扭转与平动

徐 珂/结果和预想的不大一样 20160525

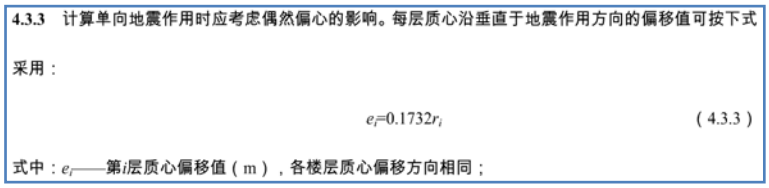
在结构设计领域中，计算机辅助应用使工程师在结构概念判断中有很多量化数据，比如扭转与平动的概念，在人工计算时代主要是概念设计，但是有结构软件情况下，这些概念都是具体数字量化的，比如下面一组数据，对于当代结构工程师来说，不需要任何设计图纸和效果图，便可以初步判断结构设计情况。想到2016 年春天里，一个阿尔法狗轻松以 4:1 战绩战胜韩国围棋高手李世石，据说阿尔法狗输的那一局是在思考人类的感受，把你头疼的事都考虑到，想想结构计算其实也可以这样解决的！

振型号	周 期	转 角	平动系数 (X+Y)	扭转系数
1	0.9873	89.95	1.00 (0.00+1.00)	0.00
2	0.9091	179.95	1.00 (1.00+0.00)	0.00
3	0.8625	0.82	0.05 (0.05+0.00)	0.95
4	0.3247	90.24	0.99 (0.00+0.99)	0.01
5	0.3011	0.73	0.96 (0.96+0.00)	0.04
6	0.2923	174.45	0.11 (0.11+0.00)	0.89

上面的数据就不用多解释，相信看这篇文字的朋友都会懂，这是我同事最近做的一个三层局部四层框架的结算结果，最开始的计算模型计算结果与这个结果差不多，区别在于我们都懂的扭转比要求，上面的比值是 0.8625/0.9873=0.874，而最开始的模型是大于 0.90，同事问是否要控制一下，说多层并没有这个控制要求，不一定要处理吧，同事接着表示审图时会出问题，这个是经常遇到的，那好吧就调整控制一下，最后的结果就是上面的数据，于是去审图，还是被提问题，

不过与此无关，审图不提问题，你做得也太好了吧？

有朋友提醒说广东 2013 版高规已经取消周期比，抗震规范也没有要求，这个东西需要控制吗？这个东西看怎么理解，所谓“广东 2013 版高规已经取消周期比”只能说是这本地方规程并没有写这个要求，并不能说对这个数据就可以忽略，相对应的是广东高规对于平面不规则性要求的更加具体，这个可见下面的内容：



