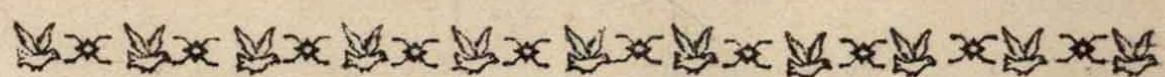
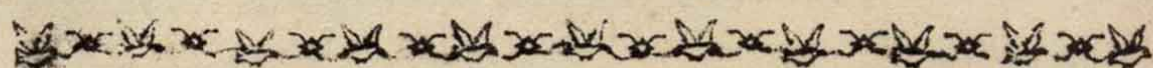


工程抗震研究报告



高层建筑变形验算

抗震设计方法的研究



中国建筑科学研究院工程抗震所

1986.12.

高层建筑变形验算抗震设计方法的研究

目 录

一、钢筋混凝土高层建筑抗震变形验算方法	1 - 1 ~ 1 - 12
二、地震作用下高层建筑顶点变形简化计算	2 - 1 ~ 2 - 8
三、用塑性内力重分布法计算钢筋混凝土高层建筑弹塑性层间变形	3 - 1 ~ 3 - 18
四、筒中筒结构等代角柱法弹塑性地震反应分析及其工程应用	4 - 1 ~ 4 - 14
五、双肢剪力墙弹塑性地震反应的若干分析	5 - 1 ~ 5 - 10
六、按变形要求确定高层建筑适宜自振周期及墙量	6 - 1 ~ 6 - 12
七、钢筋混凝土剪力墙的非弹性性质	7 - 1 ~ 7 - 21
八、钢筋混凝土高层建筑的容许变形	8 - 1 ~ 8 - 10
九、结构地震变形分析工程实例	9 - 1 ~ 9 - 17
十、太原十九层职工大学工程实例	10 - 1 ~ 10 - 12

本专题参加人员：

魏 琰、吴绮芸、姜敬凯、戴国莹、韦承志、许 进、

吴立民等。

钢筋混凝土高层建筑抗震变形验算方法

专题研究组

提 要

本文论述了对钢筋混凝土高层建筑进行抗震变形验算的必要性。分析了现行设计方法的优缺点，然后结合新抗震设计规范（征求意见稿）提出的“小震不坏，大震不倒”的抗震设计基本原则，给出了小震烈度地震作用下高层结构弹性变形验算以及大震烈度地震作用下高层结构弹塑性变形验算的新抗震设计方法。

一、前言

高层建筑的抗震设计，目前一般系按照《工业与民用建筑抗震设计规范》和《钢筋混凝土高层建筑设计与施工规定》进行。

现行抗震规范中，采用反应谱振型分解法对结构进行截面设计及抗震强度验算，在求设计地震荷载时，采用数值为 $0.3 \sim 0.4$ 的结构影响系数 C 乘上弹性地震力加以折减，以考虑结构在地震作用下进入弹塑性的影响。但规范没有规定要考虑结构在地震作用下的变形问题，因而按此法设计的结构，在地震作用下的变形是心中无数的。

在79年颁布的高层规定中，高层建筑抗震设计方法有了进一步的发展，它根据实际工程需要，规定除按乘以结构系数 C 折减后

的设计地震力进行强度设计和验算外，还要做相应的变形验算来控制高层建筑的抗震性能，以保证地震下的安全性。但从该规定所提供的计算方法来看，它大体上是反映了相当于在基本烈度的地震作用下结构的变形状况与验算。

近年来，采用“小震不坏、大震不倒”的抗震设计原则进行二阶段设计的方法日益深入人心，并逐步反映到一些国家的抗震设计规范中去。这些方法都涉及到结构在地震作用下的变形计算和验算。

在总结近年来我国历次大地震的工程经验后，新抗震规范（征求意见稿）确认了小震不坏大震不倒的基本设计原则，具体规定在众值烈度（小震）地震作用下，按弹性方法计算地震荷载与结构内力进行抗震强度验算。在需要时验算高层建筑的弹性变形以限制非结构构件破坏或满足其他设计要求；同时规定在超越概率为2%左右的罕遇大震烈度地震作用下，进行结构的弹塑性层间变形及顶点变形验算，防止结构的倒塌。

