

高大模板工程专项施工方案

工程名称： 玉林（福绵）节能环保产业园南部工业供水厂建设项目（二期5万吨/天）

工程地点： 玉林市福绵区樟木镇节能环保产业园内

编制人： _____ 年 月 日

审核人： _____ 年 月 日

审批人： _____ 年 月 日

东莞市中泰建安工程有限公司(公章)

目 录

第一章 工程概况1

 一、工程信息 1

 二、高大模板信息 1

 三、施工平面布置 3

 四、施工要求和技术保证条件 3

第二章 编制依据3

 一、相关工程图纸、文件 3

 二、相关规范、标准 3

 三、相关法规文件 4

 四、计算软件 4

第三章 施工计划4

 一、施工准备 4

 二、施工进度计划 5

 三、设备计划 5

 四、材料及要求 6

第四章 施工工艺技术7

 一、技术参数 7

 （一）高支模区域 120MM 板支架做法表 7

 （二）高支模区域 200MM 板支架做法表 8

 （三）高支模区域（支模高度≤10.94m）350×1000MM 梁支架做法表 9

 （四）高支模区域（支模高度≤8.0m）300×700MM 梁支架做法表 10

 （五）高支模区域（支模高度≤10.94m）300×700MM 边梁支架做法表 10

 （六）高支模区域 300×700MM 梁侧模板做法表 11

 （七）高支模区域 350×1000MM 梁侧模板做法表 12

 二、工艺流程 12

 三、施工方法 12

 四、检查要求 15

第五章 施工安全保证措施..... 16

 一、组织保障 16

 二、技术措施 17

 三、危险源的识别与防控 20

 四、监测措施 23

第六章 施工质量保证措施..... 25

第七章 施工管理及作业人员配备和分工 31

 一、管理人员组织信息 31

 二、作业人员信息 32

 三、岗位及部门职责 32

第八章 验收要求36

 一、验收程序 37

 二、验收人员 37

 三、 验收标准与内容37

第九章 应急处置措施.....42

第十章 计算书及相关图纸 51

 一、高支模区域送水泵房 120MM 板模板（扣件式）计算书 52

 二、高支模区域清水池 200MM 板模板（扣件式）计算书 52

 三、高支模区域（支模高度≤10.94m）350x1000 梁模板计算书 78

 四、高支模区域（支模高度≤8.0m）300×700MM 梁支架计算书 95

 五、高支模区域（支模高度≤10.94m）300x700 边梁模板计算书 111

 六、高支模区域 300×700MM 梁侧模板计算书 126

 七、高支模区域 350×1000MM 梁侧模板计算书 133

 八、相关图纸 141

第一章 工程概况

一、工程信息

工程名称：玉林(福绵)节能环保产业园南部工业供水厂建设项目(二期 5 万吨天)

参建单位	单位名称	项目负责人
建设单位	玉林溢丰环保科技有限公司	李建和
设计单位	广州市创景市政工程设计有限公司	李亮
监理单位	东莞市昊宇工程建设监理有限公司	袁振杰
施工单位	东莞市中泰建安工程有限公司	彭余萌
勘察单位	广西建大勘测设计有限公司	林树荣

本工程位于广西玉林市福绵区樟木镇节能环保产业园，南流江西侧，建设送水泵房 333.45 m²和 V 型滤池、清水池、网格絮凝池及斜管沉淀池等 3 个构筑物。本工程包括玉林（福绵）节能环保产业园南部工业供水厂建设项目（二期 5 万吨/天）送水泵房、清水池、V 型滤池、网格絮凝池及斜管沉淀池，其中送水泵房分地下一层、地上一层，层高 9m；清水池一层，地上层高 3.7m，埋深最深处 4.8m；V 型滤池一层，层高 6.2m；网格絮凝池及斜管沉淀池一层，层高 6.4m，最大建筑高度为 9m，屋面、外墙、地下室防水等级为二级，抗震设防类别为丙类，抗震设防烈度为 7 度，地面建筑耐火等级为二级，地下建筑耐火等级为一级，结构形式是钢筋混凝土结构，垫层 C15，池体 C30P6、其余建（构）筑物部分 C30。设计使用年限 50 年。

二、高大模板信息

(一)、高大模板概况

1、支模高度支撑高度大于 8m 的高支模区域

项目名称	位置	楼板 标高/m	板厚 /mm	支模高 度/m	支撑体 系基础	支模面 积/m²	梁规格/mm	备注
高支模 区域一	送水泵房	8.400	120	≤ 10.94	底板	约 333.45	250x500 300x700 350x1000	见附图 01~07

高支模 区域二	清水池 1~8 轴交 A~B 轴	3.700	200	≤ 8.0	底板	约 193.05	250x600 250x700 300x600 300x700	见附图 01、08~13
------------	---------------------	-------	-----	------------	----	-------------	--	-----------------

(二)、高大模板设计规划

高大模板支模区域采用扣件式钢管支架体系。

1、高大模板区域模板设计规划：

高支模区域支模高度 $\leq 10.94\text{m}$ 、 9.14m 、 8.1m 、 8.0m ，板厚为 120mm 、 200mm 。

1.1 高大模板区域板支架

(1) 支模高度 $\leq 8.1\text{m}$ 、 9.14m 、 10.94m 的板厚为 120mm ，提取板厚 120mm 、支模高度 10.94m 为板支架计算参数。

(2) 支模高度为 $\leq 8.0\text{m}$ 的板厚为 200mm ，提取板厚 200mm 、支模高度 8.0m 为板支架计算参数。

工程中其他类似的高大模板区域可参照执行。

1.2 高大模板区域梁支架

1.2.1 支模高度 $\leq 8.1\text{m}$ 、 9.14m 、 10.94m ，板厚 120mm ，提取支模高度 10.94m 为梁支架计算参数。

(1) 提取最大梁 $350 \times 1000\text{mm}$ 为梁支架计算参数。

(2) 提取最大边梁 $300 \times 700\text{mm}$ 为边梁支架计算参数。

1.2.2 支模高度 $\leq 8.0\text{m}$ ，板厚 200mm ，提取板厚 200mm 、支模高度 8.0m 为梁支架计算参数。

(1) 提取 $300 \times 700\text{mm}$ 为梁支架计算参数。

工程中其他类似的高大模板区域可参照执行。

2、高大模板梁侧模设计规划：

(1) 梁腹高度 $\leq 600\text{mm}$ 的梁，提取梁 $300 \times 700\text{mm}$ 为高大模板梁侧模计算参数。

(2) $600\text{mm} < \text{梁腹高度} < 1000\text{mm}$ 的梁，提取梁 $350 \times 1000\text{mm}$ 为高大模板梁侧模计算参数。

工程中其他类似的高大模板梁侧模可参照执行。

(三)、地基处理

1、本工程高大模板的立杆支承在底板或楼板上，而楼板下相应位置则保留原支模体系作回顶，不须进行地基处理。

三、施工平面布置

施工平面布置详见本方案设计图纸。

四、施工要求和技术保证条件

一、施工要求

方案的重点难点为支模高度超过 8m 的高支模区域的楼板支模。

1、高支模区域板厚 120mm，采用扣件式钢管脚手架，支模高度最高为 10.94m，采用 $\leq 0.9\text{m} \times 0.9\text{m}$ 立杆间距布置，步距为 1.4m，并设置扣件式剪刀撑。

2、高支模区域大荷载板厚最大为 200mm，采用扣件式钢管脚手架，支模高度最高为 8.0m，采用 $\leq 0.9\text{m} \times 0.9\text{m}$ 立杆间距布置，步距为 1.5m，并设置扣件式剪刀撑。

3、高大支模体系和普通楼板的支模体系连为一体，与已浇注砼的结构进行顶紧、或抱箍处理，以防支撑体系整体倾侧。

4、工程中其他类似的高大模板区域可参照方案执行。

二、技术保证条件

1、设计图纸应先由有资质的审图公司按照国家规范要求完成审图程序；

2、本项目相关单位完成设计交底和图纸会审；

3、参建单位熟悉现场、了解工程现状和材料、设备等供应情况；

4、施工用的材料和设备按规定检测合格；

5、施工方案通过专家论证后，向全部施工人员做好技术安全交底工作；

6、如因设计变更或施工条件改变而变更施工方案，需重新组织专家论证，并重新进行技术交底。

第二章 编制依据

一、相关工程图纸、文件

1、本工程的设计图纸。

2、本工程总施工组织设计。

3、本工程建设工程施工合同。

二、相关规范、标准

1、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699-2020；

2、《建筑施工高处作业安全技术规范》JGJ80-2016；

- 3、《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016；
- 4、《建筑结构荷载规范》GB50009-2012（2024 版）；
- 5、《建筑施工临时支撑结构技术规范》JGJ300-2013；
- 6、《木结构设计标准》GB50005-2017；
- 7、《钢结构设计标准》GB50017-2017；
- 8、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204-2015；
- 9、《建筑施工安全检查标准》JGJ59-2022；
- 10、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2020；
- 11、《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011；
- 12、《建筑地基工程施工质量验收标准》GB50202-2018；
- 13、《建筑工程施工质量验收统一标准》GB50300-2013；
- 14、《施工临时用电规范》JGJ46-2005；
- 15、《施工现场临时建筑物技术规范含条文说明》JGJT188-2019；
- 16、《建筑工程施工现场消防安全技术规范》GB50720-2011；
- 17、《混凝土模板用胶合板》GB/T 17656-2018。
- 18、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011

三、相关法规文件

- 1、《建设工程安全生产管理条例》国务院（国务院令第 393 号）；
- 2、《危险性较大的分部分项工程安全管理规定》中华人民共和国住房和城乡建设部令第 37 号；
- 3、《住房和城乡建设部办公厅关于实施〈危险性较大的分部分项工程安全管理规定〉有关问题的通知》（建办质〔2018〕31 号）；
- 4、《住房和城乡建设部办公厅关于进一步加强危险性较大的分部分项工程安全管理的通知》（住建部建办质〔2017〕39 号）；
- 5、《建设工程高大模板支撑系统施工安全监督管理导则》建质 2009 年 254 号文。

四、计算软件

品茗安全计算软件 2025 版 V4.1

第三章 施工计划

一、施工准备

1、编制高大模板专项施工方案，经监理公司审查后，由施工单位组织专家评审通过后，方可实施。

2、在施工前，由技术负责人组织现场工长、技术员、安全员及质检员、分包负责人进行方案交底，现场工长对作业班组进行作业前施工技术和安全技术交底。

3、对钢管脚手架、配件、加固件按规范要求进行检查、验收；严禁使用不合格的脚手架及构配件。

4、测量放线

(1) 模板放线时，应先清理好现场。

(2) 首先用全站仪根据施工图测出每条轴线，然后用墨线弹出梁模板的内边线和中心线，以便于模板安装和校正。

(3) 用水准仪把建筑物水平标高引到模板安装位置，定好水平控制标高。

(4) 用墨线弹出脚手架立杆的位置线，垫板、底座安放位置应准确。

二、施工进度计划

施工进度详见本工程施工总进度计划。

三、设备计划

主要机具设备

序号	设备名称	规格型号	数量
1	锤子	重量 1KG	10 个
2	单扳手	开口宽 22—24mm	10 把
3	活动扳手	最大开口宽 65 mm	10 把
4	钢丝钳	长 150、175 mm	5 把
5	墨斗、粉丝带		4 个
6	水准仪	DZS3-1/AL332	1 台
7	全站仪	RST-232	1 台
8	水平尺	长 450、500 mm	3 个
9	钢卷尺	5m/30m	3 把
10	工程测量尺	2m	2 把
11	拧紧力矩检测扳手	配套	3 把

12	电钻	1 千瓦	5 台
13	砂轮切割机		1 台
14	电焊机	U3	2 台
15	插入式振动棒	2.2 千瓦	3 台
16	平板震动器	ZW7	2 台

四、材料及要求

本工程支架采用扣件式钢管架，钢管采用 $\Phi 48 \times 3.5\text{mm}$ 的钢管（计算采用 $\Phi 48 \times 3.0$ ）。大楞采用扣件式双钢管，钢管采用 $\Phi 48 \times 3.5\text{mm}$ 的钢管（计算采用 $\Phi 48 \times 3.0$ ）；支模小楞采用 $40\text{mm} \times 90\text{mm}$ 截面木方，侧模内楞采用 $40\text{mm} \times 90\text{mm}$ 截面木方；模板材料全部选用优质模板，拟采用 14mm 厚覆面木胶合板。钢管、木楞、模板的力学性能指标详见高支模验算书部分。

1、扣件式钢管脚手架

(1) 钢管包括水平杆、剪刀撑和个别部位补充的扣件式钢管立杆。

(2) 钢管应采用现行国家标准《直缝电焊钢管》(GB/T 13793)或《低压流体输送用焊接钢管》(GB/T 3091)中规定的 3 号普通钢管，其质量应符合现行国家标准《碳素结构钢》(GB/T 700) 中 Q235-A 级钢的规定。

(3) 钢管采用 $\Phi 48 \times 3.5\text{mm}$ 的钢管（计算采用 $\Phi 48 \times 3.0$ ），长度 6.0m ，钢管的质量为 23.04Kg 。

(4) 钢管的表面质量及外形应符合下列要求：

1) 新钢管应有产品质量合格证及质量检验报告，钢管材质检验方法应符合现行国家标准《金属拉伸试验方法》(GB/T228) 的有关规定。钢管表面应平直光滑，不应有裂缝、结疤、分层、错位、硬弯、毛刺、压痕和深的划道；钢管外径偏差不应大于 -0.5mm ，钢管壁厚偏差不大于 $\pm 0.35\text{mm}$ ，端面切斜偏差不应大于 1.7mm ；钢管必须涂有防锈漆。

