

高层建筑平动周期及扭转周期比的控制问题

魏 琰, 王 森, 韦承基

(深圳市力鹏工程结构技术有限公司, 深圳 518034)

[摘要] 从分析结构周期与顶点位移、层间位移角的关系出发, 论证了控制结构最大层间位移角实际上就隐含控制了相应结构的平动周期值, 确定了高层建筑的最大层间位移角限值就没有必要再另行控制结构的平动周期。论述了结构抗扭设计的三个核心问题, 分析了单一控制扭转周期比存在的问题。

[关键词] 高层建筑; 平动周期; 顶点位移; 层间位移角; 扭转周期; 扭转周期比

中图分类号: TU318.1 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2014)06-0001-03

Control of translation period and torsional period ratio of high-rise building

Wei Lian, Wang Sen, Wei Chengji

(Shenzhen Li Peng Structural Engineering Technology Co., Ltd., Shenzhen 518034, China)

Abstract: Based on analysis of the relationship between structure period, top displacement and story drift, it was testified that controlling the maximum story drift actually control the translational basic period value of the structure implicitly. So it is not necessary to control the translational basic period value of the structure if the maximum story drift limit value of the high-rise building is certain. Three key problems on torsional design of the structure were also discussed and some questions in controlling simply torsional period ratio were analyzed.

Keywords: high-rise building; translational period; top displacement; story drift; torsional period; torsional period ratio

0 前言

《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)^[1](简称高规)没有规定要对高层建筑的基本平动周期进行控制,但要求对结构在风荷载和水平地震作用下的最大层间位移角进行验算和控制,使其不超过规定的最大层间位移角限值。对于高层建筑,在一定的刚度和质量分布状态下,控制了结构的层间位移角是否需要另行控制结构的平动周期;或控制结构的平动周期,是否需要另行控制结构的层间位移角的问题,在工程中需要有明确的答案。

历次震害表明,结构在地震作用下的扭转反应由以下两个原因造成:一是结构底部发生了扭转地震动;二是由于结构质量和刚度分布不对称,在水平地震作用下发生了较大的扭转振动。结构在地震作用下的扭转问题主要由第二个原因引起,故需要对高层建筑扭转周期比进行研究。

1 平动周期控制问题

1.1 结构位移和平动周期的关系

结构位移与结构自振平动周期息息相关,前者随后者的增大而单调增长。以单质点结构为例,质体在水平地震作用下的位移 $\delta(T)$ 为:

$$\delta(T) = \frac{\alpha(T)W}{K} = \frac{\alpha(T)gT^2}{4\pi^2} \quad (1)$$

式中: $\alpha(T)$ 为地震影响系数; T 为结构平动周期; K 为结构刚度; g 为重力加速度; W 为质体的质量。

分析表明,结构位移 $\delta(T)$ 随平动周期 T 的增大而单调增长。

对于一幢 n 层的高层建筑,其在水平地震作用下的位移可进行以下分析:

(1) 高层建筑在水平地震作用下的第一平动周期 T_1 对应的顶点位移 Δ_{1n} 为:

$$\Delta_{1n} = \gamma_1 X_{1n} \delta(T_1) = \gamma_1 X_{1n} \frac{\alpha(T_1)g}{4\pi^2} T_1^2 \quad (2)$$

式中: γ_1 为第 1 振型参与系数; X_{1n} 为第 1 振型顶点振型位移。

结构的顶点位移 Δ_n 按平方和开方可由下式求得:

$$\begin{aligned} \Delta_n &= \sqrt{\Delta_{1n}^2 + \Delta_{2n}^2 + \Delta_{3n}^2 + \cdots} \\ &= \gamma_1 X_{1n} \frac{\alpha(T_1)g}{4\pi^2} T_1^2 \sqrt{1 + \left(\frac{\Delta_{2n}}{\Delta_{1n}}\right)^2 + \cdots + \left(\frac{\Delta_{in}}{\Delta_{1n}}\right)^2 + \cdots + \left(\frac{\Delta_{nn}}{\Delta_{1n}}\right)^2} \end{aligned} \quad (3)$$

$$\Delta_n = \zeta_1 \gamma_1 X_{1n} \frac{\alpha(T_1)g}{4\pi^2} T_1^2 \quad (4)$$

