

《PKPM软件在应用中的问题解析》讲义(十八) PDF转换可能丢失图片或格式，建议阅读原文

[https://www.100test.com/kao\\_ti2020/173/2021\\_2022\\_\\_E3\\_80\\_8APKPM\\_E8\\_BD\\_AF\\_c58\\_173097.htm](https://www.100test.com/kao_ti2020/173/2021_2022__E3_80_8APKPM_E8_BD_AF_c58_173097.htm) 第十八章 钢结构（一） $M_u < 1.2M_p$ 何意？如何解决？

规范要求：根据《建筑抗震设计规范》（以下简称《抗震规范》）第8.2.8条的规定：钢结构构件连接应按地震组合内力进行弹性设计，并应进行极限承载力计算；梁与柱连接弹性设计时，梁上下翼缘的端截面应满足连接的弹性设计要求，梁腹板应计入剪力和弯矩。梁与柱连接的极限受弯、受剪承载力，应符合下列要求： $M_u$

$1.2M_p$  - - - （8.2.8-1）式中： $M_u$  - 梁上下翼缘全熔透坡口焊缝的极限受弯承载力，其计算公式为： $M_u = A_f(h-t_f)f_y$   
 $M_p$  - 梁（梁贯通时为柱）的全塑性受弯承载力，其计算公式为： $M_p = W_p f_y$   $W_p$  - 构件截面塑性抵抗矩 工程实例：某工程为5层钢框架结构，地震设防烈度为8度，地震加速度为0.2g，场地土类别为三类，设计地震为第一组，梁、柱均采用焊接工字钢，钢号均为Q345，首层平面图如图1所示：（图略）通过STS软件计算可知，图1中所示GL27与柱GZ6的节点连接设计不满足《抗震规范》第8.2.8条的规定。由于有些设计人员对公式（8.2.8 - 1）缺乏正确的理解，在处理此问题时盲目加大钢梁截面，调整结果如表1所示：（表略）从表1可以看出，增大梁的截面尺寸后，仍不能满足要求，构件的极限承载能力提高的非常地有限，仅提高了0.72%，但用钢量每延米却增大了64%，这显然不合理。通过对《抗震规范》中 $M_u$ 和 $1.2M_p$ 的计算公式的分析，我们得知： $M_u$ 主要与梁翼缘板面积和梁高有关，与梁腹板厚无关； $M_p$ 的大小主要

受构件截面塑性抵抗矩 $M_p$ 的控制，而 $W_p$ 的大小则与截面的尺寸有关。增大梁翼缘板尺寸和梁高虽然可以增大 $M_u$ 的值，但 $W_p$ 的值也会相应增大，这也是为什么如表1所示增大梁截面尺寸但计算结果却没有明显改善的主要原因。

解决方案：根据强连接弱构件的设计特点，采取如下技术措施：在梁上下翼缘处加楔形板（如图2所示，图略）。通过在梁端上下翼缘处加楔形板，增大全熔透坡口焊缝的长度，从而增加了焊缝的极限抗弯承载力。以本工程为例，设楔形板挑出长度为0.08m，根据公式（1）：

$M_u = 0.08 \times (0.15 + 0.016) \times (0.25 - 0.008) \times 4.7 \times 10^5 = 151.05 \text{kn-m} > 1.2M_p = 145.73 \text{kn-m}$  满足规范要求

梁上下翼缘加楔形盖板（如图3所示，图略）通过在梁端上下翼缘处加楔形盖板，增大全熔透坡口焊缝的高度，从而增加了焊缝的极限抗弯承载力。以本工程为例，设楔形盖板板厚为0.008m，根据公式（1）：

$M_u = (0.008 + 0.006) \times 0.15 \times (0.25 - 0.008) \times 4.7 \times 10^5 = 238.85 \text{kn-m} > 1.2M_p = 145.73 \text{kn-m}$  满足规范要求

