

# 建筑结构抗震设计讲座

(下 册)

中国建筑科学研究院工程抗震研究所 编印

1988 · 3

建筑结构抗震设计讲座

( 下册 )

中国建筑科学研究院工程抗震研究所编印

1988·3

# 多层钢筋混凝土框架抗震设计

钟益村

## 一、钢筋混凝土结构抗震设计特点

众所周知，在一般荷载（诸如恒载、活载、风载和雪载等）作用下，钢筋混凝土结构是以足够的强度来抗御荷载效应，即要求结构构件的抗力等于或大于一定安全系数（大于1）下的荷载效应（ $R \geq K S$ ）。在此条件下，结构处于弹性阶段工作，结构的内力分析无疑可用弹性分析方法。当然这样设计的结构在预期的荷载作用下不会产生损坏或较大的变形。

钢筋混凝土结构的抗震设计与结构抗御一般荷载设计显著不同。地震是一种罕见又破坏力极大的自然灾害，它对结构又是一种随机性很大的动力作用。某地震区在一定基准期内可能出现的地震烈度是个随机变量。根据全国地震区45个城市出现不同烈度的概率统计，各地确定的基本烈度大致相当于50年内超越概率为10%的烈度，也就是说尚有10%左右机会可能出现大于基本烈度的地震。国内外多次强烈地震中一些地区的烈度远高于基本烈度，地震发生的随机性是其重要原因之一。另外，地震烈度不同，地震对结构作用效应将会成倍变化。因此在这种变化范围极大的地震作用下，甚至不可能保证结构都处于弹性阶段工作，即使在基本烈度下要求结构按弹性作抗震设计，也是极不经济合理的。

世界各国对钢筋混凝土结构，除特别重要结构外（如核电厂反应堆安全壳），在设防烈度（一般为基本烈度）下结构允许处于弹塑性阶段工作并出现一定程度破坏。此时，结构不是单纯依靠强度，而是



通过结构吸收和耗散地震能量来抵御强震作用。我国现行抗震设计规范（TJ11-78）指出“在遭遇相当于设计烈度的地震影响时，建筑物的损坏不致使人民生命和重要生产设备遭受危害，建筑物不需修理或经一般修理仍可继续使用”，并通过结构影响系数 $\alpha$ 折减设计烈度时弹性地震力，作为设计地震力。对钢筋混凝土框架取用 $\alpha=0.3$ ，并考虑安全系数取不考虑地震荷载时数值80%，所以框架构件的实际安全系数只有 $1.55 \times 0.8 \times 0.3 = 0.372$ 。可见结构已无强度安全储备。现行抗震规范为了与一般结构规范相协调，表面上还习用强度表达式来进行抗震验算，这样常使不了解抗震设计特点的设计人员误认为按规范设计的抗震结构似乎还具有强度安全储备。实际上，现行抗震规范通过抗震构造等阴含了对结构弹塑性性能方面要求。

综上所述，对一般工业与民用多层钢筋混凝土结构房屋，其抗震设计特点是，结构既要求有一定强度又具有足够的变形能力，以达到“小震不坏，大震不倒”抗震目的。

## 二、多层钢筋混凝土框架的地震震害

1976年唐山大地震后，据唐山和天津两市多层钢筋混凝土框架房屋震害调查，倒塌的只占极少数，但8度或8度以上的地区中等或严重破坏的建筑有相当数量。尽管在这两市中除个别建筑外，都未考虑抗震设防，但是从较丰富震害资料分析中发现了框架房屋的薄弱环节，对改进抗震设计有很大意义。现将主要震害及其原因简单介绍如下：

### 一）、框架整体或局部倒塌

这些房屋的倒塌除因未考虑抗震设防在强度上较弱外，更主要的原因是结构整体设计存在着较多问题和变形能力不足。

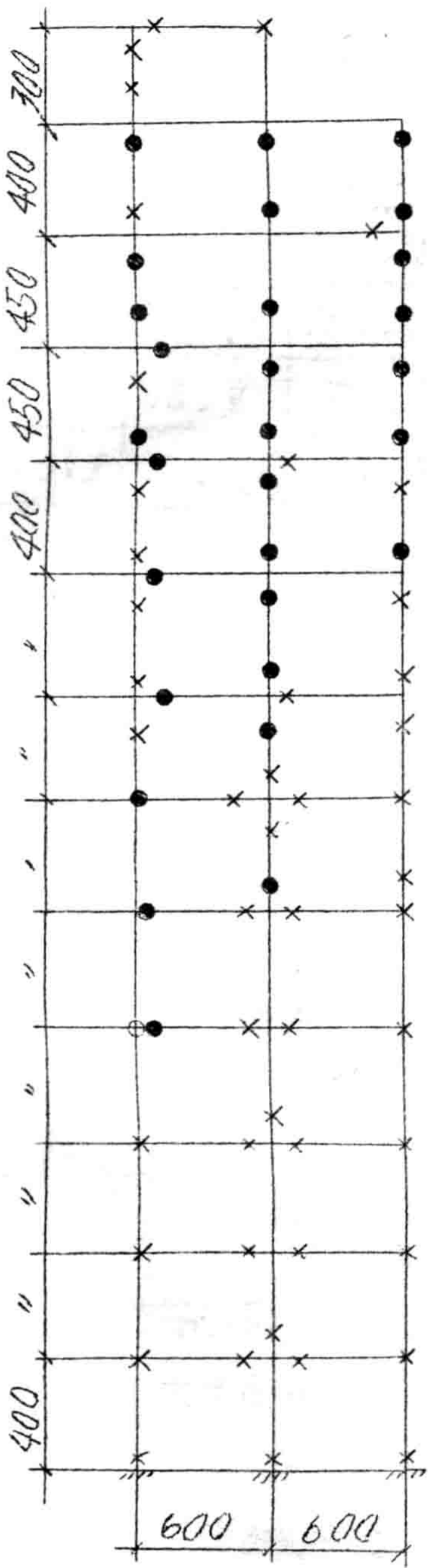
8度区塘沽天津碱厂十三层蒸吸塔框架，高52米，柱断面由 $60\times 80\text{cm}^2$ 至 $30\times 30\text{cm}^2$ 逐层递减，混凝土标号略低于200号，3号钢筋。唐山地震时框架六层以上全部倒塌，折断后的梁、柱向内倾斜，全部堆积于框架范围之内。

采用现行规范方法进行强度验算，发现10层以上柱子配筋不足，有的不到所需量的一半。这说明该框架发生局部倒塌是可能的，但是不能说明为何从6层以上全部倒塌。

根据各构件的实际强度，采用框架模型进行弹塑性地震反应分析。发现该框架在11层附近有很大变形，层间变位角达到 $1/40$ ，呈现了明显的破坏集中，而且7层以上梁、柱开裂和层层的程度也比6层以下严重的多，中柱的破坏尤比边柱为重（见图1）。这说明当结构第11层附近由于变形过大而严重破坏时，可能导致从6层以上倒塌，且因中柱先于边柱破坏而使构件向内倾斜，倒积在框架范围之内。

