**一、平台栏杆计算文件**

**1.阳台栏杆横杆计算(30x30x1.2)**

1>横杆截面特性

横杆截面尺寸为30x30x1.2方管

高度 H=30(mm)

翼缘宽 Bu=30(mm)

腹板外缘宽 B1=30(mm)

腹板厚 Tw=1.2(mm)

翼缘厚 Tu=1.2(mm)

截面积 A=224.0(mm2)

单 重 g=1.758(kg/m)

x轴惯性矩 Ix=2.9419X1e4(mm4)

x轴抵抗矩 Wx=1.9612X1e3(mm3)

x轴回转半径 ix=11.4601(mm)

x轴半截面面积矩 Sx=1.1780X1e3(mm3)

y轴惯性矩 Iy=2.9419X1e4(mm4)

y轴抵抗矩 Wy=1.9612X1e3(mm3)

y轴回转半径 iy=11.4601(mm)

y轴半截面面积矩 Sy=1.1780X1e3(mm3)

扭转惯性矩 It=5.8837X1e4(mm4)

2>阳台栏杆横杆荷载计算

按规范GB50189-2001第5.5.2条规定：

住宅、宿舍、办公楼、旅馆、医院、托儿所、幼儿园取1.0KN/m的均布荷载；

本工程中考虑qk1=1.0N/mm的均布荷载标准值。

3>护栏横杆强度计算：

(1)横杆在荷载作用下的弯矩计算值：

M：弯矩计算值(N·mm)；

q：横杆上作用的均布荷载计算值(N/mm)；

L：横杆跨度(mm)；

M=q1W2/8

=1.2×qk1W2/8

=1.2×1×11542/8

=N·mm

(2)抗弯强度校核：

按简支梁抗弯强度公式,应满足：

M/γWn≤f

上式中：

M：弯矩计算值(N·mm)；

Wn：在弯矩作用方向的净截面抵抗矩(mm3)；

γ：塑性发展系数：

对于非铝合金龙骨，参照JGJ133或JGJ102规范,取1.05；

对于铝合金龙骨，参照最新《铝合金结构设计规范》GB 50429-2007，取1.00；

此处取：γ=1.0；

f：横杆的抗弯强度计算值，取215MPa；

则：

M/γWn=/1.0/1962

=119MPa≤215MPa

横杆的抗弯强度满足要求。

4>阳台横杆挠度计算：

I：横杆惯性矩：29419mm4

E：钢材的弹性模量，为mm4

qk1：横杆上作用的均布荷载(N/mm)；

实际挠度计算值为：

df=5qk1W4/384EI

=5×1×1154X1154X1154X1154/384//29419

=3.82mm

而限制挠度为1154/250

=4.62mm

所以横杆的挠度满足设计要求！

**2.阳台护栏次立杆计算（16X30X1.0）**

1>次立杆截面特性（16X30X1.0）

次立杆截面为16X30X1.0，高度为0.77米

高度 H=30(mm)

翼缘宽 Bu=16(mm)

腹板外缘宽 B1=16(mm)

腹板厚 Tw=1(mm)

翼缘厚 Tu=1(mm)

截面积 A=88.0(mm2)

单 重 g=0.691(kg/m)

x轴惯性矩 Ix=1.0389X1e4(mm4)

x轴抵抗矩 Wx=0.6926X1e3(mm3)

x轴回转半径 ix=10.8656(mm)

x轴半截面面积矩 Sx=0.4280X1e3(mm3)

y轴惯性矩 Iy=0.3837X1e4(mm4)

y轴抵抗矩 Wy=0.4797X1e3(mm3)

y轴回转半径 iy=6.6035(mm)

y轴半截面面积矩 Sy=0.2740X1e3(mm3)

扭转惯性矩 It=1.4227X1e4(mm4)

2>阳台次立杆荷载计算(16X30X1.0)