2) 旧钢管表面锈蚀深度应 $\leq 0.18\text{mm}$ ，钢管弯曲各种杆件钢管的端部弯曲当 $1 \leq 1.5\text{m}$ 时，允许偏差 $\leq 5\text{mm}$ ；立杆钢管弯曲当 $3\text{m} < 1 < 4\text{m}$ 时，允许偏差 $\leq 12\text{mm}$ ，当 $4\text{m} < 1 \leq 6.5\text{m}$ 时，允许偏差 $\leq 20\text{mm}$ 。

3) 弯曲变形，锈蚀钢管不得使用，钢管上严禁打孔。

2、扣件

(1) 扣件包括直角扣件、旋转扣件、对接扣件及其附件、T 型螺栓、螺母、垫圈等。

(2) 扣件式钢管脚手架应采用可锻铁制作的扣件，其材质应符合现行国家标准《钢管脚

手架扣件》（GB/T 15831）的规定，其附件的制造材料应符合《普通螺纹》（GB/T 196）的规定，垫圈应符合《平垫圈》（GB/T 95）的规定。扣件与钢管的贴合面必须完好不变形，扣件扣紧钢管时接触良好，扣件活动部位应能灵活转动，旋转扣件的旋转面间小于 1mm，扣件表面应进行防锈处理。

（3）脚手架采用的扣件，扣件螺栓拧紧扭力矩不得小于 $40\text{N}\cdot\text{m}$ 且不应大于 $65\text{N}\cdot\text{m}$ 。

（4）扣件验收应符合下列规定：新扣件应有生产许可证、法定检测单位的测试报告和产品合格证；旧扣件使用前应进行质量检查，有裂缝、变形的严禁使用，出现滑动的螺栓必须更换；新旧扣件均应进行防锈处理。

3、模板

模板材料全部选用优质模板，拟采用 14mm 厚覆面木胶合板。模板使用前均涂刷脱模剂，以延长使用寿命。

4、木方

木方采用 $40\text{mm}\times 90\text{mm}$ 木方作支模小楞和侧模内楞。抗剪强度设计值为 1.4 N/mm^2 ，弹性模量为 6000 N/mm^2 。

5、可调顶托

可调顶托长 750mm，承载力容许值为 30kN，使用时自由高度控制在 250mm 以内。

第四章 施工工艺技术

一、技术参数

（一）高支模区域 120mm 板支架做法表

项目做法	楼板	计算参数
支架搭设高度 (m)	$\leq 8.1\text{m}$ 、 9.14m 、 10.94m	10.94m
模板厚度 (mm)	14mm	14mm
楼板浇筑厚度 (mm)	120mm	120mm
立杆横向间距或排距 (mm)	$\leq 900\text{mm}$	900mm
立杆纵距 (mm)	$\leq 900\text{mm}$	900mm

水平拉杆步距 (m)	≤1500mm	1500mm
水平剪刀撑设置	水平剪刀撑至架体底平面距离与水平剪刀撑间距不宜超过 6m	
纵向剪刀撑设置	在架体外侧周边及内部纵、横应由底至顶设置连续竖向剪刀撑	
扫地杆	200mm	200mm
木楞下方支撑钢管	顶托+双钢管	顶托+双钢管
木方的间隔距离 (mm)	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 350mm	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 350mm
立杆上端伸出至模板支撑点长度 (m)	本方案支架设计不大于 0.5m	0.5m

(二) 高支模区域 200mm 板支架做法表

项目做法	楼板	计算参数
支架搭设高度 (m)	≤8.0m	8.0m
模板厚度 (mm)	14mm	14mm
楼板浇筑厚度 (mm)	200mm	200mm
立杆横向间距或排距 (mm)	≤900mm	900mm
立杆纵距 (mm)	≤900mm	900mm
水平拉杆步距 (m)	≤1500mm	1500mm
水平剪刀撑设置	水平剪刀撑至架体底平面距离与水平剪刀撑间距不宜超过 6m	
纵向剪刀撑设置	在架体外侧周边及内部纵、横应由底至顶设置连续竖向剪刀撑	
扫地杆	200mm	200mm
木楞下方支撑钢管	顶托+双钢管	顶托+双钢管

木方的间隔距离 (mm)	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 350mm	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 350mm
立杆上端伸出至模板支撑点长度 (m)	本方案支架设计不大于 0.5m	0.5m

(三) 高支模区域 (支模高度 $\leq 10.94\text{m}$) $350\times 1000\text{mm}$ 梁支架做法表

项目做法		0.21 $\text{m}^2 <$ 高支模区域梁截面面积 $\leq 0.36\text{m}^2$ 的做法	计算参数 $350\times 1000\text{mm}$
模板支撑及构造参数	楼板厚度 (mm)	120mm	120mm
	梁支撑架搭设高度 H(m)	$\leq 10.94\text{m}$	10.94m
	增加梁底承重立杆根数	1	1
	梁底立杆沿梁跨度方向纵距 (mm)	$\leq 900\text{mm}$	900mm
	梁两侧立杆间距 (mm)	$\leq 700\text{mm}$	700mm
	模板支架步距 (mm)	$\leq 1500\text{mm}$	1500mm
	水平剪刀撑设置	水平剪刀撑至架体底平面距离与水平剪刀撑间距不宜超过 6m	
	纵向剪刀撑设置	在架体外侧周边及内部纵、横应由底至顶设置连续竖向剪刀撑	
	顶托上支撑材料	双钢管	双钢管
	大楞连接方式	可调顶托	可调顶托
	梁底模板支撑的间距	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 300mm	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 300mm
	模板厚度	14mm	14mm
	立杆上端伸出至模板支撑点长度 (m)	本方案支架设计不大于 0.5m	0.5m

(四) 高支模区域(支模高度 $\leq 8.0\text{m}$) $300\times 700\text{mm}$ 梁支架做法表

项目做法		高支模区域梁截面面积 $\leq 0.21\text{m}^2$ 的做法	计算参数 $300\times 700\text{mm}$
模板支撑及构造参数	楼板厚度(mm)	200mm	200mm
	梁支撑架搭设高度 H(m)	$\leq 8.0\text{m}$	8.0m
	增加梁底承重立杆根数	1	1
	梁底立杆沿梁跨度方向纵距(mm)	$\leq 900\text{mm}$	900mm
	梁两侧立杆间距(mm)	$\leq 900\text{mm}$	900mm
	模板支架步距(mm)	$\leq 1500\text{mm}$	1500mm
	水平剪刀撑设置	水平剪刀撑至架体底平面距离与水平剪刀撑间距不宜超过 6m	
	纵向剪刀撑设置	在架体外侧周边及内部纵、横应由底至顶设置连续竖向剪刀撑	
	顶托上支撑材料	双钢管	双钢管
	大楞连接方式	可调顶托	可调顶托
	梁底模板支撑的间距	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 300mm	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 300mm
	模板厚度	14mm	14mm
	立杆上端伸出至模板支撑点长度(m)	本方案支架设计不大于 0.5m	0.5m

(五) 高支模区域(支模高度 $\leq 10.94\text{m}$) $300\times 700\text{mm}$ 边梁支架做法表

项目做法		高支模区域梁截面面积 $\leq 0.21\text{m}^2$ 的做法	计算参数 $300\times 700\text{mm}$
	楼板厚度(mm)	120mm	120mm

模板支撑及构造参数	梁支撑架搭设高度 H(m)	$\leq 10.94\text{m}$	10.94m
	增加梁底承重立杆根数	0	0
	梁底立杆沿梁跨度方向纵距 (mm)	$\leq 900\text{mm}$	900mm
	梁两侧立杆间距 (mm)	$\leq 600\text{mm}$	600mm
	模板支架步距 (mm)	$\leq 1500\text{mm}$	1500mm
	水平剪刀撑设置	水平剪刀撑至架体底平面距离与水平剪刀撑间距不宜超过 6m	
	纵向剪刀撑设置	在架体外侧周边及内部纵、横应由底至顶设置连续竖向剪刀撑	
	顶托上支撑材料	双钢管	双钢管
	大楞连接方式	可调顶托	可调顶托
	梁底模板支撑的间距	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 300mm	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 300mm
	模板厚度	14mm	14mm
	立杆上端伸出至模板支撑点长度 (m)	本方案支架设计不大于 0.5m	0.5m

(六) 高支模区域 300×700mm 梁侧模板做法表

项目	高大模板梁腹高 $\leq 600\text{mm}$ 的梁侧模板作法	计算参数 300×700mm
楼板厚度 (mm)	120	120
主楞道数	2 道	2 道
主楞间距 (mm)	≤ 200	200
次楞间距 (mm)	≤ 250	250
穿梁螺栓道数	/	/
穿梁螺栓水平间距 (mm)	≤ 500	500

穿梁螺栓竖向间距 (mm)	/	/
穿梁螺栓直径 (mm)	M14	M14
主楞龙骨材料	钢管	钢管
次楞龙骨材料	40×90 木方	40×90 木方
模板厚度 (mm)	14	14

(七) 高支模区域 350×1000mm 梁侧模板做法表

项目	600mm<高大模板梁腹高<1000mm 的梁侧模板作法	计算参数 350×1000mm
楼板厚度 (mm)	120	120
主楞道数	2 道	2 道
主楞间距 (mm)	≤450	450
次楞间距 (mm)	≤200	200
穿梁螺栓道数	1 道	1 道
穿梁螺栓水平间距 (mm)	≤600	600
穿梁螺栓竖向间距 (mm)	≤450	450
穿梁螺栓直径 (mm)	M14	M14
主楞龙骨材料	钢管	钢管
次楞龙骨材料	40×90 木方	40×90 木方
模板厚度 (mm)	14	14

二、工艺流程

经论证专项施工方案→地基处理→绑扎底板钢筋→混凝土浇筑→底板养护→施工缝处理→绑扎墙、柱钢筋→安装墙、柱模板→浇筑混凝土→墙、柱养护→拆墙、柱模板→定位放线, 确定立杆位置→支架搭设→安装可调顶托→大楞设置→小楞设置→底模板安装→梁侧模安装→模板调整→钢筋绑扎→调整验收→浇注混凝土→养护→拆除模板。

三、施工方法

1、扣件式钢管支架的安装搭设:

(1) 立杆的设计

1) 本工程高大模板的立杆支承在楼板上, 而楼板下相应位置则保留原支模体系作回顶,

不须进行地基处理。

- 2) 立杆接长必须采用对接扣件连接, 且相邻两立杆的对接接头不得在同步内;
- 3) 当架体构造荷载在立杆不同高度轴力变化不大时, 则采用等步距设置;
- 4) 当中部有加强层或支架很高, 轴力沿高度分布变化较大, 则采用下大上小的变步距设置, 但变化不要过多;

(2) 整体性构造层的设计

- 1) 水平加强层应以每隔 6 米沿水平结构层设置水平斜杆或剪刀撑, 且须与立杆连接, 设置斜杆层数要大于水平框格总数的 1/3;
- 2) 在任何情况下, 高支撑架的顶部必须设水平加强层;
- 3) 水平拉杆加长时, 必须采用搭接长度不得小于 1000mm, 用三个扣件进行扣紧。

(3) 剪刀撑的设计

- 1) 在架体外侧周边及内部纵、横应由底至顶设置连续竖向剪刀撑;
- 2) 水平剪刀撑至架体底平面距离与水平剪刀撑间距不宜超过 6m;
- 3) 剪刀撑加长时, 必须采用搭接长度不得小于 1000mm, 用三个扣件进行扣紧。

(4) 顶部支撑点的设计

立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 a 不应超过 500mm。

(5) 支撑架搭设的要求

- 1) 严格按照设计尺寸搭设, 立杆和水平杆的接头均应错开在不同的框格层中设置;
- 2) 确保立杆的垂直偏差和横杆的水平偏差小于《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》的要求, 各立杆整个高度垂直度控制在 1/200 以内;
- 3) 确保每个扣件和钢管的质量是满足要求的, 每个扣件的拧紧力矩都要控制在 $40 \sim 65 \text{ N} \cdot \text{m}$, 钢管不能选用已经长期使用发生变形的;
- 4) 地基支座的设计要满足承载力的要求;
- 5) 在搭设过程中, 支撑架的立杆必须采用对接扣件进行对接, 水平拉杆和剪刀撑必须采用搭接, 搭接长度不应小于 1m, 旋转扣件不少于 3 个, 端部扣件盖板的边缘至杆端距离不少于 100mm。

2、梁模板安装

- (1) 先在柱子上弹出轴线、梁位置和水平线, 然后才钉柱头模板。

(2) 按设计标高调整支顶的标高, 然后安装梁底模板, 并拉线找平。当梁跨度 $\geq 4\text{m}$ 时, 在梁底模板的跨中处要起拱, 起拱高度为全跨长度的 2%。施工时, 起拱高度须符合设计及

