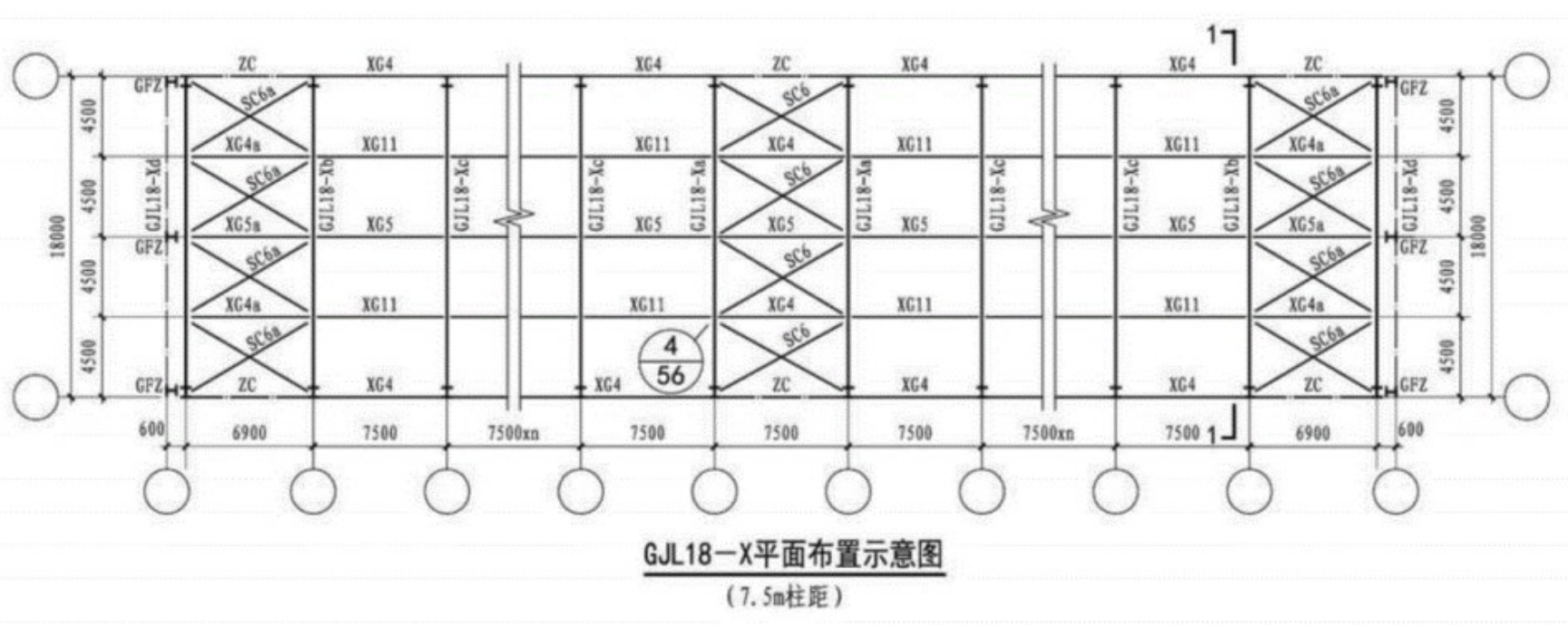
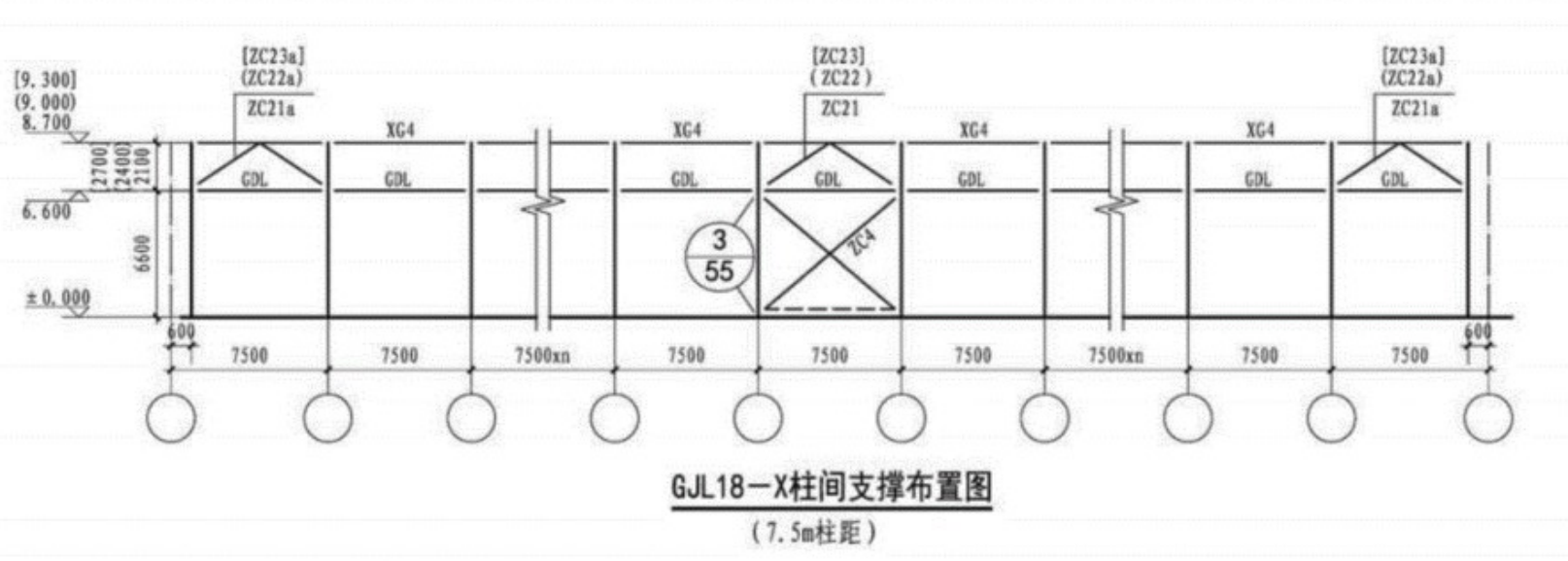
**轻型门式钢架**

