

论高层建筑结构层间位移角限值的控制

魏珺 王森

(上海魏珺工程结构设计事务所(深圳部) 深圳 518034)

[提要] 在对结构位移构成分析的基础上,论述了不同结构类型竖向构件楼层处截面转角、层间位移及受力层间位移的变化规律,提出了高层建筑层间位移限值的合理建议。

[关键词] 高层建筑 建筑结构 层间位移角 受力层间位移角

Discussion on Inter-story Displacement Angle of High-rise Building/Wei Lian, Wang Sen (Shanghai Weilian Engineering Design Office, Shne zhen Representative, Shenzhen 518034, China)

Abstract: On the basis of analysis of the structural displacement component, the characteristic of vertical member rotation angle at floor plan, inter-story displacement angle and physical inter-story displacement angle of different structural types are investigated. Based upon study, suggestion on suitable control value of inter-story displacement angle and physical inter-story displacement angle for different tall buildings is presented.

Keywords: tall building; building structure; inter-story displacement angle; physical inter-story displacement angle

0 前言

《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2002)^[1]对高度等于或大于250m的超高层建筑规定其最大层间位移角不宜大于1/500,这比规程原规定的不宜大于1/800或1/1000^[2-3]放宽很多,从规程条文说明来看,这一放宽规定的理论依据不够清楚,由此可见高层建筑位移限值的合理规定还有进一步探讨和认识的必要。对高层建筑变形限值的规定,一般是要求满足以下三个要求,1)限制剪力墙和柱等竖向结构构件产生受力裂缝或损坏;2)保护非结构构件(幕墙、隔墙及装修等),使其免于变形过大而损坏;3)保证结构的整体稳定性。从结构安全角度出发,其中第一个要求是基本的,现行规范通过规定结构的层间位移角限值来保证高层建筑结构在这方面的安全性是有重大意义的。经过多年来的实践,人们发现结构的层间位移角并非全是受力引起的,而是由受力层间位移角和非受力层间位移角两部分组成,当后面一部分所占的比例较大时,现行规范的许可限值将失之过严。与此相反,在结构底层,结构竖向构件的非受力位移为零,其受力位移是主要因素,而现行规范的许可限值对剪力墙结构而言又失之过宽。此外框剪结构和框筒结构是由变形能力较差的剪力墙和变形能力相对较强的柱组成,同一楼层内既有剪力墙又有柱,用同一层间位移角限值来控制二者的变形也是不合理的。再者,现行规范控制结构的层间位移角限值对沿高所有楼层要求一样,但实际上各楼层的构件组成、受力状况和受力大小是不相同的,有时甚至是差异较

大的,用相同的层间位移角来控制所有楼层,其合理性也是值得商榷的。

1 对规范高层建筑变形限值的讨论

《建筑抗震设计规范》(GBJ10—89)^[2]首次作出抗震设计进行抗震变形验算的规定。该规范第4.5.1条规定“框架(包括填充墙框架)和框架抗震墙结构(包括框支层)宜进行低于本地区设防烈度的多遇地震作用下结构的抗震变形验算,其层间弹性位移角应符合下式要求

$$\Delta u_e < [\theta_e] h$$

式中: Δu_e 为多遇地震作用标准值产生的层间弹性位移; $[\theta_e]$ 为层间弹性位移角限值,按表1采用; h 为层高。

层间弹性位移角限值		表 1
结构类型	条 件	$[\theta_e]$
框 架	考虑砖填充墙抗侧力作用	1/500
		1/450
框架-剪力墙	其他装修要求高的公共建筑其他	1/800
		1/650

2002年新颁布的《建筑抗震设计规范》(GB50010—2002)^[3]作出了一些补充修正,在第5.5.1条具体规定了层间弹性位移角的限值,如表2所示。

2002年颁布的新高规^[1]第4.6.3条对高层建筑位移角限值作出了如下规定。

弹性层间位移角限值 表 2

结构类型	$[\theta_e]$
钢筋混凝土框架	1/550
RC 框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/800
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/1000
钢筋混凝土框支层	1/1000

(1) 高度不大于 150m 的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于表 3 的限值。

楼层层间最大位移与层高之比的限值 表 3

结构类型	$[\theta_e]$
框架	1/550
框架-剪力墙、框架-核心筒、板柱-剪力墙	1/800
筒中筒、剪力墙	1/1000
框支层	1/1000

(2) 高度等于或大于 250m 的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于 1/500。

(3) 高度在 150 ~ 250m 之间的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 的限值按本条第 1, 2 款的限值线性插入取用。

