

文章编号:1673-2049(2007)03-0065-11

与抗震设计有关的结构和构件的分类及结构影响系数

童根树

(浙江大学 建筑工程学院, 浙江 杭州 310027)

摘要:根据近年对延性、阻尼、后期刚度、耗能能力、滞回曲线形状、2阶效应等因素对单自由度体系在地震作用下弹塑性响应影响的分析,提出一个比较完整的面向地震力计算和抗震设计的抗侧力体系、构件、连接节点和截面的分类体系,并与结构影响系数相联系。为与现行的小震地震力概念协调,又能够考虑钢结构延性好,对地震作用的削减更大的特点,引入地震延性调整系数,与结构和构件的分类配套应用。

关键词:抗震设计;抗侧力体系;地震作用;结构影响系数;单自由度;延性调整系数

中图分类号:TU352.11

文献标志码:A

Seismic-design-oriented Classification of Structures and Members and Structure Influence Coefficient

TONG Gen-shu

(School of Architectural Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310027, Zhejiang, China)

Abstract: Based on the analysis of ductility, damping, post-yield stiffness, energy-dissipating capacity, hysteretic curve shape, effecting on SDOF system under seismic, a systematic classification of earthquake-resistant structures, members, sections and structure influence coefficient closely related to the classification were proposed. For coordinating to concept of minor shock seismic force, and considering good ductility of steel structure, much cutting to seismic action, seismic ductility adjustment coefficient was introduced and supported to classification of structures and members.

Key words: seismic design; resistant lateral force system; seismic action; structure influence coefficient; SDOF; ductility adjustment coefficient

0 引言

中震和大震下结构将进入塑性状态,结构构件固有的塑性变形能力能够削减结构受到的地震作用,从而降低设计采用的地震力。中国《建筑抗震设计规范》(TJ 11—78)采用结构影响系数 C (0.25~0.50)来对中震下的弹性反应谱进行折减^[1],新近颁

布的《建筑工程抗震设计性态设计通则》(CECS 160:2004)也采用了结构影响系数^[2],日本则一直采用结构影响系数 D_s (0.25~0.55)。美国统一建筑规范 UBC 1997^[3]则用结构性能系数 R 除以中震弹性反应谱(重现期 475 a)得到基底剪力, $R=2.5\sim 8.5$ 。欧洲建筑抗震规范 EC8^[4]采用系数 q 进行折减, $q=(1.5\sim 5)\alpha$ (α 为超强系数,取1.0~1.3,有充

分依据时延性好的、超静定次数多的, q 最大允许放大到 8), 希腊规范与 EC8 接近, 而加拿大规范与美国规范接近。系数 R 、 q 或 D_s 、 C 主要依据经验和试验研究得到, 可对各种构件和结构体系延性和耗能能力的好坏进行判断。

中国现行建筑抗震规范 GB 11—89^[5] 引入了小震地震力计算方法, GB 50011—2001^[6] 保留了这种小震基底剪力, 地震影响系数 α_1 是小震加速度和中震加速度的比值(约为 0.35)乘以中震弹性反应谱。根据 GB 11—89, 这个比值正好和 TJ 11—78 对各种钢筋混凝土结构规定的结构影响系数的平均值 0.35 吻合, 而那时钢结构还很少应用, 采用这种地震力计算方法的结果与 TJ 11—78 的区别很小, 所以很快得到应用; 但是在 GB 50011—2001 中推广应用到多层和高层钢结构以后, 出现了一些不合理情况。在国际上仅中国以单一的系数 0.35 来反映弹塑性变形对基底剪力的削减作用。这使得根据结构和构件延性不同取不同结构影响系数(D_s 不同)的合理因素被忽略了, 导致结构延性的增加不能通过减小基底剪力而带来经济上的补偿。这使得目前国外各种延性耗能抗震结构(延性是增加耗能能力的一个最重要的方面)难以在中国推广应用。使问题显得更加突出的是, 由于钢结构的小阻尼, 其弹性反应谱比混凝土结构的弹性反应谱大, 而钢结构的地震力更大。

欧美基于结构的延性和超强特性对弹性反应谱折减确定基底剪力, 日本则仅基于延性, 中国则用小震来确定地震力, 原理根本不同, 中国的钢结构抗震设计实践出现了与欧美日均不协调的现象, 这增大了国际合作和交流的难度, 形成各自表述的可能。特别要指出, 中国规范中也存在不协调之处: 小震地震力默认的延性系数为 3, 对应的宽厚比、长细比、轴压比等限值理论上应相同, 但是规范 GB 50011—2001 中的这些指标随地震烈度增加而更加严格。国外对混凝土构件的抗震等级的划分和中国规范地震力的取法在理论上也是不一致的。这导致中国对低烈度设防建筑(如上海)的抗震安全度要低于高烈度设防建筑(如北京)的抗震安全度。

结构性能系数 R (或结构影响系数 C) 的取值, 虽然依据经验的成分较多, 但是理论也占据重要的作用。例如等位移准则^[7-8], 美国 UBC 和欧洲 EC8 的基底剪力的计算公式就是等位移准则的直接结果。它们反映了延性越好, 基底剪力可以取得越小的规律, 这个规律也被历次地震震害观察所证实。

但即使是等位移准则, 美国的 $R(2.5 \sim 8.5)$ 和欧洲的 $q(1.5 \sim 5)$ 也存在很大的区别, 与日本的结构影响系数 $D_s(0.25 \sim 0.55)$ 的差距更加大。

对于地震作用的荷载分项系数, 各国的差距更大(日本现在取 100 a 一遇的地震进行抗震设计, 地震力的分项系数为 1.4, 20 世纪 90 年代取 50 a 一遇的地震, 其地震力的分项系数为 2.0; 中国是 50 a 超越概率 63% 的地震, 组合系数为 1.3, 并引入承载力抗震调整系数 γ_{RE} ; 而美国和欧洲则取地震作用的标准值参与组合)。这说明, 国际上在抗震设计的目标陈述上相似, 但是具体做法上仍有很大的不同。

要缩小各国抗震设计方法上的差距, 不仅要总结经验, 还要将抗震设计理论和方法, 建立在一个更完善的理论框架之中, 而完善和发展这个理论框架的条件正逐渐成熟。本文中提出面向地震力计算和抗震设计的结构体系、钢构件、截面分类体系, 并与地震力的取值和构件设计相联系。

1 板件和构件的分类

1.1 板件的分类

P-I 为截面达到塑性弯矩后在保持承载力不变的情况下产生塑性转动能力的截面; P-II 为截面弯矩到达塑性弯矩的截面, 但其不具有塑性转动能力; P-III 为弹性截面, 它的抗弯能力为截面塑性弯矩。

设计梁柱时采用哪一类截面, 对结构的延性有重要的影响, 并决定钢结构的地震力的取值。由于高层建筑结构形式和性能多样, 不宜要求所有地区的所有结构均采用宽厚比限制很严的抗震设计。

表 1 针对抗震设计的建筑, 将板件的宽厚比分成 3 类, P-I 具有塑性转动能力, P-II 能够到达塑性铰弯矩, 而 P-III 截面仅有不超过 1/4 截面高度的塑性开展。