为在高层建筑中推行这一设计方法，需解决地震作用下高层建筑的变形计算方法及不同要求时结构的许可变形。本文将分析现行方法的优缺点，进而阐述所建议的高层建筑抗震变形验算方法。

二、现行《抗震规范》设计方法简析

按现行规范设计高层建筑时，其框图大致如图1。从中可知，现行规范设计方法的主要特点如下：

1、按基本烈度地震作用计算地震荷载，但乘上结构影响系数 C 加以折减（规范解释为考虑结构弹塑性影响，但实际上，这也相当于降低了地震烈度来计算弹性地震力〔4〕），并据此进行结构的截面设计与抗震强度验算。

2、整个设计过程没有变形计算或验算的内容，设计者对所设计的高层建筑在地震下可能产生的变形状况与程度基本上无所知晓。

3、规范通过构造措施防止结构产生严重破坏或倒塌，但无法进行足量的计算。

4、规范未能考虑一旦发生高于基本烈度的大震作用时，结构的抗震验算问题。

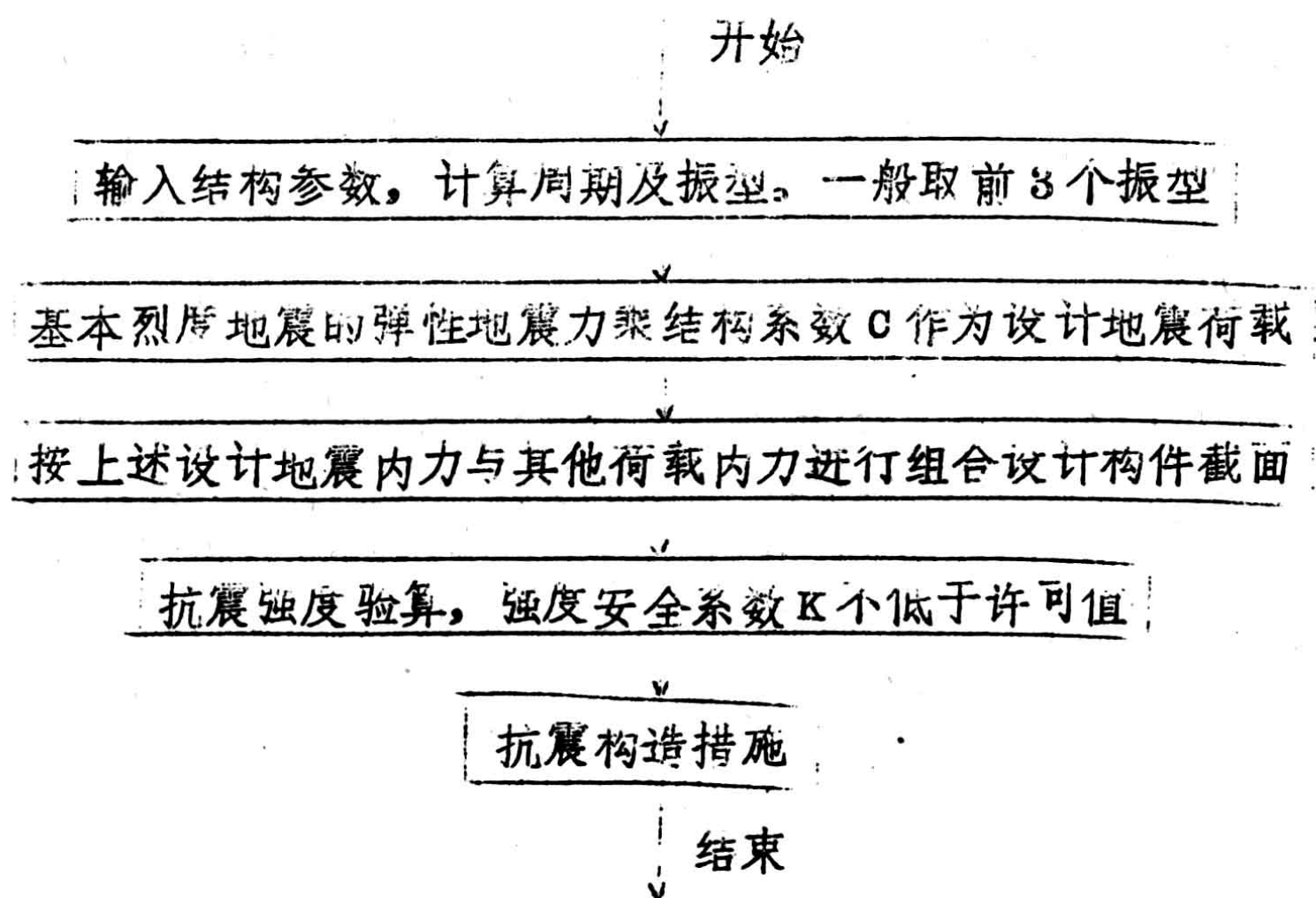


图1 按现行规范的设计框图

三、现行《高规》设计方法简析

按现行“高层规定”进行高层建筑抗震设计的框图大致如图2。

从中可知现行“高规”设计方法主要特点如下：

1、地震荷载的确定及抗震强度设计与验算，均与现行抗震规范相一致，仍用结构系数 C 折减基本烈度地震作用下的弹性地震力。

2、增加了变形计算与验算的规定。在求结构的变形时所采用的地震荷载是基本烈度下的弹性地震力乘上结构影响系数 C ，计算时需引入刚度折减系数 β （如对现浇框架及剪力墙结构取 0.65 ，而框架与剪力墙相连的梁取 0.35 ），并将用弹性方法得到的结果乘以2倍以考虑弹塑性的影响。鉴于钢筋混凝土高层建筑的结构系数一般取值为 $0.3 \sim 0.4$ ，上述变形计算结果大体上相当于基本烈度地震作用下高层建筑假定为弹性时按弹性方法计算所得的变形。