世界其他发达国家对高层建筑的层间位移角控制也有明确的规定，如美国 UBC 规范 (1994) 规定，计算层间位移角不应超过 $1/200 (T < 0.7s)$ ， $1/250 (T \geq 0.7s)$ ；英国与加拿大则规定计算层间位移角限值为 1/500；日本规范规定计算层间位移角限值为 $1/120 \sim 1/200$ ，一般均宽于我国规范的规定且综观世界各国关于高层建筑层间位移角限值的规定，并不区分结构类型的差别，我国香港地区仅对高层建筑顶点位移角规定了限值 1/500，实际上相当于对层间位移角限值可大于 1/500。我国抗规与高规的规定则明确了不同结构类型应规定不同的层间位移角限值，剪力墙类结构规定较严，框架类结构较宽，体现了不同结构类型变形能力的差异，因而从受力位移角度而言是比较合理的。

分析上述规范规定，不难看出以下诸点。

(1) 世界各国规定均为控制层间位移角限值，这显然是比单纯控制结构顶点位移角更为合理与可靠，因为当不同结构产生同样顶点位移时，各楼层发生不均匀位移角的结构更为危险，控制了最不利的层间位移实质上也就控制了顶点位移^[5-6]。因此以控制高层建筑层间位移角限值的的规定来控制结构的变形是合理的。

(2) 按不同类型的结构规定不同的层间位移角限值从控制受力的角度是合理的，如我国现行高规剪

力墙结构的位移角限值为 1/1000，比框架结构的 1/550 严得多，是考虑到框架结构的变形能力远优于剪力墙结构。

(3) 控制层间位移角相当于控制该楼层所有竖向构件的层间位移，当楼盖为刚性时，对于对称结构，各竖向构件的层间位移角可视为相等（层高一致时），对于不对称结构，同一榀抗侧力结构各竖向构件的层间位移角可视为相等（层高一致时），所以既是控制层间位移，则对于框剪、框筒类结构在同一楼层中各竖向构件有剪力墙，也有框架柱时，现规范中统一地取同一个位移角限值，虽比纯剪力墙结构的规定有所放松，一定程度上体现了框架柱与剪力墙组合结构竖向构件变形能力有所改善，但对变形能力完全不同的剪力墙和柱不加区别，统一对待，似不够合理。

(4) 规范规定的层间位移角限值，适用于所有楼层，但从受力观点而言，底部楼层与上部楼层的竖向构件显然不同，前者受力较大，后者受力较小，且实际结构不同楼层的构件组成往往变化较大，因而从控制竖向构件受力位移而言，应予以区别。

(5) 对于高度超过 150m 的高层建筑，层间位移角限值适当放宽，对于 250m 的高层建筑，最大层间位移角不区别结构类型，高规规定了统一限值不宜大于 1/500 这样一个对位移限值放松的规定，虽使用上方便，并使一些超高层建筑的结构设计的位移控制得以顺利过关是有利的。但从理论上讲，更大高度的超高层建筑往往重要性大，为什么设计上反而对结构的层间位移控制可以放松较多，而且也不再区分结构类型的不同，似应从理论上进一步予以阐明。

2 高层建筑竖向构件的位移构成

如前所述，高层建筑抗风抗震设计时控制楼层的层间位移，实质上可看成控制构成该楼层所有竖向构件的层间位移，作为一种近似，同一楼层中所有竖向构件的层间位移可视为相同，为此分析剪力墙与柱的层间位移构成关系，将层间位移分解成受力层间位移与非受力层间位移，下面推导相关的计算公式。

2.1 剪力墙层间位移的构成

如图 1 所示，某剪力墙第 i 层层顶作用弯矩 M_i ，剪力 Q_i ，则在底端发生转角 θ_{i-1} 时，层 i 顶位移，即层层间位移，也即 i 层对 $i-1$ 层层位移差为

$$\Delta_i = \frac{Q_i h_i^3}{3EI_i} + \frac{M_i h_i^2}{2EI_i} + \mu \frac{Q_i h_i}{GF_i} + \theta_{i-1} h_i \quad (2)$$

式中： E ， G 为墙体材料弹性模量及剪切模量； I_i ， F_i 为墙体截面绕厚度方向的抗弯刚度及截面面积； h_i 为 $i-1$ 层层高； μ 为截面剪应力不均匀系数。

由上可见, 剪力墙层间位移 Δ_i 是由其受力位移 Δ_{iu} 及底部端转角引起的刚体位移 Δ_{ir} , 即非受力层间位移 Δ_{ir} 两部分组成

$$\Delta_i = \Delta_{iu} + \Delta_{ir}$$

式中, $\Delta_{iu} = \frac{Q_i h_i^3}{3EI_i} + \frac{M_i h_i^2}{2EI_i} + \mu \frac{Q_i h_i}{GF_i}$, $\Delta_{ir} = \theta_{i-1} h_i$ 。