欧、美、日均对板件按照宽厚比分类, 但是具体做法不同。EC3 仅根据板件的应力分布和两纵向边是否有与之相连的板件来进行分类, 不区分梁和柱。现欧洲各国的抗震规范在宽厚比分类上完全引用 EC3; 日本则区分梁和柱进行分类; 美国采用类似于欧洲的做法, 但是在根据受力状态及板件两纵边的支承条件进行分类时, 具体又联系到其在梁和柱子中的应用。美国将 P-I 类归到抗震设计规程中, 在钢结构设计规范中仅包含 P-II 和 P-III 的分类标准。

根据受力状态进行板件的分类是合理的, 但是某些构件只有柱子才采用, 所以还要将梁和柱子的

表 1 板件的分类

Tab.1 Classification of Pallets

构件	参 数		板件分类		
			P- I	P- II	P- III
柱	工字形截面翼缘外伸部分 b/t		9ε	11ε	13ε
	箱形柱翼缘在两腹板之间的部分的宽厚比		25ε	32ε	42ε
	工字形和箱形柱子的腹板 h_w/t_w		$(72-40\frac{N_w}{A_wf})\epsilon\leqslant100\epsilon$	$(80-45\frac{N_w}{A_wf})\epsilon\leqslant110\epsilon$	$63\epsilon(1-0.34\Psi)\leqslant120\epsilon,$ $-\infty<\Psi=\sigma_{\min}/\sigma_{\max}\leqslant1$
	圆钢管径厚比		$50\epsilon^2$	$70\epsilon^2$	$90\epsilon^2$
	圆钢管混凝土柱径厚比		$70\epsilon^2$	$85\epsilon^2$	$100\epsilon^2$
	矩形钢管混凝土柱壁板宽厚比		40ε	50ε	60ε
梁	工字形截面翼缘外伸部分 b/t		9ε	11ε	13ε
	箱形柱翼缘在两腹板之间的部分的宽厚比		25ε	32ε	42ε
	工字形和箱形柱子的腹板 h_w/t_w		$(72-40\frac{N_w}{A_wf})\epsilon\leqslant100\epsilon$	$(80-45\frac{N_w}{A_wf})\epsilon\leqslant110\epsilon$	$63\epsilon(1-0.34\Psi)\leqslant120\epsilon,$ $-\infty\leqslant\Psi=\sigma_{\min}/\sigma_{\max}\leqslant1$
	工字梁两翼缘之间填混凝土， 且混凝土能够防止腹板屈曲	翼缘宽厚比	10ε	14ε	20ε
		腹板宽厚比	85ε	85ε	85ε

注:ε= $\sqrt{235/f_y}$, f_y 为钢材屈服强度; f 为钢材强度设计值; N_w 为腹板应力的合力, 以压为正; A_w 为腹板的面积; σ_{\max} 取腹板压应力大的值, 以压为正; 而 σ_{\min} 为腹板另一侧的力; 钢管的径厚比为钢管外径和厚度的比值; b/t 、 h_w/t_w 分别为工字形截面翼缘外伸宽度、翼缘厚度、腹板净高、腹板厚度。

板件分列。相同条件下的板件, 在梁和柱子中的分类标准是相同的。

对于承受压力和弯矩的腹板,《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001) 针对地震烈度为 8 度的规定中, 采用 $72-100N/N_y$ (N 为杆件地震组合工况下的轴力, N_y 为全截面屈服轴力) 的限值, 存在的问题是随 N/N_y 下降得太快, 另外就是与全截面的压力发生关系, 但是更为直接的影响参数是腹板的压力。本文中改为 $72-40N_w/N_{wy}$, 与 EC3 接近, 比美国规范更加严格。

需要指出的是, 美国对 P-III 类的分界放得很宽, 抗震设计不宜参考。

1.2 柱子的分类

C-I: 中震作用下形成塑性铰的柱子(有可能形成塑性铰的最底层柱子及顶部 1/3 高度范围内可能形成塑性铰的柱子), 轴压比和长细比应满足

$$1.6\frac{N}{N_y}+\frac{\lambda}{120}\sqrt{\frac{235}{f_y}}\leqslant1$$

(1)

式中: λ 分别取截面两个主轴方向长细比的较大值。柱子的宽厚比要求, 则根据选用的结构影响系数, 取 P-I 或 P-II 进行验算。

C-II: 中震作用下不形成塑性铰的柱子, 即满足强柱弱梁的柱子及满足 2 倍地震力的地震工况组合下的强度和稳定性要求的柱子

$$1.1\frac{N}{N_y}+\frac{\lambda}{120}\sqrt{\frac{235}{f_y}}\leqslant1$$

(2)

柱子的宽厚比要求, 则根据选用的结构影响系数, 取 P-I、P-II 或 P-III 进行验算。

C-III: 只承受竖向荷载的柱子, 即不是抗震抗侧力结构体系中的柱子, 非抗震设计的柱子

$$\lambda\leqslant120\sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

(3)

柱截面宽厚比可以按照 P-III 要求进行验算。

柱子根据长细比和轴压比进行分类。明确柱子分类的只有日本建筑学会的《钢构造限界状态设计指针·同解说》(1998 年版), 此书对柱子和梁都进行了分类, 然后和板件的分类一起, 决定构件的分类, 最后根据构件的分类来决定计算地震力的结构影响系数, 见表 2、3。

表 2 日本建筑学会对构件的分类

Tab.2 Classification of Members by Japanese Institute of Architects

梁、柱类别	P- I	P- II	P- III	P- IV
L- I, C- I-1	S- I-1			
L- I, C- I-2		S- I-2		
L- II, C- II			S- II	
L- III, C- III				S- III

对柱子的这种分类, 看似很有理, 但是通过分析, 则可获得不同的认识。

(1) 日本对 C-I 类的划分界限很宽松。对 C-II、C-III 类的划界更加放宽, 不宜参考。

(2) 强柱弱梁的设计要求使得柱子不太容易出

表 3 日本建筑学会建议的结构影响系数
Tab. 3 Structural Influence Coefficients Advised by
Japanese Institute of Architects

构件分类	S-I-1	S-I-2	S-II	S-III
框架结构影响系数 γ	0.25	0.30	0.35	0.45
框架-支撑结构影响系数	$\gamma(1+0.4\bar{\alpha}_B)\leq 0.5$			0.5

注： β 为支撑水平承载力和整层水平承载力的比值； $\bar{\lambda}_B$ 为支撑杆通用长细比，是支撑长细比 λ_B 除以欧拉长细比 $\pi\sqrt{E/f_y}$ 得到的比值， E 为钢材特性模量。

现塑性铰。如果不满足强柱弱梁的要求而在柱子上出现塑性铰，则轴压比和长细比要有更加严格的限制才能保证其延性，因此不影响结构的影响系数。

(3) 上述《钢构造限界状态设计指针·同解说》全书未提到日本规范，参考日本的书《建筑物的构造规定——建筑基准法施行令第 3 章的解说和运用》(1997 年版)，此书中也没有根据长细比和轴压比对梁和柱子进行分类，因此推测《钢构造限界状态设计指针·同解说》的说法是编者集体的观点，而不是日本标准。