3、本法在抗震变形验算上已取得较大进展，但尚须补充小震作用下非结构构件损坏的验算及大震作用下结构弹塑性层间变形的防倒塌验算。

4、“高规”对剪力墙的配筋、构造措施及改进结构的延性方面作出了有益的贡献。

5、“高规”的变形计算公式尚有待补充与进一步研究改进。

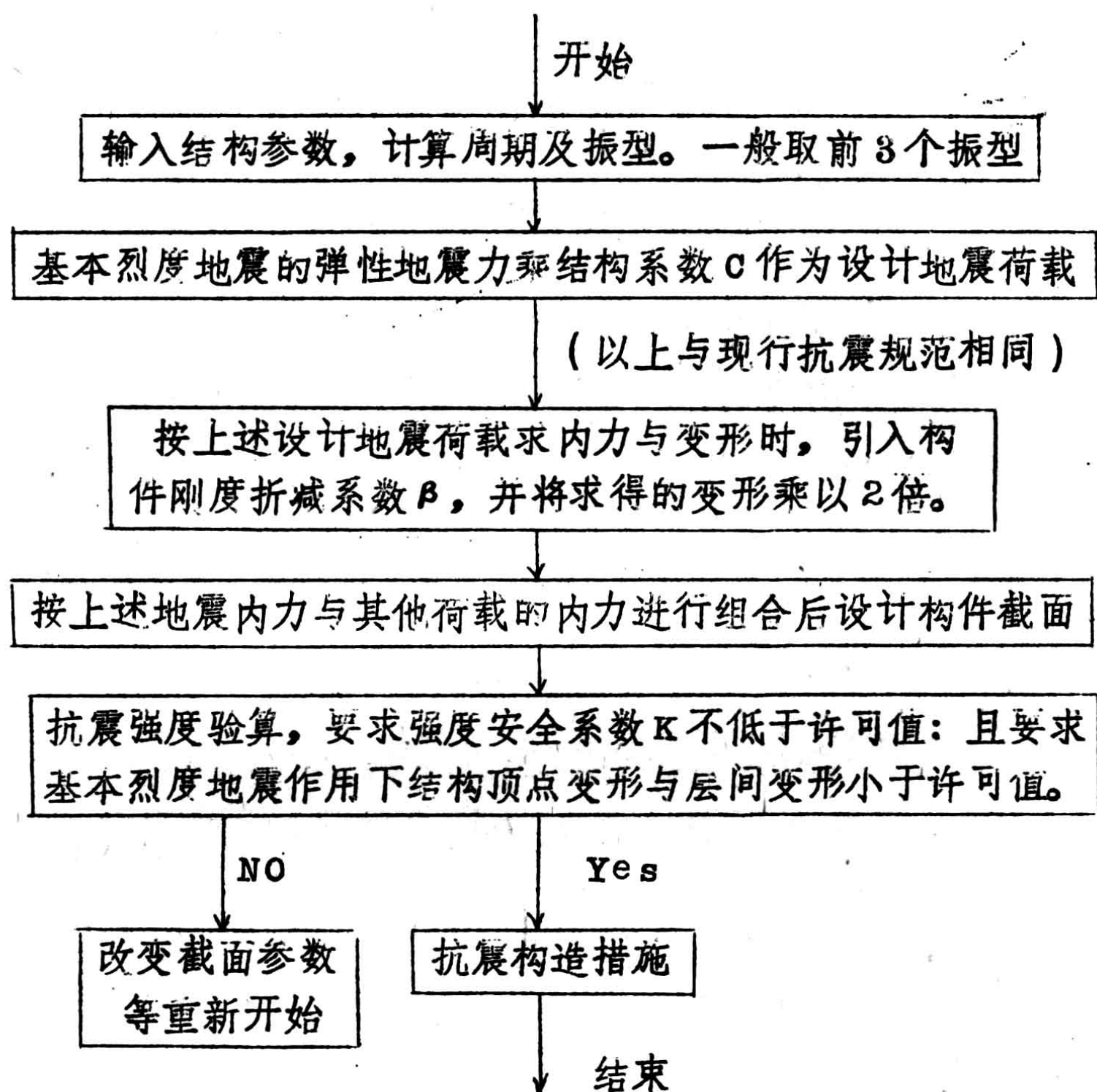
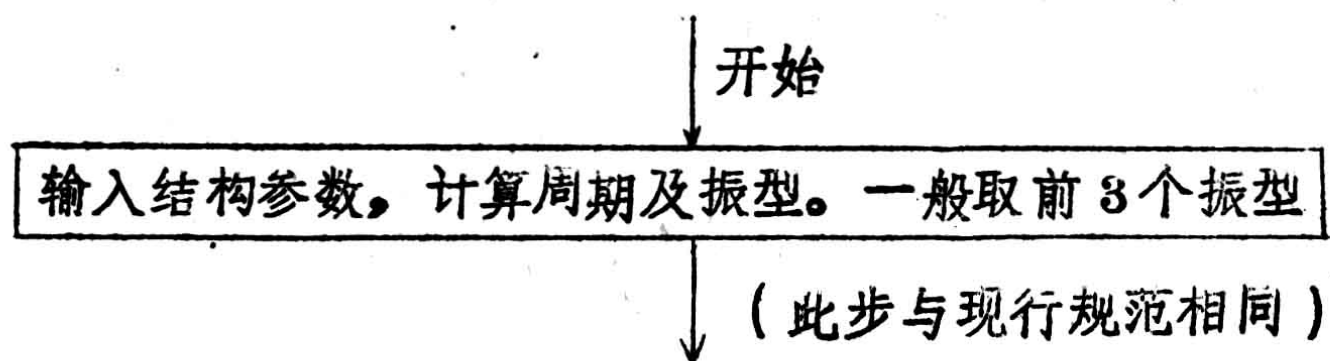


