



BRB“秒算”和VFD新型设计方法研究

汇报人：陈云 博士研究生/土木事业部总经理

日期：2025.04

电话：18060849026（微信同号）

江苏工邦振控科技有限公司
Jiangsu goodbang Vibration Control Technology Co., Ltd

CONTENTS

目录

01

BRB “秒算” 设计方法研究及其实践

02

VFD设计常遇问题及新型设计方法研究

03

小结

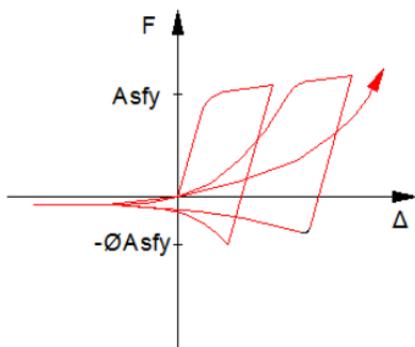
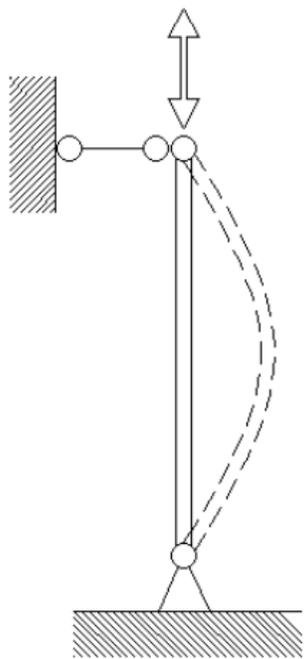


01

BRB “秒算” 设计方法 研究及实践

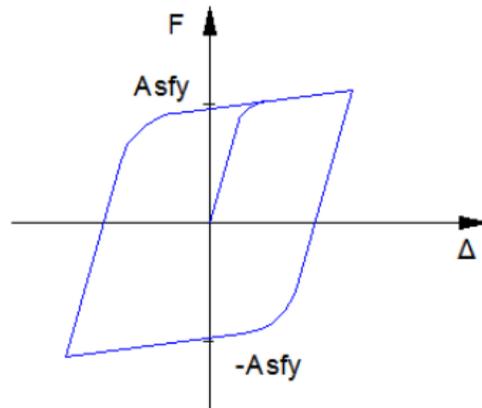
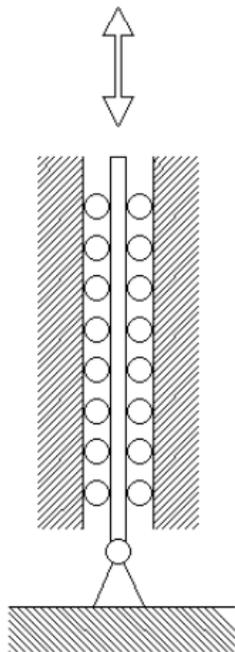


普通支撑受压会产生屈曲现象，当支撑受压屈曲后，刚度和承载力急剧降低



普通钢支撑

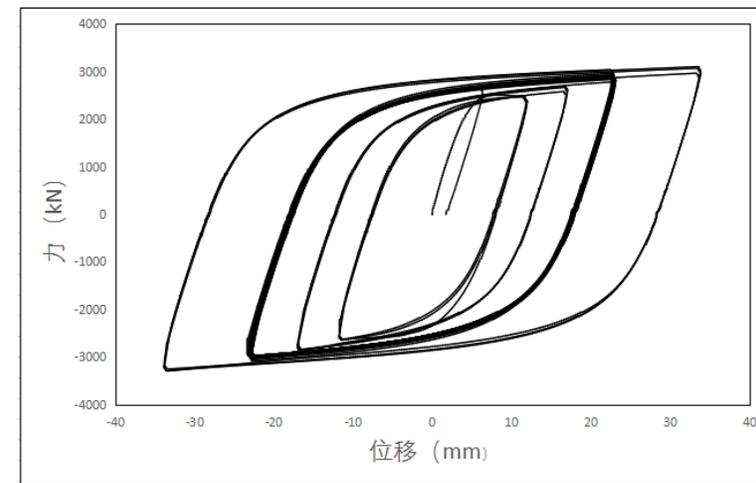
仅在受拉区具有较好的耗能性

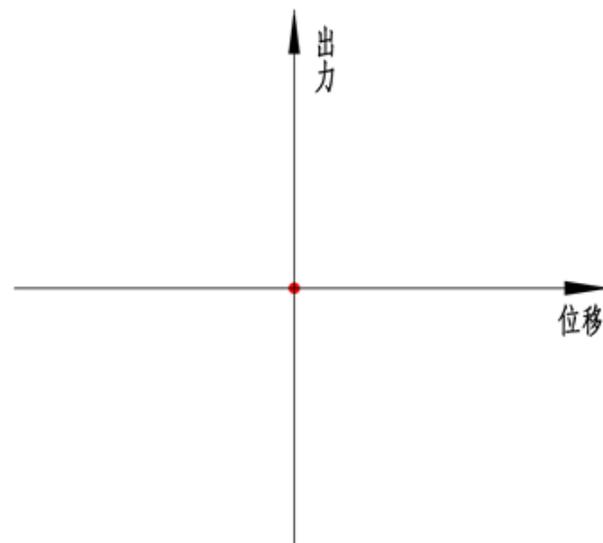
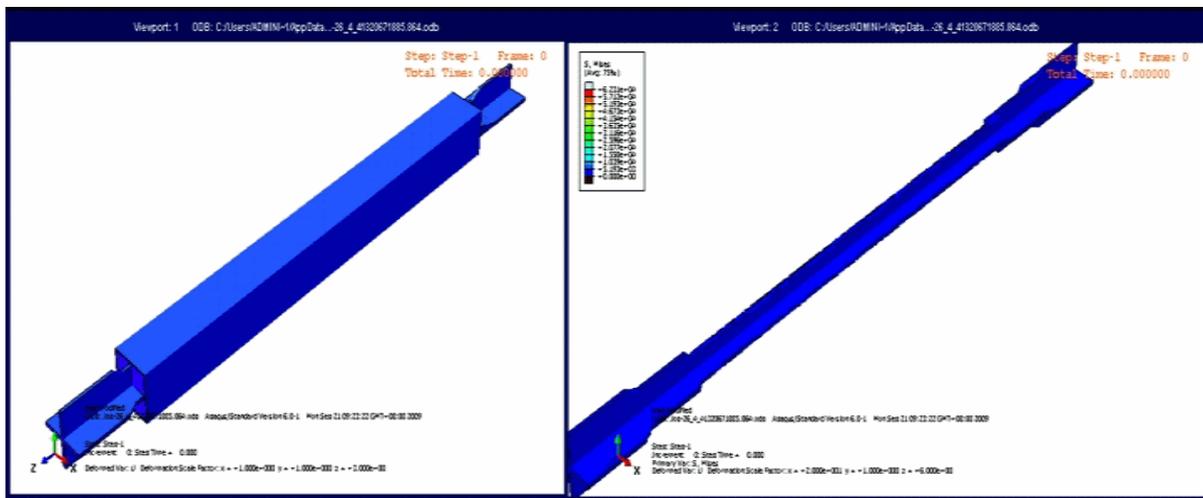
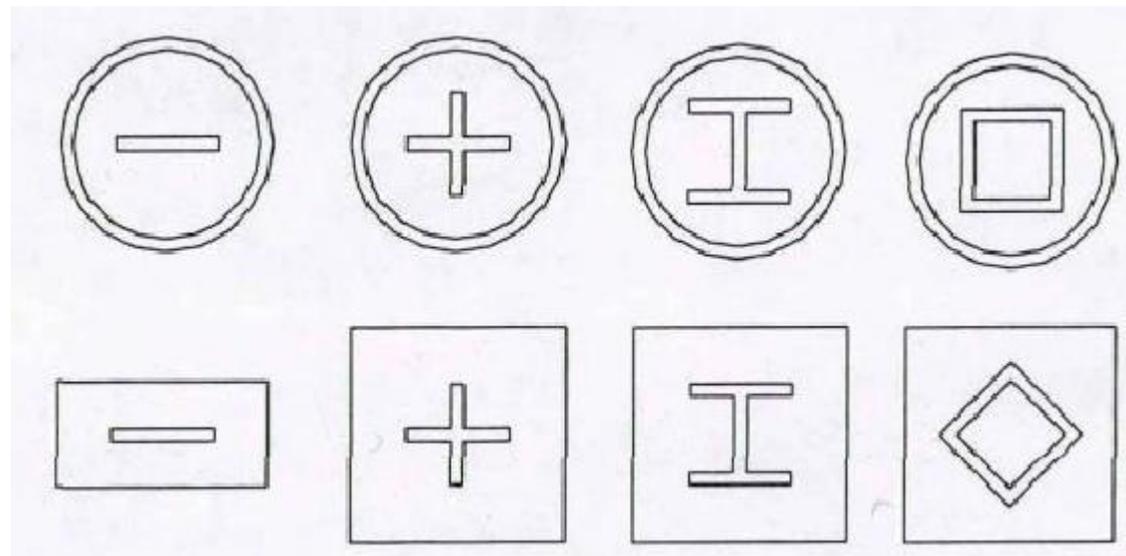
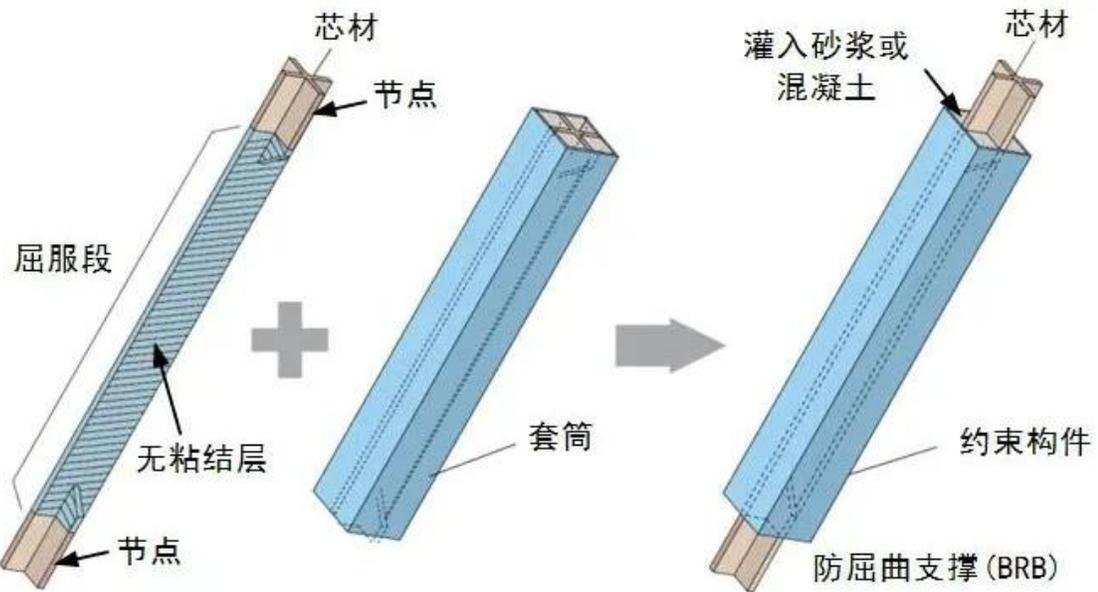


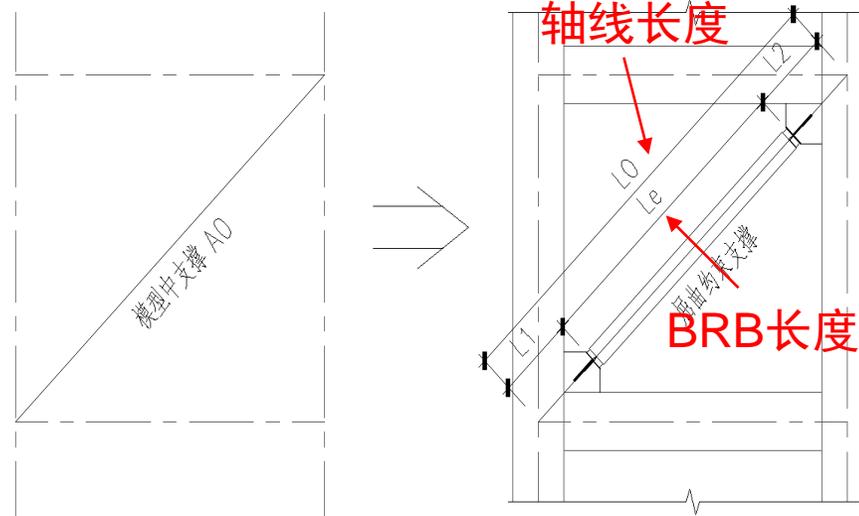
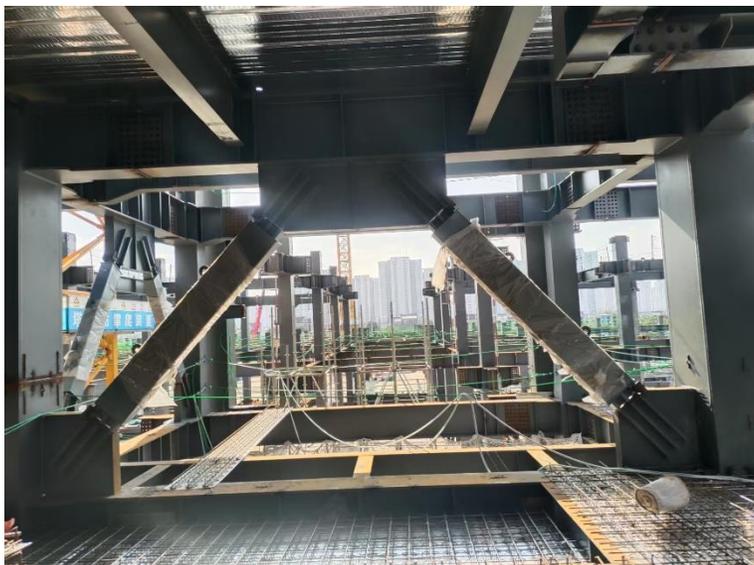
防屈曲支撑

受拉受压区都表现出较好的耗能性

屈曲约束支撑的受力为单轴受力，
受力情况较简单，因此规律性较强，
滞回曲线比较稳定





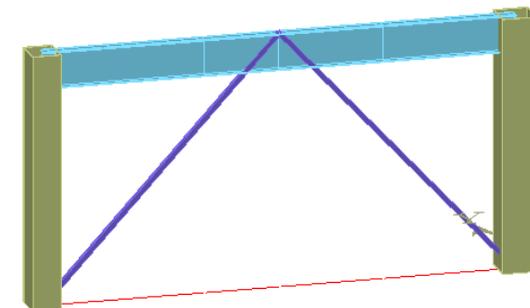
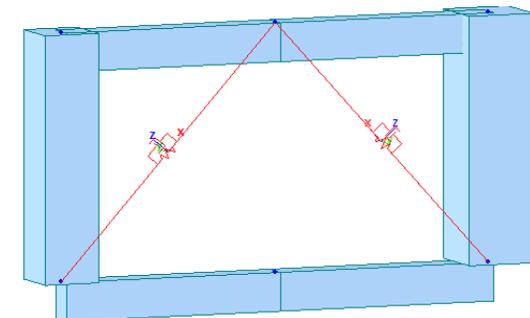
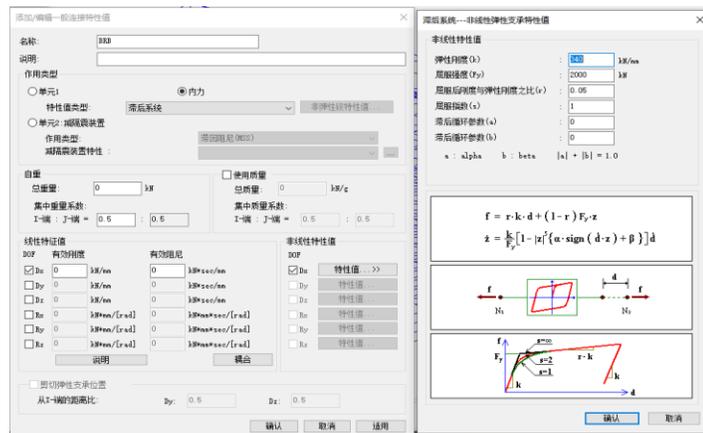




连接单元模拟方法



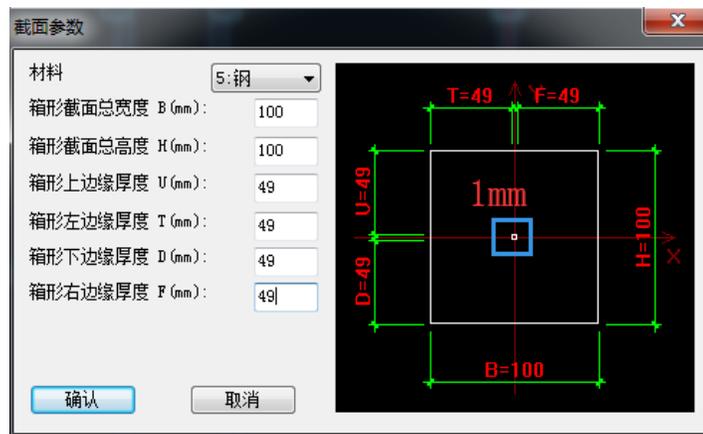
如何保证连接单元参数能实现?



等效支撑简化模拟方法

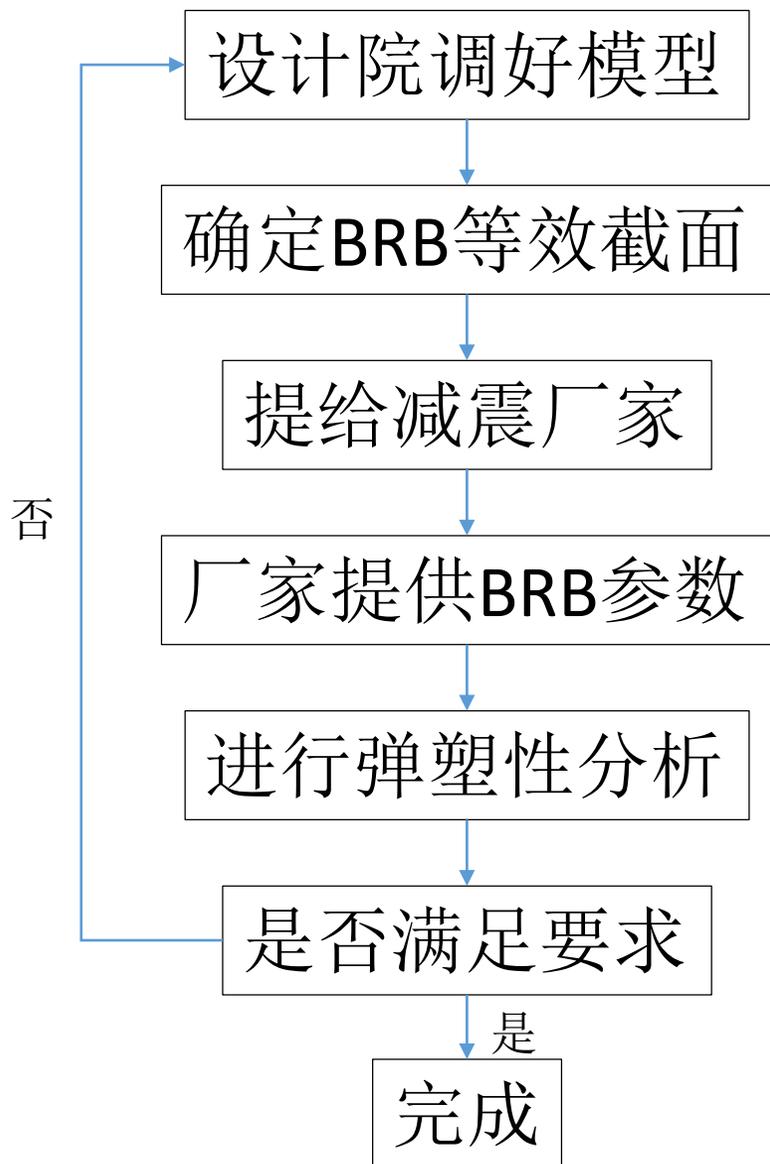


等效支撑如何转换为BRB参数?





习惯性BRB设计流程

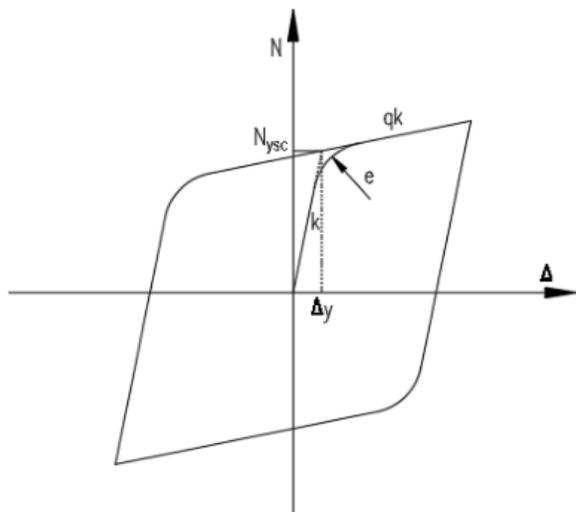


存在的问题:

- 1、设计院模型反复调整，需要反复找厂家确认参数，过程繁琐，耗时长，效率低；
- 2、厂家结构设计人员和产品设计人员不是同一拨人，结构设计人员不一定懂产品，所提供的数据能否设计出来，也是需要反复沟通，效率低。



如何破局？



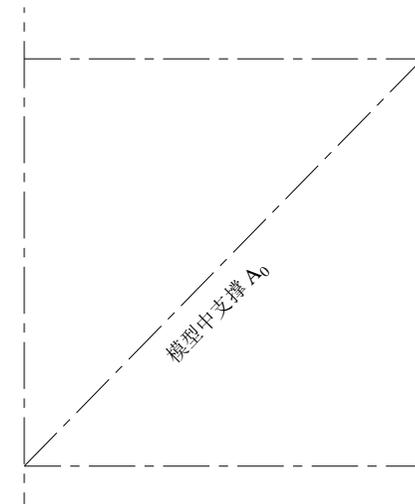
模型	弹性刚度/有效刚度	屈服力	屈服后刚度比	屈服指数
wen模型	EA_0/L	?	0.05	20
双折线模型	EA_0/L	?	0.05	/

A_0 为等效截面面积； L 为轴线长度



$$F_y = \begin{cases} (1.31 \sim 1.59)\kappa f_y A_0 & Q235 \\ (1.15 \sim 1.4)\kappa f_y A_0 & \text{低屈服点钢材} \end{cases}$$

? ? ? ?





