

按 GB 50017—2017《钢结构设计标准》进行 钢结构抗震设计

童根树

(浙江大学高性能结构研究所, 杭州 310058)

摘 要 论述了抗震设计的反身性和决定构件抗震性能三个方面, 以及按照 GB 50017—2017《钢结构设计标准》第 17 章的钢结构建筑抗震设计方法, 对结构性能系数给出了短周期调整、多自由度放大、二阶效应放大和阻尼调整系数。介绍了延性开展机构的控制及其与机构控制等效的方法, 对高层多自由度结构的底部加强区地震作用调整引入了新的解释, 最后接受了地震作用组合下的二阶分析设计法。

关键词 性能系数; 抗震设计; 能力设计法; 延性

1 抗震设计的反身性

结构的抗震设计具有循环论证、自我实现的性质, 也称反身性, 即选定一个承载力性能系数计算结构地震作用, 进行内力分析和内力组合, 并依此验算构件包括耗能构件的承载力, 所有构件的承载力都满足的情况下, 则这些耗能构件的性能系数必不低于选定的值。结构抗震设计的这种性质, 简化了性能化抗震设计方法: 即 GB 50017—2017《钢结构设计标准》^[1]的第 17.2.2 节中的所有承载力性能系数 Ω 都可以事先取定, Ω 取表 17.2.2-1 中给出的值。

抗震设计除了执行与非抗震设计相同的内容外, 还要对结构的塑性破坏机构进行控制, 即进行第二阶段设计验算。在保证“大震不倒”的要求下控制破坏模式, 确保发生延性破坏, 这种方法称为“性能化抗震设计”。

2 衡量构件和节点抗震性能三个方面

1) 承载力高低, 承载性能被划分为 5 个等级;

2) 延性系数, 划分成 5 个延性等级, 与承载性能等级一一对应。延性系数一般被定义为水平抗侧承载力从最高点处下降 15% 时的侧移与屈服侧移的比值。

3) 发生单位侧移角所需要的耗能能力, 即滞回曲线形状是否丰满。

延性系数和耗能能力的差别在不同建筑材料和结构体系对应的性能系数 Ω 中体现。

3 一般建筑的性能化抗震设计方法

有了构件和节点抗震性能的知识, 在设计方法中采取具体措施, 使结构具有优良的抗震性能。

性能化抗震设计可通过以下 3 个方面实现。

3.1 结构性能系数的选择

根据对结构性能要求的不同, 选用不同的性能系数 C , 见式(1)及表 1。通过对承载力和延性间的权衡, 使得结构在相同的安全度下更具经济性。

基底剪力的计算公式为:

$$F_{Ek} = \Omega \beta \left(\frac{\ddot{a}_{g \max}}{g} \right) W \quad (1)$$

结构性能系数 Ω 用诸多因素分开来表达:

$$\Omega = \Omega_0 \frac{A_0 A_{mDF}}{A_T A_\zeta} = \frac{A_0 A_{mDF}}{A_\zeta A_T} \cdot \frac{1}{\mu} \quad (2)$$

$$A_T = 1 - (1 - \Omega_0) e^{-a \Omega_0 T} \quad (2a)$$

$$A_{mDF} = n^{0.05} \quad (2b)$$

$$A_0 = 1 + (1/\Omega_0 - 1) \theta \quad (2c)$$

$$A_\zeta = \left(\frac{0.06}{0.01 + \zeta} \right)^{0.22} \quad (2d)$$

式中: A_T 为短周期结构地震作用放大系数; A_{mDF} 为多自由度体系地震作用放大系数; A_0 为考虑弹塑性二阶效应的地震作用放大系数; A_ζ 为阻尼影响系数; a 为场地系数, 对 I, II, III, IV 四类场地 a 取值分别为 22, 19, 16, 10; T 为自振周期; n 为楼层数; ζ 为阻尼比; θ 为结构整体弹性二阶效应系数^[2]; Ω_0 为结构性能系数基本值, 见表 1。

作者: 童根树, 教授, 主要从事钢结构稳定和抗震研究。

Email: Tonggs@zju.edu.cn

收稿日期: 2023-03-10

因为式(2)的 $A_0, A_{\text{mDF}}, 1/A_T$ 都是放大地震作用的, 所以 Ω_0 数值可以比 GB 50017—2017 的小 0.05。

表 1 结构性能系数 Ω_0
Table 1 System performance factors Ω_0

承载力性能等级	延性 μ	Ω_0 值	
		本文	GB 50017—2017
1	5	0.20	0.25
2	4	0.25	0.32
3	3.125	0.32	0.40
4	2.5	0.40	0.50
5	2	0.50	0.63

