

《高层建筑混凝土结构技术规程》 (JGJ3-2002) 若干问题解说

黄小坤

(中国建筑科学研究院)

摘要: 对《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3-2002) 理解和应用中的若干问题进行了解说和讨论, 主要包括房屋适用高度、风荷载和地震作用、结构平面和竖向规则性、构件抗震等级、剪力墙边缘构件、带转换层结构等 56 个问题, 供有关教学、结构设计和施工图审查等专业人员参考。

关键词: 高层建筑结构; 混凝土结构; 规则性; 结构抗震设计; 剪力墙边缘构件

中图分类号: TU973⁺.12

文章标识码: A

文章编号: 1000-131X (2004) 03-0001-11

EXPLANATION ON SOME QUESTIONS ABOUT THE TECHNICAL SPECIFICATION FOR CONCRETE STRUCTURES OF TALL BUILDING (JGJ3-2002)

Huang Xiaokun

(China Academy of Building Research)

Abstract: 56 questions referring to the comprehension and application about the Technical Specification for Concrete Structures of Tall Building (JGJ3-2002) are explained and discussed in the paper. It mainly includes questions such as the applicable height of buildings, the wind load and earthquake action, horizontal and vertical regularities, the seismic design grade of structural members, the end or corner element within shear walls, structure with transfer story, etc. It could be used as reference for the professionals engaged in teaching, structural design and inspection of drawings.

Key words: tall building structures, concrete structure, regularities, structural seismic design, end or corner element within shear walls

1 引 言

《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2002^[1] (以下简称《高规》) 自发布实施以来, 已有一年多时间。规程的发布实施, 受到了建筑工程行业广大设计、施工图审查、教学和研究人员的广泛关注, 对我国高层建筑混凝土结构的设计和施工起到了重要的作用。为了正确、全面地理解和应用《高规》, 编制组在全国范围进行了多次宣贯培训, 编写出版了培训教材《高层建筑混凝土结构技术规程理解与应用》^[2], 对有关人员的来函、来电进行了解释和回复。本文对设计人员、施工图审查人员广泛关注的若干问题进行解说和讨论, 以期对《高规》的全面、正确地实施有所帮助。

2 若干问题的解说和讨论

2.1 多层建筑如何参照执行

《高规》适用于 10 层及 10 层以上或房屋高度超过 28m 的非抗震设计和抗震设防烈度为 6 至 9 度抗震设计的高层民用建筑结构。

对于不超过 10 层或房屋高度不超过 28m 但接近 10 层或 28m (如 8 层或 24m) 的混凝土民用建筑可参照《高规》的相关规定执行。对于层数较少、房屋高度较矮的混凝土房屋, 《高规》的某些规定可根据具体情况适当放松; 《混凝土结构设计规范》GB50010-2002、《建筑抗震设计规范》GB50011-2001 (以下分别简称《混凝土规范》、《抗震规范》) 有关多层建筑也有一些规定。

今后, 随着规范的不完善, 对于多层混凝土结构房屋的结构设计, 宜有更详细的专门规定。

2.2 风压取值

基本风压按《高规》第 3.2.2 条的规定采用,但不得小于 0.3kN/m^2 。

对于特别重要的高层建筑,目前尚无统一、明确的定义,一般可根据《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068-2001 规定的设计使用年限和安全等级确定。设计使用年限为 100 年的或安全等级为一级的高层建筑可认为是特别重要的高层建筑。

对风荷载是否比较敏感,主要与高层建筑的自振特性有关,如结构的自振频率和振型等。对于前几阶振型频率比较密集、振型比较复杂的高层建筑结构,高振型影响不可忽视,仅采用考虑第一振型影响的风振系数 β_2 来估计风荷载的动力作用,有时不能全面反映建筑物对风荷载的动力响应,可能偏于不安全,因此适当地提高风压取值。为了便于条文的执行,《高规》条文说明指出,一般情况下,房屋高度大于 60m 的高层建筑可取 100 年一遇的风压值;对于房屋高度不超过 60m 的高层建筑,其风压取值是否提高,可由设计人员根据实际情况确定。对于侧向刚度较大的高层建筑结构,房屋高度大于 60m 时也可按 50 年一遇的基本风压计算风荷载。

2.3 群集建筑的风荷载增大

对房屋相互间距较近的建筑群,由于旋涡的相互干扰,房屋某些部位的局部风压会显著增大,设计时宜考虑其不利影响。群体效应一般与建筑物的相对高度、距离、方位、体型等有关^[3],情况比较复杂,我国现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB5009-2001 尚未给出具体计算方法,一般可将风荷载体型系数进行放大,如《高规》第 3.2.7 条的要求。

风洞试验表明,风对群集建筑物的荷载增大效应往往是局部的,表现为局部风压的增大。对于有参考经验的情况,可采用已有的放大系数;对比较重要的或体型、环境非常复杂的高层建筑,建议通过边界层风洞试验考虑风荷载作用。

2.4 6 度抗震设计时为何规定计算地震作用和作用效应

鉴于高层建筑的重要性且结构计算分析软件应用已十分普遍,因此规定所有 6 度抗震设计的高层建筑也进行地震作用和作用效应计算,而不仅仅限于四类场地上的较高房屋。通过计算,可与无地震作用效应组合工况进行比较,并可采用有地震作用组合的柱轴压力设计值计算柱的轴压比等,方便抗震设计。

2.5 考虑质量偶然偏心的依据和方法

国外多数抗震设计规范认为,需要考虑由于施工、使用等因素所引起的质量偶然偏心或地震地面运

动的扭转分量的不利影响。现行国家标准《抗震规范》中,对平面规则的结构,采用增大边榀结构地震作用效应的简化方法考虑偶然偏心的影响。

对于高层建筑而言,规定直接取垂直于地震作用方向的建筑物每层投影长度的 5% 作为该层质量偶然偏心来计算单向水平地震作用,是和国外有关标准^[4,5]的规定一致的。

实际计算时,可将每层质心沿参考坐标系的同一方向(正向或负向)偏移,分别计算地震作用和作用效应;也可近似按照原始质量分布情况计算地震作用,再按规定的质量偶然偏心位置分别施加计算的地震作用,分别计算结构的地震作用效应。

对于连体结构、多塔楼结构,相对分离的塔块可按其自身的边长确定相应楼层的质量偶然偏心值。

2.6 何时需要考虑计算双向地震作用

强震观测表明,几乎所有地震作用都是多向性的,尤其是沿水平方向和竖向的振动作用。《高规》第 3.3.2 条规定了考虑计算双向地震作用的情况,即质量与刚度分布明显不均匀、不对称的结构。“质量与刚度分布明显不均匀不对称”,主要看结构刚度和质量的分布情况以及结构扭转效应的大小,总体上是一种宏观判断,不同设计者的认识有一些差异是正常的,但不应产生质的差别。一般而言,可根据楼层最大位移与平均位移之比判断,若该值超过扭转位移比下限 1.2 较多(比如 A 级高度高层建筑大于 1.4、B 级高度或复杂高层建筑等大于 1.3),则可认为扭转明显,需考虑双向地震作用下的扭转效应计算,此时,判断楼层内扭转位移比值时,可不考虑质量偶然偏心的影响。