对同一 Δ_i 结果, 如其主要部分系由非受力位移 Δ_{ir} 引起, 则结构是没有危险的, 剪力墙结构是安全的, 反之如 Δ_i 主要系由受力位移 Δ_{iu} 引起, 则由于剪力墙是脆性结构, 应对其位移限值严加控制。以深圳市 68 层超高层建筑地王大厦为例, 其在风作用下的最大层间位移发生在第 57 层, 变形值较大, 但经用本法验算, 发现该层层间位移的 99% 系由非受力层间位移 Δ_{ir} 引起, 受力层间位移角仅为约 $1/28195^{[7]}$, 解除了对该层剪力墙存在安全隐患的担忧。

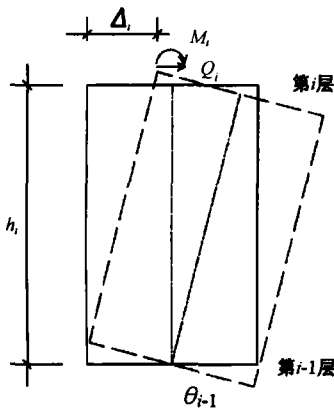


图1 剪力墙变形示意图

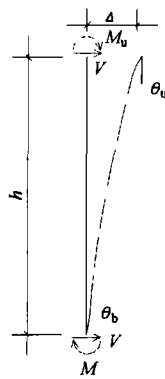


图2 框架柱变形示意图

2.2 柱层间位移的构成

如图 2 所示某层柱顶底端的内力与位移关系, 由结构力学知, 柱顶端与底端的弯矩为

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{6EI}{h^2} \Delta + \frac{4EI}{h} \theta_u + \frac{2EI}{h} \theta_b \\ &= \frac{2EI}{h} \left(3 \frac{\Delta}{h} + 2\theta_u + \theta_b \right) \end{aligned} \quad (4)$$

$$M_b = \frac{6EI}{h^2} \Delta + \frac{4EI}{h} \theta_b + \frac{2EI}{h} \theta_u = \frac{2EI}{h} \left(3 \frac{\Delta}{h} + 2\theta_b + \theta_u \right) \quad (5)$$

层间剪力为

$$\begin{aligned} V &= -\frac{M_u + M_b}{h} = \frac{2EI}{h^2} \left(6 \frac{\Delta}{h} + 3\theta_b + 3\theta_u \right) \\ &= \frac{6EI}{h^2} \left(2 \frac{\Delta}{h} + \theta_b + \theta_u \right) \end{aligned} \quad (6)$$

式中: θ_u , θ_b 为柱顶底端的转角; Δ 为柱顶底端的相对位移; E 为柱材料弹性模量; I 为柱截面抗弯刚度; h 为层高。

由式 (4) ~ (6) 求得

$$\Delta = \frac{Vh^3}{3EI} + \frac{M_u h^2}{2EI} + \theta_b h \quad (7)$$

可见, 柱层间位移公式与前述剪力墙公式是一致的, 也是由受力位移 $\Delta_u = \frac{Vh^3}{3EI} + \frac{M_u h^2}{2EI} + \theta_b h$ 与非受力位移 $\Delta_r = \theta_b h$ 所组成, 唯一的差别是剪力墙位移公式中需考虑墙体截面剪切变形的影响。

为了解决层间位移角的合理控制, 应明确竖向构件层底截面转角 θ_{i-1} 引起层顶非受力层间位移 Δ_{ir} 在整个该层层间位移中所占的比例。当结构呈弯曲型位移状态时, 往上呈累计趋势 $\theta_i > \theta_{i-1}$, 这样到上层 θ_{i-1} 引起 i 层的非受力位移 Δ_{ir} 可能较大, 而受力位移 Δ_{iu} 反而可能只占很小比例, 这种情况下对竖向构件剪力墙采用过严的层间位移限值控制是没有必要的。

3 高层建筑(无框支层)竖向构件楼层处截面转角

一根单一的竖向构件在一定的同向水平力作用下, 其截面转角沿高是单调增长的, 到顶点处侧移最大, 其截面转角也为最大, 但在高层建筑中一般竖向构件在楼层处与水平构件相连接, 由于这些水平构件的刚度作用, 它在水平外力作用下抑制相连接竖向杆件的侧移和转角, 大量的高层建筑计算结果表明, 结构的侧移最终仍然是沿高度单调增长, 但结构竖向杆件在楼层处的截面转角由于受到水平构件的抑制作用, 一般不再呈现从下往上单调增长的规律, 而是仅在结构底部若干楼层范围内从下往上逐渐单调增大, 而至一定高度后, 其转角会逐渐有所减小, 这是由于水平构件中出现剪力对相连接竖向构件弯曲变形引起的抑制作用, 当这种抑制作用很大时, 该楼层处竖向构件的截面转角就会明显减小, 由于高层建筑空间结构复杂杆件众多, 想利用理论公式推导来寻找这一规律已无可能, 下面结合不同高层建筑结构型式通过一些典型算例计算分析来对结构竖向构件楼层处截面转角的变化规律进行讨论。