**一、设计资料**

单跨双坡轻型门式刚架，刚架跨度18m，长度60m，柱距7.5m，柱高6m，共有9.0榀刚架，屋面坡度0.1，刚架为等截面梁柱，采用Q235钢材，焊条采用E43型，螺栓采用高强度摩擦螺栓。地震设防烈度为7度，地震加速度设计值为0.1g，风振系数和风压高度变化系数均取1.0，檩条间距1.5m，恒荷载分项系数取1.3，活荷载分项系数取1.5，最不利截面内力设计值按荷载基本组合设计。

**二、柱网及屋面布置**

1、柱网平面布置

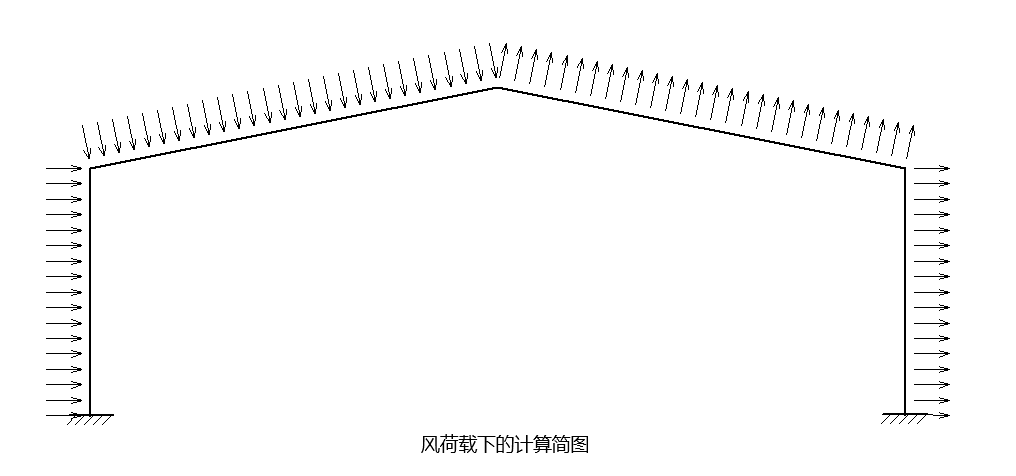
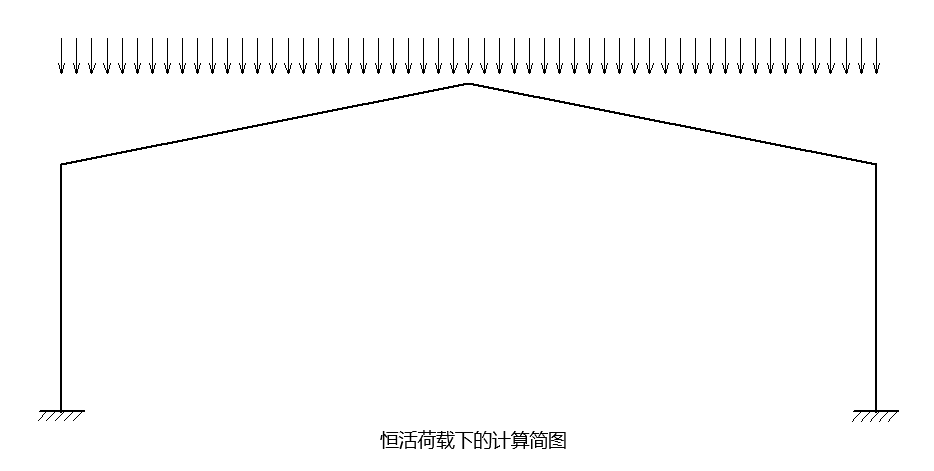
2、支撑体系布置

