

关于柱下独立基础抗剪验算的事情

徐珂 / [布丁说表现好的话可以送我本书](#)

20160429

有时候我会在网上回答别人的问题，体验一下懂的快乐，其实做结构这么多年很多东西还是模糊的，通过解答问题，至少可以帮自己理理发昏的头脑，由不懂变得懂了点。这次是“土木在线”<http://www.co188.com/>的编辑布丁让看看，我就挑了个基础抗剪的问题讨论一下，原文写得挺热闹，把我都绕进去晕了半天，详见<http://bbs.co188.com/thread-9233187-1-1.html>，这个攻城狮以后可以写小说。

原文主要讨论的是柱下独立基础抗剪问题，起因是在岩石地区地基承载力高，某一天发现独立基础需要进行抗剪计算，不算不知道，一算吓一跳，原来设计的基础高度都不够，不是差一点而是差几倍，例如文中所述：“28层的房子，柱底轴力 15000kN，柱尺寸 1000*1000，基底尺寸 2200*2200，高 550 就可以了。因为灰岩的 $f_{rk}=40+MPa$ ， $f_a=5000\sim 10000kPa$ ，无论如何地基承载力都是可以满足的。.....把基础加高至 700，然后变成了需要验算剪切，结果不够了，然后要一直加高一直加高，加高到 2200，才能满足。”可问题是以前设计的还老老实实的待在哪里，没事一样地揪着攻城狮强悍的小心脏，你说奇怪不奇怪？就像小辛巴一样，找来各种规范、论著来说明这个事，最后文中沉痛地说“在总结整理了众多资料并深入分析研究之后，技术副院长决定在院里统一基础抗剪的设计方法，引入剪切系数 1.4。结果遭遇到了很大的阻力，新人担惊受怕，保守一点的总工坚决反对。”

说实在的头一次看完的时候，我也开始怀疑人生啦！就像文后另一位攻城狮

说的，虽然在岩石上挖 2 米深的坑费钱又费事，但是安全重要呀!貌似很多人的留言认为这很重要，原文觉得这样做好像不大合理，那就引入剪切系数，这问题可以缓和些，逻辑上好像讲得通，他也没讲系数怎么来的和怎么使用，难道是 $1.1 \times (700/550) = 1.4$? 东西靠猜就不好玩了。对我而言，在岩石上做基础的机会比较少，大部分都是 $f_a = 100 \sim 300 \text{ kPa}$ 的地基上耍大刀，看着 5000 kPa 这么好的地基条件如何设置独立基础高度也是心里没谱。

把抗剪验算的要求列一下，原文写的很清楚，是 GB50007-2011 版地基规范新增的强制性条文，即 8.2.7.2 :

8.2.7 扩展基础的计算应符合下列规定：

- 1 对柱下独立基础，当冲切破坏锥体落在基础底面以内时，应验算柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力；
- 2 对基础底面短边尺寸小于或等于柱宽加两倍基础有效高度的柱下独立基础，以及墙下条形基础，应验算柱（墙）与基础交接处的基础受剪切承载力；
- 3 基础底板的配筋，应按抗弯计算确定；
- 4 当基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时，尚应验算柱下基础顶面的局部受压承载力。

先来说说设计数据，以下为了简单说明，就不考虑很多小的计算细节，细节部分可以有众多软件计算书解决，先说这个基础底面积设计，“轴力 15000 kN $f_a = 5000 \sim 10000 \text{ kPa}$ ”，底面积 $= 15000/5000 = 3 \text{ m} \times \text{m}$ ，也就是 1750×1750 即可，不知道他为何要做到“ 2200×2200 ”？可能是弯矩因素，这里也不讨论。那么在我的看法，即使做到 2200×2200 ，按照条文说明的，不管做 550 高还是 400 高，都不用进行剪切验算，只需要进行冲切验算。

剪切验算和冲切验算有什么区别？在本质上都是剪切破坏，区别是剪切破坏是平面剪切，冲切破坏是空间剪切，空间受力实际上是三向受力问题，其受力原理要比平面受力复杂，有兴趣可以去找理论书研究。在规范上的计算公式都是简