3.1 框架结构

例 1 某 10 层单跨框架, 柱跨度 6m, 层高 3m, 柱截面 1~6 为 1000×1000 , 层 7 及以上为 600×600 , 梁截面 250×600 , 每一层左节点上施加相同水平荷载, 求得的框架位移曲线及各楼层处截面转角分别见图 3。

计算结果表明, 框架楼层处位移随高度增加逐渐增大, 而框架柱楼层处截面转角从底部为零逐渐增大, 至某一高度后转角方向不变, 角变值逐渐有所减小。计算分析表明, 当梁柱刚度变动, 柱在楼层处转角最大值位置将相应变动。

3.2 单片剪力墙

例 2 某 27 层高的单片剪力墙, 墙宽 4m, 层高 3m, 墙厚层 1~12 为 300mm, 层 13 及以上为 200mm,

在每一楼层处施加相同水平荷载，求得的剪力墙位移曲线及各楼层处截面转角分别见图4。

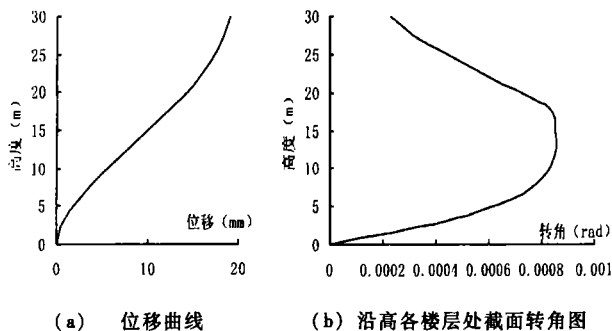


图3 某单跨框架结构位移及各楼层处截面转角

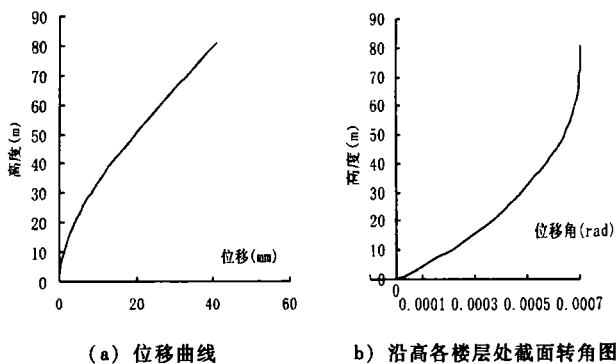


图4 某单片剪力墙结构位移及各楼层处截面转角

图4表明单片剪力墙在水平力作用下楼层处位移随高度呈单调增大，而楼层处截面转角也是从底开始单调增长的，但下部增长迅速，顶部增长缓慢。

3.3 框剪结构

例3 某27层单榀三跨框架剪力墙，第一、三跨为框架，其跨度均为6m，中间一跨为剪力墙，其宽度为4m，框架柱截面为800×800，框架梁截面为300×800，剪力墙厚度为300mm，在每一楼层处施加相同水平荷载，求得的框剪结构位移曲线及框架柱、剪力墙在各楼层处截面转角分别见图5。

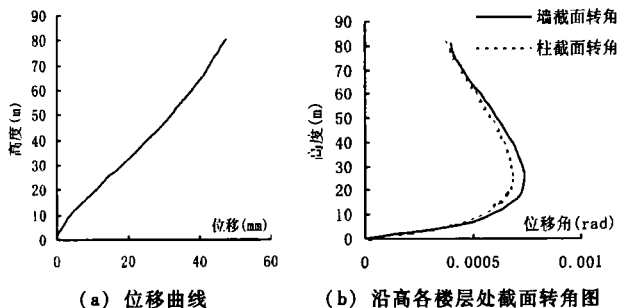


图5 某框架剪力墙结构位移及各楼层处截面转角

计算结果表明，无论柱或剪力墙，其在水平力作用下框剪结构位移随楼层增加逐渐增大，而楼层处截面转角都是由零开始沿高迅速增大，达一定高度后逐渐减小，但各层竖向构件的截面转角都维持为同一方向，当剪力墙尺寸与梁刚度变化时，该最大值位置将相应移动。

3.4 框筒结构

例4 某框筒结构地上共35层，层高3m，结构标准层平面布置图见图6。抗震设防烈度为7度，设计地震分组为第一组，设计基本地震加速度为0.10g，场地类别为II类。X向地震作用下的结构位移曲线及轴⑤的框架柱和核心筒剪力墙（轴⑮~⑳）各楼层处截面转角分别见图7。