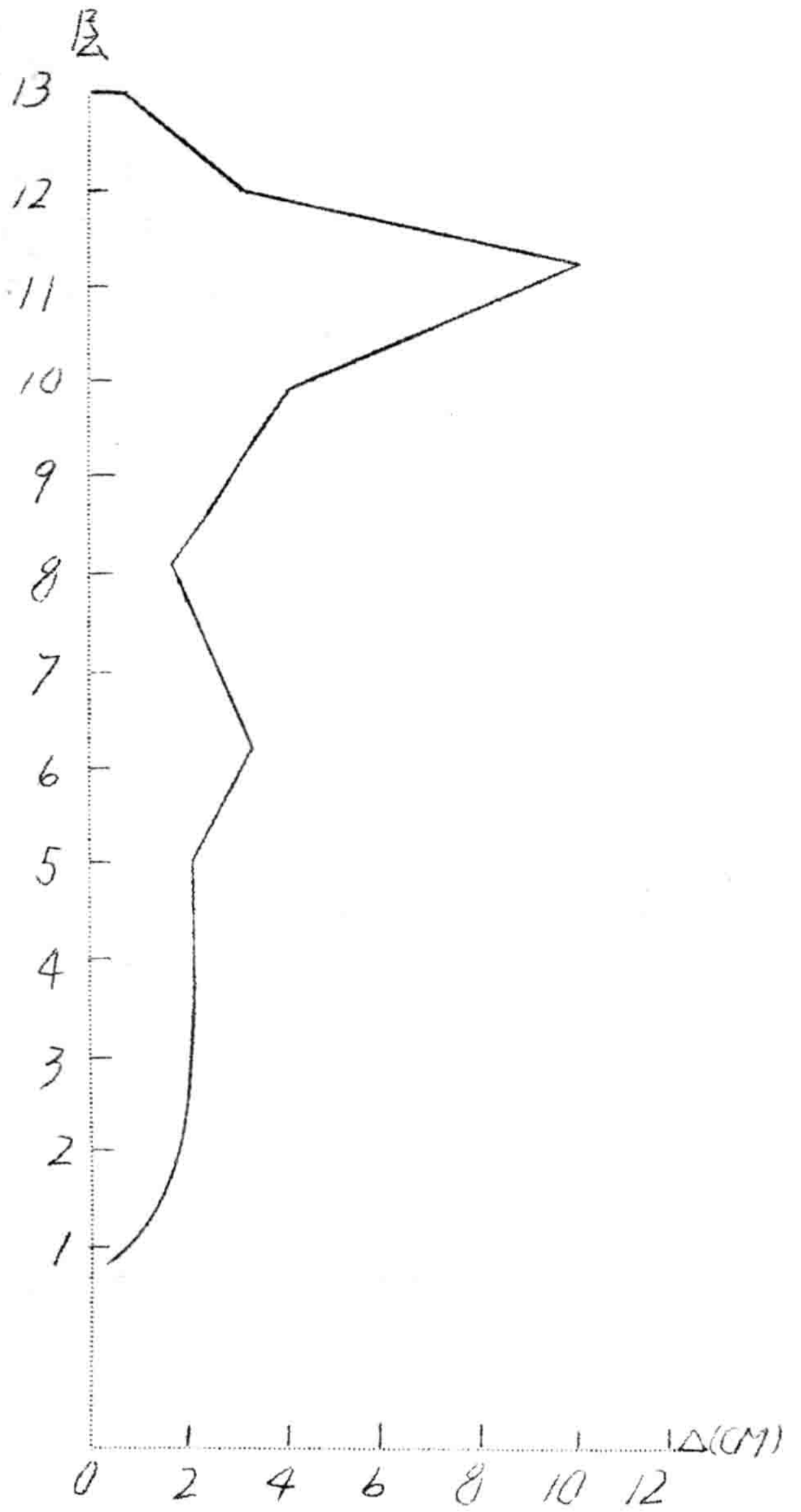
8度区天津市区第二毛纺厂合并车间三层框架倒塌又是一例。1976年7月28日地震中，该框架二层柱破坏严重，柱顶和柱底混凝土压酥，主筋外露压屈，箍筋崩脱。震后集中在二层进行柱子局部加固，增大了刚度和强度。在同年11月15日宁河地震中该建筑彻底倒毁。

根据现有规范强度验算，发现原型或加固后框架均能满足要求（表1）。但是采用弹塑性地震反应分析发现，原型框架第二层层间位段最大，达到了 $1/70$ ，加固后框架最大层间位移转移到第一层，达到了 $1/60$ ，加之第一次地震残余变形的影响，倒塌的危险性就增加了（图2）。



x 开裂 • 层服

(a) 破坏分布



(b) 各层最大层间位移

图1 十三层框架



表 1 结构各层层间地震剪力与实际强度

结构	基本 周期	层间剪力值 (t)					
		第一层		第二层		第三层	
		规范	实际强度	规范	实际强度	规范	实际强度
原型	1.07	22.60	29.40	17.70	17.20	9.30	9.50
加固	0.87	30.60	35.00	21.20	33.10	10.30	17.00

(图见下页)

## 二) 二)、框架柱的震害

地震时现浇框架的中等或严重破坏, 主要原因是由柱子不同程度破坏造成的。柱端主要破坏部位及形式有以下几种:

1. 柱端通常在一倍柱断面高度的柱高范围产生破坏。除底层柱外, 其它各层中柱顶破坏尤较柱根破坏普通和严重。轻者柱端出现水平或斜向裂缝; 重者柱端混凝土压酥、脱落, 主筋外露、压屈和箍筋崩脱, 甚至造成梁板严重垂落(图3)。

现有框架柱在柱端可能产生塑性铰区范围内, 箍筋不加密, 而且箍筋直径很小、间距过大。不管柱主筋多粗, 通常都采用 $\varnothing 6$ 箍筋, 间距也在250cm以上, 有的甚至采用直勾搭接的钢箍。所以, 这样钢箍对混凝土约束作用很差, 一旦柱端进入弹塑性状态就可能出现上述的严重破坏后果。

