$, 那么, 在 N 年基准期内出现小于或等于设计风速的概率为 q^N ; 与某超越概率相应的设计风速, 则在 N 年基准期内至少达到或超过一次的概率 P 可由下式给出:

$$P = 1 - q^N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T} \right)^N \quad (9-15)$$

按式(9-15), 假如重现期为 50 年, 即某地的设计风速按 98% 的保证率确定, 那么, 在 25 年内达到或超过该设计风速的概率为 0.40。

(3) 平均风时距

由平均风的定义

$$\bar{v} = \frac{1}{\tau} \int_{t_0 - \tau/2}^{t_0 + \tau/2} v(t) dt \quad (9-16)$$

式(9-16)中的平均风速 \bar{v} 与所取某一中心时刻 t_0 附近的时距 τ 有关,随着所取的平均时距的缩短,对应于这一时距的最大平均风速将增大,因为在较小的 τ 内集中反映了较大波峰的影响,而较小的波峰未能得以反映。一般地,对风速记录 $v(t)$,取平均时距为 10 ~ 60min 较为稳定,故国际上许多国家(包括我国)将平均时距取为 10min,但也有的国家取 60min(加拿大等),甚至有的国家取 3 ~ 5s 时距的瞬时风速。例如英国规范规定:对所有围护构件、玻璃及屋面,都采用 3s 阵风速度;对于竖向或水平最大尺寸大于 50m 的房屋或结构物,采用 15s 的平均风速。由于各国之间平均风时距不尽相同,这就涉及相互之间如何换算的问题,下面以美国资料为例进行讨论。

由美国专家研究得出,在时距为 t 秒内所取的平均风速 $\bar{v}_t(z)$ 与时距为 60min 内所取的平均风速 $\bar{v}_{3600}(z)$ 之间的关系可以表示为

$$\bar{v}_t(z) = \bar{v}_{3600}(z) + c(t)\sigma_v \quad (9-17)$$

式(9-17)中, $c(t)$ 是与 t 有关的一个系数, σ_v 代表纵向脉动均方根值,均方根 σ_v 由如下式子表达:

$$\sigma_v = [\beta \bar{v}_*^2]^{1/2} \quad (9-18)$$

式(9-18)中的 \bar{v}_* 为摩擦速度, β 为无量纲系数,可假定 β 不随高度变化,相对于不同的粗糙长度 z_0 ,表 9-3 列出了经过大量实测获得的并可用于结构设计的 β 值。

实测 β 值

表 9-3

z_0 (m)	0.005	0.07	0.30	1.00	2.5
β	6.5	6.0	5.25	4.85	4.00

式(9-18)中摩擦速度 \bar{v}_* 的表达式为

$$\bar{v}_* = k(\bar{v}_{3600}(z)/\ln(z/z_0)) \quad (9-19)$$

式(9-19)中,系数 $k \approx 0.4$ 。

将式(9-18)及式(9-19)代入式(9-17),可得

$$\bar{v}_t(z) = \bar{v}_{3600}(z) \left[1 + \frac{\sqrt{\beta} c(t) k}{\ln(z/z_0)} \right] = \bar{v}_{3600}(z) \left[1 + \frac{\sqrt{\beta} c(t)}{2.5 \ln(z/z_0)} \right] \quad (9-20)$$

式(9-20)或式(9-17)中 $c(t)$ 也是通过对风速资料的统计分析得到的,德斯特(Durst)对此作了研究工作^[33],将 $c(t)$ 与 t 的关系列于表 9-4 中,这样,由式(9-20)可列出 $\bar{v}_t(z)/\bar{v}_{3600}(z)$ 与 t 的分析结果,见表 9-5。表 9-5 是取 $z_0 \approx 0.05$, $z = 10\text{m}$ ($\beta \approx 6.0$) 得到的。

$c(t)$ 值

表 9-4

t (s)	1	10	20	30	50	100	200	300	600	1000	3600
$c(t)$	3.00	2.32	2.00	1.73	1.35	1.02	0.70	0.54	0.36	0.16	0.00

\bar{v}_t/\bar{v}_{3600} 值

表 9-5

t (s)	1	3	5	10	15	20	30	50	600	1000	3600
\bar{v}_t/\bar{v}_{3600}	1.555	1.517	1.492	1.429	1.399	1.370	1.320	1.250	1.067	1.030	1.000

注: $t = 3, 5, 15$ 三种值是由线性插值得到的。

由表 9-5 的结果,可以得到 \bar{v}_t/\bar{v}_{600} 和 \bar{v}_t/\bar{v}_3 的关系,分别见表 9-6 和表 9-7。

\bar{v}_t/\bar{v}_{600} 值

表 9-6

t (s)	1	3	5	10	15	20	30	50	600	1000	3600
\bar{v}_t/\bar{v}_{600}	1.458	1.422	1.399	1.340	1.312	1.284	1.238	1.172	1.000	0.965	0.938

\bar{v}_t/\bar{v}_3 值

表 9-7

t (s)	1	3	5	10	15	20	30	50	600	1000	3600
\bar{v}_t/\bar{v}_3	1.025	1.000	0.983	0.942	0.924	0.903	0.870	0.824	0.703	0.679	0.659

(4) 关于美国规范的最快湮速

美国规范给出的基本风速是开阔地貌离地 10m 高处的最大里程风速 v_f , 又称最快湮速 (fastest mile wind speed), 其含义是取平均时距为水平长度 1 英里的某一体积空气通过风速计所需要的时间, 最快湮速 v_f 的单位是 mile/h。依据其定义, 则平均时距 $t = 1\text{mile}/v_f(\text{mile/h}) = \frac{1}{v_f}(\text{h})$, 例如, 从美国规范中查得某地的基本风速 $v_f = 90\text{mph}(90\text{mile/h})$, 则 $t = \frac{3600}{90} = 40\text{s}$, 由此可以看出, 美国规范随各地不同的 v_f 值, 其时距相应也是变化的。

目前, 美国在设计高层建筑时, 基本风速采用的是一小时时距的平均值, 例如前述 $t = 40\text{s}$ 的地方, 应把当地的风速换算至一小时的风速进行设计, 由表 9-5 查得 $\bar{v}_{40}/\bar{v}_{3600} \approx 1.28$ (内插法), 则实际设计风速 $\bar{v}_{3600} = 90/1.28 \approx 70(\text{mph}) = 31(\text{m/s})$ 。

二、高度变化系数

高度变化系数与地貌有关, 不同国家规定地貌的种类或类别不同, 高度变化系数的表达形式也不一样。下面先介绍有关国家关于地貌的规定, 再给出这些国家的高度变化系数, 其中还涉到与高度变化系数有关的地面粗糙度和地面粗糙度系数。

1. 关于地貌的规定

通常近地风在行程中, 必定会遇到各种各样的障碍物, 例如房屋、树木等, 倘若风吹过的地表面上的障碍物是大且密集的, 则该地表面是粗糙的, 风速会减慢较多, 如若风吹过的地面是平坦且没有障碍物, 则该地表面是光滑的, 风速减慢较少。不同地表面的粗糙程度, 风速沿高度的变化也不一样, 因此为便于工程设计, 各国规范将地貌划分为不同的类别, 而对应于每一类别则采用不同的高度变化系数。

以加拿大国家规范为例, 该国将地貌划分为 A, B, C 三类, 其中 A 类代表开阔平坦地带, 或基本风速定义的标准地貌, 三类地貌的划分见表 9-8。其他国家如美国、日本、澳大利亚、英国、前苏联、欧洲钢结构协会以及我国的规定详见附录 9.1。

地 貌	描 述
A	仅有分散的建筑物、树或其他障碍物的开阔平地,开阔的水域或海岸线
B	郊区和城市地区,森林地带或大城市中心
C	有密集高层建筑物的大城市中心,至少 50% 的建筑物超过四层

2. 高度变化系数

高度变化系数是反映风压随高度变化的规律,定义为任意高度处的风压与标准高度(大多为 10m 高度)风压之比,可见是一无量纲参数。平均风沿高度的变化,常称为风剖面,风剖面反映了风速(或风压)由下向上逐渐增加的变化,经实测与分析,常有指数和对数变化规律。到了一定高度之后,风速不受地面粗糙度的影响,可以自由流动,我们称风速可以自由流动的起点高度为梯度风高度,我国用 H_T 表示。

不同国家采用高度变化系数的符号不一样,在这里,为了叙述方便,统一用我国的符号 μ_z 表示。例如,加拿大规范的高度变化系数表达式,分别对应于表 9-8 三类地貌,详见式(9-21):

$$\mu_z = (z/10)^{0.28}, \quad \mu_z \geq 1.0 \quad (\text{A类}) \quad (9-21a)$$

$$\mu_z = 0.5(z/12.7)^{0.5}, \quad \mu_z \geq 0.5 \quad (\text{B类}) \quad (9-21b)$$

$$\mu_z = 0.4(z/30)^{0.72}, \quad \mu_z \geq 0.5 \quad (\text{C类}) \quad (9-21c)$$

可见加拿大规范的高度变化系数属指数变化。式(9-21)中的 z 代表地面以上的高度(单位:m)。

其他有关国家的高度变化系数详见附录 9.2。应当指出的是,日本和欧洲钢结构协会列出的是风速沿高度变化的公式,应用时要特别注意。

3. 关于地面粗糙度的参数

风速(或风压)沿高度的变化有指数变化和对数变化两种类型,例如式(9-21)就属指数变化类型,还有如美国、日本、我国等国家也采用指数变化类型。指数变化类型中的指数,实质上是经实测和分析得到的系数,称为地面粗糙度系数,常用 α 表示。由于风压与风速呈平方关系,故风压指数为 2α ,因此,对加拿大规范,在 A 类地貌中, $\alpha = 0.14$, B 类地貌的 $\alpha = 0.25$, C 类地貌的 $\alpha = 0.36$,其他国家的地面粗糙度系数取值不完全相同。

从附录 9.2 看出,有的国家没有明确给出高度变化系数表达式,指数或对数变化类型不明确,但根据一些实测资料,这两种类型之间的差别不很明显,故大多数国家采用指数变化型,这种类型计算较为简便。

有时候,在高度变化系数中,例如对数变化类型以及前述平均风时距中,采用地面粗糙长度或简称地面粗糙度 z_0 的参数(单位:m)。粗糙度 z_0 是地面上湍流旋涡尺寸的量度,其大小由经验给定。由于局部气流的不均一性,因此对已建成地形的有代表性风轮廓线很难确定,故不同测试中 z_0 的结果相差很大。表 9-9 所列 z_0 值可供结构工程设计时采用。

澳大利亚规范对应于 1, 2, 3, 4 类地貌,规定 z_0 分别取 0.002m, 0.02m, 0.20m 和 2.0m, 并用 $z_0 = 2 \times 10^{x-4}$ 公式进行内插,这里, x 代表地貌类别。

不同地形地面粗糙度 z_0

表 9-9

地 面 类 型	z_0 (m)	地 面 类 型	z_0 (m)
砂 地	0.0001 ~ 0.001	矮棕榈	0.10 ~ 0.30
雪 地	0.001 ~ 0.006	松树林	0.90 ~ 1.00
割过的草地(≈ 0.01 m)	0.001 ~ 0.01	稀疏建成市郊	0.20 ~ 0.40
矮草地、空旷草原	0.01 ~ 0.04	密集建成市郊、市区	0.80 ~ 1.20
休耕地	0.02 ~ 0.03	大城市中心	2.00 ~ 3.00
高草地	0.04 ~ 0.10		

三、体型系数

在这里,以迎风面宽度大于其深度尺寸的矩形高层建筑物为例,且风向与迎风面垂直,观察一下有关国家对体型系数规定的异同。从总的来说,大多数国家在许多地方的体型系数值是一致的,但在一些局部地方有差别,或具体数值上存在差异。现将加拿大、美国、前苏联、英国、日本、澳大利亚、欧洲钢结构协会和我国规定的迎风面压力系数 μ_{s1} 和背风面吸力系数 μ_{s2} 列于表 9-10 中。表中 H/B 代表高宽比值。

有关国家迎背风面体型系数比较

表 9-10

国家	加拿大	美国	前苏联	英国	日本	澳大利亚	欧洲钢结构协会	中 国
μ_{s1}	0.8	0.8	0.8	0.7(0.8)	0.8	0.8	0.8	0.8
μ_{s2}	-0.5	-0.5	-0.6	-0.4(-0.25)	-0.6(-0.4)	-0.5	-0.5	-(0.48 + 0.03H/B)

注:英国规范括号外值代表 $1.5 < \frac{B}{L} < 4$,括号内值代表 $1 < \frac{B}{L} < 1.5$ 情况。 B/L 为迎风面宽度与深度比值。

在不同国家的规范中,均规定了较简单或较规则建筑物的体型系数,而对于较复杂体型的建筑物,特别是对于较重要的超高层建筑,通常应进行风洞试验以较真实地反映该建筑物的体型系数,这在许多国家的规范中都有明确的规定,例如美国规范等,美国规范对风洞试验进行了比较详细的规定。

§ 9.2 高层建筑顺风向风荷载计算

高层建筑顺风向风荷载包括静力和动力两部分。静力风荷载的计算已在 § 9.1 中讨论,关于动力风荷载,应按照随机振动的理论进行分析和计算,本节不打算介绍随机振动的理论基础,只是在讨论有关国家规范的时候用到这些理论,例如在介绍加拿大国家规范时,会遇到一些随机振动的公式,而其余国家如美国、日本以及欧洲钢结构协会的规定,只列出其规范的公式,重点突出如何使用这些国家的规定,以便在工程中应用。下面先详细介绍加拿大国家建筑规范的公式及其来源,随后列出美国、日本及欧洲钢结构协会的计算公式和相关图表,并配有一些例题。

一、加拿大的风荷载计算

1. 风荷载计算公式

在建筑物整个外表面或局部面积上的风压力或吸力 P 由下式计算:

$$P = qC_e C_g C_p \quad (9-22)$$

式中 P ——建筑物外表面上的风压力或吸力(kN/m²);
 q ——基本风压(kN/m²);
 C_e ——风压高度变化系数,由式(9-21)给出(C_e 与 μ_z 符号含义相同);
 C_p ——体型系数;
 C_g ——阵风响应因子。

阵风响应因子 C_g 可由两种方法予以确定,第一种是简单方法,规定如下:

$$C_g = \begin{cases} 2.0(\text{整体结构}) \\ 2.5(\text{围护结构和窗}) \end{cases}$$

第二种是详细的方法,阵风响应因子 C_g 的表达式为

$$C_g = 1 + g_p \left(\frac{\sigma}{\mu} \right) = 1 + g_p \sqrt{\frac{k}{C_e} \left(B + \frac{SF}{\beta} \right)} \quad (9-23)$$

式中 σ, μ ——分别代表总风载位移效应的根方差和平均值;
 k ——与地面粗糙度有关的系数:

$$k = \begin{cases} 0.08(\text{A类地貌}) \\ 0.10(\text{B类地貌}) \\ 0.14(\text{C类地貌}) \end{cases}$$

C_e ——结构物顶点处的高度变化系数,由式(9-21)确定;

B ——背景湍流因子,由图9-2确定;因子 B 是宽(W)高(H)之比的函数;

S ——体积缩减因子,由图9-3确定;因子 S 是宽高比(W/H)和缩减频率 $n_0 \frac{H}{\bar{v}_H}$ 的函数;

F ——在结构物频率处的阵风能量比,由图9-4确定; F 是波数(n_0/\bar{v}_H)的函数;

β ——临界阻尼比;建议 $\beta = 0.01$ (钢框架), $\beta = 0.02$ (钢筋混凝土框架);

g_p ——总荷载效应的峰因子,由图9-5确定,峰因子 g_p 是 ν 的函数, ν 值由下式计算:

$$\nu = n_0 \sqrt{\frac{SF}{SF + \beta B}} \quad (9-24)$$

式中 n_0 ——自振频率(Hz);
 S, F, β, B ——与式(9-23)中相同;
 \bar{v}_H ——结构物顶部风速(m/s)。

在加拿大规范中,规定了细长建筑物,例如,像高层建筑那样结构的高度变化系数的取值,迎风面高度变化系数与高度 z 有关,高度变化系数随着高度 z 的增加而增大;背风面高度变化系数取常数,规范规定取建筑物总高一半处的值。对于平顶矩形建筑物迎风 and 背风面

