一般施工方案（措施）报审表

工程名称：浙江衢州杭泰柯城 160MW 农光互补光伏发电项目 220kv 升压站工程

编号：

致常州正衡电力工程监理有限公司监理项目部：

现报上模板作业指导书工程施工方案（措施），请审查。

附件：模板作业指导书技术方案

施工项目部（章）：

项目负责人：

日　　期：2016.11.10

专业监理工程师审查意见：

经审查方案可行，同意实施

专业监理工程师：

日　　期：2016.11.11

总监理工程师审查意见：

同意实施

监理项目部（章）：

总监理工程师：

日　　期：2016.11.11

注　本表一式____份，由施工项目部填报，监理项目部、施工项目部各存____份。

附件：

衢州160MW光伏电站项目工程
模板作业指导书技术方案

项目部（章）

__2016____年__11__月__11__日

目录

1、 工程概况……4
2、 模板安装概况……4
3、 模板安装前准备工作……4
4、 模板安装安全技术措施……4
5、 模板拆除安全技术措施……5
6、 模板运输、维修与管理……6
7、模板设计计算……6

一、工程概况

项目名称：浙江衢州杭泰柯城160MW农光互补光伏发电项目220KV升压站土建工程

质量要求：工程质量总评为合格，分项工程（变电：合格率）100％、单位工程合格率100％，观感得分率（土建）≥90％。

项目地址：衢州市柯城区石梁镇。

施工电源、水源：在发包人正常接通该项目水电设施后由发包人指定接入点，自行接入。

二、模板安装概况

本工程采用木模，支撑采用φ48mm钢管满堂支撑，钢管应符合国家现行规范，支柱模用方木采用钢管通长上下卡牢，柱间距不大于600mm用短钢管卡牢。梁板支撑φ48mm钢管，底模起拱高度符合规范要求。

三、模板安装前的准备工作

1、模板安装前由项目技术负责人向作业班组长做书面安全技术交底，再由作业班组长向操作人员进行安全技术交底和安全教育，有关施工及操作人员应熟悉施工图及模板工程的施工设计。

2、施工现场设可靠的能满足模板安装和检查需用的测量控制点。

3、现场使用的模板及配件应按规格和数量逐项清点和检查， 未经修复的部件不得使用。

4、模板安装前应涂刷脱膜剂。

5、梁和楼板模板的支柱支设在土壤地面时，应将地面事先整平夯实， 并准备柱底垫板。

6、竖向模板的安装底面应平整坚实，并采取可靠的定位措施，竖向模板应按施工设计要求进行施工。

四、模板安装安全技术措施

1、模板的安装必须按模板的施工设计进行，严禁任意变动。模板没有固定前，不得进行下道工序。

2、配件必须安装牢固，支柱和斜撑下的支承面应平整垫实，并有足够的受力面积，预埋件与预留孔洞必须位置准确，安设牢固。基础模板必须支拉牢固，防止变形，侧模斜撑的底部应加设垫木；梁、板和柱子模板的底面应找平，下端应与事先做好的定位基准靠紧垫平；在柱上安装模板时，模板应有可靠的支撑点，其平直度应进行校正。

3、下层楼板结构的强度，当达到能承受上层模板，支撑和新浇砼的重量时，方可

进行拆模，否则下层楼板结构的支撑系统不能拆除，同时上下支柱应在同一垂直线上。

4、模板及其支撑系统在安装过程中，必须设置临时固定设施，严防倾覆。支柱全部安装完毕后，应及时沿横向和纵向加设水平撑和垂直剪刀撑，并与支柱固定牢靠。当支柱高度大于 4 米时，水平撑应设上下两道，纵、横向加设剪刀撑，然后支柱每增高 2 米再增加一道水平撑，水平撑之间还需增加剪刀撑一道。支撑杆接长使用时，接头不能超过两个，且应采用辅助支柱来保证接头的承载力和稳定性。满堂模板四边与中间每隔四排支架立杆设置一道纵向剪刀撑，由底至顶连接续设置。