笔者认为，日本对柱子的分类是合适的，但是没有与地震力调整系数相联系。C-I 有良好的延性，是特殊情况下的补充要求，如底层柱子、强柱弱梁不满足时的柱子，就要按照 C-I 要求来设计；C-II 是一般的柱子均要满足的；C-III 是非抗震设计的柱子和非抗侧力体系中的柱子。

若满足式(1)，则柱子的抗弯承载能力，在扣除轴力影响后，还能够达到全截面塑性弯矩的 50%~70%，满足在较大侧移时承受柱子内产生弯矩的客观要求，柱子的竖向承载力退化小，从而保证了柱子的延性。

若满足式(2)，则柱子的抗弯承载能力，在扣除轴力的影响后，还能够达到截面塑性弯矩的 25%~50%。

1.3 梁的分类

梁按照表 4 进行分类，分类的目的在于确定与地震力修正系数相对应的验算指标。

当梁的长细比指标 $\bar{\lambda}_{bf}$ 不能满足且梁高不大于 600 mm 时，在离开梁柱连接面 1.5~2 倍梁高 h_b 处设置与梁等宽的横向加劲肋，在加劲肋部位的上翼缘两侧边，附加焊接直径不小于 $\Phi 16$ 、高度达到楼板厚—15 mm 的螺栓各 1 颗，并在楼板内；垂直与梁方向布置直径不小于 $\Phi 12$ (上皮下皮各 1 根) 的 RPB 钢筋，长度在梁两侧伸出梁轴线不小于 6 倍楼板厚。当梁高大于 600 mm 时，宜采用水平隅撑。

表 4 梁的分类
Tab. 4 Classification of Beams

支承情况	B-I	B-II	B-III
工字梁上翼缘有楼板	$\bar{\lambda}_{bf}\leq 0.25$	$0.25<\bar{\lambda}_{bf}\leq 0.40$	$0.40<\bar{\lambda}_{bf}\leq 0.55$
梁上翼缘无楼板	$\bar{\lambda}_b\leq 0.50$	$0.50<\bar{\lambda}_b\leq 0.75$	$0.75<\bar{\lambda}_b\leq 1.20$
适用的结构影响系数	≤ 0.25	≤ 0.35	≤ 0.45

注： $\bar{\lambda}_{bf}=\sqrt{f_y/\sigma_{crf}}$ ， $\sigma_{crf}=0.5E\sqrt{b_{f2}t_w^3/(t_{f2}h_w^3)}$ ， b_{f2} 、 t_{f2} 分别为工字形钢梁下翼缘的宽度和厚度，这是要防止梁负弯矩区的畸变屈曲指标； $\bar{\lambda}_b=\sqrt{M_{cr}/M_p}$ ， M_p 为截面的全塑性弯矩， M_{cr} 为梁的弹性失稳的临界弯矩，按照 GB 50017—2003 和有关结构稳定理论计算，这是要防止梁的整体弯扭失稳指标；适用的结构影响系数是指，根据 GB 50017—2003 第 5.3.5 条选用地震力修正系数后，对梁进行验算时，按梁的长细比验算的指标取值。截面的宽厚比仍选用 B-I、B-II 或 B-III。

当楼板为压型钢板做底模的楼板时，如果压型钢肋方向与梁平行，则上述措施的梁高分界标准调整为 400 mm，且截面的宽高比不小于 0.5。

在日本的《钢构造限界状态设计指针·同解说》中梁根据弯扭失稳的长细比进行分类，并且和宽厚比分类一起对构件进行分类，从而决定结构的影响系数。

结构抗震要依赖塑性铰的形成，塑性铰一般要求出现在梁上。像要求板件承受较大应力和应变的循环而不发生失稳一样，对梁的整体，要求它发生往返的塑性铰转动而不发生整体的弯扭失稳，也是保证其延性的要求，因此梁的分类是与结构延性系数密切相关的。

实际上梁上翼缘有楼板，这种梁的弯扭失稳实际上是负弯矩区的下翼缘的平面外失稳，是一种畸变屈曲，因此应根据梁上翼缘是否有楼板区别对待。

针对畸变屈曲，本文中提出的计算通用长细比的方法是经过简化的方法。如果相互垂直的梁直接加水平隅撑或采取后面给定的措施(图 1)，则无需计算，这根梁就可以划分为 B-I。本文中引入 B-I、B-II 和 B-III，并提出加横向加劲肋的措施，为高层钢结构住宅内避免使用水平隅撑创造了条件。

2 抗侧力构件的分类

中心支撑和钢板剪力墙的分类见表 5，现浇剪力墙的分类见表 6，边缘约束构件见图 2。

抗侧力构件有中心支撑、现浇剪力墙、钢板剪力墙、偏心支撑、钢板支撑剪力墙、竖缝剪力墙以及防屈曲支撑。其中带竖缝剪力墙、钢板支撑剪力墙、防屈曲支撑、偏心支撑有惟一而具体的设计要求，不必

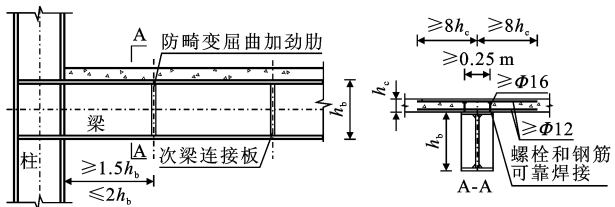


图 1 防畸变屈曲的加劲肋及其构造

Fig. 1 Stiffener of Aberrance Flexure Prevention and Its Configuration

表 5 支撑架和钢板剪力墙分级

Tab. 5 Classification Grades of Carriage and Steel Shear Wall

构件	1 级	2 级	3 级
中心支撑架	$\bar{\lambda}_B \leq 0.35$, 工字形翼缘外伸宽厚比为 8ϵ ; 工字形腹板为 20ϵ ; 箱形截面壁板为 20ϵ ; 角钢肢宽厚比为 8ϵ ; 剖分 T 形截面腹板为 10ϵ	$0.35 < \bar{\lambda}_B \leq 0.7$, 工字形翼缘外伸宽厚比为 9ϵ ; 工字形腹板为 25ϵ ; 角钢肢宽厚比为 9ϵ ; 剖分 T 形截面腹板为 12ϵ ; $1.4 < \bar{\lambda}_B \leq 2.0$, 宽厚比要求同 1 级, 框架必须承担总水平力的 50% 以上	$0.7 < \bar{\lambda}_B \leq 1.4$, 工字形翼缘外伸宽厚比为 10ϵ ; 工字形腹板为 30ϵ ; 箱形截面壁板为 30ϵ ; 角钢肢宽厚比为 10ϵ ; 剖分 T 形截面腹板为 14ϵ
钢板剪力墙	$\bar{\lambda}_s \leq 0.5$, 满足此式要求时, 屈曲承载力达到抗剪屈服强度 (外包混凝土), 多次往返, 强度不退化	$0.5 < \bar{\lambda}_s \leq 1.2$, 一般情况下不屈曲, 中震下发生塑性屈曲, 往复荷载下强度少量退化	$1.2 < \bar{\lambda}_s \leq 2.5$