**三、结构内力分析**

1、荷载计算

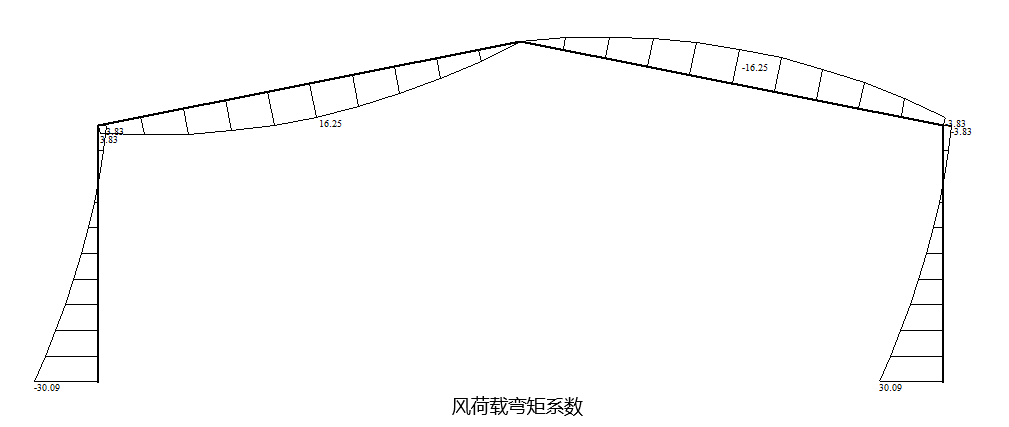
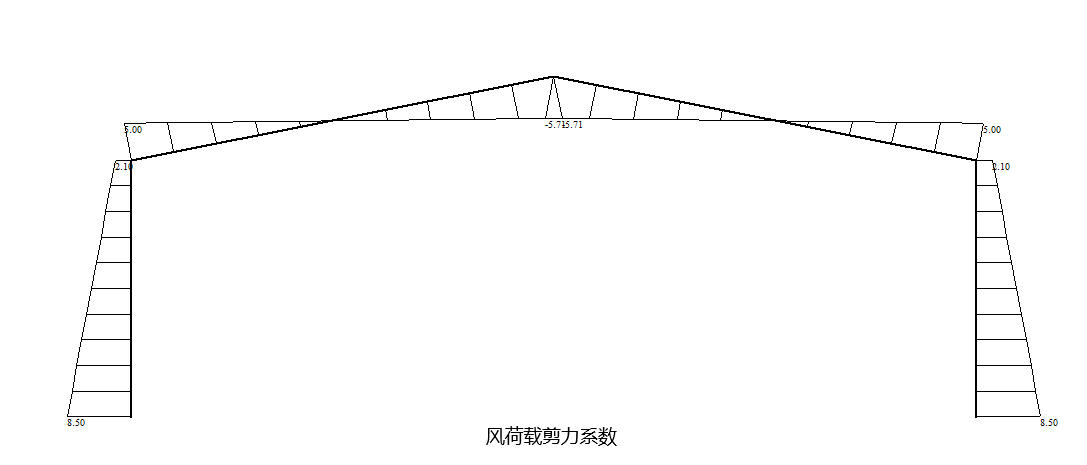
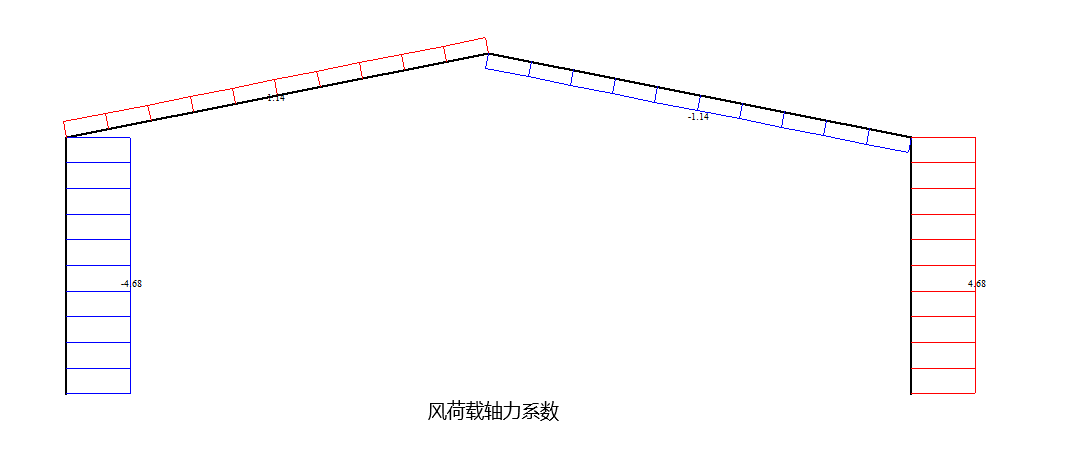
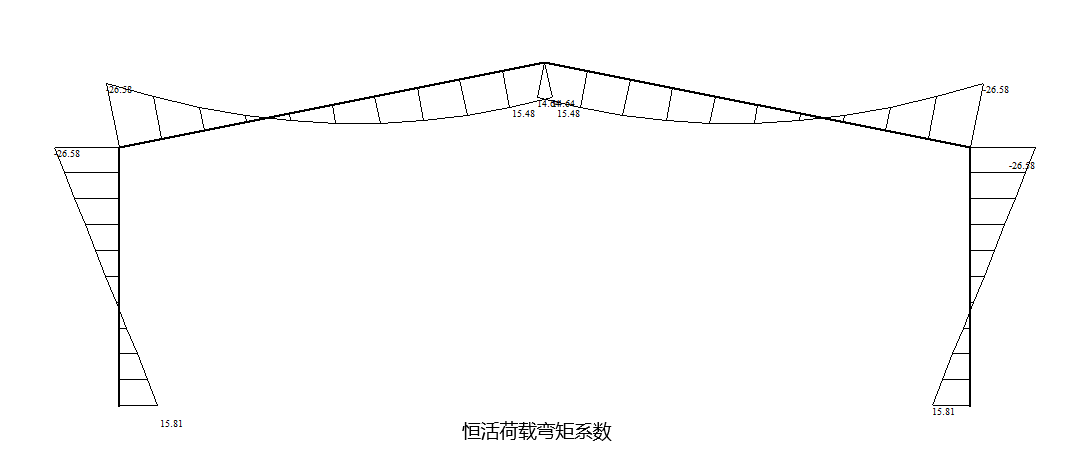
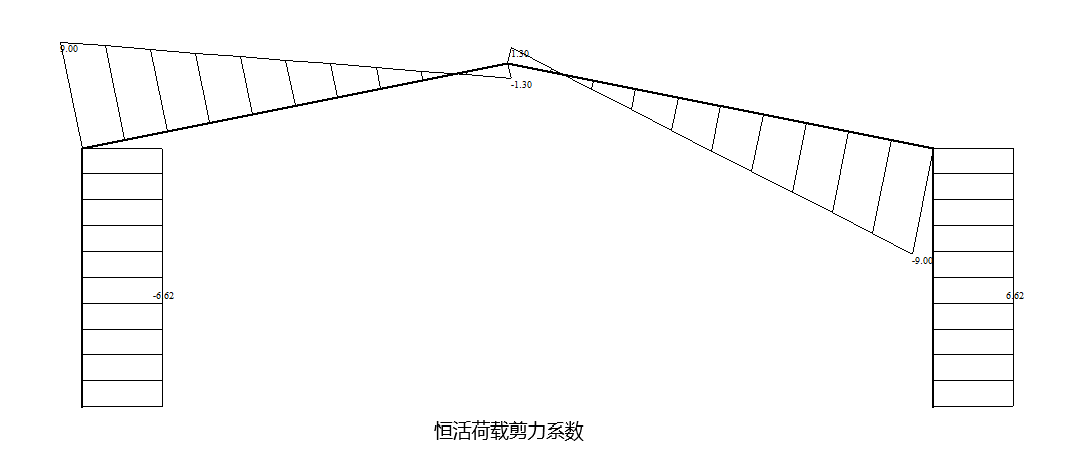
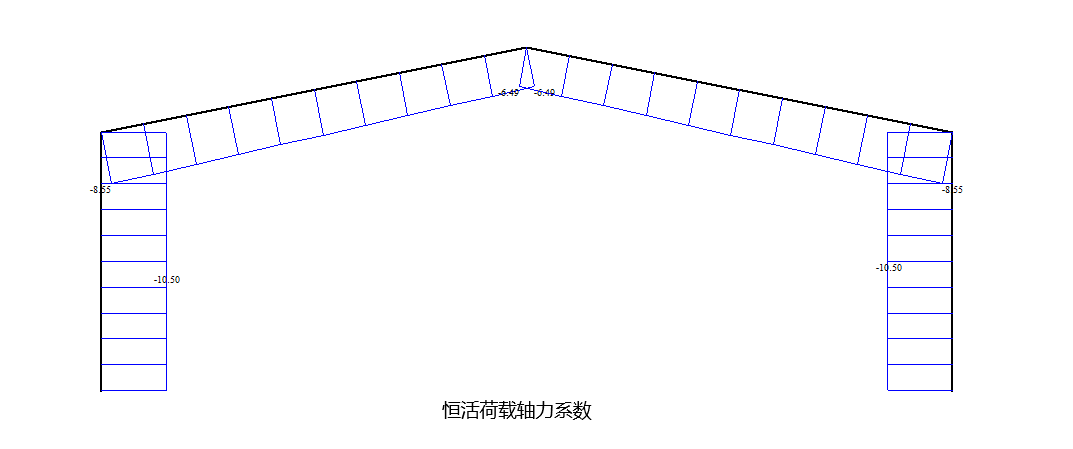
永久荷载：吊顶0.5kN/m²  
屋面活荷载：计算刚架时0.5kN/m²，计算檩条时0.5kN/m²  
风荷载和雪荷载：0.4kN/m²，0.5kN/m²