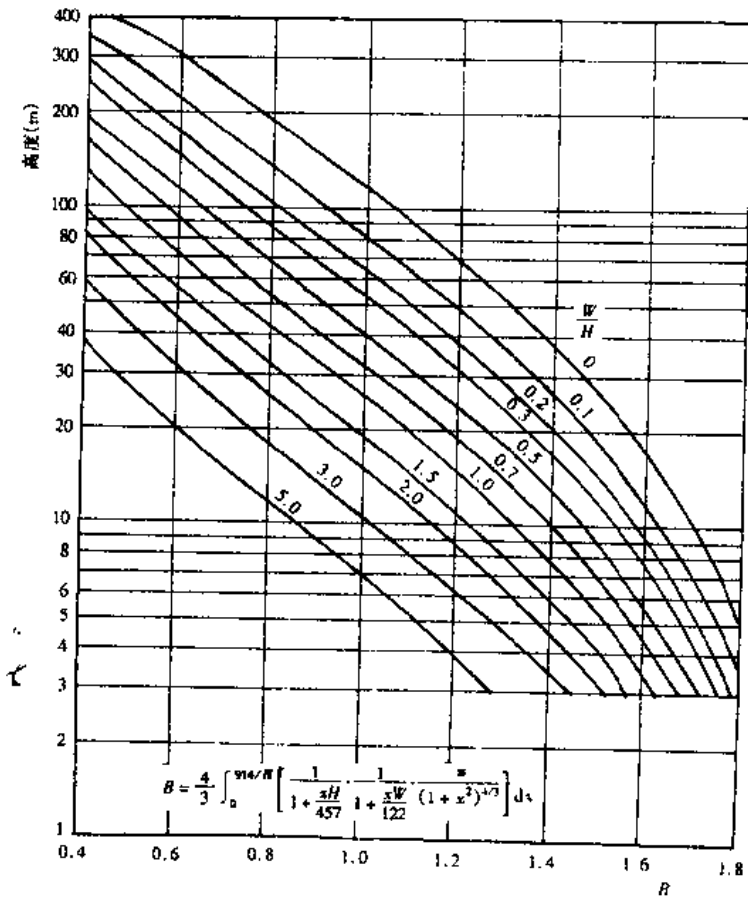


图 9-2 背景湍流因子 B

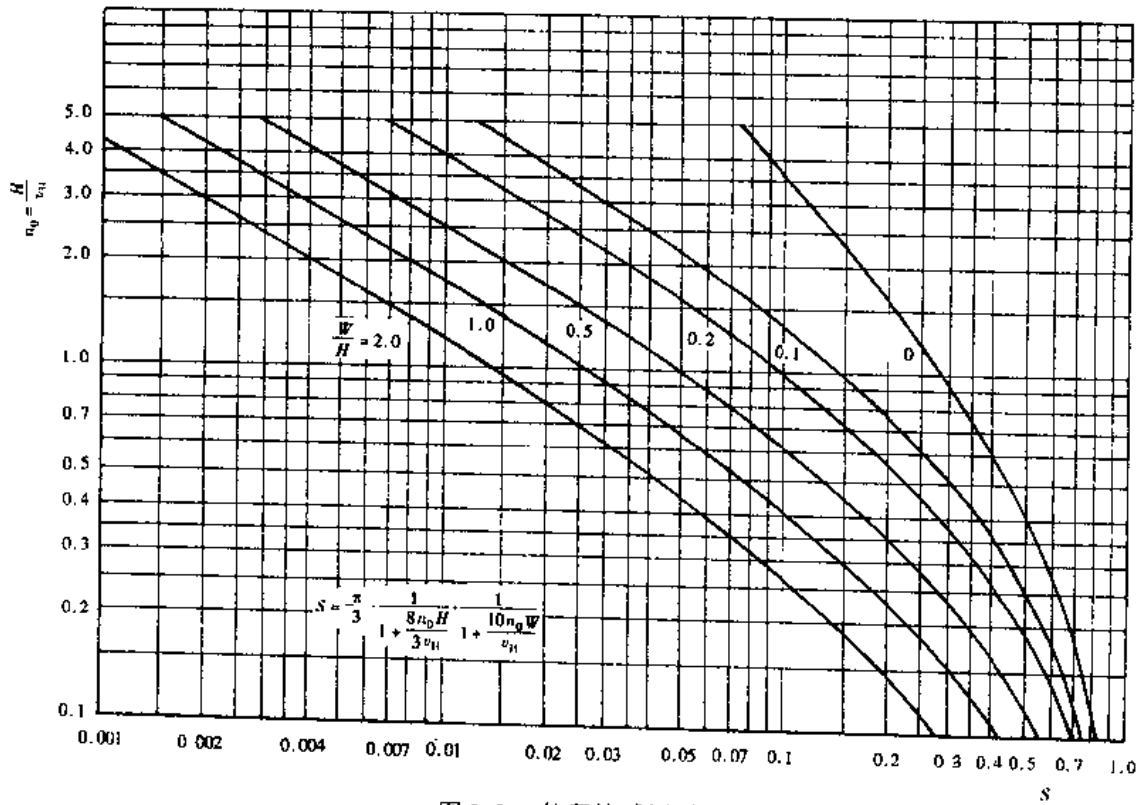


图 9-3 体积缩减因子 S

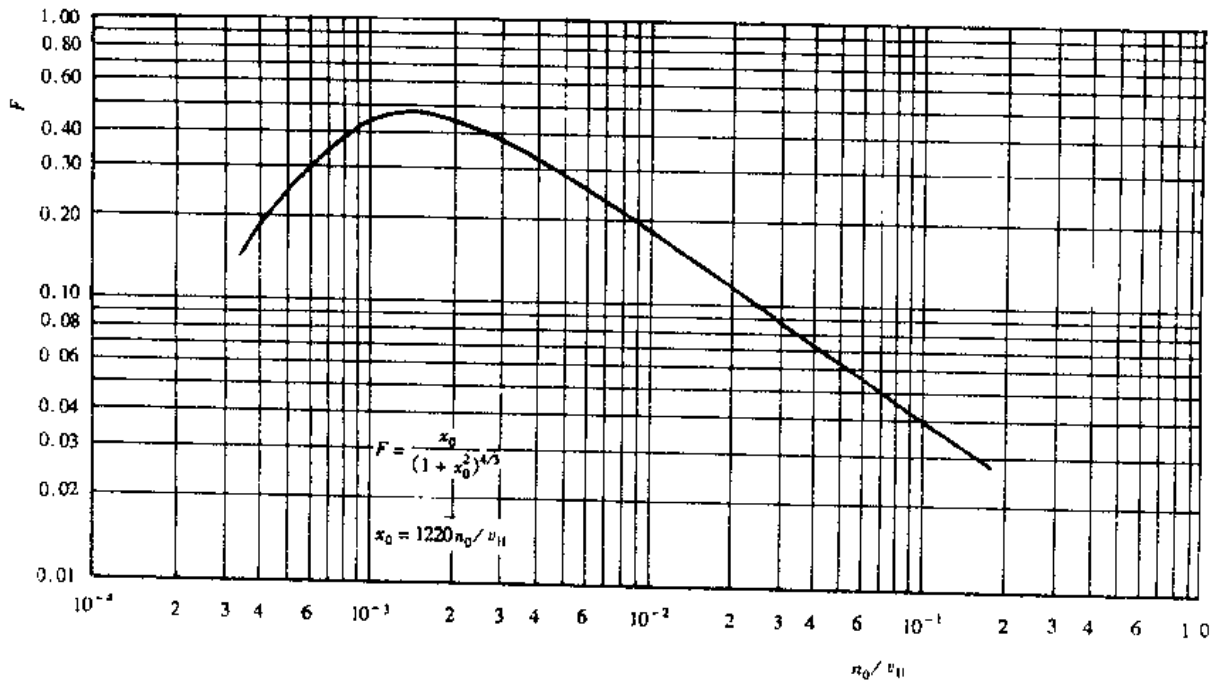


图 9-4 阵风能量比 F

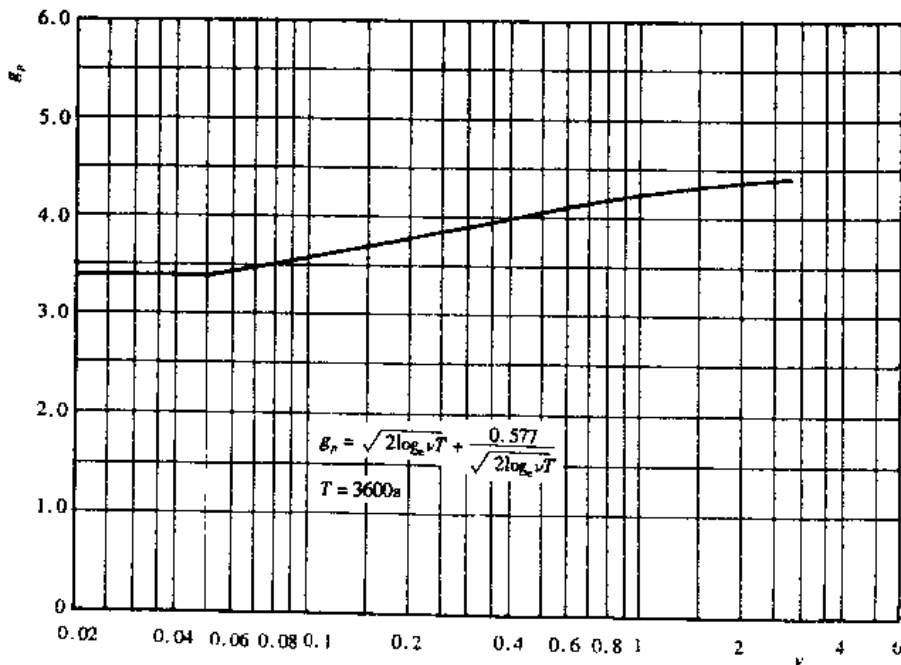


图 9-5 峰因子 g_p

的风压分布示于图 9-6 中(高宽比大于 2)。

例 9-1 已知建筑物高 183m, 宽度 $W = 30.5m$, 深度 $D = 30.5m$, 第一自振频率 $n_0 =$

0.2Hz, 临界阻尼比 $\beta = 0.015$, 地貌为 B 类, 开阔平坦地貌 10m 高度处的风速 $\bar{v}_{10} = 27.4\text{m/s}$, 试求该建筑物的阵风响应因子 C_g 。

解

1. 建筑物顶部风速

$$C_e = 0.5 \left(\frac{183}{12.7} \right)^{0.5} = 1.90$$

(顶部高度变化系数值)

$$\bar{v}_H = 27.4 \times \sqrt{1.90} = 37.5(\text{m/s})$$

2. 几个参数的计算

$$W/H = 30.5/183 = 0.17$$

$$n_0/\bar{v}_H = 0.2/37.5 = 0.0053$$

$$\frac{n_0 H}{\bar{v}_H} = \frac{0.2 \times 183}{37.5} = 0.975$$

3. k, B, S, F 计算:

$$k = 0.10 \quad (\text{B类})$$

$$B = 0.62 \quad (\text{由图 9-2})$$

$$S = 0.11 \quad (\text{由图 9-3})$$

$$F = 0.28 \quad (\text{由图 9-4})$$

4. g_p 计算

$$\nu = 0.2 \sqrt{\frac{0.11 \times 0.28}{0.11 \times 0.28 + 0.015 \times 0.62}} = 0.175(1/\text{s})$$

$$g_p = 3.75 \quad (\text{由图 9-5})$$

5. C_g 计算

$$C_g = 1 + 3.75 \sqrt{\frac{0.10}{1.90} \left(0.62 + \frac{0.11 \times 0.28}{0.015} \right)} = 1 + 3.75 \times 0.375 = 2.41$$

2. 加拿大阵风响应因子 C_g 的来源

(1) 平均风的响应

首先, 假定高层建筑物只计及第一振型的影响, 且假定第一振型为直线形状, 为

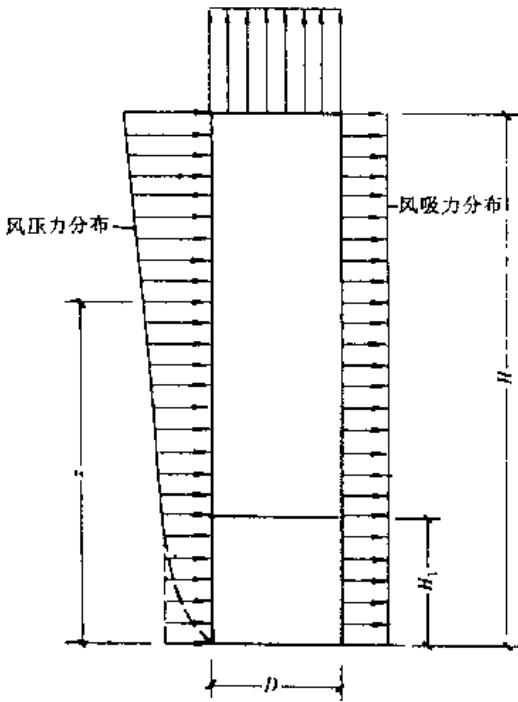
$$X_1(z) = \sqrt{3}z \quad (9-25)$$

式中, z 代表相对高度。若建筑物分布质量为常数 m , 则广义质量 M_1 为

$$M_1 = \int_0^1 m X_1^2(z) dz = m \quad (9-26)$$

如果用 \bar{p}_H 表示靠近建筑物顶部的风压力, 则相对高度 z 处的风压力表示为

$$\bar{p}(z) = \bar{p}_H z^{2\alpha} \quad (9-27)$$



注: $H_1 = \begin{cases} 10(\text{m}) & (\text{A类}) \\ 12.7(\text{m}) & (\text{B类}) \\ 30(\text{m}) & (\text{C类}) \end{cases}$

图 9-6 高层建筑风压分布

由一般的静力学方程,则方程右端的广义平均风荷载*

$$\begin{aligned}\bar{P} &= \int_0^1 \bar{p}(z) X_1(z) dz = \sqrt{3} \bar{p}_H \int_0^1 z^{2\alpha+1} dz \\ &= \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{1}{1+\alpha} \bar{p}_H\end{aligned}\quad (9-28)$$

如果建筑物对应于第一振型的广义刚度用 K 表示,则其平均风的位移响应 \bar{Y} 为

$$\bar{Y} = \frac{\bar{P}}{K} = \frac{1}{K} \frac{\sqrt{3}}{2(1+\alpha)} \bar{p}_H \quad (9-29)$$

(2) 脉动风的动力响应

由风振随机理论,第 j 振型对应的风力谱为

$$\begin{aligned}nS_{F_j}(n) &= \int_0^1 \int_0^1 \int_0^1 \int_0^1 X_j(z) X_j(z') nS_{pr}(p, r, n) dx dx' dz dz' \\ &= \int_0^1 \int_0^1 \int_0^1 \int_0^1 X_j(z) X_j(z') \text{Coh}(x, x', n) \text{Coh}(z, z', n) nS_p(n) dx dx' dz dz' \\ &= \int_0^1 \int_0^1 \int_0^1 \int_0^1 X_j(z) X_j(z') \text{Coh}(x, x', n) \text{Coh}(z, z', n) \frac{4\bar{p}(z)\bar{p}(z')}{\bar{v}(z)\bar{v}(z')} S_v(n) dx dx' dz dz'\end{aligned}\quad (9-30)$$

式中 $S_{F_j}(n)$ ——第 j 振型对应的风力谱;

$S_{pr}(p, r, n)$ ——建筑物迎风面上任意两点 p, r 的风力谱;

n ——脉动风频率(Hz);

$X_j(z), X_j(z')$ ——第 j 振型;

$\text{Coh}(x, x', n)$ ——脉动风水平相关系数,表达式为

$$\text{Coh}(x, x', n) = \exp\left[-\frac{20n|x-x'|W}{\bar{v}(z)}\right] \quad (9-31)$$

式中 x, x' ——相对宽度;

$\text{Coh}(z, z', n)$ ——脉动风竖向相关系数,表达式为

$$\text{Coh}(z, z', n) = \exp\left[-\frac{8n|z-z'|H}{\bar{v}(z)}\right] \quad (9-32)$$

在式(9-30)中,已用到关系式:

$$S_{pr}(p, r, n) = \text{Coh}(x, x', n) \text{Coh}(z, z', n) S_p(n) \quad (9-33)$$

及脉动风压谱与风速谱之间的关系:

$$S_p(n) = 4 \frac{\bar{p}(z)\bar{p}(z')}{\bar{v}(z)\bar{v}(z')} S_v(n) \quad (9-34)$$

式中 $S_p(n)$ ——脉动风压谱;

$S_v(n)$ ——脉动风速谱,通常采用 Davenport 风速谱;

$\bar{p}(z), \bar{p}(z')$ ——任意高度 z, z' 处的平均风压;

$\bar{v}(z), \bar{v}(z')$ ——任意高度 z, z' 处的平均风速;

倘若在式(9-30)中只考虑第一振型,则将式(9-25)代入式(9-30),得

* 静力学方程也可如动力学方程那样采用振型分解法。

$$\begin{aligned}
 nS_{F1}(n) &= 4\bar{p}_H^2 \int_0^1 \int_0^1 \int_0^1 3zz' \text{Coh}(x, x', n) \text{Coh}(z, z', n) \frac{\bar{v}(z)}{\bar{v}_H} \frac{\bar{v}(z')}{\bar{v}_H} \frac{nS_V(n)}{\bar{v}_H^2} dx dx' dz dz' \\
 &= 4 \times 3\bar{p}_H^2 \int_0^1 \int_0^1 \frac{\bar{v}(z)}{\bar{v}_H} \frac{\bar{v}(z')}{\bar{v}_H} zz' \text{Coh}(z, z', n) dz dz' \int_0^1 \int_0^1 \text{Coh}(x, x', n) dx dx' \frac{nS_V(n)}{\bar{v}_H^2} \\
 &= 4\bar{p}_H^2 |J_z(n)|^2 |J_H(n)|^2 \frac{nS_V(n)}{\bar{v}_H^2} \quad (9-35)
 \end{aligned}$$

在式(9-35)中, \bar{p}_H 代表建筑物顶部平均风压, 且已用到如下关系式:

$$\frac{\bar{p}(z)\bar{p}(z')}{\bar{v}(z)\bar{v}(z')} = \frac{\bar{p}_H^2(z \cdot z')^{2\alpha} H^\alpha}{\bar{v}_H^2(z \cdot z')^\alpha} = \frac{\bar{p}_H^2}{\bar{v}_H^2} \left(\frac{\bar{v}(z)}{\bar{v}_H} \cdot \frac{\bar{v}(z')}{\bar{v}_H} \right) \quad (9-36)$$

且有

$$|J_z(n)|^2 = 3 \int_0^1 \int_0^1 \frac{\bar{v}(z)}{\bar{v}_H} \cdot \frac{\bar{v}(z')}{\bar{v}_H} zz' \text{Coh}(z, z', n) dz dz' \quad (9-37)$$

$$|J_H(n)|^2 = \int_0^1 \int_0^1 \text{Coh}(x, x', n) dx dx' \quad (9-38)$$

在式(9-37)和式(9-38)中, 分别代入式(9-31)和式(9-32)之后, Davenport 曾证明了式(9-37)和式(9-38)的积分分别为

$$|J_z(n)|^2 = \frac{1}{(1+\alpha)^2} \cdot \frac{1}{1+C/3} \quad (9-37a)$$

$$|J_H(n)|^2 = \frac{1}{1+C'/2} \quad (9-38a)$$

式(9-37)和式(9-38)中, 已用到 $\frac{\bar{v}(z)}{\bar{v}_H} = z^\alpha H^\alpha$ 的指数关系, 且 \bar{v}_H 代表建筑物顶部风速。系数 C 和 C' 分别为

$$C \approx 8Hn/\bar{v}_H \quad (9-39)$$

$$C' \approx 20Wn/\bar{v}_H \quad (9-40)$$

式(9-39)和式(9-40)中, H, W 分别代表建筑物高度和宽度。

最后, 第一振型对应的风力谱可写作

$$nS_{F1}(n) = 4\bar{p}_H^2 \frac{1}{(1+\alpha)^2} \cdot \frac{1}{1+C/3} \cdot \frac{1}{1+C'/2} \cdot \frac{nS_V(n)}{\bar{v}_H^2} \quad (9-41)$$

由随机振动理论, 建筑物第一振型对应的位移响应为

$$nS_y(n) = \frac{1}{K^2} |H_1(in)|^2 nS_{F1}(n) \quad (9-42)$$

将式(9-41)代入上式之后, 且令

$$\begin{aligned}
 \frac{nS_y(n)}{\bar{y}^2} &= \frac{nS_y(n)}{\left[\frac{1}{K} \cdot \frac{\sqrt{3}}{2(1+\alpha)} \bar{p}_H \right]^2} \\
 &= \frac{16}{3} (1+\alpha)^2 |H_1(in)|^2 \cdot |J_z(n)|^2 \cdot |J_H(n)|^2 \frac{nS_V(n)}{\bar{v}_H^2} \quad (9-43)
 \end{aligned}$$

在式(9-42)和式(9-43)中

$$|H_1(in)|^2 = \frac{1}{16\pi^4 n_0^4 M_1^2 \{ [1 - (n/n_0)^2]^2 + [2\beta(n/n_0)]^2 \}}$$

式中 \bar{Y} ——与式(9-29) 相同;

n_0 ——第一自振频率;

其余符号同前。

由式(9-43) 可得位移根方差:

$$\sigma_y^2 = \int_{-\infty}^{\infty} n S_y(n) d \lg(n)$$

进而可得

$$\frac{\sigma_y^2}{\bar{Y}^2} = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{n S_y(n)}{\bar{Y}^2} d(\log_e n) \quad (9-44)$$

式(9-44) 的积分结果可用图 9-7 表达。将图形面积分成 A_1 和 A_2 两部分, 其中

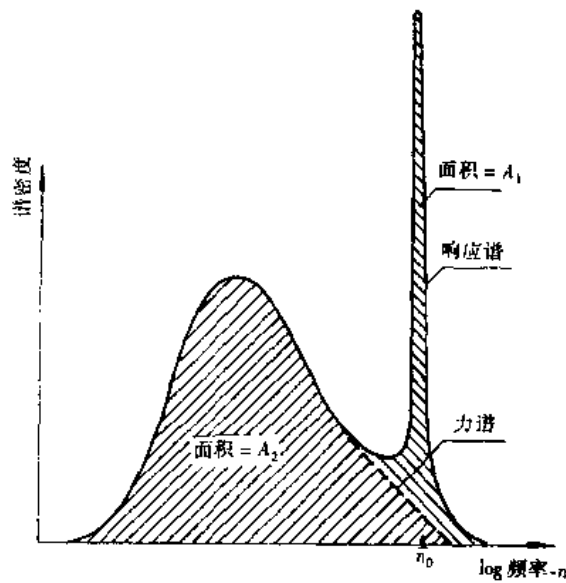


图 9-7 在小阻尼下响应谱与力谱之间的关系

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{\pi}{4\beta} |J_z(n_0)|^2 \cdot |J_H(n_0)|^2 \cdot \frac{n_0 S_y(n_0)}{\bar{v}_{10}^2} \cdot \frac{16}{3} (1 + \alpha)^2 \\ &= \frac{\pi}{4\beta} \cdot \frac{1}{1 + \frac{8\xi_0}{3}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{10\xi_0 W}{H}} \cdot \frac{4.0 k x_0^2}{(1 + x_0^2)^{4/3}} \cdot \frac{16}{3} \left(\frac{10}{H}\right)^{2\alpha} \\ &= \frac{16k}{3} \left(\frac{10}{H}\right)^{2\alpha} \cdot \frac{\pi}{\beta} \cdot \frac{1}{1 + \frac{x_0 H}{457}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{x_0 W}{122}} \cdot \frac{x_0^2}{(1 + x_0^2)^{4/3}} \quad (9-45a) \\ A_2 &= \frac{16}{3} (1 + \alpha)^2 \int_{-\infty}^{\infty} |J_z(n)|^2 \cdot |J_H(n)|^2 \cdot \frac{n S_y(n)}{\bar{v}_{10}^2} d(\log_e n) \\ &= \frac{16}{3} \left(\frac{10}{H}\right)^{2\alpha} \int_0^{914/H} \left[\frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{xW}{122}} \cdot \frac{4.0 kx}{(1 + x^2)^{4/3}} \right] dx \end{aligned}$$

$$= \frac{64k}{3} \left(\frac{10}{H} \right)^{2\alpha} \int_0^{914/H} \left[\frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{xW}{122}} \cdot \frac{x}{(1+x^2)^{4/3}} \right] dx \quad (9-45b)$$

在式(9-45a)和(9-45b)中,已代入 A.G. Davenport 风速谱表达式:

$$\frac{nS_v(n)}{\bar{v}_{10}^2} = \frac{4.0kx^2}{(1+x^2)^{4/3}}$$

式中 \bar{v}_{10} ——10m(33ft)高度处的平均风速;

$$x = 1220n/\bar{v}_H;$$

k ——与地表有关的阻力系数; $k = 0.005$ (开阔地面), $k = 0.05$ (城市中心)。

且式(9-45a),(9-45b)采用了如下符号:

$$\xi = \frac{Hn}{\bar{v}_H} \quad \text{及} \quad \xi_0 = \frac{Hn_0}{\bar{v}_H}$$

而且可以看出,面积 A_1 代表了位移响应的共振影响和贡献, A_2 代表了位移响应的背景部分。

式(9-44)的响应可以写作:

$$\frac{\sigma_y^2}{\bar{y}^2} = A_1 + A_2 \quad (9-44a)$$

(3) 阵风响应因子 C_g

阵风响应因子 C_g 定义为

$$C_g = 1 + g_p \frac{\sigma_y}{\bar{y}} = 1 + g_p \sqrt{A_1 + A_2} = 1 + g_p r \sqrt{B + \frac{SF}{\beta}} \quad (9-46)$$

$$\text{式中} \quad A_1 = r^2 \frac{SF}{\beta} \quad (9-47a)$$

$$A_2 = r^2 B \quad (9-47b)$$

以及

$$r = 4\sqrt{k} \left(\frac{10}{H} \right)^\alpha$$

$$B = \frac{4}{3} \int_0^{914/H} \left(\frac{1}{1 + \frac{xH}{457}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{xW}{122}} \cdot \frac{x^2}{(1+x^2)^{4/3}} \right) dx$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{\pi}{3} \cdot \frac{1}{1 + \frac{x_0 H}{457}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{x_0 W}{122}} \\ &= \frac{\pi}{3} \cdot \frac{1}{1 + \frac{8n_0 H}{3\bar{v}_H}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{10n_0 W}{\bar{v}_H}} \end{aligned}$$

$$F = \frac{x_0^2}{(1+x_0^2)^{4/3}}$$

$$x_0 = 1220n_0/\bar{v}_H$$

现在用 K 代替 k ,且由式(9-23)可知, $K \approx 16k$,则有

$$r^2 = \frac{K}{C_v} \quad (9-48)$$

将式(9-48)代入式(9-46),得

$$C_{e_z} = 1 + g_p \sqrt{\frac{K}{C_e} \left(B + \frac{SF}{\beta} \right)} \quad (9-49)$$