5、支架立杆下部严禁用垫砖及其它易碎物代替垫块，2m 高度的垂直允许偏差为 15mm。

6、支设柱模板和梁模板时，必须搭设施工层。脚手板铺严，外侧设防护栏杆，不准站在柱模板上操作和在梁模板上行走，更不允许利用拉杆支撑攀登上下。

7、柱模板安装施工完成后，柱用方木作愣以确保模板的强度，柱四面每间隔 500mm 进行一道柱箍进行加固。

8、楼板模板安装就位时，要在支架搭设稳固，板下横楞与支架连接牢固后进行。

9、六级以上大风，必须停止模板的安装工作。

10、模板安装完毕，必须进行检查验收后，方可浇筑砼，验收单内容要量化。

五、模板拆除安全技术措施

1、模板拆除前必须确认砼强度达到设计要求或规范要求，并经拆模申请批准后方可进行；砼强度未达到要求，严禁提前拆模。

2、模板拆除前项目技术负责人应向操作班组进行安全技术交底，施工人员应在作业范围设安全警戒线并悬挂警示牌，拆除时由专人（监护人）监督。

3、模板拆除的顺序和方法：按先支的后拆，后支的先拆；先拆不承重部分，后拆承重部分；自上而下的原则进行。

4、在拆模板时，要有专人指挥和切实的安全措施，并在相应的部位设置工作区，严禁非操作人员进入作业区。

5、工作前要事先检查所使用的工具是否牢固，扳手等工具必须用绳链系挂在身上，工作时思想要集中，防止从空中滑落。

6、遇六级以上大风时，要暂停室外的高处作业，有雨、雪、霜时要先清扫施工现场，不滑时再进行作业。

7、拆除模板要用长撬杠，严禁操作人员站在正拆除的模板上。

8、在楼层临边、楼梯楼板有预留洞时，要在模板拆除后，在相应的部位做好安全防护栏杆，或将板的洞盖严。

9、拆模间隙时，要将已活动的模板、拉杆、支撑等固定牢固，严防突然模板掉落，倒塌伤人。

10、拆除基础模板时，要先检查基模，土壁的情况，发现有松软、龟裂等不安全因素时，必须在采取措施后，方可下人作业。拆下的模板和支撑件不得在离槽上口 1 m 以内堆放，并随拆随运。

11、拆除板、梁、柱模板时要注意：

a、在拆除 2m 以上模板时，要搭脚手架或操作平台，脚手板铺严，并设防护栏杆。

b、严禁在同一垂直面上操作。

c、拆除时要逐块拆卸，不得成片松动和撬落、拉倒。

d、拆除梁、阳台、楼层板的底模时，要设临时支撑，防止大片模板坠落。

e、严禁站在悬臂结构、阳台上面敲拆底模。

12、每人要有足够工作面，数人同时操作时要明确分工，统一信号后进行。

六、模板的运输、维修与保管

1、木模板运输时，不同规格的模板不得混装，并必须采取有效措施， 防止模板滑动。

2、木模板拆除后，应及时清除粘结的灰浆，以及堆放整齐，将上面的朝天钉清理拔除并收回以防扎脚。

3、对暂不使用的模板，板面应涂刷脱模剂，用雨布盖好不得进行暴晒和雨淋，并按规格分类堆放。

4、模板的底面应垫离地面 100mm 以上，露天堆放时，地面应平整，坚实，高度不超过 2m。

七、模板设计计算

本主控联合楼工程采用现浇框架结构，模板材料采用 18mm 和 12mm 厚尺寸为 915mm×1830mm 的胶合木模板，方木采用 50mm×100mm、50mm×150mm、75mm×150mm，支撑采用φ48×3.5 钢管及配套连接棒、底托、顶托、钢管扣件（直角扣件、回转扣件），对拉螺栓采用 M12 及配套模板平扣件。

模板设计

1. 梁模板设计

本工程梁侧、梁底模板采用胶合板，厚度为 18mm，规格为 915mm×1830mm，拼模小愣采用 50mm×100mm 木愣间距为 350mm，梁侧压骨采用 50mm×100mm 方木，支撑梁

底的小木愣采用 50mm×100mm 方木，外愣采用 50mm×100mm 、75mm×150mm 方木通长布置，支撑采用 Φ48×3.5 钢管脚手架，横距为 0.9m，纵距为 0.9m。

选取对象：取⑤与Ⓐ、⑤和Ⓒ、⑥与Ⓐ相交的屋面梁作为研究对象，即 KL_4 和 KL_{11}。KL_4：b×h=300mm×1100mm，L=8500mm H=[4500+1100]-800=4800mm；KL_{11}：b×h=250mm×450mm，L=6000mm H=4500+1100-450=5150mm。L 为梁长，H 为梁底高。

查《施工手册》“施工常用结构计算”得模板设计强度和弹性模量如下：

fc=10N/mm^2（顺纹抗压）　　fv=1.4N/mm^2（顺纹抗剪）

fm=13N/mm^2（抗弯）　　E=9000N/ mm^2（弹性模量）

松木的重力密度约为 5kN/m^3，按 GB50009—2001《建筑结构荷载规范》模板取为 0.04kN/m^2。

KL_{11} 的计算

梁截面 b×h=250mm×450mm，L=6000mm　H=5150mm，胶合板尺寸：厚度为 18mm，规格为 915mm×1830mm，内愣采用 50mm×100mm，长为 900mm，间距为 350mm 的方木，外愣采用 50mm×100mm，长为 1800mm，间距为 900mm 的方木，支撑采用 Φ48×3.5 钢管。

(1) 底模验算

底模自重　　0.04×0.25=0.01kN/m

混凝土自重　　24×0.25×0.6=3.6kN/m

钢筋荷载　　1.5×0.25×0.6=0.225kN/m

振捣混凝土荷载　　4.0×0.25=1.0kN/m

恒载设计值　　g=1.2×(0.01+3.6+0.225)=4.062kN/m

活载设计值　　q=1.4×1.0=1.4kN/m

合计　　q_1=4.062+1.4=5.462kN/m

胶合板的含水率小于 25%折减系数取 0.9，折减后的荷载设计值为：

$$q=0.9\times q_1=0.9\times 5.462=4.916\text{kN/m}$$

由于模板的长为 1830mm，内愣间距为 350mm，故可以按照五跨等跨连续梁计算。按荷载的最不利布置，查表得：弯矩系数 Km= -0.105，剪力系数 Kv=-0.606，挠度系数 Kw=0.644。