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 各荷载标准值计算 | 屋面 | 活荷载标准值 | 0.5×7.5=3.75kN/m |
| 钢架 | 吊顶 | 0.5×7.5=3.75kN/m |
| 迎风面 | 柱上q1 | 0.4×7.5×0.8=2.4kN/m |
| 横梁上q2 | 0.4×7.5×-0.6=-1.8kN/m |
| 背风面 | 柱上q3 | 0.4×7.5×-0.5=-1.5kN/m |
| 横梁上q4 | 0.4×7.5×-0.5=-1.5kN/m |

2、恒活荷载、风荷载计算简图

**四、内力分析**

1、内力计算

为了简化计算，假设恒荷载沿水平方向分布在梁上，风荷载沿竖直方向分布在柱子上及沿着坡屋顶分布，当遇到左风时，左侧为风压力，右侧为风吸力，且屋面坡度小于30°，左侧风载体形系数为0.6，右侧为-0.5。计算内力时候避免复杂运算，可采取单位力法计算出内力系数(即q=1时，钢架的内力值)，后根据荷载大小进行扩大倍数，最后求出实际内力值。内力系数分布如下图所示。

恒荷载取3.75kN/m，活荷载取风荷载和雪荷载最大值，即3.75kN/m，按照以下三种组合方式，选取最不利截面设计值：  
组合①：1.35×恒荷载+1.5×0.7×活荷载  
组合②：1.3×恒荷载+1.5×活荷载  
组合③：1.3×恒荷载+1.5×0.9×(活荷载+风荷载)