2.7 如何计算双向地震作用

《高规》第 3.3.11 条规定了双向地震作用效应的计算方法。计算分析表明,双向地震作用对结构竖向构件(如框架柱)设计影响较大,对水平构件(如框架梁)设计影响不明显。

假定结构整体坐标系为 OXYZ,框架柱局部坐标系为 oxyz,在 X、Y 单向地震作用下框架柱的地震内力标准值如表 1,取考虑双向地震作用下的框架柱地震内力标准值可表示为:

表 1 X、Y 单向地震作用下柱内力标准值

Table 1 Characteristic values of column forces under X or Y direction earthquake action

柱内力 标准值	轴力	x 轴 弯矩	y 轴 弯矩	x 轴 剪力	y 向 剪力	扭矩
X 向作用	N_X	M_{xX}	M_{yX}	V_{xX}	V_{yX}	T_X
Y 向作用	N_Y	M_{xY}	M_{yY}	V_{xY}	V_{yY}	T_Y

$$\begin{aligned}
 N &= \max \left\{ \sqrt{N_x^2 + (0.85 N_y)^2}, \sqrt{N_y^2 + (0.85 N_x)^2} \right\} \\
 T &= \max \left\{ \sqrt{T_x^2 + (0.85 T_y)^2}, \sqrt{T_y^2 + (0.85 T_x)^2} \right\} \\
 V_x &= \max \left\{ \sqrt{V_{xx}^2 + (0.85 V_{xy})^2}, \sqrt{V_{xy}^2 + (0.85 V_{xx})^2} \right\} \\
 V_y &= \max \left\{ \sqrt{V_{yx}^2 + (0.85 V_{yy})^2}, \sqrt{V_{yy}^2 + (0.85 V_{yx})^2} \right\} \\
 M_x &= \max \left\{ \sqrt{M_{xx}^2 + (0.85 M_{xy})^2}, \sqrt{M_{xy}^2 + (0.85 M_{xx})^2} \right\} \\
 M_y &= \max \left\{ \sqrt{M_{yx}^2 + (0.85 M_{yy})^2}, \sqrt{M_{yy}^2 + (0.85 M_{yx})^2} \right\}
 \end{aligned}$$

按照规定, 位移指标的核算也应考虑双向地震作用, 例如对楼层内最大弹性水平位移 (层间位移) 与平均水平位移 (层间位移) 的比值要求。

2.8 质量偶然偏心和双向地震作用是否同时考虑

质量偶然偏心和双向地震作用都是客观存在的事实, 是两个完全不同的概念。在地震作用计算时, 无论考虑单向地震作用还是双向地震作用, 都有结构质量偶然偏心的问题; 反之, 不论是否考虑质量偶然偏心的影响, 地震作用的多维性本来都应考虑。显然, 同时考虑二者的影响计算地震作用原则上是合理的。但是, 鉴于目前考虑二者影响的计算方法并不能完全反映实际地震作用情况, 而是近似的计算方法, 因此, 二者何时分别考虑以及是否同时考虑, 取决于现行规范的要求。

按照《高规》的规定, 单向地震作用计算时, 应考虑质量偶然偏心的影响; 质量与刚度分布明显不均匀、不对称的结构, 应考虑双向地震作用计算。因此, 质量偶然偏心和双向地震作用的影响可不同时考虑。如此规定, 主要是考虑目前计算方法的近似性以及经济方面的因素。

至于考虑质量偶然偏心和考虑双向地震作用计算的地震作用效应谁更为不利, 会随着具体工程而不同, 或同一工程的不同部位 (不同构件) 而不同, 不能一概而论。因此, 考虑二者的不利情况进行结构设计, 显然是可取的。

2.9 单向与双向地震作用扭转效应有何区别

对水平地震作用而言, 只要结构的刚度中心和质量中心不重合, 则必定有地震扭转效应。按《高规》第 3.3.2 条第 2 款的规定, 无论单向还是双向地震作用, 均应考虑地震扭转效应。

单向地震作用是指每次仅考虑一个方向地震输入, 其作用和作用效应可采用非耦联或耦联的振型分解反应谱方法计算, 前者主要适用于简单规则的结构。单向地震作用的非耦联计算, 也应考虑扭转效应 (质心与刚心不重合时), 但忽略了平动与扭转振型的耦联作用; 单向地震作用的耦联计算, 按《高规》

(3.3.11-1) ~ (3.3.11-6) 式进行, 已包含了平扭耦联效应。

目前, 双向地震作用是考虑两个垂直的水平方向同时有地震输入时的作用和作用效应计算, 每个方向的地震作用和作用效应均按《高规》(3.3.11-1) ~ (3.3.11-6) 式计算, 然后按 (3.3.11-7) 和 (3.3.11-8) 式计算双向地震作用效应, 并取二者的较大值。因此, 在需要考虑双向水平地震作用计算的情况下, 双向地震作用效应一定大于不考虑质量偶然偏心的单向地震作用效应。

2.10 如何按水平地震剪力系数最小值调整地震剪力

对于刚度较弱、周期较长的结构, 地震地面运动速度和位移输入可能对结构的破坏具有更大影响, 但现行规范所采用的振型分解反应谱法对此尚不能做出估计。《高规》第 3.3.13 条规定了结构各层地震剪力系数 (剪重比) 最小值 λ , 使周期较长、刚度较弱结构的地震作用不过小。

如果结构部分楼层实际计算的地震剪力系数与规定的 λ 值相差不多, 则可直接按最小剪力系数要求调整相关层的地震剪力; 如果结构总地震剪力与规定的值相差较多, 表明结构整体刚度偏小, 宜考虑调整结构设计, 适当增加结构侧向刚度, 使计算的地震作用增加。地震剪力的调整可直接反映在相应楼层构件的地震内力中, 不必向下层传递。

对于 6 度抗震设计的结构, 《抗震规范》没有规定其地震剪力系数最小值, 《高规》中也不能自行加以规定。作为参考, 设计中一般可考虑控制为 0.008 ~ 0.01。

对高层建筑的地下室结构层, 当嵌固部位在地下室顶板位置时, 一般不要求单独核算楼层最小地震剪力系数, 因为地下室的地震作用是明显衰减的。

2.11 如何判断结构扭转为主的振型

为了使结构的抗扭刚度不过弱, 以免产生过大的扭转效应, 《高规》第 4.3.5 条规定了结构扭转为主的第一自振周期 T_t 与平动为主的第一自振周期 T_1 之比的限制性要求。因此, 对每一个特定的结构, 需要确定每一个振型的特征, 判断它是平动为主还是扭转为主。