抗弯强度验算

$M= Km\times qL^2=-0.105\times 4.916\times 0.35^2=-0.063\text{kN}\cdot\text{m}$

$W=bh^2/6=250\times 18^2/6=1.35\times 10^4 mm^3$

$\sigma=M/W=0.63\times 10^5/1.35\times 10^4=4.66N/mm^2<fm=13N/mm^2$（满足）

抗剪强度计算

$V=kv \cdot q \cdot L=-0.606\times4.916\times0.35=-1.042kN$

$T=3v/2bh=3\times1.042\times10^3/2\times250\times18=0.374N/mm^2<fv=1.4N/mm^2$（满足）

挠度验算

荷载不包括振捣砼荷载，折减后的荷载　　$q=4.062\times0.9=3.66kN/m$

查本手册中结构静力计算表约

$W=KwqL^4/100EI=0.644\times3.66\times350^4/(100\times9000\times250\times18^3/12)=0.32mm<$【W】

$=L/400=350/400=0.875mm$ （满足）

(2) 侧模验算

砼的浇筑速度为 V=2.5m/h，表面温度为 25℃。

侧压力 F 取 $F_1=0.22\gamma c \cdot to \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 V^{1/2}$ 和 $F_2=\gamma cH$ 两者的最小值。经过计算得 $F=F_2=\gamma cH=24\times(0.45-0.1)=8.4kN/mm^2<F_1=0.22\times24\times1\times200/(25+15)\times1.2\times1.0\times2.5^{1/2}=41.7kN/m^2$ 式中 0.1 为现浇楼板厚度。

振捣砼时对水平面模板产生的荷载取为 $2.0kN/mm^2$，故：

恒载设计值　　$g=1.2\times8.4=10.08kN/m^2$

活载设计值　　$q=1.4\times2.0=2.8kN/m^2$

合计　　$q_1=10.08+2.8=12.88kN/m^2$

折减后的荷载为　　$q=0.9\times q_1=0.9\times12.88=11.592kN/m^2$

化为线荷载为　　$q=11.592\times0.5=5.796kN/m$

同底面模板一样，侧面模板同样可以按照五跨等跨连续梁计算。

抗弯强度验算

$M=Km\times qL^2=-0.105\times5.796\times0.35^2=-0.075kN \cdot m$

$W=bh^2/6=450\times18^2/6=2.43\times10^4mm^3$

$\sigma=M/W=0.75\times10^5/2.43\times10^4=3.086N/mm^2<fm=13N/mm^2$（满足）

抗剪强度验算

$V=kv \cdot q \cdot L=-0.606\times5.796\times0.35=-1.23kN$

$T=3v/2bh=3\times1.23\times10^3/2\times450\times18=0.228N/mm^2<fv=1.4N/mm^2$（满足）

挠度验算

荷载不包括振捣砼荷载，折减后的荷载　　$q=10.08\times0.45\times0.9=4.08kN/m$

查本手册中结构静力计算表约

$W=KwqL^4/100EI=0.644\times4.08\times350^4/(100\times9000\times450\times18^3/12)=0.2mm<$【W】

$=L/400=350/400=0.875mm$ （满足）

(3) 内愣验算

内愣的长度根据外愣取为0.9m,取两相邻内愣之间的距离为计算宽度,即为350mm,此范围受底模传来的荷载可以化为作用于梁宽度范围内的均布荷载。按中间受均布荷载的简支梁验算。

底模传来的荷载为 F= q·b=5×0.35=1.75kN

化为均布荷载为 q= F/a=1.75/0.25=7kN/m

按照简支梁计算得：

抗弯强度验算

Mmax=-qbl/8×(2-b/l)=-7×0.25×0.9/8×(2-0.25/0.9)

=-0.339kN·m

$W=bh^2=50\times100^2/6=8.33\times10^4mm^3$

$\sigma=M/W=0.339\times10^6/8.33\times10^4=4.07N/mm^2<f_m=13N/mm^2$

抗剪强度验算

V=qb/2=7×0.5/2=1.75kN

$\tau=3V/2bh=3\times1.75\times10^3/2\times50\times100=0.525N/mm^2<f_V=1.4N/mm^2$

挠度验算

$f=qbl^3/384EI\times(8-4b^2/l^2+b^3/l^3)=2.559\times250\times900^3\times12/384\times9000\times50\times100^3\times(8-4\times250^2/900^2+250^3/900^3)=0.25mm$

<[ω]=900/400=2.25mm(符合)

式中 q=4.062×0.9×0.35/0.5=2.559kN/m

(4) 外愣验算

外愣的长度根据支撑取为1.8m，受内愣传来的集中荷载及内愣的自重,可以化为作用于外愣长度内的均布荷载。按中间受均布荷载的两跨等跨连续梁验算。其中在外愣的长度范围内由n=1+1.8/0.35≈6个集中力作用，每跨各有3个集中力作用。