4.3.3 计算单向地震作用时应考虑偶然偏心的影响。每层质心沿垂直于地震作用方向的偏移值可按下式采用：

$$e_i=0.1732r_i \qquad (4.3.3)$$

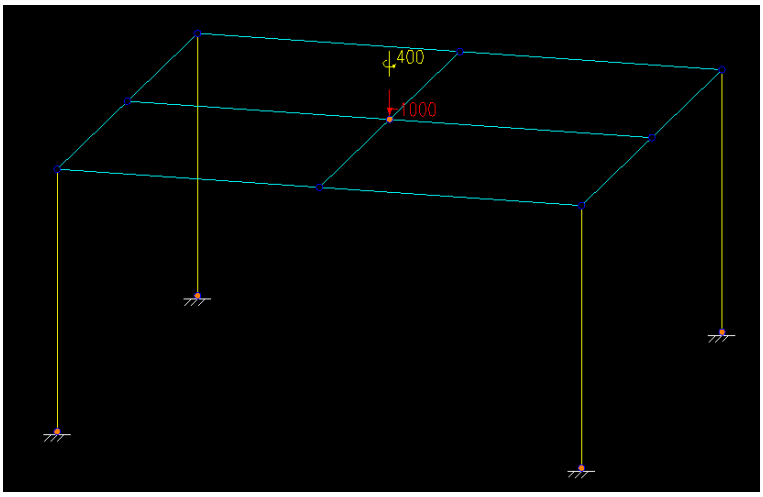
式中：e_i——第i层质心偏移值（m），各楼层质心偏移方向相同；

假若以纯粹的矩形截面计算的话，当计算建筑物边长是 L，回转半径 i 或者按广东高规写法约等于 0.2886L ,根据上式计算最后的偏移值约等于 0.049999L，与全国高规并没有区别。但是结构工程师知道，扭转问题主要与平面质量分布和结构抗扭刚度分布有关，广东的高规考虑实际抗扭刚度分布符合扭转计算原则，在其条文说明也给出了一些计算例子。

关于扭转效应在抗震规范在各个历史版本中与高规版本有所差异，比如 1990 年的版本 ,抗规 GBJ11-89 提到“质量和刚度明显不均匀、不对称的结构，应考虑水平地震作用的扭转影响”，高规 JGJ3-91 提到“明显不对称的结构应考虑扭转对结构受力的不利影响”，到了 2010 年的版本，写法相比之前有明确的改变，如抗规 GB50011-2010 强条“质量和刚度分布明显不对称的结构，应计入双向水平地震作用下的扭转影响；其它情况，应允许采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。”高规 JGJ3-2010 强条“质量和刚度分布明显不对称的结构，应计算双向水平地震作用下的扭转影响；其它情况，应计算单向水平地震作用下的扭转影响。”两者前半部分相差一个字，后半部分相较抗规，高规是给出具体

计算方法。与早期版本相比，目前在计算机辅助应用情况下，扭转效应计算分析已经不再是设计中的难题，因此规范对于扭转效应是执行严格要求的用词，低层建筑执行抗规要求时，一般都要满足扭转设计指标要求，除非特殊情况，那显然要进行专项计算并说明原因。

扭转与平动相比，到底有什么区别？用个简单框架结构来理解这个事情，先建一个一层矿框架，柱网是 8 米，正方形便于计算，层高是 4 米，框架柱截面 600X600，柱脚固接于正负零，梁截面是 300X600 与柱刚接，为了方便计算，将荷载全部集中在框架中心处，不计算框架自重，按 8X8X15=960kN，取整数 1000 kN 计算 ，为了支撑这个集中力 ，设十字交叉次梁 ，次梁截面也是 300X600。扭转效应直接在中心处输入扭矩取 100kN*m 进行模拟 ，扭矩 效应如果按照规范建议计算并没有这么大，只是为了观察变化情况，规范建议是偏移 0.05L，则扭矩大约为 0.16X1000X8X0.05=64 kN*m。结构分析用国产软件 STRAT 计算，还是要支持国产软件的，框架简图如下：



然后不断增加层数分析计算，每层竖向荷载和扭矩保持不变，计算到六层框架，这里只列出 X 向地震作用，Y 向数据与之相同，看一下数据变化。

模型楼层	竖向荷载总值	周期	地震影响系数	底层 X 向剪力	底层 Y 向弯矩
	kN	S	α	kN	kN*m
1	1000	0.191	0.160	160	640
2	2000	0.406	0.158	274	1846
3	3000	0.638	0.106	268	2486
4	4000	0.872	0.079	270	3147
5	5000	1.115	0.064	275	3825
6	6000	1.361	0.053	281	4512

从上述数据可以看到，扭矩变化对基底总剪力和弯矩并没有影响，原因做结构的都应该清楚，所以无论做多少层，通过基底总剪力和弯矩是看不出扭转对结构的影响。随着层数的增加，结构自振周期是增加的，按照反应谱计算原则，地震影响系数也是逐步减少的，基底总剪力不是呈线性增长关系，弯矩呈现逐步加快增长趋势。按照规范对扭转的计算建议，规则结构的扭转效应与剪力有一定对应关系，但总体上结构总剪力增加量不大的情况下，扭转效应增加不明显。（扭转是以每层剪力偏移计算合计，因此不与基底总剪力相对应。）