在正则化振型向量空间中, 结构质量矩阵具有正交性, 即

$$\Phi^T M \Phi = I \quad (1)$$

其中, Φ 为振型矩阵, M 为集中质量矩阵, I 为单位对角矩阵。对第 j 振型有

$$\Phi_j^T M \Phi_j = 1.0 \quad (2)$$

其中

$$\phi_j = \{x_{1j} \dots x_{nj} \dots y_{1j} \dots y_{nj} \dots \theta_{1j} \dots \theta_{nj}\}^T \quad (3)$$

$$M = \text{diag}[m_1 \dots m_n, m_1 \dots m_n, J_1 \dots J_n] \quad (4)$$

其中, x_{ij} 、 y_{ij} 、 θ_{ij} 分别为第 i 质点 j 振型的三个振型位移分量; m_i 、 J_i 分别为第 i 质点的集中质量和质量惯矩; n 为质点总数 (计算层数)。将 (3)、(4) 式代入 (2) 式并定义方向因子为

$$D_{xj} = \sum_i^n m_i x_{ij}^2, D_{yj} = \sum_i^n m_i y_{ij}^2, \\ D_{\theta j} = \sum_i^n J_i \theta_{ij}^2 \quad (5)$$

则有

$$D_{xj} + D_{yj} + D_{\theta j} = 1.0 \quad (6)$$

由 (6) 式可知, 当扭转方向因子 $D_{\theta j}$ 大于 0.5 时, 可判断 j 振型为扭转为主的振型; 否则, 可认为是平动为主的振型。当扭转因子 $D_{\theta j}$ 等于 1 时, 即为纯扭转振型; 当扭转因子 $D_{\theta j}$ 等于 0 时, 即为纯平动振型。扭转因子 $D_{\theta j}$ 大于 0.5 的物理意义可理解为楼层扭转中心与质心的距离在楼层转动半径之内。

对特定的结构, 平动因子 D_{xj} 和 D_{yj} 的相对大小, 与整体坐标系水平轴的方向有关, 不同的水平坐标轴取向, 会得到不同的 D_{xj} 和 D_{yj} 值。

当然, 振型特征判断还与宏观振动形态有关。对结构整体振动分析而言, 结构的某些局部振动的振型是可以忽略的, 以利于主要问题的把握。

2.12 如何取结构自振周期折减系数

《高规》第 3.3.16 条规定应考虑非承重墙体的刚度影响, 对计算的结构自振周期予以折减, 并按折减后的周期值确定水平地震影响系数。如果在结构分析模型中, 已经考虑了非承重墙体的刚度影响, 则可不进行周期折减。

周期折减系数的取值, 与结构中非承重墙体的材料性质、多寡、构造方式等有关, 应由设计人员根据实际情况确定, 《高规》第 3.3.17 条给出的参考值, 主要是砖或空心砖砌体填充墙结构的经验总结, 不是强制的。

2.13 何时考虑竖向地震作用? 如何考虑?

按《高规》第 3.3.2 条规定, 9 度抗震设计以及 8 度抗震设计时的大跨度、长悬臂结构应考虑竖向地震作用, 包括第 10.2.6 条的转换构件以及第 10.5.2 条的连体结构的连接体^[2]。

9 度抗震设计时, 整体结构的竖向地震作用可按《高规》第 3.3.14 条的方法计算; 8、9 度时, 大跨度、长悬臂结构构件的竖向地震作用可按《高规》第 3.3.15 条的规定近似考虑, 对于 8 度 0.3g 的情况, 竖向地震作用标准值可取结构或结构构件重力荷载代

表值的 15%。当然, 有条件时或设计需要时, 采用竖向加速度反应谱方法或动力时程分析方法计算结构竖向地震作用是更合适的方法。

无论采用何种方法计算竖向地震作用, 均应按《高规》第 5.6.3 条的规定进行地震作用效应的组合, 即把竖向地震作用效应作为一个组合工况考虑。

2.14 房屋高度和最大适用高度

房屋高度指建筑室外地面至主要屋面的高度, 不包括局部突出屋面的楼梯间、电梯间、水箱间、小的装饰构架、女儿墙等。对有斜坡屋顶的高层建筑, 房屋高度一般仍可算到屋檐标高处; 对于立面逐层收进的高层建筑, 其房屋高度应根据实际情况 (如收进后的建筑功能、平面相对大小等) 确定。

最大适用高度指《高规》第 4.2.2 条、7.1.2 条、10.1.3 条、11.1.2 条规定的房屋适用的最大高度。这里所说的最大适用高度是与《高规》的规定相适应的, 并不是一般意义上高层建筑的最大高度限制。当房屋高度超过《高规》的规定时, 结构设计应有可靠的依据和有效的技术措施, 并需通过指定机构的抗震专项审查。

2.15 抗震设防烈度 8 度、设计基本地震加速度值为 0.3g 时, 25m ~ 30m 高度的框架结构, 位移难以控制, 截面及配筋很大; 当房屋高度大于 30m 时, 问题更突出。是否在 8 度时框架结构最大适用高度 45m 太大? 要否适当减小?

设计基本地震加速度为 0.3g 的地区比 0.2g 的地区的地震作用增大了 50%; 框架结构层间位移角限制条件比以往更严格; 地震作用计算要考虑质量偶然偏心或双向地震作用。因此, 相对过去的设计经验, 现在的构件截面以及截面配筋增大是必然的。

规程规定的是 8 度时的最大适用高度, 包含了设计基本地震加速度值为 0.2g 的地区。对 8 度抗震设防地区, 如果设计纯框架结构有困难或不经济, 可根据具体情况设计为框架-剪力墙等其他结构体系。

2.16 B 级高度高层建筑是否属于超限高层建筑范围

B 级高度高层建筑是相对 A 级高度高层建筑而言的, 是指房屋高度超过《高规》表 4.2.2-1 规定的框架-剪力墙、剪力墙及筒体结构高层建筑, 其适用的最大高度不应超过《高规》表 4.2.2-2 的规定, 并应遵守《高规》规定的更严格的计算和构造措施要求。

按照文献 [6] 的规定, B 级高度高层建筑属于超限高层建筑工程, 仍然需要进行抗震设防专项审查; 审查可由各地超限高层建筑工程审查委员会完成, 审查的主要依据是《高规》中有关 B 级高度高层建筑的规定, 其目的是检查、复核结构设计是否符合

《高规》的相关要求。

2.17 房屋高宽比为何不作为超限高层建筑抗震专项审查的依据,如何计算高宽比

高层建筑的高宽比规定,是对结构整体刚度、抗倾覆能力、整体稳定、承载能力以及经济合理性的宏观控制指标,是过去工程经验的总结。在《高规》中,对这些性能中的绝大部分已有专门规定,如承载力、侧向位移、稳定、倾覆等,因此不再将其作为超限高层建筑的一个判断指标,《高规》中的相应用词是“不宜超过”规定值,不是必须满足的条件。