图2 按现行“高规”的设计框图

四、高层建筑抗震变形验算方法

本文建议的高层建筑抗震变形验算方法，其框图大致如图3。

下面按步骤加以说明。



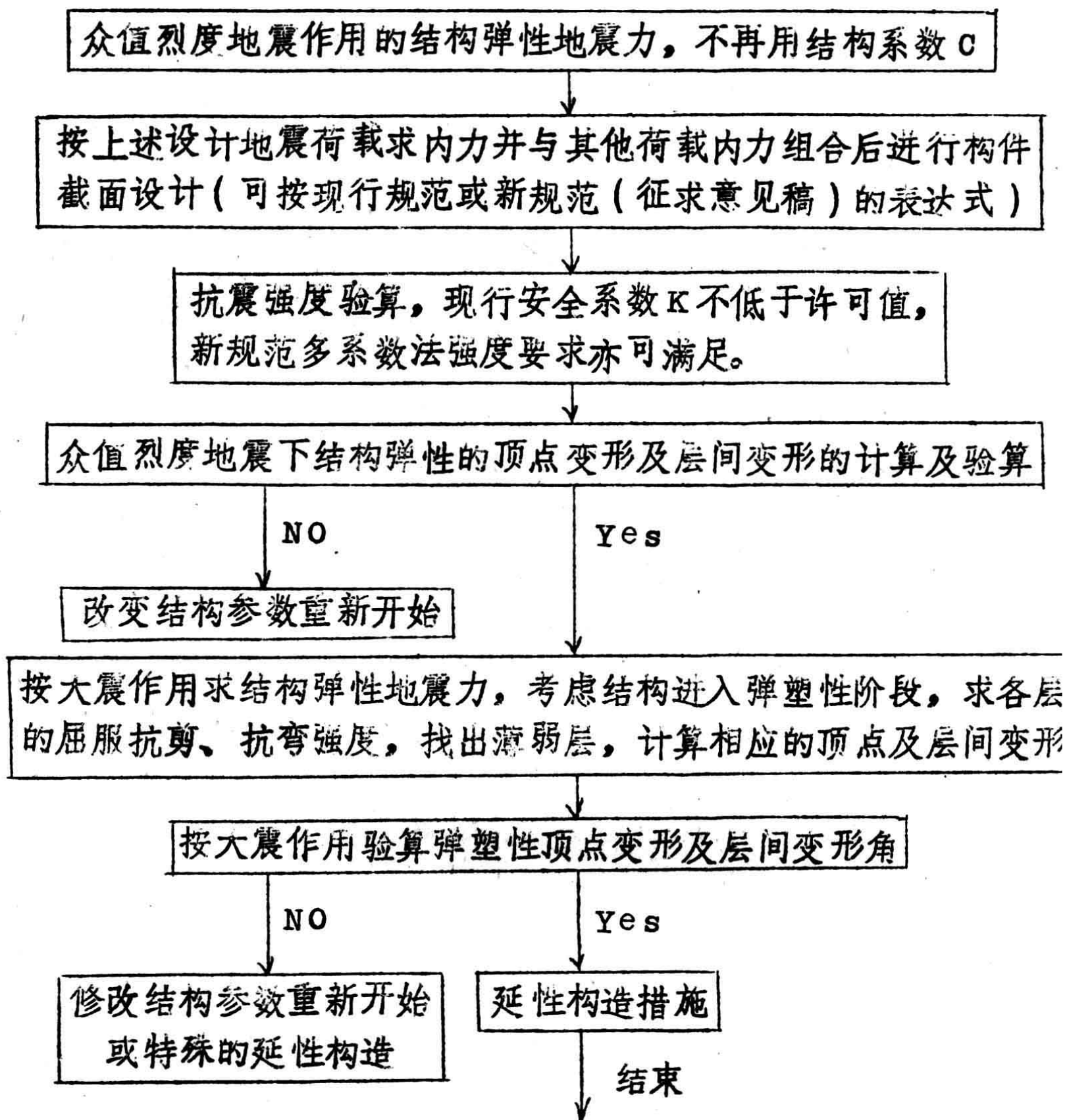


图 3 抗震变形验算方法的设计框图

1、结构周期与振型的计算，均与现行方法相同，但对出现扭转的空间结构，一般需取前 9 个振型〔6〕。

2、直接用结构在众值烈度（小震）地震作用下的弹性地震力作为设计地震荷载，以代替现行方法中基本烈度弹性地震力乘以结

构影响系数 c 的做法。当用反应谱振型分解法时，设计地震力计算公式为

$$P_{ji} = \alpha_j \gamma_j X_{ji} W_i \tag{1}$$

式中： α_j 为小震作用下的地震影响系数，不同烈度的最大地震影响系数 α_{max} 按表 1 取值：

小震作用之 α_{max} 值				表 1
烈 度	7	8	9	
α_{max}	0.09	0.18	0.36	

与现行规范相比，式(1)中不再出现 c 。因为众值烈度（小震）大约比基本烈度降低 1.55 度〔4〕，相应的 α_{max} 值也比基本烈度降低。

3、在小震烈度下，整个结构基本处于弹性状态工作，其强度验算可按现行方法进行，而其变形可以用弹性方法计算。按一般结构动力学原理，结构顶点变形与层间变形可分别采用以下公式：

$$n \text{ 层高层建筑的顶点变形 } \Delta_e(n) = \sqrt{\sum_j \Delta_{ej}^2(n)} \tag{2}$$

$$\text{第 } i \text{ 层层间变形 } \Delta_e^s(i) = \sqrt{\sum (\Delta_{ej}^s(i))^2} \tag{3}$$

式中： $\Delta_{ej}(n)$ —— 第 j 振型的顶点位移；

$$\Delta_{ej}^s(i) = \Delta_{ej}(i) - \Delta_{ej}(i-1) - \theta_{ej}(i-1) h_i$$

当按小震作用下验算高层建筑之非结构构件破坏时，许可之层间位移角如表 2〔13〕。

限制非结构构件破坏的许可层位移角