2、内力组合

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 截面 | 内力 | 恒荷载 | 活荷载 | 风荷载 | 组合① | 组合② | 组合③ | 最不利组合 |
| 柱A | M | 59.29 | 59.29 | -67.2 | 142.29 | 166.0 | 208.34 | 208.34 |
| N | -39.38 | -39.38 | -8.64 | -94.5 | -110.25 | -138.36 | 138.36 |
| Q | -24.82 | -24.82 | 20.4 | -59.58 | -69.51 | -87.24 | 87.24 |
| 柱B | M | -99.67 | -99.67 | 14.21 | -239.22 | -279.09 | -350.26 | 350.26 |
| N | -39.38 | -39.38 | 8.64 | -94.5 | -110.25 | -138.36 | 138.36 |
| Q | -24.75 | -24.75 | 20.4 | -59.4 | -69.3 | -86.97 | 86.97 |
| 梁B | M | -99.67 | -99.67 | 24.84 | -239.22 | -279.09 | -199.55 | 279.09 |
| N | -32.06 | -32.06 | 2.21 | -76.95 | -89.78 | -64.19 | 89.78 |
| Q | 33.75 | 33.75 | -7.16 | 81.0 | 94.5 | 67.57 | 94.5 |
| 梁C | M | 58.05 | 58.05 | -24.84 | 139.32 | 162.54 | 116.22 | 162.54 |
| N | -24.34 | -24.34 | -2.21 | -58.41 | -68.15 | -48.72 | 68.15 |
| Q | -4.88 | -4.88 | -7.16 | -11.7 | -13.65 | -9.76 | 13.65 |

**五、钢架设计**

1、截面设计

梁柱均选用HM588×300×12×20，截面特性为A=192.5mm²，b=300mm，t=20mm，Ix=118000mm⁴，Wx=4020cm³，ix=24.8cm，Iy=9020mm⁴，Wy=601cm³，iy=6.85cm。

2、构件验算

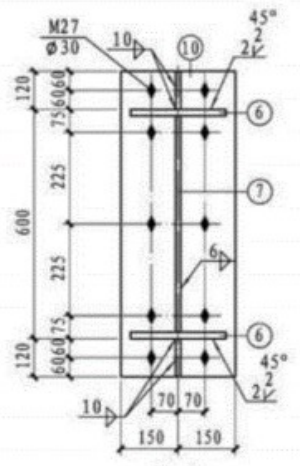
构件宽厚比的验算：  
翼缘部分：  
\frac{b}{t}=\frac{300}{20}=15.00<15\sqrt{\frac{335}{f\_y}}=15  
腹板部分：  
\frac{h\_w}{t\_w}=\frac{568}{12}=47.3<250\sqrt{\frac{335}{f\_y}}=250

钢架梁的验算:  
内力设计值V\_{max}=94.5kN  
①抗剪强度验算(考虑仅有支座加劲肋)：  
\lambda\_s=\frac{{hw}/{tw}}{41\sqrt{5.34}}\sqrt{\frac{fy}{235}}=\frac{568/12}{41\sqrt{5.34}}=0.6<0.8  
则极限承载力：  
V\_u=h\_w\times t\_w\times f\_v=568\times12\times125=852.0kN>94.5kN  
满足要求。  
②弯、剪、压共同作用下的验算：  
取梁端截面：  
N=89.78kN，V=94.5kN，M=279.09kN·m，\text{又因}V<0.5V\_u，\text{取}V=0.5V\_u=426.0kN  
M\_f=\left(A\_{f1}\times\frac{h\_1^2}{h\_2}+A\_{f2}\times h\_2\right)\times\left(f-\frac{N}{A}\right)=\left(6.0\times\frac{0.28^2}{0.28}+6.0\times 0.28\right)\times\left(315-\frac{89.78}{1.93}\right)=1058.38kN·m＞279.09kN·m  
M\_f＞M，\text{取}M=M\_f=1058.38kN·m,\text{故：}  
\left(\frac{V}{0.5\times V\_u}-1\right)^2+\frac{M-M\_f}{M\_{eu}-M\_f}=\left(\frac{426000.0}{0.5\times852000}-1\right)^2+\frac{1058.38-1058.38}{279.09-1058.38}=0.0<1  
满足要求。  
③整体稳定性验算:  
1)梁平面内稳定验算  
\text{计算长度取横梁长度}l\_x=18000mm。  
\lambda\_x=\frac{l\_x}{i\_x}=\frac{1800.0}{24.8}=72.58<[\lambda]=150,\text{b类截面，查表得}φ\_x=0.762  
N^' = \frac{\pi^2 \times E \times A}{1.1 \times \lambda^2} = \frac{3.14^2 \times 206 \times 10^6 \times 192.5}{1.1 \times 72.58^2}=67541.56kN,\text{取}\beta\_{mx}=1.0  
则弯剪压共同作用下最大应力：  
\frac{N}{\varphi\_x \times A} + \frac{\beta\_{mx} \times M\_x}{W\_{e1} \times \left(1-\varphi\_x \times \frac{N}{N'}\right)} = \frac{89.78}{0.762 \times 192.5} + \frac{1.0 \times 279090.0}{4020 \times \left(1-0.762 \times \frac{89.78}{67541.56}\right)} = 70.11N/mm^2 < f = 315N/mm^2  
满足要求。  
2)梁平面外稳定验算  
考虑蒙皮效应，两个檩条间距不小于1200mm，计算长度按两个檩距考虑，即：  
l\_y=2400mm，\text{对于等截面构件}\gamma=0，μ\_s=μ\_w=1。  
\lambda\_y=\frac{l\_y}{i\_y}=\frac{120.0}{6.85}=17.5，\text{是b类截面，查表得}φ\_y=0.953。  
\varphi\_{by}=\frac{4320}{{\lambda\_y}^2}\times\frac{A\times h\_w}{W\_x\times{10}^3}\times\sqrt{\left(\frac{\lambda\_y\times t}{4.4\times h\_w}\right)^2}=\frac{4320}{{17.52}^2}\times\frac{19250.0\times568}{4020\times{10}^3}\times\sqrt{\left(\frac{17.52\times20}{4.4\times568}\right)^2}=5.4＞0.6  
\text{则取}{\varphi\_b}^'=1.07-0.282/\varphi\_{by}=1.02  
\beta\_t=1.0-\frac{N}{N\prime}+0.75\times\left(\frac{N}{N\prime}\right)^2=1.0-\frac{89.78}{67541.56}+0.75\times\left(\frac{89.78}{67541.56}\right)^2=0.999  
\frac{N}{\varphi\_y\times A}+\frac{\beta\_t\times M}{Wx\times\varphi\_b^'}=\frac{89.78}{0.953\times192.5}+\frac{0.999\times279090.0}{4020\times1.02}=68.46N/mm^2<f=315N/mm^2