一般情况下,结构平面宽度可按平面最小投影宽度计算。大底盘结构的高宽比,可对整体结构和底盘以上的塔楼结构分别进行核算。《高规》条文说明中,裙楼刚度和面积“较大”,是相对塔楼面积而言的,不便于量化,可依据工程经验和规则性程度确定。

2.18 楼层扭转位移控制时为何要考虑质量偶然偏心的影响

《高规》第4.3.5条,分别规定了楼层最大位移(层间位移)与平均位移(层间位移)之比值的下限1.2和上限1.5(或1.4),并规定地震作用位移计算应考虑质量偶然偏心的影响。考虑质量偶然偏心的要求,除规则结构外,比现行国家标准《抗震规范》的规定严格,是高层建筑结构设计需要,也与国外有关标准^[4,5]的规定一致。

2.19 当计算双向地震作用时,楼层扭转位移控制可否不考虑质量偶然偏心的影响

《高规》第3.3.3条条文说明“当计算双向地震作用时,可不考虑质量偶然偏心的影响”,主要表示地震作用计算时,质量偶然偏心 and 双向地震作用可不同时考虑,并不表示判断楼层扭转位移限值时,不考虑质量偶然偏心的影响。因此,如果计算了双向地震作用,按理应再单独计算考虑质量偶然偏心的地震作用,以判断位移比是否满足要求。

实际工程中,对确实需要考虑双向地震作用的结构(如本文2.6节所述),也可以近似按此位移进行扭转位移比控制,但位移计算应按本文2.7节所述,按双向地震作用效应的规定计算。

2.20 楼层扭转位移控制条件可否突破

正常情况下,楼层位移比的上限条件是不应超过的。根据文献[6],“规则性要求的严格程度,可依设防烈度不同有所区别。当计算的最大水平位移、层间位移值很小时,扭转位移比的控制可略有放宽。”因此,特殊条件下,个别楼层扭转位移比值超过规定的上限要求也是允许的,可由有关超限审查机构审查确定。

所谓“最大水平位移、层间位移值很小”,一般要求层间位移角不大于位移角限值的1/3。

2.21 抗震变形验算中,任一层位移、层间位移、层位移差有何联系和区别?为何第4.6.3条“楼层位移计算不考虑偶然偏心的影响”?

任一楼层的位移(含顶点位移)是相对结构固定端(基底)的相对侧向位移;层间位移是上、下层侧向位移之差;层间位移角是层间位移与层高之比值。在原规程JG3-91中,对结构侧向位移有顶点位移和层间位移角双重要求。实践表明,如果层间位移角得到有效控制,结构的侧移安全性和适用性均可得到满足。因此,本次修订仅保留了层间位移角的限值条件,与国外有关规范的要求相一致;同时,对150m以上的高层建筑提出了舒适度要求,即增加了结构顶点风振加速度的限制条件。楼层位移、层间位移角的要求是从宏观上保证结构具有必要的侧向刚度,结构构件基本处于弹性工作状态,非结构构件不破坏。

目前,层间位移没有考虑由于结构整体转动而产生的所谓无害位移的影响。但实际上,对高度较高的房屋建筑,结构整体弯曲引起的侧移影响是不可忽视的,在《高规》第4.6.3条第2、3款已有反映,即以放宽层间位移角限值的方式加以考虑。

在《高规》第4.3.5条中,规定了同一楼层最大水平位移(层间位移)与平均水平位移(层间位移)的比值限值,以限制结构的扭转效应不致过大。

《高规》第4.6.3条楼层层间位移角控制条件,采用了层间最大位移计算,考虑了扭转的影响。抗震设计中,核算楼层层间位移角限制条件时,可不考虑质量偶然偏心的影响,主要考虑到,新规范采用楼层最大层间位移控制层间位移角已经比原规程JG3-91严格,而侧向位移的控制是相对宏观的要求,同时也考虑到与《抗震规范》等国家标准保持一致。

2.22 扭转周期与平动周期的比值要求,是否对两个主轴方向平动为主的振型都要考虑

扭转为主的振型中,周期最长的称为第一扭转为主的振型,其周期称为扭转为主的第一自振周期 T_1 。平动为主的振型中,根据确定的两个水平坐标轴方向 X 、 Y ,可区分为 X 向平动为主的振型和 Y 向平动为主的振型。假定 X 、 Y 方向平动为主的第一振型(即两个方向平动为主的振型中周期最长的振型)的周期值分别记为 T_{1X} 和 T_{1Y} ,并定义:

$$T_1 = \max(T_{1X}, T_{1Y}) \quad (7)$$

$$T_2 = \min(T_{1X}, T_{1Y}) \quad (8)$$

则 T_1 即为《高规》第4.3.5条中所说的平动为主的第一自振周期, T_2 姑且称作平动为主的第二自振周期。

对特定的结构, T_1 、 T_2 的值是恒定的, 究竟是 T_{1x} 还是 T_{1y} , 与水平坐标轴方向 X 、 Y 的选择有关。扭转为主或平动为主振型的判断方法参见本文 2.11 节。

研究表明, 结构扭转第一自振周期与地震作用方向的平动第一自振周期之比值, 对结构的扭转响应有明显影响, 当两者接近时, 结构的扭转效应显著增大^[7]。《高规》第 4.3.5 条对结构扭转为主的第一自振周期 T_t 与平动为主的第一自振周期 T_1 之比值进行了限制, 其目的就是控制结构扭转刚度不能过弱, 以减小扭转效应。

《高规》对扭转为主的第一自振周期 T_t 与平动为主的第二自振周期 T_2 之比值没有进行限制, 主要考虑到实际工程中, 单纯的一阶扭转或平动振型的工程较少, 多数工程的振型是扭转和平动相伴随的, 即使是平动振型, 往往在两个坐标轴方向都有分量。针对上述情况, 限制 T_t 与 T_1 的比值是必要的, 也是合理的, 具有广泛适用性; 如对 T_t 与 T_2 的比值也加以同样的限制, 对一般工程是偏严的要求。对特殊工程, 如比较规则、扭转中心与质心相重合的结构, 当两个主轴方向的侧向刚度相差过大时, 可对 T_t 与 T_2 的比值加以限制, 一般不宜大于 1.0。实际上, 按照《抗震规范》第 3.5.3 条的规定, 结构在两个主轴方向的侧向刚度不宜相差过大, 以使结构在两个主轴方向上具有比较相近的抗震性能。

2.23 8 度区抗震等级已经是一级, 当为乙类建筑时, 抗震措施按 9 度查表仍为一级, 此两个一级是否完全相当? 当设防烈度为 9 度, 乙类建筑的抗震措施“应符合比 9 度抗震设防更高的要求”, 此“更高的要求”的具体内容是什么?