式(9-49)即为加拿大规范的表达式(9-23)。

式中 C_e ——建筑物顶部风压高度变化系数值;
 g_p ——荷载效应的峰因子。

二、其他有关国家风荷载计算

1. 美国

(1) 风荷载计算公式

美国规范规定高宽比大于 5 或自振周期大于 1s 的房屋结构,用下式计算风荷载 p (lb/ft^2):

$$p = C_p \bar{G} q_z \quad (9-50)$$

式中 C_p ——外部压力系数(体型系数);
 \bar{G} ——阵风响应系数(风振系数),稍后作介绍;
 q_z —— z 高度处的速度压力(风压力—— lb/ft^2),按下式计算:

$$q_z = 0.00256 k_z (I \bar{v})^2 \quad (9-51)$$

k_z ——风压高度变化系数,按式(附 9-1)采用;

I ——重要性系数,按表 9-11 取用;

\bar{v} ——基本风速(mile/h)。

重要性系数 I

表 9-11

地貌	距离飓风海岸 100mile 及其他地区	飓风海岸	地貌	距离飓风海岸 100mile 及其他地区	飓风海岸
I	1.00	1.05	III	1.07	1.11
II	1.07	1.11	IV	0.95	1.00

注:飓风海岸指大西洋及墨西哥湾的沿海地区。

在计算 q_z 时,注意对于迎风面墙采用沿高度 z 变化的 q_z ,而计算背风面墙的风力时,改用 q_H ,即整个背风面沿高度无变化,按平均屋顶高度 H 处取值。用于计算迎风面和背风面等处风荷载的方法见图 9-8。

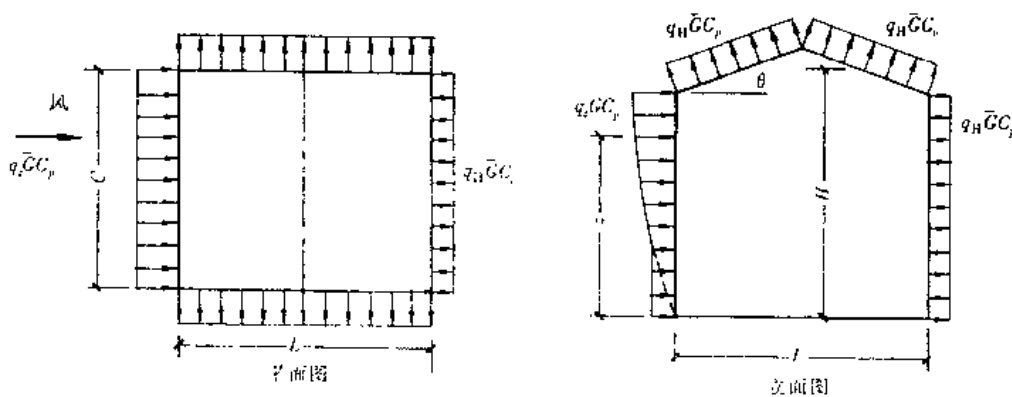


图 9-8 风荷载计算方法图示

(2) 阵风响应系数 \bar{G}

阵风响应系数 \bar{G} 用下式计算:

$$\bar{G} = 0.65 + \left[\frac{P}{\beta} + \frac{(3.32T_1)^2 S}{1 + 0.002C} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (9-52)$$

式中 $P = \bar{f} J Y$ (9-53)

$$\bar{f} = \frac{10.5fH}{s\bar{u}} \quad (9-54)$$

H ——房屋高度(ft);

C ——房屋宽度(ft);

f ——第一自振频率(Hz);

β ——房屋阻尼比;

$$T_1 = \frac{2.35(D_0)^{\frac{1}{2}}}{(z'/30)^{1/\alpha}} \quad (9-55)$$

z' ——取房屋 $\frac{2}{3}$ 的高度(ft);

s, D_0 及将要用到的 γ 值列于表 9-12 中, α 值查附录中的附表 9-8;

J ——风力剖面系数, 由图 9-9 确定;

Y ——共振系数, 由图 9-10 确定;

S ——结构尺度系数, 由图 9-11 确定。

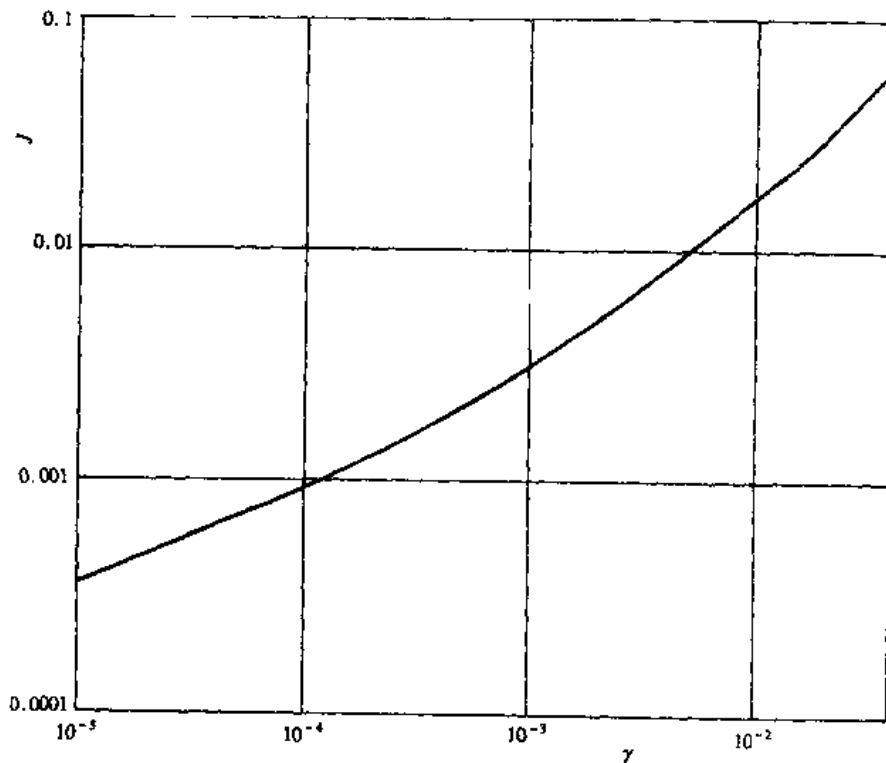
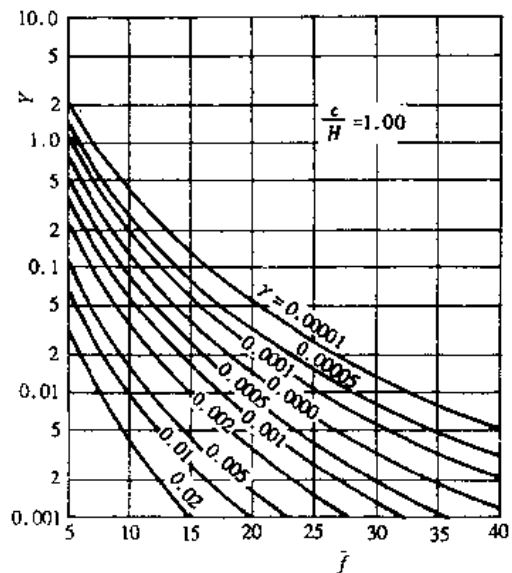
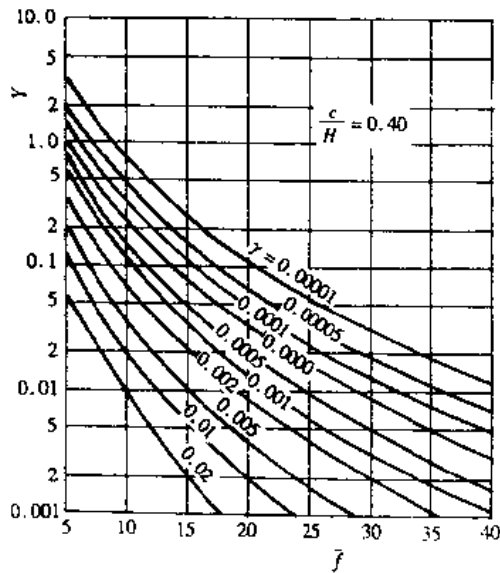
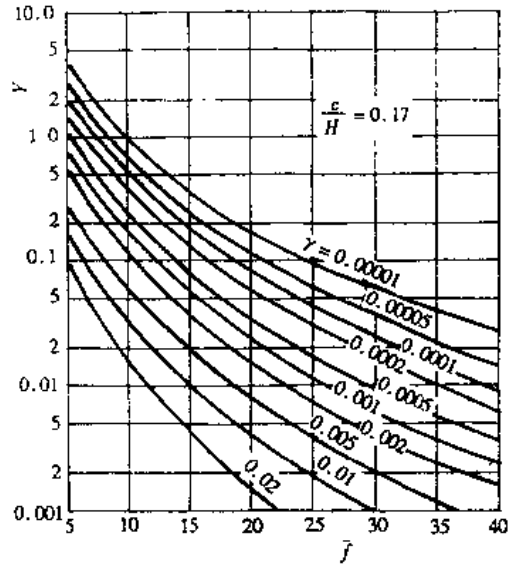
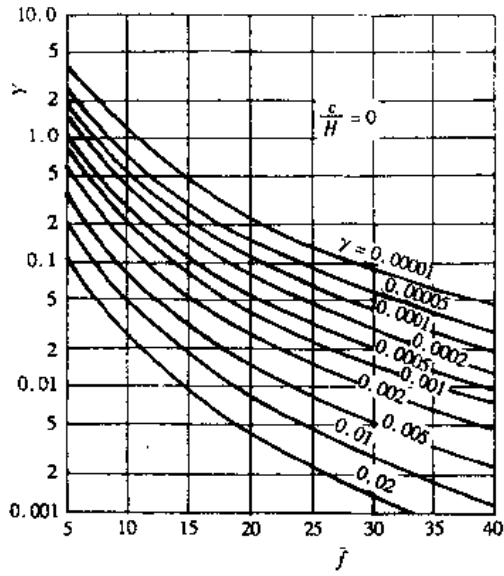


图 9-9 压力剖面系数 J (为 γ 的函数)



注：四组曲线对应于四种不同的 c/H 比。

图 9-10 共振系数 Y (为 γ 及比值 c/H 的函数)

参数 s, γ 和 D_0

表 9-12

地 貌	s	γ	D_0	地 貌	s	γ	D_0
A	1.46	$8.20/H$	0.025	C	1.00	$0.23/H$	0.005
B	1.33	$3.28/H$	0.010	D	0.85	$0.02/H$	0.003

例 9-2 已知房屋高度为 600ft, 宽度为 100ft, 第一自振频率 $f = 0.15\text{Hz}$, 阻尼比 $\beta = 0.02$, 地貌 B 类, 基本风速 $\bar{v} = 90\text{mile/h}$, 求阵风响应系数 \bar{G}_z 。

解

$$\text{由式(9-54) 及表 9-12, } \bar{f} = \frac{10.5 \times 0.15 \times 600}{1.33 \times 90} = 7.89$$

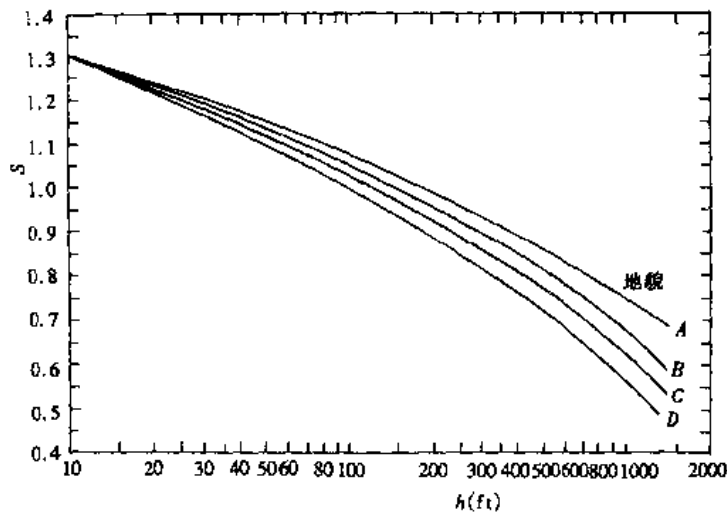


图 9-11 结构尺度系数 S

$$\frac{C}{H} = \frac{100}{600} = 0.166$$

由表 9-12, $\gamma = \frac{3.28}{600} = 0.00547$

由图 9-9, $J = 0.0105$

由图 9-10, $Y = 0.096$

由式(9-53), $P = 7.89 \times 0.0105 \times 0.096 = 0.00795$

由式(9-55)及表 9-12, $T_1 = \frac{2.35 \times (0.01)^{\frac{1}{2}}}{(400/30)^{1/4.5}} = 0.13$

由图 9-11, 得 $S = 0.78$ 。

最后由式(9-52), 得

$$\dot{G} = 0.65 + \left[\frac{0.00795}{0.02} + (3.32 \times 0.13)^2 \times \frac{0.78}{1 + 0.002 \times 100} \right]^{\frac{1}{2}} = 1.37$$

2. 日本

(1) 风荷载计算公式

风荷载由下式计算:

$$P = C_f G_f q A \quad (9-56)$$

式中 P ——风荷载(N);

C_f ——风力系数(体型系数);

G_f ——阵风响应系数, 随后介绍;

A ——迎风面积(m^2);

q ——设计速度压力(N/m^2), 由下式给出:

$$q = \frac{1}{2} \rho \bar{v}_z^2 \quad (9-57)$$

ρ ——空气密度, 取 $1.225 kg/m^3$;

\bar{v}_z ——离地 z 高度处的设计风速,由下式计算:

$$\bar{v}_z = ER\bar{v}_0 \quad (9-58)$$

\bar{v}_0 ——基本风速(m/s),为重现期 50 年、10min 时距的值。

R ——重现期换算系数,按表 9-2 查用;

E ——风速高度变化系数,按附表 9-9 查用。

(2) 阵风响应系数 G_f

有两种方法计算阵风响应系数 G_f ,第一种为简化方法,第二种是精确方法,下面分别予以介绍。

(a) 简化方法

简化方法的 G_f 直接查用表 9-13,但该值只适用于低于 200m 高度的建筑物。

简化方法的阵风响应系数 G_f 表 9-13

地 貌	G_f	地 貌	G_f
I	2.1	III	2.4
II	2.2	IV	2.8

(b) 精确方法

精确方法计算公式如下:

$$G_f = 1 + g_f r_f \sqrt{B_f + R_f} \quad (9-59)$$

式中 g_f ——峰因子,由下式计算:

$$g_f = \sqrt{2 \log_e(600\nu_f)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \log_e(600\nu_f)}}$$

$$\nu_f = n_0 \sqrt{\frac{R_f}{B_f + R_f}} \quad (\text{水准跨越数})$$

$$R_f = \frac{S_f F}{\eta_f} \quad (\text{共振部分系数})$$

n_0 ——建筑物第一自振频率(Hz);

r_f ——风湍流强度系数,按表 9-14 取用;

B_f ——背景部分系数,由图 9-12 求得;图中 L_H 由表 9-14 查用;

H, B ——建筑物高度(m)和宽度(m);

S_f ——湍流影响折减系数,由图 9-13 求得;图中 \bar{v}_H 表示离地为 H 处的风速;

F ——风力谱系数,由图 9-14 求出;

η_f ——建筑物第一阶临界阻尼比。

r_f, L_H 值 表 9-14

地 貌	r_f	L_H	地 貌	r_f	L_H
I	$0.20(10/H)^{0.1}$	$1200(H/10)^{0.1}$	III	$0.37(10/H)^{0.2}$	$1200(H/10)^{0.2}$
II	$0.27(10/H)^{0.15}$	$1200(H/10)^{0.15}$	IV	$0.67(10/H)^{0.3}$	$1200(H/10)^{0.3}$

注:①当 $H \leq z_b$ 时,以 z_b 代替 H ;当 $H > z_c$ 时,以 z_c 代替 H ;

② z_b, z_c 由附表 9-10 查用。

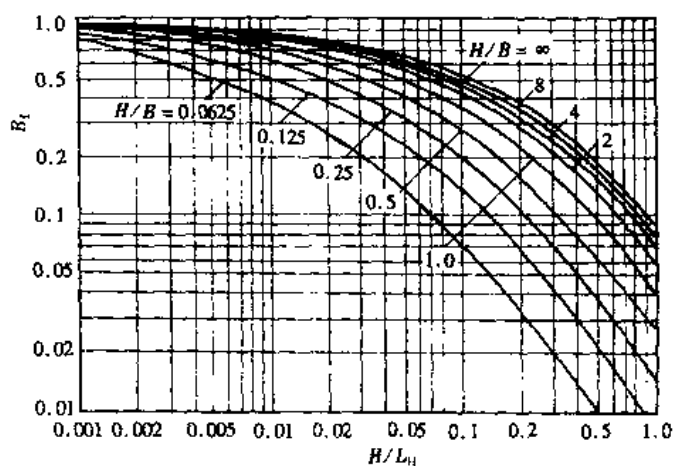


图 9-12 背景部分系数 B_f

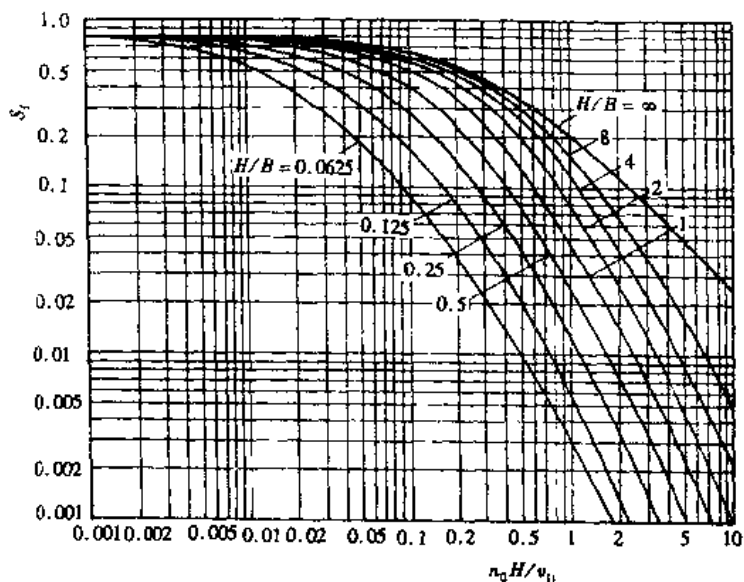


图 9-13 湍流影响折减系数 S_f

例 9-3 某高层建筑钢结构,总高 160.3m,宽为 67.2m,第一自振周期 $T_1 = 4.08\text{s}$,阻尼比 $\eta_f = 0.01$,Ⅲ类地貌,基本风速 $\bar{v}_0 = 35\text{m/s}$,重现期取作 200 年。试用精确方法计算阵风响应系数 G_{fz} 。

解

(1) 重现期调整系数

$$\text{采用式(9-13), } k = 0.61 - 0.11 \ln \left\{ \ln \left(\frac{200}{199} \right) \right\} = 1.14$$

(2) 风速高度变化系数 E

由附表 9-9,地貌为Ⅲ类时:

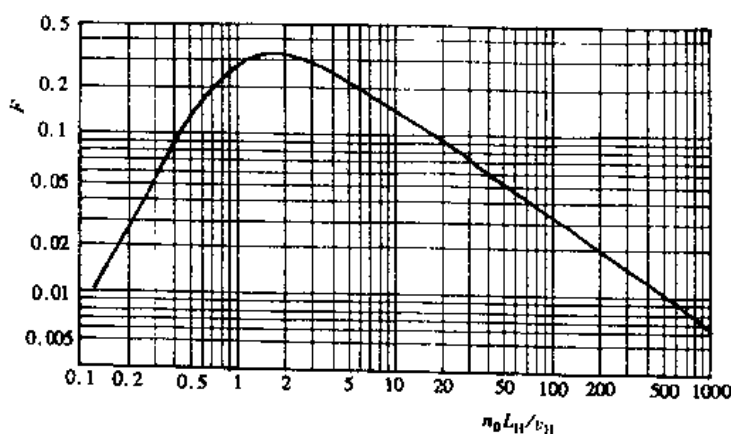


图 9-14 风力谱系数 F

$$E = \begin{cases} 0.87 & (z \leq 15\text{m}) \\ 0.8 \left(\frac{z}{10}\right)^{0.2} & (z > 15\text{m}) \end{cases}$$

(3) 设计风速

由式(9-58)

$$\bar{v}_z = 35 \times 0.87 \times 1.14 = 34.7(\text{m/s}) \quad (z \leq 15\text{m})$$

$$\bar{v}_z = 35 \times 0.8 \left(\frac{z}{10}\right)^{0.2} \times 1.14 = 20.1z^{0.2}(\text{m/s}) \quad (z > 15\text{m})$$