规范要求。主次梁交接时，先主梁起拱，后次梁起拱。

(3) 根据墨线安装梁侧模板、压脚板、对拉螺栓、斜撑等。梁侧模板制作高度应根据梁高及楼板模板碰旁或压旁确定。

3、楼面模板安装

(1) 通线调节脚手架支撑体系的高度，将大龙骨拉平，架设小龙骨。

(2) 铺模板时可从四周铺起，在中间收口。若为压旁时，角位模板应通线钉固。

(3) 楼面模板 铺完后，应复核模板面标高和板面平整度，预埋件和预留孔洞不得漏设并应位置准确。支模顶架必须稳定、牢固。模板梁面、板面应清扫干净。

4、钢筋混凝土结构施工安排

(1) 现场主要运输机具安排

本工程预拌混凝土由大型搅拌站用搅拌车运送到场，采用泵送混凝土。

(2) 外脚手架选用

外脚手架采用扣件式钢管脚手架，脚手架外侧采用密目安全网整体封闭。

(3) 钢筋混凝土结构施工安排

1) 楼面结构高大模板支顶采用扣件式钢管脚手架支顶。

2) 混凝土构件的钢筋制作加工在现场进行。钢筋成型后按楼层、部位、规格、编号分类堆放。安装时利用塔吊垂直运到各操作层。

3) 本工程采用商品混凝土现场浇注。商品砼用砼泵进行输送，并配以串筒、溜槽下料。墙、柱采取独立浇筑，梁板浇筑采取一次成型的方法连续施工。

4) 泵送混凝土的浇筑顺序和路线：

本工程采用混凝土输送管泵送混凝土，在同一区域的混凝土，混凝土浇筑遵从先竖向构件后水平构件，柱混凝土先浇捣至板底，待其砼强度达到 75%后，再浇筑楼面梁、板砼，分层连续浇筑；梁混凝土浇筑采用从跨中向两端对称进行分层浇筑，每层厚度不宜大于 500mm，且先浇筑非高支模区域混凝土，压稳非高支模区域支架后，再浇筑高支模区域混凝土。当不允许留施工缝时，区域之间、上下层之间的混凝土浇筑间歇时间，不得超过混凝土初凝时间；当下层混凝土初凝后，浇筑上层混凝土时，应先按留施工缝的规定处理。

5) 泵送砼时应避免砼出料冲击荷载影响支架稳定。

6) 对泵管出口处最大堆料厚度应控制在 15cm 以内，以保证安全。

7) 混凝土的养护：砼浇筑完后 12 小时内进行浇水养护，养护由专人负责，每天浇水的次数应能保持混凝土处于湿润状态，混凝土养护用水应与拌制用水相同，普通混凝土养护期

不得少于 7d，抗渗混凝土养护期不得少于 14d。

8) 高大模板区域砼施工时，先进行该区域墙、柱砼浇筑，待墙、柱砼强度达到设计强度 75%以上时方可进行高大模板区域的梁板砼浇筑。

5、高大模板拆除

(1) 高大模板模板支架拆除须取得监理单位驻场总监理工程师批准。

(2) 高大模板支架拆除必须提供混凝土的强度报告。在梁板砼达到设计强度后，模板支撑体系经单位工程负责人检查验证确认不再需要，并审批同意后，方可拆除。

(3) 拆除多层楼板支架时，应确认上部施工荷载不需要传递的情况下方可拆除下部支柱。

(4) 拆除前，由项目部技术负责人进行拆除安全技术交底。

(5) 支架的拆除应从一端走向另一端、自上而下逐层地进行，严禁上下同时作业。

(6) 拆除顺序：先松开顶托、然后按照先支的后拆。同一层的构配件和加固件应按先上后下、先外后里的顺序进行。

(7) 在拆除过程中，支架的自由悬臂高度不得超过两步，当必须超过两步时，应加设临时拉结。

(8) 通长水平杆和剪刀撑等，必须在支架拆卸到相关的立杆时方可拆除。

(9) 拆卸连接部件时，应先将锁座上的锁板与卡钩上的锁片旋转至开启位置，不得硬拉，严禁敲击。

(10) 模板拆除应按规定逐次进行，不得采用大面积撬落方法，严禁使用榔头等硬物击打、撬挖。各拆除的模板、支撑、连接件等构配件严禁抛掷至地面，应用槽滑下或用绳系下，不得留有悬空模板。

四、检查要求

1、模板支撑体系应在下列阶段进行检查与：

- (1) 作业层上施加荷载前；
- (2) 整体或分段达到设计高度后；
- (3) 遇六级大风或大暴雨后；
- (4) 停用超过一个月。

2、模板支架体系使用中，应定期检查下列项目：

- (1) 承载杆件，加固杆件，连接件、斜撑、剪刀撑、孔洞通道的构造是否符合要求；
- (2) 场地地表是否积水，底座是否松动，立杆立柱是否悬空，外侧立杆立柱是否被车辆冲撞过；

- (3) 立杆立柱的沉降与垂直度的偏差是否符合要求；
- (4) 扣件、连接件是否松动；
- (5) 是否超载。

第五章 施工安全保证措施

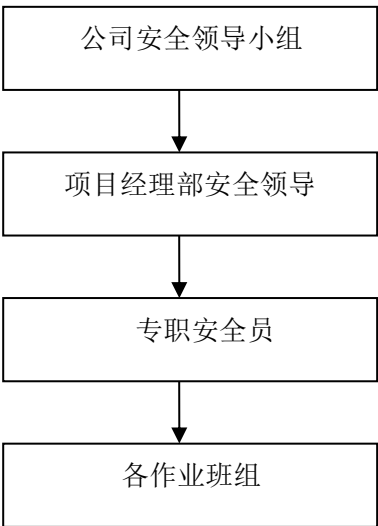
一、组织保障

1、安全管理组织机构

为确保安全生产项目部成立安全生产管理小组，项目经理为组长，职能部门和施工队负责人为组员。专职安全员负责项目部日常安全工作。

施工现场共配置 2 个保安，专职负责所有员工的安全管理工作，项目配备 1 名专职安全员，各工班和施工员设兼职安全员，形成全员参加的安全体系。

安全管理组织机构框图



2、建立安全生产责任制

项目经理是本合同安全生产的第一责任人，专职安全员是安全生产的直接责任人。

项目经理部对本合同工程安全管理实行层层负责制。项目部建立健全安全生产责任制度、安全生产规章制度、安全教育培训制度、作业人员安全保障措施及安全技术制度，建立完善的安全管理制度和明确的应急措施。

3、安全生产保证体系

- (1) 以项目经理部为核心组成以项目经理为首的分级负责的安全生产保证体系。
- (2) 项目经理是安全生产的第一责任人，统筹协调、指挥、全面负责安全管理。
- (3) 施工负责人是安全管理的第一直接责任人，代表项目经理部行使安全管理的权力，

负责本工程安全标准的制定，执行情况的监督与检查。

(4) 技术负责人是安全技术的第一责任人，负责安全技术措施的审核批准。

(5) 工长、专职安全员在指挥部的统一领导下，具体负责安全技术、措施的执行，领导劳务作业队伍开展安全建设，是安全生产有力保证层。

4、安全教育制度

(1) 严格执行三级安全教育制度。新进场的每个施工人员，必须先接受公司、项目部、班组“三级”教育，并在“三级安全教育卡”上签名，并登记其本人的身份证号码。

(2) 三级安全教育是指公司对新进场的施工人员着重进行安全基本知识、法规、法制教育；项目部对新进场的施工人员着重进行现场规章制度和遵章守纪教育；班组对新进场的施工人员着重进行本工种岗位安全操作及班组安全纪律教育。

(3) 施工人员在变换工种时，必须接收新工种的岗位安全操作知识教育；特种作业人员若变换新工种须经市一级有关部门重新培训考核发证。

(4) 定期对施工人员进行安全技术教育，项目部对班组的安全技术教育每月一次，班组对工人的安全技术教育每周一次。教育类别为：操作规程、技能、班前教育等。

(5) 在节假日前后，必须加强对全体施工人员的安全教育，提高施工人员的安全意识。

(6) 项目部对工人的安全教育活动应进行登记汇总，并建立“施工人员安全教育汇总表”。

5、安全检查制度

(1) 工人在作业前要对自己使用的机具、劳动保护用品以及本班组作业区段的安全设施进行应进行检查，发现问题应向工地有关人员汇报，待隐患消除后方可开始作业，并逐步完善记录工作。

(2) 工地专职安全员要每日对作业区段进行检查。如发现事故隐患，应及时提出改进措施，督促实施并对改进后的设施进行检查验收，对不改进的，提出处理意见，报项目负责人处理。指导、督促工人认真执行安全制度、安全纪律，执行操作规程和正确使用劳动保护用品。

(3) 要认真执行定期检查制度。应有组织、有计划进行检查，对不合格项要制订整改计划，并做到“定人、定时间、定措施”的三定措施，在隐患没有消除前，必须采取可靠的防护措施，有危及人身安全的应暂停作业。

(4) 电工应对施工现场各种电气设施定期进行巡视检查，正常情况下，对低压配电装置、低压电器和变压器、配电盘等应每班巡视一次，并填写好“用电设备运行日记”。

二、技术措施

高大模板施工技术措施:

1、搭拆支架必须由专业架子工担任,并按现行国家标准《特种作业人员安全技术考核管理规定》考核合格,持证上岗。上岗人员定期进行体检,凡不适于高处作业者,不得上支架操作。

2、施工前由项目部技术负责人对施工人员进行安全技术交底。

3、搭拆支顶架时工人必须戴安全帽,系安全带,穿防滑鞋。进行高处作业之前,应进行安全防护设施的逐项检查和验收。验收合格后,方可进行高处作业。

4、作业层上的施工荷载应符合设计要求,不得超载。不得在支架上集中堆放模板、钢筋等物件。

5、施工期间不得拆除剪刀撑、纵横向水平杆、纵横向扫地杆等加固杆件。

6、当支架基础下有设备基础、地下管线时,在支架使用过程中不应开挖,否则必须采取加固措施。

7、在支架基础或邻近严禁进行挖掘作业,否则应采取安全措施,并报主管部门批准。

8、支模应按规定的作业程序进行,模板未固定前不得进行下一道工序。严禁在上下同一垂直面上装、拆模板。结构复杂的模板,装、拆应严格按照施工组织设计的措施进行。

9、模板支架应自成体系,严禁与脚手架进行连接。施工人员上下施工面时,必须走施工梯,严禁攀援模板支架上下。

10、支设悬挑形式的模板时,应有稳固的立足点。支设临空构筑物模板时,应搭设支架或脚手架。模板上有预留洞时,应在交装后将洞盖没。

11、临街搭设的支架外侧应有防护措施,以防坠物伤人。施工作业场所有坠落可能的物件一律先行撤除或加以固定,高处作业中所用的物料均应堆放平稳。不得任意乱置或向下丢弃物件,传递物件禁止抛掷。

12、设专人负责对支架进行经常检查和保修工作。对高层支架定期作立杆基础沉降检查,发现问题立即采取措施。

13、施工中对支架发现有缺陷和隐患时必须及时解决,危及人身安全时必须停止作业。

14、六级及六级以上大风和雨、雾天应停止支架的搭设与拆除及支架上的施工作业。下雨后进行作业时必须采取可靠的防滑措施。对进行高处作业的高耸建筑物事先设置避雷设施。遇有台风暴雨后应对支架设施逐一加以检查,发现有松动、变形、损坏或脱落等现象立即修理完善。

15、进行高处拆模作业,应配置登高用具或搭设支架,工人必须站在临时设置的脚手板

上进行拆卸作业。

16、拆除支顶架前，应清除支顶架上的材料、工具和杂物。

17、拆除楼板底模时，应设临时支撑，防止大片模板坠落。拆立柱时，操作人员应站在待拆范围以外安全地区拉拆，防止模板突然全部掉落伤人。

18、模板及支撑体系搭设、拆除以及砼浇筑期间，应设置警戒区和警戒标志，由安全员在现场监护，严禁无关人员进入模板下方警戒区域。

19、模板拆除时，不对楼层形成冲击荷载。模板拆除后，拆除的模板和支架宜分散堆放并及时清运。临时堆放处离楼层边沿距离不得小于 1m，堆放高度不得超过 1m。楼层边口、通道口、脚手架边缘严禁堆放任何拆下物件。

20、拆下的支架及配件应清除杆件及螺纹上的沾污物，并分类检验和维修，按品种、规格分类整理存放，妥善保管。

21、高处作业安全措施

(1) 高空作业人员必须正确佩带安全帽，必须系好安全带，并挂在牢固处（高挂低用）。

(2) 高处作业使用的脚手架、吊架、平台、脚手板、梯子、护栏、索具（钢丝绳、麻绳、化学纤维绳）等料具和安全带、安全网等安全防护用品的质量都必须符合国家规范的要求。

(3) 高处施工作业前，应进行针对性的书面安全交底，要被交底人的签字，同时必须落实所有的安全技术措施和个人防护用品，未经落实时不得进行施工作业。

(4) 从事高处作业的人员，必须定期体检。凡患有高血压、心脏病、贫血、癫痫症、严重近视及患有其他不适应高处作业病症的人员，均不得登高作业。

(5) 攀登和悬空高处作业人员以及搭设高处作业安全设施的人员，必须经过专业技术培训及专业考试合格，持证上岗。

(6) 施工中，对高处作业的安全技术设施，使用中发生损坏，必须及时解决，危及人身安全的，必须立即停止作业，排除险情或隐患后，方准作业。

(7) 施工作业场所有坠落可能的物体，应一律先行撤除或加以固定。高处作业中所用的物料，均应堆放平稳，不妨碍通行，并不得超重。工具用毕应随手放入工具袋内；作业中的走道，通道板和登高用具，应随时清扫干净；拆卸下的物件及余料和废料均应及时清理运走，不能任意乱扔或向下丢弃，传递物件禁止抛掷，小型工具、配件用工具包盛装或使用吊篮吊装。