集中力的总大小 F=3×1.75=5.25kN

内愣的自重 G=5×0.05×0.10×0.9×3=0.07kN

设计值为 1.2×0.07=0.084kN

折减后的荷载值为 0.9×0.084=0.0756kN

总集中力大小： F=5.25+0.0756=5.3256kN

化为均布荷载为 q= F/a=5.3256/ (2×0.9)=2.96kN/m

按照两跨等跨连续梁计算得：按荷载的最不利布置，查表得：弯矩系数 Km= -0.125，剪力系数 Kv=-0.625，挠度系数 Kw=0.521。

抗弯强度验算

$M=Km\times qL^2=-0.125\times2.96\times0.9^2=-0.23kN\cdot m$

$W=bh^2/6=50\times100^2/6=8.33\times10^4mm^3$

$\sigma=M/W=0.23\times10^6/8.33\times10^4=2.761N/mm^2<fm=13N/mm^2$（满足）

抗剪强度计算

V=kv・q・L=－0.625×2.96×0.9=－1.665kN

$T=3v/2bh=3\times1.665\times10^3/2\times50\times100=0.45N/mm^2<fv=1.4N/mm^2$（满足）

挠度验算

$W=KwqL^4/100EI=0.521\times3.7\times900^4/$（$100\times9000\times50\times100^3/12$）=0.337mm<【W】

=L/400=900/400=2.25mm （满足）

式中 q=4.062×0.9+0.0756/(2×0.9)=3.7kN/m

(5) 支撑验算

选用Φ48×3.5 钢管（Q235）查表得 $A=4.89\times10^2mm^2$，i=15.8mm ，f=205 N/mm^2。支撑受外愣传来的集中力及外愣的自重，按照受压构件计算。

外愣传来的集中力及自重：

F=5.3256+0.9×1.2×5×0.05×0.1×0.9=5.3297kN

$N/\psi A=5.3297\times10^3/(0.2605\times4.89\times10^2)$

$=41.84N/mm^2<f=205\ N/mm^2$ （满足）

ψ：轴心受压构件的稳定系数，按表查。

由于梁底外楞的高度为 5.15-0.2=4.95m，模板支撑的步距取为 2.4m，在立杆底 0.2m 处设置扫地杆，往上设置两道步距为 2.4m 的纵、横向水平杆，立杆伸出长度为 0.15m。

立杆按两端铰支受压构件验算。计算长度 $L_0=h+2a=2.4+2\times0.15=2.7m$。长细比 $\lambda=L_0/i=2.7/0.0158=170.9$，查表得 ψ=0.2605。

KL_4 的计算

梁高 h=1100mm，梁宽 b=300mm，梁长 L=8500mm，胶合板尺寸同 KL_{11}，厚度为 18mm，规格为 915mm×1830mm，内愣采用 50mm×100mm，长为 900mm，间距为 250mm 的方木，外愣采用 75mm×150mm，长为 1800mm，间距为 900mm 的方木，支撑仍采用Φ48×3.5 钢管，横距为 0.9m，纵距为 0.9m。

(1) 底模验算

底模自重　　0.04×0.3=0.012kN/m

混凝土自重　　24×0.3×1.1=7.92kN/m

钢筋荷载　　1.5×0.3×1.1=0.495kN/m

振捣混凝土荷载　　4.0×0.3=1.2kN/m

恒载设计值　g=1.2×(0.012+7.92+0.495)=8.43kN/m

活载设计值　q=1.4×1.2=1.68kN/m

合计　　q_1=8.43+1.68=10.11kN/m

胶合板的含水率小于25%折减系数取0.9，折减后的荷载设计值为：

$$q_0=0.9\times q_1=0.9\times 10.11=9.099\text{kN/m}$$

由于模板的长为1830mm，内愣间距为250mm，故可以按照五跨等跨连续梁计算。按荷载的最不利布置，查表得：弯矩系数Km= -0.105，剪力系数Kv=-0.606，挠度系数Kw=0.644。

抗弯强度验算

$M=Km\times qL^2=-0.105\times 9.099\times 0.25^2=-0.06\text{kN}\cdot\text{m}$

$W=bh^2/6=300\times 18^2/6=1.62\times 10^4\text{mm}^3$

$\sigma=M/W=0.06\times 10^6/1.62\times 10^4=3.703\text{N/mm}^2<fm=13\text{N/mm}^2$（满足）

抗剪强度计算

$V=kv\cdot q\cdot L=-0.606\times 9.099\times 0.25=-1.378\text{kN}$

$T=3v/2bh=3\times 1.378\times 10^3/2\times 300\times 18=0.383\text{N/mm}^2<fv=1.4\text{N/mm}^2$（满足）

挠度验算

查本手册中结构静力计算表约

$W=KwqL^4/100EI=0.644\times 8.43\times 250^4/(100\times 9000\times 300\times 18^3/12)$

=0.16mm<【W】=L/400=250/400=0.625mm （满足）

(2) 侧模验算

砼的浇筑速度为V=2.5m/h，表面温度为25℃。

侧压力F取$F_1=0.22\gamma c\cdot to\cdot\beta_1\cdot\beta_2V^{1/2}$和$F_2=\gamma cH$两者的最小值。经过计算得$F=F_2=\gamma cH=24\times(0.8-0.1)=21\text{kN/mm}^2<F_1=0.22\times 24\times 1\times 200/(25+15)\times 1.2\times 1.0\times 2.5^{1/2}=41.7\text{kN/m}^2$　式中0.1为现浇楼板的厚度。