UDC

中华人民共和国行业标准



JGJ 99-2015

备案号 J 2105-2015

P

高层民用建筑钢结构技术规程

Technical specification for steel structure of tall building

2015-11-30 发布

2016-05-01 实施

中华人民共和国住房和城乡建设部 发布

$$N_{ysc} = \eta_y f_y A_1 \quad (E. 2. 3)$$

式中: N_{ysc} ——屈曲约束支撑的受拉或受压屈服承载力 (N);
 f_y ——核心单元钢材的屈服强度 (N/mm²);
 η_y ——核心单元钢材的超强系数, 可按表 E. 2. 3 采用, 材性试验实测值不应超出表中数值 15%。

表 E. 2. 3 核心单元钢材的超强系数 η_y

钢材牌号	η_y
Q235	1.25
Q195	1.15
低屈服点钢 ($f_y \leq 160$ N/mm ²)	1.10

E. 2. 4 屈曲约束支撑的极限承载力可按下式计算:

$$N_{ymax} = \omega N_{ysc} \quad (E. 2. 4)$$

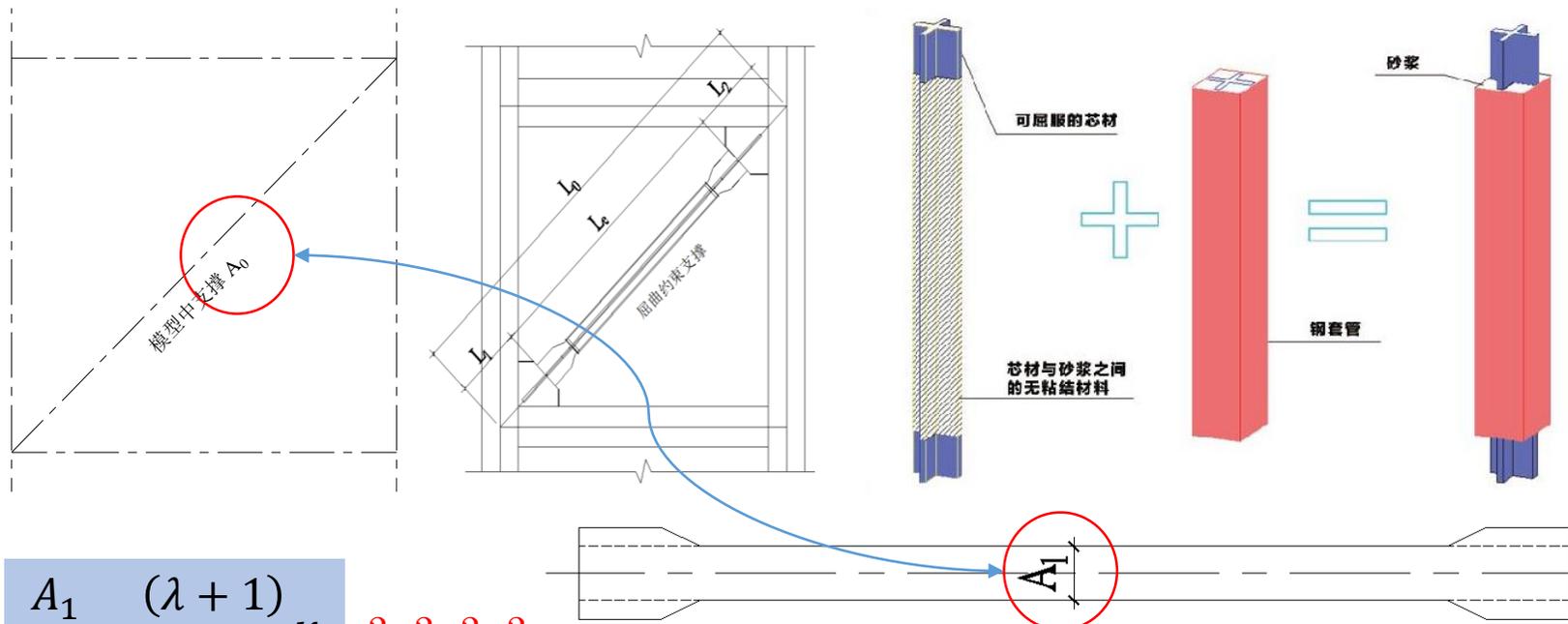
式中: N_{ymax} ——屈曲约束支撑的极限承载力 (N);
 ω ——应变强化调整系数, 可按表 E. 2. 4 采用。

E. 2. 2 屈曲约束支撑的承载力应满足下式要求:

$$N \leq A_1 f \quad (E. 2. 2)$$

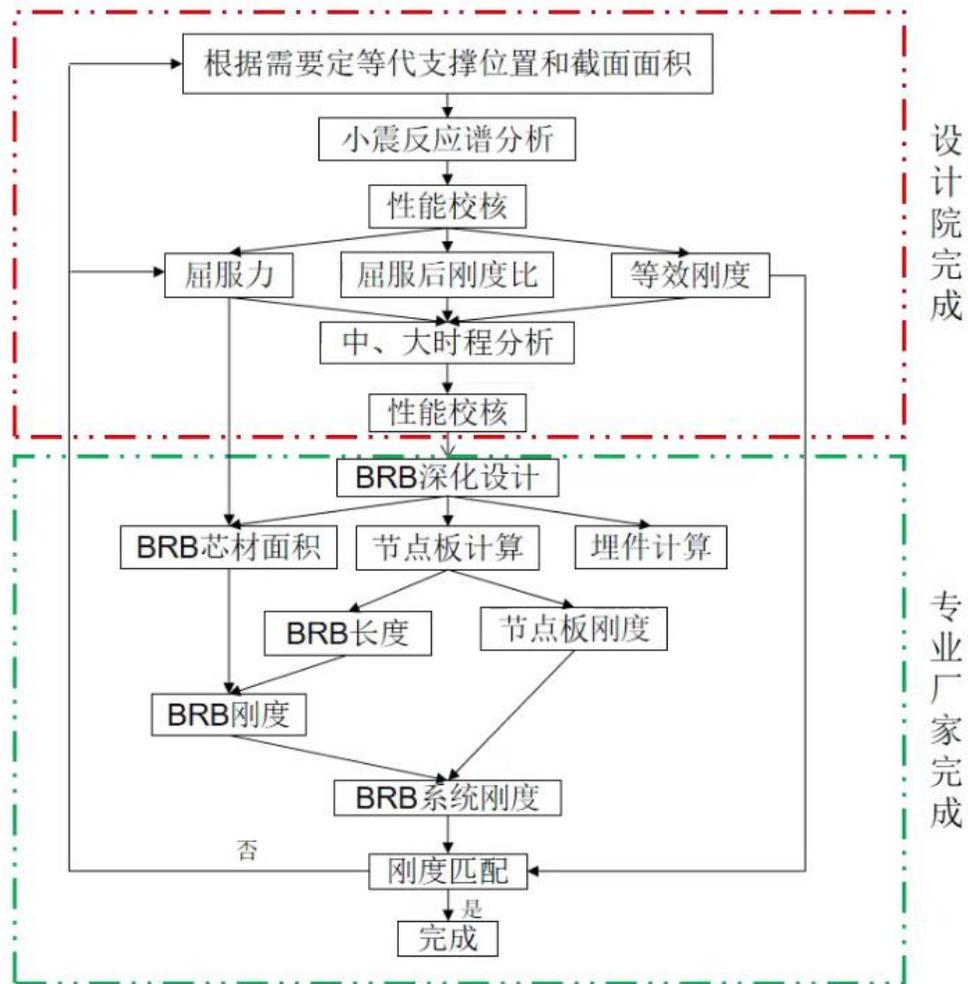
式中: N ——屈曲约束支撑轴力设计值 (N);
 f ——核心单元钢材强度设计值 (N/mm²);
 A_1 ——核心单元工作段截面积 (mm²)。

E. 2. 3 屈曲约束支撑的轴向受拉和受压屈服承载力可按下式计算:



$$\frac{A_1}{A_0} = \frac{(\lambda + 1)}{1.05\lambda} \kappa \quad ? ? ? ?$$

A0和A1之间有什么关系?



等代支撑的简化算法可有效模拟BRB小震下BRB的刚度，但（1）并未给出BRB的芯材面积，（2）BRB的长度也是未知；导致（1）BRB的屈服力确定存在一定的难度，（2）使得刚度匹配难以实现。



01 BRB “秒算” 设计方法研究及实践

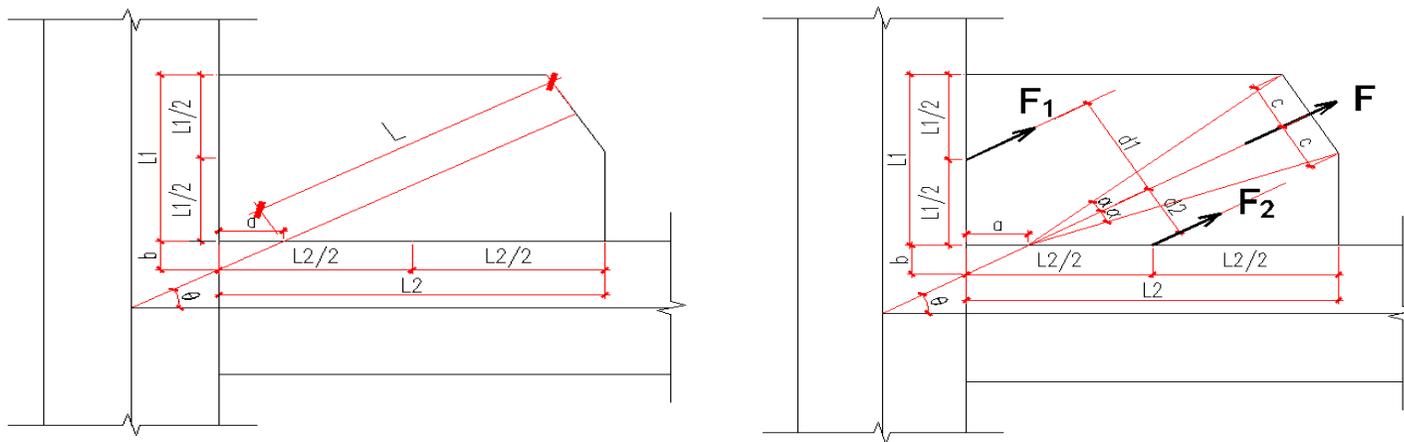
节点的尺寸



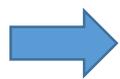
BRB的长度



节点板计算主要包含节点板强度、稳定验算，以及节点板与梁柱相连的焊缝计算等内容。《钢结构设计规范》（GB50017-2017）中对节点板强度和稳定验算给出了计算方法，同时给出了焊缝计算方法，但并未给出梁柱焊缝受力分解的方法。



平行力法



$$F_1 + F_2 = F \quad F_1 d_1 = F_2 d_2$$

梁柱焊缝受力分解的方法目前常采用均应力法、泛应力法以及平行力法等三种设计方法，《建筑结构消能减震（振）设计》图集中推荐方法为平行力法。不过以上三种算法都有一定的不足，须先已知节点板长度 L_1 和宽度 L_2 两个参数，然后在已知参数上进行多次试算，直至满足设计要求。计算过程中 L_1 和 L_2 相互关联，导致计算过程繁琐且复杂。



节点计算



修正平行力法

BRB 轴线与梁边和柱边各有一个交点，该交点与梁柱交点的距离分别为 a 和 b ，如图 6 所示，由图 6 可知 a 和 b 存在以下的几何关系：

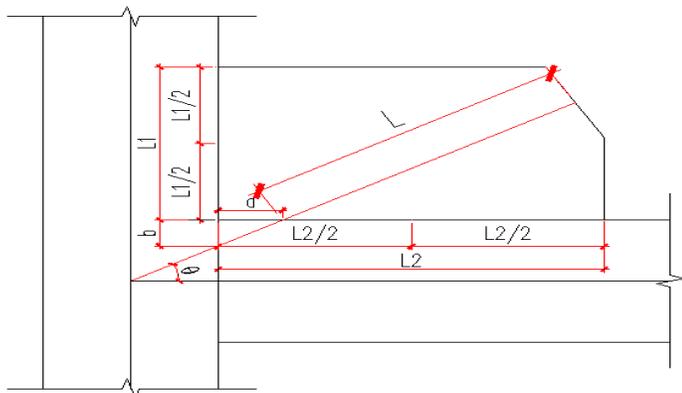
$$a = \frac{b}{\tan \theta} \dots \dots \dots (2)$$

$$b = \frac{H_b}{2} - \frac{B_c}{2} \tan \theta \dots \dots \dots (3)$$

式中 H_b 为梁高度； B_c 为柱宽度； θ 为轴线与梁中心线的夹角。

由图 6 可知，节点板长度 L_1 和宽度 L_2 存在以下的几何关系：

$$L_1 = \sqrt{L^2 + \left(\frac{c}{2}\right)^2} \cos(90^\circ - \theta - \alpha) \dots \dots \dots (4)$$



由平行力法^[20]和几何关系可得到公式 (6~10)。

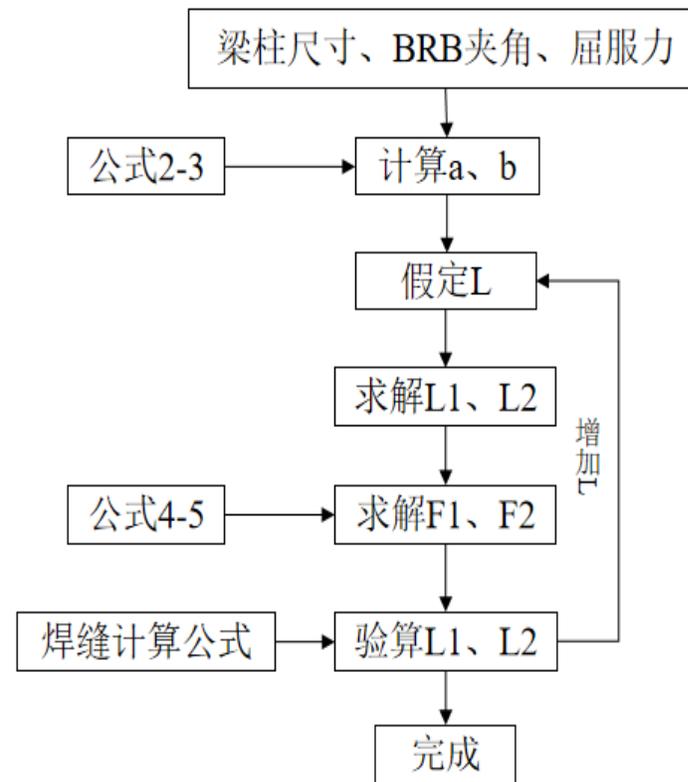
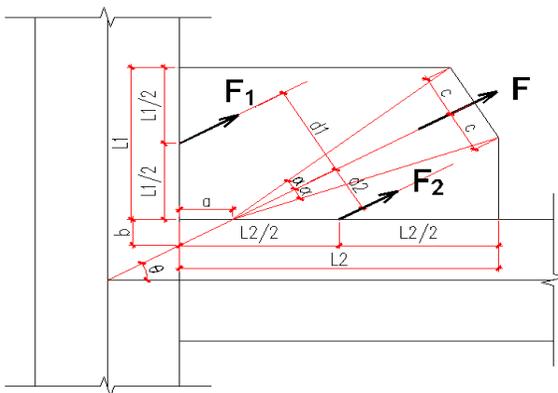
$$F_1 + F_2 = F \dots \dots \dots (6)$$

$$F_1 d_1 = F_2 d_2 \dots \dots \dots (7)$$

$$d_1 = \left(\frac{L_1}{2} + b\right) \cos \theta \dots \dots \dots (8)$$

$$d_2 = \left(\frac{L_2}{2} - a\right) \sin \theta \dots \dots \dots (9)$$

$$\frac{d_1}{d_2} = \frac{L_1 + 2b}{L_2 - 2a} \cot \theta \dots \dots \dots (10)$$



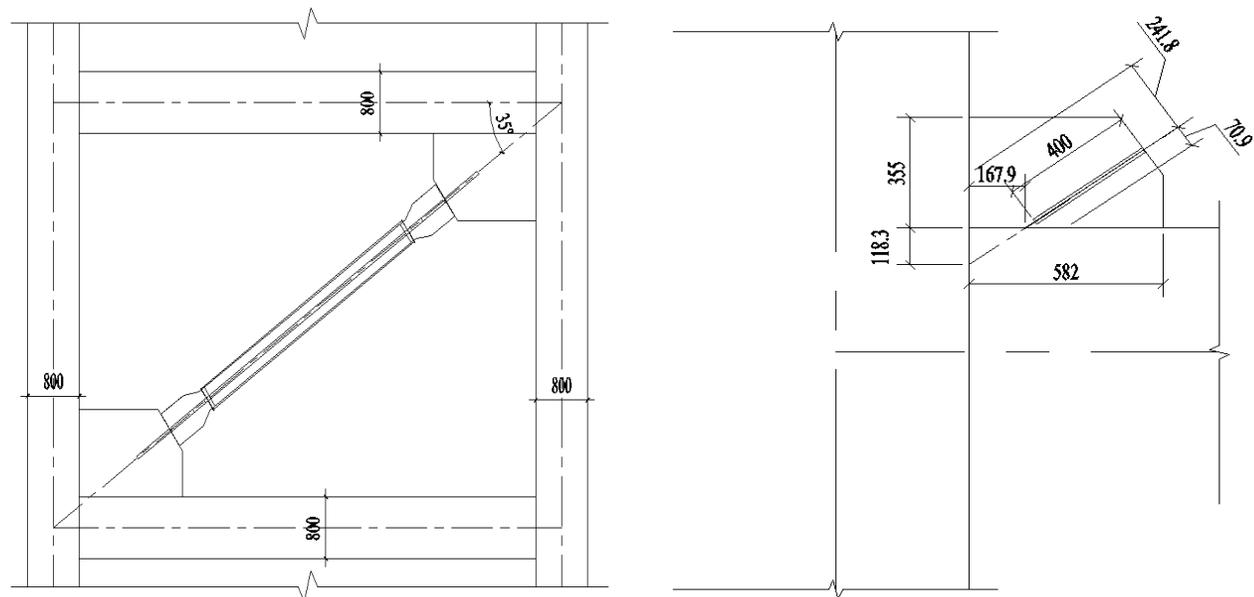
修正的平行力法计算流程图



已知：梁高 $H_b=800$ ；柱宽 $B_c=800$ ；
角度 $\theta=35^\circ$ ；BRB屈服承载力 $F_y=2500\text{kN}$ ，节点验算受力 $F=2500\times 1.5\times 1.2=4500\text{kN}$ 。

根据图7的计算流程进行计算，结果见表1。

b	118.3	L2	582
a	167.9	F1	1022
L	400	F2	3478
α	20.8	焊缝验算	满足
L1	355	d1/d2	3.4



由图8可得：

$$\frac{d_1}{d_2} = \frac{241.8}{70.9} = 3.4$$

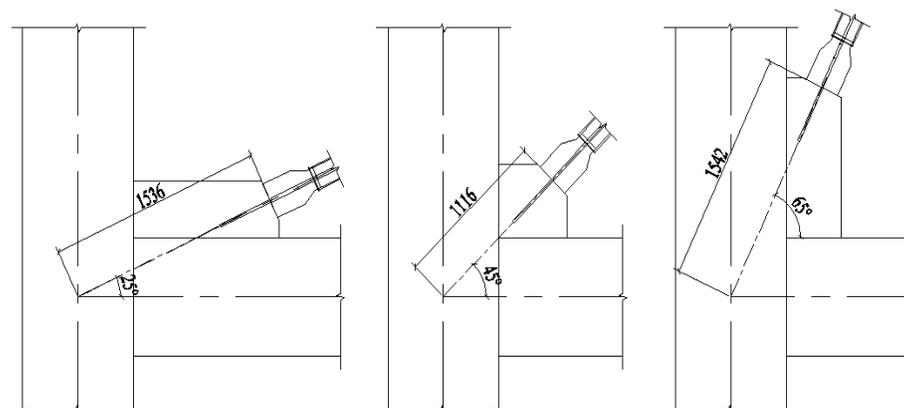
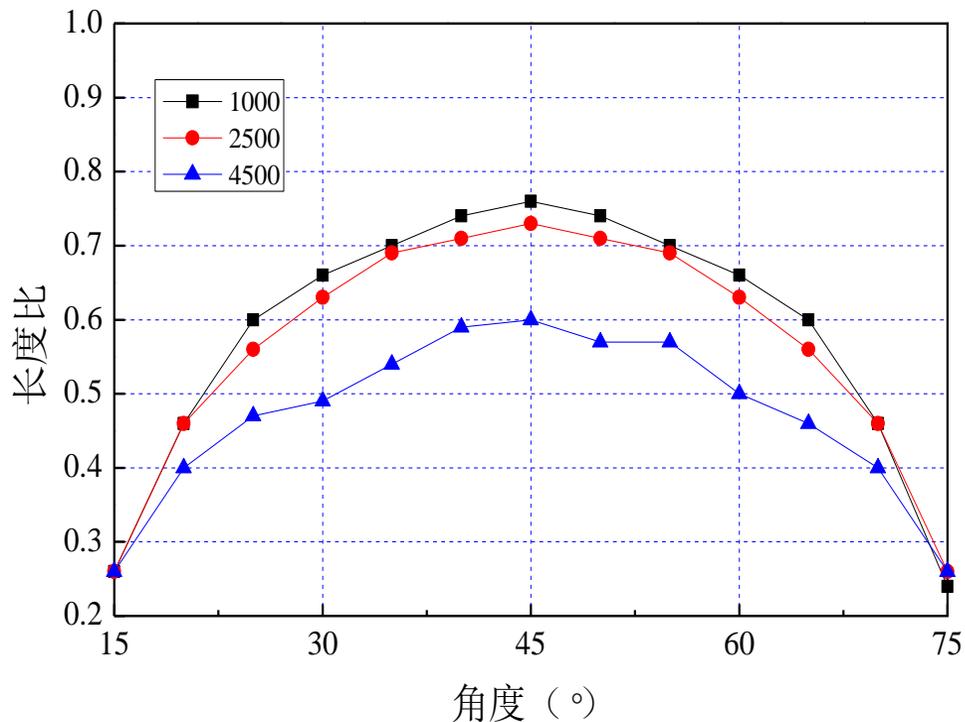
该数字与前面计算数值一致，证明了该方法的合理性。