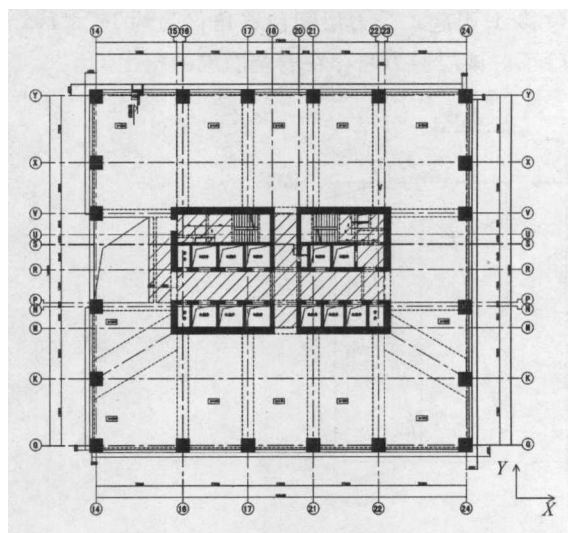


图6 结构标准层平面布置简图

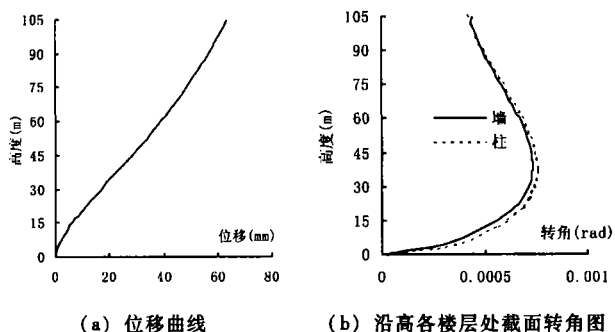


图7 某框筒结构位移及各楼层处截面转角

计算结果表明，框筒结构与框架剪力墙结构类似，在水平力作用下其整体位移曲线随建筑物高度增加而逐渐增大，而无论柱或筒体剪力墙其楼层处截面转角也是由零开始沿高迅速增大，达一定高度后逐渐减小，各层竖向构件的截面转角都维持为同一方向。

4 竖向构件(无框支层)受力层间位移沿高变化规律

高层建筑竖向构件在水平力作用下楼层处截面转

角沿高增长的规律说明, 竖向构件楼层处转角造成本层顶端的非受力位移 Δ_{ir} 也是由底部的零逐渐向上增大, 在转角最大处非受力位移一般也达到最大, 它与同层受力位移组成的整个层间位移中所占的比例也是逐渐增大, 反之受力层间位移在整个层间位移中所占的比例则相应有所减小, 为此研究不同高层建筑结构在水平力作用下竖向构件受力层间位移沿高度变化规律及其在整个层间位移中所占的比例, 从而对控制受力位移获得新的认识。

4.1 框架结构

以例 1 单跨框架为例进行分析, 计算得到的框架在水平荷载作用下的层间位移角曲线与受力层间位移角曲线见图 8。结果表明受力层间位移除底层与层间位移相等外, 往上沿高逐渐减小, 在层间位移最大处所占的比重不到 20%, 到第 8 层时仅占 8%, 至顶层几乎接近于零。

4.2 剪力墙结构

以例 2 剪力墙为例进行分析, 计算得到的剪力墙在水平荷载作用下的层间位移角曲线与受力层间位移角曲线见图 9。计算结果表明除在底层剪力墙非受力层间位移与层间位移相等外, 往上逐步减小, 当顶层层间位移达到最大时, 受力层间位移与层间位移之比几乎为零。

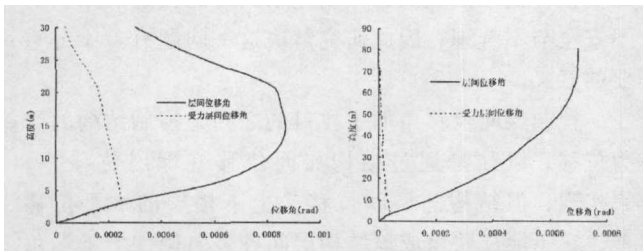


图 8 框架层间位移角与受力层间位移角曲线

图 9 剪力墙层间位移角与受力层间位移角曲线

4.3 框剪结构

以例 3 框架剪力墙结构为例进行分析, 计算得到的框架剪力墙结构在水平荷载作用下剪力墙和柱的的层间位移角曲线与受力层间位移角曲线见图 10。计算结果表明, 在底层框剪结构柱和墙的受力层间位移与层间位移相等, 往上即迅速减小, 至较上层墙的受力层间位移甚至出现负值, 但二者与层间位移相比在后者达到最大值时分别只占后者的约 10% 和 5%。