按规范GB50189-2001第5.5.2条规定：

住宅、宿舍、办公楼、旅馆、医院、托儿所、幼儿园取1.0KN/m的均布荷载；

本工程中考虑qk1=1.0N/mm的均布荷载标准值。

3>阳台次立杆强度计算：

(1)横杆在荷载作用下的弯矩计算值：

M：弯矩计算值(N·mm)；

q：横杆上作用的均布荷载计算值(N/mm)；

L：横杆跨度(mm)；

M=q1W2/8

=1.4×qk1W2/8

=1.4×1×7702/8

=N·mm

(2)抗弯强度校核：

按简支梁抗弯强度公式,应满足：

M/γWn≤f

上式中：

M：弯矩计算值(N·mm)；

Wn：在弯矩作用方向的净截面抵抗矩(mm3)；

γ：塑性发展系数：

对于非铝合金龙骨，参照JGJ133或JGJ102规范,取1.05；

对于铝合金龙骨，参照最新《铝合金结构设计规范》GB 50429-2007，取1.00；

此处取：γ=1.0；

f：横杆的抗弯强度计算值，取215MPa；

则：

M/γWn=/1.0/693

=149MPa≤215MPa

横杆的抗弯强度满足要求。

4>阳台护栏次立杆挠度计算：（16X30X1.0）

I：横杆惯性矩：24000mm4

E：钢材的弹性模量，为mm4

qk1：横杆上作用的均布荷载(N/mm)；

实际挠度计算值为：

df=5qk1W4/384EI

=5×1×770X770X770X770/384//10389

=2.14mm

而限制挠度为770/250

=3.08mm

所以次立杆的挠度满足设计要求！

**3.阳台护栏立柱计算（52x52x2.0）**

护栏立柱截面特性（52X52X2.0）

1>、立柱的静力计算概况

1）立柱受力形式：悬臂立柱

2）计算模型基本参数：长 L =1.1M

3）均布 设计值qd=qg\*γG+qq\*γQ =0\*1.2+1.1\*1.4=1.54 KN

2>、选择受荷截面

1）截面·类型：方管52X52X2.0

2）截面特性：

x轴惯性矩 Ix=16.6933X1e4(mm4)

x轴抵抗矩 Wx=6.4205X1e3(mm3)

x轴回转半径 ix=20.4287(mm)

x轴半截面面积矩 Sx=3.7520X1e3(mm3)

y轴惯性矩 Iy=16.6933X1e4(mm4)

y轴抵抗矩 Wy=6.4205X1e3(mm3)

y轴回转半径 iy=20.4287(mm)

y轴半截面面积矩 Sy=3.7520X1e3(mm3)

3>、相关参数

1）材质 ：Q235

2）x轴塑性发展系数γx：1.05

3）梁的挠度控制 ［v］：L/400

4>、内力计算结果

1）支座反力 RA = 0 =0 KN

2）支座反力 RB = qd \* L =1.54 KN

3）最大弯矩 Mmax = -qd \* L \* L / 2 =0.847 KN.M

弯曲正应力 σmax= 125.45N/mm2 < 抗弯设计值 f : 215 N/mm2 满足要求

支座最大剪应力τmax= 8.67 N/mm2 < 抗剪设计值 fv : 125 N/mm2 满足要求

跨中挠度相对值 v=2L/ 413.5< 挠度控制值 ［v］:2L/ 400 满足要求

结论：护栏立柱52X52X2.0截面满足要求。

**4.阳台护栏面管计算（90x50x2.0）**

1>面管截面特性

面管尺寸为90x50x2.0铝合金矩管，面管一段长度为6300mm

1>、梁的静力计算

1、单跨梁形式： 简支梁

2、荷载受力形式： 1-5

3、计算模型基本参数：长 L =6.3 M c=1.05 M

4、集中力：标准值Pk=Pg+Pq Pk=1.1\*1/2=0.55 KN

设计值Pd=Pg\*恒+Pq\* 活=0\*1.2+0.55\*1.4=0.77 KN

2>、选择受荷截面

1、截面类型： 矩形管 □90\*50\*2

2、截面特性： Ix=59.93cm4 Wx=13.32cm3 Sx=8.1cm3 G=4.28kg/m

翼缘厚度 tf= 2mm 腹板厚度 tw= 4mm

4>、相关参数

1、材质 ：Q345

2、x轴塑性发展系数鉿：1.05

3、梁的挠度控制 ［v］：L/250

5>、内力计算结果

1、支座反力 RA = (N - 1) / 2 \* Pd(其中N=L\c) =1.93 KN

2、支座反力 RB = RA =1.93 KN

3、最大弯矩 Mmax = N / 8 \* Pd \* L(其中N=L\c) =3.64 KN.M

6>、强度及刚度验算结果

1、弯曲正应力髆ax = Mmax / (鉿 \* Wx)＝260.14 N/mm2

2、A处剪应力 鬉 = RA \* Sx / (Ix \* tw)＝6.5 N/mm2

3、B处剪应力 鬊 = RB \* Sx / (Ix \* tw)＝6.5 N/mm2

4、最大挠度 fmax = (5 \* N \* N - 4) / (384 \* N) \* Pk \* L ^ 3(其中N=L\c) \* 1 / ( E \* I )=85.09 mm

5、相对挠度 v = fmax / L =1/ 74

弯曲正应力 = 260.14 N/mm2 < 抗弯设计值 f : 310 N/mm2 满足要求!