BRB长度比参数分析



角度的影响

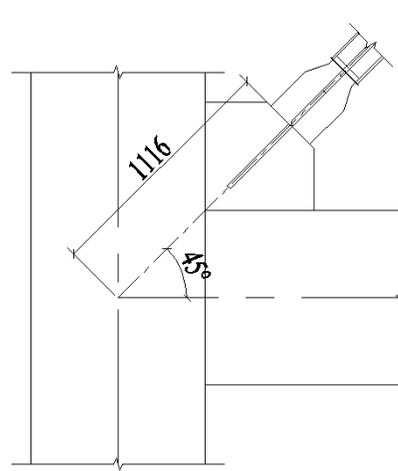
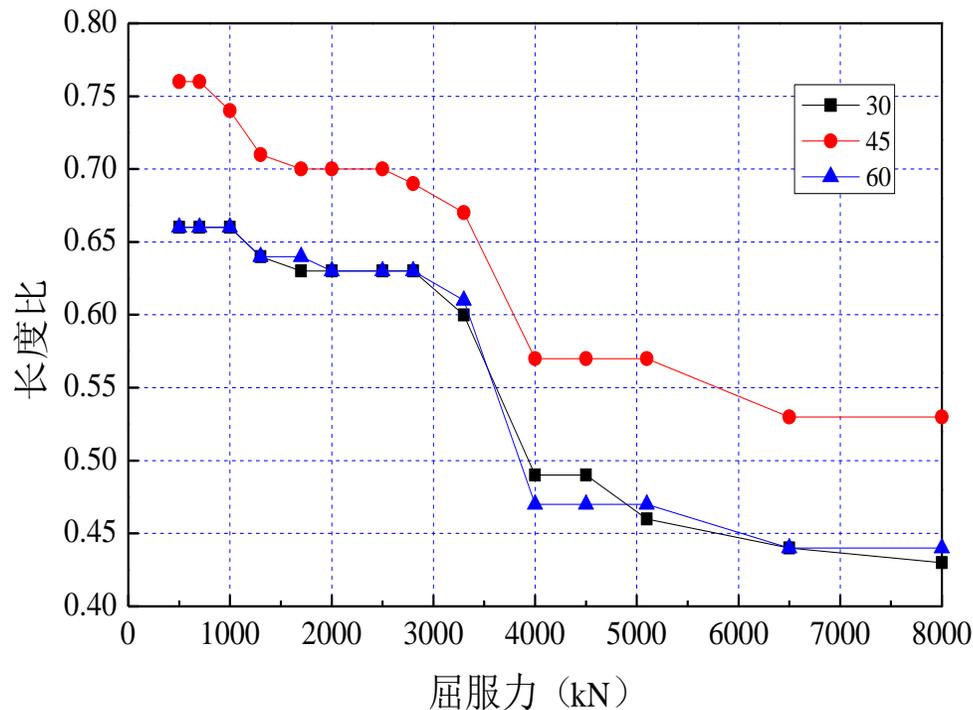


左图表示的是BRB倾角对长度比的影响。由图可知，随着角度的增加，长度比呈抛物线状，**中间大，两端下**。当倾角接近 45° 时，BRB与梁柱的重合度较少，否则反之，如右图所示。

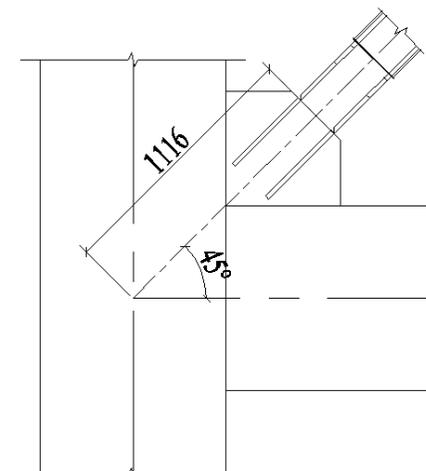


BRB长度比参数分析

屈服力的影响



(a) 十字接头



(b) H型接头

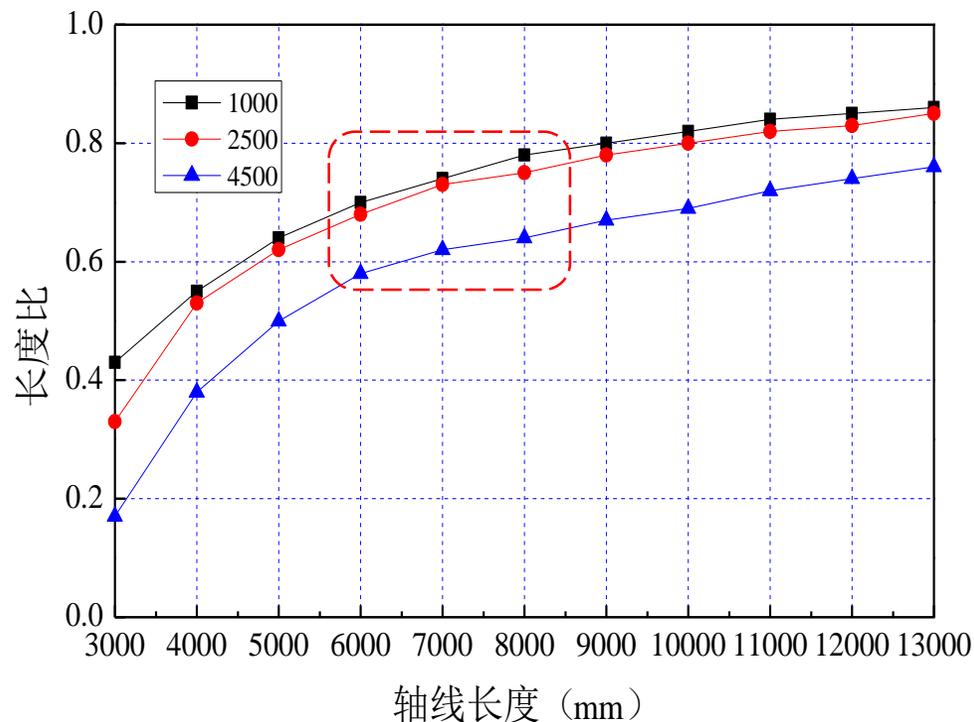
由左图可知随着屈服力的增加，长度比逐渐变小，这是由于随着屈服力的增加，节点板变大；当屈服力为3000kN时，长度比出现一个突变，这是因为当屈服力较小时，BRB芯材形状一般为一或十字形，当屈服力较大时，一般为H形，十字形和H形的接头如上图所示，由于节点板加劲肋的影响，导致H形接头的节点板大于十字形。



BRB长度比参数分析



轴线长度的影响



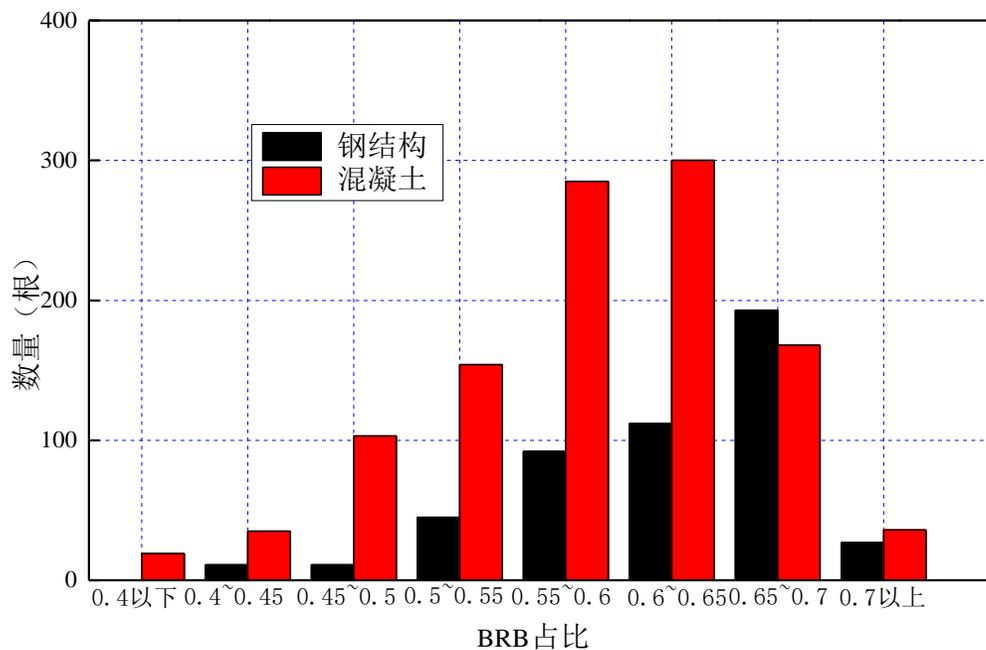
上图表示的是轴线长度 l 对长度比的影响。由图可知，随着轴线长度的增加，长度比增加，当长度小于6000mm时增加幅度较大，而后增加幅度变缓。



BRB长度比参数分析

工程实例

选取实际工程的结果，分析了1500根BRB长度比的分布情况。



BRB长度比参考值

轴线长度 (m)	混凝土结构	钢结构
3~5	0.53	0.58
5~8	0.58	0.63
8~10	0.63	0.68
10以上	0.7	0.75

由图可知，混凝土和钢结构项目的BRB长度比主要分布于0.5~0.7之间，由于钢结构梁柱截面小，同等条件下其长度比略大于混凝土结构。由表可知，BRB长度比与轴线长度相关，轴线长度越大，长度比越大。

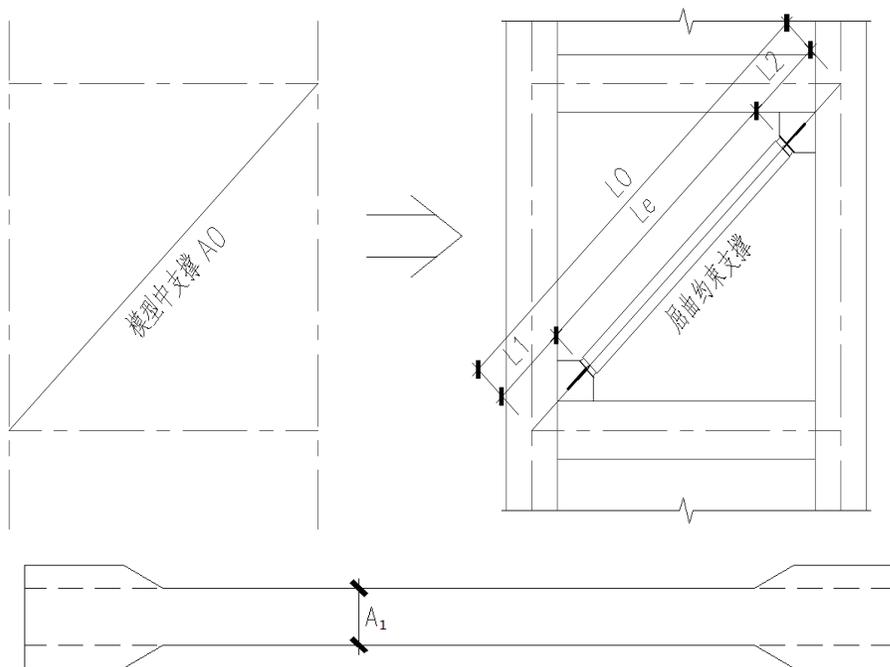


小震反应谱设计时，BRB 被模拟成不考虑稳定的普通支撑（等代模型）（图 14），其为结构主要提供刚度 k_0 。实际工程中，BRB 系统由 BRB，节点板和梁柱节点所组成（图 15）。BRB 系统的刚度由以上三部分串联而成，其中梁柱节点近似为刚域，为使得实际工程与模拟一致，存在以下的力学关系：

$$k_0 = \frac{EA_0}{l_0} \quad (11)$$

$$\frac{1}{k_0} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_j} \quad (12)$$

式中 k_1 为节点板刚度， k_j 为 BRB 刚度



假定节点板的串联刚度 k_1 与 k_j 存在以下关系：

$$k_j = \lambda k_1 \quad (13)$$

λ 为两段节点板串联刚度与 BRB 刚度的比值（简称“刚度比”）。

BRB 由耗能段和连接段所组成，如图 16 所示，考虑到连接段的面积大于耗能段，由工程经验 BRB 的近似刚度为：

$$k_1 = \frac{1.05EA_1}{l_e} \quad (14)$$

由 (10)、(11)、(12)、(13) 可得到下式：

A0和A1的关系

$$\frac{A_1}{A_0} = \frac{(\lambda+1)l_e}{1.05\lambda l_0} \quad (15)$$

假定 L_e 和 L_0 存在以下关系， κ 为 BRB 长度与轴线长度的比值（简称“长度比”）

$$\frac{L_e}{L_0} = \kappa \quad (16)$$

BRB 的屈服力为：

$$F_y = \eta_y f_y A_1 \quad (17)$$

由 (15) ~ (17) 可知

$$F_y = \frac{\eta_y f_y (\lambda+1) \kappa A_0}{1.05 \lambda} \quad (18)$$

由以上分析可知，当 BRB 屈服力遵循式 (18) 时，可以较好的实现实际工程的 BRB 和节点板串联刚度与模型中等效杆的刚度一致。

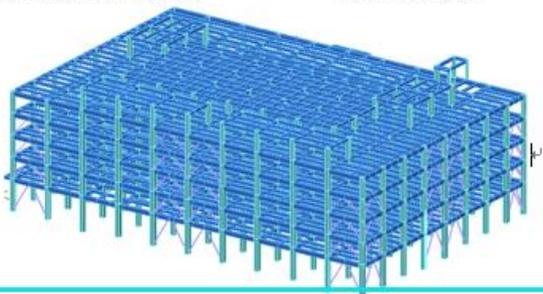
刚度比 λ 经验取值一般为 3~10，则式 (18) 可转化得到式 (19)。

$$F_y = \begin{cases} (1.31 \sim 1.59) \kappa f_y A_0 & Q235 \\ (1.15 \sim 1.4) \kappa f_y A_0 & \text{低屈服点钢材} \end{cases} \quad (19)$$



6. 案例分析

廊坊某七层框架项目, 设防烈度 8 度, III 类场地。该项目为移动中心的机房, 仪器设备较多, 荷载较大, 故采用 BRB 减震技术。选取其中一榀框架作为案例, 柱尺寸为 800*800, 梁高为 500*800, 跨度为 8400mm, 层高 4600, BRB 为人字形布置, 反应谱分析采用等效面积为 16900mm²的方钢管模拟 BRB。



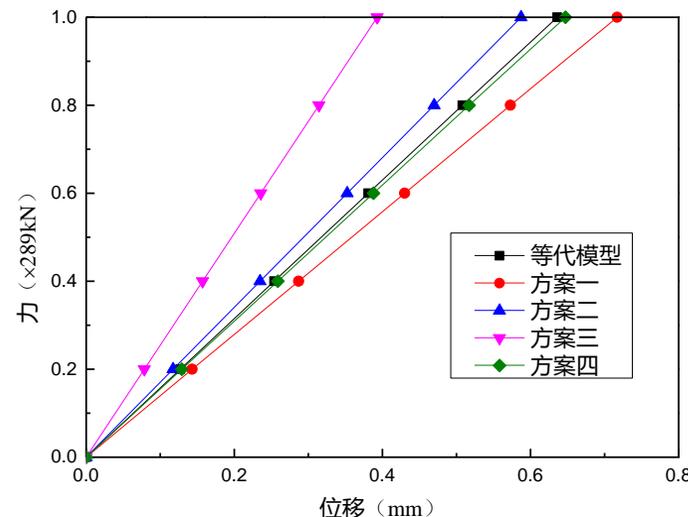
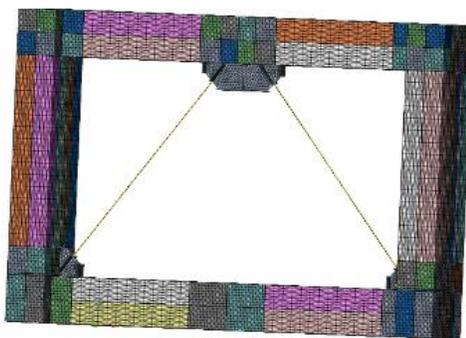
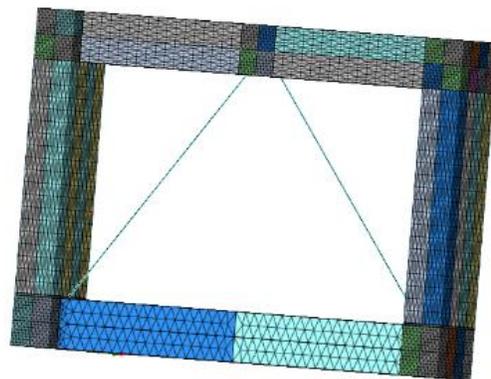
目前, 工程中有以下三种确定屈服承载力的确定方法: 方法一、选取反应谱分析中同类型 BRB 的最大轴力作为屈服承载力; 方法二公式 20 进行确定; 方法三选用公式 17 进行确定。

由以上参数可知, 方法 1~3 计算得到的屈服承载力分别为 2687、3972、4964kN。采用本文的方法屈服承载力的范围为: 3122~3788kN, 取平均值 3455。采用第三节的计算方法得到节点板的尺寸, 并用 ANSYS 计算其节点刚度, 模型如图 17 和 18 所示。BRB 芯材面积由 (17) 计算得到, BRB 刚度由 (14) 得到, 刚度匹配的结果见表 4, 由表可知, 采用方法 4 确定的屈服力所设计的 BRB 的刚度误差为 -4.7%, 远小于其他三种方法的误差。

$$F_y = \eta_y f_y A_1 \quad \rightarrow \quad (17)$$

表 4 刚度匹配结果

方案	屈服承载力 (kN)	节点刚度 (kN/mm)	BRB 长度 (mm)	BRB 芯材面积 (mm ²)	BRB 刚度 (kN/mm)	串联刚度 (kN/mm)	等效支撑刚度 (kN/mm)	误差
方案一	2687	5557	4200	9147	450	416	561	-25.9%
方案二	3972	5527	4000	13520	697	618	561	10.3%
方案三	4964	4547	3800	16900	967	798	561	42.2%
方案四	3455	5557	4100	11762	590	534	561	-4.7%





为进一步分析不同情况下，不同屈服力对刚度误差的影响，选取了以布置形式、层高、跨度、等效支撑面积以及屈服力等四个参数进行分析，合计432个工况，参数分析工况见表3和4。

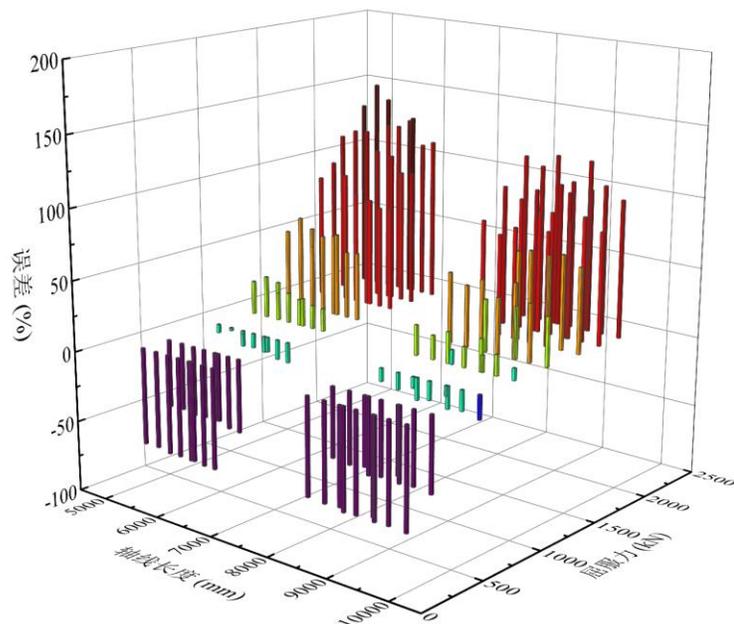
分析参数取值1 (单位: kN,mm)

序号	布置形式	层高	跨度	轴线长度	布置形式	层高	跨度	轴线长度
1	单斜撑	3600	7200	8050	人字撑	3600	7200	5091
2			7800	8591			7800	5308
3			8400	9139			8400	5532
4		4200	7200	8335		4200	7200	5532
5			7800	8859			7800	5731
6			8400	9391			8400	5940
7		4800	7200	8653		4800	7200	6000
8			7800	9159			7800	6185
9			8400	9675			8400	6378

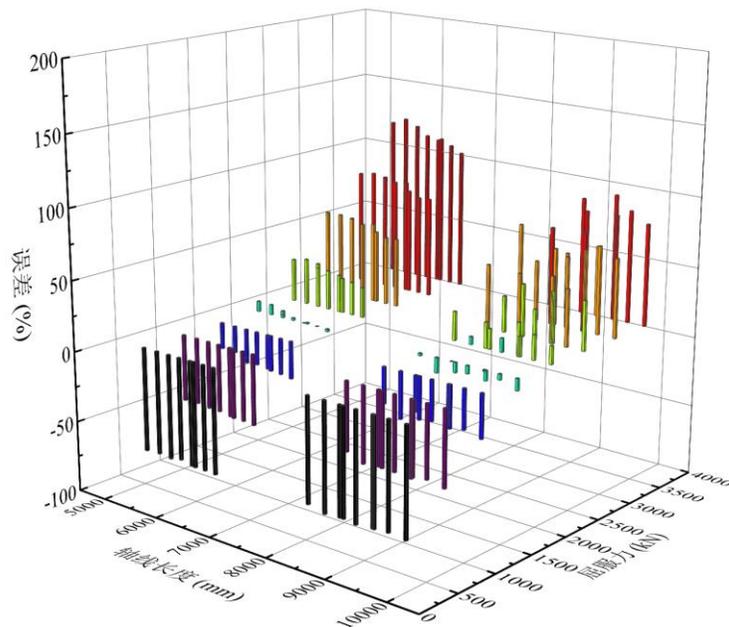


分析参数取值2 (单位: kN,mm²)

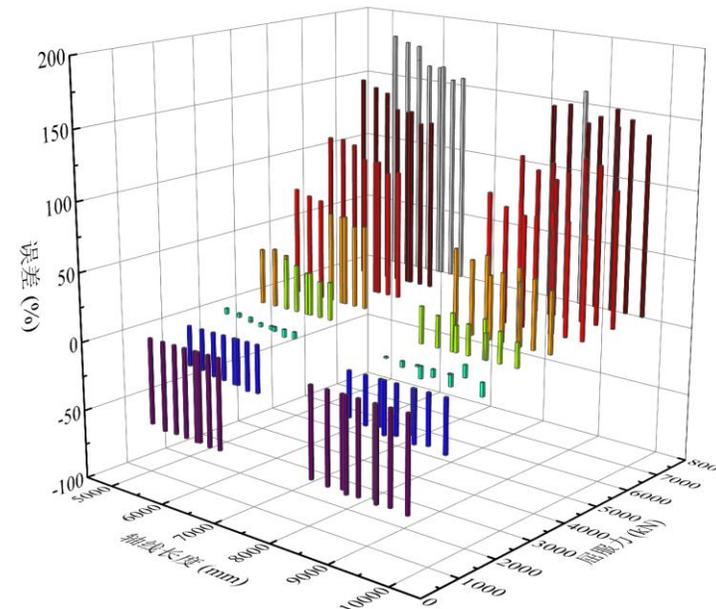
序号	等效面积	屈服承载力
1	5000	300、500、900、1200、1500、1800、2000、2200
2	10000	500、1000、1500、2000、2500、3000、3500、4000
3	15000	1000、2000、3000、4000、5000、6000、7000、8000