式中: Δ_{in} 为第 i 振型的顶点位移; ζ_1 为考虑多振型影响时顶点位移修正系数,公式如下:

$$\zeta_1 = \sqrt{1 + \left(\frac{\Delta_{2n}}{\Delta_{1n}}\right)^2 + \cdots + \left(\frac{\Delta_{in}}{\Delta_{1n}}\right)^2 + \cdots + \left(\frac{\Delta_{nn}}{\Delta_{1n}}\right)^2} \quad (5)$$

式(5)表明,结构顶点位移随平动周期的增大

作者简介: 魏琰, 研究员, Email: wl2002111@163.com。

而单调增长。

(2) 顶点位移角与最大层间位移角的关系

理论研究证明高层结构的最大层间位移角一定大于顶点位移角^[2], 即:

$$\frac{\Delta_m}{h_m} > \frac{\Delta_n}{H} \quad (6)$$

式中: Δ_m 为结构的最大楼层层间位移; h_m 为最大楼层层间位移所在楼层高度; H 为结构总高度。

由此可得, 顶点位移角 Δ_n/H 与最大层间位移角 Δ_m/h_m 的比值为:

$$\zeta_2 = \frac{\Delta_n/H}{\Delta_m/h_m} \quad (7)$$

比值 ζ_2 为小于 1 的系数。

1.2 ζ_2 值的变化规律

ζ_2 值随高层建筑平动周期的不同会有一些变化, 但难以用理论推导出具体的计算公式, 宜通过实际工程的计算结果分析其变化规律。图 1、2 分别为数十栋高层和超高层建筑的 ζ_2 值随结构高度和平动周期的变化情况, 从图中可见 ζ_2 值的变化范围不大。

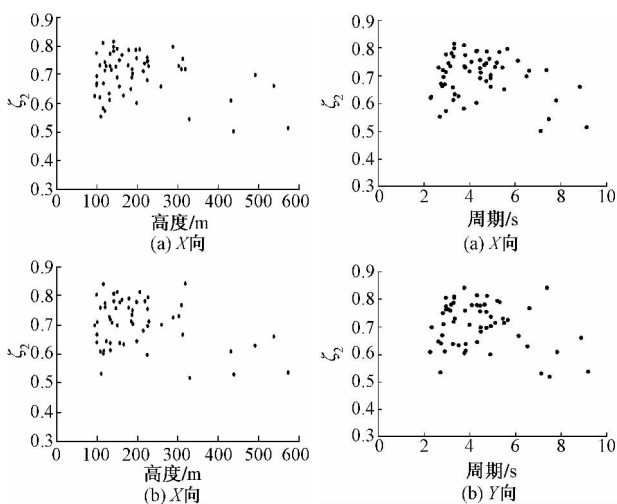


图 1 ζ_2 值随结构高度变化

图 2 ζ_2 值随结构平动周期变化

分析图 2 可知, 结构平动周期在 2.3 ~ 9.2 s 范围内变化时 ζ_2 值在 0.5 ~ 0.85 范围内变化, 均值约为 0.72。总体看, 平动周期较长结构的 ζ_2 值较平动周期较短结构的 ζ_2 值小。

1.3 结构最大层间位移角表达式

综上所述, 结构最大层间位移角可按式表示:

$$\Delta_m/h_m = \frac{1}{\zeta_2} \Delta_n/H = \frac{\zeta_1}{\zeta_2} \gamma_1 X_{1n} \frac{\alpha(T_1)g}{4\pi^2 H} T_1^2 \quad (8)$$

式(8)表明, 结构最大层间位移角也随结构平动周期增大而单调增长。

1.4 结构平动周期表达式

由以上研究可知, 结构平动周期可通过顶点位移和最大层间位移角求得:

$$T_1 = \sqrt{\frac{4\pi^2 H \Delta_n}{\zeta_1 \gamma_1 X_{1n} \alpha(T_1) g H}} \quad (9)$$

或

$$T_1 = \sqrt{\frac{4\pi^2 H \zeta_2 \Delta_m}{\zeta_1 \gamma_1 X_{1n} \alpha(T_1) g h_m}} \quad (10)$$