表 2

结构类别	高层框架	高层填充框架	框剪、剪力墙和筒中筒
许可层位移角	1/400	1/600	1/800

当验算其他变形要求时,许可变形值需根据实际情况及试验资料综合分析确定。

4、大震作用下结构将进入塑性阶段,在薄弱层可能出现较大的塑性变形,按以下步骤进行计算和验算:

(1)假设结构为弹性时,大震烈度地震作用仍由式(1)计算,但此时地震影响系数的最大值 α_{max} 需按大震作用取值,见表3。

大震作用时之 α_{max} 值

表 3

烈 度	7	8	9
α_{max}	0.55	1.00	1.60

(2)按有关公式求出结构各层之弹性层地震内力及对应之抗剪、抗弯屈服强度。在此基础上求出任一层j的抗剪屈服强度系数 ξ_{jP}

$$\xi_{jP} = Q_{yj} / Q_{ej} \quad (4)$$

式中: Q_{yj} —— 第j层抗剪屈服强度;

Q_{ej} —— 第j层相应于大震作用之弹性地震剪力。

并求出抗弯屈服强度系数 ξ_{jm}

$$\xi_{jm} = M_{yj} / M_{ej} \quad (5)$$

式中: $M_{y j}$ —— 第 j 层截面抗弯屈服强度;

$M_{e j}$ —— 第 j 层截面相应于大震作用之弹性弯矩。

ξ_j 值最小时及当 ξ_j 值小于上下相邻二者之平均值时, 该层为结构的薄弱楼层, 须计算其弹塑性层间变形并进行变形验算。

(3)按本文附录公式计算薄弱层之弹塑性层间变形, 并按下式进行层位移角验算:

$$R_P(i) < R_{Pa} \quad (6)$$

式中: $R_P(i)$ —— 薄弱层之层位移角;

R_{Pa} —— 许可极限层位移角, 一般按表 4 取值。

许可极限层位移角

表 4

结构类别	高层框架	高层填充框架	框剪、剪力墙和筒中筒
R_{Pa}	1/50	1/50~1/100	1/100~1/200

(4)高层建筑结构顶点的弹塑性变形可由下式近似计算: [8]

$$\Delta_P(n) = \eta_t \Delta_e(n) \quad (7)$$

式中: $\Delta_e(n)$ —— 按大震地震影响系数计算的弹性顶点位移;