注: $\bar{\lambda}_B = \lambda_B / (\pi \sqrt{f_y / E})$; $\bar{\lambda}_s = \sqrt{\tau_{cr} / f_{vy}}$, τ_{cr} 为钢板剪力墙的弹性屈曲临界力, 考虑加劲肋、外包混凝土的影响; f_{vy} 为钢板的抗剪屈服强度, $f_{vy} = f_y / \sqrt{3}$ 。

再划分细分类或等级, 但是中心支撑、现浇剪力墙和钢板剪力墙, 根据长细比、配筋率、加强方式等的不同, 在往复荷载作用下, 具有不同的滞回曲线和延性, 因此应进行分类。

中心支撑的分类: 中心支撑在各类结构中应用非常广泛, 但是中心支撑在地震的往返荷载作用下, 必然经历失稳-拉直的过程, 滞回曲线随长细比的不同变化很大。当长细比小时滞回曲线丰满而对称, 当长细比大时, 滞回曲线形状复杂、不对称, 受压承载力不断退化, 存在一个拉直的不受力的滑移阶段, 因此应根据支撑的长细比分类, 根据类别来确定结构影响系数。

在美国, 中心支撑体系分为特殊中心支撑体系 (SCB) 和普通中心支撑体系 (OCB), SCB 的抗震性

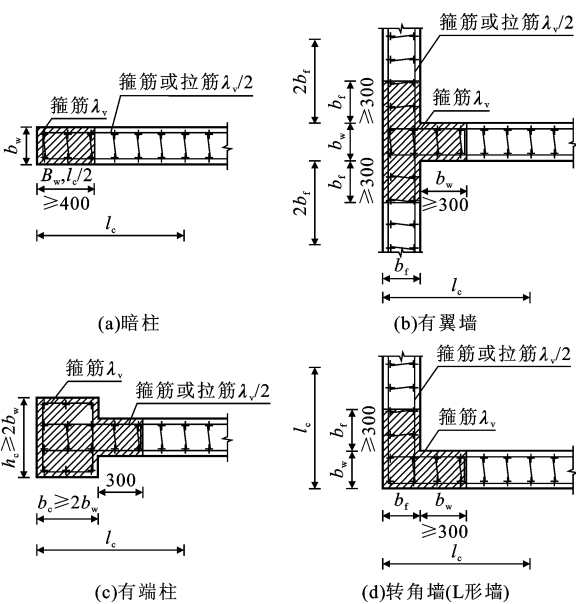


图 2 边缘约束构件 (单位: mm)

Fig. 2 Fringe Restriction Members (Unit: mm)

能更好, 地震力可以取得更小, 但是在对支撑杆的长细比的限值上, 其放得更加宽。欧洲的 EC8 则规定, Q235 中心交叉支撑的长细比, 应该在 120~196。日本也将长细比大于 130 的支撑杆与长细比为 32~59 的划为同一类, 其反而比长细比为 59~130 的更好。要理解这种规定, 需要就耗能能力对结构抗震的意义有新的认识。

这种新的认识来源于将延性和耗能能力作为两个因素进行研究得到的一些结论^[9]。过去, 总是将两者综合在一起, 但是如果将两者作为独立的变量, 则会发现, 延性对抗震是至关重要的, 决定性的因素是延性而不是耗能能力。

教科书中所述的确定地震力的等位移准则和阻尼、耗能能力无关, 只与延性有关的。这个准则长期以来被美国、欧洲的抗震设计规范用来确定地震力。

如一根长细比很大的圆钢支撑, 由于没有局部屈曲的不利影响, 将有较好的延性, 虽然耗能能力不是最好的, 因此支撑的设计, 长细比不是最关键的, 关键的是防止局部屈曲部位过大的、集中的塑性变形导致开裂。支撑两端部节点尽量减小应力集中, 节点板在支撑杆平面外屈曲时不要产生过大的计算中不能考虑的应力, 以免导致焊缝过早破坏。

长细比较大的支撑杆, 因为传递的力较小, 在节点部位更加容易设计成延性好的节点。长细比大的构件, 结构的刚度小, 更容易处在长周期范围内, 地震力更小。

对耗能能力的作用也要有新的认识。对钢结构

表 6 现浇剪力墙分级

Tab. 6 Classification Grades of Shear Wall Cast In-situ

参 数	1 级	2 级	3 级
加强层剪力墙厚度	底部加强部位截面厚度不小于 200 mm 和 $\frac{1}{16}h$	底部加强部位截面厚度不小于 180 mm 和 $\frac{1}{18}h$	底部加强部位截面厚度不小于 160 mm 和 $\frac{1}{20}h$
地震作用产生的剪力设计值	底部加强部位放大 1.6 倍和 $1.1 \times \frac{M_{wua}}{M_w}$ 的较大值,其余部分放大 1.2 倍,且不小于各自墙肢底部剪力放大后的 1/3	底部加强部位放大 1.4 倍和 $1.05 \times \frac{M_{wua}}{M_w}$ 的较大值,其余部分放大 1.1 倍,且不小于各自墙肢底部剪力放大后的 1/3	底部加强部位放大 1.2 倍和 $\frac{M_{wua}}{M_w}$ 的较大值,其余部分不放大,但不小于各自墙肢底部剪力放大后的 1/3
弯矩设计值	底部加强层不放大,其余部位不小于底部弯矩的 1/3	底部加强层不放大,其余部位不小于底部弯矩的 1/3	底部加强层不放大,其余部位不小于底部弯矩的 1/3
轴压比限值	0.4	0.5	0.6
钢筋搭接长度	$1.2l_a$	$1.1l_a$	l_a
水平和竖向分布筋配筋率/%	0.25	0.25	0.25
水平和竖向分布筋直径/mm	8	8	8
水平和竖向分布筋间距/mm	≤ 300	≤ 300	≤ 300
边缘约束构件配箍特征值 λ_v	0.2	0.2	0.2
边缘约束构件高度 l_c (暗柱)	$0.25h_w$	$0.225h_w$	$0.2h_w$
边缘约束构件高度 l_c (有翼墙或端柱)	$0.2h_w$	$0.175h_w$	$0.15h_w$
边缘约束构件箍筋直径/mm	≥ 8	≥ 8	≥ 6
边缘约束构件底部加强部位箍筋间距/mm	≥ 100	≥ 150	≥ 150
边缘约束构件其他部位箍筋间距/mm	≥ 150	≥ 200	≥ 200
边缘约束构件纵向钢筋最小配筋量	0.012 A_c 和 6 根 $\Phi 16$ 的钢筋	0.010 A_c 和 6 根 $\Phi 14$ 的钢筋	0.008 A_c 和 6 根 $\Phi 12$ 的钢筋