(4) r_f

由表 9-14

$$r_f = 0.37 \times \left(\frac{10}{160.3}\right)^{0.2} = 0.212$$

(5) L_H

由表 9-14

$$L_H = 1200 \times \left(\frac{160.3}{10}\right)^{0.2} = 2090(\text{m})$$

(6) 几个参数

$$H/L_H = \frac{160.3}{2090} = 0.0767$$

$$\bar{v}_H = 20.1 \times 160.3^{0.2} = 55.5(\text{m/s})$$

$$n_0 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{4.08} = 0.245(\text{Hz})$$

$$\frac{n_0 H}{\bar{v}_H} = \frac{0.245 \times 160.3}{55.5} = 0.708$$

$$\frac{n_0 L_H}{\bar{v}_H} = \frac{0.245 \times 2090}{55.5} \approx 9.23$$

$$H/B = \frac{160.3}{67.2} = 2.39$$

(7) B_f

由图 9-12, $B_f = 0.51$

(8) S_f

由图 9-13, $S_f = 0.145$

(9) F

由图 9-14, $F = 0.149$

(10) R_f

$$R_f = \frac{0.145 \times 0.149}{0.01} = 2.16$$

(11) ν_f

$$\nu_f = 0.245 \sqrt{2.16 / (0.51 + 2.16)} = 0.220$$

(12) g_f

$$g_f = \sqrt{2 \log_e(600 \times 0.220)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \log_e(600 \times 0.220)}} = 3.31$$

(13) G_f

$$G_f = 1 + 3.31 \times 0.212 \sqrt{0.51 + 2.16} = 2.15$$

实际上,该建筑物也能用简化方法计算,由表 9-13 查得 $G_f = 2.4$,比精确方法略大。

3. 欧洲钢结构协会

(1) 风荷载计算公式

高度 z 处的最大设计风压 q_z 由下式给出:

$$q_z = \bar{q}_{10} S_z^2 [\psi_z^2 + \varphi_z \sqrt{B + R}] \quad (9-60)$$

式中 S_z ——地形系数。平坦的或稍有起伏的地形, $S_z = 1$;

ψ_z ——风速高度变化系数,按式(附 9-2) 或附图 9-1 采用;

φ_z ——风压脉动影响系数, $\varphi_z = 7I(z)\psi_z^2$,或由图 9-15 给出; $I(z)$ 见式(附 9-6);

B ——脉动风压空间相关系数,由图 9-16 给出,系数 l_e 由表 9-15 查用;

系数 l_e 值

表 9-15

效 应	底部横向剪力	底部弯矩	顶点转动	顶部位移
l_e	H	$0.75H$	$0.55H$	$0.44H$

R ——结构振动影响系数,其表达式为

$$R = \frac{2\pi}{\delta} H_0 E_0 B_0 \quad (9-61)$$

式中 δ ——对数衰减率, $\delta = 0.03$ (钢), $\delta = 0.06$ (钢筋混凝土);

H_0 ——系数,为

$$H_0 = \begin{cases} 0.3 & \text{(底部横向剪力效应)} \\ 0.67 & \text{(底部弯矩效应)} \\ 0.86 & \text{(顶部位移效应)} \end{cases}$$

E_0 ——系数,是 $\frac{n_0}{v_{10}}$ 的函数,由图 9-17 给出;

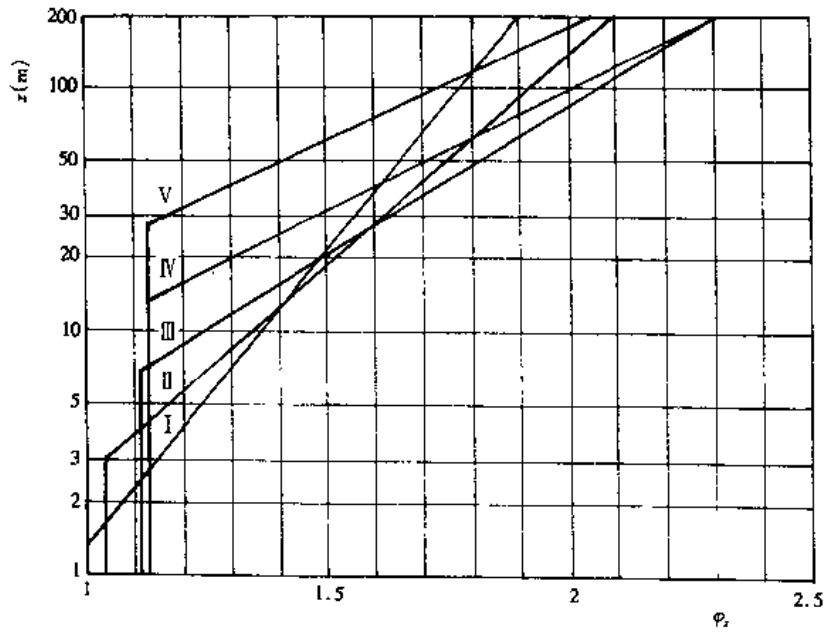


图 9-15 系数 φ_2

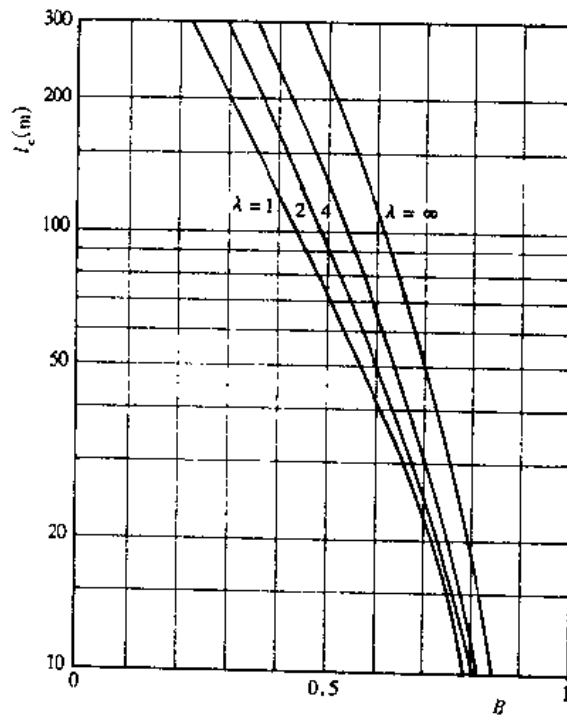


图 9-16 系数 B

(注:高层建筑一般仅用第一振型 $\lambda = 1$ 的情况)

B_0 ——系数,是 $\frac{n_0 H}{v_{10}}$ 的函数,由图 9-18 给出;

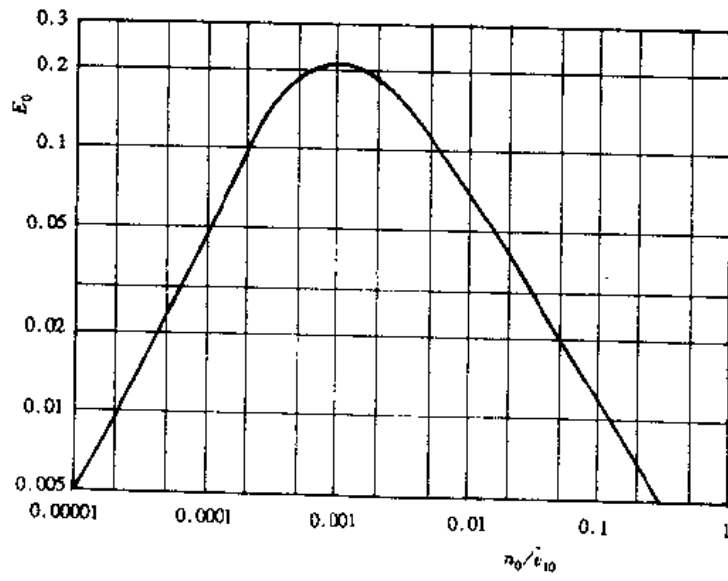


图 9-17 系数 E_0

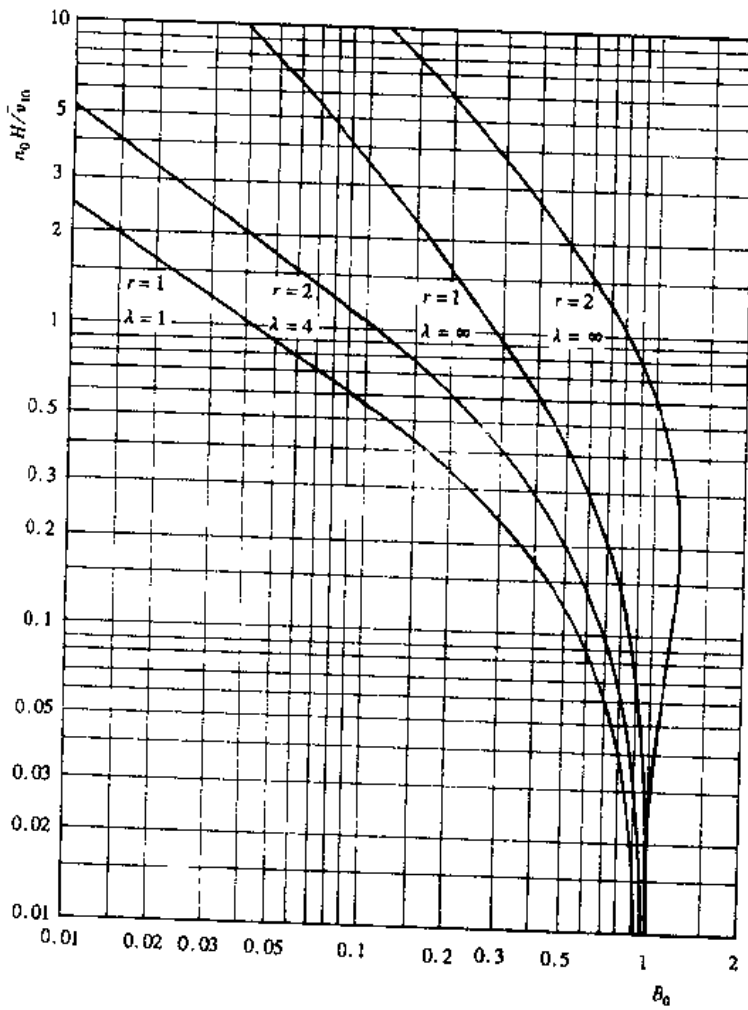


图 9-18 系数 B_0

(注: 高层建筑一般仅用到第一振型 $r=1, \lambda=1$ 的情况)

n_0, H, \bar{v}_{10} ——分别代表第一自振频率(Hz)、高度(m)和10m高度处的平均风速;
 \bar{q}_{10} ——10m高度处的平均设计风压(kN/m²),表达式为

$$\bar{q}_{10} = \frac{1}{2} \rho \bar{v}_{10}^2 \quad (9-62)$$

式中 ρ ——空气密度, $\rho = 1.225 \times 10^{-3} \text{ t/m}^3$;
 \bar{v}_{10} ——10m高度处平均设计风速;

可以看出,欧洲钢结构协会的风振系数 G_z 表达式为

$$G_z = 1 + \frac{\varphi_z}{\psi_z^2} \sqrt{B + R} \quad (9-63a)$$

或
$$G_z = 1 + 7I(z) \sqrt{B + R} \quad (9-63b)$$

4. 中国

(1) 风荷载计算公式

作用于建筑物表面上的风荷载标准值,由下式计算:

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_r \mu_r w_0 \quad (9-64)$$

式中 w_k ——风荷载标准值(kN/m²);
 μ_s, μ_z, w_0 ——与式(9-1)相同;
 μ_r ——重现期调整系数,一般高层取 $\mu_r = 1.1$;对重要高层,取 $\mu_r = 1.2$;
 β_z —— z 高度处的风振系数,随后给出。

(2) 风振系数

高层建筑在 z 高度处的风振系数 β_z 由下式给出:

$$\beta_z = 1 + \frac{\xi \nu \varphi_z}{\mu_z} \quad (9-65)$$

式中 ξ ——脉动增大系数;
 ν ——脉动影响系数;
 φ_z ——振型系数;
 μ_z ——风压高度变化系数。

由于读者对式(9-64)和式(9-65)较为熟悉,故这里不再列出系数或参数 ξ, ν 和 φ_z 的计算方法和表格,可参阅文献[31]。

5. 关于高层建筑背风面风压的分布

文献[38]在引用达文波特(Davenport)的研究时,作出的结论是:“建筑物的背风面全部承受负压。而且整个背面的负压分布是比较均匀的”。美国规范(文献[25])也指出:“迎风面墙的压力系数相应于速度压力 q_z ,因而设计压力随离地面高度而变化。在背风面及侧面墙上,由于压力系数值相应于平均屋面高度处的压力 q_H ,因而其设计压力是均匀的。”美国规范规定的背风面风压力计算方法见图9-8。另外,在国际上有较高声誉的加拿大规范也规定了背风面的风压力为常数,不随高度而发生变化,其背风面的风压分布见图9-6。我国上海市的上海新锦江饭店的风荷载就是按加拿大规范计算,并以此作为设计的依据,可详见文献[39]。可以看出,对于不太高的高层建筑来说,考虑背风面的风压分布与迎风面相同,结果与实际的总风力沿高度变化规律的差别还不明显,但是,对于超高层建筑来说,其总风荷载沿

高度的变化会有很大的差别,必然会出现上大下小的趋势,与实际情况偏离较大,因此在超高层建筑中需要认真考虑这一问题。

例 9-4 某超高层钢结构建筑,总高 300m,80 层,高宽比为 8(宽为 37.5m),第一自振周期 $T_1 = 6.5s$,按我国标准基本风压 $w_0 = 0.60kN/m^2$,属我国规范的 C 类地貌,试用我国、加拿大、日本、美国及欧洲钢结构协会(European Convention for Constructional Steelwork,简称 ECCS)规定计算该建筑物的风力(标准值),并对沿高度分布的风力、剪力及弯矩进行比较。

解

1. 基本风压换算

(1) 加拿大

加拿大规范规定基本风压的标准为重现期 30 年,时距为 1h,10m 高度,A 类地貌($\alpha = 0.14$),这里只进行时距换算:

$$w_0 = 0.60 \div (1.067)^2 = 0.527(kN/m^2)$$

(2) 日本

日本基本风压标准为重现期 50 年,时距为 10min,II 类地貌($\alpha = 0.15$),10m 高度,应进行重现换算:

$$w_0 = 0.60 \times 1.1 = 0.66(kN/m^2)$$

(3) 美国

美国基本风压标准为重现期 50 年,时距为最快湍速,但高层建筑时距为 1h,C 类地貌($\alpha = 0.143$),10m 高度,应进行重现期和时距的换算:

$$w_0 = 0.60 \times 1.1 \div (1.067)^2 = 0.58(kN/m^2)$$

(4) ECCS

ECCS 的基本风压标准为重现期 50 年,时距 10min,II 类地貌($\alpha = 0.15$),10m 高度,应进行重现期换算:

$$w_0 = 0.60 \times 1.1 = 0.66(kN/m^2)$$

以上换算未计及概率分布的差别。

2. 地貌和高度变化系数

我国规范 C 类($\alpha = 0.20$)地貌,大体相当于加拿大 B 类($\alpha = 0.25$),日本 III 类($\alpha = 0.20$),美国 B 类($\alpha = 0.222$),ECCS 的 III 类($\alpha = 0.20$,或 $z_0 = 0.30m$),故相应的高度变化系数为

$$\mu_z = 0.713(z/10)^{0.4} \quad (\text{中国})$$

$$C_e = 0.5(z/12.7)^{0.5} \quad (\text{加拿大})$$

$$E^2 = \begin{cases} 0.76 & (z \leq 15m) \\ 0.64(z/10)^{0.4} & (z > 15m) \end{cases} \quad (\text{日本})$$

$$K_z = 2.58(z/366)^{0.444} \quad (\text{美国})$$

$$\psi_z^2 = 0.05[\ln(z/0.3)]^2 \quad (\text{ECCS})$$

3. 体型系数

$$\mu_s = 0.8 + (0.48 + 0.03 \times 8) = 1.52 \quad (\text{中国})$$

$C_p = 0.8$ (迎风)	(加拿大)
$C_p = 0.5$ (背风)	
$C_f = 1.3$	(日本)
$C_p = 0.8$ (迎风)	(美国)
$C_p = 0.5$ (背风)	
$C_f = 1.3$	(ECCS)

4. 风振系数

风振系数与阻尼比有关,根据有关国家规范的规定或取法,本例中,我国规范取 0.01,加拿大规范取 0.015,其余日本、美国及 ECCS 规范或规定分别取 0.01,0.01 和 0.03(对数衰减率),由此可得风振系数为

$$\beta_z = 1 + 2.15\varphi_z/\mu_z \quad (\text{中国})$$

$$C_g = 2.635 \quad (\text{加拿大})$$

$$C_f = 2.062 \quad (\text{日本})$$

$$\bar{G} = 1.715 \quad (\text{美国})$$

$$G_z = 1 + 7I(z) \begin{cases} 0.70 & (\text{基底剪力}) \\ 0.92 & (\text{基底弯矩}) \end{cases} (\text{ECCS})$$

我国规范的第一振型坐标 φ_z 取

$$\varphi_z = \tan \left[\frac{\pi}{4} (z/H)^{0.7} \right]$$

5. 风力分布

风力计算时统一取重现期为 50 年,因此,对我国和加拿大规范中的基本风压,还应乘以 1.1 的重现期修正系数。我国、加拿大、日本、美国及 ECCS 规范或标准的风力分别按式(9-64), (9-22), (9-56), (9-50), (9-60) 计算,其风力沿高度的分布绘于图 9-19 中。其中 ECCS 仅绘出了对应于基底剪力的风力。

6. 剪力和弯矩分布

由图 9-19 的风力,可分别计算不同高度处的剪力和弯矩,其剪力和弯矩沿高度的分布分别绘于图 9-20 和图 9-21 中。

7. 分析与比较

由图 9-19,图 9-20 和图 9-21 看出,这几个国家规范或组织规定的风力大体上是比较接近的,其中基底剪力和基底弯矩的比较见表 9-16。

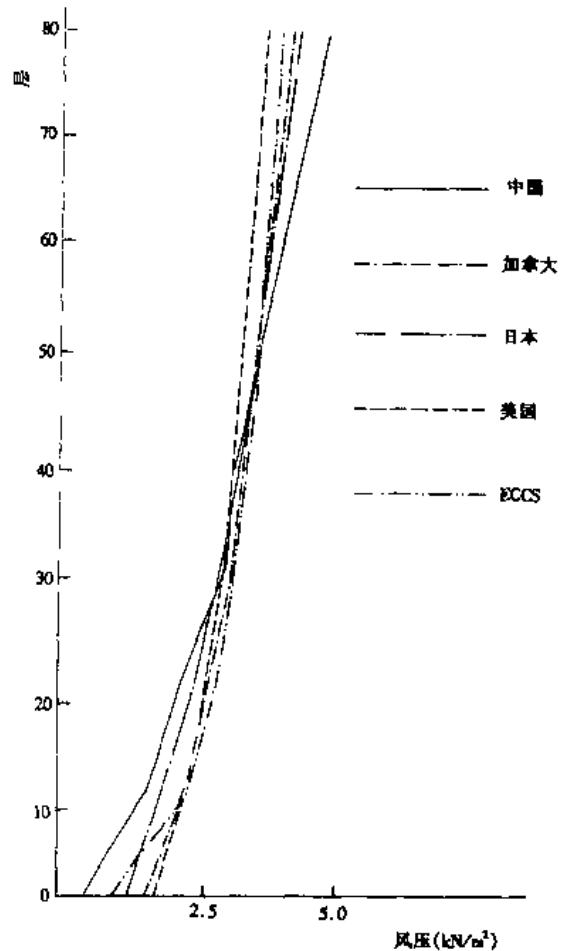


图 9-19

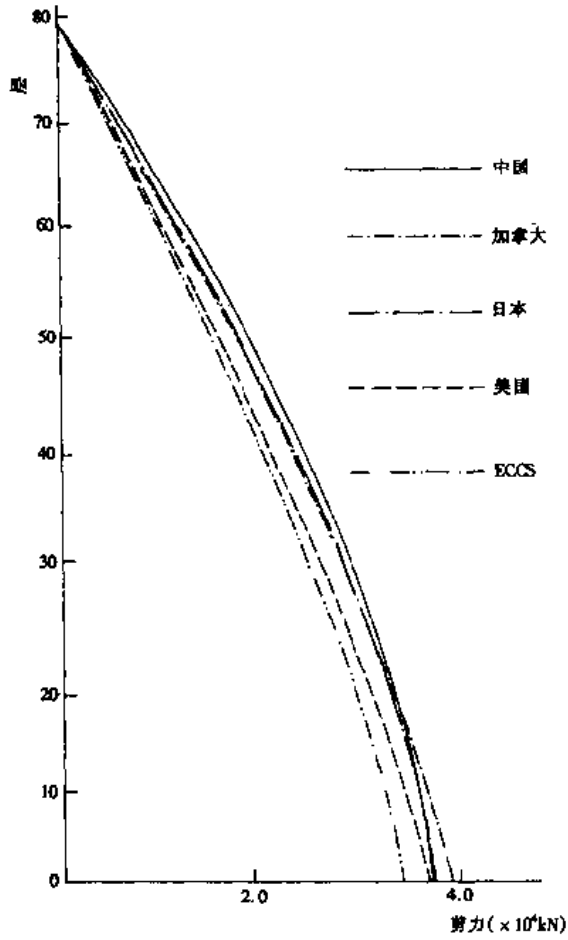


图 9-20

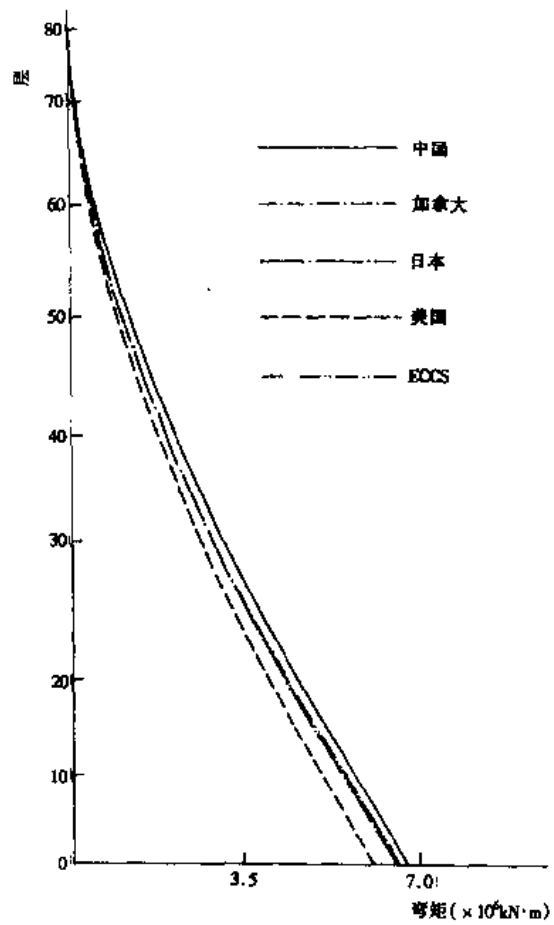


图 9-21

基底剪力和基底弯矩比较

表 9-16

规范名称	中 国	加 拿 大	日 本	美 国	ECSS
基底剪力	1.00	1.05	1.01	0.99	0.92
基底弯矩	1.00	0.974	0.97	0.90	0.98