支座最大剪应力= 6.5 N/mm2 < 抗剪设计值 fv : 180 N/mm2 满足要求!

阳台栏杆面管强度满足要求。

**5.阳台栏杆后置埋件和锚栓计算**

根据阳台护栏立柱计算可得柱底剪力V=1.54KN

M=0.84KN,可计算后置埋件和锚栓，本工程采用埋板-6X120X120，

螺栓为M8X120。

1>、设计示意图

|  |  |
| --- | --- |
|  |  |

2>、设计资料

钢筋直径: B08

钢筋级别: HRB335

fy = 300.00 N/mm2

混凝土强度等级: C30

fc = 14.30 N/mm2

ft = 1.43 N/mm2

直锚筋布置: 2 × 2

锚板厚度: t = 6 mm

直锚筋横向间距: b = 70 mm

直锚筋纵向间距: b1 = 70 mm

外层锚筋中心到锚板边缘的距离: a = 25 mm

剪力设计值: V = 1.54 kN

弯矩设计值: M = 0.85 kN·m

预埋件受力类型: 弯剪

是否考虑抗震: 否

3>、计算结果

1. 根据《混凝土结构设计规范》10.9.6条的规定，锚板厚度宜大于锚筋直径的0.6倍

满足要求。

2. 求锚筋的受弯承载力系数

根据《混凝土结构设计规范》式10.9.1-6，得

α

3. 求锚筋的受剪承载力系数

根据《混凝土结构设计规范》式10.9.1-5，得

α0.699 ≤ 0.7

取 αv = 0.699

4. 确定直锚筋层数影响系数

由于锚筋布置为二层，根据《混凝土结构设计规范》第10.9.1的规定，得

αr = 1.00

5. 计算直锚筋面积

z = 1 × b1 = 70 mm

As1 = αααα48.72 mm2

As2 = αα134.44 mm2

计算面积 As = 134.44 mm2

直锚筋采用 4 B 10，As = 314 mm2 > 134.44 mm2 满足要求！

6. 计算直锚筋的锚固长度

根据《混凝土结构设计规范》10.9.7条的规定，受压和受剪直锚筋的锚固长度不应小于15d

取

**二、入口雨棚设计计算书**

**一、计算依据：**

1.《建筑结构荷载规范》

2．《钢结构设计规范》GB50017-2003

3．《玻璃幕墙工程技术规范》

4．《建筑抗震设计规范》

**二、计算基本参数**:

1．本工程位于常州市，基本风压ω0=(kN/m2)，考虑到结构的重要性,按50年

一遇考虑乘以系数，故本工程基本风压ω=。

2. 地面粗糙度类别按C类考虑，风压高度变化系数取米处（标高最高处），查下页表1-1知，该处风压高度变化系数为：*z*=。依据《玻璃幕墙工程技术规范》，风荷载体形系数，对于挑檐风荷载向上取μs=，瞬时风压的阵风系数βz= 。