需要指出的是，在梁端上下翼缘处加楔形盖板后，梁翼缘厚与楔形盖板厚之和应小于柱翼缘的厚度，否则就有可能使梁翼缘的抗弯承载力大于柱翼缘的抗弯承载力，从而将柱翼缘拉坏。

狗骨法（如图4所示，图略）通过设置狗骨式节点连接方式，削弱梁端的全塑性受弯承载力以达到满足规范的要求。（狗骨者，构件两端翼缘加宽）

上述三种连接方法的适用条件。上述三种设计方法主要用于梁柱刚性连接，对于梁柱铰接连接的节点，由于其连接方式不属于“强连接弱构件”，因此不需要进行地震组合作用下的极限抗弯承载力验算。

（二）节点域不满足要求何意？如何解决？ 规范要求：根据《

《抗震规范》第8.2.5条第2款的规定：节点域的屈服承载力应符合下式要求：
$$\left[ \frac{M_{pb1} + M_{pb2}}{V_p} \right] \leq \left[ \frac{4}{3} f_v \right] \text{---- (8.2.5-2)}$$

工字形截面柱：
$$V_p = h_b h_c b t_w \text{---- (8.2.5-3)}$$
 《抗震规范》

第8.2.5条第3款的规定：工字形截面柱和箱形截面柱的节点域应按下列公式验算：
$$t_w \leq (h_b + h_c) / 90 \text{----- (8.2.5-5)}$$

$$\left[ \frac{M_{b1} + M_{b2}}{V_p} \right] \leq \left[ \frac{4}{3} f_v / R_E \right] \text{---- (8.2.5-6)}$$
 式中， $M_{pb1}$ 、 $M_{pb2}$  - - 分别为节点域两侧梁的全塑性受弯矩承载力； $M_{b1}$ 、 $M_{b2}$  - - 分别为节点域两侧梁的弯矩设计值； $V_p$  - - 节点域的体积。通过钢结构的节点连接计算我们得知，公式（8.2.5-2）和（8.2.5-5）不满足要求的最多，公式（8.2.5-6）一般较容易满足要求。仔细分析这三个公式的具体含义，我们不难得出以下结论：公式（8.2.5-2）主要验算的是节点域的屈服承载力，其大小只与构件的截面大小等本身性质有关，而与外力无关。公式（8.2.5-5）与（8.2.5-2）一样，也是只与构件的截面大小有关的物理量，而与外力无关。公式（8.2.5-6）主要是验算节点域两侧梁的端弯矩之和所产生的强度应力要满足规范的允许限值。如果内力不是很大，一般情况下都能满足要求。

工程实例：图1结构平面图（图略）工字形梁1和梁2断面尺寸为： $B \times H \times t_w \times t_f = 150 \times 250 \times 4.5 \times 8$  工字形柱1断面尺寸为： $B \times H \times t_w \times t_f = 175 \times 350 \times 6 \times 81$  将上述各参数代入公式（8.2.5-2）中得  $\left[ \frac{M_{pb1} + M_{pb2}}{V_p} \right] = 362.56 > \left[ \frac{4}{3} f_v \right] = 240$  不满足规范要求  $t_w = 6 < (h_b + h_c) / 90 = 6.3$  也不满足规范要求

节点域的构造措施：  
 对于组合柱，直接将柱腹板在节点域范围内更换为较厚板件。加厚板件应伸出柱横向加劲肋之处各150mm，并采用对接焊缝与柱腹板相连。对于轧制H型柱，可贴焊补强板

加强。补强板上下边缘可不伸过或伸出柱横向加劲肋之处各150mm。当补强板不伸过往横向加劲肋时，板厚不小于5mm。补强板侧边可采用角焊缝与柱翼缘相连，其板面尚应采用塞焊与柱腹板连成整体。塞焊点之间的距离不应大于相连板件中较薄板件厚度的 $21(235 / f_y)^{1/2}$ 倍。[  $(235 / f_y)^{1/2}$ 是 $(235 / f_y)$ 的 $1/2$ 次方的意思 ] 100Test 下载频道开通，各类考试题目直接下载。详细请访问 [www.100test.com](http://www.100test.com)