但是看柱子承担内力情况就不一样，下表是柱的内力情况，每格数字均有三个数字组成，分别代表“竖向力效应 ± X 向地震作用效应 ± 扭转效应”，之所以这样建模和罗列数据，是因为直接建立质量和刚度分布明显不对称的结构，计算结果是看不出三者之间的关系。因为一层建筑与多层建筑有一定区别，就不用仔细看，主要看二至六层的数据。

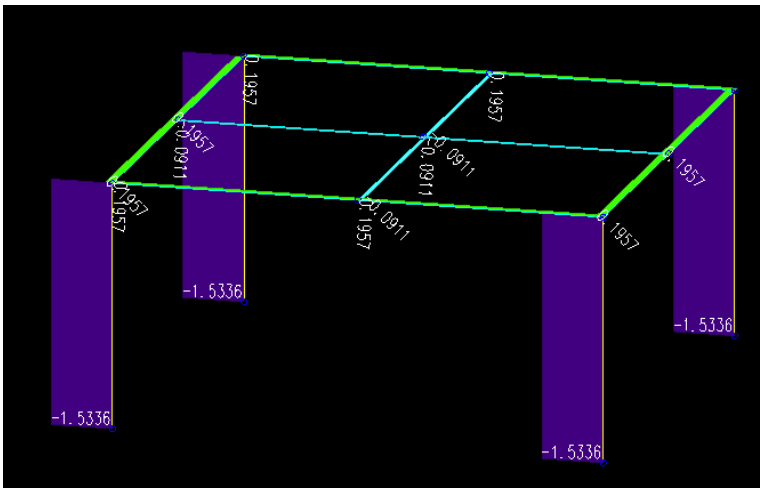
楼层	单柱轴力	单柱 X 向剪力	单柱 Y 向剪力	单柱 X 向弯矩	单柱 Y 向弯矩
	kN	kN	kN	kN*m	kN*m
1	250±12±0	±101±40±3	±101±0±3	±130±0±8	±130±111±8
2	500±60±0	±35±68±6	±35±0±6	±45±0±18	±45±221±18
3	750±98±0	±49±67±9	±49±0±9	±63±0±28	±63±228±28
4	1000±138±0	±46±68±12	±46±0±12	±59±0±38	±59±236±38
5	1250±178±0	±46±69±15	±46±0±15	±60±0±48	±60±244±48
6	1500±219±0	±46±70±18	±46±0±18	±59±0±58	±59±252±58

先看轴力变化，前面说过轴力应该与水平扭矩无关，因此各层模型扭矩对轴

力影响都是为 0。竖向力这个不用说，呈线性递增关系，每层差值均是 250，因为一层荷载是 1000，四根柱分摊就是 250，看我这例子举的真无脑！X 向地震作用对轴力影响，看起来似乎是按照 40 左右的差值在变化，这只能算是巧合，不能以此作为结论。那么 X 向地震作用引起的轴力其它数据是什么关系，这里顺便说一下，就是前一张表中，6 层楼的底层 Y 向总弯矩是 4512 kN*m，则关系是 4512=(219X4+252)X4，其中 252 是后一张表中单柱 Y 向弯矩，也就是说结构抗弯能力取决于边构件的轴力和其自身抗弯能力，搞结构的应该明白，靠自身能力那是有限制的，无论是建筑还是经济因素，这是不合适的，因此要尽量增加轴力提升整体的抗弯能力，所以超高层里为啥要设大斜撑、大角柱、加强桁架之类的，都是干这事。