(a) 等效面积为5000mm²



(b) 等效面积为10000mm²

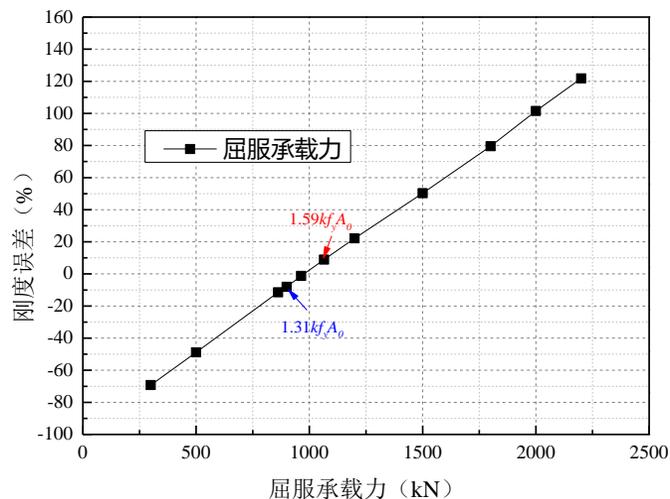
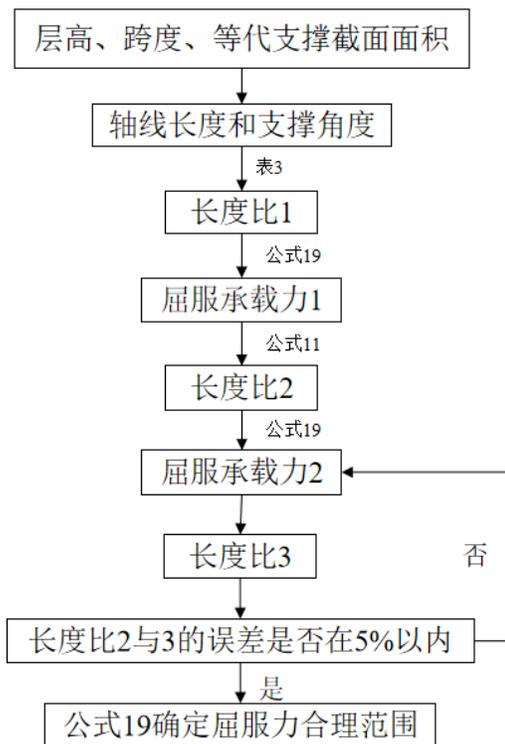


(c) 等效面积为15000mm²

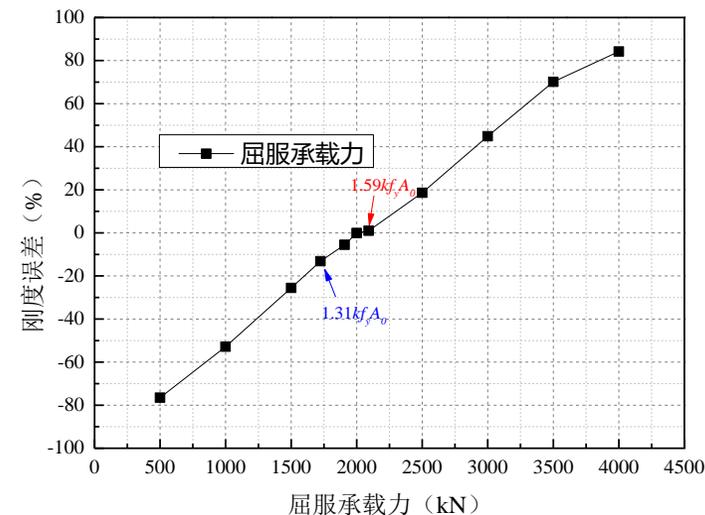
由图16可知，刚度误差（（等效支撑刚度-串联刚度）/等效支撑刚度）与屈服力的取值相关，当屈服力取值过小时，随着屈服力的减小刚度误差增加，当屈服力取值过大时，随着屈服力的增加刚度误差增加。



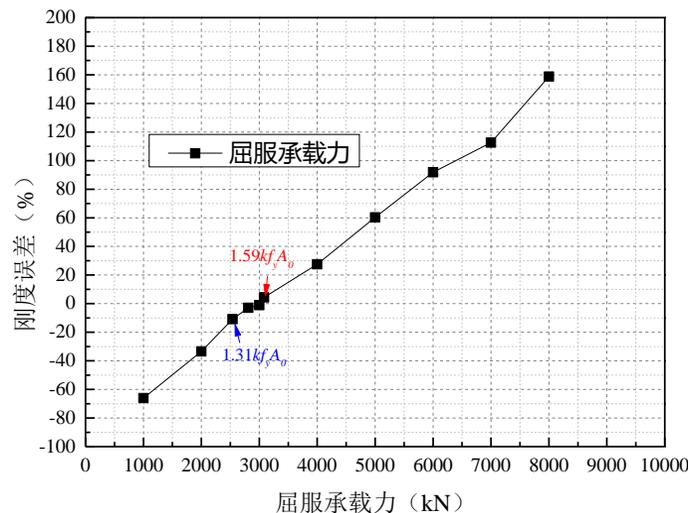
为进一步验证本文推导方法的准确性，选取层高为3600mm、跨度为7800mm布置形式为单斜撑、等效面积为5000、10000和15000mm²的算例进行比较，计算过程和结果分别见图17和18。



(a) 等效面积5000mm²



(b) 等效面积10000mm²

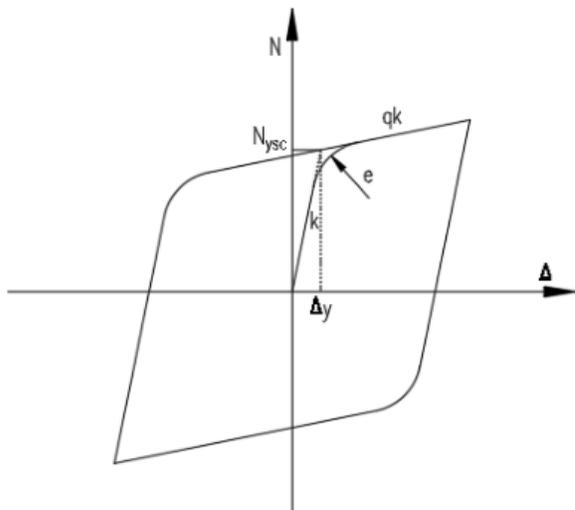


(c) 等效面积15000mm²

由图22可知，公式（19）给出的屈服力范围，若屈服力取值在该范围内，刚度误差在（-10%~10%）之间，可较好满足工程需求。



如何实践？

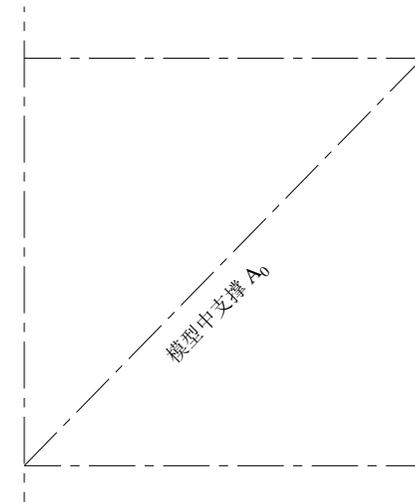


模型	弹性刚度/有效刚度	屈服力	屈服后刚度比	屈服指数
wen模型	EA0/L	?	0.05	20
双折线模型	EA0/L	?	0.05	/

A0为等效截面面积；L为轴线长度



$$F_y = \begin{cases} (1.31 \sim 1.59) \kappa f_y A_0 & Q235 \\ (1.15 \sim 1.4) \kappa f_y A_0 & \text{低屈服点钢材} \end{cases}$$



YJK6.0及以上版本

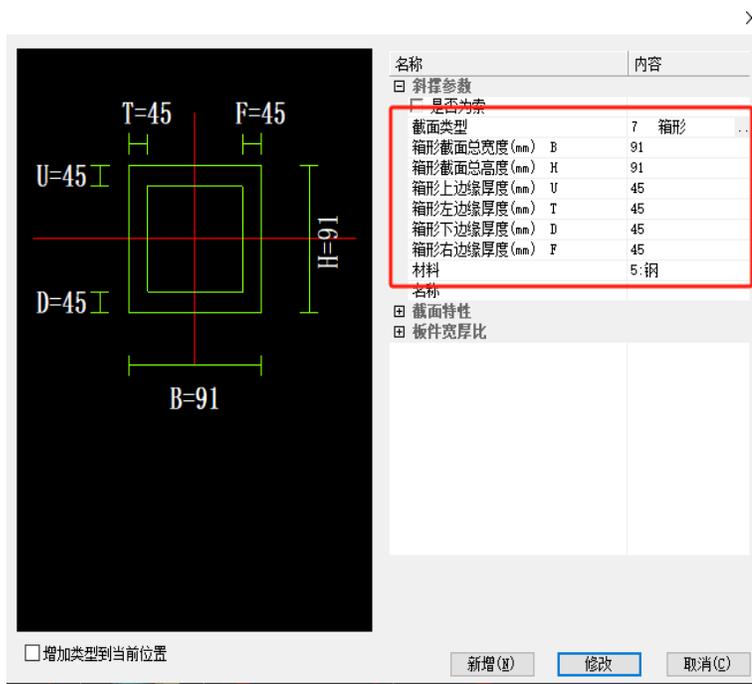




YJK“秒算”BRB参数的流程

(1) 建立中间留1mm空隙的方钢管，设计师若是不知道如何选截面，可以根据下面原则进行初定：

几千平的结构选用箱型50*50*24*24截面；1~3万平的结构选用箱型100*100*49*49截面；3~5万平的结构选用箱型130*130*64*64截面；5~10万平的结构选用箱型150*150*74*74截面。

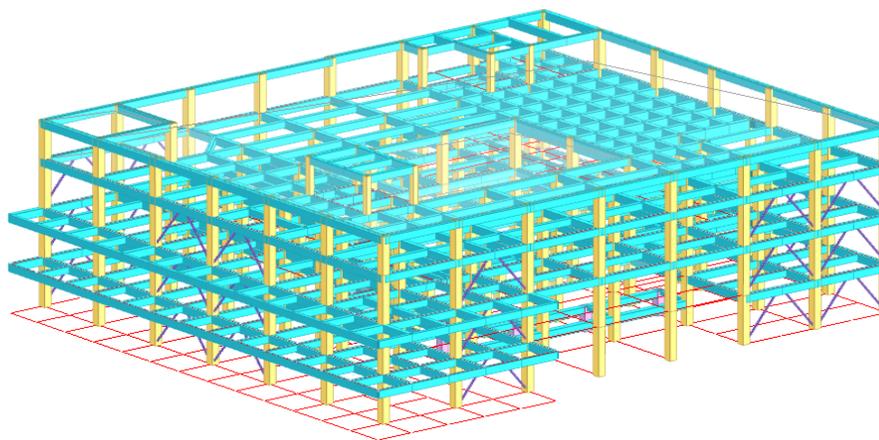
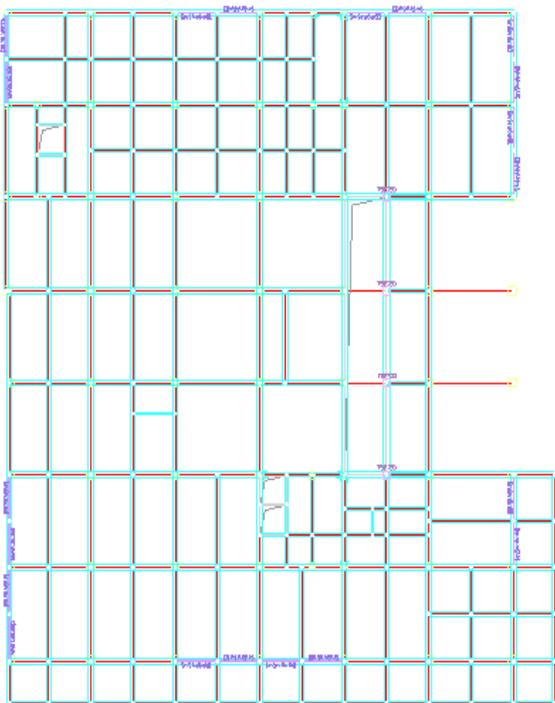




YJK“秒算”BRB参数的流程

(2) 根据建筑图和结构需求布置BRB，布置原则如下：

均匀分散、对称、尽量上下连续布置、同一个单体尽量不要超过三种型号的等效截面（BRB种类会非常多）。





YJK“秒算”BRB参数的流程

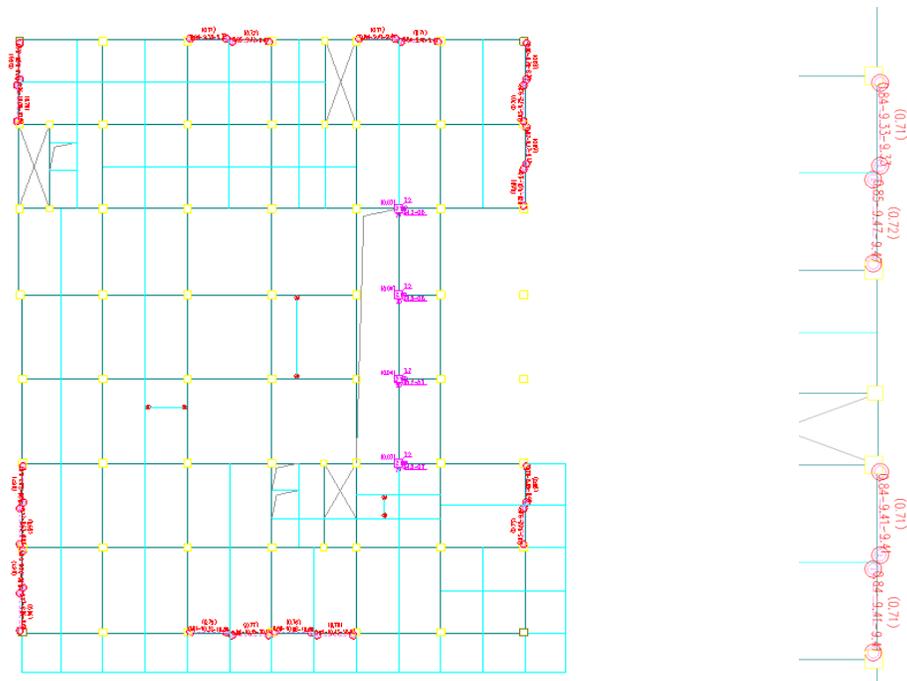
(3) 反复试算，直至满足结构需求，在满足结构需求的同时也要关注以下几点：

可不用关注稳定应力比；

软钢比较贵、市场上不好买、供货周期长，建议首选Q235；

要关注强度应力比小震下不要过大（建议小于0.9）、不要过小（建议大于0.3），过大会出现小震屈服问题，过小会出现大震下不屈服，少数小于0.3也是正常，没有必要追求100%屈服；

加固项目的截面不要过大，不建议超过 $120*120*59*59$ ，因为支撑截面过大会导致其节点加固量非常大。



BRB属性自动生成结果（10秒内生成）



YJK“秒算”BRB参数的流程

(4) 满足结构需求和BRB自身设计要求后，在YJK前处理模块选择BRB自动属性生成功能（先完成反
应谱计算），有以下几点注意事项：

建模方式选择等效截面；连接板与BRB刚度比3~10，对结果影响不大，在该范围内都可以；芯材的屈服强度标准值一般为235；芯材超强系数一般为1.25；上图中的不同颜色代表了不同类型的BRB。

BRB属性自动生成

建模方式： 等效截面 芯材截面

连接板与BRB刚度比：

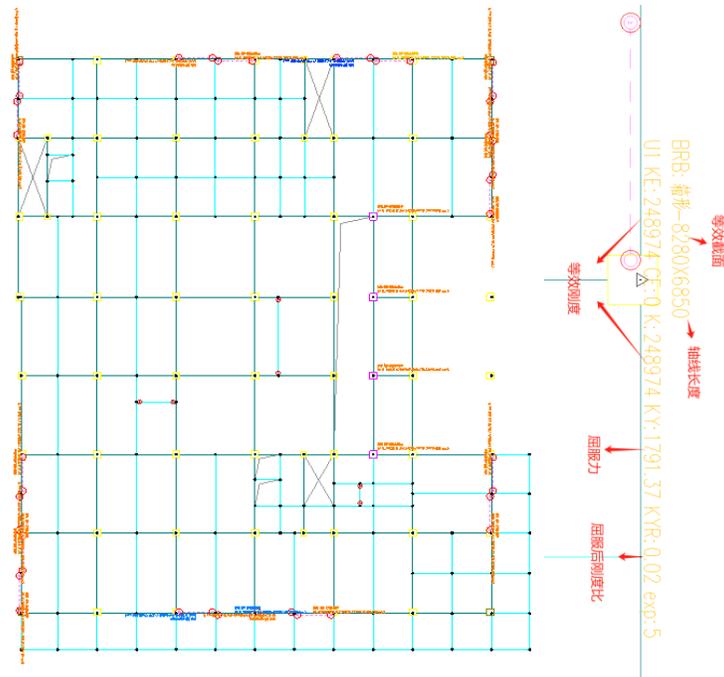
BRB长度与建模几何长度比

长度比种类数：

种类	建模长度...	建模长度...	长度比
第1种	0.00	5.00	0.53
第2种	5.00	8.00	0.58
第3种	8.00	10.00	0.63
第4种	10.00	30.00	0.70

芯材屈服强度标准值：

芯材超强系数：



前处理及计算

- 角柱
- 水平转换
- 上端铰接
- 本层固接
- 节点自重
- 定义连接属性
- 显示连接参数
- 空间属性

特殊支撑

- 转换柱
- 支撑按柱设计
- 下端铰接
- 全楼固接
- 构件刚度
- 设置连接单元
- BRB属性生成
- 弱支撑限值

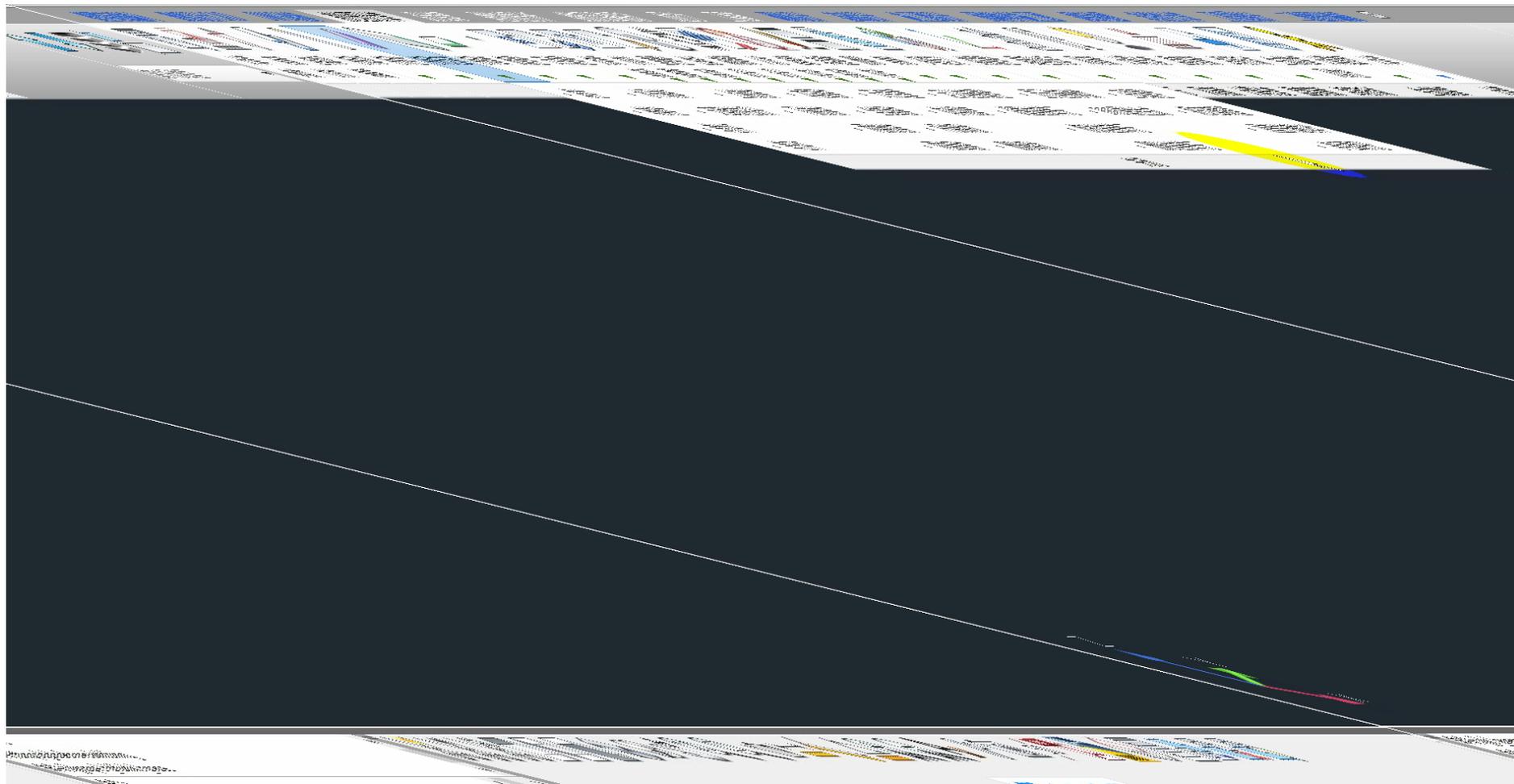
特殊梁

- 抗弯材料
- 重要性
- 性能
- 减隔震
- 人防
- 超配
- 非调整
- 删除
- 复制
- 多塔定义
- 楼层属性
- 局部坐标系
- 风荷载

特殊柱

- 两端铰接
- 杆端释放
- 修改连接单元
- 删除连接单元
- 净毛面积比

关闭



(10秒内生成)



YJK“秒算”BRB参数的流程

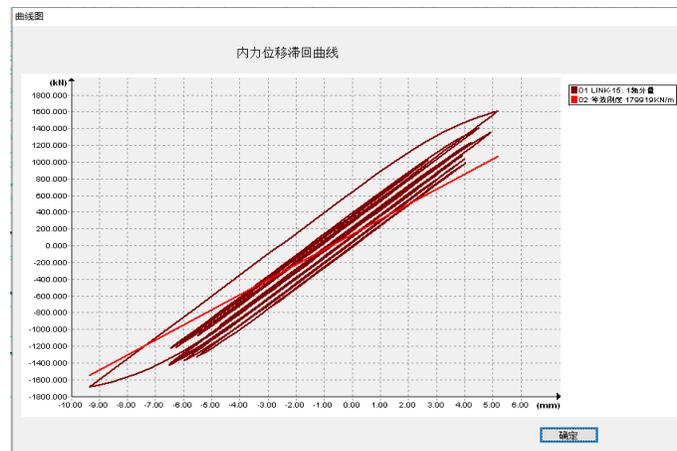
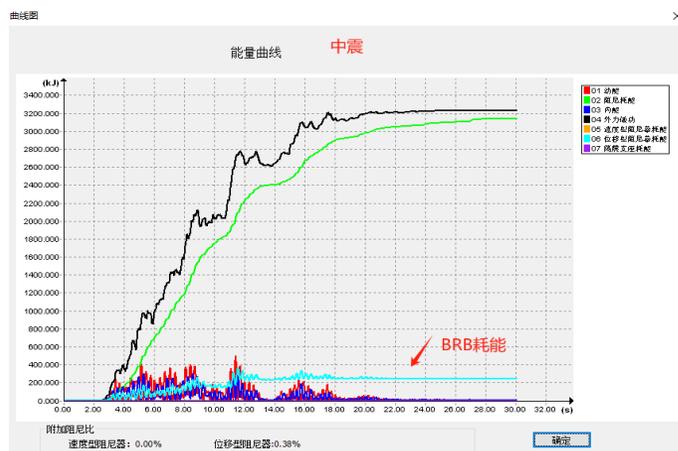
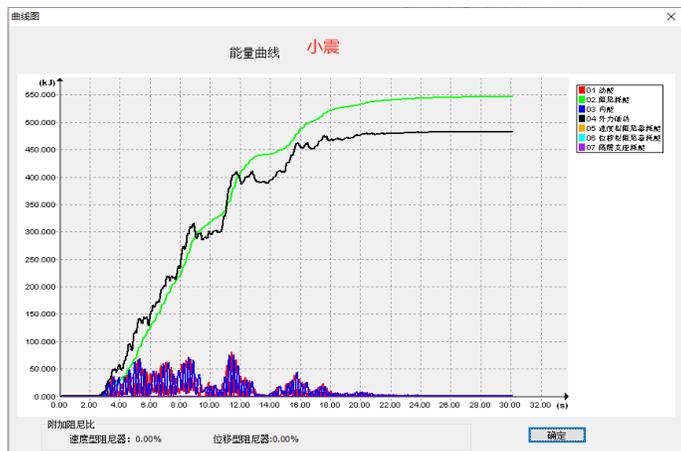
(5) BRB属性生成后，也可对BRB属性进行编辑、归并或者取证（建议YJK后续也能实现自动化，这一步不做也可以。）如果YJK版本是6.0.0的时候，可能生成的参数不对，其默认生成的类型可能是间隙/钩单元，需要手动修改为屈曲约束支撑。