4.4 框筒结构

以例 4 中的框筒结构为例进行分析, 计算得到的框架剪力墙在水平荷载作用下剪力墙筒体和柱的层间位移角曲线与受力层间位移角曲线见图 11。计算结果表明, 与框剪结构类似, 在底层框筒结构柱和筒体墙的受力层间位移与层间位移相等, 往上即迅速减

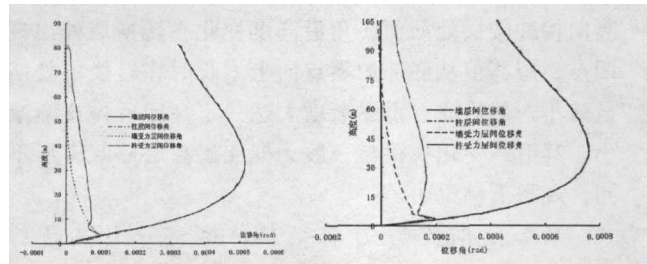


图 10 框架剪力墙层间位移角与受力层间位移角曲线

图 11 框架筒体层间位移角与受力层间位移角曲线

小, 至较上层受力层间位移甚至出现负值, 但二者与层间位移相比在后者达到最大值时分别只占后者约 6% ~ 10%。

分析以上算例的计算结果曲线, 不难看出以下诸点:

(1) 结构的层间位移, 即层变形差, 从结构底部往上变化一般是逐渐明显增大, 当达到一定结构高度后, 其值又会逐渐减小, 其沿高变化规律与竖向构件楼层处转角基本一致。由图可知, 结构最大层间位移一般发生在结构中部, 有时偏上, 有时偏下, 视结构形式、构件刚度与荷载的不同而有所变化。

(2) 结构层间竖向杆件上下端除水平位移外, 均有转角发生, 此转角值无论是框架柱或剪力墙沿高均由底部为零逐步增大, 当结构总体变形以弯曲为主时, 此截面转角由下向上只为单调增加, 当结构总体变形反映出明显的剪切变形影响时, 此转角到结构一定高度后会有减小趋向, 但总值还维持较大值, 较大的竖向杆件截面转角导致了楼层非受力变形的增大, 这是结构层间变形为什么在一定高度范围内沿高度增大的主要原因。

(3) 只有在底层结构的层间位移与竖向杆件的受力层间位移相等, 在以上楼层, 结构层间位移均大于竖向杆件的受力位移 $\Delta_i > \Delta_{ir}$, 这是由于除底部嵌固外, 所有以上楼层竖向杆件均产生截面转角 θ_i , 对其上端产生了非受力位移 Δ_{ir} 。

(4) 结构竖向杆件, 无论是柱或剪力墙, 其受力层间位移往往都是底部最大, 沿高往上总体的变化趋势是在减小, 因此控制结构的受力层间位移应着眼于控制结构的底部而不是结构的中上部。

(5) 结构竖向杆件, 无论是柱或剪力墙, 其非受力层间位移在底层是零往上迅速增大, 在结构的中上部有时占到极大的比重, 甚至绝大部分层间位移是由该层非受力层间位移构成。

5 部分框支结构竖向构件变形沿高变化规律

部分框支剪力墙结构由于框支梁的巨大抗弯刚度, 框支梁内出现远大于其它各层梁内的剪力, 导致

竖向构件楼层处截面转角沿高度变化在转换层处出现凹点，即其值从底部的零点向上增长时在转换层处明显减小，然后往上再逐渐增大达一定高度后再逐渐减小，其沿高变化规律与一般无框支层高层建筑有所不同，现举下例说明。

某部分框支剪力墙结构，裙房 9 层，高约 38.6m，层 10 以上为剪力墙结构，建筑总高约 100m，转换层结构平面布置图见图 12。抗震设防烈度为 7 度，设计地震分组为第一组，设计基本地震加速度为 0.10g，场地类别为 II 类。Y 向地震作用下结构整体位移曲线、轴⑩转换梁的下柱上墙及轴⑩落地剪力墙在各楼层处截面转角见图 13。Y 向地震作用下轴⑩下柱上墙及轴⑩落地剪力墙的层间位移角曲线与受力层间位移角曲线见图 14。

分析以上结果，可以看出以下诸点：1) 计算结果表明，虽然刚度很大的转换梁对竖向构件侧移产生抑制作用，但结构整体位移随建筑高度仍是单调逐渐增大。2) 楼层处层间位移角沿高变化规律则与其它高层建筑结构明显不同，其从零沿高增长时在转换层处出现凹点，然后往上一定高度后达最大值，再往上逐渐减小至某一定值。3) 在结构底层竖向构件受力