弹性的二阶效应可以在内力分析阶段得到考虑, A_0 是考虑弹塑性二阶效应且扣除了弹性二阶效应后的系数, 式(2c)是按照静力推导得到的公式, 实际上它是随周期而变化的。在被利用的延性系数是 3.0 的情况下, 设防烈度下二阶效应的弹塑性放大系数是从刚性结构的 1.0 增加到短周期结构(0.7 s 左右)的 $1+3.4\theta$, 再逐步下降到长周期结构(3 s 以上)的 $1+2\theta$, 它与周期有关, 见文献[3]。

弹性反应谱中已经考虑阻尼调整系数 η_2 将低阻尼的钢结构的地震作用放大, 其计算式为:

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} \quad (3)$$

式(2d)中 $A_\zeta \geq 1.0$, 它在式(2)的分母处, 表示把低阻尼的放大作用折减一部分, 所以真正的基底剪力阻尼调整系数为 η_2 / A_ζ , 因为在弹塑性阶段, 阻尼的作用下降了, 但是没有完全消失。

3.2 与延性需求对应的构造要求

根据不同的性能要求(表 1 列出的 5 个等级), 采用不同的抗震构造(板件宽厚比、构件轴压比、长细比)。这里不展开。

3.3 延性开展机构的控制

1) 采用能力设计法进行塑性开展机构的控制。能力设计法举例如下:

- 框架结构中的强柱弱梁设计要求;
- 钢结构的强节点弱杆件设计要求;
- 偏心支撑框架中弱耗能梁段的设计;
- 支撑架的弱剪型支撑强框架的要求;
- 强钢梁弱人字支撑的设计思想;
- 钢框架内嵌未加劲的钢板墙时, 钢板墙应首先出现拉力场。

2) 能力设计法实现途径, 以框架结构为例:

- 引入构件系数 1.1, 主动引导相邻构件的相对强弱符合延性开展(塑性机构开展)的要求;
- 引入相邻构件实际屈服强度相对于名义屈服强度提高程度不同带来的构件相对强弱系数 η_y (GB 50017—2017 中表 17.2.2-3), 确保延性开展机构的实现。

综合可知, 梁柱相对强弱系数可采用 $1.1\eta_y$, 比如对框架柱, 地震作用放大 $1.1\eta_y$ 倍后参与荷载组合。

3) 引入连接系数 η_j , 确保连接不先于构件破坏, 见 GB 50017—2017 中表 17.2.9。

3.4 延性开展机构控制的等效方法

作为 $1.1\eta_y$ 的一个等效替代, 例如框架梁采用 $\Omega_0=0.2$ 设计, 框架柱采用 $\Omega_0=0.25$ 设计, 这样框架柱的地震作用是框架梁地震作用的 1.25 倍, 与 $1.1\eta_y$ 相当。

目前 GB 50017—2017 第 17 章的规定是框架柱采用 $\Omega_0=0.35$ 设计, 而框架梁采用 $\Omega_0=0.25$ 设计, 即 $0.35/0.25 \approx 1.1\eta_y$ 。

一般来说, 钢结构构件采用有差别的承载性能系数来实现构件的相对强弱系数, 应符合下列要求:

- 1) 框架柱的承载性能系数应高于框架梁。
- 2) 对支撑结构和框架-中心支撑结构的支撑系统, 框架柱的承载性能系数应高于框架梁, 框架梁的承载性能系数与斜支撑的相同。
- 3) 偏心支撑结构的消能梁段的承载系数最小。
- 4) 节点域应与梁至少等强。
- 5) 可以人为赋予某个构件较大或较小的承载性能系数, 人为控制破坏模式。

4 荷载组合及其地震作用的调整

4.1 荷载组合

按照 GB 50017—2017 第 17 章的规定, 有:

$$\gamma_G S_{G_e} + \Omega S_{E_{hk}} + 0.4 S_{E_{vk}} \leq R \quad (4)$$

式中: $S_{E_{hk}}$ 为水平地震作用标准值的构件内力, 多层和高层结构在底部加强区的弹塑性动力反应有集中现象, 导致延性开展增大, 这一现象采用底部加强区的承载力增大来补偿(即 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》[3]的剪力和弯矩放大); $S_{E_{vk}}$ 为竖向地震作用标准值的构件内力; γ_G 为重力荷载代表值的荷载系数, 目前取 1.0; S_{G_e} 为重力荷载代表值效应。

4.2 规则结构地震作用调整

对多自由度体系, 除了按照式(2b)进行地震作用的放大, 还存在图 1 所示的现象: 延性开展沿高度不均匀。如果按照延性开展最大的底部楼层的延性系数来决定地震作用, 则为了控制底部楼层的塑性变形, 地震作用会大许多。对整个结构来说, 会过于保守。

因此, 引入底部加强区地震作用的调整系数为(地震作用效应乘以放大系数后再组合): I 级 1.6, II 级 1.5, III 级 1.4, IV 级 1.3, V 级 1.2。并且底部加强区的调整高度比目前 GB 50011—2010 规定的值更大些: 1/6 高度处的楼层不调整, 在 1/6 高度处到底部嵌固端之间插值。