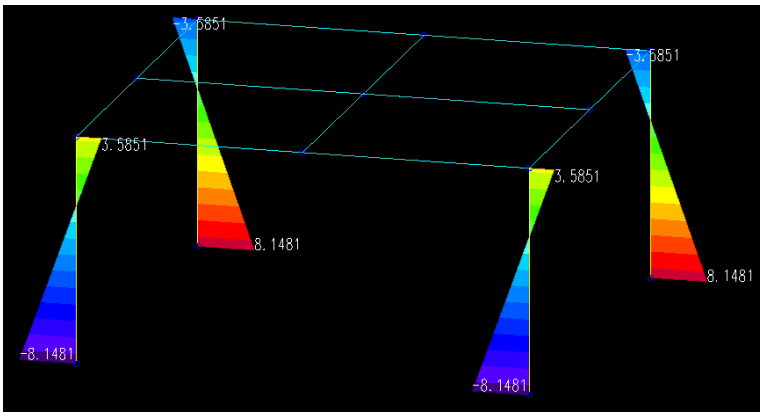
再来看剪力变化，X 和 Y 向差不多，这个例子里 X 向有水平地震作用而已。三层以上模型中，竖向力引起的剪力基本是一致的，这是因为竖向力作用模式相同的结果，三层以下的模型有所变化是模型有差异，三层以上的模型对底层的影响差异很小，数值接近是正常的，在平面内两根柱的剪力值是正负对应的，合力为零，不影响底部总剪力。X 向地震力引起的各柱剪力之和与底部总剪力相对应，如 6 层模型中，底部总剪力是 281，柱剪力是 70，四根柱之和是 280，与 281 相同，只是四舍五入的差别。对比 2~6 层模型，X 向地震作用引起的柱底剪力变化不大，数值是是 67~70，与这个模型尺寸有一定关系，不能作为普遍概念去理解，但是它反映了一定趋势，就是底层柱剪力并不是随楼层数量呈线性增长关系，而是呈缓慢增加的趋势，确实在增加但增加的很少，这是因为轴力增加是抗弯的主力军，除非楼层高度非常高，这时候轴力会让位给柱的抗弯能力。接着看扭转效应，数值与地震作用值相比很少，1 至 6 层仅从 3 增加到 18，与 67~70

相比意义不大，但是这个值是明确的线性增加趋势，如果是高层或者超高层，这个就会有可观的表现，比如 100 层，这个数值会增加到 300 左右。现在来关心一下扭转效应是怎么分配的，因为是线性关系，只需要看一层模型数据即可，从表中可知扭转效应引起单柱 X 向剪力是 3 kN，这个因四舍五入不准确，将小数点后 4 位打开后数值是 2.9333，以这个值计算抗扭矩等于 2.933X4X2X4=93.8656 kN*m，与设定的 100 kN*m 不吻合，剩下的 100-93.8656=6.1344 kN*m 在哪？像结构工程师常看的数据中也就是上面两个表是看不出来的，这 6.1344kN*m 实际由柱自身承担，即柱存在扭矩，每根柱承担 6.1344/4=1.5336kN*m，这个数值并不大，但是如果是 100 层，底层柱身就要承担 153.36 kN*m，这个数值是什么概念，有兴趣的话可以自己计算一下 ,问题是现在很多计算中考虑过柱身扭矩吗？我把一层模型柱身扭矩软件计算结果图示一下。



最后看一下弯矩变化，在剪力那块已经说了，竖向力和 X 向地震作用对弯矩影响，并不呈线性增长关系，这里更关心扭转效应，从表中数据可知，扭转效应引起弯矩 1 至 6 层模型的值从 8 一直增加到 58，也是线性增加的关系，一层相差 10 kN*m，按照这个规律 100 层的柱底弯矩大约是 1008 kN*m，这还没