化公式或者是工程应用公式，不是力学上的公式。按照一般理解，既然是剪切问题，那应该用剪切强度来计算，比如钢结构剪切计算用的就是剪切强度，但是混凝土剪切和冲切验算公式使用的都是抗拉强度，而且混凝土规范中根本就没有抗剪强度，我理解是钢结构在受拉受压状态下是匀质材料，剪切强度稳定，混凝土则是非匀质材料，剪切强度在受拉受压时表现差异很大，不能用公式来描述这种变化，而且发生剪切时，设计也没有办法来描述截面的拉压力实际分布情况，也就没办法用剪切强度去计算，但是用抗拉强度能理解这个事情，当混凝土抗拉强度不满足时，意味着什么？就是混凝土与混凝土分离，本体都脱离了还谈什么抗剪能力！所以规范中的剪切和冲切验算公式都是在确定计算面是否具有足够的抗拉能力来保证抗剪能力。

首先要说明一个事情，按照以往低承载力地基条件设计经验，这个基础如果由我设计， 1750×1750 已经满足底面积需求，为了后面数字方便，我取 1800×1800 平面尺寸，与柱截面 1000×1000 相比，基础每边扩出 400，基础高 400 即可，这样的设计结果是否成立先放一边，从底面积满足情况出发先认为是成立的，然后你出来说底面积 2200×2200 基础高度 700 不满足规范要求，因为抗剪截面不足，是不是很奇怪？哪里出了问题？

规范条文说明中明确说“当冲切破坏锥体落在基础底面以内时，此类基础的截面高度由受冲切承载力控制。”那还拿着条文强调验算剪切承载力，就是多此一举，冲切破坏与剪切破坏的区别决定两者计算结果差异大是正常的，但是将两个不平等的东西放在一起对比是没有意义的，而且从规范角度已经否定这种计算，所以进行验算剪切从设计角度出发就是错误的。从这个规定出发，我设计的 1800×1800 基础加上配筋即可以满足上述要求。这里我使用 MorGain 软件计

算结果：

1.8.2 X 方向 (b 方向)

因 $b > hc + 2h_0$ 且 $l - bc \geq b - hc$ ，有：

$$\begin{aligned} Alx &= 0.5(b - hc + 2bc + 2h_0)[(b - hc) / 2 - h_0] \\ &= 0.5 \cdot (1.8 - 1 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 0.375) \cdot [(1.8 - 1) / 2 - 0.375] = 0.044 \text{m}^2 \end{aligned}$$

$$ab = \text{Min}\{bc + 2h_0, l\} = \text{Min}\{1 + 2 \cdot 0.375, 1.8\} = 1.75 \text{m}$$

$$amx = (bc + ab) / 2 = (1 + 1.75) / 2 = 1.375 \text{m}$$

1.8.2.1 柱号：1、Dcon、无地震作用组合

$$Flx = p_j \cdot Alx = 6250 \cdot 0.044 = 277.3 \text{kN}$$

$$\begin{aligned} Rcqx &= 0.7\beta_{hp} \cdot ft \cdot amx \cdot h_0 = 0.7 \cdot 1 \cdot 1575 \cdot 1.375 \cdot 0.375 \\ &= 568.3 \text{kN} \geq Flx = 277.3 \text{kN}, \text{ 满足要求。} \end{aligned}$$

1.10.2.1 $M I_{\max} = 766.7 \text{kN} \cdot \text{m}$ ， $A_s I = 6315 \text{mm}^2$ ($x = 76 \text{mm}$)， $a_s = 25 \text{mm}$ ，
相对受压区高度 $\xi = 0.201$ ，配筋率 $\rho = 0.936\%$ ；①号筋：22@100 ($A_s = 6462$)