《高规》表 4.8.2 为丙类建筑的抗震等级表, 乙类建筑应提高一度采取抗震措施, 其中抗震等级应按提高一度后查表 4.8.2 确定: 8 度时为二级者, 提高后则为一级, 8 度时已经为一级者, 若仍按表 4.8.2 查 9 度对应的抗震等级时也是一级, 但因为对应的最大适用高度是不同的, 后者的抗震措施 (主要是抗震构造措施) 应比一级适当加强, 加强的幅度应与房屋高度有关, 但有关抗震设计的内力调整系数一般可不提高。

设防烈度为 9 度时, 房屋高度不应超过 A 级高度最大适用高度的要求。若为 A 级高度的乙类建筑, “应符合比 9 度抗震设防更高的要求”, 在《高规》第 4.8.2 条中已有规定, 即应按特一级抗震等级要求进行设计。

8 度抗震设防时, B 级高度乙类建筑的抗震等级, 在《高规》第 4.8.3 条中没有规定, 其抗震措施应专

门研究确定。

2.24 《高规》第 4.8.1 和 4.8.4 条对抗震措施和抗震构造措施的规定, 对乙、丙类建筑如何具体应用

按照《高规》第 4.8.1 条和 4.8.4 条规定, 同一设防烈度下, 不同场地仅影响抗震构造措施, 除抗震构造措施以外的其他抗震措施是相同的。在给定设计基本地震加速度时, 抗震设防烈度是唯一确定的, 决定抗震措施的烈度如表 2, 决定构造措施的烈度如表 3^[8]。

表 2 决定抗震措施的烈度

Table 2 Intensity to determine seismic fortification measures						
建筑类别	设计基本地震加速度 (g) 和设防烈度					
	0.05	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4
	6	7	7	8	8	9
甲、乙类	7	8	8	9	9	9+
丙类	6	7	7	8	8	9

注: “9+”表示应采取比 9 度更高的抗震措施, 幅度应具体研究确定。

表 3 决定抗震构造措施的烈度

Table 3 Intensity to determine details of seismic design							
建筑类别	场地类别	设计基本地震加速度 (g) 和设防烈度					
		0.05	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4
		6	7	7	8	8	9
甲、乙类	、	6	7	7	8	8	9
		7	8	8	9	9	9+
		7	8	8+	9	9+	9+
丙类	、	6	6	6	7	7	8
		6	7	7	8	8	9
		6	7	8	8	9	9

注: “8+”表示应采取比 8 度更高的抗震构造措施, 但比 9 度要求低; “9+”表示应采取比 9 度更高的抗震构造措施, 提高幅度应具体研究确定。

抗震措施包含了抗震构造措施, 因此, 表 2 表示所有抗震措施应满足的烈度要求; 表 3 表示因场地类别不同, 对抗震构造措施提出的部分放松或从严的要求。具体说, 与构件设计内力调整及抗震构造措施都有关时, 按表 2 的烈度确定抗震等级; 仅与抗震构造设计有关时, 按表 3 的烈度确定抗震等级。

2.25 第 4.8.1 和 4.8.2 条中框支框架的含义

框支框架是指转换构件 (如框支梁) 以及其下面的框架柱和框架梁, 不包括不直接支承转换构件的框架。如考虑结构变形的连续性, 在水平方向上与框支框架直接相连的非框支框架的抗震构造设计可适当加强, 加强的范围可不少于相连的一个跨度。

2.26 如何理解和掌握裙房抗震等级不低于主楼的抗震等级

高层建筑往往带有裙房, 有时裙房平面面积还较

大,当裙房与主楼在结构上完全分开时,主楼和裙房分别按各自的结构体系、房屋高度确定抗震等级。当主楼和裙房连接为整体时,裙房除按自身条件确定抗震等级外,还不应低于主楼的抗震等级。例如,裙房为纯框架、主楼为剪力墙结构且连为整体时,主楼按剪力墙结构确定抗震等级,裙楼框架的抗震等级除按自身条件确定外,尚不应低于主楼剪力墙的抗震等级。

当主楼为部分框支剪力墙结构时,框支框架按部分框支剪力墙结构确定抗震等级,裙楼可按框架-剪力墙结构确定抗震等级,若低于主楼框支框架的抗震等级,则与框支框架直接相连的非框支框架应适当加强抗震构造措施。

2.27 地下室抗震等级是否因上部结构的嵌固部位不同而不同

按照《高规》第 4.8.5 条的规定,原则上,除与上部结构直接相连的地下室一层结构的抗震等级应与上部结构相同外,其余地下室结构的抗震等级可比上部结构放松要求。由于整体性能和建筑功能的需要,高层建筑一般都有一层或多层地下室,且通过合理设计,容易满足上部结构嵌固于地下室顶板标高位置(± 0.0)的条件,因此,一般地下室结构的抗震等级可按第 4.8.5 条确定。

对于 ± 0.0 标高确实不能作为上部结构嵌固部位的情况,实际嵌固部位所在楼层以及其上部的地下室楼层(与地面以上结构对应的部分)的抗震等级,可取为与地上结构相同或根据地下部分结构的有利情况适当放松。

2.28 高度小于 60m 的框架-核心筒结构可否按框架-剪力墙结构确定抗震等级

《高规》中,框架-核心筒结构是结构布置相对固定的一种结构形式,是框架-剪力墙结构的一种特例,其房屋高度一般比较高(大于 60m),而一般框架-剪力墙结构的布置形式比较灵活,房屋高度适用范围比较宽(可小于 60m)。因此,在表 4.8.2 中,框架-剪力墙结构按房屋高度 60m 为界线区分了不同的抗震等级,框架-核心筒结构的抗震等级没有按房屋高度区分。实际上,当房屋高度大于 60m 时,表 4.8.2 中框架-核心筒结构和框架-剪力墙结构的抗震等级是相同的。

对于房屋高度小于 60m 的框架-核心筒结构,若按框架-剪力墙结构确定其抗震等级,则除应满足核心筒的有关设计要求外,同时应满足规程对框架-剪力墙结构的其他要求,如剪力墙所承担的结构底部地震倾覆力矩的规定等。

2.29 对 6 度抗震设防的高层建筑结构,《高规》第 3.3.4 条和 5.1.13 条对弹性动力时程分析的要求不一致,如何执行?