(8) 高处作业无法搭设严密的防护设施的，必须使用安全带。安全带必须系挂在施工作业上方牢固的物体上，并高挂低用，禁止低挂高用。

(9) 高处作业人员不准骑坐在脚手架的护栏、未安装牢固的管道、设备上和躺在平台、孔洞边缘上休息。在没有安全防护设施的条件下，严禁在木桁架、挑梁，砌体及构架上行走或作业。

(10) 雨天进行高处作业时，必须采取可靠的防滑措施，凡有水处均应及时清除干净。台风、暴雨后，应及时对高处作业的安全防护设施逐一加以检查，发现有松动、变形、损坏或脱落等现象，应立即修复完善，6级大风立即停止露天高处作业。

(11) 因作业需要，临时拆除或变动安全防护设施的，必须经施工负责人同意，并采取相应的可靠措施，作业后立即恢复。

(12) 高处作业人员应沿着斜道、梯子上下，严禁沿着绳索、立杆、井架或栏杆等攀登。

(13) 工作平台上必须铺满铺板并安装挡脚板，铺板、挡脚板必须固定，护栏外须加设防护网。

(14) 操作平台上不能堆放过多，过重的材料（不能超过载荷），且材料堆放必须均匀、分散，要有足够的工作空间。

22、临边防护安全措施

(1) 《建筑施工高处作业安全技术规范》(JGJ 80)规定，施工现场中，工作面边、沿无防护设施或围护设施高度低于80cm时，都要按规定搭设临边防护栏杆。

(2) 有以下情况必须设置防护栏杆：尚未装栏板的平台周边、楼层边都必须设置防护栏杆。

(3) 临边防护应符合下列要求：

临边防护栏杆要由栏杆立柱和上下两道横杆组成，栏杆选材应满足力学条件外，其规格尺寸和连接方式还应符合构造的要求，应紧固而不动摇，能够承受突然冲击，阻挡人员在可能状态下的下跌和防止物料的坠落，还要有耐久性。

1) 上杆离结构高度为1.2m，下杆离结构高度为0.5~0.6m，坡度大于1:2.2的屋面，防护栏杆高应是1.5m，并加挂安全立网。横杆长度大于2m，必须加设栏杆立柱。

2) 栏杆柱的固定及其与横杆的连接，整体构造应使防护栏杆在上杆任何处，能经受任何方向的1000N外力。在栏杆所处位置有人群拥挤或物件碰撞等可能的地方应加密立柱间距。

3) 防护栏杆必须自上而下用安全网封闭，并系牢固，不许漏绑和有漏洞。

4) 沿钢管长度方向刷红白间隔的油漆、挂醒目标志牌；护身栏杆满挂密目安全网，白天设警示牌、夜间设红色标志灯。

三、危险源的识别与防控

1、危险源识别

- (1) 模板坍塌事故;
- (2) 高处坠落事故;
- (3) 物体打击事故;
- (4) 触电事故;
- (5) 火灾事故。
- (6) 机械伤害事故。

2、危险源防控

序号	危险源	形成原因	防控措施
1	模板坍塌事故	1、堆放超载 2、架体施工没有按方案和规范要求 3、架体基础下沉	1、应分散放料，并严格控制堆料高度，严禁超过规定载荷。 2、严格按方案和规范搭设支撑架。 3、架体地基做硬地化，确保支承能力。
2	高处坠落事故	防护不到位	1、支架作业面应采取铺板或平挂安全网等防护措施，且工人应规范操作，勿猛拉猛撬。 2、做好临边和洞口的防护措施。
3	物体打击事故	1、搬运违章作业 2、防护设施不到位。	1、轻拿慢放，规范作业，注意安全。 2、经常检查佩戴工具，确保有效佩戴，不会自然跌落。 3、正确佩戴安全帽，做防护工作。
4	触电事故	临时用电违规操作	1、机械设备必须做到“一机一闸一漏电”。 2、按、拆电源应由专业电工操作。 3、漏电开关等必须灵敏有效。 4、现场电缆布设规范。 5、设备必须使用按钮开关严禁使用倒顺开关。
5	火灾事故	1、存在火源 2、存在易燃易爆物品	1、严禁烟火。 2、严禁存放易燃易爆物品。 3、操作间必须配齐消防器材。
6	机械伤害事故	1、各种机械设备的操作人员，没有按规定操作，持证上岗。 2、发现问题没有及时处理。 3、没有定期对设备进行维	1、机械设备要安装固定牢靠。 2、增设机械安全防护装置和断电保护装置。 3、对机械设备要定期保养、维修，保持良好运行状态 4、经常进行安全检查和调试，消除机械设备的

		修、保养。 4、非本职操作人员任意摆弄、修理、操作机械设备。 5、机械设备在使用过程中，违章操作、违章指挥。	不安因素。 5、操作人员要按规定操作，严禁违章作业。
7	传染病	1、没有进场排查 2、未做好对来自疫情严重地区的员工隔离 3、防疫管理和措施不到位 4、医务工作不到位	1、设置对进场员工的进场健康检查，按政策储备和配送口罩。 2、落实健康检查和健康登记，对来自疫情严重地区的员工依照政策隔离 14 天。 3、实施全封闭管理，严控聚集和集体活动，强化施工作业过程防控，加强用餐管理，做好工作生活场所的消毒与通风。 4、设立医务室，储备药物和防护物资。

3、危险源监控管理

(1) 为了加强对重大危险源的监督管理，预防事故发生，保障人民群众生命财产安全，根据《中华人民共和国安全生产法》结合本市实际，制定本办法。

(2) 重大危险源是指长期或者临时生产、搬运、使用或者储存危险物品，且危险物品的数量等于或者超过临界量的生产装置、设施或场所。

(3) 对重大危险源存在的事故隐患以及生产经营单位在安全生产方面的违法行为，任何单位或者个人均有权向安全生产监督管理部门及负有安全生产监督管理职责的相关部门举报。

(4) 对存在事故隐患的重大危险源，生产经营单位必须立即整改；对不能立即整改的，必须采取切实可行的安全措施，防止事故发生，并及时报告安全生产监督管理部门。

(5) 安全生产监督管理部门应当定期对重大危险源进行专项监督检查。监督检查的内容包括：

- 1) 贯彻执行国家有关法律、法规、规章和标准情况；
- 2) 预防生产安全事故措施落实情况；
- 3) 重大危险源的登记建档情况；
- 4) 重大危险源的安全评估、检测、监控情况；
- 5) 重大危险源设备维护、保养和定期检测情况；
- 6) 重大危险源现场安全警示标志设置情况；

- 7) 从业人员的安全培训教育情况;
- 8) 应急救援组织建设和人员配备情况;
- 9) 应急救援预案和演练工作情况;
- 10) 应急救援器材、设备的配备及维护、保养情况;
- 11) 重大危险源日常管理情况;
- 12) 法律、法规、规章规定的其他事项。

(6) 生产经营单位应当根据现行《危险化学品重大危险源辨识》(GB 18218)等有关标准和国家安全生产监督管理部门的有关规定,对本单位下列生产装置、设施或场所进行辨识,属于重大危险源的,应当进行登记,并建立重大危险源安全管理档案。

(7) 危险源安全管理档案应当包括以下内容:

- 1) 危险源安全评估报告;
- 2) 危险源安全管理制度;
- 3) 危险源安全管理与监控实施方案;
- 4) 危险源监控检查表;
- 5) 危险源应急救援预案和演练方案;
- 6) 危险源报表。

四、监测措施

1、采用全站仪、水准仪对支撑体系进行监测,主要监测体系的水平、垂直位置是否有偏移。

2、观测点可采取在临边位置的支撑基础面(梁或板)及柱、墙上埋设倒“L”形 $\Phi 12$ 钢筋头。

3、混凝土浇筑过程中,派专人检查支架和支撑情况,发现下沉、松动、变形和水平位移情况的应及时解决。

4、仪器设备配置:

名称	规格	数量	精度
精密水准仪		1	$\pm 2''$
全站仪一台	RXT—232	1	$\pm 2''$, 最大允许误差 $\pm 20''$
自动安平水准仪		2	千米往返 $\pm 3\text{mm}$
红外线水准仪		1	

激光垂直仪	DZJ2	1	h/40000
对讲机		3	
卷尺	5m	5	
检测板手		1	

5、观测点的设置：

高支模沉降位移监测点见附图。

6、监测说明：

- (1) 班组每日进行安全检查，项目部进行安全周检，公司进行安全月检；
- (2) 模板工程日常检查重点部位；
- (3) 杆件的设置和连接、连墙件、支撑、剪刀撑等构件是否符合要求；
- (4) 连接扣件是否松动；
- (5) 架体是否有不均匀沉降、垂直度偏差；
- (6) 施工过程中是否有超载现象；
- (7) 安全防护措施是否符合规范要求；
- (8) 支架与杆件是否有变形现象；
- (9) 监测频率：在浇筑砼过程中应实时监测，一般监测频率不宜超过 20~30 分钟一次，在砼初凝前后及砼终凝前至混凝土 7 天龄期应实施实时监测，终凝后至架体拆除的监测频率为每天一次；
- (10) 当监测数据超过预警值时必须立即停止浇筑砼，疏散人员，并及时行加固处理；
- (11) 本工程监测报警指标：

1) 支模高度大于 8m

监测项目	监测报警值	控制值（限值）
支架沉降	累计沉降 $\geq 8\text{mm}$ 或单 日沉降 $\geq 3\text{mm}$	$\leq 10\text{mm}$
支架水平位移	累计位移 $\geq 8\text{mm}$ 或单 日位移 $\geq 2\text{mm}$	$\leq 10\text{mm}$

2) 支模高度小于 8m

监测项目	监测报警值	控制值（限值）
支架沉降	累计沉降 $\geq 8\text{mm}$ 或单 日沉降 $\geq 2\text{mm}$	$\leq 10\text{mm}$
支架水平位移	累计位移 $\geq 6\text{mm}$ 或单 日位移 $\geq 1.5\text{mm}$	$\leq 8\text{mm}$

(12) 架体变形达到限值时的应急措施

1) 现场施工测量人员应立即通知现场的施工负责人，停止混凝土的浇灌，并立即把浇灌混凝土的施工人员从操作面上疏散到安全地带部位或从安全通道上疏散到地面上。

2) 立即把在架体内值班的人员或架体变形有可能坍塌影响到的范围内的所有人员疏散到安全地带，并划出危险区域，拉起警戒线，由现场保安人员负责不准任何人靠近危险源。

3) 继续对架体的变形进行观测，应急小组人员应召开紧急会议，初步分析架体有可能失稳的原因，采取进一步的应急措施，并编制加固方案、采取加固措施：

- ①检查模板支撑与周围结构的连接情况，扣件出现松动的地方重新派人扣紧；
- ②检查支撑体系搭设情况，加密立杆，减少立杆的步距；
- ③在各立杆之间加强横向联系，立杆底部增设扫地杆；
- ④重新对加固方案进行验算，计算是否满足稳定性和承载力要求。

4) 采取加固措施后，报业主、监理工程师审批，经论证确认高支模安全可靠后才能重新开工。

第六章 施工质量保证措施

1、 保证材料质量的控制措施

(1) 根据公司质量方针和质量手册的要求，选择合格的材料供应商。

(2) 对于进场的模板、钢管杆件、构件、配件、加固件等应按规范要求进行检查、验收；对不合格品必须退货，严禁投入使用。

(3) 对同一批次使用的材料，应核对其尺寸规格是否相同，严禁将外径不同的钢管混合使用。

(4) 严格按施工平面布置图指定位置堆放材料，同时必须悬挂标识牌，标明材料名称、规格、使用部位。

(5) 模板应按分类整齐平行堆放。模板堆放不宜过高，以免失稳。最下一块模板应垫起离地 200mm 高，保持通风防止受潮。

(6) 模板堆放场地应搭棚防晒, 防止太阳暴晒造成模板变形。

2、预防轴线偏位、标高不正确的控制措施

(1) 每层都必须从同一基准点出发测出各条轴线, 并按测量的要求进行复测, 校核其精度是否达到要求。

(2) 梁的轴线, 边线应先用墨斗在楼面上弹线, 再引测到柱上, 以作复核之用, 防止发生梁模板位移。

(3) 用水准仪把建筑物水平标高引测模板安装位置, 定好水平控制标高, 严格控制梁板的标高。

3、施工质量保证措施

(1) 模板及其支撑体系必须进行验算, 保证其具有足够的强度、刚度和稳定性, 能可靠地承受施工过程中可能产生的各项荷载。(验算过程详见计算书。)

(2) 做好各级技术交底工作, 让所有施工人员掌握质量技术要求。

(3) 配制模板时, 要根据模板拼装接合的需要进行适当加长或缩短, 确保模板板面表面平整, 接缝严密不漏浆。

(4) 现场安装施工必须严格按本方案的要求进行, 特别是对模板支撑体系的强度、刚度和稳定性等有显著影响的钢管杆件、木枋等构件的尺寸、间距等必须严格控制。

(5) 严格按事先确定的合理施工工序进行操作施工, 发现问题及时上报, 并会同有关人员研究处理。

(6) 钢筋混凝土梁、板的跨度大于或等于 4.0m 时, 模板安装时应按设计要求起拱。

(7) 模板及其支撑体系必须经有关单位验收通过, 并如实做好质量验收记录后, 方可组织下道工序的施工。

4、预防漏浆的控制措施

(1) 木模板拼缝处应平直刨光, 拼板紧密; 浇混凝土前要隔夜浇水, 使模板润湿膨胀, 将拼缝处挤紧。

(2) 梁与柱相交, 梁模与柱连接处应考虑木模板吸湿后长向膨胀的影响, 下料尺寸可稍缩短些, 使混凝土浇灌后梁模板顶端外口刚好与柱面贴平; 但梁模板也不能缩短太多, 否则膨胀后未能贴平柱模板, 又会发生漏浆现象。