我国规范与其他国家或组织的规范结果相比较,风力沿高度变化的规律不太一样,下部风力小而上部风力大,风力沿高度增长较大,从而沿高度方向上剪力和弯矩是最大的。产生以上情形的原因有三个,第一,加拿大、日本、美国的风振系数为常数,而我国规范是沿高度增加的,虽然 ECSS 的风振系数也与高度有关,但随高度的增长是减少的;第二,加拿大、美国的背风面风压沿高度为一常数,而我国规范仍与迎风面一样的规律随高度增加;第三,我国规范的高度变化系数随高度的增长是最快的,顶点高度变化系数值是最大的,分别是加拿大、日本、美国和 ECSS 的 1.14, 1.12, 1.18, 1.10 倍。

§9.3 横风向风振动力计算

由于横风向风振动力的机理比较复杂,影响因素很多,下面先简单介绍它的机理和影响因素,然后再讨论其计算和处理方法。

一、横风向风振动力机理分析

一般地,有多种不同类型的横风向振动,但与高层建筑有关的,大致有如下几种:

强迫振动	}	抖 振	(buffeting)
		涡激振动	(vortex-induced vibration)
自激振动	}	驰 振	(galloping)
		颤 振	(flutter)

下面一一予以介绍。

1. 抖振

当一建筑物处于另一建筑物的卡门涡列(见2.的解释)中,可发生抖振。例如,两靠近的细长建筑物,背风向一幢就有可能发生抖振,若这时背后一幢建筑物的频率与顺风向频率接近的话,就可能极易发生抖振,故有人称,抖振实际上是一种顺风向共振。目前,国际上有的专家已进行过高层建筑抖振的风洞试验,结论是大致在建筑物较细长、结构阻尼比较小的某一部分情况下,抖振是有可能发生的,但只限于初步研究中,未见在工程上应用。

2. 涡激振动

当建筑物上有风作用时,就会在建筑物两侧背后产生交替的涡流,且将由一侧然后向另一侧交替脱落,形成所谓的卡门涡列。卡门涡列的发生会使建筑物表面的压力呈周期变化,其结果使建筑物上作用有周期变化的力,作用方向与风向相垂直,称为横风向的作用力或升力。这种由交替涡流引起且与风向相垂直的振动,按发生原因称作涡流激振。涡流激振基本上是伴随着涡流的发生而产生的强迫振动,但是一旦振动增强,又会由振动控制的涡流发生,表现出自激振动的特性。一般地,只有位于共振风速(或称临界风速)的某特定风速范围内,振动才变得较为显著。

3. 驰振、颤振

由于高层建筑类的建筑物,不像飞机、轮船那样具有流线型,多为具有棱边方角的物体,当风作用到这种建筑物上时,在建筑物周围通常气流呈分离型,而且伴有随时间面变化的尾流。高层建筑物是一弹性体,故在某一特定范围内常发生驰振、颤振的空气动力学上的失稳式振动。前述涡激振动是通常形状的建筑物必然伴随的现象,而驰振和颤振则因建筑物的断面形状不同而有差异,它多发生于具有箱形截面和H形截面的建筑物。

在通常情况下,横风向弯曲单自由度振动称为驰振,而扭转单自由度振动称为颤振,弯曲和扭转的两自由度耦合振动称为弯扭颤振。驰振和颤振一旦发生,便成为剧烈的振动,这种失稳式的振动具有自激振动的因素,即在振动过程中,由建筑物本身的运动不断给激振力提供能量,助长了运动的发生。

驰振和颤振现象可认为是由在建筑物受风上侧断面边缘产生的伴随建筑物振动而放出的所谓前缘分离涡流引起的振动,这种振动现象的发生与由建筑物背后形成的卡门涡流发

生的激振无关,它与涡激振动有本质的区别。总的来说,对驰振和颤振发生机理的详细认识还值得进一步探讨,目前暂且认为这种现象是激振的一种。在理论上,对驰振和颤振激振的发振风速的方法正处于积极的探索研究之中,现阶段尚未得到可供实用的成果。

二、横风向风振动力的计算与处理

1. 涡激振动

当气流绕圆形建筑物均匀流动时,会出现旋涡脱落频率与建筑物自振频率相一致的情况,这时建筑物不断从风中获取能量,有产生较大横向风共振的危险。发生横向风共振的平均风速称为临界风速,临界风速 \bar{v}_{cr} (m/s) 可用无量纲的斯超海尔数(Strouhal number) S 表示:

$$\bar{v}_{cr} = \frac{D}{ST} \quad (9-66)$$

式中 D ——圆形截面建筑物直径或迎风面最小宽度(m);

T ——建筑物的自振周期(s);

S ——对圆形或近似圆形的建筑物, $S = 0.18 \sim 0.20$ 。

从实验中已观察到,建筑物一旦产生共振,则建筑物的自振频率就控制了旋涡脱落频率,甚至当外部的风速变化使名义上的斯超海尔频率偏离了自振频率的百分之几时,其旋涡脱落仍被控制住,这一现象通常称为锁定(lock-in)。在锁定区内旋涡脱落频率是不变的,锁定对旋涡脱落的影响示于图 9-22。由锁定现象看出,自发生涡激共振开始时起,在一定的风速范围内将发生涡激共振,这一风速范围有可能位于建筑物某一高度处至顶端的区域内,这一区域即为共振区高度。计算时,共振区的风速仍为临界风速 \bar{v}_{cr} 。

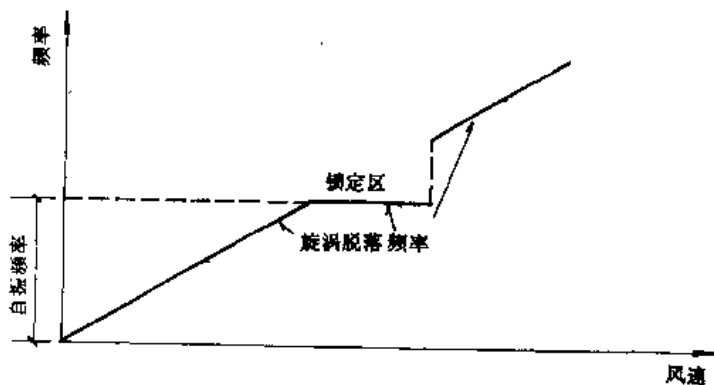


图 9-22

由日本规范^[27]的规定,当细长建筑物的自振周期 T 符合式(9-67)时,需要考虑涡激共振引起的设计荷载

$$T \geq \frac{1}{1.5} \frac{1}{S} \frac{D}{\bar{v}} \quad (9-67)$$


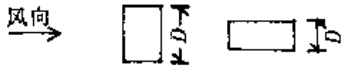
式中 D ——建筑物外径(m);当为塔状建筑物时,取 2/3 高度处的值;

\bar{v} ——设计风速(m/s);当为塔状建筑物时,取 2/3 高度处的风速值;

S ——斯超海尔数,正方形或长方形截面建筑物,取 $S = 0.15$,圆形 $S = 0.18$ 或 0.25 ,见表 9-17。

斯超海尔数 S

表 9-17

截面形状	$\bar{v}_H D < 100$ (或 $\bar{v} D < 100$)	$\bar{v}_H D \geq 100$ (或 $\bar{v} D \geq 100$)
	0.18	0.25
	0.15	0.15

下面介绍加拿大、日本及我国规范的规定和计算公式。

(1) 加拿大

当高与直径之比大于 5 时,可以认为建筑物是细长的。对于细长的悬臂结构,例如高层建筑等,当涡流脱落频率与结构物自振频率相等时,结构物顶部的风速 \bar{v}_H 由下式给出:

$$\bar{v}_H = \frac{1}{S} n D \quad (9-68)$$

式中,符号 S 与 D 含义与式(9-66)或式(9-67)相同,符号 n 代表结构物自振频率(Hz)。其中,对于圆形或接近于圆锥形建筑物的斯超海尔数 S 值为

$$S \approx \begin{cases} 1/6 & (\text{雷诺数 } R_e < 2 \times 10^5) \\ 1/5 & (\text{雷诺数 } R_e > 2 \times 10^5) \end{cases}$$

雷诺数 $R_e = 6\bar{v}_H D \times 10^4$ 。

圆柱形建筑物涡流脱落动力影响可用一个作用于结构物顶部 1/3 范围内的等效静力荷载表达,该范围内每单位高度的等效静力荷载 F_L 由下式给出:

$$F_L = \frac{C_1}{\sqrt{H/D} \sqrt{\beta - C_2 \frac{\rho D^2}{M}}} q_H D \quad (9-69)$$

式中 β ——结构物临界阻尼比;

H/D ——高与直径比;

q_H ——对应于 \bar{v}_H 的风压力, $q_H = 0.6\bar{v}_H^2$ (N/m²);

M ——结构物顶部 1/3 范围内每单位长度的质量(kg/m);

ρ ——空气密度, $\rho \approx 1.2$ kg/m³;

C_1, C_2 ——系数,在大多数情况下取值为:

$$C_1 = \begin{cases} 3 & (H/D > 16) \\ 3\sqrt{H/D} & (H/D < 16) \end{cases}$$

$$C_2 = 0.60$$

式(9-69)中,若 $\beta < C_2 \frac{\rho D^2}{M}$ 时,则振幅将很大,直至出现一倍于直径大小的值。

对于圆锥形建筑物, 涡流脱落力将有所减少, 但如果顶部 $\frac{1}{3}$ 范围内直径的变化与该范围内平均直径相比较, 小于 10% 时, 仍可用(9-69) 公式计算。

上述公式原则上适用于第一阶频率, 若用式(9-69) 计算高阶频率的 F_L 时, 将是比较粗略的估算。

除圆形截面以外的其他形式截面的细长建筑物, 也可以产生涡流发散, 但其大小是很有限的, 当顶部风速 \bar{v}_H 大于 $7nD$ 时, 有可能产生其他形式的横风向运动, 这时, 进行风洞试验是最好的方法。

(2) 日本

对于圆形截面的结构物, 第一振型横风向共振设计风力由下式计算:

$$P_r = C_r q_r D \quad (9-70)$$

式中 P_r ——单位长度风力(N/m);

q_r ——共振时风压力(N/m²);

C_r ——共振风力系数;

D ——结构物离地为 z (m) 处的外径(m); 当为塔状建筑物时, 取其 2/3 高度处的值。

下面介绍关于 q_r 和 C_r 的计算:

共振时 q_r 用下式计算:

$$q_r = \begin{cases} 1.5 q_{rc} \frac{z}{H} & (\text{塔状结构物}) \\ q_{rc} & (\text{其余结构物}) \end{cases} \quad (9-71)$$

式中, 高度 z 及 H 与前述相同, 共振时标准风压力 q_{rc} (N/m²) 取下面两式中的较小者:

$$q_{rc} = \begin{cases} \frac{1}{2} \rho \bar{v}_{cr}^2 \\ \frac{1}{2} \rho \bar{v}^2 \end{cases} \quad (9-72)$$

式中, ρ 代表空气密度, 取 1.2kg/m³; \bar{v}_{cr} 由式(9-66) 计算; \bar{v} 与式(9-67) 相同, 为设计风速。在计算 \bar{v}_{cr} 时, 斯超海尔数 S 按表 9-17 取值。

共振时风力系数 C_r 由表 9-18 确定。

共振时风力系数 C_r

表 9-18

范 围	$\rho_B \sqrt{\beta} < 10$	$\rho_B \sqrt{\beta} \geq 10$
$6 \leq \bar{v}_{cr} D < 100$	$\frac{0.7 + 1.9(1 - \rho_B \sqrt{\beta})^2}{\sqrt{\beta}}$	$0.7/\sqrt{\beta}$
$\bar{v}_{cr} D \geq 100$	$\frac{1.5 + 0.5(1 - \rho_B \sqrt{\beta})^2}{\sqrt{\beta}}$	$1.5/\sqrt{\beta}$

表中 β ——结构物临界阻尼比;

ρ_B ——结构物平均密度(kg/m³), 用下式计算:

$$\rho_B = \begin{cases} \frac{W}{9.8HDD_H} & (\text{塔状结构}) \\ \frac{W}{9.8HD^2} & (\text{其余结构物}) \end{cases} \quad (9-73)$$

式中 W ——结构物重量(N);
 H ——结构物总高度(m);
 D_B ——塔状结构物底部外径(m);
 D ——与式(9-70)相同。

(3) 中国^[35]

对圆形等截面高层建筑物,横风向共振采用下述方法和公式验算。首先按式(9-74)和式(9-75)计算临界风速 \bar{v}_{cr} 和顶部设计风速 \bar{v}_H :

$$\bar{v}_{cr} = 5 \frac{D}{T_1} \quad (9-74)$$

$$\bar{v}_H = 4D \sqrt{\mu_z \mu_r w_0} \quad (9-75)$$

式中 D ——建筑物外径(m);
 T_1 ——建筑物第一自振周期(s);
 μ_z ——建筑物顶点风压高度变化系数,按式(附9-3)计算;
 μ_r ——重现期调整系数,按式(9-64)取值;
 w_0 ——基本风压(kN/m²)。

当圆形等截面高层建筑的高与直径比 $H/D \geq 5$ 或 $\bar{v}_{cr} < \bar{v}_H$ 时,应进行横风向共振验算,否则可不必验算。横风向共振区离地高度(或称共振区起点高度) H_1 按下式计算:

$$H_1 = H \left[\frac{\bar{v}_{cr}}{\bar{v}_H} \right]^{1/\alpha} \quad (9-76)$$

式中, H 代表建筑物总高度, α 代表地表粗糙指数,取

$$\alpha = \begin{cases} 0.12 & (\text{A类地貌}) \\ 0.16 & (\text{B类地貌}) \\ 0.20 & (\text{C类地貌}) \end{cases}$$

作用于建筑物横风向上的横向风振力用如下等效静力荷载计算:

$$w_{1z} = \frac{\lambda \bar{v}_{cr}^2}{16000 \zeta_1} \varphi_z \quad (9-77)$$

式中 w_{1z} —— z 高度处横向风振力(kN/m²);
 ζ_1 ——第一振型阻尼比,对钢结构,取 $\zeta_1 = 0.02$;
 φ_z ——横风向第一振型,顶部值取 1.00;
 λ ——系数,按表 9-19 取用。

系数 λ 值

表 9-19

H_1/H	0.0 - 0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
λ	1.56	1.31	1.15	1.07	0.68	0.36	0.00

表中 H_1 和 H 与前述相同, H_1 按式(9-76) 计算。式(9-77) 是按多自由度振型分解法, 并取第一振型得到的。

2. 驰振与颤振

根据矩形断面二维箱形模型进行的风洞试验结果, 日本^[27] 规定了具有正方形或矩形截面细长建筑物的验算公式, 即倘若建筑物自振周期满足式(9-78) 的条件, 有必要对驰振和颤振进行验算:

$$T \geq 1.5K \frac{D}{\bar{v}} \quad (9-78)$$

式(9-78) 中, 符号 T, D, \bar{v} 含义与式(9-67) 相同, K 代表无量纲不稳定振动发振风速, 按表 9-20 取用。

无量纲不稳定振动发振风速 K

表 9-20

L/D	K		L/D	K	
	弯曲振动	扭转振动		弯曲振动	扭转振动
1.00	6.3	6.6	2.0	3.4	5.3
1.25	7.1	3.6	2.5	4.3	6.1
1.50	7.1	4.1	3.0	5.1	6.5
1.75	7.1	4.6	4.0	3.5	9.0

注: 表中符号 L, D 见图 9-23。

日本规范又指出, 式(9-78) 的判别条件是仅供参考的指标, 对于验算中成为问题的建筑物, 宜采用风洞试验等方法进行详细的检验。笔者认为最好的方法是设计时尽量使自振周期(第一自振周期) 小于式(9-78) 右端的值, 但往往工程中大多属于这一范围; 倘若设计时不可避免地位于式(9-78) 范围内的话, 应进行详细的风洞试验。

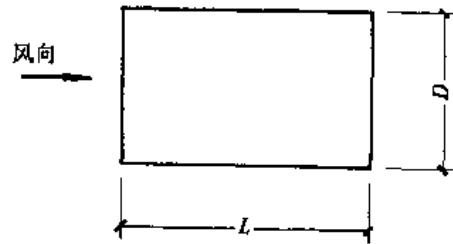


图 9-23 建筑物平面尺寸

§9.4 高层建筑人体舒适度验算

随着高层建筑的发展, 有不少高柔的超高层建筑涌现出来, 特别是高层建筑钢结构, 在强风作用下建筑物的运动会引起居住者的不舒适感, 这现象已越来越被人们所认识和重视。

大量试验和研究表明, 人体对风运动的感觉最好用加速度来度量, 这一点已得到共识。因此, 这里就涉及到两个方面, 即一方面是如何计算建筑物顺风向、横风向及扭转振动的加速响应, 另一方面是如何确定人体对风运动的舒适度标准, 从而判断某建筑物是否满足人体的舒适度。下面先论述顺风向、横风向及扭转振动的加速度响应计算方法, 然后讨论舒适度标准。

一、顺风向加速度响应计算

在不同的楼层加速度响应是不一样的, 但一般顶层加速度最大, 故一般只计算顶层加速度。在这里, 主要涉及加拿大和我国规范的规定。

1. 加拿大^[24]

建筑物顶部的加速度响应可用下式表达:

$$a_d = \omega^2 g_p \sigma \quad (9-79)$$

式中 a_d ——建筑物顶部加速度响应(m/s²);

ω ——建筑物自振频率(1/s),一般为第一频率;

g_p, σ ——建筑物上总风载效应的峰因子和建筑物顶部风载效应根方差。

参考顺风向风载表达式(9-23), $g_p \sigma$ 表达式为

$$g_p \sigma = g_p \mu \sqrt{\frac{K}{C_e} \left(B + \frac{SF}{\beta_D} \right)} \quad (9-80)$$

式(9-80)中,符号 g_p, K, C_e, B, S, F 及 β_D 与式(9-23)相同, μ 代表平均风载下建筑物顶部风载效应。将式(9-80)代入式(9-79),并用 $\omega^2 = (2\pi n_D)^2$, 则

$$a_d = (2\pi n_D)^2 g_p \mu \sqrt{\frac{K}{C_e} \left(B + \frac{SF}{\beta_D} \right)} \quad (9-81)$$

根据建筑物风载与位移响应之间的关系,建筑物顶部位移之间亦有如下关系:

$$\Delta = C_g \mu \quad (9-82a)$$

或

$$\mu = \frac{\Delta}{C_g} \quad (9-82b)$$

将式(9-82b)代入式(9-81),得

$$a_d = 4\pi^2 n_D^2 g_p \frac{\Delta}{C_g} \sqrt{\frac{K}{C_e} \left(B + \frac{SF}{\beta_D} \right)} \quad (9-83)$$

在式(9-83)中,响应的背景部分 B 和共振部分 $\frac{SF}{\beta_D}$ 相比较,相对来说是比较小的,现忽略背景部分 B , 则式(9-83)变为

$$a_d = 4\pi^2 n_D^2 g_p \frac{\Delta}{C_g} \sqrt{\frac{K}{C_e} \cdot \frac{SF}{\beta_D}} \quad (9-84)$$

式中 n_D ——建筑物顺风向第一自振频率(Hz);

g_p ——与式(9-79)相同,由图 9-5 确定;

C_g ——阵风响应因子,由式(9-23)计算;

Δ ——顺风向建筑物顶部的最大水平位移(静动两部分)(m);

C_e ——建筑物顶部位置的高度变化系数,由式(9-21)计算;

K, S, F, β_D ——与式(9-23)相同,这里 β_D 与式(9-23)中 β 含意完全相同。

据笔者初步分析,式(9-84)忽略了背景部分 B 的影响之后,其误差有时可为 10% 左右。

在式(9-84)中,如果不能用较精确的方法获得位移 Δ , 则可用下述方法推得 Δ 的具体表达式,该表达式是在假定建筑物的质量分布均匀,采用振型分解法取第一振型对应的静力等效荷载得到的。首先假定第一振型 $\varphi(z)$ 为线性变化:

$$\varphi(z) = r_1 z \quad (9-85)$$

且建筑物的质量 $m(z)$ 为

$$m(z) = WD\rho_H \quad (9-86)$$

并假定第一振型表达式 $\varphi(z)$ 满足下面条件:

$$M^* = \int_0^H \varphi(z) m(z) \varphi(z) dz = 1 \quad (9-87)$$

将式(9-85)与式(9-86)代入式(9-87),可得系数 r_1 为

$$r_1 = \sqrt{\frac{3}{WD\rho_B H^3}} \quad (9-88)$$

式(9-85),(9-86),(9-87)中符号 z, W, D, ρ_B 和 H 与 §9.2 中所述符号一样。式(9-87)中 M^* 代表第一振型对应的广义质量。