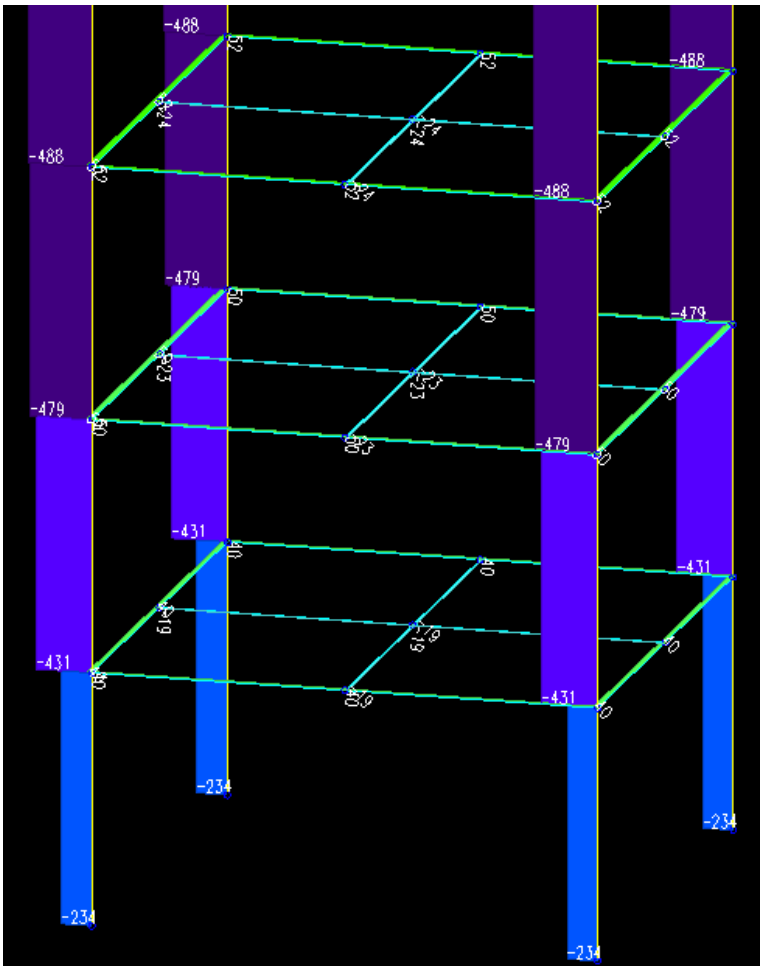
承重，扭转先占这么多弯矩，再结合柱身扭矩，这柱怎么设计？所以尽量减少扭转效应是很重要的事情。这里还要说明一下，这个柱底弯矩表现跟扭矩是什么关系，数值上是不能直接相等的，因为 4X8=32 与 100 扭矩相差很多，这个值跟剪力有关，上面说过扭矩引起柱身剪力是 2.9333，层高 4 米，则柱身承担弯矩是 2.9333X4=11.7332 kN*m，下图是柱身弯矩分布情况，柱脚是 8.1481，柱顶是 3.5851，合计是 11.7332 kN*m。



如果真设计四柱100层框架，每层竖向荷载1000kn，扭转效应是100 kN*m，那数据结果是什么，这里还是像上面列个表，从数据上看是否跟上面的想法接近，为了看得更清楚，将“竖向力效应 ± X 向地震作用效应 ± 扭转效应”分三层写，再加 6 层模型数据对比。

楼层	单柱轴力	单柱 X 向剪力	单柱 Y 向剪力	单柱 X 向弯矩	单柱 Y 向弯矩
	kN	kN	kN	kN*m	kN*m
100	25000 ±28415 ±0	±46 ±425 ±283	±46 ±0 ±283	±59 ±0 ±1031	±59 ±1812 ±1031
6	1500±219±0	±46±70±18	±46±0±18	±59±0±58	±59±252±58

这个表的数据与前面预估的差不多，但是有一个数据还是超出预估，那就是柱身扭矩，前面说的预估大约为 153 kN*m，实际计算结果是 234 kN*m，见下图，这个值不是最小的，上面几层更大，达到 488 kN*m，好在这是个虚构的模型，真要设计扭矩要亲命！