注:箍筋体积配筋率 $\rho_v = \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}}$, f_c 为混凝土抗压强度设计值, f_{yv} 为箍筋(横向分布筋)强度设计值; h_w 为墙肢的长度; $l_c \geq \max[1.5b_w, 450 \text{ mm}, m]$, m 为表中数值; M_{wua} 为剪力墙墙肢的抗弯承载力; M_w 为地震作用下的弯矩;翼墙长度小于其厚度的 3 倍或端柱截面边长小于墙厚的 2 倍时,视为无翼墙和无端柱;对暗柱 $A_c = l_c b_w$,对其他 3 种情况,取图 2 中阴影部位的面积;底部加强部位,取 2 层高度和 0.125 倍总高度的较大值;剪力墙的设计还应该满足《钢筋混凝土结构设计规范》和《建筑抗震设计规范》的其他设计要求; l_a 为钢筋的标准锚固长度。

弹塑性动力学的初步研究表明^[10],动力荷载所做的功是依赖于结构本身的耗能能力的。如果结构无阻尼完全弹性,则作用在其上的正弦动力荷载不做功,因为结构内的势能要释放出来;反之,如果结构有阻尼或塑性耗能能力,则动力荷载不断做功。这说明:如果结构有能力耗能,则地震会不断地向其输入能量。一个具有耗能能力结构的优点为:能同阻尼意义一样有效地避免共振,塑性耗能能够有效地减小结构的振幅。

上述表明,耗能能力有有利的作用,也有负面的影响,但综合起来是有利的,所以不能忽略耗能能力的作用,但是应该放在延性之后。

更加详细的研究表明,耗能能力的作用对结构周期 $T = T_g$ 的结构最有利,这主要缘于塑性变形

(刚度下降)对共振的削减作用,也缘于共振时反应最为激烈,阻尼和塑性耗能的作用发挥也最为充分。此时有理想耗能能力的结构,其地震力可以比完全没有耗能能力的双线性结构小 30%~50%。当周期增大或减小时,耗能能力的作用以高于双线性结构的速度下降,但对 $T = 0$ 的结构耗能能力没有什么用,对 $T > 3T_g$ 的结构影响也很小。这样的结论与等位移准则相符,也与刚性结构的地震力相符。

虽然欧美学者认为长细比大的抗震性能更好,但配套的设计规定使得其应用是有条件的:美国 AISC 的 SPSSB^[11]指出,每一列支撑,由受拉的支撑提供的抗力不得大于 70%,也不得小于 30%。如果水平力完全由支撑承担,这意味着 Q235 支撑杆的长细比不超过 120。如果是框架-中心支撑体系,支

撑长细比很大,受压承载力很小,则框架部分应能够承担30%~70%的水平地震力的作用。

笔者参照日本的规定,将支撑分为3类,长细比大的放在第2类,并且规定了使用条件。

钢板剪力墙根据板件的长细比进行分类。现浇剪力墙则根据抗剪能力和轴压比进行分类。这里包含钢筋混凝土剪力墙是因为目前钢框架-钢筋混凝土剪力墙结构是最常见和经济的普通高层结构体系。剪力墙如果发生抗剪破坏,则是脆性的,应尽量避免。轴压比大,则脆性增加,延性下降,所以对1级剪力墙,设计时剪力放得更大。由于剪力墙和框架的相互作用,顶部可能是框架支持剪力墙,剪力墙内的剪力出现反号和0点,不能取剪力墙剪力为0或很小值来设计剪力墙的配筋,因此规定顶部的剪力设计值不小于底部的1/3。另外剪力墙的配筋和周边加强构件也对其延性产生影响,因此规定参照GB 50011—2001的抗震等级确定边缘加强构件。

3 结构影响系数

3.1 结构影响系数和荷载组合

结构影响系数 C 取值的大小,直接关系到结构的安全度,因此不可避免地要和地震作用的荷载分项系数结合考虑,在中国还与承载力抗震调整系数 γ_{RE} 有关。

对于承载力抗震调整系数 γ_{RE} ,目前并没有合适的解释,而GB 50011—2001第5.4.2条和GB 11—89第4.4.2条的解释(下面括号中是笔者的解释或疑问)为:“结构在设防烈度下的抗震验算根本上说是一个弹塑性变形验算,但为减少验算工作量并符合设计习惯,对大部分结构,将变形验算转换为众值烈度地震作用下构件承载能力验算的形式来表现。在确定地震作用分项系数(指目前的1.3系数)的同时,可以得到与抗力标准值 R_k 相应的最优抗力分项系数(这个系数等于多少?),并进一步转换为抗震的抗力函数(即抗震承载力设计值 R_{de}),使抗力分项系数取1.0或不出现(这里1.0和不出现是否等价;如果不等于1.0,则如何能够不出现?按照等于1.0理解,这句话表示 $R_{de} = R_k$)。各规范的承载力设计值为 R_d ,因此抗震设计的抗力分项系数就相应地变为承载力设计值的抗震调整系数,即 $\gamma_{RE} = R_d/R_{de}$ 。”

如果按照上面的使抗力分项系数等于1.0的解释,抗震调整系数应为 $\gamma_{RE} = 1/\gamma_R$ 。对钢结构,承载力抗震调整系数应为0.9,但是抗震设计规范规定对

钢结构梁柱的抗震调整系数取0.75,它们之间差1.2倍,因此逻辑上不成立。

上述可以解释为:引入 γ_{RE} 是部分地考虑了不同构件和材料的延性的差别,但只能用于各种不同的钢筋混凝土结构(框架和剪力墙)以及砖石结构。这与《建筑抗震设计规范》(GBJ 11—89)的应用背景一致,因为那时钢结构很少得到应用,GBJ 11—89中涉及到钢结构的条文也很少,主要是钢支撑。但是应用于现在,它不能说明目前抗震设计规范中钢梁、钢柱和钢筋混凝土梁和柱在 γ_{RE} 的取值上何以差别如此小。

实际上 γ_{RE} 的来源是:欧美等国早期对风和地震组合下材料容许应力提高1/3。在《建筑抗震设计规范》(TJ 11—78)中,采用0.8系数对安全系数1.41(钢结构)和1.55(钢筋混凝土结构)进行折减。在GBJ 11—89中 γ_{RE} 又负担了考虑延性差别的重任,在该规范中厂房钢柱的 γ_{RE} 为0.7,而普通砌体墙因为延性差,取1.0。轴压比大于0.15的钢筋混凝土柱 γ_{RE} 取0.8,是作为标准的,与TJ 11—78的0.8折减系数对应。

对 γ_{RE} 的解释,使得人们对“小震地震力”的概念有了新的认识:

承载力抗震调整系数 γ_{RE} 用在如下的组合中 $1.2(D+0.5L)+1.3F_{EK} \leq R/\gamma_{RE} = R_k/(\gamma_{RE}\gamma_R)$ 它相当于 $1.2\gamma_{RE}(D+0.5L)+1.3\gamma_{RE}F_{EK} \leq R_k/\gamma_R$,即相当于对荷载进行折减。如果认为抗震设防的目标为475 a一遇的中震,对这么长重现期的荷载,抗力和荷载完全可以按照标准值来设计,但考虑到恒载(重力荷载代表值)总是存在的,则对恒载的折减不宜使 $1.2\gamma_{RE}\gamma_R < 1$,即 $\gamma_{RE} \geq 0.75$ 。从抗震设计规范的规定看,这个要求确实满足,可能正是这个要求,才使得GB 50011—2001将钢柱的 γ_{RE} 从0.7调整为0.75。但是此时地震作用部分 $1.3 \times 0.75 \times 1.111 = 1.083 > 1$,即地震作用部分还是大于标准值,大于标准值的比例大致等于钢材的抗力分项系数。