上面的计算如果仔细分析的话，有个问题就是这个基础是刚性基础，按理说刚性基础可以不用配筋的，之所以有配筋，是因为软件将“无筋扩展基础”当成“扩展基础”来设计，“无筋扩展基础”一般称为刚性基础，像混凝土宽高比小于 1 时，就是刚性基础，我这里取的数值正好在界线上。按说刚性基础的特点就是充分利用材料的受压性能，在刚性角范围内都是受压状态，不存在受拉情况，竖向剪切问题也就不担心。但这是有限度的，规范中关于无筋扩展基础条文说明中说当基础单侧扩展范围内基础底面处的平均压力值超过 300kPa 时，要进行抗剪验算，这个例子 $f_a = 5000 \text{kPa}$ 远超过这个限制，那咱们就去验算一下，半路回来了，无筋扩展基础抗剪验算公式更凄惨，只有正常抗剪验算公式一半左右，别指望了，不过从两个公式的差别，可以看出配筋跟无筋对混凝土的区别。现在通过规范我们知道，如果地基承载力是 300 kPa 时，宽高比做到 1:1.25，也就是说基础高度需要做到 500，这样的话，按刚性基础抗剪验算公式计算出来的抗剪能力大约是剪力设计值的 1.8 倍，按扩展基础抗剪验算公式计算出来的抗剪能力大约是剪力设计值的 3.5 倍，考虑扩展基础的坡度最大为 1:3，则扩展基础抗剪验算公式计算出来的抗剪能力大约是剪力设计值的 1.0~1.2 倍，按这样去推的

话，地基承载力特征值达到 300 kPa 时，抗剪验算基本就关门歇业。

规范也明确说抗剪验算公式不适用于岩石基础，岩石上做刚性基础，可能会出现沿柱周边直剪和劈裂破坏，就是基底反力受力不均匀，导致柱芯自己直接扎进去，规范就提出要进行局部受压承载力验算并且结合当地经验。明白这个理，做独立基础就有目标，就是一定要把基础做成刚性的状态才可以，荷载值小的情况，混凝土自身刚度可以维持，荷载值大的情况，就得用钢筋手段来保证，通过钢筋的抗拉作用保证混凝土不开裂。

混凝土规范中局部受压计算明确说要配置间接钢筋，如果直接套用混凝土规范中局部受压计算公式，柱平面放到 1800*1800 都不需要配筋，原因是公式中有个面积放大系数，这个例子算下来是 1.8，我觉得这样取有些问题，这毕竟与小荷载值情况有区别，不能按 1800*1800 验算而是应该落在 1000*1000 的截面上验算，这样局部受压是等截面验算，计算下来必须得配筋，算下来选择 8@200 的钢筋网片就可以满足要求，那我觉得把扩大基础部分按柱截面进行配筋就可以，而且柱范围的箍筋向下延伸布置到基础底，既能满足局部受压要求，又有箍筋作用限制混凝土开裂，这样做其实就是把 1000*1000 柱变成 1800*1800 柱。

按照刚性基础设计原则，截面高度是不能小于扩出宽度的，所以应该做的比 400 高才符合要求，做 400 或 500 高，按 1:1 或 1:1.25 扩散角下来的基础底边缘就能承受 5000kPa，我觉着不靠谱，那高多少合适，我觉得至少是一倍关系，因为 1:1 或 1:1.25 都是经验总结的极限角，要它担当大任，扩散角不缩小一倍说不过去，就是让力的传递更接近直线，高度扩大一倍后，扩散角收到 20 度左右。

换一种方法来确定，这时候假设 1000*1000 的柱落在 1000*h 的十字交叉梁上，按斜截面抗剪限制公式计算，扣除 1000*1000 所占的 5000kN，四个方向梁分担 10000 kN，每方向梁承担 2500 kN，则支撑梁截面高度 $h=2500*1.35/(0.25*16.7*1)=808\text{mm}$ ，这里暂且说 1000 高，大概是两倍关系，这样做需要在 800 高范围里做抗剪箍筋，这不是问题，问题是在 400 的扩出范围里怎么布置抗剪箍筋，按照配筋公式，这里需要大约 5450mm*mm 面积钢筋。

说到这，那我到底是采用 2200*2200 平面 550 高的基础还是 1800*1800 平面 1000 高的基础呢？这两种前面说都可以，但是我更倾向于后者，扩展基础之所以能扩展，是因为通过地基边形后，扩展部分才起作用，现在基础放在变形能力比混凝土还弱的岩石上，我觉得扩展的部分就是一张饼。

因为没做过这么高反力的独立基础，再说吧！

-Wait until you see!

-See what?

-See what a man can do to a man.

-等你看到再说吧！

-看什么？

-看一个人可以对另一个人做些什么。