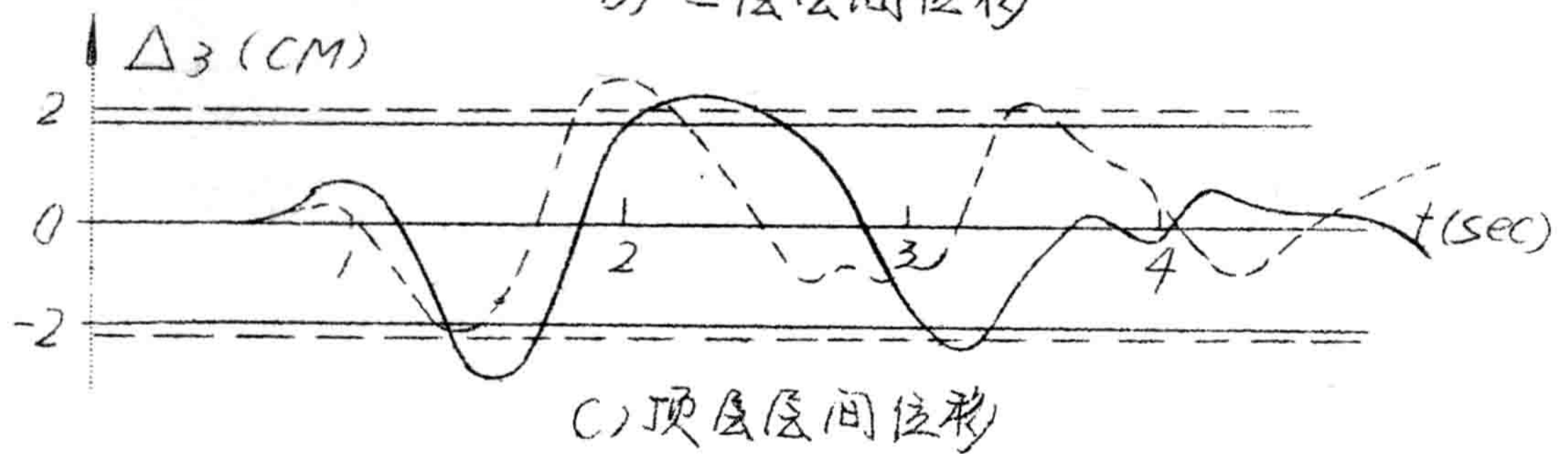
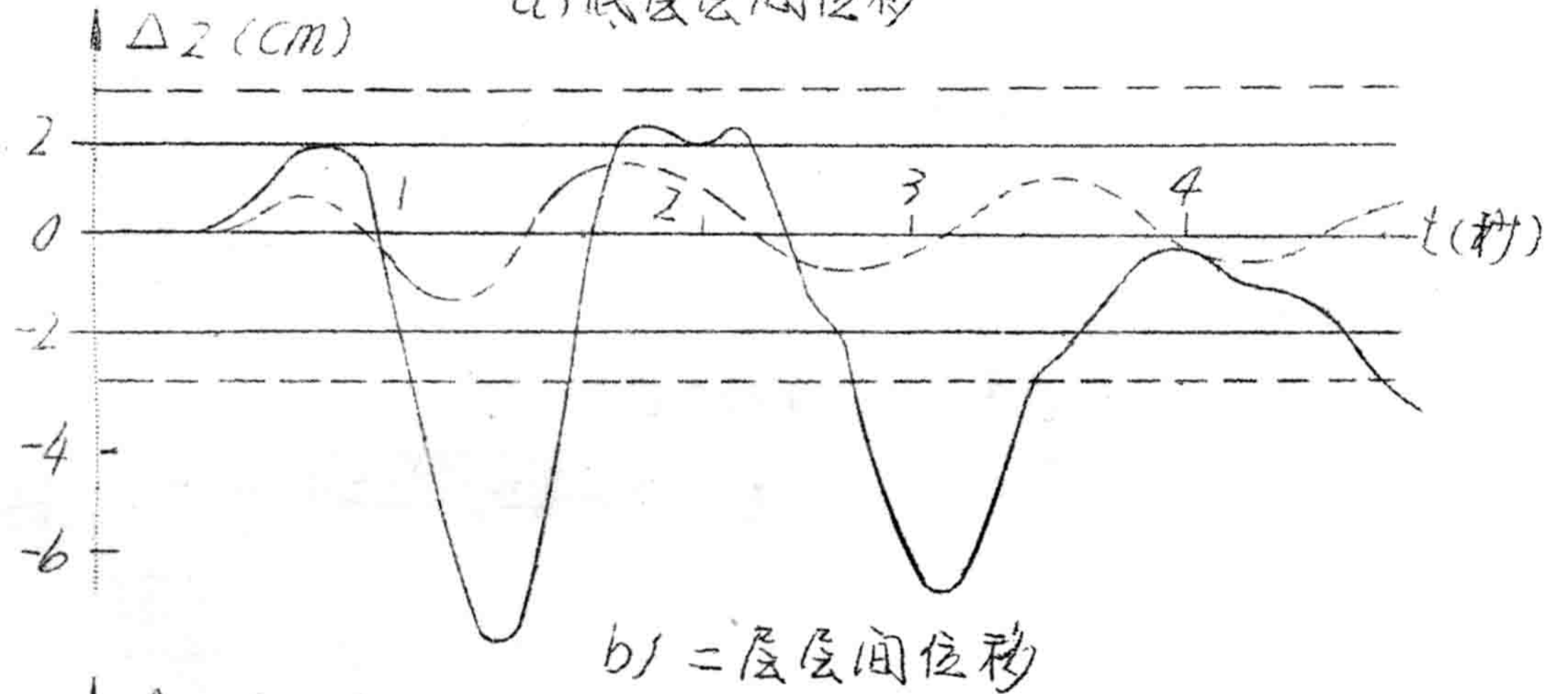
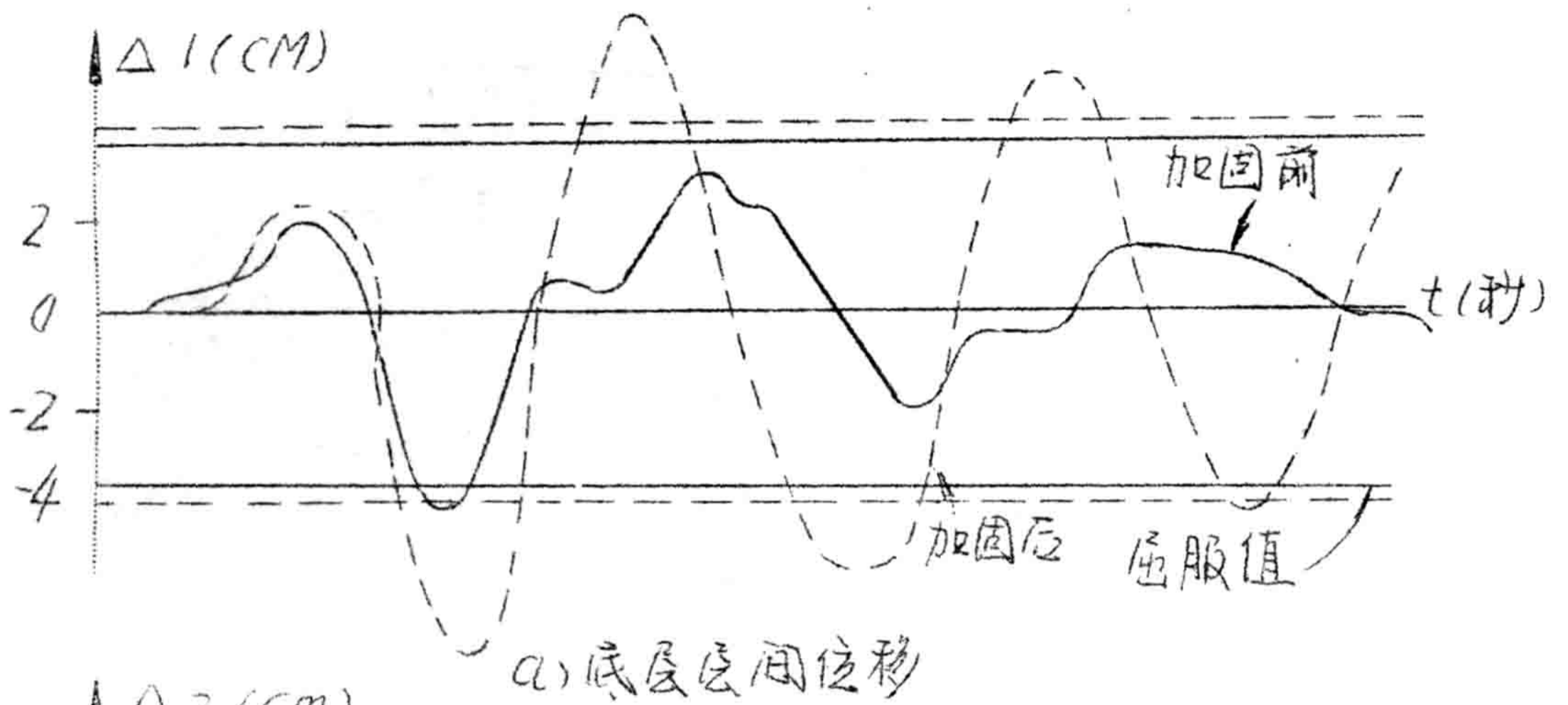
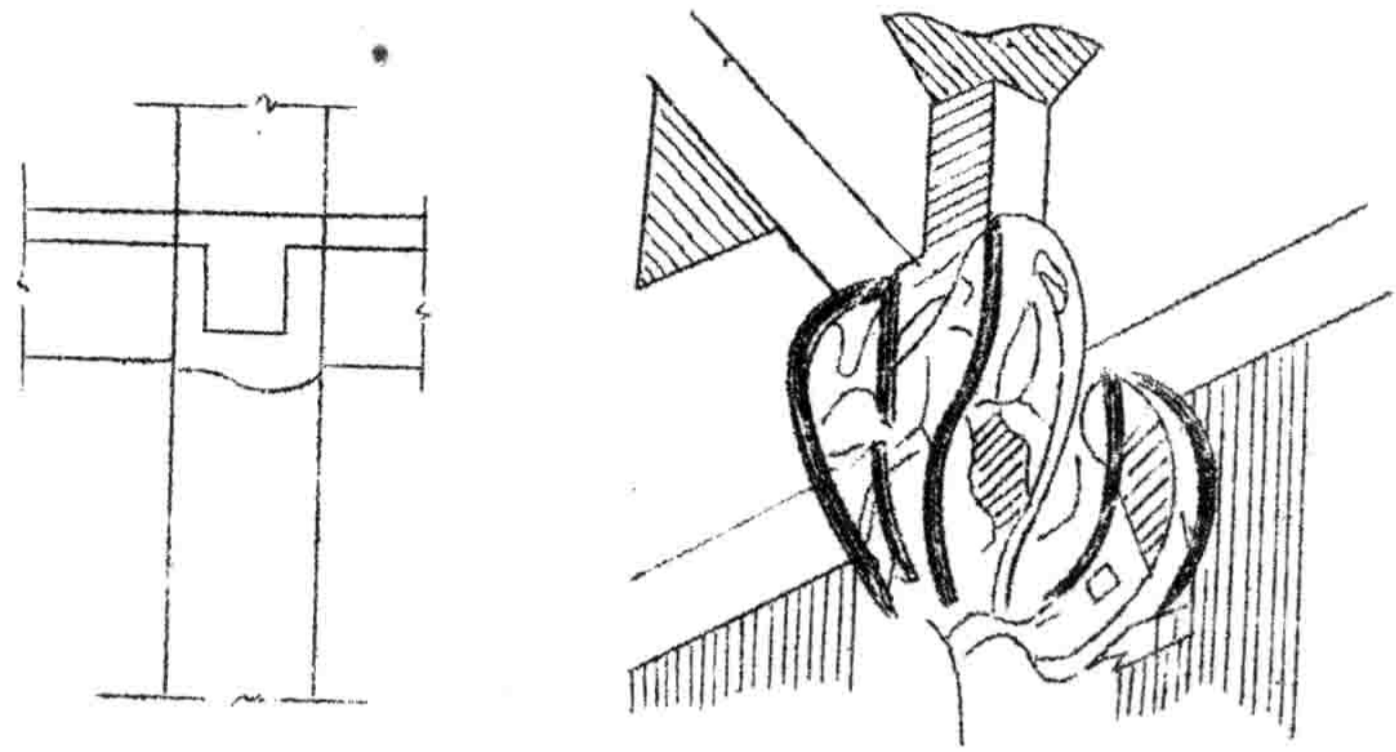