由式(9)、(10)可知, 控制结构顶点位移, 确定顶点位移角限值 Δ_n/H , 即相当于确定结构平动周期的最大值或周期限值:

$$T_{1u} = \sqrt{\frac{4\pi^2 H \Delta_n}{\zeta_1 \gamma_1 X_{1n} \alpha(T_{1u}) g H}} \quad (11)$$

或

$$T_{1u} = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta_n}{\zeta_1 \gamma_1 X_{1n} \alpha(T_{1u}) g}} \quad (12)$$

按高规控制结构层间位移角, 确定层间位移角限值 Δ_u/h_m , 即相当于确定结构平动周期的最大值或周期限值, 亦可称为结构适宜平动周期值:

$$T_{1u} = \sqrt{\frac{4\pi^2 H \zeta_2 \Delta_u}{\zeta_1 \gamma_1 X_{1n} \alpha(T_1) g h_m}} \quad (13)$$

或

$$T_{1u} = 2\pi \sqrt{\frac{H \zeta_2 \Delta_u}{\zeta_1 \gamma_1 X_{1n} \alpha(T_1) g h_m}} \quad (14)$$

由此可见, 控制结构的顶点位移或最大层间位移角实际上隐含着已控制了结构的平动周期。当按高规规定了结构的最大层间位移角限值时, 即隐含规定了相应的结构的平动最大层间周期值。但由式(9)~(14)可知, 当高规规定了最大层间位移角限值时, 对于不同高层建筑结构所对应的隐含控制平动周期值则是不相同的, 这是由于多质点高层建筑的平动周期与最大层间位移角的关系不是单一对应的, 即具有相同平动周期的高层建筑, 其最大层间位移角并不一定相同, 因此如果高规转而去规定结构平动周期限值, 则由于针对不同的结构, 相应隐含规定的结构最大层间位移角限值是不同的, 这在使用上显然不妥, 因为设计者需要知道他设计的高层建筑可能发生的最大层间位移角是否满足一定的限值要求。由此可见, 当高规确定了高层建筑的最大层间位移角的限值后, 就没有必要再另行控制结构的基本平动周期了。

2 扭转周期比的剖析

2.1 结构扭转刚度与扭转周期的关系

由结构动力学可得, 在假定楼层为刚性板时, 单层对称结构的扭转周期 T_t 为:

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{I_m}{K_t}} \quad (15)$$

式中: K_t 为结构扭转刚度; I_m 为结构楼盖的转动惯量, $I_m = \int_A m r^2 dA$, 其中 A 为楼盖面积; r 为质点与质心的距离。

式(15)表明, 结构扭转刚度越小, 结构扭转周期愈长, 这与平动周期与刚度之间的关系类似。

结构的扭转位移角 θ_t 可表示为:

$$\theta_t = \frac{\alpha_t(T) I_m g_t}{K_t} = \frac{\alpha_t(T) g_t T_t^2}{4\pi^2} \quad (16)$$

式中: $\alpha_t(T)$ 为扭转振动地震影响系数; g_t 为扭转地震动加速度。

式(16)表明, 扭转周期越长, 扭转位移角越大。

对于不对称高层建筑, 水平地震作用下引起的楼层扭转角与结构扭转为主的第一周期密切相关, 第一扭转周期越长, 扭转角越大。现在还不能做到用理论公式来证明, 但大量的计算分析实践表明了这一点。由此可见, 控制高层建筑结构扭转周期实际上就是要控制结构在地震作用下的楼层扭转角和层间扭转角, 因为该扭转角对结构的抗扭、抗震安全性是关键的。

2.2 结构扭转给结构抗震设计带来的问题

由于地震作用下各楼层产生了扭转角和层间扭转角, 因此给结构抗震设计带来以下三个问题需要面对和解决: 1) 由于楼层的扭转, 边端抗侧力构件增加了扭转引起的附加位移, 导致边端抗侧力构件位移增大; 2) 楼层竖向构件产生扭转角 φ_t , 这就在竖向构件截面内产生了附加扭矩 M_t , 而这是现行高规没有考虑和直接控制的问题; 3) 楼板因扭转作用产生了较大的面内应力。

高规对第1个问题是通过规定扭转位移比限值来控制边端抗侧力构件由扭转引起的附加位移值 μ_t^* 不能过大, 见下式:

$$\mu_t^* = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_a} = \frac{\Delta_a + \Delta_{t\max}}{\Delta_a} = 1 + \frac{\Delta_{t\max}}{\Delta_a} = 1 + \frac{\theta_t x_m}{\Delta_a} \quad (17)$$