倘若将静力平衡方程按多自由度或无限自由度体系的振型分解法求解,并仅取第一振型,有方程

$$\omega_1^2 q_1 = \frac{P_1^*}{M_1^*} \quad (9-89)$$

在式(9-89)中, ω_1 代表第一自振频率, q_1 代表广义坐标, P_1^* 和 M_1^* 分别代表广义力和广义质量,且由式(9-87), $M_1^* = 1$ 。

此外,对风荷载,式(9-89)右端项 P_1^* 为

$$P_1^* = \int_0^H Wp(z) \varphi(z) dz \quad (9-90)$$

式(9-90)中, $p(z)$ 代表 z 高度处的风荷载(kN/m^2),其余 $W, \varphi(z)$ 与式(9-87),(9-88)中相同。将式(9-90)代入式(9-89),可得

$$\omega_1^2 q_1 = \int_0^H Wp(z) \varphi(z) dz \quad (9-91)$$

将式(9-85)与式(9-88)代入式(9-91),可得

$$q_1 = \frac{W}{4\pi^2 n_D^2} \sqrt{\frac{3}{WD\rho_B H^3}} \int_0^H zp(z) dz \quad (9-92)$$

于是可得 z 高度处的水平位移 $u(z)$ 为

$$u(z) = \varphi(z) q_1 = \frac{1}{4\pi^2 n_D^2} \frac{3z}{D\rho_B H^3} \int_0^H zp(z) dz \quad (9-93)$$

由式(9-93)得到建筑物顶点的水平位移 Δ :

$$\Delta = \frac{3 \int_0^H zp(z) dz}{4\pi^2 n_D^2 D\rho_B H^2} \quad (9-94)$$

由加拿大规范公式,风载 $p(z)$ 的表达式可写作

$$p(z) = C_s C_p \left(\frac{z}{H}\right)^\alpha C_e q \quad (9-95)$$

式(9-95)中, C_e 代表建筑物顶部的高度变化系数值, q 代表 10m 高处的风荷载(kN/m^2),其余符号 C_s, C_p 与 §9.2 中所述相同。

于是式(9-94)中的积分部分为

$$\int_0^H zp(z) dz = \int_0^H C_s C_p C_e q z \left(\frac{z}{H}\right)^\alpha dz = C_s C_p C_e q \frac{H^2}{2+\alpha} \quad (9-96)$$

式(9-96)中的指数 α 相当于我国规范的 $2\alpha_0$ 。

将式(9-96)代入式(9-94)中,可得

$$\Delta = \frac{3C_g C_p C_e q H^2}{4\pi^2 n_D^2 D \rho_B H^2 (2 + \alpha)} \quad (9-97)$$

最后,将式(9-97)代入式(9-84),且两边均同时除以重力加速度 g ,得

$$\begin{aligned} a_d/g &= g_p \sqrt{\frac{KSF}{C_e \beta_D}} \cdot \frac{3C_g C_p C_e q H^2}{g 4\pi^2 n_D^2 D \rho_B H^2 (2 + \alpha)} \cdot \frac{4\pi^2 n_D^2}{C_g} \\ &= g_p \sqrt{\frac{KSF}{C_e \beta_D}} \left(\frac{3C_p}{2 + \alpha} \right) \cdot \left(\frac{C_e q}{D g \rho_B} \right) \\ &= g_p \sqrt{\frac{KSF}{C_e \beta_D}} \left(\frac{3.9}{2 + \alpha} \right) \left(\frac{C_e q}{D g \rho_B} \right) \end{aligned} \quad (9-98)$$

式(9-98)中,已取风压力系数 $C_p = 0.8 - (-0.5) = 1.3$ 。

综上所述,式(9-84)和式(9-98)即为加拿大规范规定的计算顺风向加速度的表达式。

例 9-4 取例 9-1 的建筑物,已知 $\rho_B = 176 \text{ kg/m}^3$,求该建筑物顺风向的加速度。

解 在例 9-1 中,已计算得到 $g_p = 3.75$, $K = 0.10$, $S = 0.11$, $F = 0.28$, $C_e = 1.9$,并已知 $\beta_D = 0.015$, $D = 30.5 \text{ m}$, $\rho_B = 176 \text{ kg/m}^3$,而 10m 高度处的风速 q 为

$$q = 0.00065 \times 27.4^2 = 0.488 \text{ kN/m}^2$$

由于是 B 类地貌,由式(9-21)看出, $\alpha = 0.50$ 。

故由式(9-98)

$$a_d/g = 3.75 \sqrt{\frac{0.10 \times 0.11 \times 0.28}{1.90 \times 0.015}} \left(\frac{3.9}{2 + 0.50} \right) \left(\frac{1.90 \times 0.488}{30.5 \times 9.8 \times 176 \times 10^{-3}} \right) = 3.39\%$$

2. 中国

按我国规范^[31],顺风向第一振型对应的风振动力 $p_{d1}(z)$,可按无限自由度体系的振型分解法表示为

$$p_{d1}(z) = m(z) \omega_1^2 \mu \sigma_{y1}(z) = \xi_1 \nu \mu_s \mu_r w_0 \varphi_1(z) B(z) \quad (9-99)$$

故顺风向加速度响应 $a_d(z)$ 为

$$a_d(z) = \omega_1^2 \mu \sigma_{y1}(z) = \frac{\xi_1 \nu \mu_s \mu_r w_0 \varphi_1(z) B(z)}{m(z)} \quad (9-100)$$

式中 $m(z)$ ——建筑物单位高度的质量(t/m);

ω_1 ——第一自振频率($1/\text{s}$);

$\mu \sigma_{y1}(z)$ ——建筑物最大水平位移响应(m);其中 μ 代表保证系数, $\sigma_{y1}(z)$ 代表根方差水平位移(m);

$B(z)$ ——建筑物迎风面宽度(m);

μ_r ——重现期调整系数;验算舒适度时采用 10 年重现期,这时 $\mu_r = 0.83$;

其余符号 ξ_1, ν, μ_s 及 $w_0, \varphi_1(z)$ 与 § 9.2 中所述相同。

在式(9-100)中,假定建筑物的质量 $m(z)$ 和迎风面宽度沿高度不变,为常数,即 $m(z) = m$, $B(z) = B$,且当只计算建筑物顶部的最大加速度响应时($\varphi_1(z) = 1.0$),有

$$a_d = \frac{\xi_1 \nu \mu_s \mu_r w_0 B}{m} = \frac{\xi_1 \nu \mu_s \mu_r w_0 A}{M} \quad (9-101)$$

式中 M ——建筑物总质量(t) ($M = mH$);
 A ——建筑物总迎风面积(m^2) ($A = BH$);
 其余符号与式(9-100)相同。

式(9-101)还可以写作

$$a_d/g = \frac{\xi_1 \nu \mu_s \mu_y w_0 A}{G} \quad (9-102)$$

式中 G ——建筑物总重量(kN) ($G = Mg$);
 其余符号与式(9-101)相同。

式(9-101)或(9-102)即为我国不久将公布的《高层民用建筑钢结构技术规程》规定的表达式。

例 9-5 选用例 9-1 的高层建筑物,用式(9-102)计算顺风向加速度响应。

解 在例 9-1 的计算中,加拿大规范采用 B 类地貌,相当于指数 $\alpha = 0.25$,与我国的 C 类地貌接近,故在本题中,用我国的 C 类地貌参数计算。

(1) 换算至我国的基本风压 w_0

加拿大规范时距为 1h,由表 9-5,换算至我国 10min 时距时应将风速乘以 1.067 的系数,故

$$w_0 = 0.488 \times (1.067)^2 = 0.556 (\text{kN/m}^2) \quad (\text{相当于 B 类地貌})$$

(2) 脉动增大系数 ξ_1 (钢结构)

$$w_0' T_1^2 = 0.713 \times 0.556 \times \left(\frac{1}{0.2}\right)^2 = 9.91 \quad (\text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}^2)$$

$$(w_0' = 0.713 w_0 = 0.396 \text{kN/m}^2 \text{ 为 C 类地貌风压})$$

查表^[31], $\xi_1 = 3.535$ 。

(3) 脉动影响系数 ν

由 $H = 183\text{m}$ 及 $H/B = 183/30.5 = 6$,查表^[31]得

$$\nu = 0.58$$

(4) 加速度响应

$$a_d/g = \frac{3.535 \times 0.58 \times 1.3 \times 0.83 \times 0.556 \times 183 \times 30.5}{0.176 \times 9.8 \times 183 \times 30.5^2} = 2.34\%$$

该结果比加拿大规范结果小,但对于较高的高层建筑,一般横风向加速度较大,故一般由横风向控制舒适度验算。

二、横风向加速度响应计算

在通常情况下,最大水平荷载和侧向位移发生在顺风向上,但造成人体运动感觉或人体舒适度的建筑物最大加速度响应则可以出现在横风方向。例如,若建筑物沿两个水平轴方向都是细长的,且当 $H/\sqrt{WD} > 3$ 时,横风向加速度响应甚至超过顺风向加速度响应,故横风向加速度响应必须引起足够重视。下面涉及加拿大、澳大利亚和我国规范的规定。

1. 加拿大

根据建筑物顶部横风向振动的位移均方根 σ_y 是否超过某一临界值 $\sigma_{y,cr}$,有不同的处理表达式。第一种是 $\sigma_y > \sigma_{y,cr}$ 时,这时其锁定效应将很显著,在设计时应予以避免。关于 $\sigma_{y,cr}$ 值

的确定,已有资料^[33]叙述如下:

$$\sigma_{y,cr}/B \approx \begin{cases} 0.015 & (\text{开阔地带, } z_0 \approx 0.07\text{m}) \\ 0.025 & (\text{郊区地带, } z_0 \approx 1\text{m}) \\ 0.045 & (\text{城市中心, } z_0 \approx 2.5\text{m}) \end{cases}$$

式中, B 代表建筑物横风向水平尺寸。需要说明的是,上述比值是相当初步的。

下面主要讨论 $\sigma_y < \sigma_{y,cr}$ 情况下的加速度计算,以及加拿大规范的规定。

计算 σ_y 时,假定风都是从不利方向吹来,对于矩形建筑物,风向应垂直于建筑物表面由此,根据一些风洞试验结果,维克里(Vickery)提出了如下表达式^[33]:

$$\frac{g_y \sigma_y(H)}{\sqrt{A}} = c \left[\frac{\bar{v}_H}{n_w \sqrt{A}} \right]^n \frac{1}{\zeta_1^{0.5}} \cdot \frac{\rho}{\rho_B} \quad (9-103)$$

式中 $\sigma_y(H)$ ——建筑物顶部横风向振动的位移均方根(m);

g_y ——峰值因子, $g_y \approx 4.0$;

H ——建筑物高度(m);

A ——建筑物横截面面积(m^2);

\bar{v}_H ——建筑物顶部平均风速(m/s);

n_w ——建筑物横风向振动第一频率(Hz);

ζ_1 ——阻尼比;

ρ ——空气密度, $\rho = 1.35 \times 10^{-3} (\text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4)$;

ρ_B ——建筑物单位体积的质量(t/m^3);

n, c ——从风洞试验中得出的常数, $n = 3.5, c = 0.0006 \pm 0.00025$ 。

式(9-103)风洞试验模型的几何形状、长细比 $\frac{\sqrt{A}}{H}$ 、密度及阻尼比见图 9-24。这些模型的第一阶振型呈线性变化。

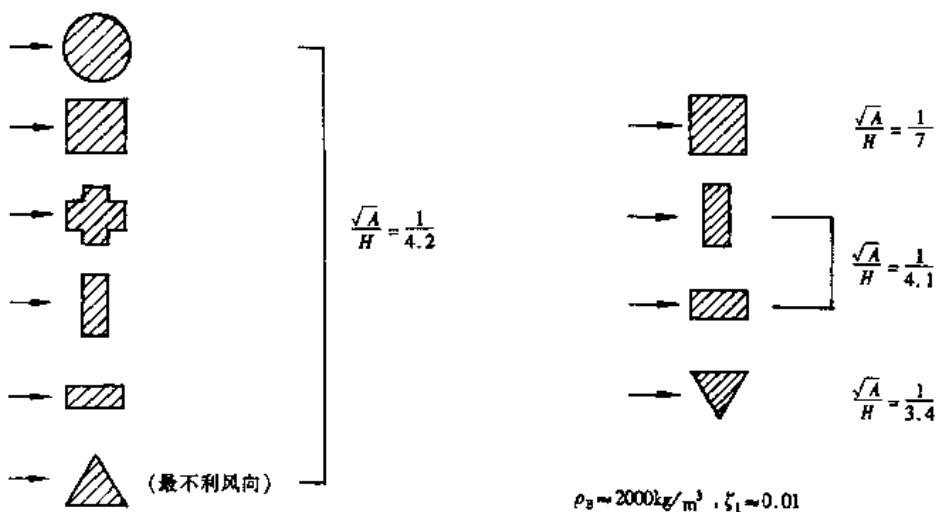


图 9-24 风洞试验模型特性

由式(9-103),最大加速度响应 a_w 可以写成

$$a_w = (2\pi n_w)^2 g_p \sigma_y(H) = \frac{g_r}{g_y} \sqrt{Ac} \left[\frac{\bar{v}_H}{n_w \sqrt{A}} \right]^n \frac{1}{\zeta_1^{0.5}} \cdot \frac{\rho}{\rho_B} (2\pi n_w)^2 \quad (9-104)$$

在加拿大规范中,将系数 n 略作了修改,取 $n = 3.3$,且取 $c = 0.0006$,阻尼比 ζ_1 改用 β_w 表示,这样,式(9-104)变为

$$\begin{aligned} a_w &= (2\pi n_w)^2 \frac{g_p}{g_y} \sqrt{A} \frac{\rho g}{\rho_B g} \times 0.0006 \left[\frac{\bar{v}_H}{n_w \sqrt{A}} \right]^{3.3} \\ &= \frac{4\pi^2 \rho g \times 0.0006}{g_y} g_p \sqrt{WD} n_w^2 \frac{1}{\rho_B g \sqrt{\beta_w}} \left[\frac{\bar{v}_H}{n_w \sqrt{WD}} \right]^{3.3} \\ &= n_w^2 g_p \sqrt{WD} \left(\frac{78.5 \times 10^{-6} [\bar{v}_H / n_w \sqrt{WD}]^{3.3}}{\rho_B g \sqrt{\beta_w}} \right) \\ &= n_w^2 g_p \sqrt{WD} \left(\frac{a_r}{\rho_B g \sqrt{\beta_w}} \right) \end{aligned} \quad (9-105)$$

式中

$$a_r = 78.5 \times 10^{-6} \left[\frac{\bar{v}_H}{n_w \sqrt{WD}} \right]^{3.3} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (9-106)$$

在式(9-105)中,已代入 $g_y = 4$, $\rho = 1.35 \times 10^{-3} (\text{kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}^4)$, $g = 9.81 \text{m/s}^2$, $A = WD (\text{m}^2)$ 。这里, W, D 分别代表建筑物横截面尺寸。

式(9-105)和式(9-106)即为加拿大规范规定的横风向加速度计算表达式。

例 9-6 采用例 9-1 数据,计算该建筑物顶部横风向加速度值。

解 顶部风速 $\bar{v}_H = 27.4 \sqrt{1.90} = 37.5 (\text{m/s})$

由式(9-106)

$$a_r = 78.5 \times 10^{-6} \times \left[\frac{37.5}{0.2 \times \sqrt{30.5 \times 30.5}} \right]^{3.3} = 0.0321 (\text{kN/m}^3)$$

由式(9-105)

$$a_w = 0.2^2 \times 3.75 \times \sqrt{30.5 \times 30.5} \times \left(\frac{0.0321}{0.176 \times 9.81 \times \sqrt{0.015}} \right) = 0.69 \text{m/s}^2$$

$$a_w/g \approx 6.9\%$$

可见,横方向加速度响应大于顺风向加速度响应。

2. 澳大利亚

由一般随机振动理论知识,第一振型对应的建筑物顶部位移响应谱与其对应的广义力谱之间的关系为

$$S_y(n) = \frac{|H(in)|^2 S_F(n)}{(2\pi n_0)^4 M^2} \quad (9-107)$$

式中 $S_y(n)$ ——第一振型对应的建筑物顶部位移响应谱;

$S_F(n)$ ——广义力谱;在这里代表广义风力谱;

n_0 ——建筑物横风向第一自振频率(Hz);

$|H(in)|^2$ ——传递函数模的平方,为

$$|H(in)|^2 = \frac{1}{[1 - (n/n_0)^2]^2 + [2\zeta(n/n_0)]^2} \quad (9-108)$$

式(9-107)与式(9-108)中, n 代表风频率(Hz), ζ 代表建筑物第一阶临界阻尼比。式(9-107)已取建筑物顶部第一振型坐标为1。

式(9-107)还可写作

$$S_F(n) = (2\pi n_0)^4 M^2 S_y(n) / |H(in)|^2 \quad (9-109)$$

由式(9-109)的原理,我们可以从风洞试验中测得横风向建筑物顶部广义位移响应谱 $S_y(n)$,进而可获得广义风力谱 $S_F(n)$ 。

现借用式(9-107),可得建筑物顶部的标准位移根方差 σ_y ,

$$\sigma_y = \sqrt{\int_0^\infty S_y(n) dn} = \left[\frac{1}{(2\pi n_0)^4 M^2} \int_0^\infty |H(in)|^2 S_F(n) dn \right]^{\frac{1}{2}} \quad (9-110)$$

如果只计式(9-110)响应的共振部分,则

$$\sigma_y = \left[\frac{1}{(2\pi n_0)^4 M^2} \cdot \frac{\pi n_0 S_F(n_0)}{4\zeta} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (9-111)$$

于是,横风向建筑物顶部的标准加速度响应为

$$\sigma_y = (2\pi n_0)^2 \sigma_a \quad (9-112)$$

现将力谱采用无量纲的形式 C_{fs} 来表达,称 C_{fs} 为力谱系数,表达式如下:

$$C_{fs} = \frac{n_0 S_F(n_0)}{\left[\frac{1}{2} \rho \bar{v}_H^2 B H \right]^2} \quad (9-113)$$

将式(9-113)代入式(9-111)之后,则式(9-112)变为

$$\sigma_a = \frac{\rho \bar{v}_H^2 B H}{4M} \sqrt{\frac{\pi C_{fs}}{\zeta}} \quad (9-114)$$

式(9-113)和式(9-114)中, B, H 分别代表建筑物迎风面宽度和总高。其余符号同前。

在式(9-114)中,需进一步分析或处理三个内容如下:

(1) 关于力谱系数 C_{fs}

力谱系数 C_{fs} 由风洞试验结果得到。横风向力谱系数 C_{fs} 可以表达为缩减速度 $\bar{v}_r = \frac{\bar{v}_H}{n_0 B}$ 的函数,并在我们工程感兴趣范围内,总是随 \bar{v}_r 的增加而增加,实际上是随建筑物顶部风速 \bar{v}_H 的增加而呈上升趋势。澳大利亚规范^[28]所规定的 C_{fs} 值见图9-25和图9-26。

(2) 将顶部风速 \bar{v}_H 用顶部平均风压 \bar{q}_H 表达,有

$$\bar{q}_H = \frac{1}{2} \rho \bar{v}_H^2 \quad (9-115)$$

(3) 具体表达广义质量 M

在这里,假定建筑物质量均匀分布,即分布质量为常数 m ,第一振型呈线性变化,取

$$\varphi(z) = (z/H)^k \quad (9-116)$$

则广义质量 M 为

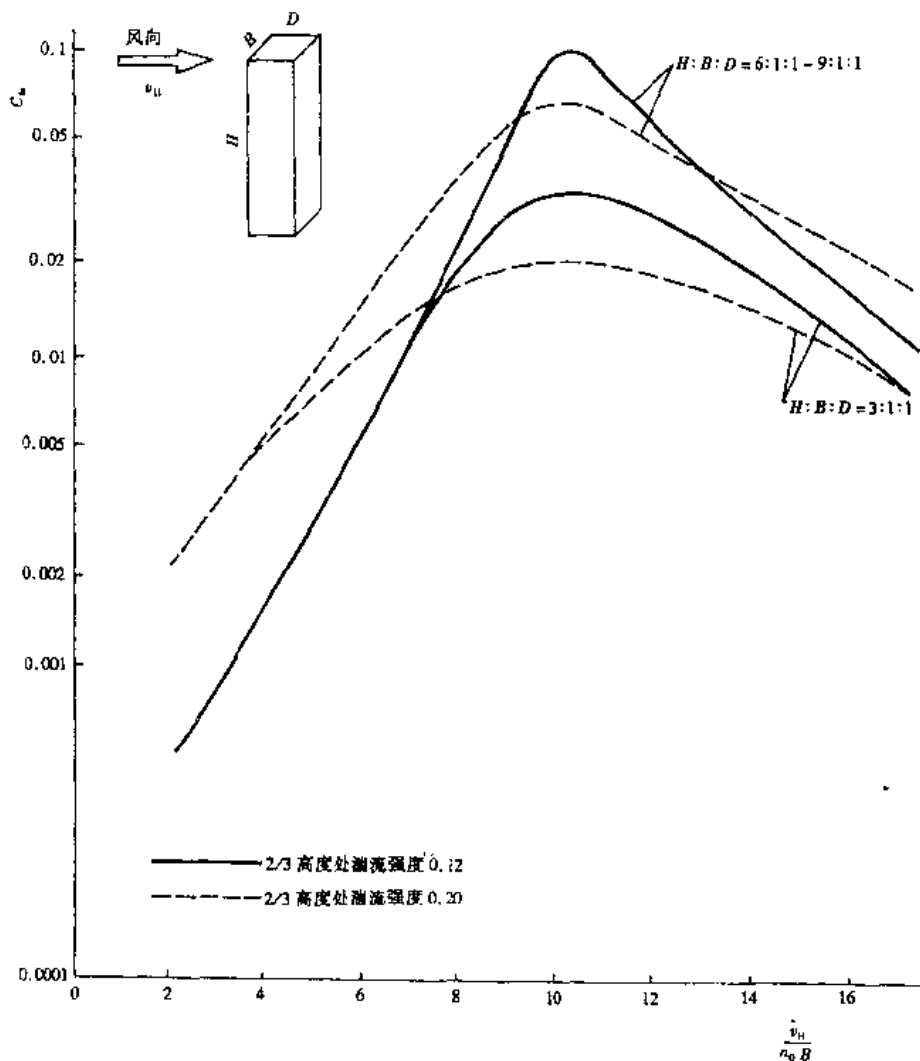


图 9-25 方形截面建筑物横风向力谱系数 C_{fs}

$$M = \int_0^H m(z/H)^{2k} dz = \frac{mH}{2k+1} \quad (9-117)$$

式(9-116)和式(9-117)中, k 代表振型指数系数, 取

$$k = \begin{cases} 1.5 & \text{(均匀悬臂弯曲结构)} \\ 1.0 & \text{(具有芯核的建筑物)} \\ 0.5 & \text{(框架结构)} \end{cases}$$