对于地震作用的荷载分项系数:欧美取1.0,即取标准值进行设计;日本取100 a一遇的地震,分项系数为1.4,20世纪90年代取50 a一遇的地震时为2.0。这说明,国际上在抗震设计的目标陈述上是相似的,但是具体做法上有很大的不同。

不同的构件引入不同的 γ_{RE} 在操作上会带来很多不便,参考欧美的做法,地震作用采用标准值,恒载部分采用1.2系数,抗力采用设计值,即

$$1.2(D+0.5L)+F_{EK} \leq R_k/\gamma_R \quad (4)$$

笔者下面建议的结构影响系数是配合式(4)使用的。

3.2 结构影响系数建议值

高层钢结构的结构体系较多,抗侧力构件又划分等级,双重抗侧力结构中支撑构件承担的水平地震力的比例不同,抗震性能也不同。地震力调整系数由表 7~10 给出。

在计算地震力时,采用 η_2' (阻尼塑性综合影响系数)

$$\eta_2' = \frac{1}{2}(1 + \eta_2)$$

(5)

用 η_2' 代替 GB 50011—2001 的阻尼影响系数 η_2 ,代入地震反应谱,计算地震影响系数。

在短周期范围内, $T_1 < 0.8T_g$ 时,结构影响系数应按下式进行放大

$$C' = \frac{C}{C + (1 - C)T_1 / (0.8T_g)}$$

(6)

结构影响系数说明:GB 50011—2001 采用小震的地震力进行结构设计,但是这与小震地震力的计算方法与延性是削减地震作用的最主要因素的结论是不太相容的,并且用来设计钢结构这种延性较好的结构是不经济的,对美日出现的新的抗震结构体系(EBF 体系、日本的带竖缝剪力墙,钢板支撑剪力墙、防屈曲支撑结构体系)的推广也带来了不利影响,因此对钢结构的地震力,在抗震规范的小震地震力的基础上,应允许引入考虑结构延性不同的结构影响系数。它是按照下面的程序确定的:

根据 1974 年、1978 年的抗震设计规范的结构影响系数 C,参照日本、美国和 EC8 的地震力的计算规定,针对不同的结构体系(表 7~10 对应的 4 大类结构)和不同的延性预期,确定新的系统的结构影响系数 C。新的结构影响系数,没有取美国的地震力那么小,而是接近日本的结构影响系数。

需要特别指出的是,考虑延性对地震力进行折减后,地震作用产生的内力和其他荷载产生的内力,仍然可以线性地组合。因为抗震设计的目的是保证建筑物在地震作用下不倒,要建筑物不倒,建筑物的承载力在扣除恒载、活载部分消耗掉的部分承载力以后,还应该有余承载力。这个剩余承载力及其变形能力才是用来抵抗地震作用的。剩余部分的承载力应该等于多少,这是由地震力的取值决定的。剩余部分的承载力和恒载加活载消耗掉的承载力是线性叠加关系,则地震作用产生的内力和恒载活载产生的内力也是叠加关系。这个剩余承载力的概念

表 7 单一结构的结构影响系数
Tab. 7 Structure Influence Coefficients of Single Structure

结构体系	截面宽厚比分类或支撑分类	结构影响系数	说 明	补充要求
框架结构	P- I	0.25	满足强柱弱梁要求的部位柱子按照 P- II	
	P- II	0.35	满足强柱弱梁要求的部位柱子按照 P- III	
	P- III	0.45		
中心支撑结构体系	1 级	0.30	梁 P- II 柱 P- II;	支撑架的梁柱必须刚接,其余梁柱铰接时增加 0.05
	2 级	0.35	梁 P- II 柱 P- III;	
	3 级	0.45	梁柱 P- III	
外钢钢框筒结构	P- I	0.25	满足强柱弱梁要求的部位柱子按照 P- II	内部柱子按照只承受竖向荷载设计时增加 0.05
	P- II	0.35	满足强柱弱梁要求的部位柱子按照 P- III	
	P- III	0.45		
交错桁架结构	柱子宽厚比满足 P- II, 底层柱子满足 P- I	0.35	桁架中间段无腹杆节间及两侧各一个节间的弦杆宽厚比满足 P- I 要求,其余节间 P- II	底层无桁架时,底层柱应满足 3 倍地震作用的组合下的强度和稳定性要求

注:在双重抗侧力结构中,如果框架分担的水平力达到 75%时,该结构也看作为框架结构;双重抗侧力结构中,中心支撑分担的水平力达到 75%时,该结构看成是单一的中心支撑结构;交错桁架结构要注意垂直方向的结构体系可能决定了柱子的宽厚比要求;交错桁架结构的底层如果布置了其他抗侧力结构,转换层楼板按照规定加强,底层的地震剪力放大 1.6 倍参加组合,进行设计。

表 8 延性双重抗侧力结构的结构影响系数
Tab. 8 Structure Influence Coefficients of Ductility
Double Resistant Lateral Forces Structure

结构体系	框架部分截面宽厚比等级	框架剪力分担率		
		≤0.25	0.25~0.50	>0.50
框架-偏心支撑结构和框架-防屈曲支撑结构	P- I	0.250	0.250	0.250
	P- II	0.300	0.325	0.350
	P- III	0.350	不允许	不允许
框架-竖缝剪力墙结构	P- I	0.350	0.300	0.250
	P- II	0.375	0.375	0.375
	P- III	不允许	不允许	不允许

注:框架-钢板支撑结构的地震力调整系数取框架-偏心支撑结构对应的数值加 0.05;柱子不形成塑性铰(满足强柱弱梁要求的)部位,柱子的宽厚比可以降低 1 级,但不得低于 P- III。

表 9 双重抗侧力结构的结构影响系数

Tab. 9 Structure Influence Coefficients of Double Resistant Lateral Forces Structure

结构体系	框架部分截面 宽厚比等级	抗侧力构件等级及框架剪力分担率								
		1 级			2 级			3 级		
		≤0.25	0.25~0.50	>0.50	≤0.25	0.25~0.50	>0.50	≤0.25	0.25~0.50	>0.50
框架-中心 支撑结构	P-I	0.300	0.275	0.250	0.375	0.350	0.325	0.400	0.375	0.350
	P-II	0.325	0.325	0.350	0.400	0.400	0.400	0.425	0.400	0.400
	P-III	0.350	0.375	0.400	0.400	0.425	0.450	0.450	0.450	0.450

注:框架-钢板剪力墙结构取为表 8 中数值;框架-现浇剪力墙结构为表 8 中数值加 0.05;当框架梁和现浇剪力墙采用铰接和接近铰接的半刚性连接时,应按照表 8 中数值增加 0.075;当满足强柱弱梁的要求时,柱截面的宽厚比可以降低 1 级。