写到这可能会觉得这个例子不符合现实情况，这样探讨没意义，可能是这样的，结构工程师怎能太脱离实际去分析，那现在就模拟另一种情况，就是不在模型上加入扭矩荷载，而是将荷载位置沿 Y 向偏移 0.7 米，这样模拟质心和刚心偏移，当计算一层框架模型时，偏移 0.7，软件分析基底扭矩接近 100 kN*m，与前面假定模型的扭矩保持一致，然后向上复制至六层框架模型，看看结果与前面的模型区别如何，这里需要注意两个事情：

1、前面的模型是每层在中心处施加 100 kN*m 的扭矩荷载，六层框架模型合计在基底处是 600kN*m 的总扭矩；这个模型是将竖向力作用点沿 Y 轴偏移 0.7 米，当采用一层框架模型时，基底处是 100kN*m 的总扭矩，六层框架模型合计在基底处是 177kN*m 的总扭矩，结构工程师应该能理解为什么只有这么少。

2、因为质量直接偏置，计算结果就只有“竖向力效应 ± X 向地震作用效应”，不像前面的模型是“竖向力效应 ± X 向地震作用效应 ± 扭转效应”。下表列的数据是四柱中轴力效应相对最大一侧柱结果：

楼层	单柱轴力	单柱 X 向剪力	单柱 Y 向剪力	单柱 X 向弯矩	单柱 Y 向弯矩
	kN	kN	kN	kN*m	kN*m
6(前模型)	1500±219±0	±46±70±18	±46±0±18	±59±0±58	±59±252±58
6	1767±220	±55±76	±44±5	±40±19	±71±270

取标准组合极值的结果如下：

楼层	单柱轴力	单柱 X 向剪力	单柱 Y 向剪力	单柱 X 向弯矩	单柱 Y 向弯矩
	kN	kN	kN	kN*m	kN*m
6(前模型)	1719	134	64	117	369
6	1987	131	49	59	341

再继续调整，接近实际情况，计算中经常设置不同种类的梁柱截面，适应建筑、荷载需求，这里是将一侧柱截面加大至 800X800，梁截面加大至 330X650，这样一层框架模型的基底扭矩大约为 100 kN*m，然后向上复制至六层框架模型，六层框架模型合计在基底处是 270kN*m 的总扭矩，看看结果与前面的模型区别如何，下表列的数据是分两组来显示不同侧柱结果，大柱是指 800X800 截面，小柱是指 600X600 截面：

楼层	单柱轴力	单柱 X 向剪力	单柱 Y 向剪力	单柱 X 向弯矩	单柱 Y 向弯矩
	kN	kN	kN	kN*m	kN*m
6(前模型)	1500±219±0	±46±70±18	±46±0±18	±59±0±58	±59±252±58
6(小柱)	1490±183	±46±52	±46±10	±72±33	±59±196
6(大柱)	1510±276	±49±108	±46±37	±6±149	±61±581

取标准组合极值的结果如下：

楼层	单柱轴力	单柱 X 向剪力	单柱 Y 向剪力	单柱 X 向弯矩	单柱 Y 向弯矩
	kN	kN	kN	kN*m	kN*m
6(前模型)	1719	134	64	117	369
6（小柱）	1673	98	56	105	255
6（大柱）	1786	157	83	155	642

上面这些例子不代表实际结构情况，但是可以帮助理解扭转效应对结构的影响，平动效应相对容易判断，扭转不直观。不注意控制扭转影响，结构构很大一部分的内力是因为扭转造成的，虽然可以通过软件计算将配筋计算出来，但是能减少扭转效应引起的配筋增加还是有很重要的意义，像构件必须承担扭转效应和可承担扭转效应是完全两回事，后者的安全性远高于前者。

吉德林法则

把难题清清楚楚地写出来，便已经解决了一半。