YJK“秒算”BRB参数的流程

(6) 进行弹性时程分析，小震一般是弹性，无耗能，中震可能部分进入塑性，进入塑性程度不深，若阻尼比较小可忽略。





YJK“秒算”BRB参数的流程

(7) 由于BRB中震下可能少数进入塑性，为模拟实际情况，时程分析在进入前处理的减隔震模块，读取弹性时程的割线刚度。

(一般阻尼比较小，可忽略，如果比较大，或者不想忽略，直接修改结构阻尼比即可。)

(8) 进行反应谱分析，看看是否满足要求，如果满足即结束，如果不满足要求，再进行跟进上述流程进行微调。

(9) 施工图设计。



2024年7月30日

基于YJK属性自生成功能的BRB“秒算”设计方法及应用

阅读 970 赞 6 1个朋友分享

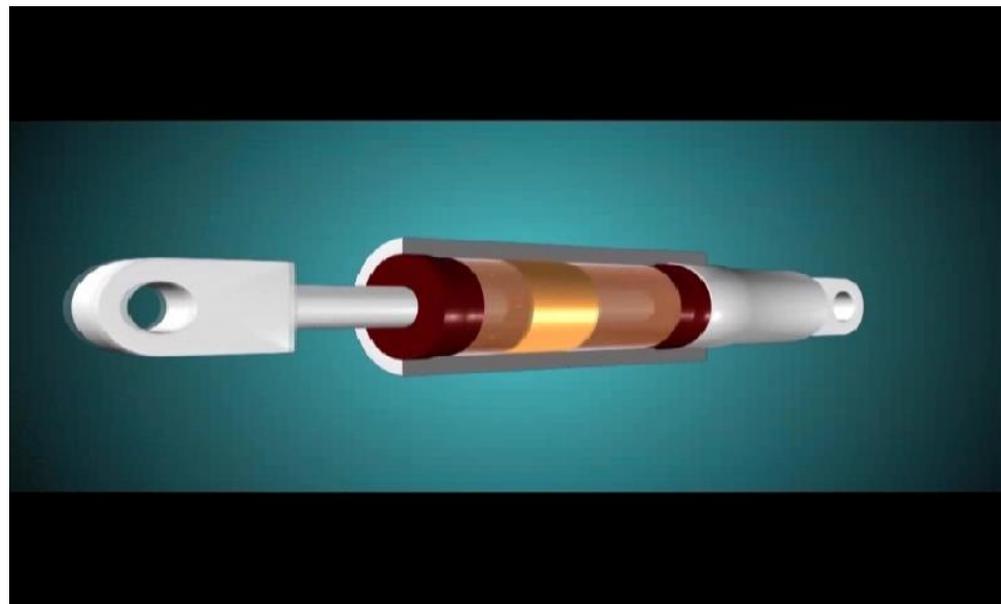
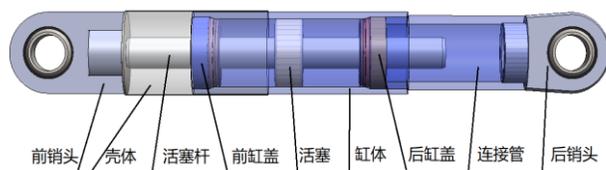




VFD设计常遇问题及新型设计方法研究



粘滞阻尼器是由缸筒、粘滞材料以及活塞组成，利用粘滞材料运动时产生粘滞阻尼耗散能量。活塞在缸筒内作往复运动，活塞上有适量小孔成为阻尼孔（和活塞与缸筒间配合间隙），缸筒内装满粘滞阻尼材料。当活塞与缸筒之间发生相对运动时，由于活塞前后的压力差使流体阻尼材料从阻尼孔（或间隙）中通过，从而产生阻尼力，达到耗能的目的。



$$F = C \times V^\alpha$$

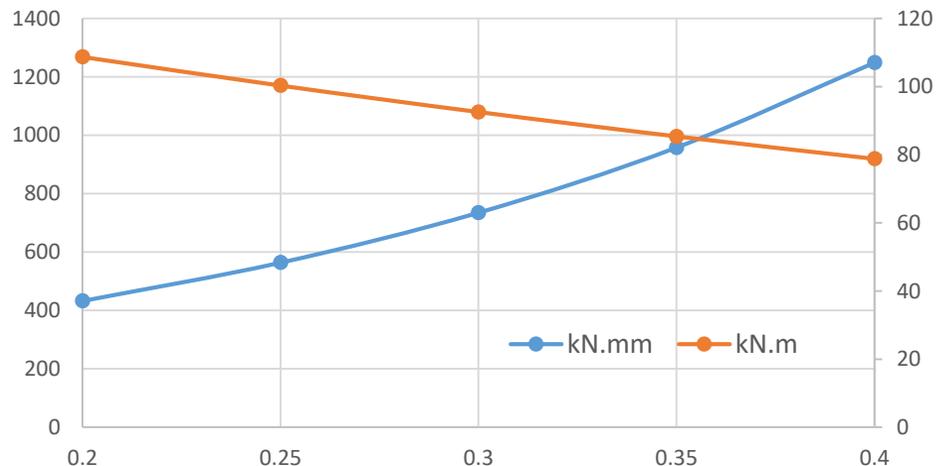


问题1: 阻尼系数的单位是什么?

$$F = C \times V^\alpha$$

$kN / (mm / s)^\alpha$

不同单位下阻尼力与指数的关系

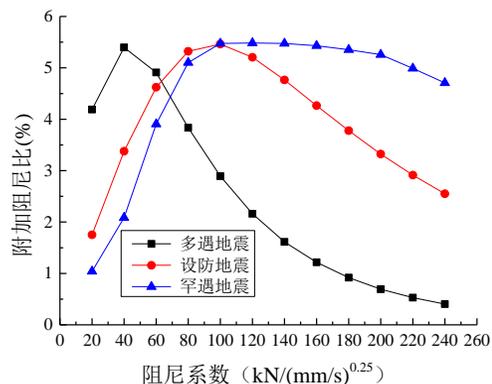


速度为200mm/s,阻尼系数为150。

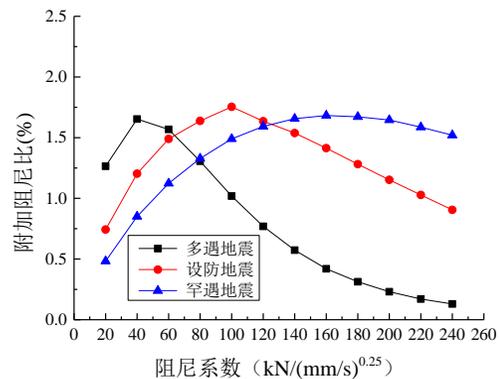
当单位为kN.mm时，随着阻尼指数的增加，阻尼力增加；
当单位为kN.m时，随着阻尼指数的增加，阻尼力减少。



问题2：阻尼系数与附加阻尼比有什么关系？



(a) 案例一



(b) 案例二

案例一为医院门诊楼，结构类型为**框架结构**，设防类别为乙类，设防烈度为**8度**，场地类别为II类，地震分组为第二组，特征周期为0.4s，建筑层数为7层，标准层高为4.2m，结构总高度为30m，建筑面积为4900m²。

案例二为医院病房楼，结构类型为**框架—剪力墙结构**，设防类别为乙类，设防烈度为**8 (0.3g) 度**，场地类别为II类，地震分组为第二组，特征周期为0.4s，建筑层数为10层，标准层高为3.9m，结构总高度为41.3m，建筑面积为14900m²。

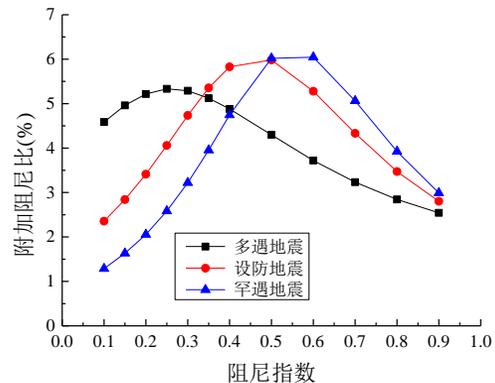
(1) 在不同强度地震下，阻尼系数与附加阻尼比的呈现**抛物线状**，先增大后减小，表明阻尼系数存在**最优解**，且随着地震强度的增加，**最优阻尼系数增加**；

(2) 相同阻尼指数情况下（算例指数为0.25），当阻尼系数**较小时**（参考范围20~60(mm/s)^{0.25}），**随着地震强度的增加附加阻尼比减弱**，当阻尼系数**适中时**（参考范围60~100(mm/s)^{0.25}），**设防地震下阻尼比较大**，多遇地震和罕遇地震较小，当阻尼系数**较大时**（参考范围>100(mm/s)^{0.25}），**罕遇地震下阻尼比最大**，设防地震次之，多遇地震最小。

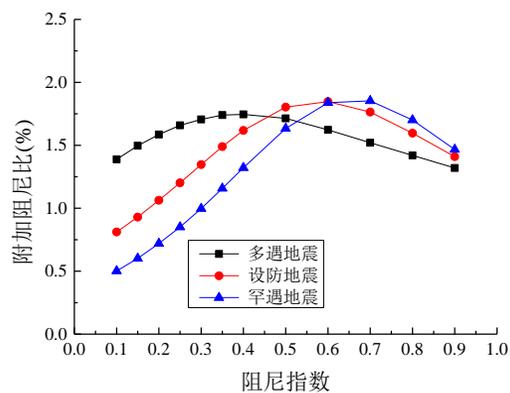
(3) 随着地震强度的增加，附加阻尼比**不一定减少**。



问题3：阻尼指数与附加阻尼比有什么关系？



(a) 案例一



(b) 案例二

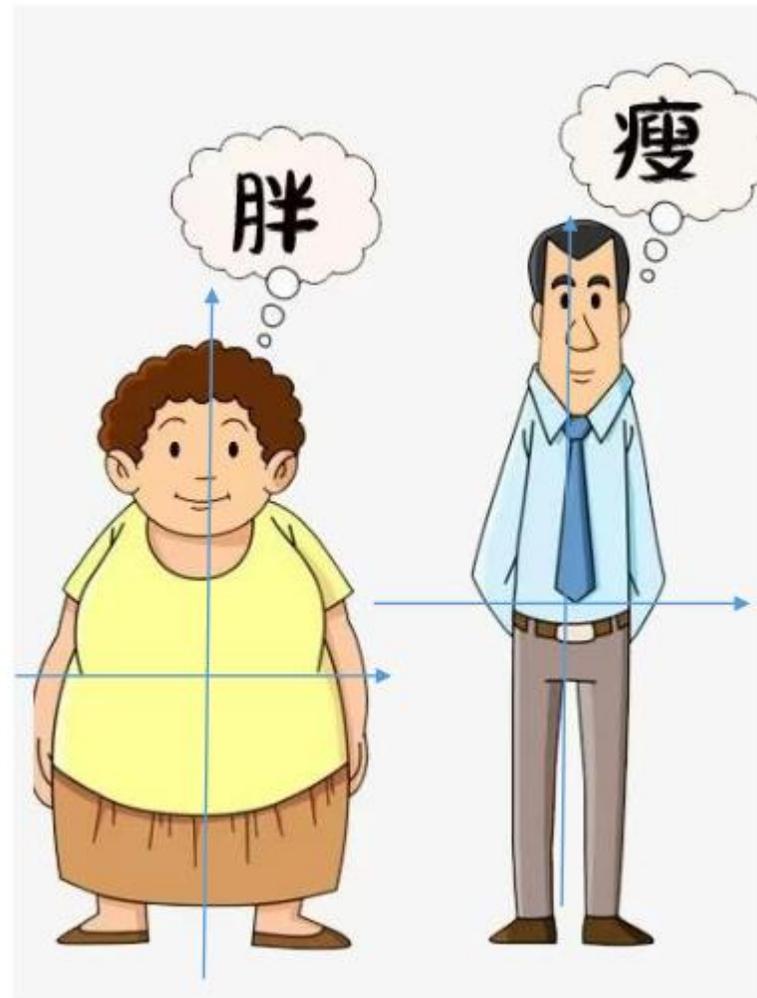
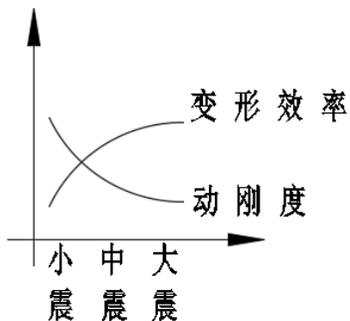
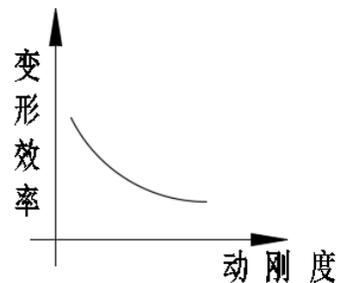
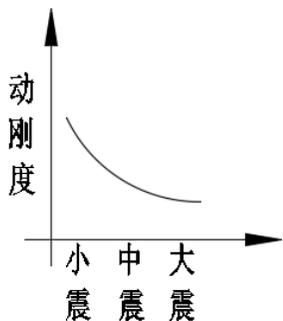
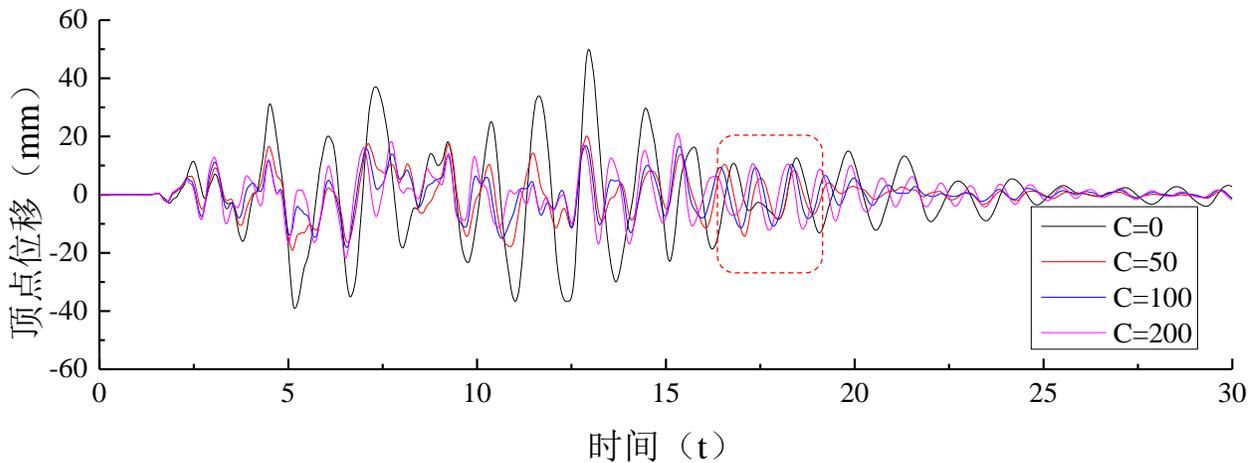
(1) 在不同强度地震下，阻尼指数与附加阻尼比的呈现抛物线状，先增大后减小，表明阻尼指数也存在最优解，且随着地震强度的增加，最优阻尼指数增加；

(2) 同阻尼系数情况下（算例系数为 $50\text{kN}/(\text{mm}/\text{s})^a$ ），当阻尼指数较小时（参考范围 $0.1\sim 0.3$ ），随着地震强度的增加附加阻尼比减弱，当阻尼系数适中时（参考范围 $0.4\sim 0.5$ ），设防地震下阻尼比较大，多遇地震和罕遇地震较小，当阻尼系数较大时（参考范围 >0.6 ），罕遇地震下阻尼比最大，设防地震次之，多遇地震最小。

(3) 随着地震强度的增加，附加阻尼比不一定减少。



问题4：产生问题2和3的原因是什么？

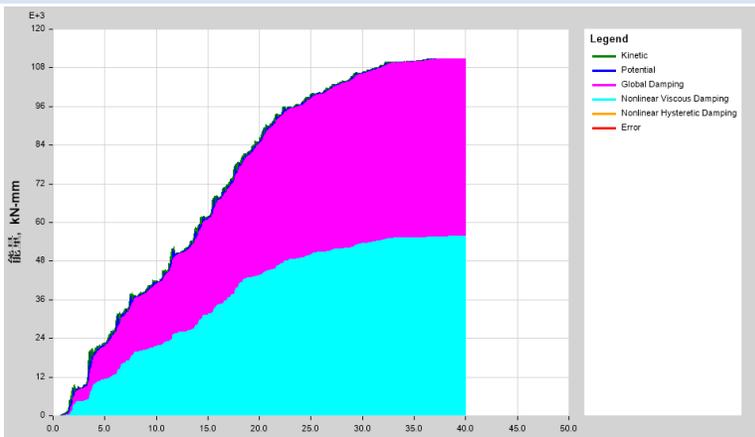


矮胖

高瘦



问题5：规范方法与能量方法的区别



能量法：

结构的能量包含：动能、势能、固有阻尼耗能、阻尼器耗能等。固有阻尼耗能源于结构自身的阻尼比，阻尼器耗能源于阻尼器的滞回耗能，根据阻尼器耗能与固有阻尼耗能之间的关系计算阻尼器的附加阻尼比：

$$\xi_a = \frac{E_c}{E_D} \xi$$

式中：

ξ_a ——消能减震结构的附加有效阻尼比；..... E_c ——阻尼器耗能；

E_D ——结构固有阻尼耗能；..... ξ ——结构固有阻尼比；

规范法：

根据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010) (以下简称《抗规》) 的第 12.3.4 条：消能部件附加给结构的有效阻尼比，可按下列方法确定。

(1) 消能部件附加给结构的有效阻尼比可按下式估算：

$$\xi_a = \sum_j W_{d_j} / (4\pi W_s) \quad \dots\dots\dots (12.3.4-1)$$

式中： ξ_a ——消能减震结构的附加有效阻尼比；

W_{d_j} ——第 j 个消能部件在结构预期层间位移 Δu_j 下往复循环一周所消耗的能量；

W_s ——设置消能部件的结构在预期位移下的总应变能。

(2) 不计及扭转影响时，消能减震结构在水平地震作用下的总应变能，可按下式估算：

$$W_s = (1/2) \sum F_i u_i \quad \dots\dots\dots (12.3.4-2)$$

式中： F_i ——质点 i 的水平地震作用标准值；

u_i ——质点 i 对应于水平地震作用标准值的位移。

W_{d_j} ——单个消能部件所消耗的能量估算

根据《建筑消能减震技术规程》(JGJ 297-2013) 的第 6.3.2 条第 5 款：非线性黏滞消能器：水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按下式计算：

$$W_{d_j} = \lambda_1 F_{d_{jmax}} \Delta u_j \quad \dots\dots\dots (6.3.2-4)$$

式中： λ_1 ——阻尼指数的函数，本工程取值 3.66 (按规程中指数 0.30 的偏保守取用)；

$F_{d_{jmax}}$ ——第 j 个消能器在相应水平地震作用下的最大阻尼力 (kN)。

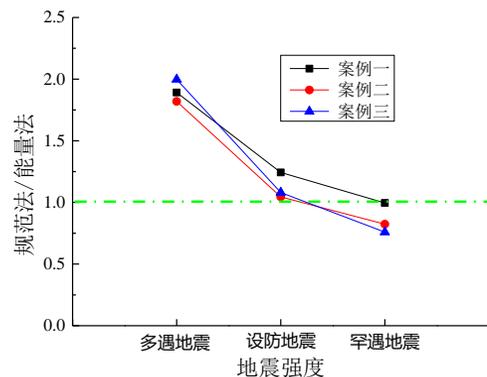
注：规范法是阻尼器耗能与结构应变能的比值，其原理是根据能量方法进行计算，由于其在规范中出现，工程界习惯称之为“规范法”，学术界可能说是“能量法”。

能量法是阻尼器的耗能量与结构固有阻尼比耗能量的比值，通过类比得到，能量类比法可能更加贴切，不过工程界简称为“能量法”。

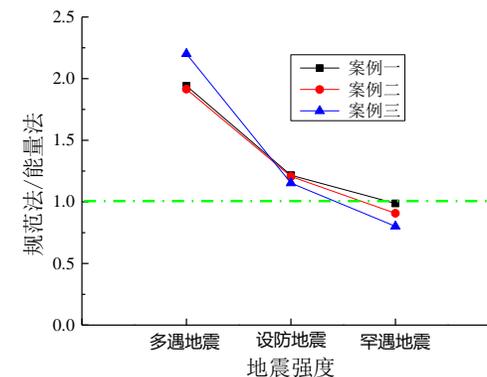


问题6：规范方法与能量方法有什么关系？

地震强度	算法	方向	案例一	案例二	案例三
多遇地震	规范方法	X	3.01	1.83	4.22
		Y	2.89	2.33	5.30
	能量方法	X	1.59	1.01	2.11
		Y	1.49	1.22	2.41
	比值	X	1.89	1.82	2.00
		Y	1.94	1.91	2.20
设防地震	规范方法	X	4.87	1.74	6.09
		Y	4.18	1.77	7.41
	能量方法	X	3.92	1.67	5.64
		Y	3.44	1.47	6.43
	比值	X	1.24	1.05	1.08
		Y	1.22	1.21	1.15
罕遇地震	规范方法	X	4.40	1.32	5.27
		Y	3.91	1.25	5.81
	能量方法	X	4.42	1.61	6.94
		Y	3.96	1.38	7.25
	比值	X	1.00	0.82	0.76
		Y	0.99	0.91	0.80