表 10 巨型结构和带伸臂结构的结构影响系数

Tab. 10 Structure Influence Coefficients of Giant
Structure and Long Arm Structure

结构体系	板件宽厚比等级	C	说 明
巨型框架结构,巨型框架,巨型空间桁架带或不带腰架和顶架的伸臂结构体系	P-I,腹杆 1、2 级	0.30	组成巨型框架体系的柱子,空间桁架的立柱,支撑架的立柱和与伸臂相连的柱子需在 2 倍地震作用组合下满足承载力要求
	P-II,腹杆 1、2 级	0.35	
	P-III,腹杆 3 级	0.40	

注:立柱在满足 2 倍地震力的组合下的承载力要求时,在结构影响系数为 0.35 时,这些柱子的宽厚比可以放宽到 P-II。
在日本语中称为保有耐力。

在地震力的计算过程中,笔者需要特别强调:GB 50011—2001 是以抵抗中震作为建筑的抗震设防目标的;日本和美国也是这样。中震是 475 a 一遇的地震。美国和 EC8 对变形的验算,也是按照中震下的变形不超过 1/100~1/50 的要求进行的,但是目前中国的罕遇地震薄弱层变形验算是按照大震时的地震力进行的,罕遇地震下变形不超过 1/120~1/50。罕遇地震下的变形与欧美在中震下变形的限制基本相同,在罕遇地震验算时,变形按照大震下的地震力计算的弹性位移,再乘以放大系数 η_p ($\eta_p=1.8,2.0,2.2$),然后与 1/120~1/50 的限值进行比较。差别如此巨大,这如何保证中国设计的经济性和合理性,值得同行长久和深入的讨论。

欧美日对重要建筑,如中国的甲类建筑和乙类建筑,引入结构的重要性系数,美国对甲类建筑,重要性系数取 1.5,经过地震概率计算,乘以 1.5 以后,使得设防标准提高到略高于罕遇地震,即约 1 600 a 一遇的地震。乙类建筑重要性系数取 1.25,相当于设防标准提高到 925 a 一遇的地震。这种对重要建筑的处理更加合理而简单。

框架和其他的抗侧力构件具有不同的延性,两者结合在一起形成的双重抗侧力体系,根据框架的剪力分担率而具有不同的结构影响系数。参照日本

标准的规定,特拟定了表 9。

另外对于巨型桁架结构,巨型框架结构及伸臂结构,主抗侧力结构的立柱,应确保不形成塑性铰,因此采用 2 倍的地震力计算其强度和稳定性。

在 GB 50011—2001 中,有阻尼影响系数 η_2 ,对钢结构,阻尼比为 0.02, $\eta_2=1.32$ 。由于 GB 50011—2001 是基于小震,按照弹性动力分析得到加速度反应谱后的地震系数,没有中震下的塑性变形的影响,因此这个系数忽略了塑性变形对地震力的削减作用。目前的研究表明:在中震下,阻尼通过减小动力位移,而在较小的程度上影响塑性耗能能力的发挥,反之也是。在阻尼较小的情况下,塑性变形在削减地震力方面的作用能够比较充分的发挥。阻尼耗能和塑性耗能综合作用的结果是,阻尼影响系数 η_2 在短周期范围内,从 1.32 削减到 1.16 左右。在阻尼比为 0.035 时,阻尼影响系数从 1.132 减小到 1.070 左右,因此建议取 $\eta_2'=(1+\eta_2)/2$ 代替 GB 50011—2001 中的 η_2 计算地震力。

结构影响系数 C 就是考虑结构的塑性变形(延性)和耗能能力对弹性地震力进行折减,确定这个折减系数的方法,最早是基于经验,后来 Housner 提出了等位移准则和等能量准则,等位移准则适用于周期较长的结构,而等能量准则适用于短周期结构,这两个准则的公式如下。

等位移准则

$$\left. \begin{aligned} F_y &= \frac{1}{\mu} F_e \\ C &= \frac{1}{\mu} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

等能量准则

$$\left. \begin{aligned} F_y &= \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}} F_e \\ C &= \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中: μ 为结构的延性; F_e 为中震弹性地震力; F_y 为

表 11 等位移准则和等能量准则的结构影响系数

Tab. 11 Structure Influence Coefficients of Equal Displacement Rule and Equal Energy Rule

μ	1	2	3	4	5	6
μ^{-1}	1	0.500	0.333 3	0.250	0.200	0.167 0
$(2\mu-1)^{-\frac{1}{2}}$	1	0.577	0.447 0	0.378	0.333	0.301 5

中震弹塑性结构的地震力。

等能量准则在理论上是不成立的,但是也可由式(8)可知,在短周期范围内,结构影响系数较大(表 11)。目前日本和美国均没有对长周期结构和短周期结构的结构影响系数区别对待,但是,各国近几年的研究结果已经表明,在短周期范围内的地震影响系数从 1 变化到小于延性的倒数,然后增加到延性的倒数,见图 3。在性能设计法中已经有学者提出了这个因素。EC8(1998)对短周期结构的位移,用放大的位移进行验算,已经考虑了这个因素。

图 3 为Ⅱ类场地,阻尼比 $\xi=0.05$ 的理想弹塑性 SDOF 结构的地震力折减系数 $R_{\mu}(C=1/R_{\mu})$,引自文献[12]。从理论上讲,长周期结构的等位移准则是成立的,但是等能量准则并没有得到数值分析结果的支持,与钢结构弹塑性动力学的结论也不相符。20 世纪 90 年代以来,已经可以从理论上通过数值积分,考虑延性、阻尼、滞回曲线的形状和后期刚度等因素确定结构影响系数^[13~20]。中国则从理论上进一步研究了耗能能力对抗震性能的影响。综合 20 世纪 90 年代以来的研究成果,发现在短周期范围内,结构影响系数要比长周期结构的结构影响系数大,在周期为 0 时,结构影响系数为 1.0,在周期达到 T_g 时最小,然后很快又增加到 $1/\mu$,因此有必要对短周期结构的结构影响系数进行放大。在高层结构中一般不会出现短周期结构。图 3 为结构影响系数的平均值的倒数和周期的典型关系。

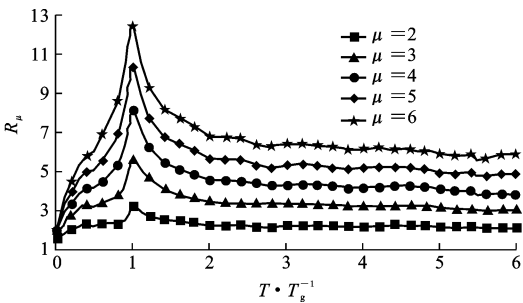


图 3 结构影响系数的倒数与周期的关系

Fig. 3 Relation of Reciprocal of Structure Influence Coefficient and Period

4 强柱弱支撑要求

中心支结构中支撑架的柱子及框架-中心支撑结构中支撑架的柱子,除承担地震工况组合下重力荷载代表值产生的轴力和弯距外,还应能够承受支撑杆受拉屈服产生的竖向分力;否则支撑架的柱子必须满足 2 倍地震力的组合下的强度和稳定性要求。在多层的情况下。这个竖向分力可以这样求得:①按照规范规定的地震力沿高度的分布,计算各层支撑内力和作为支撑架一部分的柱子内力;②支撑内力与其他内力组合,在其他内力不变的情况下,按照比例增加支撑地震内力;③判断哪一层支撑将首先屈服或达到极限承载力,达到极限承载力时被增大了的支撑地震工况内力与原地震内力的比值最小的层就是支撑的薄弱层;④这个比值用于乘以柱子的地震内力,以放大支撑架柱子的地震工况组合内力;⑤支撑架柱子要能够承受这个放大了的地震内力和其他荷载产生的内力的组合。