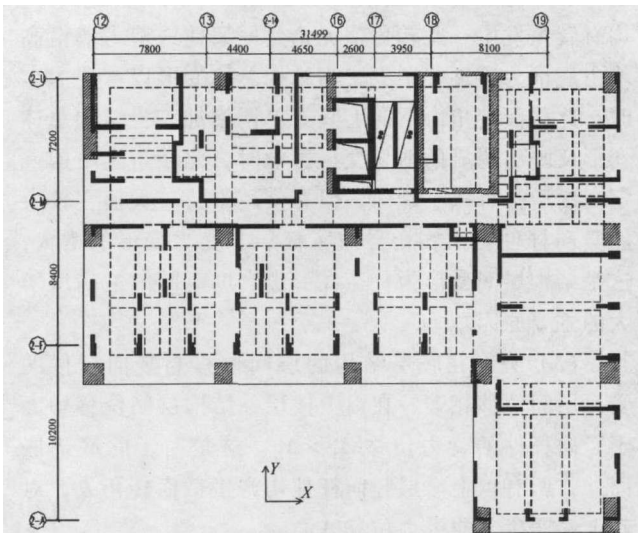


图 12 某部分框支剪力墙结构转换层结构平面布置示意图

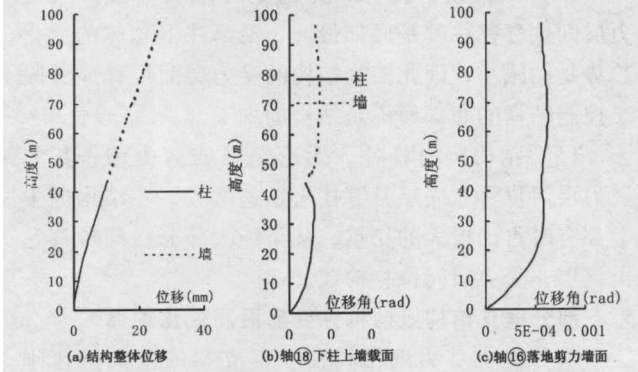


图 13 某框筒结构位移及各楼层处截面转角

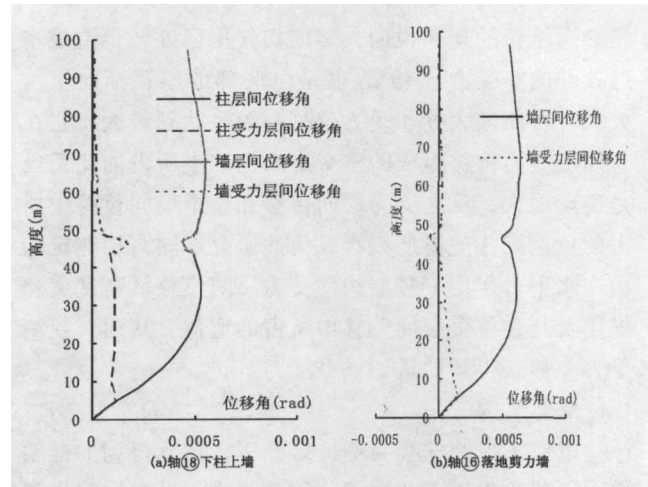


图 14 层间位移角与受力层间位移角曲线

层间位移与层间位移相等，往上受力层间位移均小于层间位移。转换梁下柱的受力层间位移在转换层处出现凸点，但仍远小于层间位移；而转换梁下墙的受力层间位移角与层间位移角一样出现凹点，但其值远小于后者。

6 关于高层建筑层间位移角限值规定的建议

实践表明，合理控制高层建筑的层间位移角限值是高层建筑结构设计的关键问题与技术，控制过严会造成结构的浪费，也会使有些建筑功能更好的建筑在结构设计上无法过关，控制过松又可能会造成结构的不安全与不合理，因此研究解决这一问题有着十分重要的意义。

控制层间位移角的主要目的之一是控制结构的受力位移，以往是通过结构层间位移（即层位移差）来实现，但结构的层间位移是上下楼层的水平位移差，它不能反映组成该结构层间各竖向构件上下端角变形影响，仅能反映各竖向构件的层间位移。以上的论述，已经证明各竖向构件上下端均有转角产生，其层间位移是由受力层间位移 $\Delta_{i,1}$ 与非受力层间位移 $\Delta_{i,2}$ 两部分组成。在高层建筑中，往往发生最大层间位移的楼层是在结构的中部、偏上或偏下，恰恰那里竖向构件两端转角较大，造成无论是柱或剪力墙，它们的非受力层间位移均很大，而受力层间位移则很小，因此用层间位移 Δ_i 作为控制高层建筑竖向杆件的受力层间位移的措施是值得商榷的，那种认为层间位移角最大的楼层是受力上最危险的楼层在概念上是不正确的。