钢架柱的验算:  
内力设计值V\_{max}=87.24kN  
①抗剪强度验算(考虑仅有支座加劲肋)：  
\lambda\_s=\frac{{hw}/{tw}}{41\sqrt{5.34}}\sqrt{\frac{fy}{235}}=\frac{568/12}{41\sqrt{5.34}}=0.6<0.8  
则极限承载力：  
V\_u=h\_w\times t\_w\times f\_v=568\times12\times125=852.0kN>87.24kN  
满足要求。  
②弯、剪、压共同作用下的验算：  
取柱端截面：  
N=138.36kN，V=87.24kN，M=350.26kN·m，\text{又因}V<0.5V\_u，\text{取}V=0.5V\_u=426.0kN  
M\_f=\left(A\_{f1}\times\frac{h\_1^2}{h\_2}+A\_{f2}\times h\_2\right)\times\left(f-\frac{N}{A}\right)=\left(6.0\times\frac{0.28^2}{0.28}+6.0\times 0.28\right)\times\left(335-\frac{138.36}{1.93}\right)=1125.58kN·m＞350.26kN·m  
M\_f＞M，\text{取}M=M\_f=1125.58kN·m，\text{故：}  
\left(\frac{V}{0.5\times V\_u}-1\right)^2+\frac{M-M\_f}{M\_{eu}-M\_f}=\left(\frac{426000.0}{0.5\times852000}-1\right)^2+\frac{1125.58-1125.58}{279.09-1125.58}=0.0<1  
满足要求。  
③整体稳定性验算:  
1)柱平面内稳定验算  
\text{钢架柱高}H=6000mm，\text{梁长}L=19386.6mm。  
柱的线刚度：  
k\_1=\frac{I\_a}{h}=\frac{118000\times10^4}{6000}=196666.67mm³  
梁的线刚度:  
k\_2=\frac{I\_b}{h}=\frac{118000\times10^4}{19386.6}=60866.78mm³  
\text{则}k\_1/k\_2=196666.67/60866.78=3.23，I\_y/I\_x=0.08，\text{查表得}μ\_r=3.414  
计算长度：  
l\_x=\mu\_r\times h=3.414\times6000=20484.0mm  
验算长细比：  
\lambda\_x=\frac{l\_x}{i\_x}=\frac{20484.0}{248.0}=82.60<\left[\lambda\right]=150,b\text{类截面}，\text{查表得}\varphi\_x=0.706  
N^' = \frac{\pi^2 \times E \times A}{1.1 \times \lambda^2} = \frac{3.14^2 \times 206 \times 10^6 \times 192.5}{1.1 \times 82.6^2}=52148.87kN，\text{取}\beta\_{mx}=1.0  
则弯、剪、压共同作用下截面最大应力：  
\frac{N}{\varphi\_x \times A} + \frac{\beta\_{mx} \times M\_x}{W\_{e1} \times \left(1-\varphi\_x \times \frac{N}{N'}\right)} = \frac{138.36}{0.706 \times 192.5} + \frac{1.0 \times 350260.0}{4020 \times \left(1-0.706 \times \frac{138.36}{52148.87}\right)} = 88.31N/mm^2 < f = 315N/mm^2  
满足要求。  
2)柱面外稳定验算  
考虑蒙皮效应，两个檩条间距不小于1200mm，计算长度按两个檩距考虑，\text{即}l\_y=2400mm，\text{对于等截面构件}\gamma=0，μ\_s=μ\_w=1。  
\lambda\_y=\frac{l\_y}{i\_y}=\frac{120.0}{6.85}=17.5  
\text{是b类截面，查表得}φ\_y=0.953。  
\varphi\_{by}=\frac{4320}{{\lambda\_y}^2}\times\frac{A\times h\_w}{W\_x\times{10}^3}\times\sqrt{\left(\frac{\lambda\_y\times t}{4.4\times h\_w}\right)^2}=\frac{4320}{{17.52}^2}\times\frac{19250.0\times568}{4020\times{10}^3}\times\sqrt{\left(\frac{17.52\times20}{4.4\times568}\right)^2}=5.4＞0.6  
则取{\varphi\_b}^'=1.07-0.282/\varphi\_{by}=1.02  
\beta\_t=1.0-\frac{N}{N\prime}+0.75\times\left(\frac{N}{N\prime}\right)^2=1.0-\frac{138.36}{52148.87}+0.75\times\left(\frac{138.36}{52148.87}\right)^2=0.997  
则弯、剪、压共同作用下截面最大应力：  
\frac{N}{\varphi\_y\times A}+\frac{\beta\_t\times M}{Wx\times\varphi\_b^'}=\frac{138.36}{0.953\times192.5}+\frac{0.997\times279090.0}{4020\times1.02}=68.64N/mm^2<f=315N/mm^2  
4)钢架在风荷载作用下侧移验算  
截面惯性矩：  
I\_c=I\_b=118000mm^4  
位移修正系数：  
\xi\_t=\frac{I\_cL}{hI\_B}=\frac{18000}{6000}=3.00  
风压设计值：  
W=\left(W\_1+W\_4\right)\times h=\left(2.4+1.5\right)\times 6=23.400kN  
钢架柱顶等效水平力：  
W\_k=0.67×W=0.67×23.400=15.678kN  
左风荷载下顶点位移：  
\mu=\frac{H\times h^3}{12\times E\times I\_c}\times\left(2+\xi\_1\right)=\frac{23.4\times10^3\times6000^3}{12\times206\times10^3\times118000\times10^4}\times\left(2+3.0\right)=8.66mm<\left[\mu\right]=h/150=60mm