《高规》第 3.3.4 条对 6 度抗震设防时,未作弹性时程分析补充计算的明确规定,是考虑到此种情况的地震作用相对较小,主要以抗震构造设计为主。但并不表明 6 度时对所有结构都不需要做弹性时程分析补充计算,对特别不规则的高层建筑或《高规》另有规定的情况(如第 4.6.4 条、5.1.13 条等),仍应进行弹性时程分析补充计算,其加速度时程曲线的最大加速度值可按《抗震规范》表 5.1.2-2 采用,即取 18cm/s^2 。

2.30 《高规》第 5.1.16 条如何判断计算结果的合理性

目前,采用计算机软件进行高层建筑结构分析和设计是相当普遍的。因此,对计算结果的合理性、可靠性进行判断是十分必要的,是结构设计最主要的任务之一。这项工作要以结构工程师的力学概念和丰富的工程经验为基础,一般从结构总体和局部两个方面考虑。总体上包括:所选用的计算软件是否适用以及使用是否恰当、结构的振型、周期、位移形态和量值、地震作用的分布和楼层地震剪力的大小、有效参与质量、截面配筋设计等,是否在合理的范围,总体和局部的力学平衡条件是否得到满足。判断力学平衡条件时,应针对重力荷载、风荷载作用下的单工况内力进行。对局部构件,尤其是受力复杂的构件(如转换构件等),分析其内力或应力分布是否与力学概念、工程经验相一致。

2.31 连梁刚度折减系数可否小于 0.5

首先,连梁刚度折减是对抗震设计而言的,对非抗震设计的结构,通常不宜对连梁刚度进行折减。其次,抗震设计时,连梁刚度折减系数的取值,应满足连梁正常使用极限状态的要求,一般与设防烈度有关,设防烈度高时可多折减一些,设防烈度低时可少折减一些,但一般不小于 0.5。当连梁刚度折减系数取值小于 0.5 时,与之相连的剪力墙肢设计应加强,连梁本身必须满足非抗震设计的承载能力和正常使用极限状态的设计要求。

2.32 计算嵌固部位的侧向刚度比时,地下室外墙(挡土墙)是否参与计算

一般情况下,高层建筑结构地下室外墙均可参与地下室的侧向刚度计算,因此,地下室一层与上部结构一层的等效剪切刚度比不小于 2 的要求是容易满足的。对于地下室外墙与上部结构相距比较远(如超过 40m~50m)的情况,一般不宜作为判断嵌固条件的

墙体参与地下室的侧向刚度计算。

作为上部结构嵌固部位的地下室结构设计,应符合《高规》第 5.3.7、4.5.5、4.8.5 条的有关规定。

2.33 判断结构侧向位移限制条件时, 是否考虑不同作用效应的组合

按照《高规》第 5.6.1~5.6.4 条的规定, 结构位移计算按作用效应的标准组合考虑, 作用的分项系数取 1.0。因此, 高层建筑结构的位移、变形验算, 原则上应考虑不同作用效应的标准组合。

实际设计时, 对侧向位移的验算, 往往仅考虑风荷载或水平地震单独作用, 是一种简化处理方法。主要原因是, 重力荷载作用下结构侧向位移相对很小; 60m 以下的结构, 风与地震作用下的侧向位移不要求同时组合; 60m 以上的抗震设计结构, 仅考虑 20% 的风荷载位移参与水平地震位移组合, 影响不大。对于计算层间位移角接近限值的情况, 应按规定考虑可能的组合效应。

2.34 短柱是剪跨比不大于 2 还是高宽比不大于 4 的柱? 《高规》第 6.4.6 条为何同时规定了上述两种要求?

按《高规》规定, 短柱是指剪跨比 $\lambda \leq 2$ 的柱。剪跨比可按《高规》(6.2.6-4) 式计算, 其弯矩和剪力值不做强柱弱梁和强剪弱弯的调整。如果柱的反弯点在柱高中部时, $\lambda \leq 2$ 和高宽比 $H_n/h_c \leq 4$ 是等效的。

$$\lambda = \frac{M}{V h_0} \approx \frac{M}{V h_c} = \frac{0.5 V^c H}{V^c h_c} = \frac{H}{2 h_c}$$

如果 $\lambda \leq 2$, 则 $H_n/h_c \leq 4$

《高规》第 6.4.4 条中对填充墙引起的短柱情况, 采用柱高宽比不大于 4 的要求是近似的规定, 主要是为了方便操作。

2.35 《高规》表 6.4.2 注 3 中, 对剪跨比小于 1.5 的柱, 轴压比应专门研究并采取特殊构造措施, 如何应用? 该表注 4、5 的措施可否算作“特殊构造措施”?

如果遇到剪跨比小于 1.5 的柱, 宜首先调整结构布置, 改善其受力性能。当无法调整结构设计时, 轴压比限值可比表 6.4.2 中数值降低 0.1 采用。表 6.4.2 注 4、5 中加强箍筋和纵向钢筋的做法, 是比较有效的提高框架柱延性的构造措施之一, 因此可用于剪跨比小于 1.5 的框架柱设计。

2.36 剪力墙底部加强部位的高度是否包含地下室

剪力墙底部加强部位的高度应按《高规》第 7.1.9 条的规定计算, 计算起点一般是室外地坪。地下一层一般可按加强部位设计, 其边缘构件设计可与

地上一层相同 (即地上一层的边缘构件向下延伸一层)。若地下室多于一层, 地下 2 层以下一般可按构造边缘构件要求设计; 特殊情况 (如地下室周边约束条件较差) 需另行考虑。

2.37 《高规》第 7.1.2 条短肢剪力墙较多的剪力墙结构如何界定

《高规》第 7.1.2 条中所说的“短肢剪力墙较多的剪力墙结构”, 主要是指结构平面中部为剪力墙构成的薄壁筒体 (常用作楼梯间、电梯间等)、其余部位基本为短肢剪力墙的一种结构布置形式, 近几年来在非抗震地区以及 6 度、7 度抗震设防地区的住宅建筑中逐渐被应用。要提出更具体的量化判断指标是困难的, 一般情况下, 短肢剪力墙较多的剪力墙结构中, 短肢剪力墙承受的倾覆力矩可占结构底部总倾覆力矩的 40%~50%。因此, 一般剪力墙结构中, 如果存在少量的短肢剪力墙, 则不必要遵守 7.1.2 条的规定。实际上, 《高规》第 7.2.5 条对剪力墙结构中的独立小墙肢另有专门规定。

设计中, 对于短肢剪力墙较多的剪力墙结构, 结构布置上宜使两个主要受力方向的刚度和承载力相差不多。

7.1.2 条第 4 款轴压比要求应按第 3 款提高后的抗震等级确定。

7.1.2 条主要是针对抗震设计而言的。

2.38 剪力墙截面高度与厚度之比在 3~5 时应遵守哪些规定设计

剪力墙截面高度与厚度之比为 3~5 时, 其轴压比应符合《高规》第 7.2.5 条的规定; 其纵向钢筋的构造配筋率可按第 7.1.2 条第 6 款的规定设计, 配筋方式可根据实际情况和设计习惯按框架柱或剪力墙设计; 其箍筋可按剪力墙约束边缘构件或构造边缘构件的要求设计。

2.39 第 7.2.16 条剪力墙约束边缘构件箍筋体积配箍率计算时可否计入拉筋和水平分布钢筋? 图 7.2.16 中约束边缘构件的阴影区内外, 箍筋间距可否不一致?