5 结 语

笔者在阅读大量文献资料的基础上,总结和提出了结构、构件、截面的分类,截面分类依据截面是否能够承受截面全塑性弯矩及塑性铰的转动能力;梁的分类则根据梁在什么弯矩下发生弯扭失稳或畸变屈曲及屈曲时已经产生的截面塑性转动;柱子的分类则根据长细比、轴压比及柱子内是否会产生塑性铰。抗侧力构件则区分为两大类:延性抗侧力构件和普通抗侧力构件。普通抗侧力构件则根据其延性的好坏分为 3 个等级。

对不同延性等级的结构体系和构件,给出了对应的结构影响系数,一旦选定了某个结构影响系数,则在构件的设计时,就必须按照所对应的构件的延性等级对应的要求选择截面。

必须说明的是,本文中总结和提出的分类只是一个方案,其中包含了大量合理的因素和理论,但某些具体的参数还需要经过深入的研究后进行修正和完善。特别是对于抗侧力体系的强剪和弱剪的设计思路,需要很好地研究,本文中提出的弱剪的设计方法,因为弱剪思路才能够使结构发挥延性来抵抗地震作用,对于钢支撑架结构,强剪的设计思路可能导致支撑架组成部分的柱子首先发生无侧移失稳,损坏其延性。

参考文献:

References:

[1] TJ 11—78,建筑抗震设计规范[S].

- TJ 11—78, Building Anti-seismic Design Code[S].
- [2] CECS 160; 2004, 建筑工程抗震性态设计通则[S].
CECS 160; 2004, Building Engineering Anti-seismic Behavior Design General Rule[S].
- [3] UBC 1997, International Conference of Building Officials[S].
- [4] Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance[S].
- [5] GB 11—89, 建筑抗震设计规范[S].
GB 11—89, Building Anti-seismic Design Code[S].
- [6] GB 50011—2001, 建筑抗震设计规范[S].
GB 50011—2001, Building Anti-seismic Design Code[S].
- [7] VELETSOS A S, NEWMARK N M. Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple System to Earthquake Motion[C]//Science Council of Japan. Proc. 2nd World Conf. on Earthquake Engrg. Tokyo: Science Council of Japan, 1960: 895-912.
- [8] CLOUGH R W, PENZIEN J. Dynamics of Structures [M]. New York: McGraw-Hill, 1975.
- [9] TONG Gen-shu, HUANG Jin-qiao. Seismic Force Modification Factor for Ductile Structures[J]. Journal of Zhejiang University Science, 2005, 16(8): 813-825.
- [10] 童根树, 黄金桥. 不同滞回模型下 SDOF 的位移和能量反应[J]. 浙江大学学报: 工学版, 2005, 39(1): 123-130.
TONG Gen-shu, HUANG Jin-qiao. Displacement and Energy Response of Singled Degree Freedom Systems with Different Hysteretic Model[J]. Journal of Zhejiang University: Engineering Science, 2005, 39(1): 123-130.
- [11] ANSI/AISC 341—05, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings[S].
- [12] 赵永峰, 童根树. 修正 Clough 滞回模型下的地震力调整系数[J]. 土木工程学报, 2006, 39(10): 34-41.
ZHAO Yong-feng, TONG Gen-shu. Seismic Force Modification Factors for Structures with Modified-Clough Hysteretic Model[J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(10): 34-41.
- [13] 沈蒲生, 刘 杨. 水平地震作用下框支剪力墙结构的变形研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(1): 58-63.
SHEN Pu-sheng, LIU Yang. Distortion Research of Shear Wall Structure Supported on Frame Under Earthquake Actions[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(1): 58-63.
- [14] 刘 忠, 沈蒲生, 陈 钺. 惯性荷载和地震荷载作用下单桩横向非线性动力响应简化分析[J]. 中国公路学报, 2005, 18(3): 66-69.
LIU Zhong, SHEN Pu-sheng, CHEN Cheng. Simplified Analysis for Lateral Nonlinear Dynamic Response of Single Pile Under Inertial and Seismic Loads[J]. China Journal of Highway and Transport, 2005, 18(3): 66-69.
- [15] 黄建文, 朱 晞. 以位移为基础的钢筋混凝土连续梁桥抗震设计方法[J]. 中国公路学报, 2005, 18(2): 28-33.
HUANG Jian-wen, ZHU Xi. Displacement-based Seismic Design Method for RC Continuous Girder Bridges[J]. China Journal of Highway and Transport, 2005, 18(2): 28-33.
- [16] 易伟建, 张 颖. 混凝土框架结构抗震设计的弯矩增大系数[J]. 建筑科学与工程学报, 2006, 23(2): 46-51.
YI Wei-jian, ZHANG Ying. Moment Magnification Factor in Anti-seismic Design of Concrete Frame Structure[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2006, 23(2): 46-51.
- [17] 聂利英, 范立础. 地震作用下城市立交抗震挡防撞措施分析[J]. 中国公路学报, 2006, 19(3): 49-53.
NIE Li-ying, FAN Li-chu. Analysis of Crashworthy Measure of Reinforced Concrete Block on Anti-seism in Urban Interchange Bridge Under Earthquake[J]. China Journal of Highway and Transport, 2006, 19(3): 49-53.
- [18] 王锁军, 王元清, 吴 杰, 等. 组合梁刚度对组合框架的抗震性能影响分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2006, 23(1): 39-45.
WANG Suo-jun, WANG Yuan-qing, WU Jie, et al. Analysis of Composite Beam Rigidity Influencing Seismic Properties of Composite Frame[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2006, 23(1): 39-45.
- [19] 邵长江, 吴永红, 钱永久. 混凝土桥梁结构非线性地震损伤演化[J]. 中国公路学报, 2006, 19(5): 41-45.
SHAO Chang-jiang, WU Yong-hong, QIAN Yong-jiu. Evolution of Nonlinear Seismic Damage of Concrete Bridge Structure[J]. China Journal of Highway and Transport, 2006, 19(5): 41-45.
- [20] 徐爱敏, 陈衡治, 谢 旭. 结构极限承载力计算方法及其收敛性[J]. 中国公路学报, 2006, 19(5): 65-70.
XU Ai-min, CHEN Heng-zhi, XIE Xu. Calculation Method for Ultimate Bearing Capacity of Structure and Its Convergence[J]. China Journal of Highway and Transport, 2006, 19(5): 65-70.