3. 本工程耐火等级一级，抗震设防七度。

**三、结构受力分析**

该处雨棚是以钢架作为承重结构的悬臂体系。

**四、设计荷载确定原则:**

作用于垂直雨棚平面的荷载主要是风荷载、地震作用及雨棚结构自重，其中风荷载引起的效应最大。

在进行雨棚构件、连接件承载力计算时，必须考虑各种荷载和作用效应的分项系数，即采用其设计值；进行位移和挠度计算时，各分项系数均取，即采用其标准值。

1、风荷载

根据《玻璃幕墙工程技术规范》，垂直于雨棚平面上的风荷载标准值，按下列公式计算：

W k = z s z Wo ················

式中: W k ---风荷载标准值 (kN/m2)；

z---瞬时风压的阵风系数；βz=

s---风荷载体型系数；向上取μs=

z---风荷载高度变化系数，并与建筑的地区类别有关；按《建筑结构荷载规范》GBJ9-87取值；

W o---基本风压(kN/m2) 按《技术要求》W o =按《玻璃幕墙工程技术规范》要求，进行建筑幕墙构件、连接件和锚固件承载力计算时，风

荷载分项系数应取γw=

表1-1

|  |  |
| --- | --- |
| 高度(m) | *z(C类)* |
| 5 |  |
| 10 |  |
| 15 |  |
| 20 |  |

即风荷载设计值为：

W= γWWK = K ··············

2、地震作用

雨棚平面外地震作用标准值计算公式如下：

qEK = ·················

雨棚平面内地震作用标准值计算公式如下：

PE = ·················

式中, qEK为垂直雨棚平面的分布地震作用；(kN/m2)

PE为平行于雨棚平面的集中地震作用；(kN)

E为地震动力放大系数；取E=

max为水平地震影响系数最大值；取max=（7度抗震设计）

G为幕墙结构自重(kN)

为单位面积的幕墙结构自重(kN/m2) ；取=m2

按规范要求，地震作用的分项系数取γE= ，即地震作用设计值为：

qE=γEqEK = qEK ·············

3、雨棚结构自重

按规范要求，幕墙结构自重的分项系数取γG=。

4、荷载组合

按规范要求对作用于雨棚同一方向上的各种荷载应作最不利组合。对垂直于雨棚平面上的荷载，其最不利荷载组合为：

WK合= WK + qEK - ·············

W合= W + qE -  ·············

其中, WK合为组合荷载的标准值(kN/m2)；

W合 为组合荷载的设计值(kN/m2)。

**五 、计算部位的选取及荷载的确定**

该雨棚最不利位置为标高处，按该处雨棚的平面布置，取出一个纵向的计算单元，如图一阴影部分所示。

1. 水平荷载

该雨棚可以简化为一悬臂板，故可以忽略水平方向的荷载。

1. 竖直荷载

恒荷载



雨棚结构自重: qGK=m2

qG=×=m2

活荷载

垂直方向对结构产生作用的活荷载仅有风荷载。

根据公式~可得：

仅考虑风荷载向上：

W k = z s z Wo

=×2×××

=m2

W==m2

作用

地震作用：qEk=××=m2

qE=**六 、荷载组合**

竖直方向

标准值：W合K=+×设计值：W合=+×**七 、雨棚钢架的计算**



1、荷载确定

由图一所示的计算单元知，计算单元的宽度为2180mm。经受力分析及简化，取上图所示的力学模型计算。

q= W合×B=×=m

此外雨棚上方大玻璃幕墙（顶部标高米,分格高度为米）传给雨棚钢梁的均布荷载为q1

W k = z s z Wo

=××××

=m2

W==m2

qEk=××=m2

qE= KN /m2

W合=+×= KN /m2

q1= W合×H/2=×2=m

2、强度校核

在软件ROBOT中建立上图所示的力学模型。

此力学模型的节点编号、杆件编号见下图。





1. 计算参数

此力学模型的受力：

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **Case** | **Load Type** | **List** | **Load Values** |
| 1 | self-weight | 1to7 | PZ Negative |
| 1 | uniform load | 2to7 | PZ=(kN/m) |
| 1 | uniform load | 1 | PY=(kN/m) |

型材截面特性：

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **Section Name** | **Bar List** | **AX (mm^2)** | **AY (mm^2)** | **AZ (mm^2)** | **IX (mm^4)** | **IY (mm^4)** | **IZ (mm^4)** |
| 300X12 | 1 |  |  |  |  |  |  |
| 180X100X8 | 2to7 |  |  |  | .515 | .000 |  |

杆件参数：

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **Bar** | **Node 1** | **Node 2** | **Section** | **Material** | **Length (m)** | **Gamma (Deg)** | **Type** |
| **1** | 1 | 2 | 300X12 | STEEL |  |  | N/A |
| **2** | 3 | 4 | 180X100X8 | STEEL |  |  | N/A |
| **3** | 5 | 6 | 180X100X8 | STEEL |  |  | N/A |
| **4** | 7 | 8 | 180X100X8 | STEEL |  |  | N/A |
| **5** | 9 | 10 | 180X100X8 | STEEL |  |  | N/A |
| **6** | 11 | 12 | 180X100X8 | STEEL |  |  | N/A |
| **7** | 13 | 14 | 180X100X8 | STEEL |  |  | N/A |