(a) X方向

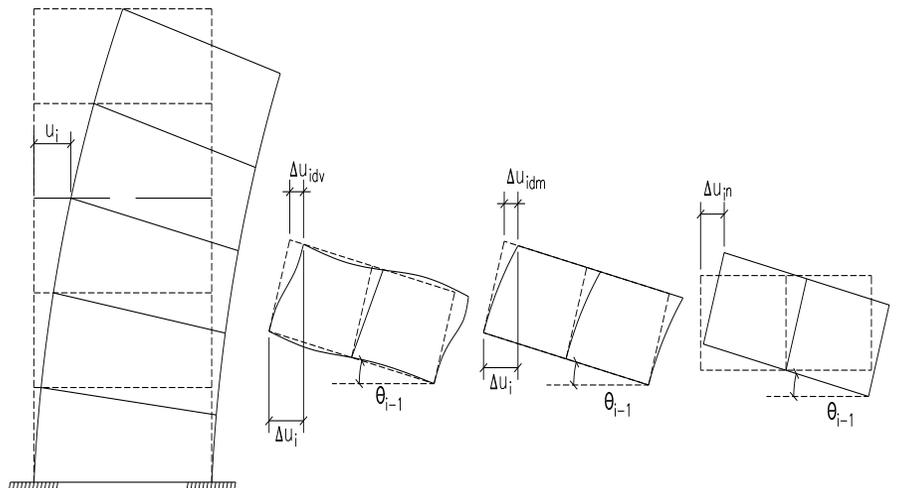


(b) Y方向

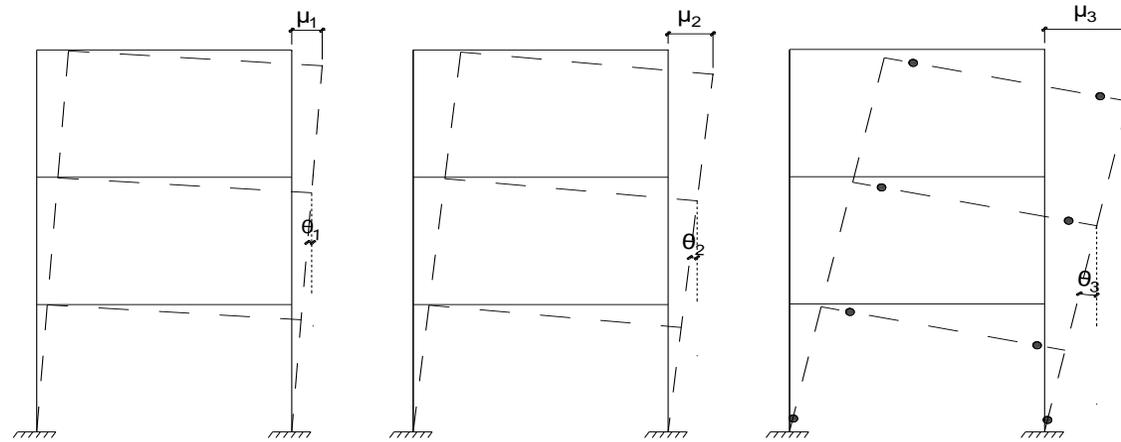
- (1) 多遇地震下规范方法附加阻尼比明显大于能量比值法，其比值关系约为**2**；
- (2) 设防地震作用下二者差距减少，比值关系约为**1.2**；
- (3) 罕遇地震下二者比值**小于1**，表明此时能量法计算结果略大于规范方法。



问题7：出现问题6的原因是什么？



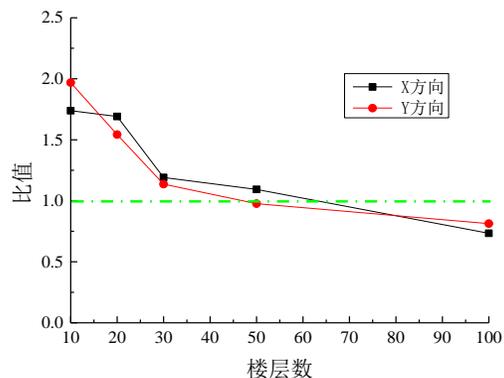
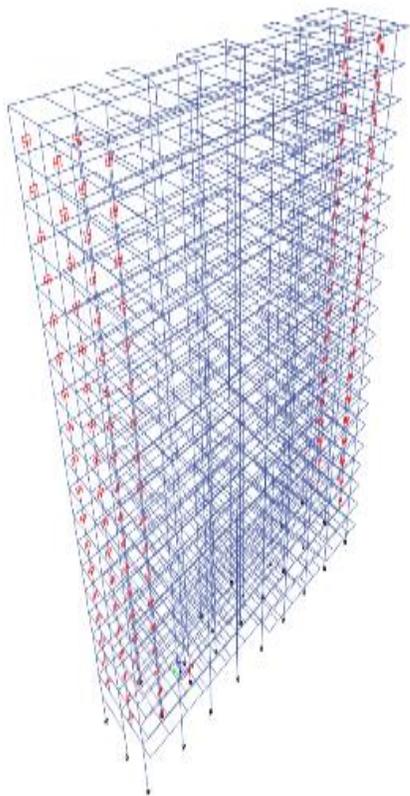
(a) 结构变形 (b) 有害位移—构件剪切变形 (c) 有害位移—构件弯曲变形 (d) 无害位移



(a) 小震 (b) 中震 (c) 大震

小震、中震和大震下结构变形图，由图可知，随着地震强度的增加，结构变形增加，构件的转角增大，无害位移增加，尤其是大震下，加之构件进入塑性，无害位移进一步增加。

综上所述：由于随着地震强度的增加，以及构件进入塑性，结构的无害位移增加，导致按照规范方法进行计算时，分母计算偏大，从而出现小震下规范法计算的附加阻尼比明显大于能量比值法，中震略大于能量比值法，大震反而小于能量比值法的现象。



分别选取了层数为10、20、30、50和100层的结构进行分析，见图8，楼层越高，其无害位移占比越高。

不同楼层下结构附加阻尼比

计算方法	方向	100	50	30	20	10
规范法	X	1.31	2.57	3.31	3.68	3.58
	Y	1.59	1.92	3.27	3.54	2.95
能量比值法	X	1.79	2.35	2.78	2.18	2.06
	Y	1.96	1.96	2.87	2.30	1.50
规范法/能量法	X	0.73	1.09	1.19	1.69	1.74
	Y	0.81	0.98	1.14	1.54	1.97

随着楼层数量的增加，结构的无害位移占比增加，规范法计算的附加阻尼比与能量比值法的结果比值逐渐减小，达到一定程度后比值小于1。

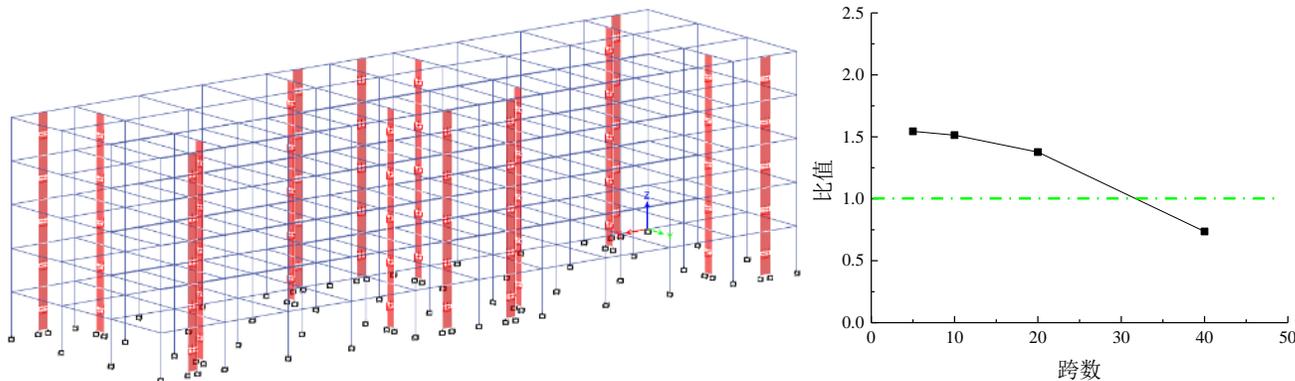
$$\xi_a = \sum_j W_{gj} / (4\pi W_s)$$



$$\xi_a = \sum_j W_{gj} / (4\pi W_s)$$

不同跨数下结构附加阻尼比

计算方法	3*40	3*20	3*10	3*5
规范法	6.79	10.43	9.58	9.02
能量比值法	9.22	7.57	6.33	5.84
规范法/能量法	0.74	1.38	1.51	1.54

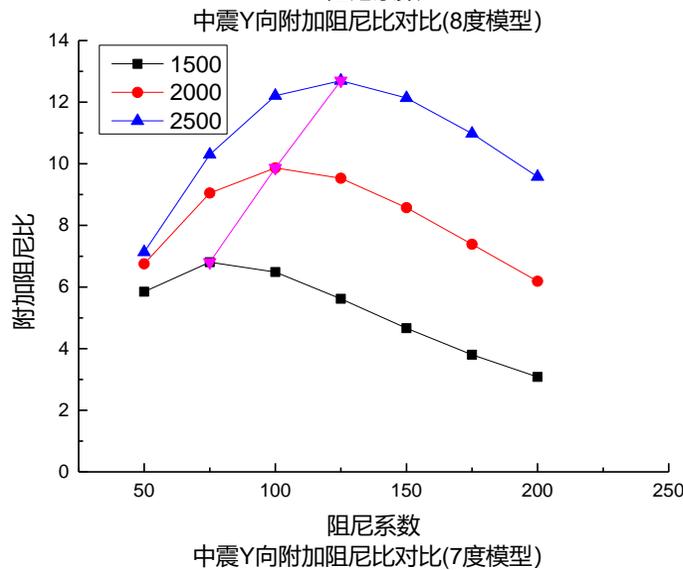
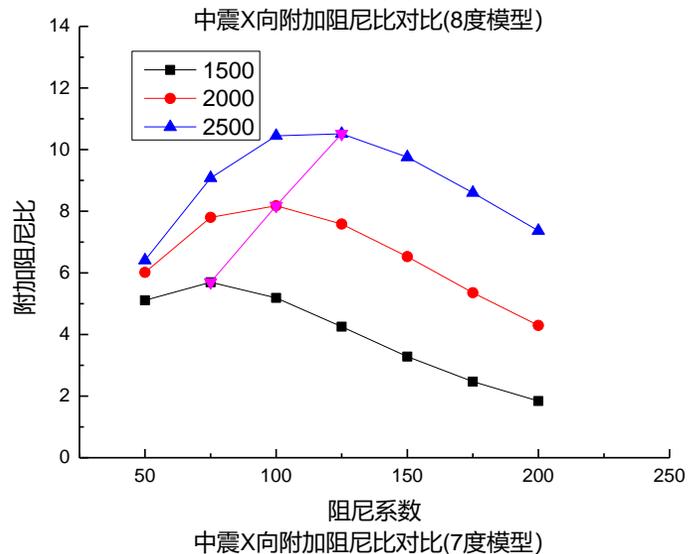
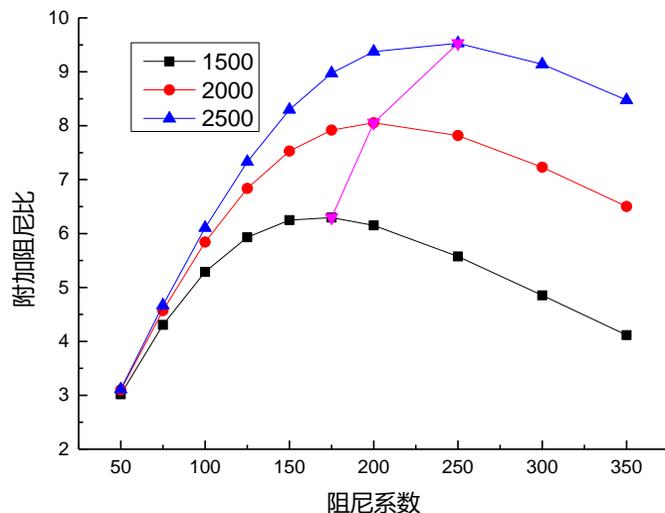
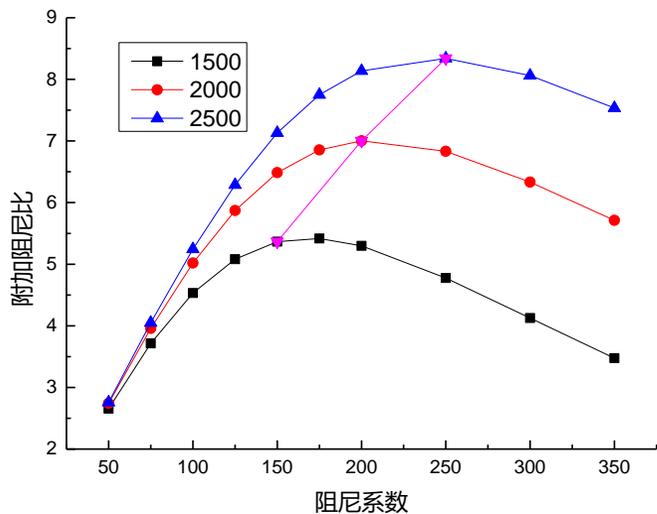


选取X方向分别为40、20、10和5跨，Y方向为3跨的结构进行分析，跨数越多，结构的扭转效应越明显，其无害位移占比越高。

随着跨数的增加，结构扭转效应明显，无害位移占比增加，规范法计算的附加阻尼比与能量比值法的结果比值逐渐减小，达到一定程度后比值小于1。



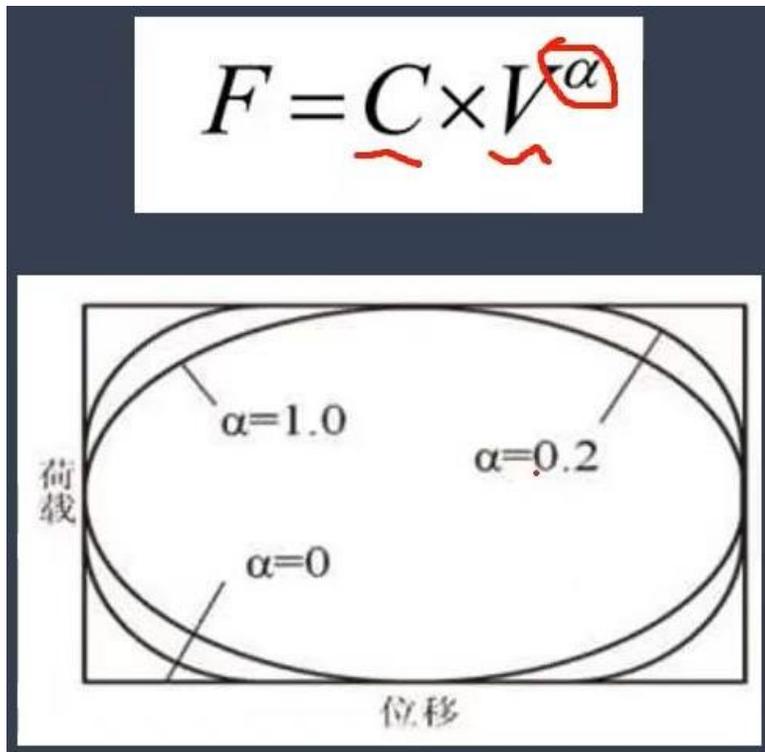
问题8：连接墙刚度对减震效果有什么影响？



- 1随着连接墙宽度的增加，附加阻尼比增加；
- 2随着连接墙宽度的增加，最优阻尼参数增加；
- 3相比于烈度低的项目，烈度高的最优阻尼参数增加。



问题9：评审会的时候专家提出：由下图图看，指数越小，面积越大，所以附加阻尼比越大，所以选用阻尼器应该选用**指数小**的。这个问题对吗？



$$\Delta = U_0 \sin(\omega t)$$
$$v = \omega U_0 \cos \omega t$$
$$v_{max} = \omega U_0$$
$$F = C v^2$$
$$= C (\omega U_0)^2$$

左图是一个示意图，或者是一个**概念图**，实际工程中**不会出现**，左图不难发现其最大位移和最大出力相同，对于一个结构而言其**频率**是**固定**的，当位移确定的时候，其**速度**也是确定，则不同的 α 对应的**F**是不一样的。因此左图在实际工程中不会出现，也不能说指数越小，耗能效果越好。



问题10:附加阻尼比取值一般取多少?

小震情况下:

框架结构: VFD 2~10%

SD/FD 0~1%

BRB 0%

NCW 0%

框剪结构: VFD 1~3%

连梁 0~1%

剪力墙结构: VFD 1~2%

连梁 0~1%

中震情况下:

框架结构: VFD 2~10%

SD/FD 1~3%

BRB 0~2%

NCW 0%

框剪结构: VFD 1~3%

连梁 0~1%

剪力墙结构: VFD 1~2%

连梁 0~1%



问题11: 阻尼器数量如何确定?

VFD

100~300平布置1套(常用180~250);

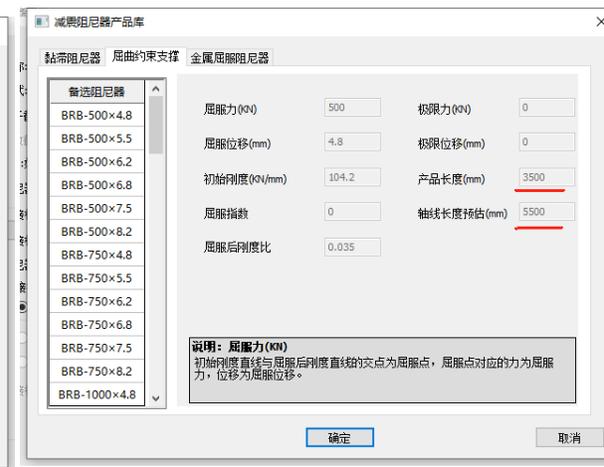
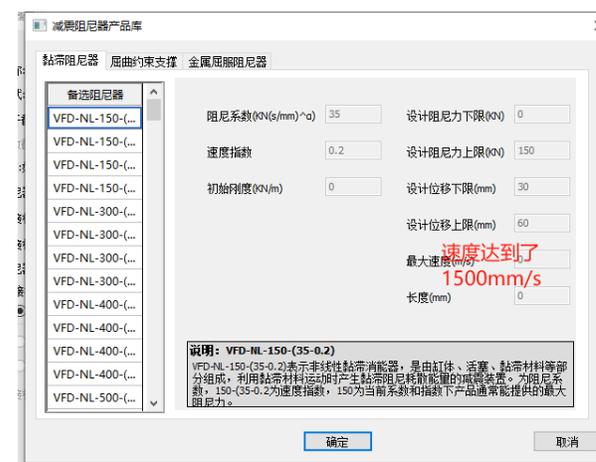
无需上下连续布置;

可利用窗间墙(1500~2500mm)位置, 不影响建筑功能。

问题12: 我设计的时候直接采用YJK或者PKPM提供的参数, 能不能完全直接用。

不一定, YJK和PKPM的参数有些是有问题的, 尤其是指数为0.2的VFD, 一定要注意阻尼力的大小, 反算一下速度是否大于1000mm/s。

BRB参数选取的时候一定要注意产品长度与轴线长度是否匹配。





问题13：为什么采用VFD结构时程算出来的位移角比反应谱小很多

- 1、本身时程比反应谱小10%左右；
- 2、反应谱有周期折减；
- 3、反应谱里面的附加比都打了折扣；
- 4、VFD有动刚度效应。

问题14：采用VFD结构的基底剪力会比无控结构一定小吗？

- 1、考虑了附加阻尼比反应谱是小的；
- 2、都用时程分析的话，主体结构的基底剪力会减少，但是总得基底剪力不一定。

问题15：为什么时程分析下VFD有控结构的位移角减震率明显大于剪力的减震率？

VFD有动刚度效应，动刚度效应对位移角有利，而对剪力不利。



问题16: 阻尼器的极限阻尼力与最大阻尼力的关系

规范没有极限阻尼力的说法，只有最大阻尼力。

问题17: 为什么结构的频率、阻尼力、位移的关系不一定能对上？

- 1、这个频率是基频，不是结构频率；
- 2、理论上周期荷载、地震是简谐荷载。

$$\begin{aligned}\Delta &= U_0 \sin(\omega t) \\ v &= \omega U_0 \cos \omega t \\ v_{max} &= \omega U_0 \\ F &= C v^2 \\ &= C (\omega U_0)^2\end{aligned}$$

问题18: 为什么有时候阻尼力大对应的位移小于阻尼力小的位移

VFD结构的基频不一样



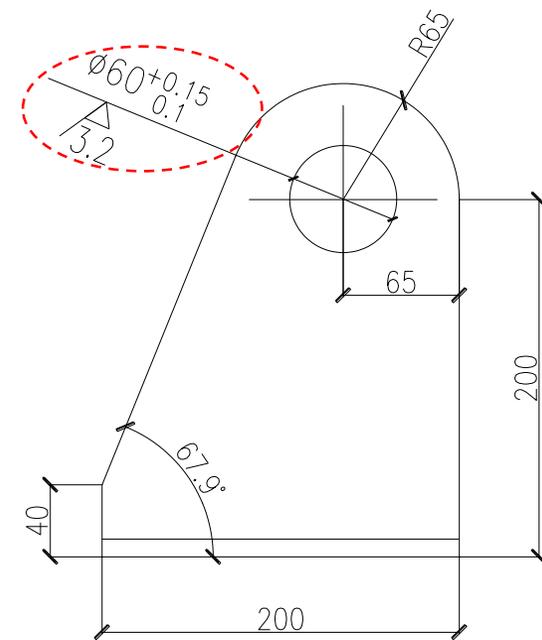
问题19: 粘滞阻尼器的连接空隙会吃掉阻尼器的变形, 所以阻尼器的效果要打折?

阻尼器的变形小震下变形1~3mm,中震也就3~10mm, 如果有连接间隙, 会导致高估阻尼器的变形。这个问题原因在**于机械制造和土木建造工艺**的差异, 以及两个工艺对误差的要求不一样。

土木建造中这个开孔的工艺一般是火焰切割制孔或者激光打孔, 针对这个孔, **火焰切割的误差在3mm左右,激光打孔的误差在1mm左右**;我们《钢标》11.6.2条要求销轴与孔的间隙**不应大于1mm**。如果采用传统土木建造必然会出现阻尼器变形被吃掉的问题;

机械制造是采用**机械镗孔**, 误差可以控制在**0.05mm**以内。

采用合理的加工工艺是可以有效避免该误差, 充分发挥阻尼器的作用。





问题20: 粘滞阻尼器设计时, 阻尼系数、阻尼指数、最大阻尼力那个参数更加重要?

阻尼系数一般在: $30\sim 200\text{kN}/(\text{mm}/\text{s})^a$

阻尼指数一般在: $0.2\sim 1$

最大阻尼力一般在: $200\sim 1000\text{kN}$ (可以做到 4000kN)

最大阻尼力是计算的结果, 因此对附加阻尼比、减震效果无直接关系, 主要是阻尼系数、阻尼指数对结构有影响。

问题21: 粘滞阻尼器设计时, 阻尼系数越大、阻尼指数越大, 阻尼力越大是不是减震效果越好?