振捣砼时对水平面模板产生的荷载取为2.0kN/mm^2，故：

恒载设计值　　$g=1.2\times 16.8=20.16\text{kN/m}^2$

活载设计值　　$q=1.4\times 2.0=2.8\text{kN/m}^2$

合计　　q_1=20.16+2.8=22.96kN/m^2

折减后的荷载为　　q=0.9×q_1=0.9×22.96=20.664kN/m^2

化为线荷载为　　q=20.16×0.8=16.128kN/m

同底面模板一样，侧面模板同样可以按照五跨等跨连续梁计算。

抗弯强度验算

M=Km×qL^2=-0.105×16.128×0.25^2=-0.106kN·m

W=bh^2/6=1100×18^2/6=5.94×$10^4$$mm^3$

σ=M/W=0.106×10^6/5.94×10^4=3.065N/mm^2＜fm=13N/mm^2（满足）

抗剪强度验算

V=kv·q·L=－0.606×16.128×0.25=－2.443kN

T=3v/2bh=3×2.443×10^3/2×1100×18=0.185N/mm^2＜fv=1.4N/mm^2（满足）

挠度验算

荷载不包括振捣砼荷载，折减后的荷载　　q=20.16×1.1×0.9=19.958kN/m

查本手册中结构静力计算表约

W=KwqL^4/100EI=0.644×19.958×250^4/（100×9000×1100×18^3/12）

=0.104mm<【W】=L/400=250/400=0.625mm　（满足）

(3) 内愣验算

内愣的长度根据支撑及外愣取为0.9m，取两相邻内愣之间的距离为计算宽度，即为250mm，此范围受底模传来的荷载可以化为作用于梁宽度范围内的均布荷载。按中间受均布荷载的简支梁验算。

底模传来的荷载为 F= q·b=8.136×0.25=2.034kN

化为均布荷载为　　q= F/a=2.034/0.3=6.78kN/m

按照简支梁计算得：

抗弯强度验算

Mmax=-qbl/8×(2-b/1)=-6.78×0.5×0.9/8×(2-0.3/0.9)

=-0.637kN·m

W=bh^2=50×100^2/6=8.33×$10^4$$mm^3$

σ=M/W=0.637×10^6/8.33×10^4=7.65N/mm^2<f_m=13N/mm^2

抗剪强度验算

V=qb/2=6.78×0.5/2=1.695kN

$\tau=3V/2bh=3\times1.695\times10^3/2\times50\times100=0.509N/mm^2<f_v=1.4N/mm^2$

挠度验算

$f=qbl^3/384EI\times(8-4b^2/l^2+b^3/l^3)=5.31\times300\times900^3\times12/384\times9000\times50\times100^3\times(8-4\times300^2/900^2+300^3/900^3)=0.622mm$

$<[\omega]=900/400=2.25mm$(符合)

式中 $q=8.43\times0.9\times0.35/0.5=5.31kN/m$

(4) 外愣验算

外愣的长度根据支撑取为1.8m，受内愣传来的集中荷载及内愣的自重,可以化为作用于外愣长度内的均布荷载。按中间受均布荷载的两跨等跨连续梁验算。其中在外愣的长度范围内由 $n=1+1.8/0.25\approx8$ 个集中力作用，每跨各有4个集中力作用。

集中力的总大小　　$F=4\times2.84=11.36kN$

内愣的自重　　$G=5\times0.05\times0.10\times0.9\times4=0.09kN$

设计值为　　$1.2\times0.09=0.108kN$

折减后的荷载值为　$0.9\times0.108=0.0972kN$

总集中力大小：$F=8.136+0.0972=8.2332kN$

化为均布荷载为 $q=F/a=8.2332/(2\times0.9)=4.57kN/m$

按照两跨等跨连续梁计算得：按荷载的最不利布置，查表得：弯矩系数 $K_m=-0.125$，剪力系数 $K_v=-0.625$，挠度系数 $K_w=0.521$。

抗弯强度验算

$M=K_m\times qL^2=-0.125\times4.57\times0.9^2=-0.463kN\cdot m$

$W=bh^2/6=75\times150^2/6=2.8125\times10^5mm^3$

$\sigma=M/W=0.463\times10^6/2.8125\times10^5=1.65N/mm^2<f_m=13N/mm^2$（满足）

抗剪强度计算

$V=k_v\cdot q\cdot L=-0.625\times4.57\times0.9=-2.57kN$

$T=3v/2bh=3\times2.57\times10^3/2\times75\times150=0.342N/mm2<f_v=1.4N/mm^2$（满足）

挠度验算

$W=K_wqL^4/100EI=0.521\times8.484\times900^4/(100\times9000\times75\times150^3/12)$

$=0.153mm<【W】=L/400=900/400=2.25mm$ （满足）

式中 $q=8.43+0.0972/(2\times0.9)=8.484kN/m$

(5) 支撑验算

选用Φ48×3.5钢管（Q235）查表得A=4.89×$10^2$$mm^2$，i=15.8mm ，f=205 N/$mm^2$。支撑受外愣传来的集中力及外愣的自重，按照受压构件计算。

外愣传来的集中力及自重：

F=8.2332+0.9×1.2×5×0.075×0.15×0.9=8.78kN

N/ψA=8.78×10^3/(0.2605×4.89×10^2)

=68.92N/mm^2<f=205 N/mm^2 （满足）

ψ：轴心受压构件的稳定系数，按表查。

由于梁底外楞距地面高度为4.8-0.2=4.6m，模板支撑的步距取为2.2m，在立杆底0.2m处设置扫地杆，往上设置两道步距为2.2m的纵、横向水平杆，立杆伸出长度为0.2m。