节点参数：

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **Node** | **X (m)** | **Y (m)** | **Z (m)** | **Support Code** | **Support** |
| **1** |  |  |  | xxxxxx | Fixed |
| **2** |  |  |  | xxxxxx | Fixed |
| **3** |  |  |  |  |  |
| **4** |  |  |  |  |  |
| **5** |  |  |  |  |  |
| **6** |  |  |  |  |  |
| **7** |  |  |  |  |  |
| **8** |  |  |  |  |  |
| **9** |  |  |  |  |  |
| **10** |  |  |  |  |  |
| **11** |  |  |  |  |  |
| **12** |  |  |  |  |  |
| **13** |  |  |  |  |  |
| **14** |  |  |  |  |  |

(2)结果输出

支座反力：

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **Node/Case** | **FX (kN)** | **FY (kN)** | **FZ (kN)** | **MX (kNm)** | **MY (kNm)** | **MZ (kNm)** |
| **1/ 1** |  |  |  |  |  |  |
| **2/ 1** |  |  |  |  |  |  |
|  |  |  |  |  |  |  |
| **Case 1** | **DL1** |  |  |  |  |  |
| **Sum of Val.** |  |  |  |  |  |  |
| **Sum of Reac.** |  |  |  |  |  |  |
| **Sum of forc.** |  |  |  |  |  |  |
| **Check Val.** |  |  |  |  |  |  |
| **Precision** |  |  |  |  |  |  |

杆件内力:

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **Bar** | **FX (kN)** | **FZ (kN)** | **MY (kNm)** |
| **1 / MAX** |  |  |  |
| **1 / MIN** |  |  |  |
| **2 / MAX** |  |  |  |
| **2 / MIN** |  |  |  |
| **3 / MAX** |  |  |  |
| **3 / MIN** |  |  |  |
| **4 / MAX** |  |  |  |
| **4 / MIN** |  |  |  |
| **5 / MAX** |  |  |  |
| **5 / MIN** |  |  |  |
| **6 / MAX** |  |  |  |
| **6 / MIN** |  |  |  |
| **7 / MAX** |  |  |  |
| **7 / MIN** |  |  |  |

节点位移：

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **Node/Case** | **UX (mm)** | **UZ (mm)** | **RY (Deg)** |
| **1/ 1** |  |  |  |
| **2/ 1** |  |  |  |
| **3/ 1** |  |  |  |
| **4/ 1** |  |  |  |
| **5/ 1** |  |  |  |
| **6/ 1** |  |  |  |
| **7/ 1** |  |  |  |
| **8/ 1** |  |  |  |
| **9/ 1** |  |  |  |
| **10/ 1** |  |  |  |
| **11/ 1** |  |  |  |
| **12/ 1** |  |  |  |
| **13/ 1** |  |  |  |
| **14/ 1** |  |  |  |

此力学模型的节点应力极值：

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | **S max (N/mm^2)** | **S min (N/mm^2)** | **S max(My) (N/mm^2)** | **S min(My) (N/mm^2)** | **Fx/Ax (N/mm^2)** |
|  |  |  |  |  |  |
| **MAX** |  |  |  |  |  |
| **Bar** | 5 | 2 | 4 | 7 | 7 |
| **Node** | 9 | 4 | 7 | 14 | 14 |
| **Case** | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
|  |  |  |  |  |  |
| **MIN** |  |  |  |  |  |
| **Bar** | 3 | 3 | 7 | 4 | 3 |
| **Node** | 6 | 5 | 14 | 7 | 6 |
| **Case** | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
|  |  |  |  |  |  |

(3)结果分析

节点位移分析:

由节点位移输出的结果可知，变形主要发生在Z轴方向，结构的最大变形在杆件3及杆件6的杆端(即6节点处及12节点处)，Umax=。根据规范对钢骨料刚度要求，钢骨料的最大允许挠度不大于L/200(对于悬臂梁L为悬伸长度的2倍),即

Umax=≤25mm

故结构的挠度能满足要求。

应力极值分析

由节点应力极值表可知，应力绝对值的最大值：

σmax= N/mm2

可见：

故结构的强度能满足要求。