不是, 阻尼系数或指数越大的时候, 阻尼力可能增加, 但阻尼器的位移不一定增加。

阻尼系数或指数越大, 其动刚度越大, 所搭配的连接构件刚度偏小的话, 反而影响阻尼器的变形, 从而耗能降低。

合理控制阻尼系数、阻尼指数, 充分提高阻尼器的变形, 即提高层间位移利用率 (阻尼器的位移/层间位移)。

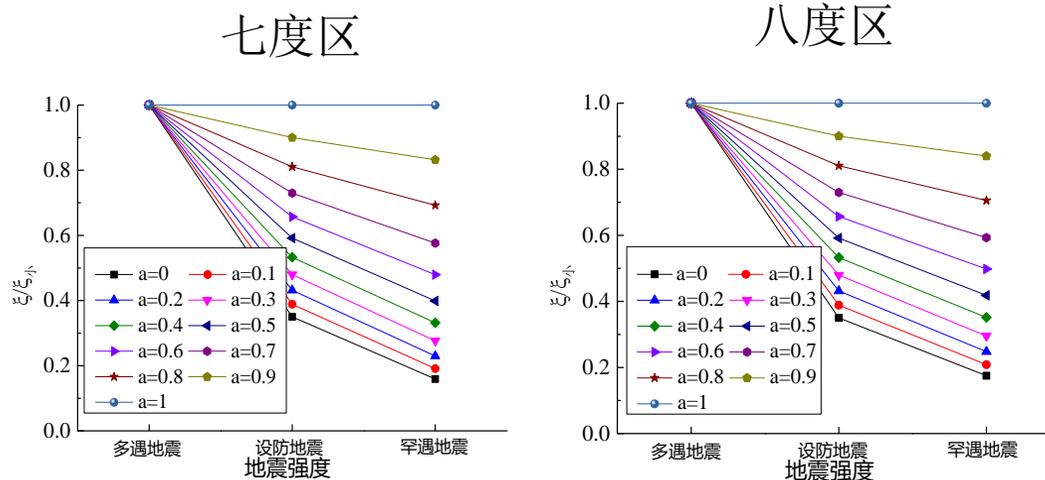
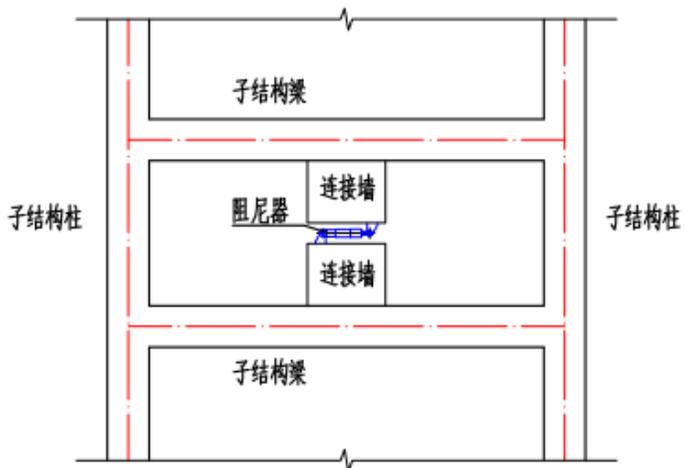


假定结构处于弹性，结构位移与加速度峰值成正比，**阻尼器变形和结构楼层位移一致（层间位移利用率=1）**。可推导设防地震和罕遇地震附加阻尼比的变化率公式：

$$\xi = \frac{W_d}{4\pi W_s} = \frac{\lambda C \omega^\alpha u^{1+\alpha}}{2\pi F u_0} = \frac{\lambda C \omega^\alpha u^{1+\alpha}}{2\pi K u_0^2} = \frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} u^{1+\alpha}}{2\pi m u_0^2}$$

$$\kappa_{中} = \frac{\xi_{中}}{\xi_{小}} = \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} u_{中}^{1+\alpha}}{2\pi m u_{0中}^2} \right) / \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} u_{小}^{1+\alpha}}{2\pi m u_{0小}^2} \right) = \left(\frac{u_{0中}}{u_{0小}} \right)^{\alpha-1} = \left(\frac{A_{中}}{A_{小}} \right)^{\alpha-1}$$

$$\kappa_{大} = \frac{\xi_{大}}{\xi_{小}} = \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} u_{大}^{1+\alpha}}{2\pi m u_{0大}^2} \right) / \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} u_{小}^{1+\alpha}}{2\pi m u_{0小}^2} \right) = \left(\frac{u_{0大}}{u_{0小}} \right)^{\alpha-1} = \left(\frac{A_{大}}{A_{小}} \right)^{\alpha-1}$$



设防、罕遇地震结构附加阻尼比的变化率与地震强度、阻尼指数的关系

随着地震强度的增加，结构附加阻尼比呈**减少趋势**，但随着阻尼指数的增加，**减少趋势减弱**，当阻尼指数为1时，各阶段的结构附加阻尼比相同。

产生上述现象的原因是：结构的楼层剪力和位移为线性增加，阻尼器指数是0~1之间，其耗能的增加为非线性，因而导致阻尼器耗能的增加弱于结构应变能的增加，同时随着指数的增加，阻尼器的耗能增加加快，当指数为1时，则变为恒值。



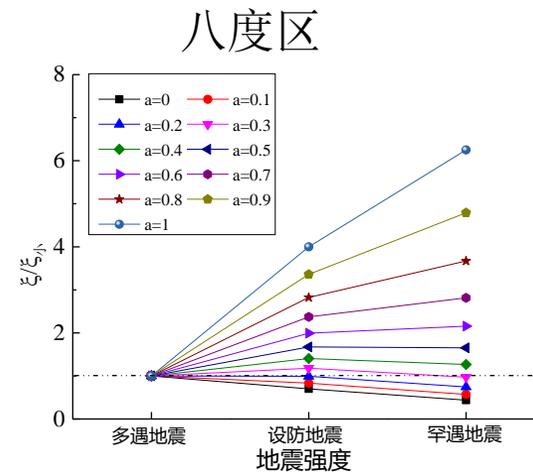
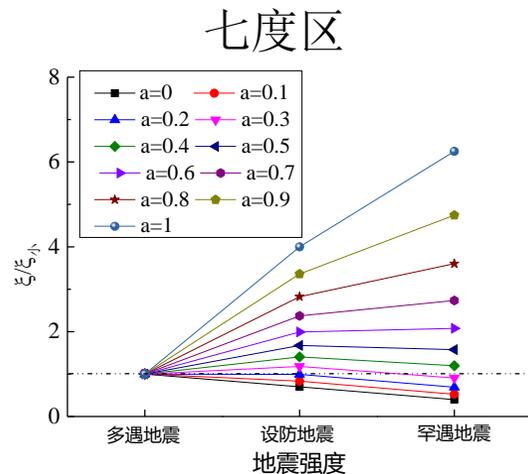
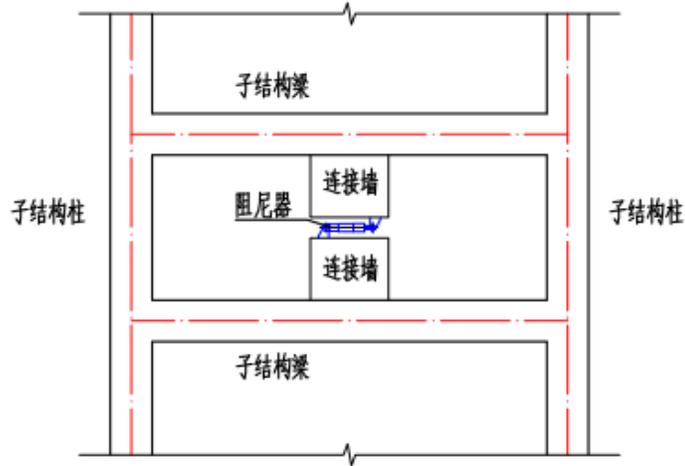
前文假定阻尼器的变形等于楼层位移，而理论上二者并不一定相等，二者关系与阻尼器参数、地震强度、子结构强度、连接形式等因素有关。为便于后文的分析，引入一个参数：层间位移利用率。

$$\xi = \frac{W_d}{4\pi W_s} = \frac{\lambda C \omega^\alpha u^{1+\alpha}}{2\pi K u_0} = \frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} \gamma^{1+\alpha} u_0^{\alpha-1}}{2\pi m}$$

$$u = \gamma u_0$$

$$\begin{aligned} \kappa_{中} &= \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} \gamma_{中}^{1+\alpha} u_{0中}^{\alpha-1}}{2\pi m} \right) / \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} \gamma_{小}^{1+\alpha} u_{0小}^{\alpha-1}}{2\pi m} \right) \\ &= \left(\frac{\mu_{0中}}{\mu_{0小}} \right)^{\alpha-1} \left(\frac{\gamma_{中}}{\gamma_{小}} \right)^{1+\alpha} = \left(\frac{A_{中}}{A_{小}} \right)^{\alpha-1} \left(\frac{\gamma_{中}}{\gamma_{小}} \right)^{1+\alpha} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \kappa_{大} &= \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} \gamma_{大}^{1+\alpha} u_{0大}^{\alpha-1}}{2\pi m} \right) / \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} \gamma_{小}^{1+\alpha} u_{0小}^{\alpha-1}}{2\pi m} \right) \\ &= \left(\frac{\mu_{0大}}{\mu_{0小}} \right)^{\alpha-1} \left(\frac{\gamma_{大}}{\gamma_{小}} \right)^{1+\alpha} = \left(\frac{A_{大}}{A_{小}} \right)^{\alpha-1} \left(\frac{\gamma_{大}}{\gamma_{小}} \right)^{1+\alpha} \end{aligned}$$

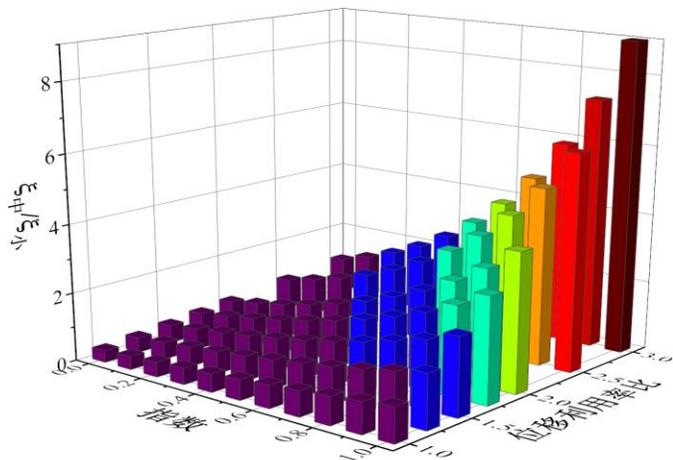


设防、罕遇地震与多遇地震结构附加阻尼比的变化率与地震强度和阻尼指数的关系

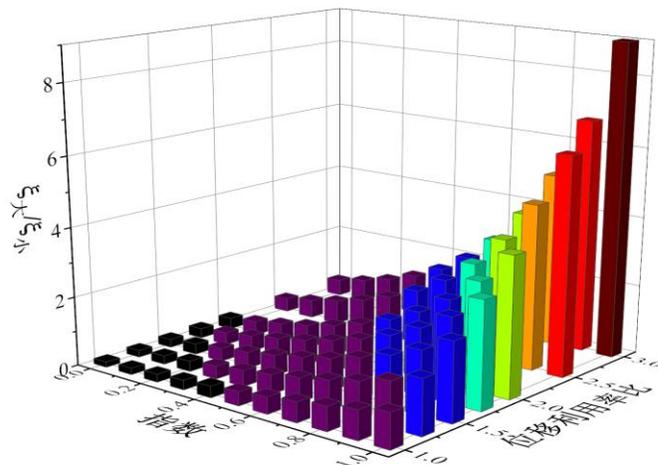
当指数较小（0~0.3）时，随着地震强度的增加，附加阻尼比变化率减少；当指数适中（0.3~0.6）时，随着地震强度的增加，该变化率相对稳定在1~1.7之间；当指数较大（0.6~1）时，随着地震强度的增加，该变化率增加。



设防地震结构附加阻尼比变化率



罕遇地震结构附加阻尼比变化率



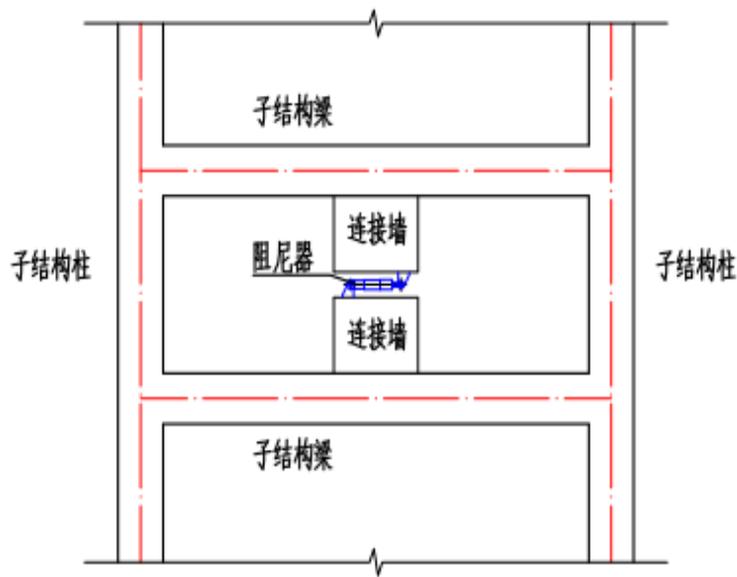
设防和罕遇地震结构附加阻尼比的变化率与指数、位移利用率比的关系

由图可知，当位移利用率比不变时，随着指数的增加，设防和罕遇地震结构附加阻尼比的变化率增加，且位移利用率比越大，该变化率增加越快；当指数不变时，随着位移利用率比的增加，该变化率增加，且指数越大，变化率增加越快。



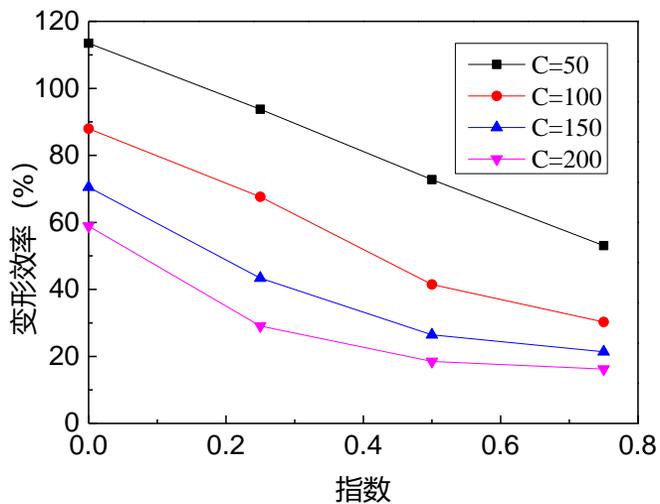
$$\kappa_{中} = \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} \gamma_{中}^{1+\alpha} u_{0中}^{\alpha-1}}{2\pi m} \right) / \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} \gamma_{小}^{1+\alpha} u_{0小}^{\alpha-1}}{2\pi m} \right) = \left(\frac{\mu_{0中}}{\mu_{0小}} \right)^{\alpha-1} \left(\frac{\gamma_{中}}{\gamma_{小}} \right)^{1+\alpha} = \left(\frac{A_{中}}{A_{小}} \right)^{\alpha-1} \left(\frac{\gamma_{中}}{\gamma_{小}} \right)^{1+\alpha}$$

不难发现：阻尼系数在解析式中被约掉了，没有存在感，重点是在阻尼指数和位移利用率上。阻尼系数和指数可以人为定制，但是位移利用率如何把控是最大的难点。

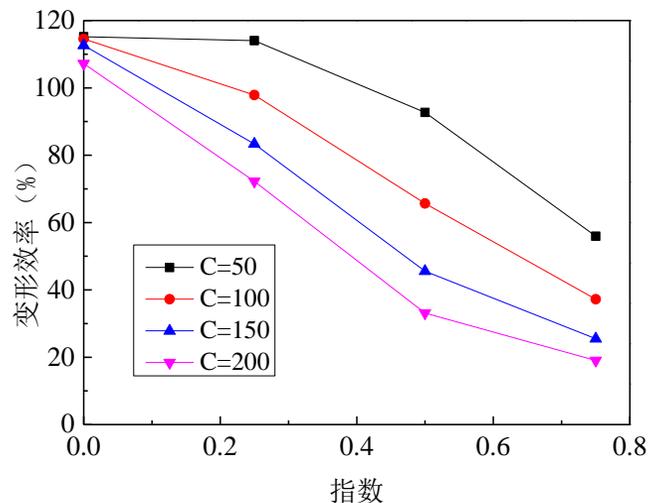




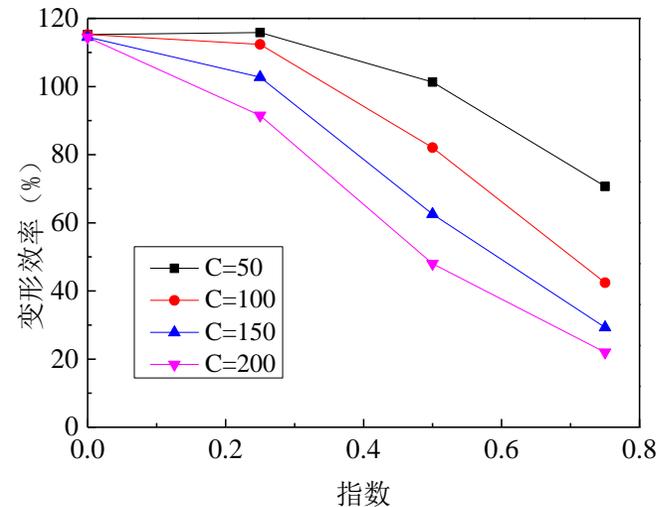
层间位移利用率与阻尼系数和指数的关系



多遇地震



设防地震

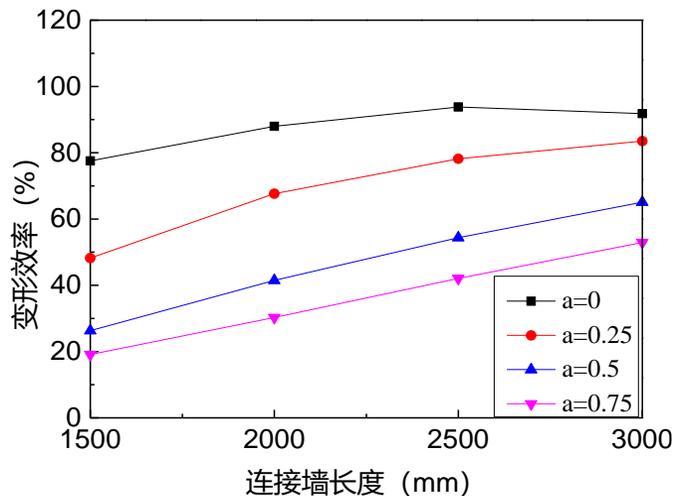


罕遇地震

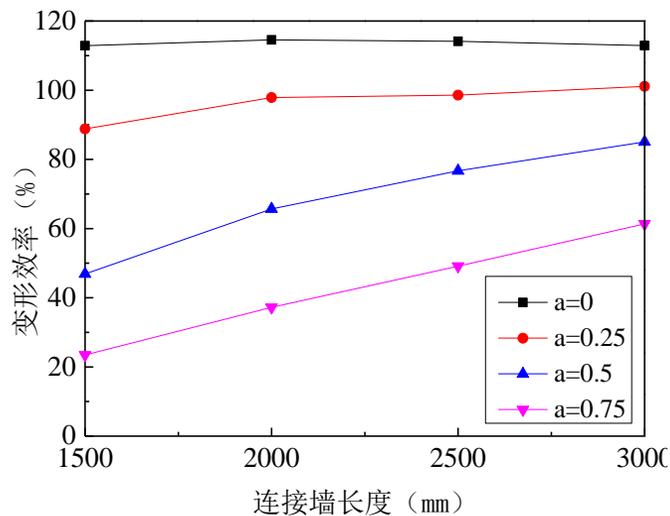
由上图可知，在不同地震强度下：随着阻尼指数和系数的增加，层间位移利用率均减少。出现上述现象的原因是：阻尼指数和系数的增加，会导致阻尼器动刚度的增加，动刚度越大，阻尼器的层间位移利用率越小，当动刚度较小时，层间位移利用率可能大于100%，即阻尼器的变形大于层间变形。



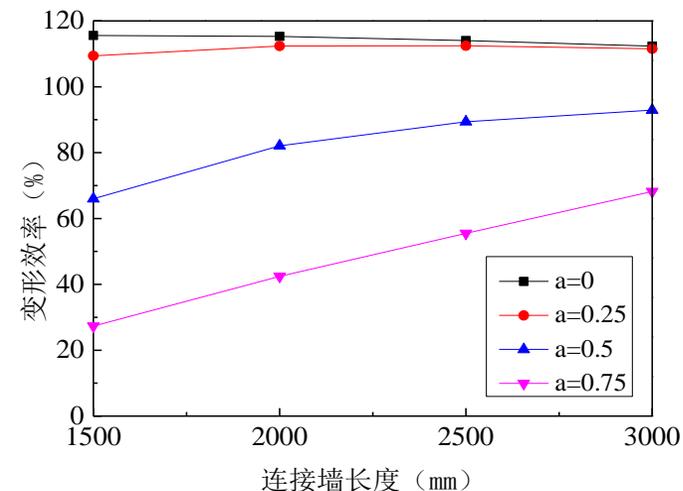
层间位移利用率与连接墙长度的关系



多遇地震



设防地震

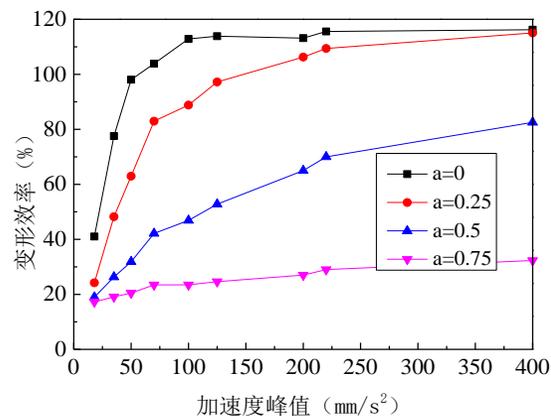


罕遇地震

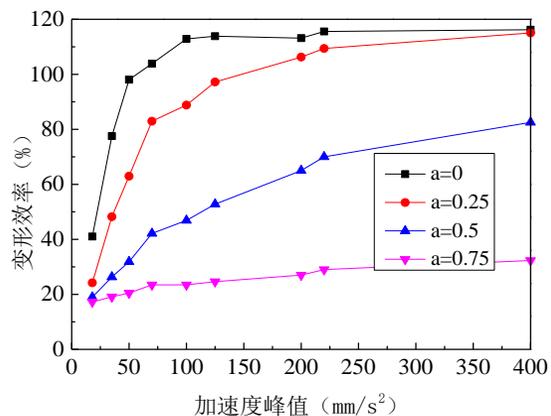
在不同地震强度下：随着连接墙长度的增加，层间位移利用率增加，且指数越大，层间位移利用率增加越快。出现上述现象的原因是：连接墙越长，其刚度越大，变形损伤越小，阻尼器的层间位移利用率则越高；指数较小的时候，其动刚度小，其自身的变形损失小，因而墙长的增加影响相对较小，而当指数大的时候，其动刚度大，变形损失大，此时墙长增加可有效减少其损失，因而指数较大（动刚度越大）时，随着地震强度的增加，阻尼器的层间位移利用率可得到大幅提高。