3、节点验算

拼接板尺寸如图：



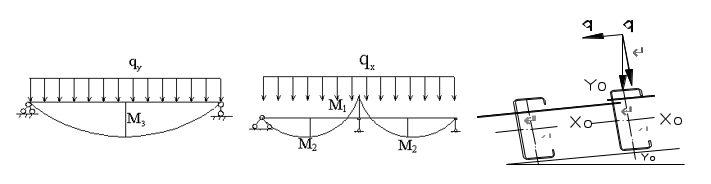
(1)梁柱节点验算  
①螺栓强度验算  
梁柱节点采用10.9级M27高强度摩擦型螺栓连接，摩擦面抗滑移系数µ=0.45，每个高强度螺栓的预拉力为290N,连接处传递内力设计值：  
N=89.78kN,V=94.5kN,M=279.09kN·m  
每个螺栓拉力设计值：  
N\_1=\frac{M\times y\_1}{4\times\sum y\_i^2}-\frac{N}{n}=\frac{279.09\times0.3}{4\times\sum 0.3^2+0.4^2}-\frac{89.78}{10}=75kN<0.8×290=232.0kN  
N\_2=\frac{M\times y\_2}{4\times\sum y\_i^2}-\frac{N}{n}=\frac{279.09\times0.4}{4\times\sum 0.3^2+0.4^2}-\frac{89.78}{10}=103kN<0.8×290=232.0kN  
螺栓群抗剪承载力：  
N\_v^b=0.9\times N\_f\times \mu\times P=0.9\times 1\times 0.45\times 290\times 8=940kN>V=94.5kN  
最外排一个螺栓承载力：  
\frac{N\_v}{N\_v^b}+\frac{N\_t}{N\_t^b}=\frac{94.5}{939.6}+\frac{89.78}{232.0}=0.49<1  
满足要求。  
②端板厚度验算  
短板厚度取为t=30mm，按二辩支撑类端板计算：  
t \geq \sqrt{\frac{6 \times e\_f \times e\_w \times N\_t}{e\_w \times b + 2 \times e\_f \times (e\_f + e\_w) \times f}} = \sqrt{\frac{6 \times 60 \times 80 \times 89.78 \times 1000}{80 \times 300 + 2 \times 60 \times (60 + 80) \times 315}} = 22.05mm>25mm  
满足要求。  
③梁柱节点域的剪应力验算  
\tau=\frac{M}{d\_b\times d\_c\times t\_c}=\frac{279.09\times 10^6}{568\times 568\times 20}=43.25N/mm^2<f=315N/mm^2  
满足要求。  
④螺栓处腹板强度验算  
N\_t=89.78kN<0.4\times290=116.0kN  
抗剪强度验算：  
\frac{0.4P}{e\_w\times t\_w}=\frac{0.4\times290000}{80\times12}=120.83N/mm^2 < f=315N/mm^2  
满足要求。