式中: $\Delta_{\max}$ 为边端抗侧力最大位移; Δ_a 为平均层间位移; $\Delta_{t\max}$ 为边端竖向构件侧移; θ_t 为楼层转角; x_m 为质心距边端竖向构件的距离。

由式(17)可以看出, 控制扭转位移比起着控制边端构件由扭转引起的附加位移值的作用, 但式(17)分母中的平均层间位移 Δ_a 起着调整作用。式(17)中的 $\theta_t x_m$ 反映了扭转位移角的大小, 但并不是直接控制了结构的扭转周期, 也没有反映该扭转角对楼层竖向构件扭转和楼板内力造成的不利影响。

高规对第2个问题并未涉及, 也没有相应的规

定。但实际上这个问题是地震作用下结构抗扭设计的关键问题。结构扭转必然造成竖向构件产生扭转角, 从而产生相应的附加扭矩, 这在结构抗震设计中应通过构件考虑扭矩作用时的抗震承载力验算来校核, 以期确保结构的抗扭、抗震安全性^[3]。

高规对第3个问题也未作明确相应的规定, 但这一问题可通过水平地震作用下楼板面内应力的分析及根据分析结果采取的针对性配筋措施予以解决。

2.3 扭转周期比是否能控制结构的扭转角

现行高规规定了扭转周期比 T_t/T_1 的限值, 其目的是限制第一扭转周期 T_t 不要过大, 达到适当控制扭转角不要过大的效果。但采用该方法可能出现以下不同情况: 1) 通过增大 T_1 来满足扭转周期比要求, 这样做实际并未提高结构的扭转刚度、降低结构的扭转周期 T_t , 而仅是减弱了结构在平动方向的刚度; 2) 通过同时增大 T_1 和 T_t 来满足扭转周期比要求, 则实际控制结果与控制目标相背, 效果不好; 3) T_1 不变, 仅通过减小 T_t 来满足扭转周期比要求, 则对控制结构扭转角有一定实际效果。

由以上分析可以看出:

(1) 控制扭转位移比虽在一定程度上间接起着控制扭转周期和扭转角不要过大的作用, 但不能控制扭转周期和扭转角满足相关限值的要求。

(2) 控制扭转周期比与直接控制结构扭转周期尚有差异, 更不能控制扭转角对竖向构件扭转产生的不利影响。

(3) 现行高规规定的扭转周期比限值, 仅是扭转为主第一周期与平动为主第一周期之比, 并未规定扭转为主第一周期与平动为主第二周期之比, 即另一主方向的平动为主第一周期需满足扭转周期比的限值, 这表明高规扭转周期比限值主要是为了控制扭转周期不要过大, 从而控制楼层和其竖向构件的扭转角不要过大, 而不是扭转为主第一周期必须小于平动为主的第一周期。

3 结语

现行高规既已规定了最大层间位移角限值(或有的规定了顶点位移角限值), 即无需再另行控制结构的平动周期; 反之, 若要控制结构的平动周期, 则由于结构本身的复杂性, 确定结构的平动周期 T_{1u} 的限值是很难的, 且对应于控制平动周期的最大层间位移角也是不同的, 实用上不方便, 操作上不易实现, 因此不宜采用。

关于控制结构扭转周期比的实际效果究竟如

(下转第13页)

规范^[1 2]要求时,可采用方法(1)补充进行。

(3) 提高结构刚度,减小结构基本周期,提高判别值 β ,以满足规范^[1 2]剪重比限值的要求。此法与抗震设计基本概念不相符,且实际上当超高层建筑结构形式、总高度、质量和刚度分布确定后,要作出较大调整是难以做到的,从理论上讲,要通过刚度或质量调整使第1振型参与质量比有较大的增大、第1振型基底剪力比有较大的减小是很困难的。

7 工程案例

某超限高层为框筒结构,共55层,总高度为258m,抗震设防烈度为7度,场地类别为Ⅱ类,设计地震分组为第一组。结构基本周期为5.80s,结构总重量为16 750 440kN,计算取15个振型,其有效质量系数为96%,水平地震影响系数 $\alpha = 0.012 3$,规范^[1 2]规定的剪重比限值 $\lambda = 1.20\%$ 。