(3) 底模板与梁接合处, 应用方木镶接或用阴角模板; 板底模板也应考虑浇水润湿后膨胀因素, 适当缩小模板尺寸, 这样既可防止漏浆, 又可避免板底模板嵌入墙、梁内, 且便于拆模。

5、成品保护措施

- (1) 模板拆除时应轻起轻放，不准碰撞，防止模板变形。
- (2) 模板涂刷好隔离剂（脱模剂）后，在指定位置按规格分类堆放。
- (3) 模板安装完成后，要注意保持模板内清洁。
- (4) 拆模时不得用大锤硬砸或用撬棍硬撬，以免损伤混凝土表面和棱角。

6、砼浇筑施工注意事项

(1) 浇筑混凝土前，模板内的杂物应清理干净；木模板应浇水湿润，但模板内不应有积水。

(2) 混凝土浇筑时，施工单位应派安全员专职观察模板及其支撑系统的变形情况，发现异常现象时应立即暂停施工，并迅速疏散人员，待排除险情并经施工现场安全责任人检查同意后方可复工。如果估计排险抢修时间超过混凝土初凝时间，则要进行施工缝处理。

(3) 大梁砼浇筑时要严格控制浇筑进度不得过快，应分层（400mm）浇筑，混凝土不得堆放过高过于集中，要及时将其拨开，使砼荷载能均匀分布。

(4) 砼输送管不得直接与模板面接触，减少管道产生的附加荷载。

(5) 砼振动时，不得用振棒撬住模板或钢筋。

(6) 振动器振棒等设备，不得集中堆放。浇筑时无需使用的设备一律在浇筑前清走。

(7) 应先浇筑墙、柱砼，待墙、柱砼达到设计强度的 70%后，完成支架水平杆与相遇的砼柱（梁）顶紧及抱箍措施后，方可继续浇筑梁板砼。

7、有限空间作业安全措施

(1) 按照先检测、后作业的原则，凡要进入有限空间危险作业场所作业，必须根据实际情况事先测定其氧气、有害气体、可燃性气体、粉尘的浓度，符合安全要求后，方可进入。在未准确测定氧气浓度、有害气体、可燃性气体、粉尘的浓度前，严禁进入该作业场所。

(2) 确保有限空间危险作业现场的空气质量。氧气含量应在 18%以上，23.5%以下。其有害有毒气体、可燃气体、粉尘容许浓度必须符合国家标准的安全要求。

(3) 在有限空间危险作业进行过程中，应加强通风换气，在氧气浓度、有害气体、可燃性气体、粉尘的浓度可能发生变化的危险作业中应保持必要的测定次数或连续检测。

(4) 作业时所用的一切电气设备，必须符合有关用电安全技术操作规程。照明应使用安全矿灯或 36 伏以下的安全灯，使用超过安全电压的手持电动工具，必须按规定配备漏电保护器。

(5) 发现可能存在有害气体、可燃气体时，检测人员应同时使用有害气体检测仪表、可

燃气体测试仪等设备进行检测。

(6) 有可燃气体或可燃性粉尘存在的作业现场，所有的检测仪器，电动工具，照明灯具等，必须使用符合《爆炸和火灾危险环境电力装置设计规范》（GB 50058）要求的防爆型产品。

(7) 对由于防爆、防氧化不能采用通风换气措施或受作业环境限制不易充分通风换气的场所，作业人员必须配备并使用空气呼吸器或软管面具等隔离式呼吸保护器具。

(8) 作业人员进入有限空间危险作业场所作业前和离开时应准确清点人数。

(9) 进入有限空间危险作业场所作业，作业人员与监护人员应事先规定明确的联络信号。

(10) 如果作业场所的缺氧危险可能影响附近作业场所人员的安全时，应及时通知这些作业场所的有关人员。

(11) 严禁无关人员进入有限空间危险作业场所，并应在醒目处设置警示标志。

(12) 在有限空间危险作业场所，必须配备抢救器具，如：呼吸器具、梯子、绳缆以及其它必要的器具和设备，以便在非常情况下抢救作业人员。

(13) 当作业人员在密闭设备内作业时，一般打开出入口的门或盖，如果设备与正在抽气或已经处于负压的管路相通时，严禁关闭出入口的门或盖。

(14) 当不能有效通风时，应采用鼓风机送风。

8、雨季施工措施

(1) 暴雨影响期间，一律停止施工作业。各施工队和项目部要严密监控工地的安全状况，采取相应的防风防暴雨等安全防护措施，防止发生围墙倒塌、驻地破坏、触电等重大安全事故和现场大面积积水，发现重大险情，要立即采取措施，并及时报告有关部门。

(2) 加强雷雨天气的防雷击管理工作。做好雷雨多发季节的现场防雷工作，雷电发生时，严禁携带金属物体在露天行走，严禁靠近电器设备，严禁人员停留在空旷地带、电线杆和高压电线下。

(3) 做好地基的排水工作，严防地基积水造成地基承载力下降，造成支架下沉。

9、台风季节施工措施

(1) 对施工用支架和各类附着物、悬挂物的拉结点、紧固点进行检查加固，临时用电线路、电箱等进行专项检查，发现隐患要立即整改。

(2) 对施工现场的宿舍、办公室、仓库等临时设施进行一次全面的安全检查，对有隐患的，要立即采取措施，该加固的要进行加固，对不能保证人身安全的，要及时撤离人员并予以拆除，防止坍塌事故的发生。台风来临前，所有临时用房内的人员必须撤离。

(3) 台风暴雨汛期过后, 组织人员对施工现场进行一次全面检查, 消除安全隐患, 保证施工现场各类设施设备仍处于安全状态, 确保安全复工, 做到大灾之后无大病。

10、夏季高温季节施工措施

(1) 盛夏期间要加强劳动保护工作, 倡导以人为本的理念, 关爱从业人员健康安全, 积极采取措施降温、消暑, 不断改善员工的工作、生活, 确保作业人员的身体健康和生命安全。

(2) 项目部要及时调整夏季高温作业劳动和休息时间, 增加休息和减轻劳动强度, 减少高温时段作业, 保证生产安全。

(3) 要充分做好作业人员的防暑降温工作, 指导作业人员了解防范高温中暑的基本知识和方法, 积极开展培训、增强自救、互救能力; 作业人员临时宿舍要保证良好的通风, 各施工现场都要配备足够的饮用水以及含盐清凉饮料的供应, 施工现场准备一定的绿豆汤、冰水等, 向员工发放清凉油、仁丹、风油精等预防中暑的药品。

(4) 高温作业场所要采取有效的通风、隔热、降温措施, 尽量减少高空, 对年老、身体素质差、不适应高温作业的人员要及时调换岗位。

11、防疫安全措施

(1) 组织管理制度

1) 依照政府和疾病预防控制中心的相关政策, 落实组织管理制度。

2) 实行项目经理负责制, 由专职安全员担任疫情防控管理专员, 负责疫情防控组织协调。

3) 配备健康管理员、保安人员和值班人员。其中, 健康管理员配备 3 人, 负责收集员工健康状况、监测体温、通风消毒、发放并监督使用个人防护用品、宣传教育等。

4) 编制工程项目疫情防控工作方案以及应急处置预案, 明确健康检查、防疫消杀、信息登记和宣传教育等工作的分工和责任人。

5) 督促项目管理人员落实疫情防控责任, 负责安排专项资金, 配备防疫物资(防护口罩、医用酒精、消毒水、体温计等), 落实各项防控措施, 组织日常检查巡查。

6) 与专业承包和劳务分包单位签订疫情防控协议书, 明确各自的防控职责并加强监督管理督促各专业承包、劳务分包单位等落实疫情防控措施。

7) 对从业人员及时进行疫情防控知识教育和培训, 并提供充足的符合要求的口罩、消毒液等防护用品。

(2) 加强员工健康监测

1) 掌握流动人员情况。掌握从业人员流动情况, 按照属地要求分区分类进行健康管理。提前对作业人员摸底调查, 了解人员近 14 天内活动情况, 有无到疫情严重地区, 有无接触瘟

疫病例、疑似病例。对返岗人员数量、计划出行时间等情况进行统计，做好返岗时间、健康监测、防疫物资等衔接工作。

2) 做好重点人群管理。对身处在疫情严重地区的人员，要说服其暂缓返岗。对来自疫情严重地区的人员，在离人群较远地方设立集中隔离场所进行隔离，医学观察 14 天，确认无异常后方可上岗。

3) 落实健康检查和健康登记。设立可疑症状报告电话，员工出现发热、呼吸道症状时，要及时向本单位如实报告。

(3) 做好工地现场防控

1) 加强用工实名制管理。如实登记个人近期旅居史、接触史、身体健康状况、来项目方式等情况。须提前预留足够的时间，将返岗人员姓名、身份证号、手机号码等信息录入并上传用工实名制管理系统。发现重点防控人员信息时，立即将有关情况报送当地疫情防控机构，并同时按疫情防控要求落实收治、隔离等措施。

2) 实施全封闭管理。工地实施封闭式管理，办公区和施工作业区、生活区保留一个出入口，其它出入口应采取有效封闭措施。未提前录入用工实名制管理系统、未经甄别是否属于重点防控人员，或者未经当地疫情防控机构确认健康的重点防控人员，不得通过门禁卡口进入办公区和施工作业区、生活区。

3) 强化施工作业过程防控。尽量分班分散作业，合理划分施工区域，分区落实专人管理，限制作业人数，固定作业人员，不跨区作业。尽量不实施密闭空间、有限空间的施工作业，必须进行施工的，应严格控制人数，做好消毒、通风等防护措施，并安排专人对作业人员活动轨迹进行监控。配送材料、物资等的外来车辆进入施工现场时，车上人员不得离开驾驶室，货物、物资由项目部安排工地内人员接收和装卸。

4) 加强用餐管理。工地设立食堂的，必须符合国家有关卫生标准，取得食品经营许可证，食堂工作人员证件齐全。实行分时分餐就餐，使用餐盒。必须循环使用餐具的务必加强清洁消毒。员工用餐时应避免面对面就坐，不与他人交谈。

5) 严控聚集和集体活动。引导员工在使用通道、电梯、楼梯、吸烟区时有序排队，保持适当间距，吸烟时不与他人交谈。进行安全教育或交底时，应选择空旷场所。必需召开的会议要缩短时间、控制规模，保持会议室空气流通，尽量使用视频或电话会议。

6) 改善工作生活条件。保持工地现场通风换气，在条件允许情况下首选自然通风。如使用空调，应当确保供风安全充足，所有排风直接排到室外，不使用空调时应当关闭回风通道。员工集体宿舍必须设置可开启式窗户，经常保持室内通风，严禁使用通铺。

7) 做好工作和生活场所清洁卫生消毒。办公区和施工作业区、宿舍、门岗、厨房、食堂、卫生间、淋浴房、洗手池、通勤工具、工程机械操作室、施工电梯等公共区域及相关物品，应由专人负责定期消毒。在各测温点和宿舍、办公区的指定位置设置口罩专用回收箱，加强垃圾箱清洁，定期进行消毒处理。加强垃圾分类管理，及时收集并清运。

8) 做好医务服务。设立医务室的项目要调配必要的药物和防护物资，配合疾控部门规范开展隔离观察与追踪管理。

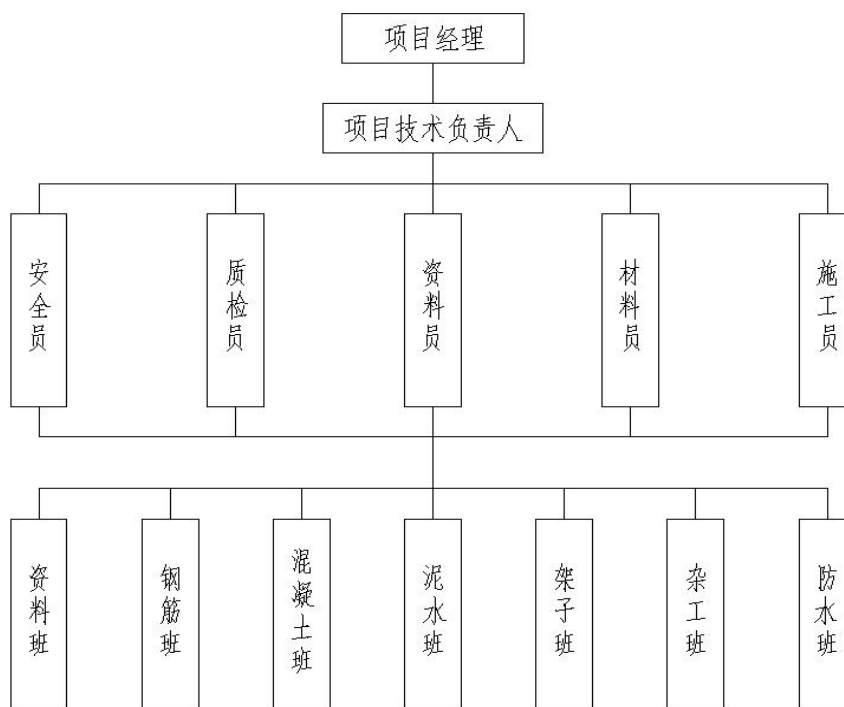
第七章 施工管理及作业人员配备和分工

一、管理人员组织信息

1、管理人员

序号	职务	人员	联系电话
1	项目经理	彭余萌	13539037637
2	项目技术负责人	肖冰玉	13929204778
3	安全员	莫龙	13751400863
4	质量员	彭善海	13592796498
5	施工员	孙斌斌	18036601839
6	测量员	李康金	15219265512
7	资料员	洪莱利	15024097413
8	材料员	杨倩	13798903208
9	设备管理员	刘永明	13688913466
10	劳务员	苏灶梅	13543494458
11	各班组长		