约束边缘构件箍筋配置, 对照《高规》图 7.2.16, 区分阴影区和非阴影区两部分。在阴影区内应有封闭箍筋, 可部分采用拉筋, 拉筋可计入体积配箍率计算 (如同框架柱中的拉筋); 在非阴影区内, 可采用箍筋和拉筋相结合的方式, 也可完全采用拉筋, 拉筋计入体积配箍率计算。当剪力墙水平分布钢筋在约束边缘构件内确有可靠锚固时, 才可与其他封闭箍筋、拉筋一起作为约束箍筋计算。

对约束边缘构件, 无论《高规》图 7.2.16 的阴

影区或非阴影区,其箍筋沿竖向的间距,特一级和一级时不应大于 100mm,二级时不应大于 150mm,要求是相同的。

2.40 按《高规》第 7.2.16 条的条文说明,剪力墙约束边缘构件箍筋的配箍特征值可随剪力墙轴压比的大小有所不同,如何执行?当剪力墙轴压比不大于《抗震规范》表 6.4.6 规定的数值时,可否仅按构造边缘构件设计?

剪力墙约束边缘构件的延性,除与混凝土和配筋特性(尤其是箍筋配箍特征值和箍筋形式)有关外,还与边缘构件的形状和承受的轴向压力大小(即轴压比)有关。《高规》第 7.2.16 条的条文说明,反映的就是剪力墙轴压比的影响。当剪力墙轴压比等于或接近《高规》表 7.2.16 的限值时,箍筋配箍特征值取 0.2(特一级为 0.24);当剪力墙轴压比小于《抗震规范》表 6.4.6 条的限值时,箍筋配箍特征值可取 0.1;其他情况,箍筋配箍特征值可按轴压比大小在 0.1 和 0.2(特一级为 0.24)之间内插取值。

《高规》第 7.2.15 条的规定比《抗震规范》严,除了高层建筑结构的重要性相对较高外,主要考虑到一般高层建筑建筑中,剪力墙的轴压比小于《抗震规范》表 6.4.6 规定的情况不多。对于这种情况,仍应按《高规》第 7.2.15 条的规定进行边缘构件设计,但约束边缘构件的箍筋配箍特征值可取 0.1,并且箍筋直径不小于 8mm、箍筋间距不大于 100mm(特一级和一级)或 150mm(二级),约束边缘构件阴影范围内的纵向钢筋最低配置要求同第 7.2.16 条第 2 款的要求。

对于多层建筑,剪力墙边缘构件的设计可仅符合《抗震规范》的要求。

2.41 《高规》第 7.2.17 条第 3 款中,“箍筋的无支长度不应大于 300mm”,何谓“无支长度”?

首先应明确,构造边缘构件中箍筋无支长度的要求对约束边缘构件也是适用的。箍筋的无支长度是同一水平面内两个相邻约束点之间的箍筋长度,因此,一般应有与之垂直方向的箍筋或拉筋约束。在剪力墙边缘构件中,箍筋无支长度不大于 300mm 的要求是容易满足的。

2.42 连梁受弯纵向钢筋构造配筋率如何取用

连梁受弯纵向钢筋构造配筋率的取值问题,因为相关研究工作尚不充分,因此在《高规》中暂且没有反映。文献^[9]从“强剪弱弯”的角度对此进行了讨论,对非抗震设计的连梁可取 0.2%,对抗震设计的连梁建议按表 4 采用。

表 4 抗震设计时连梁纵向钢筋构造配筋率

Table 4 Longitudinal reinforcement ratio of coupling beam for seismic detail design

连梁跨高比 β	纵向钢筋构造配筋率 (%)
$\beta \leq 0.5$	0.20
$0.5 < \beta \leq 1.0$	0.25
$1.0 < \beta \leq 1.5$	0.25 ~ 0.30
$\beta > 1.5$	0.25 ~ 0.40

2.43 要否限制剪力墙分布钢筋和边缘构件内纵向钢筋的最大配筋率

约束边缘构件和构造边缘构件阴影区(分别见《高规》图 7.2.16 和 7.2.17)内纵向钢筋的最大配筋率,因为尚没有充分的研究成果,在相关规范中没有明确规定,目前可参考《高规》第 6.4.4 条第 3 款关于框架柱的规定,以保证钢筋混凝土构件的基本性能。当纵向钢筋直径较大、配筋率较高时,约束箍筋的配置应与之相配套。

剪力墙竖向分布钢筋一般按构造要求配置,配筋率不会太大。

剪力墙水平分布钢筋最大配筋率虽然无明确规定,但根据《高规》第 7.2.2 条第 6 款的受剪截面限制条件和第 7.2.11~7.2.12 条的截面受剪承载力计算公式,可以推算出水平分布钢筋 A_{sh} 的最大值,因此其最大配筋率实际上是有限制的。

另外,《高规》第 7.2.19 条对剪力墙分布钢筋的最大直径也作了限制。

2.44 框架-剪力墙结构在楼层标高处,剪力墙内是否必须设置框架梁或暗梁

按照《高规》第 8.2.2 第 4 款的精神,框架应与剪力墙形成完整的抗侧力体系。因此,与剪力墙平面重合的框架梁宜通过剪力墙,或在剪力墙内设置暗框架梁;与框架平面不重合的剪力墙内不是必须设置暗框架梁。

2.45 第 9.2.4 条框架-核心筒外周为何要求设置边框架梁?当核心筒以外有两周框架柱时,外部框架与核心筒之间的中部框架柱是否也必须设置框架梁?

第 9.2.4 条的规定,主要是为了避免出现《高规》第 8 章所述的板柱-剪力墙结构,增加结构的整体刚度尤其是抗扭刚度,尽量避免纯板柱节点,提高节点的抗剪、抗冲击性能。该条是强制性条文,必须严格执行。

对核心筒外围有两圈框架柱的框架-核心筒结构,如果内圈框架柱设计上以承受楼面竖向荷载为主,则允许不设置框架梁;否则也应符合第 9.2.4 条的要求。

2.46 框支梁是否包括梁上托柱的梁?托墙和托柱的梁设计上有何不同?

习惯上,框支梁一般指部分框支剪力墙结构中支承上部不落地剪力墙的梁,是有了“框支剪力墙结构”,才有了框支梁。《高规》第 10.2.1 条所说的转换构件中,包括转换梁,转换梁具有更确切的含义,包含了上部托柱和托墙的梁,因此,传统意义上的框支梁仅是转换梁中的一种。

单从《高规》第 10.2.9 条中提到的“梁上托柱”的规定,只能说明在这里提到的两个个别规定上,“梁上托柱”的梁和传统的“框支梁”均有要求。实际上,从《高规》第 10.2 节的许多规定上,已经明显区分了这两种梁所构成的转换层结构的不同要求,如第 10.2.2 条关于转换层设置位置的要求、10.2.5 条关于提高抗震等级的要求、10.2.8 条第 2 款关于梁纵向钢筋和腰筋的要求、第 10.2.9 条第 2 款和第 4 款的要求等。

托柱的梁一般受力也是比较大的,有时受力上成为空腹桁架的下弦,设计中应特别注意。因此,采用框支梁的某些构造要求是必要的,这在《高规》第 10.2 节中已有反映。

2.47 结构中仅个别楼层有错层构件,或错层楼板标高差不超过对应位置的梁截面高度时,是否算《高规》的错层结构?