η_t —— 修正系数, 高层框架取 0.75, 框剪、剪力墙和筒中筒结构取 0.9。

结构顶点变形须满足下式

$$\Delta_P(n) < \Delta_a(n) \quad (8)$$

式中: $\Delta_a(n)$ 为许可变形值。例如, 已知抗震缝宽度 d_s 时,

$\Delta_a(n)$ 可取为 $0.5 d_s$ 。

五、结束语

高层建筑抗震设计采用本文建议之抗震变形验算方法, 既可以满足小震(众值烈度地震)作用下弹性变形验算限制非结构构件的破坏, 又能预防在罕遇大震烈度的地震作用下结构的倒塌, 能够判断结构在地震作用下的薄弱层及构件, 有利于加强其强度及延性, 改善整个建筑物的抗震性能。其优点是较为明显的, 可供钢筋混凝土高层建筑抗震设计时参考应用。

附录: 高层建筑弹塑性层间变形近似公式

对于刚度及质量沿高度分布较为均匀的高层建筑, 在地震作用下的弹塑性层间变形可采用以下公式近似计算:

1、8~12层高层框架

在薄弱层 i , 按下式计算其弹塑性层间变形

$$\Delta_P^s(i) = \alpha_s \eta_s \Delta_e^s(i) \quad (\text{附1})$$

式中: $\Delta_e^s(i)$ —— 大震作用下 i 层弹性层间变形;

α_s —— 层屈服强度不均匀影响系数, 当薄弱层 ξ_i 值大于各层 ξ 平均值的 0.8 倍时取 1.0, 当 ξ_i 小于各层 ξ 平均值的 0.5 倍时取 1.5, 其余情况内插确定;

η_s —— 弹塑性变形增大系数, 按下表采用:

增大系数 η_s 值 附表 1				
ξ_i	0.2	0.3	0.4	0.5
η_s	2.80	2.20	2.00	1.80

弹塑性层位移角为:

$$R_P(i) = \Delta_P^s(i) / h_i \quad (\text{附 2})$$

2、高层剪弯型结构

抗剪屈服时, 薄弱层 i 之弹塑性层间变形由下式计算:

$$\Delta_P^s(i) = \eta_s \Delta_e^s(i) \quad (\text{附 3})$$

抗弯屈服时, 薄弱层 i 的截面产生抗弯屈服, 第 $i+1$ 层截面之弹塑性转角近似由下式计算:

$$\theta_P^s(i+1) = \eta_s \theta_e^s(i+1) \quad (\text{附 4})$$

第 $i+1$ 层相对于第 i 层之弹塑性层间位移可按下式近似计算:

$$\Delta_P^{sm}(i+1) = \Delta_e^s(i+1) + [\theta_P^s(i+1) - \theta_P^s(i)] h_{i+1} \quad (\text{附 5})$$

式 (附 3 ~ 附 4) 中之系数 η_s 仍按附表 1 确定。

对于刚度与强度沿高度分布都不均匀的高层建筑, 建议采用塑性内力重分布法 [9] 或时程分析法计算其弹塑性层间变形。

参 考 文 献

- [1] 工业与民用建筑抗震设计规范 (TJ11-78及新规范征求意见稿)
- [2] 钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规定 (JGJ3-79)
- [3] 魏璉、韦承基、高小旺, 论建筑结构抗震设计的基本原则, 建筑结构学报, 1985
- [4] 高小旺、鲍霭斌, 用概率方法确定抗震设防标准, 建筑结构学报, 1986
- [5] 魏璉、钟益村等, 建筑结构抗震设计参数和方法的研究, 工程抗震研究报告 1984
- [6] 魏璉、杨鑑, 高层建筑扭转耦连振动时的地震力及振型组合, 建筑结构 1986
- [7] 何广乾、魏璉、戴国莹, 论地震作用下多层剪切型结构弹塑性变形的计算, 土木工程学报 1982
- [8] 地震作用下高层建筑顶点变形的简化计算, 本报告集
- [9] 用塑性内力重分布法计算钢筋混凝土高层建筑弹塑性层间变形 本报告集
- [10] 筒中筒结构等代角柱法弹塑性地震反应分析及其工程实例 本报告集
- [11] 双肢剪力墙弹塑性地震反应的若干分析 本报告集
- [12] 钢筋混凝土剪力墙的非弹性性质 本报告集
- [13] 钢筋混凝土高层建筑的容许变形 本报告集
- [14] 按变形要求确定高层建筑适宜自振周期及墙量 本报告集