图2 天津第二毛纺厂合并车间三层框架  
加固前后层间位移比较





a. 柱顶水平裂缝      b. 柱顶成灯笼状破坏

图 3 柱端破坏

2. 柱身中部斜向或交叉裂缝(图4)。这种剪切型破坏多数发生在剪跨比小(短柱),轴压比较大的柱子上,如窗间柱、楼梯间柱等。

3. 边柱在近窗口标高处产生水平裂缝(图5)。这种破坏与实心砌体填充墙的不利坎固作用有密切关系。

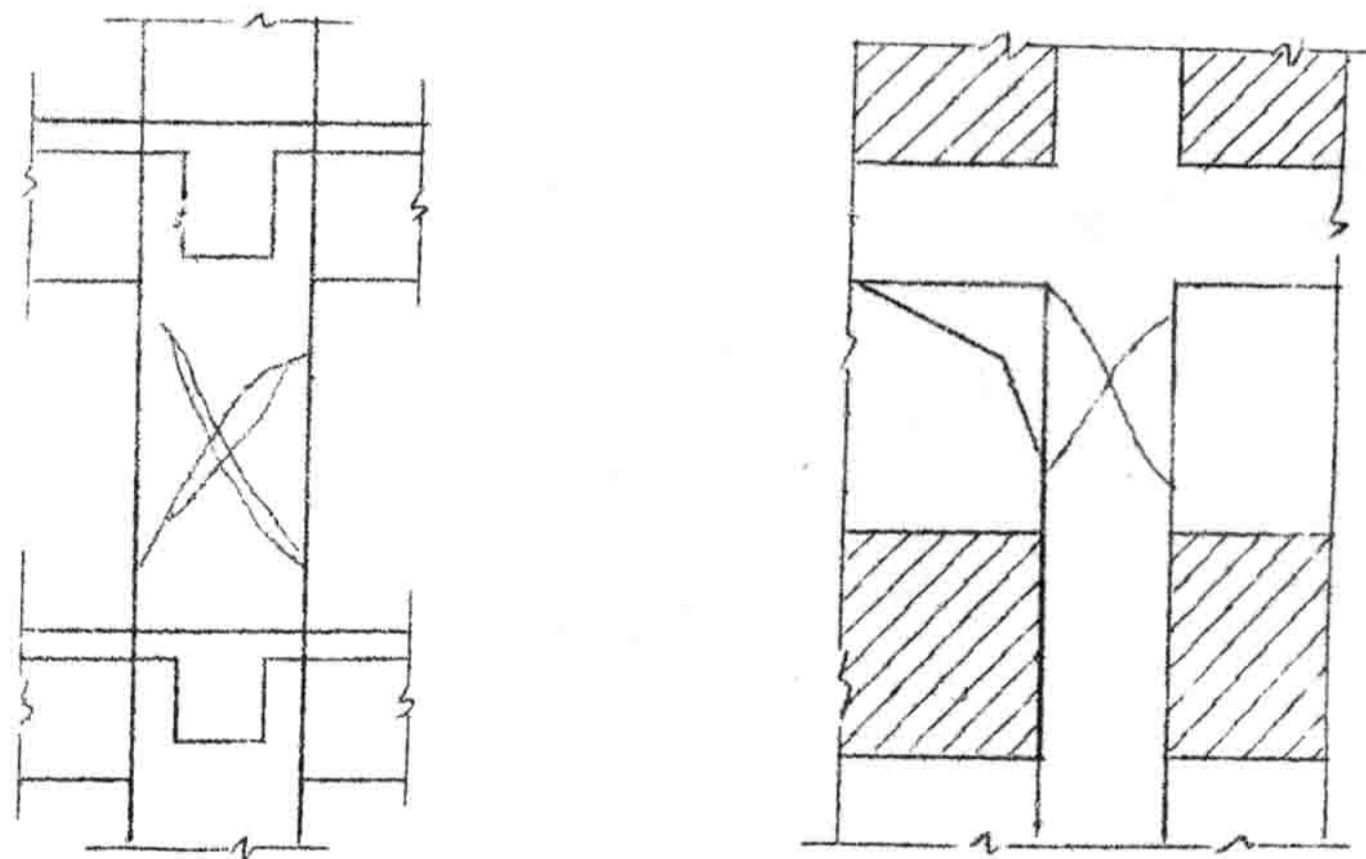


图 4 柱身破坏

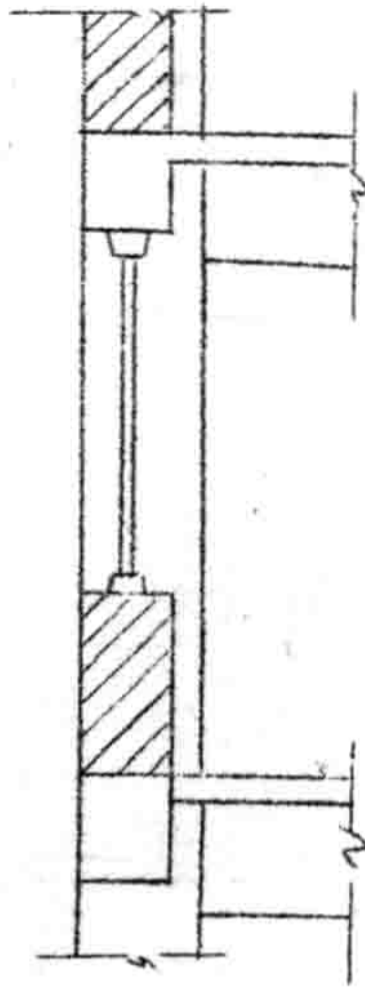


图 5 窗台处柱水平裂缝

### 三)、框架梁的震害

梁的破坏一般发生在梁端一点五倍梁高范围内，而且从梁下部向上竖向或斜向裂缝（图 6）。这是因为梁端断面上部主筋远多于下部，而且一部分板筋也起抗弯作用。总的看来，梁的震害比柱的轻且少，但现在框架梁同样存在梁端箍筋直径小和间距稀问题，所以进入弹塑性后变形能力也较差。

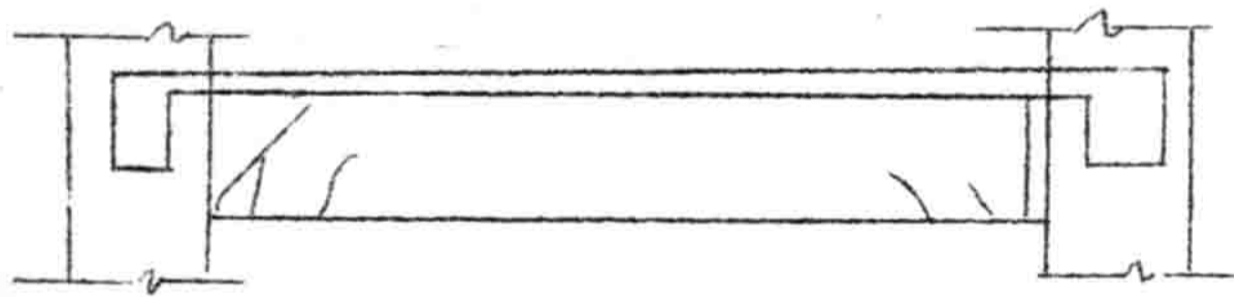


图 6 梁端竖向或斜向裂缝

### 四)、框架节点的震害

以往建造的框架，节点区大多不设置箍筋，致使节点区内柱主筋无支长度很大，与混凝土共同工作很差。地震中节点区轻者斜向裂缝或沿柱主筋产生粘结开裂，重者混凝土保护层剥落，并随同柱顶严重