关于错层结构的定义,目前没有一致的意见,主要因为实际结构中错层的类型太多、太复杂。

楼板相错高度不超过梁截面高度时,可不作为错层结构;至于住宅中个别位置楼板跃层等错层情况,比较复杂,应根据实际情况个别判断。但是,即便不作为《高规》的错层结构(主要是最大适用高度限制上),在一些关键部位仍应采取必要的加强措施,例如错层部位的框架柱和剪力墙宜符合《高规》第 10.4.4 和 10.4.5 条的要求。

2.48 《高规》附录 E.0.2 条中,两种刚度比控制不容易统一,特别是当底层层高较大时,如果楼层侧向刚度比满足“不应小于相邻上部楼层侧向刚度的 60%”时,等效侧向刚度则下部还大于上部,很难接近 1,如何解决?

高层建筑结构中,关于结构侧向刚度有多种不同的定义,因此,刚度比计算结果不相同是可能的。

《高规》附录 E.0.2 条规定的等效侧向刚度比是反映整个转换层以下结构(多于一层)与上部相同(或相近)高度剪力墙结构的刚度关系;一、二层转换层时要求转换层下层与上层楼层侧向刚度(V/Δ_u)之比不小于 0.5,三层及三层以上时不小于 0.6,反映的是转换层上、下层之间的侧向刚度关系。二者定义和算法不同,需同时满足。

抗震设计时,等效侧向刚度比 γ_e 不大于 1.3 即可,若小于 1.0,表明更有利于结构抗震。规程中的“宜接近 1”,主要指不要大于 1 太多。

2.49 A 级高度乙类建筑,8 度设防,转换层位置设在 3 层,按《高规》第 4.8.1 条规定其抗震措施应提高一度采用,但在表 4.8.2 中无法查到抗震等级;按《高规》第 10.2.5 条规定,其框支柱、剪力墙底部加强部位的抗震等级尚宜按规程表 4.8.2 的规定提高一级采用。如何确定其抗震等级?

对该工程,《高规》表 4.8.2 中没有 9 度时的抗震等级规定,因此作为带转换层的乙类建筑,其抗震等级不能直接查取。按《高规》第 10.2.5 条规定,部分框支剪力墙结构的转换层在 3 层时,其抗震等级尚应按表 4.8.2 的规定提高一级采用,一级提高到特一级,已经为特一级的可不再提高。

根据规范精神,建议该工程框支柱和底部加强部位的剪力墙的抗震等级取特一级,并适当提高抗震构造措施;上部剪力墙抗震等级取一级。

2.50 转换层以下落地剪力墙往往带端柱(边框柱),要否按第 8.2.2 条要求将框支梁或框架梁在墙内拉通或设暗梁?落地墙端柱是否按独立框支柱要求设计?

按《高规》8.2.2 条规定,此种情况的框架梁或框支梁应在与之重合的墙内拉通,或至少设置暗梁。当落地剪力墙的端柱同时承托转换构件时,其有关内力调整可不按框支柱的规定执行,但有关构造要求应符合框支柱的规定。

2.51 第 10.2.22 条厚板总配筋率不宜小于 0.6%,如何在板底面和顶面分配?

如果是构造配筋,则板顶面和板底面每个方向的最小构造配筋率可分别取 0.3%。

2.52 框支层在 ± 0.0 (框支结构在地下室) 如何执行《高规》?

当结构的嵌固部位在 ± 0.0 时,地下一层的框支柱和转换构件仍应执行《高规》的有关规定;地下一层以下的框支柱的轴压比可按普通框架柱的要求设计,但其截面、混凝土强度等级和配筋设计结果不宜小于其上面对应的柱。

2.53 当框支层同时含有框支柱和框架柱时,如何执行《高规》第 10.2.7 条的框架剪力调整要求?

首先应按第 8.1.4 条框架-剪力墙结构的要求进行地震剪力调整,然后再按第 10.2.7 条的规定复核框支柱的剪力要求。

2.54 《高规》第 10.3.3 条、10.4.4 条、10.5.5 条均有抗震等级提高一级的要求,柱轴压比限值按提高前还是提高后的抗震等级确定?

这三条均属于复杂结构关键部位的要求, 因此, 验算柱轴比限值时, 应按提高后的抗震等级确定。

2.55 地下室连为整体、地上分为若干独立结构时, 是否必须执行《高规》10.6 节的规定?

这种情况, 一般不属于《高规》10.6 节规定的多塔楼结构, 因此不必执行《高规》10.6 节的有关规定, 但地下室顶板设计应符合《高规》第 4.5.5 条的相关规定。

2.56 第 12.2.4 条“钢筋间距不应小于 150mm, 宜为 200~300mm”, 钢筋间距取 100~150mm 是否允许?

《高规》第 12.2.4 条的规定, 主要考虑到高层建筑的筏形基础的板厚一般较厚, 配筋直径较大, 为便于混凝土施工和保证混凝土质量而做出的。因此, 在不妨碍施工和保证混凝土质量的前提下, 钢筋间距小于 150mm 是允许的, 但一般不小于 100mm。

3 结 语

本文针对《高规》实施应用中反馈的一些主要问题进行了解释和探讨。其中, 对涉及规程理解的问题, 给出了明确的解释; 对某些规程尚未明确规定的问题, 也尽量给出处理方法, 以便对规程的应用有所

帮助。因此, 有些问题的解释或处理属于笔者个人意见, 供有关人员参考。另有一些问题, 尚需进一步研究或统一认识, 本文暂未列入。

参 考 文 献:

- [1] 中华人民共和国行业标准.《高层建筑混凝土结构技术规程》JG3-2002 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- [2] 徐培福、黄小坤主编. 高层建筑混凝土结构技术规程理解与应用 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003
- [3] 张相庭编著. 工程抗风设计计算手册 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998
- [4] Eurocode 8, “Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures” [S]. 1998
- [5] International Building Code, “Structural Design” [S]. 2000
- [6] 超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点. 建设部文件, 建质 [2003] 46 号
- [7] 徐培福、黄吉锋、韦承基, 高层建筑结构在地震作用下的扭转振动效应 [J], 建筑科学, 2000 (2)
- [8] 沙安、孙建华等, 《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001) 问答 (2) [J], 工程抗震, 2002 (2)
- [9] 黄小坤, 剪力墙连梁纵向钢筋构造配筋率探讨 [J], 建筑结构, 2004 (1)

黄小坤 研究员, 主要从事高层建筑混凝土结构、玻璃幕墙结构的研究和工程咨询工作。通讯地址: 100013 北京北三环东路 30 号 中国建筑科学研究院