(2)跨中梁节点验算  
①螺栓强度验算  
跨中梁节点采用10.9级M22高强度摩擦型螺栓连接，摩擦面抗滑移系数µ=0.45，每个高强度螺栓的预拉力为190N,连接处传递内力设计值：  
N=68.15kN,V=13.65kN,M=162.54kN·m  
每个螺栓拉力设计值：  
N\_1=\frac{M\times y\_1}{4\times\sum y\_i^2}-\frac{N}{n}=\frac{162.54\times0.3}{4\times\sum 0.3^2+0.4^2}-\frac{68.15}{10}=42kN<0.8×190=152.0kN  
N\_2=\frac{M\times y\_2}{4\times\sum y\_i^2}-\frac{N}{n}=\frac{162.54\times0.4}{4\times\sum 0.3^2+0.4^2}-\frac{68.15}{10}=58kN<0.8×190=152.0kN  
螺栓群抗剪承载力：  
N\_v^b=0.9\times N\_f\times \mu\times P=0.9\times 1\times 0.45\times 190\times 8=616kN>V=13.65kN  
最外排一个螺栓承载力：  
\frac{N\_v}{N\_v^b}+\frac{N\_t}{N\_t^b}=\frac{13.65}{615.6}+\frac{68.15}{152.0}=0.47<1  
满足要求。  
②端板厚度验算  
短板厚度取为t=20mm，按二辩支撑类端板计算：  
t \geq \sqrt{\frac{6 \times e\_f \times e\_w \times N\_t}{e\_w \times b + 2 \times e\_f \times (e\_f + e\_w) \times f}} = \sqrt{\frac{6 \times 60 \times 80 \times 68.15 \times 1000}{80 \times 300 + 2 \times 60 \times (60 + 80) \times 335}} = 18.63mm>15mm  
满足要求。  
③螺栓处腹板强度验算  
N\_t=68.15kN<0.4\times190=116.0kN  
抗剪强度验算：  
\frac{0.4P}{e\_w\times t\_w}=\frac{0.4\times290000}{80\times12}=79.17N/mm^2 < f=315N/mm^2  
满足要求。

(2)柱脚节点验算  
钢柱与基础铰接连接  
①柱脚内力设计值  
N\_{max}=89.78kN,N\_{min}=68.15kN  
V\_{max}=94.5kN,V\_{min}=13.65kN  
②构造要求  
由于柱底剪力比较小，且V\_{max}=94.5kN>0.4N\_{max}=35.912kN，故设置柱间支撑的开间必须设置剪力键，按构造要求设置锚栓即可，采用4M24螺栓。  
③柱脚底板面积  
b=b\_0+2t+2c=300+2\times20+2\times\left(20~50\right)=380~440mm,\text{取}b=400mm  
h=h\_0+2t+2c=588+2\times20+2\times\left(20~50\right)=668~728mm,\text{取}h=700mm  
底板混凝土强度验算：  
采用C30混凝土，f\_c=14.3N/mm^2,则最大压应力：  
\sigma=\frac{N}{bh}=\frac{68.15\times{10}^3}{400\times700}=0.24N/mm^2<f\_c=14.3N/mm^2  
③柱脚底板厚度  
支撑板部分弯矩：  
M\_1=\frac12\times\sigma\times a\_1^2=\frac12\times0.24\times150^2=2700.0N\bullet m  
悬挑部分弯矩：  
M\_2=\frac12\times\sigma\times a\_2^2=\frac12\times0.24\times50^2=300.0N\bullet m  
则底板厚度为：  
t=\sqrt{\frac{6M\_{max}}{f}}=\sqrt{\frac{6\times2700.0}{315}}=7.17mm,\text{取}t=10mm

**六、檩条设计**

檩条选用实腹式檩条，截面形式选用冷弯薄壁C型钢C250X70X20X3.0，钢材钢号：Q235钢。拉条设置：设置一道拉条，拉条作用：约束檩条上翼缘。由于设置了一道拉条，保证了檩条在竖向荷载的作用下的整体稳定性，故不用验算檩条的整体稳定性。檩条计算简图如图



檩条所受的竖向荷载，屋面板和檩条自重：3.75kN/m2，可变荷载：3.75kN/m2，则线荷载设计值q=((3.75+3.75)×1.5=11.25kN/m。  
按简支梁计算，两个方向弯矩分别是：  
跨中最大弯矩：  
M\_x=\frac{1}{8}q\_yl^2=\frac{1}{8}ql^2\cos{{\alpha}}=\frac{1}{8}\times11.25\times7500.0^2\times \cos{5.71}^\circ=66.46 \mathrm{kN·m}  
M\_y=0.0156q\_xl^2=0.0156ql^2\sin{{\alpha}}=0.0156\times11.25\times7.5^2\times \sin{5.71}^\circ=5.35 \mathrm{kN·m}  
支座负弯矩：  
M\_y=-0.0313q\_xl^2=-0.0313ql^2\sin{{\alpha}}=-0.0313\times11.25\times7.5^2\times \sin{5.71}^\circ=10.74 \mathrm{kN·m}  
檩条的受弯强度验算：  
冷弯薄壁C型钢C250X70X20X3.0的截面特性为:I\_x=1013.01cm^4，W\_x=81040.0mm³，W\_y=12820.0mm³。验算强度时，最不利截面取Mx最大值及其同一截面的My进行计算。  
截面最大正应力：  
\frac{M\_x}{W\_x}+\frac{M\_y}{W\_y}=\frac{66459377.80}{81040.0}+\frac{-5353626.60}{12820.0}=402.48 \mathrm{N/m}\mathrm{m}^2 < f=315 \mathrm{N/m}\mathrm{m}^2  
檩条的挠度验算：  
由于设有拉条，只验算垂直于屋面坡度的挠度即可。考虑荷载的组合系数，采用恒载+活载+0.9积灰荷载的荷载标准值组合，则:  
q\_y^\prime=(0.5+3.75+0.9\times0.5)\times1.5\times\cos{5.71}^\circ=5.92 \mathrm{N/m}  
\frac{w}{l}=\frac{5q\_y^\prime l^3}{384EI\_x}=\frac{5\times5.92\times7500.0^3}{384\times206000.00\times10130100.00}=0.015592<\frac{1}{150}