将式(9-115)和式(9-117)代入式(9-114)中, 得

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{\bar{q}_H B H}{2 \left(\frac{mH}{2k+1} \right)} \left[\frac{\pi C_{fs}}{\zeta} \right]^{\frac{1}{2}} = \frac{\bar{q}_H B}{m} (k+0.5) \left[\frac{\pi C_{fs}}{\zeta} \right]^{\frac{1}{2}} \\ &= 1.5 \frac{\bar{q}_H B}{m} (0.67k + 0.33) \left[\frac{\pi C_{fs}}{\zeta} \right]^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \quad (9-118)$$

在澳大利亚规范中, 将系数 $0.67k + 0.33$ 调整为 $0.24k + 0.76$, 同时建筑物分布质量 m 改用每单位高度的平均分布质量 m_0 , 并计及安全度之后, 建筑物顶部最大横风向加速度 \hat{y}_c 为

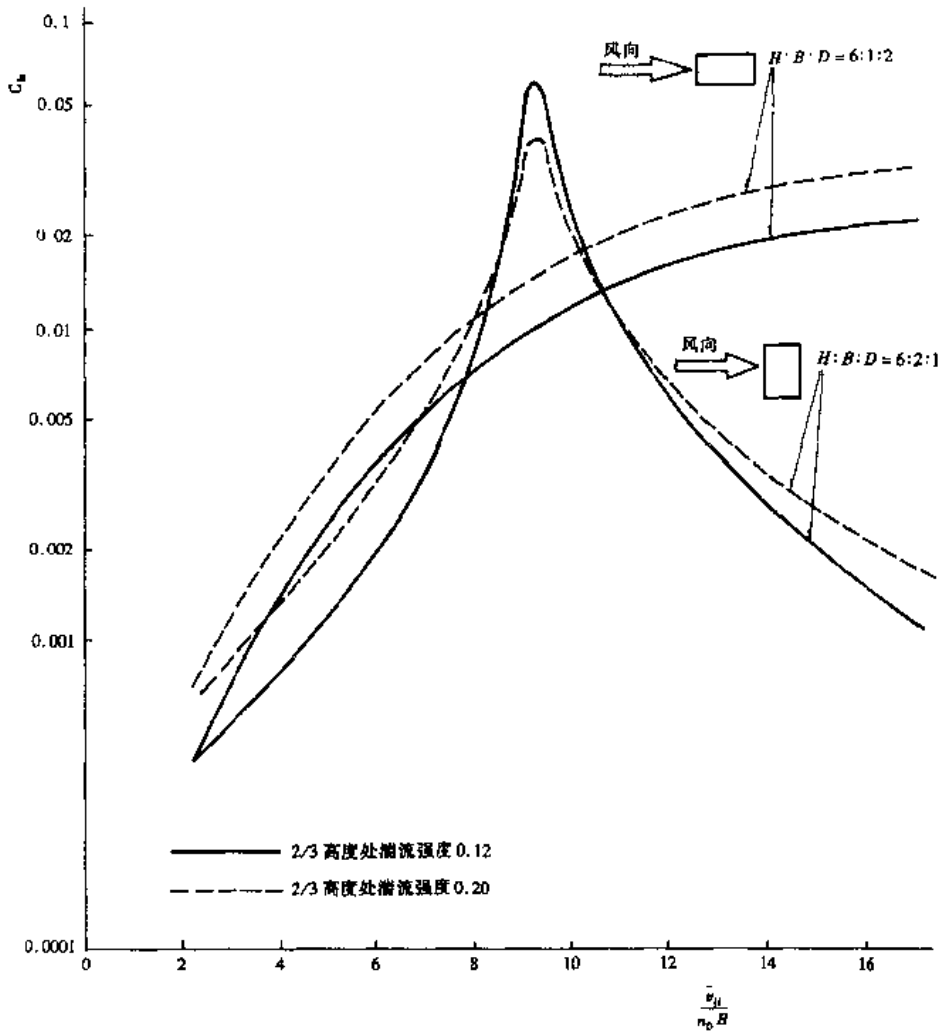


图 9-26 矩形截面建筑物横风向力谱系数 C_{fm}

$$\hat{y}_c = g_f \sigma_y = 1.5 \frac{g_f \bar{q}_H B}{m_0} (0.24k + 0.76) \sqrt{\frac{\pi C_{fm}}{\zeta}} \quad (9-119)$$

式(9-119)就是澳大利亚规范规定的计算横风向建筑物顶部加速响应的表达式。

式中 g_f ——峰因子：

$$g_f = \sqrt{[2 \log_e(3600 n_0)]}$$

\bar{q}_H ——建筑物顶部每小时平均风压力(N/m²)；

其余符号同前。

例 9-7 仍选用例 9-1 的高层建筑物，用式(9-119)计算横风向加速度。

解

(1) 顶部为一小时时距的平均风速

澳大利亚规范的时距与加拿大规范相同，但重现期为一年(正常使用状态)，故

$$\bar{v}_H = 0.61 \times 37.5 = 22.9(\text{m/s})$$

式中重现期修正采用式(9-13)的公式,这里未计及风剖面的差别。

(2) 顶部风压

$$\bar{q}_H = 0.00065 \times 22.9^2 = 0.34(\text{kN/m}^2)$$

(3) 峰因子

$$g_f = \sqrt{[2 \log_e(3600 \times 0.2)]} = 3.63$$

(4) 求 C_{fk}

由 $H : B : D = 6 : 1 : 1$ 及 $\bar{v}_v = \frac{22.9}{0.2 \times 30.5} = 3.75$

查图 9-25, 得 $C_{fk} = 0.006$ (湍流强度查用附表 9-12, 地貌 3 类的 $I(z)$ 约为 0.14)

(5) 求 \hat{y}_c

取 $\zeta = 0.005$ (规范值), $k = 1$, 并将以上数据代入式(9-119), 得

$$\hat{y}_c = 1.5 \times \frac{3.63 \times 0.34 \times 30.5}{0.176 \times 30.5 \times 30.5} \times (0.24 \times 1 + 0.76) \times \sqrt{\frac{\pi \times 0.006}{0.005}} = 0.67(\text{m/s}^2)$$

或

$$\frac{\hat{y}_c}{g} = \frac{0.67}{9.8} = 6.84\%$$

3. 中国

由于单纯从理论上研究横风向的响应并要在工程上得以应用的话, 将是很困难的, 加之我国在这方面的风洞研究资料较少, 故我们在制订规范时, 主要参考了加拿大规范的规定, 提出了如下计算高层建筑物顶部横风向加速度响应 a_w 的计算公式:

$$a_w = \frac{b_r}{T_w^2} \cdot \frac{\sqrt{BL}}{r_B \sqrt{\zeta_w}} \quad (9-120)$$

式中 a_w ——横向风顶点最大加速度 (m/s^2);

$$b_r = 2.05 \times 10^{-4} \left[\frac{\bar{v}_H T_w}{\sqrt{BL}} \right]^{3.3} \quad (\text{kN/m}^3);$$

\bar{v}_H ——建筑物顶部平均风速 (m/s), $\bar{v}_H = 40 \sqrt{\mu_z \mu_r w_0}$;

μ_z ——建筑物顶部风压高度变化系数, 按式(附 9-2) 采用。

μ_r ——重现期调整系数, $\mu_r = 0.83$;

w_0 ——基本风压 (kN/m^2);

γ_B ——建筑物平均重量 (kN/m^3);

ζ_w ——建筑物横风向临界阻尼比值;

T_w ——建筑物横风向第一自振周期 (s);

B, L ——分别为建筑物平面的宽度和深度 (m)。

将式(9-120)与加拿大规范公式(9-105)相比较, 可以看出, 已将加拿大规范中的参数 a_r 和 g_p 作了修改, 变为参数 b_r , 这主要是从两个原因考虑: 第一, 加拿大规范中规定计算顶部风速 \bar{v}_H 的参数与我国不同, 同一幢建筑物的 \bar{v}_H 结果有差别; 第二, 加拿大规范中规定的峰因子 g_p 与我国不等, 其数值比我国的大。因此, 计及了以上两个因素, 并经过对国内一些实际高层建筑物的试算之后, 将加拿大规范中的 $g_p a_r$ 乘积改用 b_r 进行规定。

例 9-8 仍采用例 9-1 的高层建筑, 现用式(9-120) 公式计算该建筑物顶部横风向加速度。

解

(1) 顶部风速

按我国 C 类地貌计算

$$\mu_z = 0.713 \times \left(\frac{183}{10} \right)^{0.4} = 2.28$$

$$\bar{v}_H = 40 \times \sqrt{2.28 \times 0.83 \times 0.556} = 41.03(\text{m/s})$$

(2) 建筑物平均重量

$$\gamma_B = 176 \times 10^{-3} \times 9.8 = 1.73(\text{kN/m}^3)$$

(3) b_r

$$b_r = 2.05 \times 10^{-4} \times \left[\frac{41.03 \times 5.0}{\sqrt{30.5 \times 30.5}} \right]^{3.3} = 0.1105(\text{kN/m}^3)$$

(4) a_w

$$a_w = \frac{0.1105}{5.0^2} \times \frac{30.5}{1.73 \times \sqrt{0.01}} = 0.779(\text{m/s}^2)$$

或

$$a_w/g = \frac{0.779}{9.8} = 7.95\%$$

可见, 我国规定的横风向加速度亦比顺风向大。该结果也略比加拿大和澳大利亚的结果大。

三、扭转加速度响应计算

当建筑物结构平面比较狭长时, 由于水平风荷载与扭矩的联合作用, 会使建筑物产生严重的变形, 例如大家所熟知的美国波士顿约翰 - 汉考克大楼, 由于设计中没有采取抗风致扭转的措施, 该大楼的形状恰恰对横风效应和扭转效应都特别敏感, 最后不得不采取减振措施等。

扭转效应是由于建筑物的质量中心或弹性中心与气动荷载瞬时作用点不重合而引起的, 虽然多年来对此作过一些试验, 然而到目前为止, 供工程应用的资料和方法却很少。

高层建筑物扭转运动的加速度响应不能忽视, 下面先介绍加拿大西安大略大学进行风洞试验所得风致扭矩的公式之后, 进一步可获得建筑物扭转运动顶部加速度响应的计算公式与方法, 供参考采用。

西安大略大学对建筑物风致扭转进行了风洞试验, 导出了当建筑物的顶部风速为 \bar{v}_H 时风致底部均方根扭矩 $T_{rms}(\bar{v}_H)$ 的经验公式^[33]:

$$T_{rms}(\bar{v}_H) \approx 0.00167 \frac{1}{5^T} \rho L^4 H n_T^2 \bar{v}_r^{2.68} \quad (9-121)$$

式中 \bar{v}_r —— 折算风速, $\bar{v}_r = \frac{\bar{v}_H}{n_T L}$; (9-122)

n_T —— 建筑物第一阶扭转振动频率(Hz);

ρ —— 空气密度, $\rho = 1.25\text{kg/m}^3$;

H —— 建筑物高度;

ζ_T ——建筑物第一阶扭转振动临界阻尼比；

L ——对于平面尺寸为 B, D 的矩形建筑物, $L = \sqrt{BD}$ ；

在建筑物顶部离弹性中心距离为 v 的位置, 由风致扭转引起的最大水平加速度写作

$$\ddot{\theta}v \approx 2g_T T_{\max} v / (\rho_B B D H r_m^2) \quad (9-123)$$

式中 r_m ——回转半径。对于单位体积容重均匀的矩形建筑物, $r_m^2 = \frac{B^2 + D^2}{12}$ ；(9-124)

ρ_B ——建筑物容量(kN/m^3)；

g_T ——扭转峰因子, $g_T \approx 3.8$ ；

B, D, H ——建筑物平面尺寸(B, D)和高度(H)(m)；

T_{\max} ——由式(9-121)确定。

式(9-123)是假设建筑物第一阶振型呈线性变化, 并忽略高阶振型得到的。

例 9-9 已知 $H = 200\text{m}$, $B = D = 35\text{m}$, $\bar{v}_H = 39.4\text{m/s}$, $\rho_B = 200\text{kg}/\text{m}^3$, $\zeta_T = 0.01$, $n_T = 0.3\text{Hz}$, $\rho = 1.25\text{kg}/\text{m}^3$, 试用式(9-123)求该建筑物顶部的最大角加速度。

解

(1) 计算参数 L 和 \bar{v}_r

$$L = \sqrt{35 \times 35} = 35$$

$$\bar{v}_r = \frac{39.4}{0.3 \times 35} = 3.75$$

(2) T_{\max}

$$\begin{aligned} T_{\max} &= 0.00167 \times \frac{1}{0.01^{0.5}} \times 1.25 \times 10^{-3} \times 35^4 \times 200 \times 0.3^2 \times 3.75^{2.68} \\ &= 1.95 \times 10^4 (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

(3) $\ddot{\theta}_{\max}$

$$v = 35 \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 24.7 (\text{m})$$

$$r_m^2 = \frac{35^2 + 35^2}{12} = 204 (\text{m}^2)$$

设 $g_T = 3.8$, 则顶部角点处最大水平加速度为

$$\begin{aligned} \ddot{\theta}_{\max} v &= 2 \times 3.8 \times 1.95 \times 10^4 \times 24.7 / (200 \times 10^{-3} \times 35 \times 35 \times 200 \times 204) \\ &= 0.366 (\text{m}/\text{s}^2) \end{aligned}$$

角加速度 $\ddot{\theta}_{\max}$ 为

$$\ddot{\theta}_{\max} = \frac{0.366}{24.7} = 0.015 (1/\text{s}^2)$$

顺便可求出最大角速度为

$$\dot{\theta}_{\max} = 2\pi n_T \ddot{\theta}_{\max} = 2\pi \times 0.3 \times 0.015 = 0.028 (1/\text{s})$$

四、人体对风运动的舒适感标准

从目前的资料来看, 容易被人们接受的主要有三种判别标准或准则, 第一种是最大加速度标准 (Maximum Acceleration Criterion), 第二种为限值超越标准 (Threshold Exceedance

Criterion) 及第三种是暴风重现标准(Storm Occurrence Criterion),其中第一种标准是包括我国、加拿大等国家规范采用的。下面介绍这三种标准的详细内容。

1. 最大加速度标准

提出最大加速度判别标准最有代表性的是 F.K. Chang^[36],他建议了 10 年重现期最大水平加速度应不小于 0.05m/s^2 ,且人体可以接受的范围是 $0.05 \sim 0.15\text{m/s}^2$,A.G. 达文波特(A.G. Davenport)也提出了类似的建议。有关更详细的论文资料可详见文献^[7],下面主要列出加拿大、新的国际(ISO)风载标准与我国规范的规定。

(1) 加拿大^[24]

尽管有许多附加的因素,例如视觉意向、人体的位置和方位、大脑的状态等,这些是人们熟知的影响人体舒适感的因素,但可以看出,当最大加速度位于 $0.5\%g$ 与 $1.5\%g$ (g 为重力加速度)范围内时,其建筑物的运动为大多数人可以接受。

考虑到在运用式(9-84)和式(9-105)计算顺风向和横风向最大加速度时,公式给出了较为保守的结果,并且假定风总是从最敏感的方向吹来,因此推荐暂定 10 年重现期下的加速度限值为 $(1\% \sim 3\%)g$,低限用于公寓建筑物,高限用于办公楼建筑物。此外,加拿大有的资料规定最大扭转角速度的限值为 0.003rad/s ,可作参考采用。

(2) 新的国际(ISO)标准^[37]

对于高层建筑来说,当重现期为 10 年的最大加速度超过 $(1.5\% \sim 2.5\%)g$ 时,这种加速度便不能被接受。对于公寓建筑物来说,似乎应取更小一些的值较为合适。

(3) 中国

由于我国很少进行这一内容的试验与研究,故我们在制订有关规范时,主要参考了国外资料和有关的规范与标准,特别是参考了加拿大规范和新的国际(ISO)标准,最后建议顺风向与横风向顶部最大加速度不应大于下列加速度限值:

公寓建筑: 0.20m/s^2

公共建筑: $0.28\text{m/s}^2(0.30\text{m/s}^2)$

此限值已被即将颁发的全国《高层建筑钢结构设计与施工规程》和上海市标准^[35]采用和规定(括号内值为上海市标准规定的限值)。

由上述限值规定看出,我国的限值是“宽松”的,其主要原因是考虑到我国没有自己的人体舒适感试验资料,我国人体的忍受程度可能与国外不尽一致;更重要的是,我国规定的计算顺风向和横风向加速度公式还是比较粗略的,横风向加速度公式更偏于保守,加之我国还是第一次在规范中规定这一内容,经验不足,故在第一次规定时不能要求太严,待积累经验后,可进一步修改和完善。由于限值标准还与建筑物自振周期有关,对自振周期较小的高层建筑物,限值标准还可“紧”一点。

2. 限值超越标准

为了理解限值超越标准的方法,首先举一例子加以说明。例如著名的美国世界贸易中心大楼采用了这一标准,规定了加速度标准是 0.10m/s^2 ,并且每年不超过 12 次的发生率。其含义是每年超过 $0.10\text{m/s}^2(1\%g)$ 的平均运动周数应少于 12 次,而该大楼的第一自振周期为 11s,因此换句话说,每年等于或大于 0.10m/s^2 加速度的累计运动时间约为 2min。

为了获得限值超越标准,最好的方法是采用风洞试验及采用风发生的概率来进行。A.G. 达文波特(A.G. Davenport)曾于 1966 年提出了一个每年期望高于某一个规定限值以上

的平均运动周期,其表达式为

$$N(a) = f_0 T_s k^* \int_0^{\infty} \left(\frac{\sigma}{c^*}\right)^{k^*} \exp\left[-\left(\frac{\sigma}{c^*}\right)^{k^*} - \frac{1}{2}\left(\frac{a}{\sigma}\right)^2\right] \frac{1}{\sigma} d\sigma \quad (9-125)$$

式中 $N(a)$ ——每年期望超过限值 a 的总运动周数;

f_0 ——建筑物自振频率(1/s);

T_s ——一年中总的秒数;

σ ——建筑物运动的根方差;

c^*, k^* ——相对于限值 a 的概率分布参数。

式(9-125)是由风出现的概率与建筑物运动同风之间的关系推得的,其中假定了运动根方差概率分布服从韦布尔(Weibull)形式,即

$$P(> \sigma) = \exp\left[-\left(\frac{\sigma}{c^*}\right)^{k^*}\right] \quad (9-126)$$

同时,式(9-125)的推导考虑了运动根方差与风速、风向关系以及风环境的概率加以描述的。在更严格的意义上, $P(> \sigma)$ 是由区域根方差 $> \sigma$ 定义的,即

$$P(> \sigma) = \iint p(v, \phi) d\phi dv \quad (9-127)$$

式中, $p(v, \phi)$ 代表10~20min平均风速和风向的节点(joint)概率密度函数, v 为平均风速, ϕ 代表风向。

为了直观起见,首先,绘出加速度根方差响应于图9-27,然后转换加速度根方差、风速与风向的关系绘于图9-28中,图中 σ_y 代表测得建筑物顶部的水平加速度根方差,为楼层平面的平均。其次,对每一个根方差水平,定义超过 σ 运动的风速、风向区域,并将区域绘制在风向、风速的概率密度函数上,最后找出用区域边界包络的概率面积,图9-29表示了每一个根方差水平的过程,要全部作出 $P(> \sigma)$ 则需要重复所有根方差水平的过程。