弯曲型多自由度体系的弹塑性反应, 除了在底部几层塑性变形会高于平均值外, 顶部几层也会由于高阶振

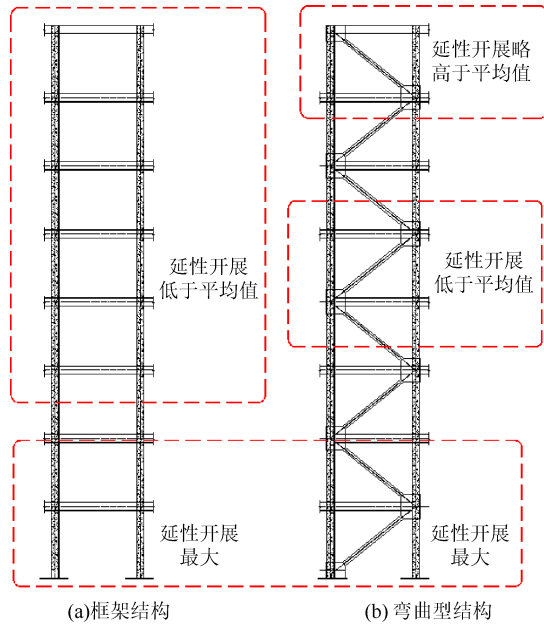


图1 地震过程中塑性变形发展沿高度的变化
Fig. 1 Plastic deformation along height during earthquake

型的作用而出现较大的塑性变形。但顶部几层因为轴压比较小,在同一套构造指标下,延性比下部要好,因此基本可以不调整。或仅在顶部 1/10 楼层作少量调整:地震作用效应乘以 1.2, 1.15, 1.1, 1.05, 1 后再参与组合,然后验算承载力。

5 抗震设计时采用二阶分析设计法如何验算长细比

多遇地震组合下的验算采用二阶分析时,组合中仍要包含 0.5 的假想荷载。通过二阶分析,地震作用和假想荷载产生的侧移对应的二阶弯矩包含在了框架柱的弯矩中,框架柱截面必须更大才能满足要求,因此长细比仍然可按照二阶分析设计法取(计算长度系数取 1.0)。双重结构的二阶效应传递给了刚度较大的支撑架,并对支撑架提出了更高的承载力需求,确保能够对较弱的框架提供侧向支持,因此框架柱计算长度可以取 1。

但是这样一种方法,是否已经足够反映设防烈度下

的二阶效应?多遇地震(或折减后地震)下的二阶分析,只能考虑弹性二阶效应,不能覆盖设防烈度下的弹塑性二阶效应。这个结论不仅对二阶分析设计法成立,对一阶分析设计法也成立:即一阶分析设计法的计算长度系数(大于 1.0),也不能覆盖设防烈度下的弹塑性二阶效应。

因此,这个问题需要更高层面的解决:将地震作用的取值与二阶效应联系起来:如果在地震作用的计算中显式地引入二阶效应放大系数 A_0 ,则可以说已经基本考虑了。

可以放心的是:目前我国规范中规定的钢结构的地震作用已经是美国的 2.8 倍,欧洲的 1.8~2.2 倍,足以覆盖较大的动力弹塑性二阶效应,地震组合工况(多遇地震)仍然可以采用非地震组合工况的设计方法。

在采用弹塑性推覆分析或弹塑性动力分析作为补充手段的情况下,这些比弹性二阶效应大的弹塑性二阶效应已经自动地包含其中,则在前一步的弹性设计中,可按照普通二阶分析设计法,取计算长度为 1.0 进行设计和验算。

6 结束语

介绍了基于 GB 50017—2017 第 17 章的抗震设计,建议利用抗震设计的自我实现的性质,直接取定性能系数计算基底剪力,将抗震设计回归到常规的、与抗震规范一样的过程中来。另外,还介绍了抗震设计方法加以改进的地方,即考虑二阶效应的地震作用放大系数和短周期地震作用放大系数,使抗震设计方法合理化,即将地震效应的调整解释为多自由度体系延性开展沿高度不均匀带来的各层延性需求不同。最后对地震组合下采用二阶分析法也提出了建议。

参考文献

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计标准: GB 50017—2017[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.
- [2] 童根树. 钢结构与钢-混凝土组合结构设计方法[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2022.
- [3] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.

Seismic Design According to Standard for Design of Steel Structures (GB 50017—2017)

Genshu Tong

(Institute of High Performance Structures, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract:

Seismic design has the characteristic of self-fulfillment. Seismic behavior of members depends on three aspects: capacity, ductility and plumpness of hysteretic curves. Method for seismic design to standard GB 50017—2017 is introduced. For system performance factors the required modifications incorporating effects of short period, MDOF, second order effect and damping are introduced. The control of ductility development mechanism and its control method are introduced. A new explanation is provided for the enlargement of seismic effect in the bottom stories, finally the design technique of second-order analysis used for seismic design is discussed.

Key words: system performance factor; seismic design; capacity design; ductility