破坏而使柱主筋向外弯曲。特别是边柱和角柱无梁约束的侧面，这种破坏尤为普遍和严重（图7）。

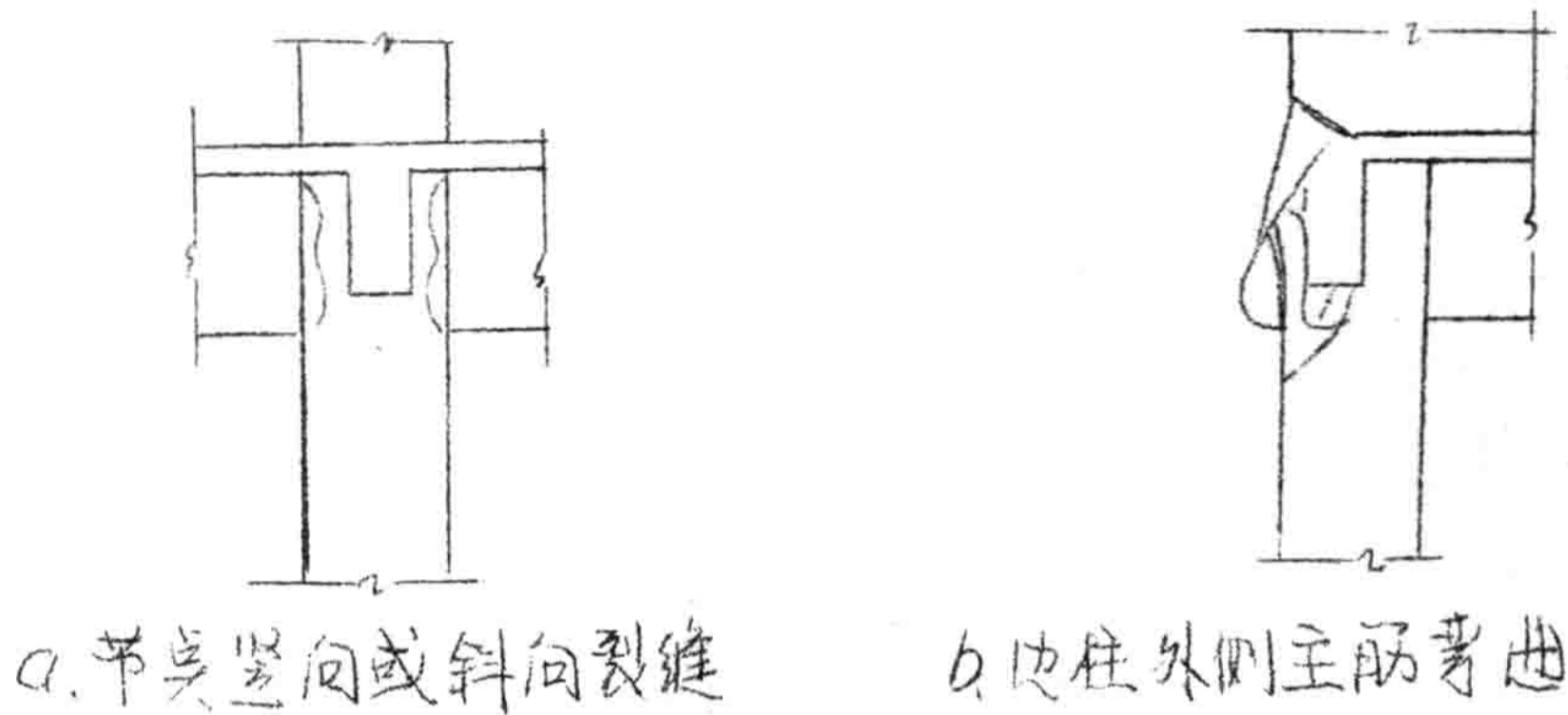


图7 节点区破坏

#### 五)、砌体填充墙的震害

砌体填充墙常用作框架房屋的围护墙和隔墙。地震中墙体破坏十分普遍。在6度区就可能在墙周边或墙中部产生裂缝，引起装饰面层破坏。在8度和8度以上地震区填充墙破坏更明显加重，甚至部分倒塌。震害一般规律是“上轻下重”，空心砌体墙重于实心砌体墙，砌块墙尤重于砖墙。

#### 六)、其它震害

框架是一种较柔性结构，地震时房屋侧移大，现有框架房屋的伸缩缝宽度和构造不能满足抗震要求，有的抗震设计的房屋抗震缝宽度也不够，造成缝侧框架构件和非结构碰撞而破坏。唐山地震中，6度区的北京市区也有不少框架房屋在伸缩缝或抗震缝处出现墙面装修的损坏。此外，外墙硬性贴面如马赛克等掉落，假柱破坏也很普遍。



### 三、钢筋混凝土框架抗震设计基本要求

如前所述，处于弹塑性阶段工作的框架结构，已无强度安全储备，从本质上讲，结构的抗震能力主要取决于变形安全度。因此进行钢筋混凝土框架抗震设计时，除满足必要的强度要求外，从结构布置、抗震计算到构造措施，都要着眼于提高结构的变形性能。为此，框架抗震设计应遵守以下基本要求：

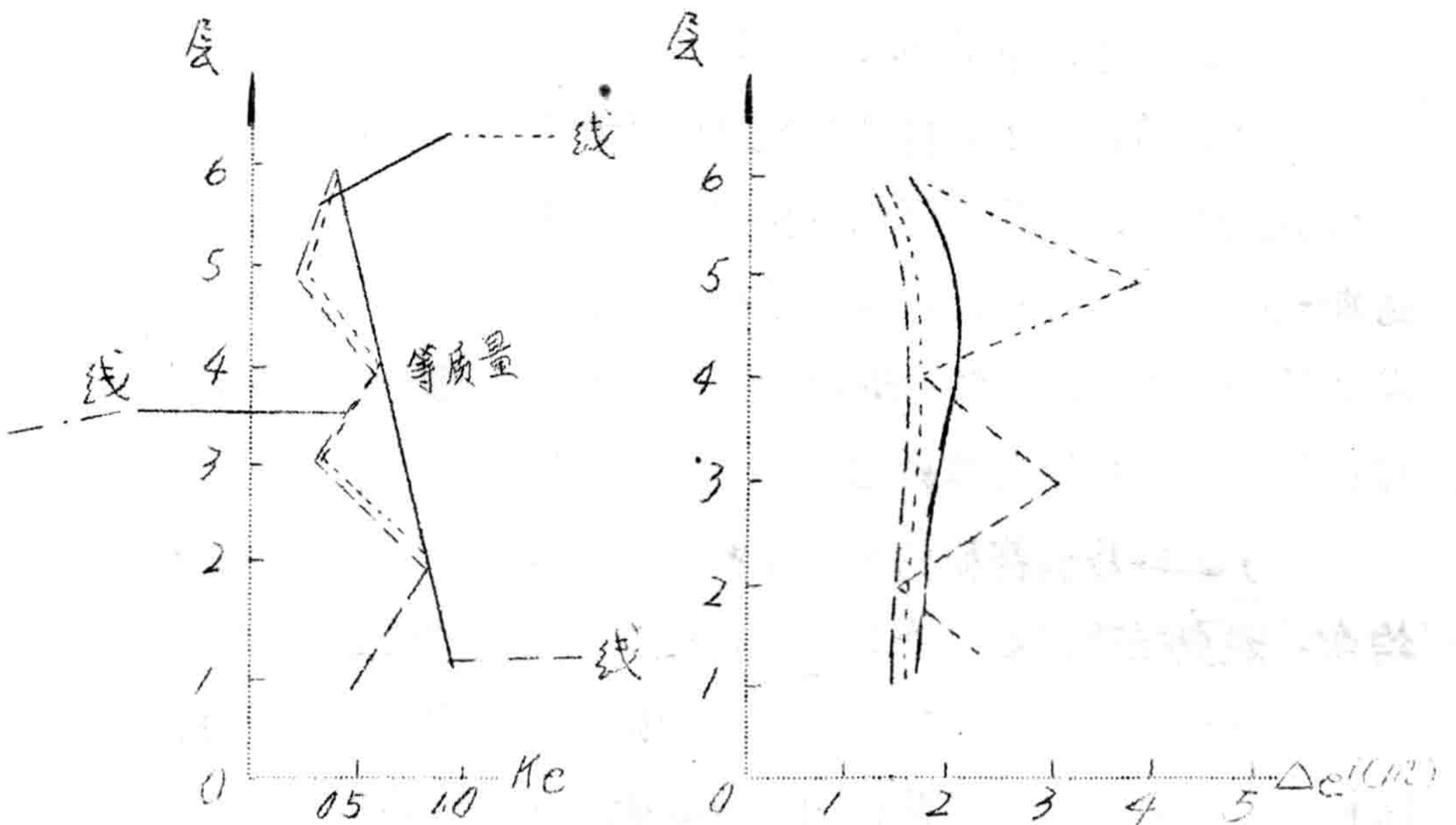
一）、沿房屋高度的层刚度和层强度（特别是后者）分布应尽量均匀，避免在薄弱楼层产生很大的弹塑性层间变形。