2、组织结构图



二、作业人员信息

序号	特种作业人员	人数	备注
1	架子工	5	持证上岗
2	电工	1	持证上岗
3	焊工	1	持证上岗
4	模板工	30	
5	钢筋工	25	
6	杂工	2	
注：根据实际施工进度，随时增减人员以满足需求。			

三、岗位及部门职责

1、项目经理

(1) 负责贯彻执行国家及上级主管部门有关法律、法规政策和标准及企业的各项规章制度。

(2) 负责项目施工的工程生产、质量及安全管理工作，并负责组织推进项目实施公司职业健康安全管理体系、质量管理体系、环境管理体系。

(3) 负责项目施工的成本控制，并负责项目工程款的追收工作。

- (4) 负责组织开展创建安全文明工地活动，并负责协调综合治理工作。
- (5) 负责项目施工的进度监控。
- (6) 负责项目各岗位协调工作。
- (7) 负责项目对外关系协调、联络与沟通，并接待居民投拆。
- (8) 负责执行实施公司年度技改计划。
- (9) 负责项目班子解体后的善后工作。
- (10) 负责组织有关人员学习图纸，参加图纸会审，并组织主持编制工程《项目施工组织设计》和有关工程的施工技术方案。
- (11) 负责根据实际情况评价本项目的重大环境因素审批，并上报公司工程部备案。
- (12) 负责项目所属范围内的危害辨识与风险评价，并上报公司安全部。根据专业的特点及施工进度不同阶段的评价结果确定本项目部的重大危害因素，编制《重大危害因素及其控制计划清单》上报公司安全部。
- (13) 负责项目的安全事故或紧急情况应急准备与响应工作。
- (14) 负责成立应急小组，并组织应急成员对事故进行处理，在 24 小时内向工程部报告，并在 24 小时内填《应急准备和响应报告书》。
- (15) 负责将健康安全与环境方针和有关法规的要求传达给相关方，并负责接待相关方的投诉。
- (16) 协助安全部巡检员在施工各阶段对施工现场场界噪声进行监测。

2、项目技术负责人

- (1) 负责项目工程施工中有关技术、质量管理工作，并负责分管组织推进项目实施三位一体化管理体系。
- (2) 负责组织有关人员学习图纸，参加图纸会审，并组织主持编制工程有关工程的施工技术方案或施工组织设计。

- (3) 负责组织分部分项工程的评定验收及工程竣工验收前的自检，并审核工程竣工资料。
- (4) 负责主持项目现场的计量工作管理。
- (5) 负责组织建立项目现场的管理资料。

3、安全员

- (1) 具体负责项目现场有关安全的管理工作。
- (2) 负责参与工程质量事故、工伤事故的调查处理工作，并负责项目工程有关质量、工伤报表的报送工作。

(3) 负责组织建立项目现场有关安全、文明施工、消防等方面管理资料。

(4) 组织落实人员实施安全技术方案，在实施中给予指导、把关，并负责组织相关人员每半月进行安全检查，对查出的隐患填写《安全隐患整改通知单》。

4、质检员

(1) 具体负责项目现场有关质量的管理工作。

(2) 负责参与项目工程及关键部位和特殊工序的质安措施的编制和研讨。

(3) 负责项目工程施工质量的分项工程质量核定工作。

(4) 负责办理工序的质量核定。

(5) 负责协助组织项目现场的周检和竣工工程的质量自检工作。

(6) 负责计量管理的具体工作。

(7) 负责现场材料进货检验和过程检验的监控。

(8) 针对定期、不定期检查发现的环境方面的不符合项，填写《纠正措施计划表》。

5、施工员

(1) 负责项目分部分项工程施工的具体实施工作并负责属下班组施工质量、进度的监控。

(2) 负责解决施工图纸及实际施工的技术接口和提出变更要求。

(3) 负责项目工程的测量和放线工作。

(4) 了解公司环保及职业健康安全方针、程序文件有关内容。

6、材料员

(1) 熟悉施工工艺编制材料计划，按计划组织材料进场。

(2) 对进场材料质量负责，做好跟踪服务工作。掌握材料的使用情况。

(3) 对进入现场材料应分门别类堆放，根据材料性质采取有效防腐、防潮、防变型（质）措施。

(4) 对须复检的材料应及时送检，并与进场材料相对应。

(5) 对现场材料损耗情况及时统计上报。

(6) 保证零库存，对积压材料合理应用。

(7) 建立材料分析档案（价格、货源）及时反馈决策层。

7、资料员

(1) 负责工程项目资料、图纸等档案的收集、管理。

(2) 参加分部分项工程的验收工作。

(3) 负责计划、统计的管理工作。

(4) 负责工程项目的内业管理工作。

(5) 完成工程部经理交办的其他任务。

8、各班组长

(1) 认真遵守安全规程和有关安全生产制度，根据本班组人员的技术任务、思想等情况合理安排工作，严肃认真地做好技术交底并对本班组人员在生产中的安全、质量负责。

(2) 树立“安全第一”的思想，认真学习和钻研安全生产的知识“安全生产以工地为中心”，而“操作班组则是中心的中心”所以必须采取多方面的方式、方法，努力提高班组长本身的安全素质。

(3) 代表班组做好班组级的“三级安全教育”，并与被教育者相互签字备查，开好班前班后安全会，支持安全员的督促、检查工作。对新工人进行现场安全教育，并在他未熟悉工作环境前，指定专人管好他的人身安全。

(4) 充分熟悉图纸和规范、参加图纸的会审和变更的接收、员工的技术交底和安全交底、员工进场的安排、配合项目部做好现场的协调规划、现场的机器位置及安装、材料的堆放和进场计划、指导员工的技术和施工操作流程、做到过程控制、人员管理、上下沟通。

(5) 首先要和工人交代清楚上下班时间、更改时间要提前通知、每天早上要做到第一个到达施工现场、记录和查看工人的出勤情况、查看工具的准备和具体工作的安排、下班应做到最后一个离开施工现场、以便查看是否有机器未关、工具材料的遗漏、下雨天要查看机器是否盖好、电源是否关闭。

(6) 定期、不定期地开一些小会加强沟通、比如班前十分钟或下班之前十分钟、注重讲一些施工的安全操作、自身的保护、把安全理念灌注到每个工友的思想里去、谈一些施工中的经验、方法与技巧、协调好工友与工友之间的沟通与配合、要关心和了解工友的生活、近期的思想情绪、做好及时的沟通、保持一个集体的团队精神。

(7) 应该把每项工作有计划详细记录，包括所需的基本人工、材料、要清楚材料制作到那个位置、楼层做到那个一层、每天下班之前要提前安排好晚上是否加班、加班的人员及工作内容。要提前通知、每天晚上要记录好第二天的工作分配、人员的安排、工作的计划和目标、第二天没有安排上班的工人应在头天晚上及时地通知工友、不应造成上班被安排回去或因人多而造成人工的浪费。

(8) 每天至少四次中途清点工人人数、防止有人中途溜号、要时刻知道每一个员工的工作地方及工作内容、还有这项工作所需要的时间、以及下一项工作的安排、在施工现场要时刻关注材料是否备齐、材料要提前备齐调运到操作面上，施工过程中对安排工人的每一项工作都

要做到详细的技术指导和要求、做完每项工作后更要详细的检查、避免造成返工，工具、材料的遗漏、要经常检查现场的原材料是否充足、要提前报材料计划。

(9)必须先熟悉图纸、在料单拿到之后详细地把配料单和图纸逐一对照、确定熟悉和无误后方可配料、配料时要注重节约材料、按规划堆码整齐。

(10)在施工过程中、应与各个工种的施工班组尽可能的配合、避免发生不必要的冲突、与项目管理人员、监理要主动配合、听从指挥、服从安排。有问题要及时上报。

(11)组织好安全活动日，每星期一需例行对工作环境进行一次周密检查，针对检查结果，结合工人思想情况开展有针对性的安全教育，除了现场设备、防护设施之外，对工作环境、生活环境、生活卫生及班组职工个人卫生都要事无巨细的布置做好。

(12)组织本班组职工学习安全制度和操作规程，大力提高本班职工的安全意识和自我保护能力，相互检查执行情况，懂得在任何情况下，均不得违章蛮干，不得冒险作业，不得擅自用机械、电气设备，不得擅自拆除安全保护装置和安全防护设备并懂得有不安全苗子或隐患能主动排除、整改或报告领导。

(13)教育全班人员均能正确使用“安全三宝”，均能保护所有的防护设施，设置所有的安全围护等。“安全生产，人人有责”，要关心人人的安全，人人关心你的安全，确保大家安全。

(14)经常检查施工现场的安全、生产情况，发现问题及时解决之后才施工，对不能解决的必须采取“监控”措施，并立即上报；高空作业、夜间作业、特殊场合作业都要首先考虑安全生产的有关问题，作好充分准备才投入。

(15)上班前，对所有使用的机具、设备、防护用具作安全检查，发现问题立即整改，专业机具找专业人员予以处理，使安全设施和劳保防护设置全部齐全有效，并听从专职安全员指导，接受改进意见，保证班组工作环境内的一切机具，设备有百分之百的完好率。

(16)做好上下班时安全事务的交接手续，本班职责必须本班完成，有特殊情况的交待下一班整改，待下班顺利接管后方可下班。班组有权拒绝违章指令，特殊情况可以越级报告。

(17)发生工伤事故，要及时上报并详细记录事故情况，组织全班人员认真分析，提出防范措施落实整改，发生重大伤亡事故要保护好事故现场，并立即上报。

(18)分段落实、总结安全生产经验，为了促进安全生产和改善劳动条件，提出合理化建设，将好的做法和成功经验及时上报工地安全员，统一转交分公司安全部领导，便于统一提高。

第八章 验收要求

一、验收程序

模板支撑系统在搭设完成后，先由施工单位自检合格，再报监理单位验收，验收合格，经总监理工程师签字后，方可进入后续工序的施工。

二、验收人员

1、施工单位：施工单位技术负责人或授权委派的专业技术人员、项目负责人、项目技术负责人、专项施工方案编制人员、项目专职安全生产管理人员及相关人员。

2、监理单位：项目总监理工程师、专业监理工程师。

3、建设单位：专业工程师。

三、验收标准与内容

1、支架施工验收标准与内容

（1）钢管架验收标准与内容

参照《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130 第 8 章“检查与验收”，根据该章节的要求进行对材料构配件的检查与验收和模板检查与验收。

1) 新钢管的检查与验收

①应有产品质量合格证；

②应有质量检验报告，钢管材质检验方法应符合现行国家标准《金属材料室温拉伸试验方法》（GB/T 228.1）的有关规定，质量应符合规范第 3.1.1 条的规定；

③钢管表面应平直光滑，不应有裂缝、结疤、分层、错位、硬弯、毛刺、压痕和深的划道。

④钢管外径、壁厚、端面等的偏差，应分别符合表 1《构配件的允许偏差》的规定。

⑤钢管必须涂有防锈漆。

2) 旧钢管的检查与验收

①表面锈蚀深度应符合表 1《构配件的允许偏差》序号 3 的规定。锈蚀检查应每年一次。检查时，应在锈蚀严重的钢管中抽取三根，在每根锈蚀严重的部位横向截断取样检查，当锈蚀深度超过规定值时不得使用；

② 钢管弯曲变形应符合表 1《构配件的允许偏差》序号 4 的规定。

3) 扣件验收

①扣件应有生产许可证、法定检测单位的测试报告 and 产品质量合格证。当对扣件质量有怀疑时，应按现行国家标准《钢管脚手架扣件》（GB 15831）的规定抽样检测。

②新、旧扣件均应进行防锈处理。

③扣件的技术要求应符合现行国家标准《钢管脚手架扣件》（GB 15831）第 5 节的规定。

4) 扣件质量检查

扣件使用前应进行质量检查，进施工现场使用前进行复试，检查项目应符合现行国家标准《钢管脚手架扣件》（GB 15831）的规定。扣件有裂缝、变形的严禁使用，出现滑丝的螺栓必须更换。不合格产品不得使用。

5) 可调托撑的检查与验收

①应有产品质量合格证；其质量应符合 JGJ 130《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》第 3.6 节的规定；

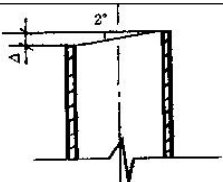
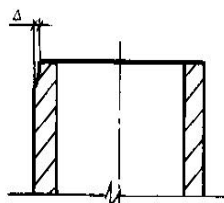
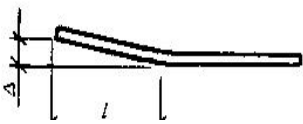
②应有质量检验报告，可调托撑抗压承载力应符合 JGJ 130《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》5.1.7 条的规定。