立杆按两端铰支受压构件验算。计算长度L_0=h+2a=2.2+2×0.2=2.6m。长细比λ=L_0/i=2.6/0.0158=164.5，查表得ψ=0.2605。

楼板模板设计

本工程采用现浇砼楼板，板厚为100mm，模板采用胶合木模板，尺寸为12mm×915mm×1830mm，搁栅(内愣)采用规格为50mm×100mm的方木间距为300mm，牵杠(外愣)采用规格为50mm×150mm的方木间距为1200mm。

(1) 底模设计

由模板的尺寸及搁栅的间距可知，模板可按照受均布荷载作用下的五跨等跨连续梁计算，按荷载的最不利布置，查表得：弯矩系数Km= -0.105，剪力系数Kv=-0.606，挠度系数Kw=0.644；当按集中荷载作用是时，弯矩系数Km= -0.171，剪力系数Kv=-0.658，挠度系数Kw=1.097。

荷载计算

底模自重 0.04×0.915=0.0366kN/m

混凝土自重 24×0.915×0.1=2.196kN/m

钢筋荷载 1.1×0.915×0.1=0.10065kN/m

恒载设计值 g=1.2×(0.0366+2.196+0.10065)=2.80kN/m

折减后的值 g=0.9×2.80=2.52kN/m

施工员及设备荷载标准值：

① 计算模板及直接支承模板的小愣时，对均布荷载取2.5kN/m^2，另应以集中力荷载2.5kN再进行验算，比较两者所得的弯矩值，按其中较大者采用；

② 计算直接支承小愣的结构构件时，均布活荷载取1.5kN/m^2；

③ 计算支架立柱及其他支承结构构件时，均布活荷载取1.0kN/m^2

按照以上要求①比较两者产生的弯矩值：

a．按均布荷载计算

q=2.50×0.915=2.2875kN/m　　M_1=-0.105×2.2875×0.3^2=0.022kN·m

b．按集中荷载计算

F=2.5kN　　M_2=-0.105×2.5×0.3=0.079 kN·m

由于 M_1<M_2，故施工员及设备荷载标准值按集中力计算取 2.5kN

活荷载设计值为 1.4×2.5=3.5kN　　折减后的值为 0.9×3.5=3.15kN

抗弯强度验算

M=$M_{恒载}$+$M_{活载}$=Km×qL^2+Km×FL

=-0.105×2.52×0.3^2-0.171×3.15×0.3=-0.185kN·m

W=bh^2/6=915×12^2/6=2.196×$10^4$$mm^3$

σ=M/W=0.185×10^6/2.196×10^4=8.42N/mm^2＜fm=13N/mm^2（满足）

抗剪强度计算

V=$V_{恒载}$+$V_{活载}$=kv·q·L+kv·F=－0.606×2.52×0.3

-0.658×3.15=-2.53kN

T=3v/2bh=3×2.53×10^3/2×915×12=0.346N/mm^2＜fv=1.4N/mm^2（满足）

挠度验算

荷载不包括施工员及设备荷载，折减后的荷载 q=2.52kN/m

查本手册中结构静力计算表约

W=KwqL^4/100EI=0.644×2.52×300^4/（100×9000×915×12^3/12）

=0.111mm<【W】=L/400=300/400=0.75mm （满足）

(2) 搁栅(内愣)验算

内愣的长度为 1.2m，取两相邻内愣之间的距离为计算宽度，即为 300mm，此范围受底模传来的荷载可以化为作用于搁栅范围内的均布荷载。按受均布荷载的简支梁验算。

底模传来的荷载为　F= q·b=2.52×0.3=0.756kN

化为均布荷载为　q= F/a=0.756/1.2=0.63kN/m

施工员及设备荷载标准值按①的要求取值，通过计算可知当为均布荷载时产生的 Mmax=qL^2/8=2.5×0.3×1.2^2/8=0.135kN·m 小于当为集中荷载产生的 Mmax=FL/4=2.5×1.2/4=0.75kN·m，故该项荷载取为集中力 2.5kN。活载设计值为 1.4×2.5=3.5kN，折减后的活载设计值为 0.9×3.5=3.15kN。

按照简支梁计算得：

抗弯强度验算

$$M_{\max}=M_{恒}+M_{活}=\frac{ql^2}{8}+\frac{FL}{4}=\frac{0.63\times1.2^2}{8}+\frac{3.15\times1.2}{4}=1.0584\,\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$W=\frac{bh^2}{6}=\frac{50\times100^2}{6}=8.33\times10^4\,\text{mm}^3$$

$$\sigma=\frac{M}{W}=\frac{1.0584\times10^6}{8.33\times10^4}=12.71\,\text{N/mm}^2<f_m=13\,\text{N/mm}^2$$ （符合）

抗剪强度验算

$$V = V_{恒} + V_{活} = \frac{qL}{2} + \frac{F}{2} = \frac{0.63\times1.2}{2} + \frac{3.15}{2} = 1.953\,\text{kN}$$

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \frac{3\times1.953\times10^3}{2\times50\times100} = 0.5859\,\text{N/mm}^2 < f_V = 1.4\,\text{N/mm}^2 \text{（符合）}$$