众所周知，在弹性阶段时框架的弹性层间位移与层刚度变成反比。同时计算表明，在弹塑性阶段时层刚变化对弹塑性层间位移也几乎有相同影响。所以框架构件断面（特别是柱）选择以及填充墙布置应避免造成刚度突然减小的柔性层，特别是房屋顶部或底层。图8为基本周期和层质量相同的六层框架，当线性分布层刚度在不同层折减0.5倍时弹性层间位移分布的变化。

框架结构在弹塑性阶段时，最大弹塑性层间位移发生在层屈服强度比的最小层，尤其是当屈服强度比很小时，这种“塑性变形的集中”现象更为明显。层屈服强度比 $\varepsilon(i)$ 等于层屈服抗剪强度 $[F_y(i)]$ 与层弹性地震力 $[Q_e(i)]$ 之比，即

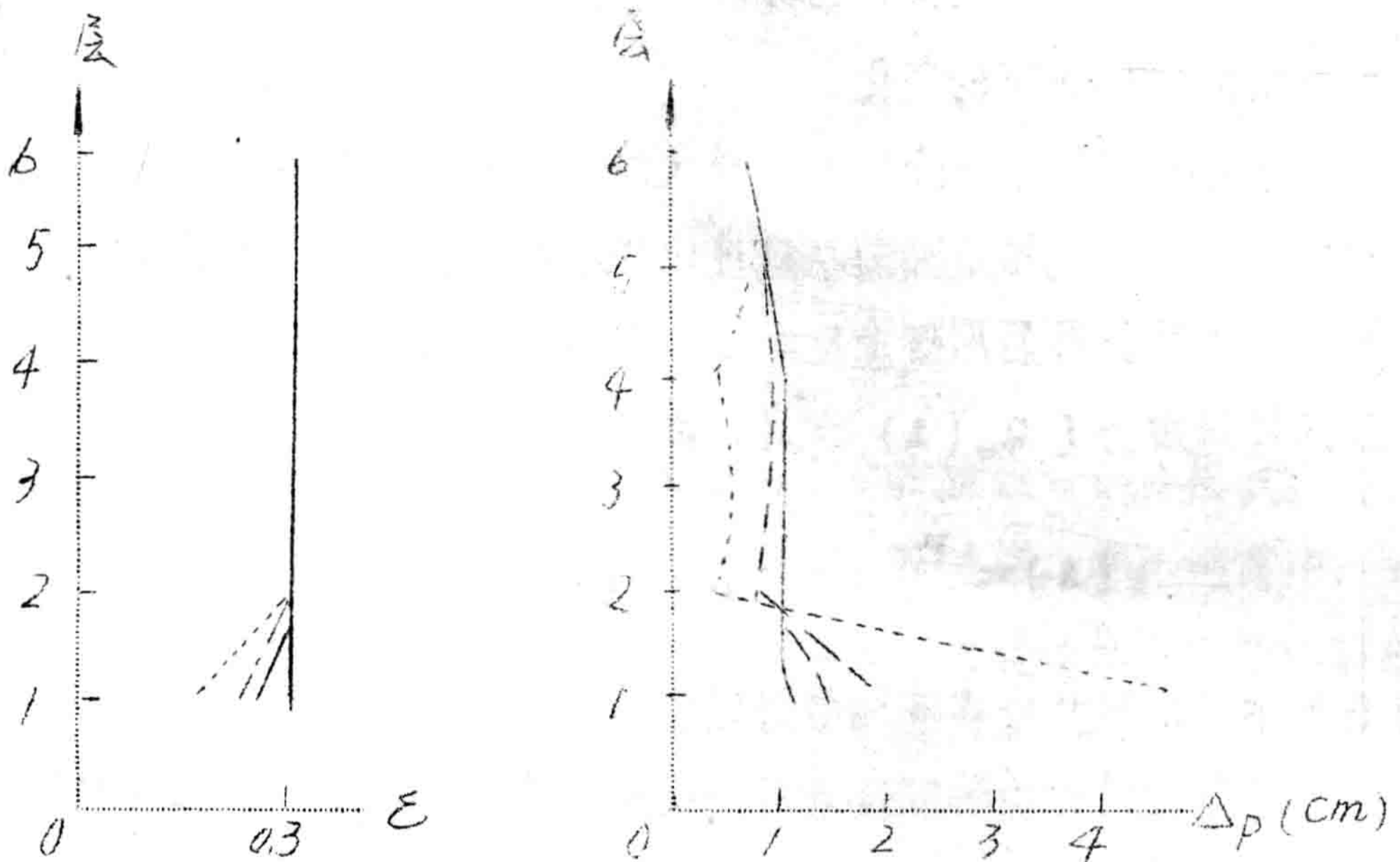
$$\varepsilon(i) = F_y(i) / Q_e(i)$$

图9显示了层强度分布不均匀对弹塑性层间位移集中的明显影响。因此框架总体设计时应特别注意层间强度分布的均匀性，并且应该消除“增加某些层强度有利无害”的错误认识，避免在设计或施工时盲目增加构件断面尺寸、主筋数量，以及改变混凝土标号和钢筋钢号。



a) 层刚度分布 ( $T=1.2$ 秒)      b) 弹性层间位移

图8 六层框架,线性分布层刚度在各层折减0.5倍时位移分布的变化(输入 Elcentro 地震波)



a) 层屈服强度比分布      b) 弹塑性层间位移

图9 等质量、层刚度线性变化的六层框架,  $\epsilon$ 折减对  $\Delta_p$ 分布影响

二)、尽可能满足“强柱弱梁，节点最强”要求。

框架梁柱节点区是保证框架有效地抗御地震作用的关键部件，它的破坏属剪切脆性型，变形能力极差，并且将使交于节点的梁柱都严重失效，因此即使在强烈地震下也只容许其发生不重的裂缝。

柱是压弯构件，其变形能力比梁为差，柱端塑性铰出现直接影响本层的破坏，加之在地震中还可能遭受意外的复杂作用（如扭转）。所以，较合理的框架破坏机理，应该是梁比柱的塑性屈服尽可能早发生和多发生，底层柱柱根的塑性铰最晚形成，各层柱子的屈服顺序应错开。这样破坏机理的框架，才能使整个框架较充分发挥抗震作用，并且有良好变形性能（图 10）。