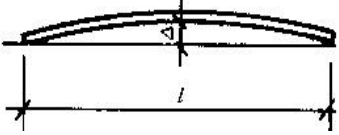
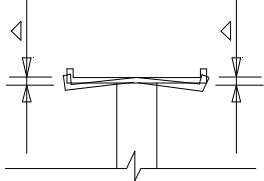
③可调托支托板厚不小于 5 毫米，变形不大于 1 mm。

④支托板、螺母有裂缝的严禁使用。

6) 构配件的偏差应符合表 1 的规定。

表 1：构配件的允许偏差

序号	项目	允许偏差 Δ (mm)	示意图	检查工具
1	焊接钢管尺寸 (mm)			游标卡尺
	外径 48	± 0.5		
	壁厚 3.5	± 0.35		
	外径 51	± 0.51		
	壁厚 3.6	± 0.36		
2	钢管两端面切斜偏差	1.70		塞尺、拐角尺
3	钢管外表面锈蚀深度	≤ 0.18		游标卡尺
4	钢管弯曲 a. 各种杆件钢管的端部弯曲 $l \leq 1.5m$	≤ 5		钢板尺

	b. 立杆钢管弯曲 $3\text{m} < l \leq 4\text{m}$ $4\text{m} < l \leq 6.5\text{m}$	≤ 12 ≤ 20		
	c. 水平杆、斜杆的钢管弯曲 $l \leq 6.5\text{m}$	≤ 30		
5	钢脚手板 a. 板面挠曲 $l \leq 4\text{m}$ $l > 4\text{m}$	≤ 12 ≤ 16		钢板尺
	b. 板面扭曲（任一角翘起）	≤ 5		
6	可调托撑支托板变形	1.0		钢板尺塞尺

7) 安装后扣件检查，抽样检查数目与质量判定标准，应按表 2 的规定确定。安装后的扣件螺栓拧紧扭力矩应采用扭力扳手检查，抽样方法应按随机分布原则进行。抽样检查数目与质量判定标准，应按表 2 《扣件拧紧抽样检查数目及质量判定标准》的规定。不合格的必须重新拧紧，直至合格为止。

表 2 扣件拧紧抽样检查数目及质量判定标准

项次	检查项目	安装扣件数量(个)	抽检数量(个)	允许的不合格数
1	连接立杆与纵(横)向水平杆或剪刀撑的扣件; 接长立杆、纵向水平杆或剪刀撑的扣件	51~90	5	0
		91~150	8	1
		151~280	13	1
		281~500	20	2
		501~1200	32	3
		1201~3200	50	5
2	连接横向水平杆与纵向水平杆的扣件(非主节点处)	51~90	5	1
		91~150	8	2
		151~280	13	3
		281~500	20	5

		501~1200	32	7
		1201~3200	50	10

2、模板施工验收标准与内容

必须符合《混凝土结构工程施工及验收规范》（GB 50204）及相关规范要求。即“模板及其支架应具有足够的承载能力、刚度和稳定性，能可靠地承受浇筑混凝土的重量、侧压力以及施工荷载”。

（1）主控项目

1) 安装现浇结构的上层模板及其支架时，下层楼板应具有承受上层荷载的承载能力，或加设支架；上下层支架的立柱应对准，并铺设垫板。

检查数量：全数检查。

检验方法：对照模板设计文件和施工技术方案观察。

2) 在涂刷模板隔离剂时，不得沾污钢筋和混凝土接槎处。

检查数量：全数检查。

检验方法：观察。

（2）一般项目

1) 模板安装应满足下列要求：

模板的接缝不应漏浆；在浇筑混凝土前，木模板应浇水湿润，但模板内不应有积水；模板与混凝土的接触面应清理干净并涂刷隔离剂；浇筑混凝土前，模板内的杂物应清理干净；

检查数量：全数检查。

检验方法：观察。

2) 对跨度不小于 4m 的现浇钢筋混凝土梁、板，其模板应按要求起拱。

检查数量：按规范要求的检验批（在同一检验批内，对梁，应抽查构件数量的 10%，且不应少于 3 件；对板，应按有代表性的自然间抽查 10%，且不得小于 3 间。）

检验方法：水准仪或拉线、钢尺检查。

3) 固定在模板上的预埋件、预留孔洞均不得遗漏，且应安装牢固其偏差应符合附表 1 的规定：

模板安装允许偏差和检验方法

附表1

项次	项 目		国家标准 允许偏差 (mm)	检查方法
1	轴线位移	柱、墙、梁	5	量尺
2	底模上表面标高		±5	水准仪或拉线、尺量
3	截面模内尺寸	基础	±10	尺量
		柱、墙、梁	+4, -5	
4	层高垂直度	层高不大于5m	6	经纬仪或拉线、尺量
		层高大于5m	8	
5	相邻两板表面高低差		2	尺量
6	表面平整度		5	靠尺、塞尺
7	阴阳角	方正	--	方尺、塞尺
		垂直	--	线尺
8	预埋铁件中心线位移		--	拉线、尺量
9	预埋管、螺栓	中心线位移	3	拉线、尺量
		螺栓外露长度	+10, -0	
10	预留孔洞	中心线位移	+10	拉线、尺量
		尺寸	+10, -0	
11	门窗洞	中心线位移	--	拉线、尺量
		宽、高	--	
		对角线	--	
12	插筋	中心线位移	5	尺量
		外露长度	+10, -0	

检查数量：按规范要求的检验批(对梁、柱，应抽查构件数量的10%，且不应少于3件；对墙和板，应按有代表性的抽查10%，且不得小于3件)。

检验方法：钢尺检查。

(3) 现浇结构模板安装的偏差应符合表1的规定。

检查数量：按规范要求的检验批(对梁、柱，应抽查构件数量的10%，且不应少于3件；对墙和板，应按有代表性的自然间抽查10%，且不得小于3件)。现浇结构模板安装允许偏差和检验方法见表1：（检验方法：检查同条件养护试块强度试验值。检查轴线位置时，应沿纵、横两个方向量测，并取其中的较大值。）

(4) 模板垂直度控制

1) 对模板垂直度严格控制，在模板安装就位前，必须对每一块模板线进行复测，无误后，方可模板安装。

2) 模板拼装配合，工长及质检员逐一检查模板垂直度，确保垂直度不超过3mm，平整度不超过2mm。

3) 模板就位前，检查顶模棍位置、间距是否满足要求。

（5）顶板模板标高控制

每层顶板抄测标高控制点，测量抄出混凝土墙上的 500 线，根据层高及板厚，沿墙周边弹出顶板模板的底标高线。

（6）模板的变形控制

1) 墙模支设前，竖向梯子筋上，焊接顶模棍（墙厚每边减少 1mm）。

2) 浇筑混凝土时，做分层尺竿，并配好照明，分层浇筑，层高控制在 500 以内，严防振捣不实或过振，使模板变形。

3) 门窗洞口处对称下混凝土；

4) 模板支立后，拉水平、竖向通线，保证混凝土浇筑时易观察模板变形，跑位；

5) 浇筑前认真检查螺栓、顶撑及斜撑是否松动；

6) 模板支立完毕后，禁止模板与脚手架拉结。

（7）模板的拼缝、接头

模板拼缝、接头不密实时，用塑料密封条堵塞；模板如发生变形时，及时修整。

（8）跨度小于 4m 不考虑，4~6m 的板起拱 10mm；跨度大于 6m 的板起拱 15mm。

（9）与安装配合

合模前与钢筋、水、电安装等工种协调配合，合模通知书发放后方可合模。

（10）混凝土浇筑时，所有墙板全长、全高拉通线，边浇筑边校正墙板垂直度，每次浇筑时，均派专人专职检查模板，发现问题及时解决。

（11）为提高模板周转、安装效率，事先按工程轴线位置、尺寸将模板编号，以便定位使用。拆除后的模板按编号整理、堆放。安装操作人员应采取定段、定编号负责制。便于统一提高。

第九章 应急处置措施

1、为了贯彻实施“安全第一，预防为主”的安全方针，提高整个项目部对事故的整体应急能力，确保发生意外事故时能有序地应急指挥，有效地保护员工的生命、企业财产的安全，保护生态环境和资源，将事故的影响降低到最小程度。针对工程的实际情况，项目经理部设应急救援领导小组，由项目经理部相关人员组成；项目经理对应急救援工作全面负责。（项目按需要建立以单位主要负责人为首的生产安全事故应急救援领导小组，救援领导小组成员必须保持手机 24 小时畅通。当接到事故报告后，领导小组成员应能以最快的速度集合，并迅速到达事故现场）。

2、应急救援预案小组

组 长：彭余萌 13539037637

组 员：莫龙 孙斌斌 彭善海 杨倩 李康金 洪莱利 各班组长

3、应急组织体系

项目经理部“应急指挥中心”由项目经理部项目经理以及项目经理部生产、技术部、商务部、安保部等部门和基层单位应急组织机构的负责人组成。

4、指挥机构及职责

(1) 组长负责整个现场，了解和掌握事故情况，组织现场抢救指挥，及时布置现场抢救。保持与当地建设行政主管部门、劳动部门等单位的沟通，并及时通知当事人的亲属。

(2) 组员来负责维护现场秩序、保护事故现场、做好当事人的和旁观者的语言记录、保持与当地公安部门的沟通与协商。负责妥善处理好善后工作，按其职能负责保持与当地有关部门的沟通。

5、险情报告制度及应急预案启动程序

(1) 险情报告制度

在施工过程中一旦遇到险情由指挥部调度及时准确的向监理、业主、上级相关部门汇报。汇报程序如下：责任区负责人→项目经理→业主、监理、地方相关部门。使相关部门能随时掌握险情的动态变化，以给予帮助指导。在特殊情况下联系不上时方可越级汇报。险情报告各联系清单详见“主要相关领导和部门联系方式一览表”。

主要相关领导和部门联系方式一览表

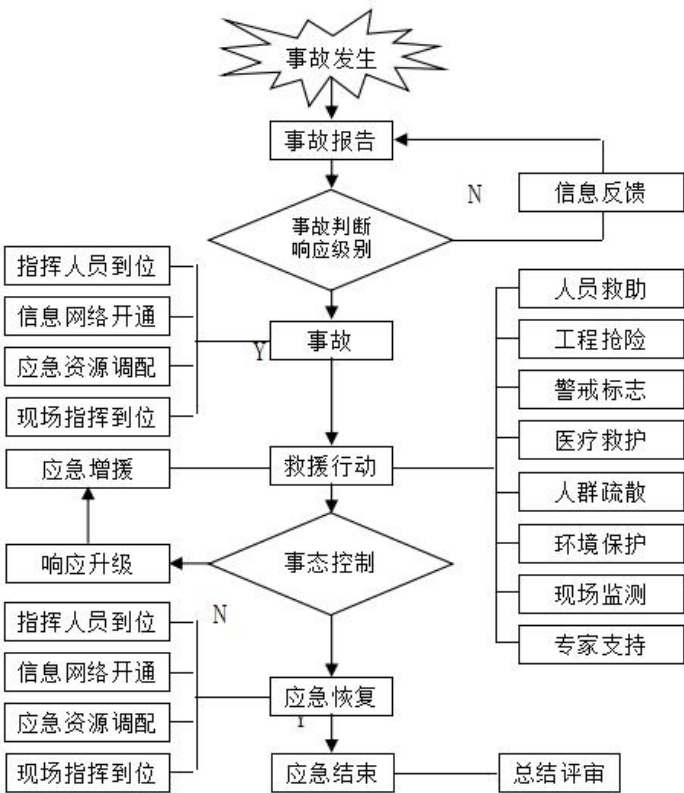
序号	职务	部 门	联系人	联系电话
1	组长	项目经理	彭余萌	13539037637
2	组员	安全员	莫龙	13751400863
3	组员	质量员	彭善海	13592796498
4	组员	施工员	孙斌斌	18036601839
5	组员	测量员	李康金	15219265512
6	组员	材料员	杨倩	13798903208
7	组员	资料员	洪莱利	15024097413
8	组员	各班组长		

(2) 应急预案启动程序

根据事故应急救援系统的应急程序要求，按过程分为事故报告、响应级别确定、应急启动、救援行动、应急恢复和应急结束等六个过程。重大事故应急救援体系响应程序见“重大事故应急救援体系响应程序框图”。

1) 事故情况与响应级别确定。接到事故报告后，按程序，对施工情况分析作出判断，初步确定相应的响应级别，响应关闭。

2) 响应级别确定后，按所确定的响应级别启动应急程序，如通知指挥人员到位、开通信息与通讯网络、通知调配救援资源(包括应急队伍和物资、设备等)、成立现场指挥部等。



重大事故应急救援体系响应程序框图

(3)救援行动。有关应急队伍进入事故现场后，迅速展开事故现场警戒、疏散、人员救助、工程抢险等有关应急救援工作，专家组为救援决策提供建议和技术支持。当事态超出响应级别，在本级无法有效控制时，向相邻标段、监理、业主甚至地方政府应急中心请求更高级的应急响应。