在不考虑周期折减时, X 方向的基底剪力为15 623kN,以 X 方向振动为主的第1振型对应的基底剪力为14 150kN,第1振型的剪力比为90.56%,相应的第1振型参与质量比为68.54%。代入式(17)得 $\beta = 75.68\%$, $\xi = 97.56\%$, $\beta < \xi$,即结构不满足规范^[1 2]剪重比限值的要求。计算得 X 方向1~15层的剪重比为0.93%~1.18%,这些楼层均不满足规范^[1 2]剪重比限值的要求。由式(16)求得结构底层剪重比为0.93%,与计算所得结果一致。为解决剪重比不满足规范^[1 2]限值的问题,需要对结构进行调整。

(1) 采用增大结构刚度的方法对剪力墙做如下调整:将厚400mm的墙加厚至600mm;将厚250,200mm的墙加厚至300mm。在不考虑周期折减时,将结构基本周期由5.80s减小为5.63s,结构的总重量增大为1 702 182kN,水平地震影响系数 $\alpha(T) = 0.012 2$,有效质量系数为96%,第1振型的剪力比为90.49%,第1振型参与质量比为68.87%,规范^[1 2]规定的剪重比限值 $\lambda = 1.20\%$ 。将以上数值代入式(17)得 $\beta = 76.11\%$ (比原结构的 $\beta = 75.68\%$ 增加很少), $\xi = 97.56\%$, $\beta < \xi$,结构还是不满足规范^[1 2]剪重比限值的要求。计算得到 X 方向1~15层的剪重比为0.95%~1.19%,这些楼层仍不满足规范^[1 2]剪重比限值的要求。可见,加厚剪力墙的改进效果很有限,正如第4节中分析的,由 β 的表达式的性质可知,欲通过调整结构刚度或重量使结构满足规范^[1 2]剪重比限值的要求是十分困难的。

(2) 采用周期折减的方法:考虑周期折减系数为0.85,计算得 X 方向1~7层的剪重比为1.09%

~1.19%,这些楼层不满足规范^[1 2]剪重比限值的要求。再考虑周期折减系数为0.8,计算得 X 方向1~4层的剪重比为1.10%~1.18%,仍有4个楼层的剪重比不满足规范^[1 2]剪重比限值的要求,但已有明显的改善,此时再对不满足规范^[1 2]剪重比限值要求的楼层采取放大层剪力的方法解决。

8 结语

抗规强制性条文规定剪重比限值是为了保证楼层剪力不小于一定限值,从而提高结构安全度,以防范目前尚无法确切估计的地震动加速度和位移分量的破坏,对保证结构的抗震安全性是有利的。但超高层建筑结构底部楼层剪重比不满足规范^[1 2]限值要求在Ⅰ,Ⅱ类场地中是经常发生的,规范^[1 2]对剪重比限值的规定未考虑场地类别的影响是不妥的。对于不满足规范^[1 2]要求的高层建筑结构,采用增大结构刚度的方法来增大基底剪重比是难以奏效的。适宜的方法是通过乘以周期折减系数,增大楼层地震剪力,进行周期折减后仍不能满足要求时,可对不满足的楼层处的地震剪力进行放大(不传递),以满足规范^[1 2]剪重比限值的要求。

参 考 文 献

- [1] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [2] JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.
- [3] 魏珽. 建筑结构抗震设计[M]. 北京:万国学术出版社,1991.
- [4] 魏珽. 钢筋混凝土高层建筑抗震设计手册[M]. 北京:地震出版社,1991.

(上接第3页)

何,还是值得探讨的。控制结构扭转周期比并未能直接控制楼层和其竖向构件在水平地震作用下的扭转角及竖向构件产生的扭矩,而这对竖向构件的抗震承载力和安全性是有直接影响的。建议应重视楼层竖向构件在地震作用下产生的层间扭转角和扭矩,并对构件进行考虑扭矩作用在内的抗震安全性验算和配筋构造。

参 考 文 献

- [1] JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.
- [2] 魏珽. 高层建筑结构位移控制研讨[J]. 建筑结构,2000,30(6):27-30.
- [3] 魏珽,王森. 扭转不规则建筑竖向构件考虑扭矩影响的抗震验算方法[J]. 建筑结构,2006,36(7):8-10,20.