上述研究表明，高层建筑在水平力作用下结构底层的层间受力位移与层间位移（层位移差）相等，但底层以上楼层竖向构件的受力层间位移均小于层间位移，总的趋势其差值沿楼层向上呈迅速增大。对于无框支高层建筑竖向构件的受力层间位移一般是在在底

受力层间位移角 $[\theta_{ns}^*]$ 和层间位移角 $[\theta_{ns}]$ 限值 表4

结构类型		$[\theta_{ns}^*]$	$[\theta_{ns}]$
框架		—	1/500
框架-剪力墙、框架-核心筒板柱-剪力墙	底部两层剪力墙	1/2 000	—
	其它层柱	—	1/500
筒中筒、剪力墙	底部两层剪力墙	1/2 200	—
	其它层柱	—	1/500
框支层	底部两层剪力墙	1/2 500	—
	底部加强区柱	1/500	—
	其他层柱	—	1/500

注：1) 受力层间位移角 $\theta_{ns}^* = \Delta_n/h = \theta_{ns} - \Delta_n/h$ ，其中 h 为层高； Δ_n 为受力层间位移； Δ_n 为非受力层间位移；2) 对明显薄弱部位的墙或柱应按受力层间位移角限值验算。

7 结论

对高层建筑竖向构件的变形规律进行了全面的论述，剖析了各竖向构件受力层间变形与非受力层间变形沿结构高度的特点和变化规律，从而证明高层建筑的剪力墙只需在底部楼层进行受力层间变形的验算，这不但大大简化了计算，给设计者提供了明确的物理概念，对于建造更合理，建筑功能更好，更经济的高层建筑结构开辟了广阔的天地，其意义将是深远的。

参 考 文 献

[1] 高层建筑混凝土结构技术规程 (JGJ3—2002) [S]. 中国建筑工业出版社, 2002.
 [2] 建筑抗震设计规范 (GBJ11—89) [S]. 中国建筑工业出版社, 1989.
 [3] 建筑抗震设计规范 (GB50011—2001) [S]. 中国建筑工业出版社, 2001.
 [4] 魏琰. 地震作用下建筑结构变形计算方法 [J]. 建筑结构学报, 1994 (4)
 [5] 魏琰. 钢筋混凝土高层建筑抗震设计手册 [M], 地震出版社, 1991.
 [6] 魏琰. 高层建筑结构位移控制研讨 [J]. 建筑结构, 2000 (6)
 [7] 魏琰等. 深圳地王大厦结构设计若干问题 [J]. 建筑结构, 2000 (6)

层最大，向上逐渐减小，对于部分框支剪力墙高层建筑，转换层处竖向构件的层间位移出现凹点，比相邻上下层小，但柱受力层间位移则出现凸点，比相邻上下层要大，而墙受力层间位移角与层间位移角一样出现凹点，比相邻上下层小。这些特点在控制结构层间位移时应予以考虑。

此外，高层建筑层间位移角限值的控制对于防止非结构构件的破坏和装修的保护也是很重要的，根据世界各国的规范规定，其层间位移角不宜大于1/300~1/500，而对于结构层间竖向构件的受力层间位移控制标，根据国内外经验，对于框架柱，不宜大于1/300~1/400，对于剪力墙底部加强区则不宜大于1/1500~1/1800。

综合以上，对于钢筋混凝土高层建筑的层间位移角限值控制建议如下：1) 对于框架柱及剪力墙，因其变形能力的差异，应区别对待；2) 一般底层结构的受力层间位移最大，向上逐渐减小，因此对剪力墙底部应控制剪力墙的受力层间位移，对部分框支剪力墙结构在转换层处柱会出现受力层间位移的凸点，建议对框支层上二层以下各楼层也应控制柱的受力层间位移；3) 鉴于上部楼层受力层间位移角远小于层间位移角，因此层间位移角的限值可比现行规范规定适当放松；4) 层间位移角的限值应兼顾建筑装修及结构整体稳定性安全的需要；5) 层间位移角的验算方法应概念明确、安全可靠、使用方便。

为此，在现行规范规定的基础上，提出表4的受力层间位移角 $[\theta_{ns}^*]$ 和层间位移角 $[\theta_{ns}]$ 限值建议。

在实际设计时，剪力墙结构的受力层间位移不难求得，经适当处理后现行各电算程序均可方便给出，研究表明高层建筑仅在底部楼层需进行剪力墙的受力变形验算，经验表明绝大多数情况可以通过，目前验算建议只需在底部加强区进行。