挠度验算

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5\times0.63\times1200^4\times12}{384\times9000\times50\times100^3} = 0.4536\,\text{mm} < [\omega] = \frac{1200}{400} = 3\,\text{mm} \text{（符合）}$$

式中q=0.63 kN/ m

(3) 牵杠(外愣)验算

外愣的长度根据支撑取为 1.8m，受内愣传来的集中荷载及内愣的自重,可以化为作用于外愣长度内的均布荷载。按受均布荷载的两跨等跨连续梁验算。其中在外愣的长度范围内由 n=1+1.8/0.3≈7 个集中力作用，每跨各有 3 个集中力作用。

集中力的总大小　　F=3×0.756=2.268kN

内愣的自重　　G=5×0.05×0.10×1.2×3=0.09kN

设计值为　　1.2×0.09=0.108kN

折减后的荷载值为　0.9×0.108=0.0972kN

总集中力大小：F=2.268+0.0972=2.3652kN

化为均布荷载为 q= F/a=2.3652/ (2×0.9)=1.314kN/m

施工员及设备荷载标准值按②的要求取值，取为 1.5kN/m^2，活载设计值为 1.4×1.5=2.1kN/m^2，折减后设计值为 0.9×2.1=1.89kN/m^2。化为线荷载为 1.89×1.2=2.268kN/m

按照两跨等跨连续梁计算得：按荷载的最不利布置，查表得：弯矩系数 Km=-0.125，剪力系数 Kv=-0.625，挠度系数 Kw=0.521。

抗弯强度验算

M=Km×qL^2=-0.125×(1.314+2.268)×0.9^2=-0.363kN·m

W=bh^2/6=50×150^2/6=1.875×$10^5$$mm^3$

σ=M/W=0.363×10^6/1.875×10^5=1.936N/mm^2＜fm=13N/mm^2（满足）

抗剪强度计算

$V=kv \cdot q \cdot L=-0.625\times(1.314+2.268)\times0.9=-2.015kN$

$T=3v/2bh=3\times2.015\times10^3/2\times50\times150=0.403N/mm^2<fv=1.4N/mm^2$（满足）

挠度验算

$W=KwqL^4/100EI=0.521\times1.314\times900^4/$（$100\times9000\times50\times150^3/12$）

$=0.0355mm<$【W】$=L/400=900/400=2.25mm$ （满足）

式中 $q=1.314kN/m$ 为均布恒载。

(4) 支撑验算

选用Φ48×3.5钢管（Q235）查表得 $A=4.89\times10^2mm^2$，$i=15.8mm$ ，$f=205\ N/mm^2$。支撑受外愣传来的集中力及外愣的自重，按照受压构件计算。

外愣传来的集中力及自重：

$F=2.3652+0.9\times1.2\times5\times0.05\times0.15\times0.9=2.402kN$

施工员及设备荷载标准值按③的要求取值，取为 $1.0kN/m^2$，化为作用在立柱上的力为 $1.0\times(0.9+1.2)/2=1.05kN$，设计值为 $1.4\times1.05=1.47kN$，折减值为 $0.9\times1.47=1.323kN$。

作用在立柱上的合力为 $N=2.402+1.323=3.725kN$

$N/\psi A=3.725\times10^3/(0.2209\times4.89\times10^2)=34.48N/mm^2<f=205N/mm^2$ (满足)

ψ：轴心受压构件的稳定系数，按表查。

由于屋面板底外楞的高度为 $h=4500+1100-100=5500mm$，模板支撑的步距取为2.3m，在立杆底0.4m处设置扫地杆，往上设置两道步距为2.3m的纵、横向水平杆，立杆伸出长度为0.5m。

立杆按两端铰支受压构件验算。计算长度 $L_0=h+2a=2.3+2\times0.5=3.3m$。长细比 $\lambda=L_0/i=3.3/0.0158=208.86$，查表得 $\psi=0.2209$。

柱模板设计

选取本工程底层柱作为对象，截面尺寸为 $b\times h=400mm\times400mm$，柱高为 $4500+1100=5600mm$，模板采用尺寸为915mm×1830mm，厚度为18mm的胶合木模板，竖愣采用50mm×100mm方木间距为150mm，柱箍采用50mm×100mm方木间距为500mm，砼的浇筑速度为V=2.5m/h，表面温度为25℃，选用M12对拉螺栓(容许拉力f=12.9kN)。

侧压力F取 $F_1=0.22\gamma c \cdot to \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 V^{1/2}$ 和 $F_2=\gamma cH$ 两者的最小值。经过计算得 $F=F_2=\gamma cH=24\times(5.6-0.45)=123.6kN/mm^2 > F_1=0.22\times24\times1\times200/$（$25+15$）$\times1.2\times1.0\times2.5^{1/2}=41.7kN/m^2$ 式中0.45为现浇梁的高度。本工程拟采用容积为 $0.2-0.8m^3$ 的运输器具向模板内供料，故倾倒砼时产生的荷载取为 $4.0kN/m^2$。

荷载设计值为 $F^1=0.9\times(41.7\times1.2+4.0\times1.4)=50.076kN/m^2$

(1) 侧模验算

柱的截面为400mm，竖愣的间距为150mm，故可以按三跨等跨连续梁计算，按均布荷载的最不利布置，查表得弯矩系数Km=-0.100，剪力系数Kv=-0.600，挠度系数Kw=0.677。