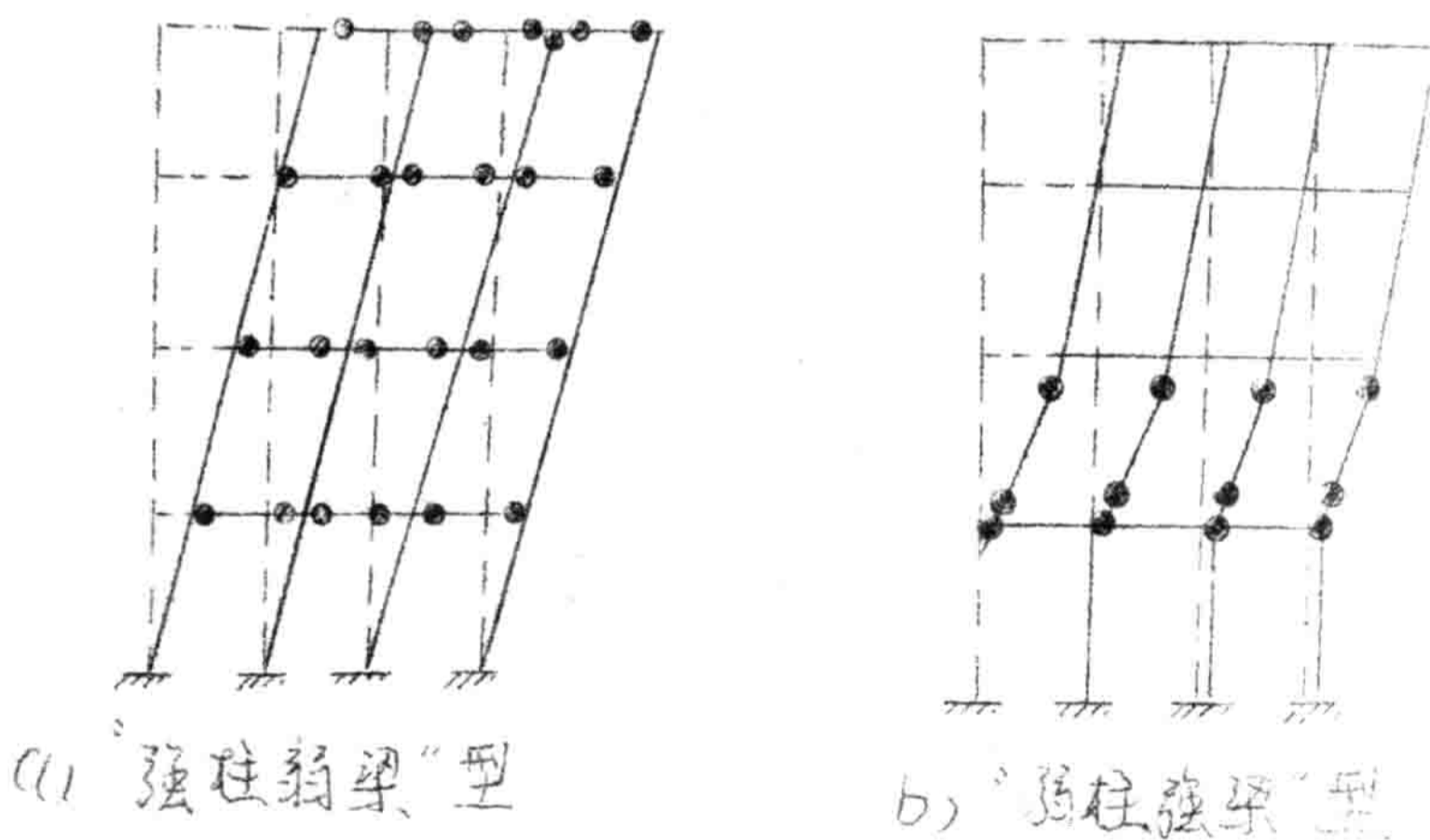


图 10 框架的两种典型破坏机理

三)、框架的梁和柱应设计成弯曲受拉屈服的延性破坏，避免各种形式的脆性破坏（如剪切、剪压和斜压破坏，以及粘结失效等（图 11））。



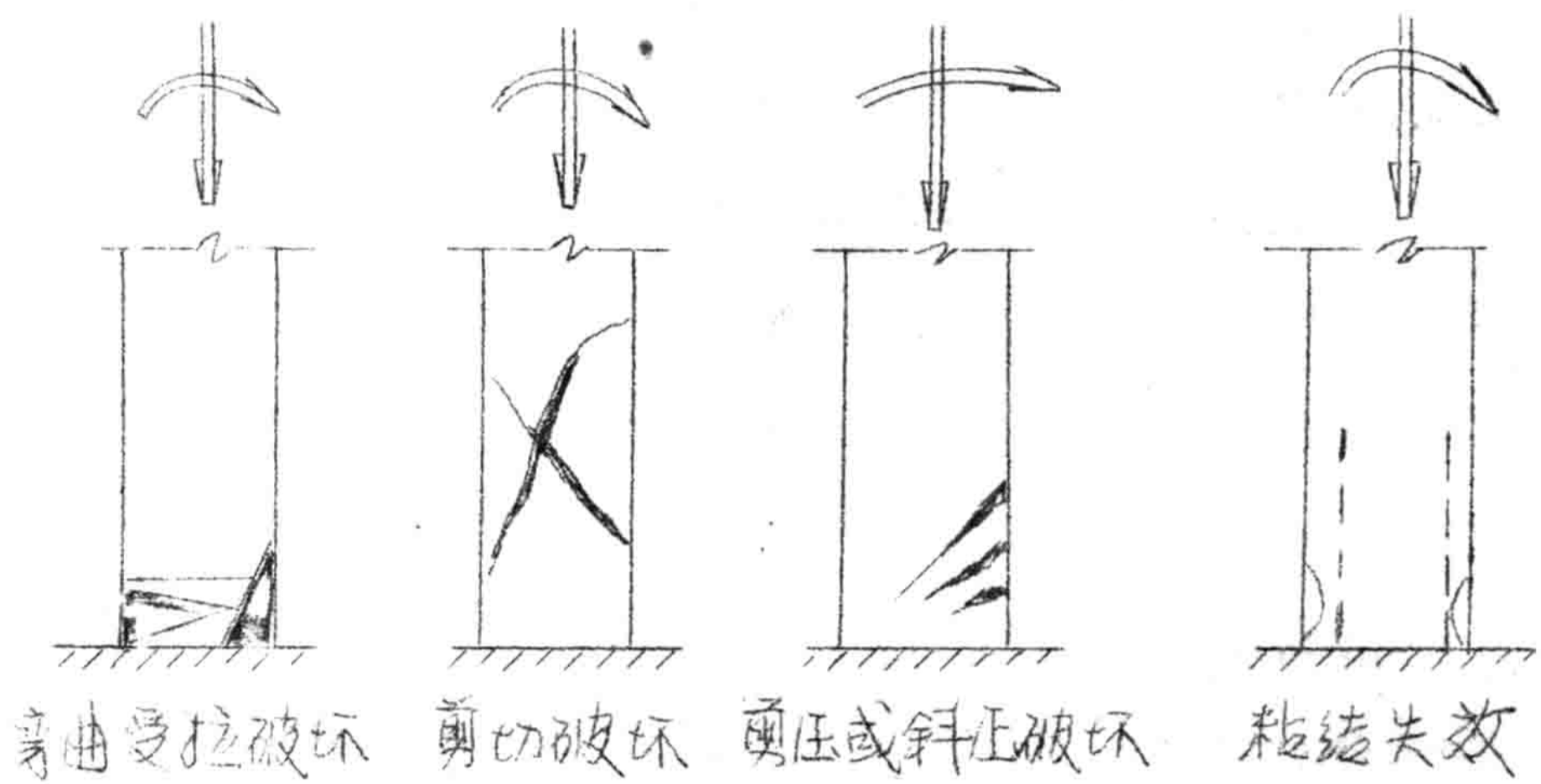


图 11 几种典型破坏

延性破坏和脆性破坏的构件具有完全不同的性能，后者的变形量和延性比都小，而且突然破坏（图 12）。所以，梁、柱抗震设计时要满足断面最大平均剪应力、抗剪能力大于抗弯能力、最小箍筋量、最小主筋量、梁端断面上下部主筋量比值、剪跨比、柱的轴压比以及钢筋锚固等要求。