地震作用下高层建筑顶点变形的简化计算

魏 琰 韦 承 基

提 要

本文讨论了地震作用下高层建筑顶点变形的计算, 分别对顶点的弹性位移与弹塑性位移给出了简化计算公式。

一、前 言

在现行工业与民用建筑抗震设计规范中, 未对建筑结构在地震作用下的变形问题作出规定与说明, 但在高层建筑抗震设计中, 结构在地震作用下的变形计算与验算则常常是一项关键的内容。例如在验算多遇的小震烈度的地震作用下非结构构件的破损, 罕遇的大震烈度的地震作用下结构的变形是否会在抗震缝中导致碰撞等, 都需要计算结构的变形, 包括其顶点变形在内〔1〕。钢筋混凝土高层建筑设计与施工规定中, 对结构在基本烈度地震作用下的变形验算作出了明确的规定, 是一项重要的进展。

本文仅讨论高层建筑在地震作用下的顶点变形计算问题。我们发现第一振型对弹性变形往往起决定作用, 在整个变形分量中占绝对比重, 而采用不同的第一振型的型式, 对顶点变形的影响则较小,

从而在一般结构动力学原理的基础上，导出了简便的计算公式。对顶点的弹塑性变形，我们对高层框架、框剪、剪力墙及筒中筒结构的顶点弹塑性侧移与弹性侧移作了大量的比较，发现二者数值往往很接近，前者并略小于后者。本文根据统计归纳与分析，提出了以弹性顶点变形为基础乘以修正系数的弹塑性顶点变形计算公式。

二、高层建筑弹性顶点变形的简化计算

1、一般公式

按照结构动力学的一般原理；可写出高层建筑顶点弹性变形之一般公式如下：

$$\Delta_e(n) = \sqrt{\sum_j [\Delta_{ej}(n)]^2} \quad (1)$$

式中， $\Delta_{ej}(n)$ 为第 j 振型结构顶点之侧移，可由下式计算：

$$\Delta_{ej}(n) = \gamma_j X_{jn} S_D \quad (2)$$

式中， j 振型参予系数

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} W_i}{\sum_{i=1}^n X_{ji}^2 W_i} \quad (3)$$

X_{ji} —— 第 j 振型第 i 层的振型位移；

W_i —— 第 i 层重量；

n —— 高层建筑总层数；

x_{jn} ——第 j 振型顶层的振型位移；

s_D ——单质点系统的位移谱值。

由上可见，只要知道了地震作用下高层建筑各振型对应的 $\gamma_j x_{jn}$ 值及位移反应谱值，即可用式(1)求出顶点的弹性变形

2、第一振型顶点侧移分析

由式(2)、(3)可得：

$$\Delta_{e1}(n) = \gamma_1 x_{1n} s_D \quad (4)$$

式中，

$$\gamma_1 = \frac{\sum_1^n x_{1i} w_i}{\sum x_{1i}^2 w_i} \quad (5)$$

$$s_D = \frac{\alpha_1 g T_1^2}{4\pi^2} \quad (6)$$

T_1 —— 结构第一自振周期

α_1 —— 对应于第一自振周期的地震影响系数

g —— 重力加速度

为了分析高层建筑顶点侧移与同周期单质点系统位移之相互关系，我们对质量及层高较为均匀的高层建筑进行以下比较与分析：近似各层 w_i 相等，各层的层高 h_i 相等，分别取第一振型为不同型式的曲线，求 $\gamma_1 x_{1n}$ 值。

(1) 第一振型为二次曲线

$$\gamma_1 x_{1n} = \frac{n(n+1)(2n+1)h_i^2 n^2 h_i^2 / 6}{n(n+1)(2n+1)(3n^2+3n-1)h_i^4 / 30} = \frac{2}{2} = 3 =$$