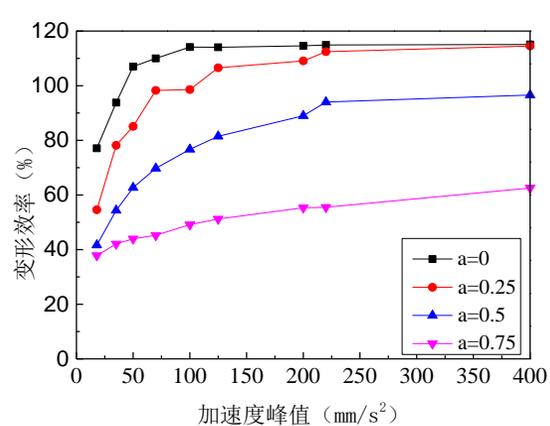
层间位移利用率与地震强度的关系



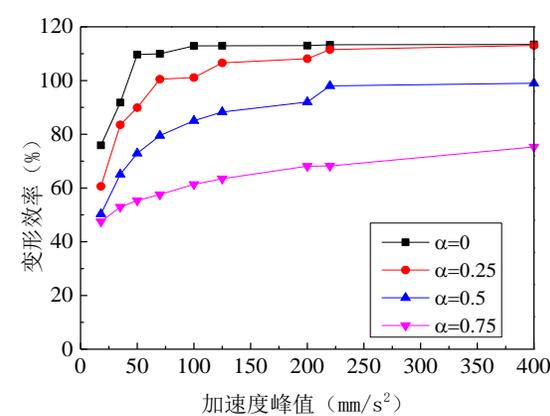
1500mm



2000mm



2500mm



3000mm

随着地震强度（输入加速度峰值）的增加，层间位移利用率增加，增加到一定程度后趋于稳定。



层间位移利用率计算方法

$$\gamma = f(\eta, \rho) [1 - (6\eta^2 - 6\eta + 1)i_\rho]$$

$$f(\eta, \rho) = (\eta + 0.5) [(2.5\eta - 3.3\sqrt{\eta + 1}) / \sqrt{\rho} + 1]$$

$$i_\rho = 3 / (6\rho + 2)$$

该式忽略了地震强度、连接墙宽度、阻尼指数和阻尼系数等因素。地震强度增加，阻尼器的动刚度减弱，其层间位移利用率会有所提高；连接墙宽度越宽，其层间位移利用率也相应增加；阻尼系数和指数的变化，会影响阻尼器的动刚度，其层间位移利用率有所变化。

$$\gamma_m = f(A, c, \alpha) \gamma$$

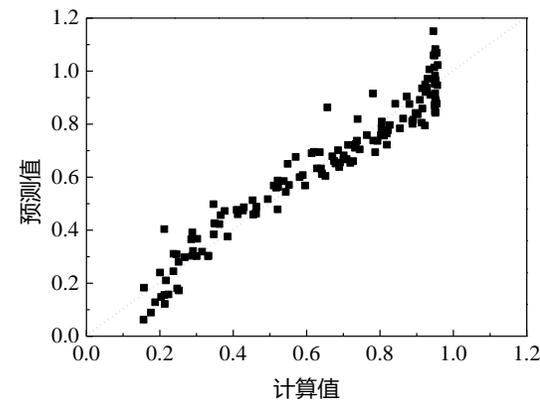
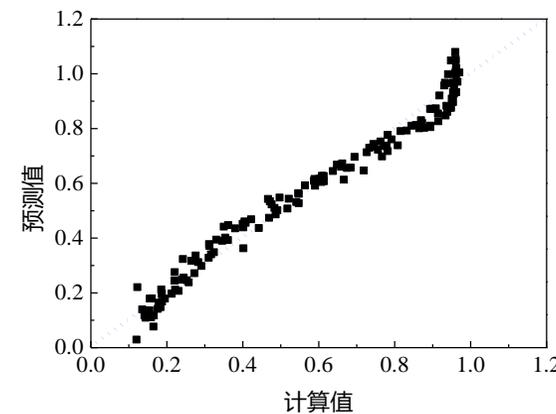
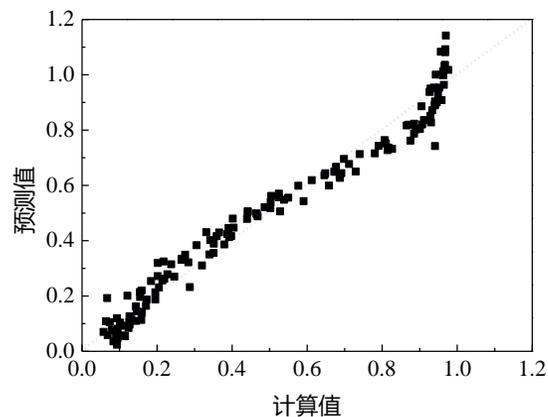
$$f(A, c, \alpha) = a_0 \left(\frac{A}{100}\right)^{a_1} \left(\frac{C}{100}\right)^{a_2} \alpha^{a_3} + b_0 \left(\frac{A}{100}\right)^{b_1} c^{b_2} \alpha^{b_3} + c_0 \left(\frac{A}{100}\right)^{c_1} \left(\frac{C}{100}\right)^{c_2} \alpha^{c_3} + d$$



拟合参数表

增长参数	1500mm	2000mm	2500mm
a0	69.84861919	-73.01256851	23.77365606
a1	-0.256276593	-0.330216556	0.861169735
a2	0.675626538	0.780674092	0.95057762
a3	1.686180976	1.843325664	0.798347144
b0	-70.75706771	72.19511854	-24.24039151
b1	-0.250067864	-0.335782371	0.854662912
b2	0.667144923	0.787264668	0.946464584
b3	1.671936551	1.854190771	0.809255801
c0	-0.344466265	-0.194963719	-0.342611429
c1	-0.457746838	-0.617768567	-0.414449014
c2	0.466463054	0.640987776	0.493224996
c3	-0.036814316	-0.01895187	0.065694807
d	1.299734658	1.138177954	1.123398731
R2	0.96	0.97	0.91

$$f(A, c, \alpha) = a_0 \left(\frac{A}{100}\right)^{a_1} \left(\frac{C}{100}\right)^{a_2} \alpha^{a_3} + b_0 \left(\frac{A}{100}\right)^{b_1} c^{b_2} \alpha^{b_3} + c_0 \left(\frac{A}{100}\right)^{c_1} \left(\frac{C}{100}\right)^{c_2} \alpha^{c_3} + d$$





由前文的研究可知：

- 1、如果已知了梁柱尺寸、跨度、阻尼参数、地震作用强度等参数，可求解阻尼器的层间位移利用率；
- 2、如果已知了阻尼参数、地震作用强度和层间位移利用率可快速得到小中大下阻尼比之间的关系。



第一个用处就是当计算得到了小震的阻尼比，可以根据前文的公式直接求解中大震下的附加阻尼比。

$$\kappa_{中} = \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} \gamma_{中}^{1+\alpha} u_{0中}^{\alpha-1}}{2\pi m} \right) / \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} \gamma_{小}^{1+\alpha} u_{0小}^{\alpha-1}}{2\pi m} \right)$$

$$= \left(\frac{\mu_{0中}}{\mu_{0小}} \right)^{\alpha-1} \left(\frac{\gamma_{中}}{\gamma_{小}} \right)^{1+\alpha} = \left(\frac{A_{中}}{A_{小}} \right)^{\alpha-1} \left(\frac{\gamma_{中}}{\gamma_{小}} \right)^{1+\alpha}$$



$$\kappa_{大} = \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} \gamma_{大}^{1+\alpha} u_{0大}^{\alpha-1}}{2\pi m} \right) / \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} \gamma_{小}^{1+\alpha} u_{0小}^{\alpha-1}}{2\pi m} \right)$$

$$= \left(\frac{\mu_{0大}}{\mu_{0小}} \right)^{\alpha-1} \left(\frac{\gamma_{大}}{\gamma_{小}} \right)^{1+\alpha} = \left(\frac{A_{大}}{A_{小}} \right)^{\alpha-1} \left(\frac{\gamma_{大}}{\gamma_{小}} \right)^{1+\alpha}$$

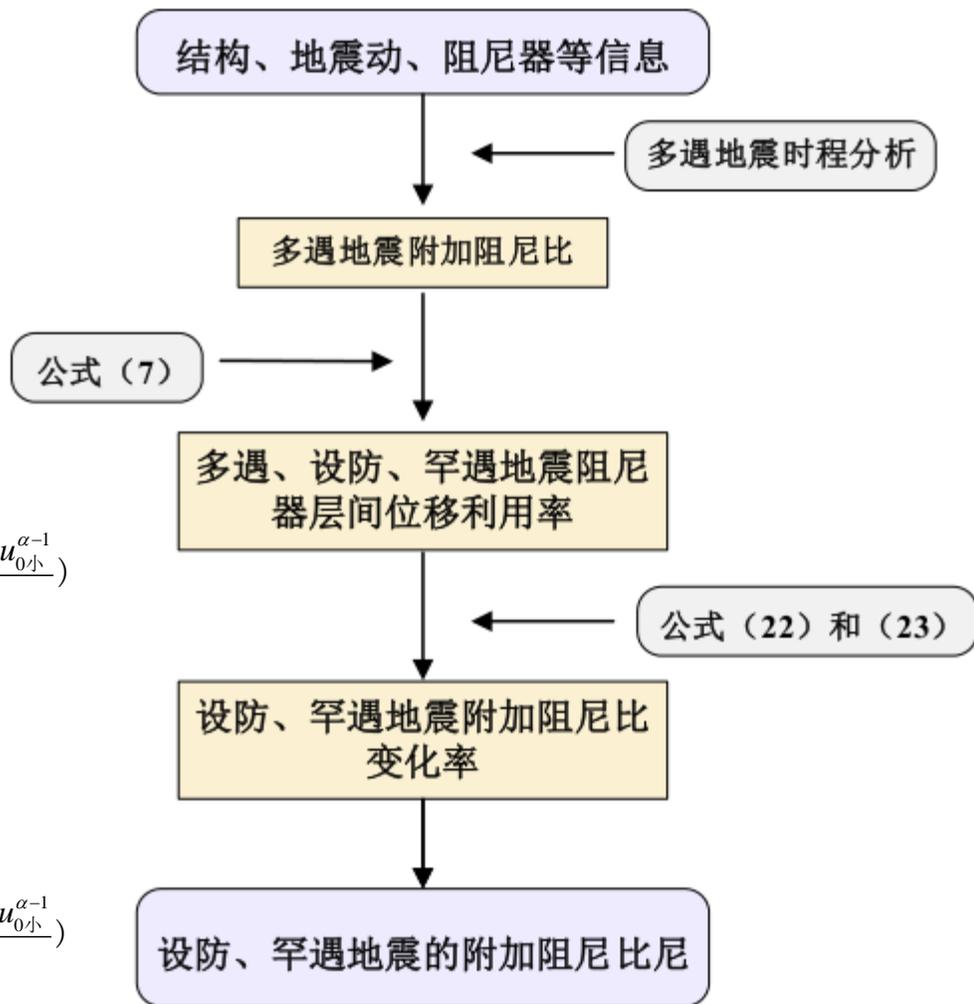


图9 快速估算中罕遇地震下阻尼比的流程图



由前文的研究可知：

- 1、如果已知了梁柱尺寸、跨度、阻尼参数、地震作用强度等参数，可求解阻尼器的层间位移利用率；
- 2、如果已知了阻尼参数、地震作用强度和层间位移利用率可快速得到小中大下阻尼比之间的关系。



根据结构、地震动、连接墙等信息，初拟参数情况下，可根据前文公式直接知道该参数在小中大震下阻尼比的变化规律，从而以某阶段效果最佳为目标，跨速确定阻尼参数。

$$\kappa_{\text{中}} = \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} \gamma_{\text{中}}^{1+\alpha} u_{0\text{中}}^{\alpha-1}}{2\pi m} \right) / \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} \gamma_{\text{小}}^{1+\alpha} u_{0\text{小}}^{\alpha-1}}{2\pi m} \right)$$

$$= \left(\frac{\mu_{0\text{中}}}{\mu_{0\text{小}}} \right)^{\alpha-1} \left(\frac{\gamma_{\text{中}}}{\gamma_{\text{小}}} \right)^{1+\alpha} = \left(\frac{A_{\text{中}}}{A_{\text{小}}} \right)^{\alpha-1} \left(\frac{\gamma_{\text{中}}}{\gamma_{\text{小}}} \right)^{1+\alpha}$$



$$\kappa_{\text{大}} = \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} \gamma_{\text{大}}^{1+\alpha} u_{0\text{大}}^{\alpha-1}}{2\pi m} \right) / \left(\frac{\lambda C \omega^{\alpha-2} \gamma_{\text{小}}^{1+\alpha} u_{0\text{小}}^{\alpha-1}}{2\pi m} \right)$$

$$= \left(\frac{\mu_{0\text{大}}}{\mu_{0\text{小}}} \right)^{\alpha-1} \left(\frac{\gamma_{\text{大}}}{\gamma_{\text{小}}} \right)^{1+\alpha} = \left(\frac{A_{\text{大}}}{A_{\text{小}}} \right)^{\alpha-1} \left(\frac{\gamma_{\text{大}}}{\gamma_{\text{小}}} \right)^{1+\alpha}$$

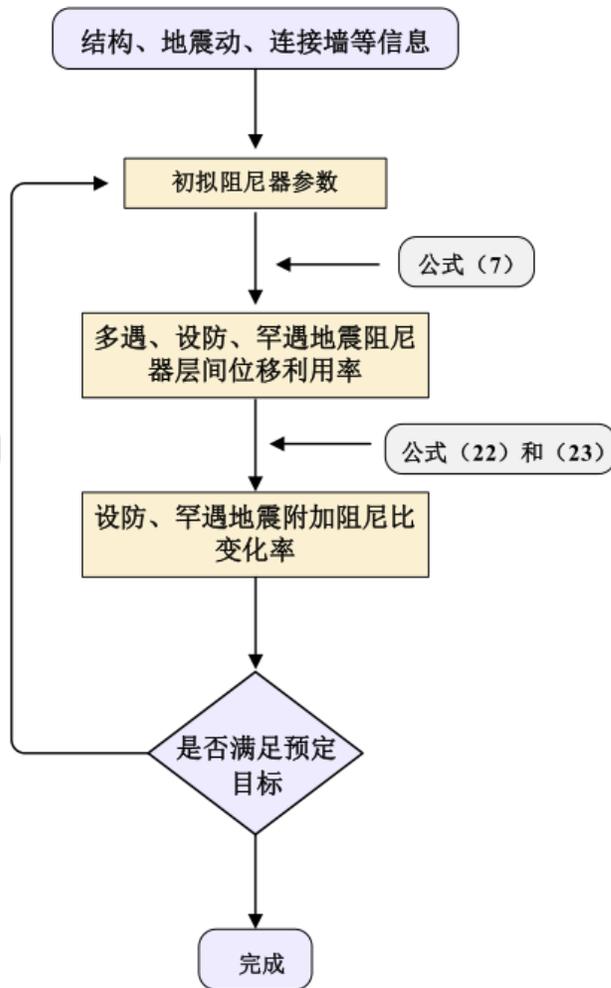
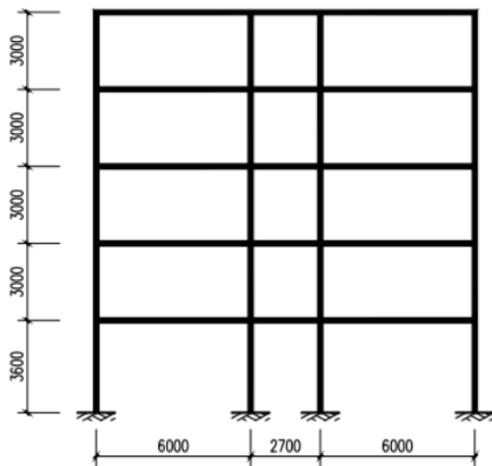


图 10 阻尼参数初步确定的流程图

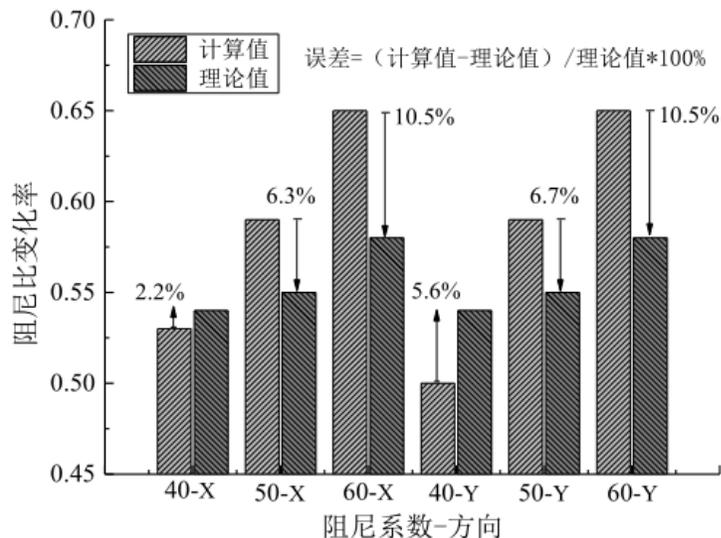


某钢筋混凝土框架结构,如图 11 所示。结构为一栋 5 层教学楼,设防类别为乙类。该结构的层高为 3.6 米,总高度为 18 米,抗震设防烈度为 7 度(0.1g),场地类别为 VI 类,设计地震分组为第二组,场地特征周期为 0.9 秒。柱截面主要尺寸为 700mm×700mm 和 600mm×600mm,梁截面主要尺寸为 300mm×800mm 和 300mm×700mm。X 方向的柱距均为 7200mm, Y 方向的柱距分别为 6000mm、2700mm 和 6000mm。阻尼器均匀布置在各跨的中部,每层设置 8 套阻尼器,布置于 1 至 3 层。

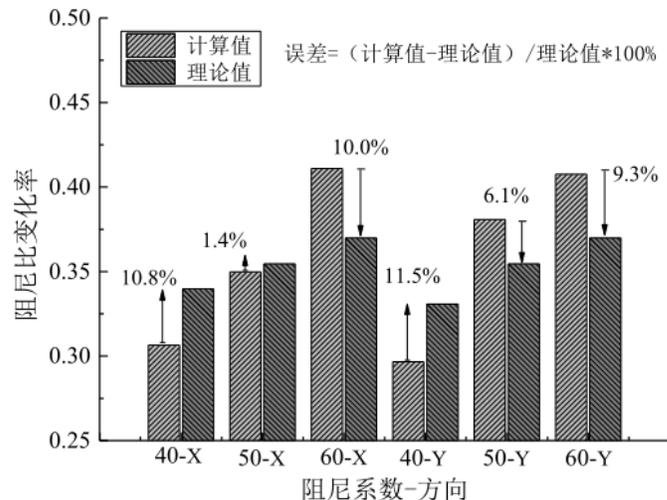


(b) 立面图

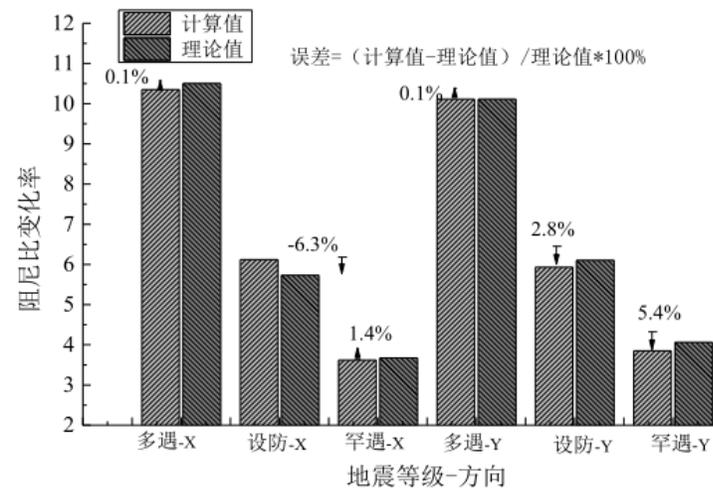
图 11 框架结构 (单位: mm)



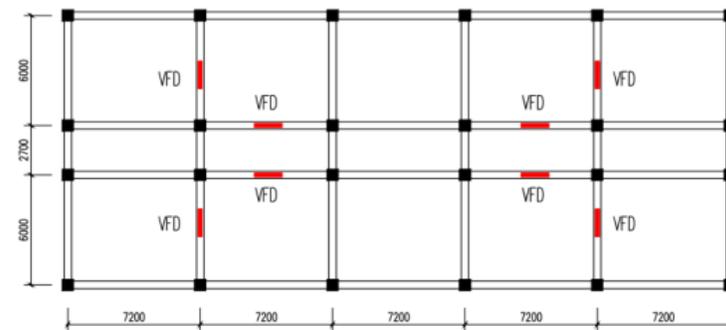
设计工况下阻尼比变化率



罕遇工况下阻尼比变化率



附加阻尼比的预测对比



(a) 平面布置图



- (1) **修正的平行力法**通过控制节点板轴线长度，达到简化节点板设计的目的，经验证计算结果满足设计要求，建议进行节点板的设计时予以参考。
- (2) **长度比对BRB系统刚度**有关键影响，与支撑角度、轴线长度和屈服力有关，可按公式（11）进行计算，随着角度的增加，长度比呈抛物线状，中间大，两端下， 45° 时最大；随着轴线长度的增加，长度比增加；随着屈服力的增加，长度比减小。
- (3) **屈服力的取值**是影响**刚度匹配**的关键因素，可按公式（19）进行计算，当屈服力取值过小时，随着屈服力的减小刚度误差增加，当屈服力取值过大时，随着屈服力的增加刚度误差增加。

BRB设计时不要过于追求中大震下其屈服比例，采用Q235，中震下少量屈服很正常，大震下也无需100%屈服。



(3) 通过算例拟合了阻尼器的层间位移利用率与阻尼器参数、连接构件刚度以及地震等级等因素之间的关系。研究表明，随着阻尼系数和阻尼指数的减小以及连接构件刚度和地震等级的增加，层间位移利用率逐渐增加，并在达到一定值后趋于稳定。在某些情况下，层间位移利用率可能超过1。

(4) 推导了阻尼比设防和罕遇变化率的解析表达式。研究表明，阻尼器的层间位移利用率、阻尼参数和地震等级是影响变化率的关键因素。当 $\gamma = 1$ 时，随着地震作用的增加，附加阻尼比呈现减少趋势，且随着阻尼指数的增加，该减少趋势逐渐变缓。当 $\gamma \neq 1$ 时，阻尼比的变化规律与阻尼器参数和层间位移利用率密切相关：在位移利用率比不变的情况下，随着阻尼指数的增加，阻尼比设防和罕遇变化率增加，且位移利用率比越大，变化率增长越快；在阻尼指数不变的情况下，随着位移利用率比的增加，变化率也随之增加，且指数越大，变化率增长越明显。值得注意的是，阻尼比设防和罕遇变化率可能大于1，即设防地震和罕遇地震下的阻尼比可能超过小震时的附加阻尼比。

以前大家常用阻尼器连接墙宽度1500，阻尼指数0.2和0.25。
对于中震正常使用的建筑建议：连接墙宽度做到2000~2500；阻尼指数建议取0.3~0.5。



请您多提宝贵建议！

江苏工邦振控科技有限公司

Jiangsu goodbang Vibration Control Technology Co., Ltd