侧板上作用的均布力为q=(41.7×1.2+4.0×1.4)×0.5=27.82kN/m

折减后的荷载大小为　q=0.9×27.82=25.038kN/m

抗弯强度验算

$M=Km\times qL^2=-0.100\times25.038\times0.15^2=-0.056kN\cdot m$

$W=bh^2/6=400\times18^2/6=0.216\times10^5mm^3$

$\sigma=M/W=0.056\times10^6/0.216\times10^5=2.592N/mm^2<fm=13N/mm^2$（满足）

抗剪强度计算

V=kv・q・L=－0.600×25.038×0.15=－2.253kN

$T=3v/2bh=3\times2.253\times10^3/2\times400\times18=0.469N/mm^2<fv=1.4N/mm^2$（满足）

挠度验算

$W=KwqL^4/100EI=0.677\times22.518\times150^4/(100\times9000\times400\times18^3/12)$

=0.044mm<【W】=L/400=150/400=0.375mm （满足）

式中 q=0.9×1.2×41.7×0.5=22.518kN/m 为均布恒载

(2) 竖愣验算

竖愣长同胶合板，柱箍间距为500mm，故可按三跨等跨连续梁计算。

均布力q=(41.7×1.2+4.0×1.4)×0.15=8.346kN/m

折减后的荷载大小为　q=0.9×8.346=7.511kN/m

抗弯强度验算

$M=Km\times qL^2=-0.100\times7.511\times0.5^2=-0.188kN\cdot m$

$W=bh^2/6=50\times100^2/6=0.833\times10^5mm^3$

$\sigma=M/W=0.188\times10^6/0.833\times10^5=2.257/mm^2<fm=13N/mm^2$（满足）

抗剪强度计算

V=kv・q・L=－0.600×7.511×0.5=－2.253kN

$T=3v/2bh=3\times2.253\times10^3/2\times50\times100=0.676N/mm^2<fv=1.4N/mm^2$（满足）

挠度验算

$W=KwqL^4/100EI=0.677\times6.7554\times500^4/(100\times9000\times50\times100^3/12)$

=0.076mm<【W】=L/400=400/400=1mm （满足）

式中 q=0.9×1.2×41.7×0.15=6.7554kN/m 为均布恒载

(3) 柱箍验算

按压弯构件计算。公式为：

$$\frac{N}{An}+\frac{Mx}{\gamma_x Wnx}\le f$$

γx 为塑性发展系数，受振动荷载时取为 1.0。

L_2=h+（18×2）=400+36=436mm

L_3=b+（18×2）=400+36=436mm

L_1=400mm　N=q·b/2=25.038×0.4/2=5.0076kN

Mx=qL_2^2/8=25.038×0.536^2/8=0.899kN·m

N/An+Mx/γ$_x$Wnx=5.0076×10^3/50×100+0.899×10^6/(1.0×50×100^2/6)

=11.790N/mm^2<13N/mm^2(附合）

ω=5qL_2^4/384EI=5×22.518×436^4/(384×9000×50×100^3/12)

=0.283mm<[ω]=L_2/400=436/400=1.09mm(附合）

式中 q=0.9×1.2×41.7×0.5=22.518

(4) 对拉螺栓验算

采用 M12，查建《筑施工手册(第四版)》模板工程中的表 8-4 可知，容许拉力 f=12.9kN，净截面面积为 76mm^2。

① 对拉螺栓的拉力

N=F^1×内愣间距×外愣间距=50.076×0.15×0.5=3.7557kN<f=12.9kN　(满足)

综合可得：

① **KL_{11}** 梁截面 b×h=250mm×450mm，L=6000mm　H=5150mm，胶合板尺寸同厚度为 18mm，规格为 915mm×1830mm，内愣采用 50mm×100mm，长为 900mm，间距为 350mm 的方木，外愣采用 50mm×100mm，长为 1800mm，间距为 900mm 的方木，支撑采用 φ48×3.5 钢管，横距为 0.9m，纵距为 0.9m，步距为 2.4m。除屋面变截面梁外其余梁可以参照选取。

② **KL_4** 梁截面 b×h=300mm×1100mm，L=8500mm　H=4800mm，胶合板厚度为 18mm，规格为 915mm×1830mm，内愣采用 50mm×100mm，长为 900mm，间距为 250mm 的方木，外愣采用 75mm×150mm，长为 1800mm，间距为 900mm 的方木，支撑采用 φ48×3.5 钢管，横距为 0.9m，纵距为 0.9m，步距为 2.2m。

③ **板** 厚度为 100mm，板采用胶合木模板，尺寸为 12mm×915mm×1830mm，搁栅(内愣)采用规格为 50mm×100mm 的方木间距为 300mm，牵杠(外愣)采用规格为 50mm×150mm

的方木间距为 1200mm。支撑采用 Φ48×3.5 钢管，横距为 0.9m，纵距为 2.3m，步距为 2.3m。

④ **柱** 截面尺寸为 b×h=400mm×400mm，柱高为(4500-1100)=5600mm，模板采用尺寸为 915mm×1830mm，厚度为 18mm 的胶合木模板，竖愣采用 50mm×100mm 方木间距为 150mm，柱箍采用 50mm×100mm 方木间距为 500mm，选用 M12 对拉螺栓。