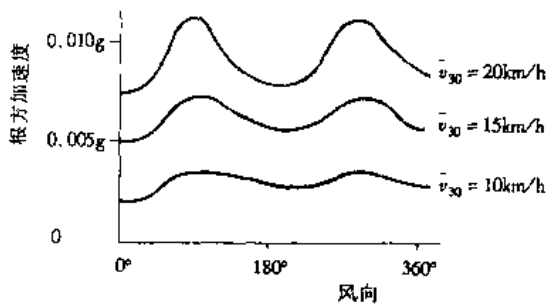


图 9-27

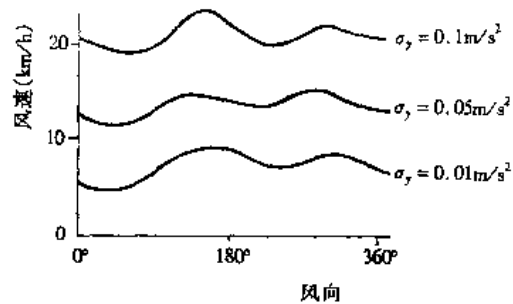


图 9-28

在实际计算时,选择几个根方差水平,计算 $P(> \sigma)$ 并用直线绘在韦布尔概率纸上,直线的斜率和截距确定出常数 c^* 和 k^* 值。

采用限值超越标准的有美国匹兹堡钢铁大厦、第一国家银行、哥伦比亚中心、香港汇丰银行等,除高层建筑之外,澳大利亚悉尼电视塔楼也采用了这一准则,设计准则是 0.12m/s^2 ,每年发生率不超过七次。

3. 暴风重现标准

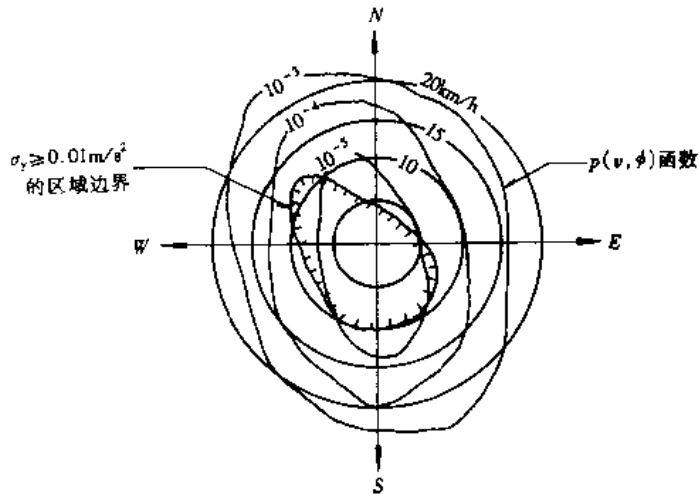


图 9-29

汉森(Hansen)等人于1973年提出了暴风重现标准,即在建筑物顶部的水平加速度根方差超过 σ^* 值的暴风重现期不能少于 R^* 年。水平加速度根方差由暴风峰值处的20min时间内平均,并进行建筑物楼层平面的空间平均,空间平均包括水平和扭转产生的加速度。基于一些调查研究,初步建议 $\sigma^* = 0.05\text{m/s}^2(0.5\%g)$, $R^* = 6$ 年。

暴风重现标准方法的最终目的是要得到暴风的重现期,该重现期是指产生比限值 σ^* 大的加速度根方差的重现年数。为了得到产生比 σ^* 大的运动暴风重现期,需要把建筑物的运动作为风速和风向的函数,例如图9-30所示的例子就是从气弹性模型中得到的。其次,需要概率地描述风环境,图9-31给出了暴风次数分布例图 $NS(\bar{v}, \phi)$,它表明每年暴风的平均次数,也是风速(20min平均值)和风向的函数,这种分布形式可以根据气象台站的日气象数据制作。注意图9-30和图9-31要用相同的数据。

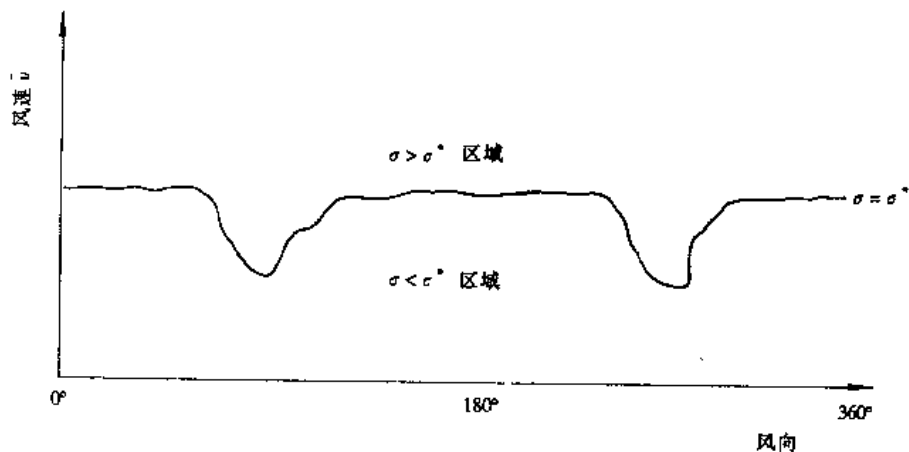


图 9-30

计算比 σ^* 大的暴风每年平均数 $NA(>\sigma^*)$ 可用下式表达:

$$NA(>\sigma^*) = \iint NS(v, \phi) d\phi dv \quad (9-128)$$

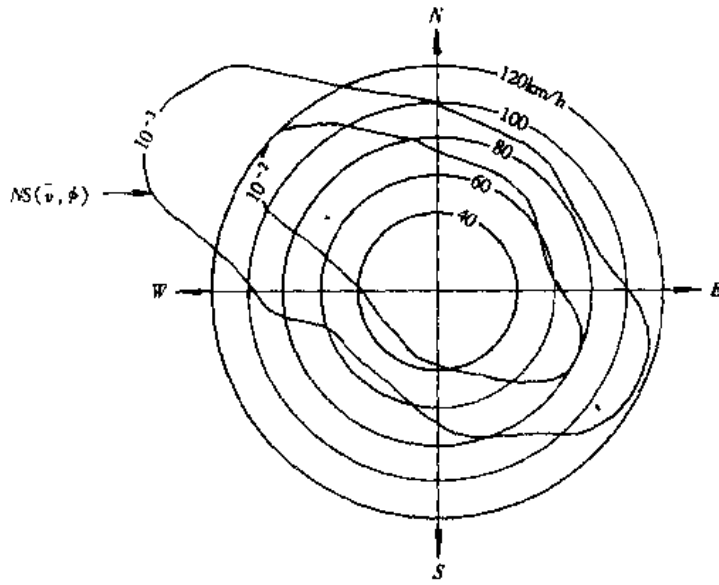


图 9-31 暴风次数分布

式(9-128)的积分等于在区域 $\sigma > \sigma^*$ (图 9-30) 内由 $NS(v, \phi)$ 分布(图 9-31) 计算的总和。因此,比 σ^* 大的运动产生的暴风重现期 R 为

$$R = \frac{1}{NA(> \sigma^*)} \quad (9-129)$$

最后选择的标准应为

$$R > R^* \quad (9-130)$$

其中, R^* 是规定的允许值,前已建议取作六年。

暴风重现标准是尝试性的,还需要进一步的完善和修改。

附录 9.1 有关国家地貌划分及描述

一、美国

附表 9-1

A 类	至少有 50% 的房屋高度超过 21m 的大城市中心
B 类	城市及市郊地区、树林地区,或其他具有许多障碍物的地区,该障碍物大小如独户住宅且彼此靠近
C 类	具有高度小于 9m 的单个障碍物的开阔地区
D 类	平原、直接暴露于从开阔水面上吹来的风的无障碍海岸地区

二、日本

附表 9-2

I 类	几乎无障碍物的平坦地面	例:海岸地带
II 类	有类似农作物等障碍地区及有一些树木、低层建筑物等地区	例:田园地带
III 类	树木、低层建筑物等密集地区及有一些中高层建筑物的地区	例:森林地带、工厂地带、住宅区
IV 类	在很大范围内有密集的中高层建筑物地区	例:中高层市街区

三、澳大利亚

附表 9-3

1 类	有少许或无障碍物的开阔地区
2 类	高度为 1.5 ~ 10m 的少量分散障碍物的开阔地带、草地
3 类	具有大量如住宅房屋(3.0 ~ 5.0m 高)障碍物覆盖的地面
4 类	有大量高大及如大城市中心、大型工业综合企业障碍物覆盖的地面

四、英国

附表 9-4

1 类	大片空旷平坦或接近平坦的无障碍乡村
2 类	田野周围有篱笆或围墙的平坦或无起伏的乡村、有疏落的挡风树木及零星房屋
3 类	由大型障碍物覆盖的地面
4 类	由一般屋顶高度在 25m 左右或更高的大量巨大障碍物所覆盖的地面

五、前苏联

附表 9-5

A 类	空旷海岸、湖岸、水库岸、荒漠、草原、森林草原、冻土带
B 类	城市、林带及其他均匀散布高度小于 10m 障碍物的地面
C 类	建有房屋高度超过 25m 的城区

六、欧洲钢结构协会

附表 9-6

I 类	水面距离不小于 5km 的海岸或湖岸
II 类	有一些孤立障碍物(树、房屋等)的平原
III 类	有低房、树木、绿化带的郊区
IV 类	城市、工业区或森林
V 类	大城市中心

七、中国

附表 9-7

A 类	近海海面、海岛、海岸、湖岸及沙漠地区
B 类	田野、乡村、丛林、丘陵以及房屋比较稀疏的中、小城镇和大城市郊区
C 类	有密集建筑群的大城市市区

注:我国即将颁布的荷载规范^[31]修订稿,将地貌划分改为四类,即 A 类($\alpha = 0.12, H_T = 300\text{m}$), B 类($\alpha = 0.16, H_T = 350\text{m}$), C 类($\alpha = 0.22, H_T = 400\text{m}$), D 类($\alpha = 0.30, H_T = 450\text{m}$)。

附录 9.2 有关国家高度变化系数

一、美国

美国规范风压高度变化系数(美国规范称速度压力暴露系数) k_z 由下述公式表达:

$$k_z = \begin{cases} 2.58 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2/a} & (z \geq 15\text{ft}(4.57\text{m})) \\ 2.58 \left(\frac{15}{z_g} \right)^{2/a} & (z < 15\text{ft}(4.57\text{m})) \end{cases} \quad (\text{附 9-1})$$

式(附 9-1)中 z_g 及 a 见附表 9-8。

z_g 及 a 值

附表 9-8

地 貌	a	$z_g(\text{ft})$
A	3.0	1500(457m)
B	4.5	1200(366m)
C	7.0	900(274m)
D	10.0	700(213m)

注: z_g 代表梯度风高度。

二、日本

风速高度变化系数 E

附表 9-9

地 貌	I	II	III	IV
$z \leq z_b$	1.12	1	0.87	0.72
$z_b < z \leq z_c$	$1.20(z/10)^{0.1}$	$(z/10)^{0.15}$	$0.80(z/10)^{0.2}$	$0.52(z/10)^{0.3}$
$z_c < z$	1.62	1.62	1.62	1.62

附表 9-9 中的 z_b 及 z_c 见附表 9-10。

z_b 及 z_c

附表 9-10

地 貌	I	II	III	IV
$z_b(\text{m})$	5	10	15	30
$z_c(\text{m})$	200	250	350	450

三、澳大利亚(略)

四、英国(略)

五、前苏联

风压高度变化系数 k

附表 9-11

高度 z (m)	A 类	B 类	C 类
≤ 5	0.75	0.50	0.40
10	1.0	0.65	0.40
20	1.25	0.85	0.55
40	1.50	1.10	0.80
60	1.70	1.30	1.00
80	1.85	1.45	1.15
100	2.00	1.60	1.25
150	2.25	1.90	1.55
200	2.45	2.10	1.80
250	2.65	2.30	2.00
300	2.75	2.50	2.20
350	2.75	2.75	2.35
≥ 480	2.75	2.75	2.75

六、欧洲钢结构协会

风速高度变化系数 ψ_z 由下式给出:

$$\psi_z = k \ln \frac{z}{z_0} \quad (\text{对数规律}) \quad (\text{附 9-2})$$

$$\psi_z = b \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \quad (\text{指数规律})$$

ψ_z 值亦可绘成曲线, 见附图 9-1。附图 9-1 是按对数规律绘制的。

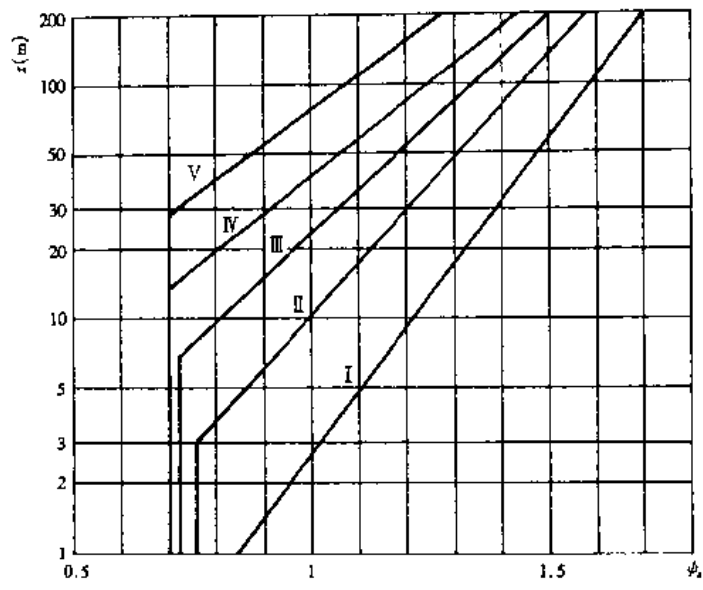
式(附 9-2) 中系数 k, z_0, b 及 α 一并列于附表 9-13 中, 供查用。

七、中国

风压高度变化系数为

$$\mu_z = \begin{cases} 1.379(z/10)^{0.24} (\text{A类}) & (z \leq 300\text{m}) \\ (z/10)^{0.32} (\text{B类}) & (z \leq 350\text{m}) \\ 0.713(z/10)^{0.4} (\text{C类}) & (z \leq 400\text{m}) \end{cases} \quad (\text{附 9-3})$$

(注: 对 C 类, 即将颁布的荷载规范^[31] 修改稿有变动)



附图 9-1

附录 9.3 湍流强度

描述大气湍流的最简单参数是湍流强度(Turbulence intensity)。风速仪记录的统计表明,脉动风速均方根值 $\sigma_{vf}(z)$ 与平均风速 $\bar{v}(z)$ 成比例,即

$$\sigma_{vf}(z) = I(z)\bar{v}(z) \quad (\text{附 9-4})$$

因此,对于某一高度 z 的纵向湍流强度定义为

$$I(z) = \frac{\sigma_{vf}(z)}{\bar{v}(z)} \quad (\text{附 9-5})$$

式中 $I(z)$ ——高度为 z 处的湍流强度;
 $\sigma_{vf}(z)$ ——纵向脉动风速均方根值;
 $\bar{v}(z)$ ——高度为 z 处的平均风速。

湍流强度 $I(z)$ 是地面粗糙度和离地高度 z 的函数,但与风的长周期变化无关。一般地, $\sigma_{vf}(z)$ 随高度的增加而减少,而平均风速随高度的增加而增大,因此, $I(z)$ 将随高度的增加而降低。下面介绍澳大利亚、欧洲钢结构协会和文献[33]的具体分析与计算。

1. 澳大利亚^[28]

澳大利亚规范对 $I(z)$ 的计算直接用表格给出,见附表 9-12,可直接查用。

湍流强度 $I(z)$

附表 9-12

高度 z (m)	$I(z)$			
	地貌 1 类	地貌 2 类	地貌 3 类	地貌 4 类
≤ 3	0.171	0.207	—	—
5	0.165	0.196	0.271	—
10	0.157	0.183	0.239	—
15	0.152	0.176	0.225	—
20	0.147	0.171	0.215	0.342
30	0.140	0.162	0.203	0.305
40	0.133	0.156	0.195	0.285
50	0.128	0.151	0.188	0.270
75	0.118	0.140	0.176	0.248
100	0.108	0.131	0.166	0.233
150	0.095	0.117	0.150	0.210
200	0.085	0.107	0.139	0.196
250	0.080	0.098	0.129	0.183
300	0.074	0.092	0.121	0.173
400	0.068	0.082	0.108	0.155
500	0.058	0.074	0.098	0.141

2. 欧洲钢结构协会^[32]

湍流强度 $I(z)$ 随高度的变化, 可选用对数规律或指数规律, 由下式表示:

$$I(z) = \begin{cases} \frac{K}{k \ln(z/z_0)} & (\text{对数规律}) \\ \frac{K}{b} \left(\frac{10}{z}\right)^\alpha & (\text{指数规律}) \end{cases} \quad (\text{附 9-6})$$

式(附 9-6) 中, 参数 K, k, z_0, b 及 α 值见附表 9-13。 z 代表建筑物某高度。

有关 K, k, z_0, b, α 取值

附表 9-13

参数 \ 地貌	I	II	III	IV	V
K	0.16	0.19	0.22	0.23	0.23
k	0.16	0.19	0.23	0.26	0.29
$z_0(\text{m})$	0.005	0.05	0.30	1.00	2.50
b	1.30	1.00	0.85	0.67	0.47
α	0.10	0.15	0.20	0.25	0.35

3. 文献[33]

文献[33] 的纵向脉动风速均方根 $\sigma_{vf}(z)$ 由式(9-18) 确定, 将式(9-18) 并连同式(9-19) 代入式(附 9-4) 后, 可得

$$I(z) = \frac{0.4\sqrt{\beta}}{\ln(z/z_0)} \quad (\text{附 9-7})$$

式(附 9-7) 中系数 β 值及 z_0 由表 9-3 查用。式(附 9-7) 实际上是用对数规律表达的, 且可用于实际工程。

参考文献

- [1] 钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程(JGJ3-91).北京:中国建筑工业出版社,1991
- [2] 建筑抗震设计规范(GBJ11-89).北京:中国建筑工业出版社,1989
- [3] 建筑地基基础设计规范(GBJ7-89).北京:中国建筑工业出版社,1990
- [4] 黄本才.高层建筑结构力学分析.北京:中国建筑工业出版社,1990
- [5] 赵西安.钢筋混凝土高层建筑结构设计.北京:中国建筑工业出版社,1995
- [6] Smith B S, Coull A. Tall Building Structures: Analysis and Design, 1991
- [7] 黄本才.高层建筑中人体的舒适度.结构工程师,1988.No.3
- [8] 李为镒等.杆件结构计算原理及应用程序.上海:上海科学技术出版社,1982
- [9] Coull A, Subedi N K. Framed-Tube Structures for High-Rise Buildings, ASCE(ST), Vol. 97, 1971
- [10] Coull A, Bose B. Simplified Analysis of Framed Tube Structures, ASCE(ST), vol. 1d, 1975
- [11] Coull A, Bose B. Deflection of Framed-Tube Structures, ASCE(ST), vol. 104, 1978
- [12] 林同炎等.结构概念和体系,王传志等译,北京:中国建筑工业出版社,1985
- [13] 袁明武等.一种新的墙单元.计算结构力学及其应用,1996.No.1
- [14] 中国建筑科学研究院高层建筑技术开发部.多层及高层建筑结构空间分析程序 TBSA 用户手册.1993
- [15] 中国建筑科学研究院结构所 CAD 工程部.结构平面计算机辅助设计软件 PMCAD. 1994
- [16] TBSACAD 系统技术开发部.高层及多层钢筋混凝土建筑结构计算机辅助设计 TBSACAD 系统用户手册,1994
- [17] 水电部天津勘测设计院等编译.有限元专用 CAD 系统 Vizicad 及其使用.1991
- [18] Wilson E L, Habibullah A. A Series of computer programs for the Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures Users Manual, 1990
- [19] Reserch Engineers Inc., USA, Structures Software Series.
- [20] 华南理工大学等.地基及基础.北京:中国建筑工业出版社,1991
- [21] 魏璉主编.高层及多层钢筋混凝土建筑抗震设计手册.北京:地震出版社,1990
- [22] 陈仲颐,叶书麟.基础工程学.北京:中国建筑工业出版社,1996
- [23] 沃尔夫岗·舒勒尔.高层房屋结构.同济大学钢筋混凝土结构教研室译,上海:上海科学技术出版社,1982
- [24] National Building Code of Canada, 1980
- [25] 美国规范.房屋及其他结构最小设计荷载,ANSI A58.1-1982,外国建筑结构荷载规范汇编,北京:中国建筑科学研究院,1991
- [26] American National Standard: Minimum Design Loads for Building and Other Structures (ANSI A58.1-1982), 1982
- [27] 日本规范.建筑荷载规程及说明(1981),外国建筑结构荷载规范汇编,北京:中国建筑

科学研究院,1991

- [28] 澳大利亚规范. AS1170.2-1989
- [29] 英国规范. 建筑设计荷载, BS6399, 外国建筑结构荷载规范汇编. 北京: 中国建筑科学院, 1991
- [30] 苏联规范, 荷载与作用, СНИЛД.01.07-85, 外国建筑结构荷载规范汇编, 北京: 中国建筑科学院, 1991
- [31] 中华人民共和国国家计划委员会. 建筑结构荷载规范(GBJ9-87). 北京: 中国计划出版社, 1990
- [32] 欧洲钢结构协会标准, 房屋与结构的风效应计算建议, 外国建筑结构荷载规范汇编, 中国建筑科学院, 1991
- [33] 埃米尔·希缪等著(刘尚培、项海帆、谢霁明译)·风对结构的作用——风工程导论, 上海: 同济大学出版社, 1992
- [34] Kolousek V, etc. *Wind Effects on Civil Engineering Structures*, 1984
- [35] 高层建筑钢结构设计暂行规定(DBJ08-32-92), 上海市标准, 1992
- [36] Chang F K. *Human Response to Motion in Tall Building*, ASCE (ST6), vol. 99, 1973
- [37] Davenport A G. 新的国际(ISO)风载标准. 低速气动力, 1989. No.1
- [38] 国外高层建筑抗风译文集. 上海: 上海科学技术文献出版社, 1979
- [39] 陈亚平, 黄本才. 上海新锦江饭店的风荷载及其响应分析, 建筑结构, 1991. No.2