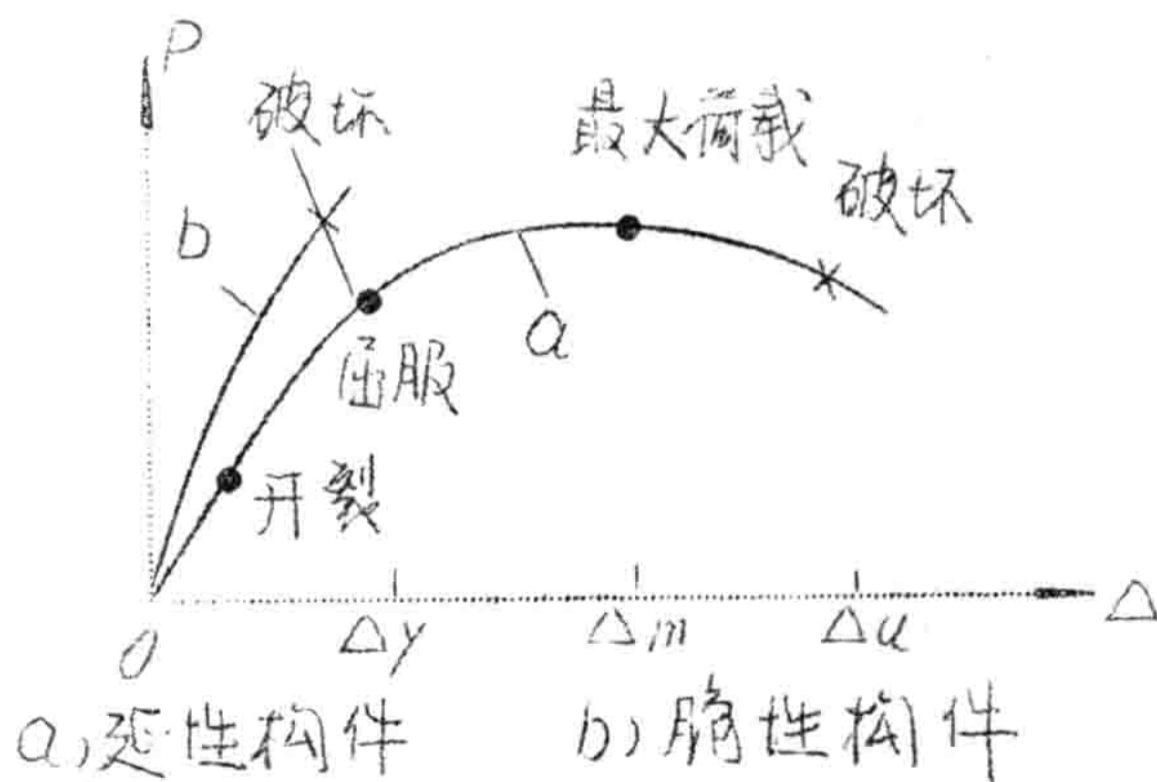


图 12 两种典型破坏构件的力—变形曲线

四)、重视非结构构件的抗震设计。目前，在我国非结构构件基

本上采用脆性材料，在较高烈度下产生破坏是不可避免的，但是，通过合理布置和构造措施，减小震害特别是防止大量倒塌是可能的。这样，既可减轻地震时生命财产损失，又能降低震后修复费用。

天津友谊宾馆主楼东段是八层填充墙框架，唐山地震时空心砖（大孔）填充墙遭到严重破坏，震后不久按原样修复，在同年宁河地震时填充墙再次遭到相同破坏，损失了十几万修复费用。

#### 四 四、框架抗震计算要点

一般可在建筑的两个主轴方向分别考虑水平地震作用和抗震验算，各方向的地震作用应全部由该方向抗侧力构件承担。对于质量和刚度沿水平方向分布产生大偏心效应的结构，应考虑扭转的影响，同时考虑双向水平地震作用。两方向地震作用各自计算，然后按一个主轴方向取100%，垂直主轴方向取30%考虑。

框架的抗震计算应分别采用下列方法：

1) 高度不超过40米以层剪切变形为主且质量和刚度分布比较均匀的建筑，可采用底部剪力法等简化方法。

2) 其他情况建筑采用反应谱振型分解法，或者采用时程分析法。

下面简略地介绍框架抗震计算要点：

一) 框架建筑自振基本周期。

1. 重量和刚度沿高度分布较均匀建筑

$$T_1 = 1.7 \alpha_0 \sqrt{\Delta_n}$$

2. 不满足上条要求的建筑

$$T_1 = 2 \alpha_0 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n W_i \Delta_i}}$$

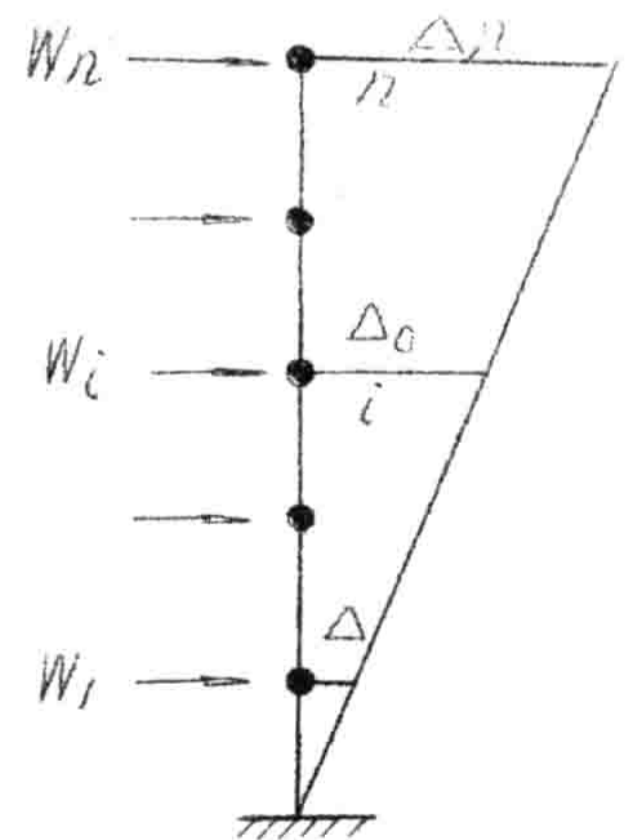


图 13

其中

$$\Delta i = \sum_{K=1}^i \delta_K, \quad \Delta n = \sum_{K=1}^n \delta_K$$

$$\delta_i = \sum_{K=i}^n \frac{W_K}{D_i}$$

式中  $\Delta n$ 、 $\Delta i$  分别为在楼房重量  $W_i$  作为水平力作用下建筑顶点和第  $i$  层位移；

$\delta_i$  —— 第  $i$  层层间位移；

$W_i$ 、 $W_K$  —— 第  $i$  层或第  $K$  层集中于楼面处建筑物重量；

$D_i$  —— 第  $i$  层层间刚度，一般可用  $D$  值法计算。计算时考虑：

1. 楼板的刚度影响，框架梁的惯性矩取用：现浇时中框架  $J_L = 2J_0$ ，边框架  $J_L = 1.5J_0$ ，装配整体时中框架  $J_L = 1.5J_0$ ，边框架  $J_L = 1.2J_0$ 。 $J_0$  为梁的矩形断面惯性矩。

2. 装配式框架应取  $0.8 \sim 0.9$  刚度折减系数。

$\alpha_0$  —— 砌体填充墙刚度影响系数，取  $0.5 \sim 0.6$ 。

二)、除 7 度区不超过 40 m 高框架外，宜满足下列“强柱弱梁”条件：

$$\sum M_c^c \geq nF \sum M_b^c$$

$M_c^c$  (对称配筋的柱)

和  $M_b^c$  可按下式近

似计算：

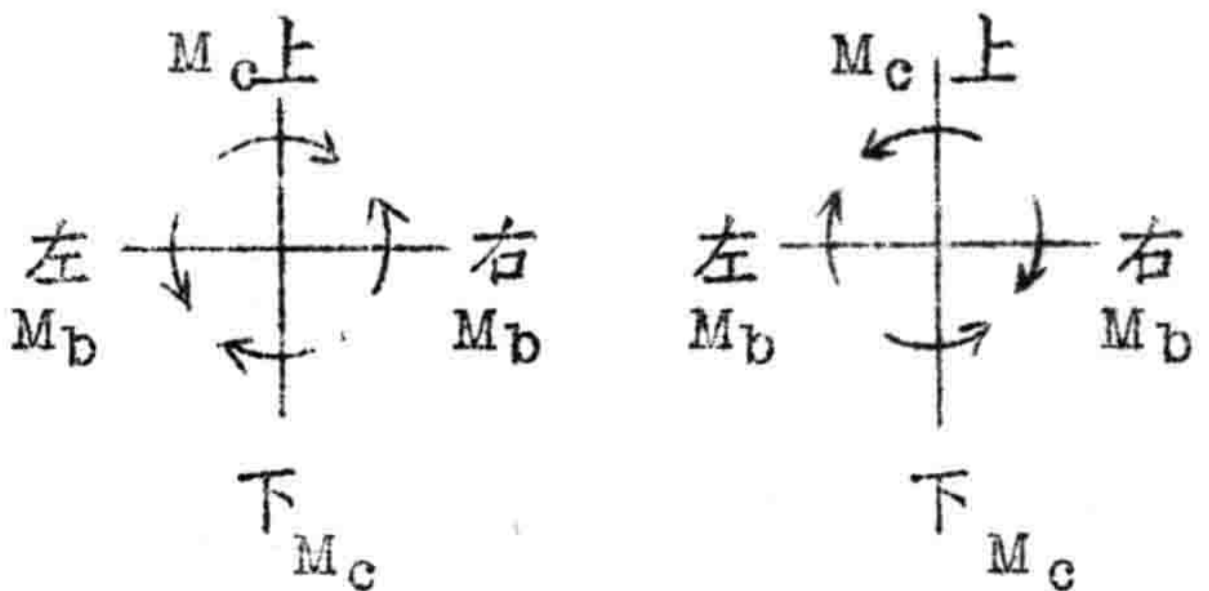


图 14

$$M_c^c = 0.8f_{yK}A_s h_c + 0.5Nh_c \left(1 - \frac{N}{b_c h_c f_{cbK}}\right)$$