(4)应急恢复。救援行动结束后，进入临时应急恢复阶段。包括现场清理、人员清点和撤离、警戒解除、善后处理和事故调查等。

(5)应急结束。执行应急关闭程序，由事故总指挥宣布应急结束。

应急设备清单一览表

序号	设备名称	单位	数量	有效期截止日期	用 途	存放地点
1	汽车	辆	1	施工全过程	急救	项目部
2	担架	付	2	施工全过程	急救	综合部
3	氧气瓶及输氧设备	套	2	施工全过程	急救	综合部
4	简单手术器械		若干	施工全过程	应急治疗	综合部
5	中暑药品		若干	施工全过程	中暑治疗	项目部
6	其它常用药品		若干	施工全过程	应急治疗	项目部
7	电焊机	台	4	施工全过程	抢修	施工队
8	气割设备	套	2	施工全过程	抢修	施工队
9	电钻	台	3	施工全程	抢修	施工队
10	应急灯、手电		若干	施工全程	抢修	施工队
11	绝缘护具		若干	施工全程	抢修	施工队
12	消防锹	把	4	施工全程	消防	值班室
13	消防桶	只	3	施工全程	消防	值班室
14	消防斧	把	4	施工全程	消防	值班室
15	消防箱	个	4	施工全程	消防	值班室
16	4 公斤干粉灭火器	只	8	施工全程	消防	现场
17	8 公斤干粉灭火器	只	6	施工全程	消防	现场

周边可利用资源一览表

序号	周 边 资 源	联系方式	用 途
1	火警	119	火灾报警救援
2	匪警	110	治安事件报警救
3	气象	12121	气象信息
4	查号台	114	电话号码查询
5	玉林市中医医院	0775-2823274	人员伤亡急救

项目部到玉林市中医医院路线图：玉林市玉州区玉城街道人民东路 805 号



6、各种事故应急预案

(1) 模板坍塌事故应急预案：

1) 模板坍塌事故往往伤害人员多，后果严重，多为重大或特大人身伤亡事故，本工程必须做好与设备设施的连接处理，确保各个节点的连接必须牢固可靠。本工程绝不允许发生模板坍塌事故。

2) 当然如果不幸发生模板坍塌事故后，应立即报告分公司和公司主管领导和生产安全科（部）。因模板坍塌造成人身事故后，应同时采取两个方面的措施，一方面立即抢救伤员并密切注意伤员情况，防止二次受伤；另一方面对伤员上部的架体采取临时支撑措施，防止因二次坍塌伤及抢救者或加重事故后果。排险和抢救应由有经验的人指挥进行。对危害大的复杂情况，应由生产安全部门及有关技术部门共同商定处理措施。

3) 正确的现场处理措施：

①止血

A 压迫止血法：先抬高伤肢，然后用消毒纱布或棉垫覆盖在伤口表面，在现场可用清洁

的手帕、毛巾或其他棉织品代替，再用绷带或布条加压包扎止血。

B 指压动脉出血近心端止血法：按出血部位分别采用指压面动脉、颈总动脉、锁骨下动脉、股动脉、胫前后动脉止血法。该方法简便、迅速有效，但不持久。

②包扎、固定

创伤处用消毒的敷料或清洁的医用纱布覆盖，再用绷带或布条包扎。在肢体骨折时，又可借助绷带包扎夹板来固定受伤部位上下两个关节，减少损伤，减少疼痛，预防休克。

③搬运

经现场止血、包扎、固定后的伤员，应尽快正确的搬送医院。

A 在搬运严重创伤伴有大量出血或已休克的伤员时，要平卧运送伤员，头部可放置冰袋，路途中要尽量避免震荡。

B 在搬运高处坠落伤员时，若有脊椎损伤可能，一定要使伤员平卧在硬板上搬运，切忌只抬伤员的两肩与两腿或单肩背运伤员。否则将造成严重的后果、甚至死亡。

(2) 高处坠落事故应急预案：

当发生高处坠落事故后，抢救的重点放在对休克、骨折和出血上进行处理。

1) 发生高处坠落事故，应马上组织抢救伤者，首先观察伤者的受伤情况、部位、伤害性质，如伤员发生休克，应先处理休克。遇呼吸、心跳停止者，应立即进行人工呼吸，胸外心脏挤压。处于休克状态的伤员要让其安静、保暖、平卧、少动，并将下肢抬高约 20 度左右，尽快送医院进行抢救治疗。

2) 出现颅脑外伤，必须维持呼吸道通畅。昏迷者应平卧，面部转向一侧，以防舌根下坠或分泌物、呕吐物吸入，发生喉阻塞。有骨折者，应初步固定后再搬运。偶有凹陷骨折、严重的颅底骨折及严重的脑损伤症状出现，创伤处用消毒的纱布或清洁布等覆盖伤口，用绷带或布条包扎后，及时送就近有条件的医院治疗。

3) 发现脊椎受伤者，创伤处用消毒的纱布或清洁布等覆盖伤口，用绷带或布条包扎后。搬运时，将伤者平卧放在帆布担架或硬板上，以免受伤的脊椎移位、断裂造成截瘫，招致死亡。抢救脊椎受伤者，搬运过程，严禁只抬伤者的两肩与两腿或单肩背运。

4) 发现伤者手足骨折，不要盲目搬运伤者。应在骨折部位用夹板把受伤位置临时固定，使断端不再移位或刺伤肌肉，神经或血管。固定方法：以固定骨折处上下关节为原则，可就地取材，用木板、竹头等，在无材料的情况下，上肢可固定在身侧，下肢与健侧下肢缚在一起。

5) 遇有创伤性出血的伤员，应迅速包扎止血，使伤员保持在头低脚高的卧位，并注意保

暖。正确的现场止血处理措施：

①一般伤口小的止血法：先用生理盐水（0.9%NaCl 溶液）冲洗伤口，涂上红汞水，然后盖上消毒纱布，用绷带，较紧地包扎。

②加压包扎止血法：用纱布、棉花等作成软垫，放在伤口上再加包扎，来增强压力而达到止血。

③止血带止血法：选择弹性好的橡皮管、橡皮带或三角巾、毛巾、带状布条等，上肢出血结扎在上臂上 1/2 处（靠近心脏位置），下肢出血结扎在大腿上 1/3 处（靠近心脏位置）。结扎时，在止血带与皮肤之间垫上消毒纱布棉纱。每隔 25—40 分钟放松一次，每次放松 0.5—1 分钟。

6) 动用最快的交通工具或其它措施，及时把伤者送往邻近医院抢救，运送途中应尽量减少颠簸。同时，密切注意伤者的呼吸、脉搏、血压及伤口的情况。

(3) 物体打击事故应急预案。

1) 发生物体打击事故，要迅速启动项目求援小组，及时停止阻断事故源的工作和作业，防止事故的扩大，并根据伤害的性质和程度，利用现场的一切条件，实施相应的救护措施。

2) 及时速报上级预案指挥部，伤势严重的应及时拨打 120 求救。

3) 出血性外伤应及时采取应急止血措施，避免伤员因失血过多造成生命危险。

4) 骨折性伤员，在挪动伤员时冷静小心，采取正确的方法救护避免伤势扩大。

5) 脊椎骨折伤员要保证伤员平稳卧姿式，严禁采用抱、拉、抬、背、搭腿等方法处理，以防脊髓受伤导致伤情加重，以致造成瘫痪。

6) 对事故现场要注意保护，以便调查组调查。

(4) 触电事故应急预案：

1) 当事故发生后现场有关人员首先要尽快使触电者脱离电源

2) 立即报告现场负责人及事故应急救援组组长，由救援组长指挥对伤员立即组织抢救，采取有效措施防止事故扩大和保护现场。

3) 按照有关规定，立即报告企业安全管理部门和本企业安全生产负责人，及请求救援。

4) 触电者未失去知觉的救护措施：应让触电者在比较干燥、通风暖和的地方静卧休息，并派人严密观察，同时请医生前来或送往医院诊治。

5) 触电者已失去知觉但尚有心跳和呼吸的抢救措施：应使其舒适地平卧着，解开衣服以利呼吸，四周不要围人，保持空气流通，冷天应注意保暖，同时立即请医生前来或送往医院诊治。若发现触电者呼吸困难或心跳失常，应立即施行人工呼吸或胸外心脏挤压。

6) 对“假死”者的急救措施：当判定触电者呼吸和心跳停止时，应立即按心肺复苏法就地抢救。

(5) 火灾事故应急预案：

1) 立即报警。当接到发生火灾信息时，应确定火灾的类型和大小，并立即报告防火指挥系统，防火指挥系统启动紧急预案。指挥小组要迅速报“119”火警电话，并及时报告上级领导，便于及时扑救处置火灾事故。

2) 组织扑救火灾。当施工现场发生火灾时，应急准备与响应指挥部除及时报警，并要立即组织基地或施工现场义务消防队员和职工进行扑救火灾，义务消防队员选择相应器材进行扑救。扑救火灾时要按照“先控制，后灭火；救人重于救火；先重点，后一般”的灭火战术原则。派人切断电源，接通消防水泵电源，组织抢救伤亡人员，隔离火灾危险源和重点物资，充分利用项目中的消防设施器材进行灭火。

① 灭火组：在火灾初期阶段使用灭火器、室内消火栓进行火灾扑救。

② 疏散组：根据情况确定疏散、逃生通道，指挥撤离，并维持秩序和清点人数。

③ 救护组：根据伤员情况确定急救措施，并协助专业医务人员进行伤员救护。

④ 保卫组：做好现场保护工作，设立警示牌，防止二次火险。

3) 人员疏散是减少人员伤亡扩大的关键，也是最彻底的应急响应。在现场平面布置图上绘制疏散通道，一旦发生火灾等事故，人员可按图示疏散撤离到安全地带。

4) 协助公安消防队灭火：联络组拨打 119、120 求救，并派人到路口接应。当专业消防队到达火灾现场后。火灾应急小组成员要简要向消防队负责人说明火灾情况，并全力协助消防队员灭火，听从专业消防队指挥，齐心协力，共同灭火。

5) 现场保护。当火灾发生时和扑灭后，指挥小组要派人保护好现场，维护好现场秩序，等待事故原因和对责任人调查。同时应立即采取善后工作，及时清理，将火灾造成的垃圾分类处理以及其它有效措施，使火灾事故对环境造成的污染降低到最底限度。

6) 火灾事故调查处置。按照公司事故、事件调查处理程序规定，火灾发生情况报告要及时按“四不放过”原则进行查处。事故后分析原因，编写调查报告，采取纠正和预防措施，负责对预案进行评价并改善预案。火灾发生情况报告应急准备与响应指挥小组要及时上报公司。

(6) 机械伤害事故应急预案：

1) 发生机械伤害事故时，要立即采取拉闸断电等措施，停止机械运转，然后应立即对伤员采取包扎止血措施。

2) 对于手、脚趾被切断的伤员,立即将被切断部分用干净布包好,与伤员同时送到医院,以便做接驳手术。

3) 对于手脚骨折、重伤休克等伤员的处理方法同上。进行处理后,应组织车辆尽快将伤者送医院检查治疗。

(7) 交通安全应急预案:

1) 在施工过程中,必须严格按照施工规范和施工程序进行施工,不得违规操作,各种警示标志、警告标志按照规范设置,要有专人指挥交通,防治事故的发生。

2) 事故发生后,要立即保护好现场,维持好现场的秩序,施救伤员,疏导过往车辆和人员,并设立警告标志和警示标志,及时想上级和交警部门报告,尽快采取措施,防止事态扩大。对国道、省道及重要干道,当发生险情不能通行时,应立即采取措施,以确保施工路段畅通,对于其他道路,要设立绕行标志,使车辆分流。

3) 组织有关部门按照应急预案迅速开展抢险救灾工作,根据事故情况,统一部署应急预案的实施工作,并对应急工作中发生的事故采取紧急处理措施,确保事故不在扩大。

4) 当事故发生后,值班人员了解险情后,应立即报告值班领导和中心指挥组,要立即保护好现场,维持好现场秩序,抢救伤员,疏导人员,组织人员设立进行禁行标志,严禁无关人员和车辆进入施工现场,并及时报告上级机关,同时尽快采取有效措施,防止事态进一步扩大。

5) 事故发生后,应立即通知相关部门(人员), (根据事故大小同时向 110、120 报告),实施紧急救助和采取有效自救,控制事发现场,防止事态进一步扩大,指挥中心应立即启动,调动各方在最短时间内赶到事发现场,到达现场后救助伤员,疏散人员,隔离事故现场,现场勘察,查明事故原因,调查事故伤亡情况,采取措施。事故处理结束时,向有关部门报告事故处理全过程,并提出处理和整改意见。

(8) 疫情防控应急处理预案

1) 根据员工数量和工地现场等实际情况,设置一定数量的临时医学观察点和单独隔离观察间。临时医学观察点用于初测体温 $\geq 37.3^{\circ}\text{C}$ 员工的体温复测和待送员工停留,单独隔离观察间用于不需要在医院隔离的有发热等症状人员的隔离观察。观察点要设在相对独立、通风良好的房间,配备专业工作人员,并配备红外测温仪、水银温度计、一次性医用外科口罩、消毒纸巾、医用乳胶手套、快速手消毒剂、84 消毒剂等物品。项目部与防控指挥部、医院保持沟通,明确指定接收医院。

2) 做好出现病例后的应对处置

①启动及终止应急响应。发现 1 例可疑病例（体温 $\geq 37.3^{\circ}\text{C}$ 或有咳嗽、乏力等其他症状或其它如登革热、疟疾、流感等疑似症状），应由施工现场防控领导小组决定启动应急响应。当病例已得到隔离治疗，密切接触者观察 14 天期满，后续无新发病例，环境得到有效消毒，经卫生健康部门评估，应由施工现场防控领导小组决定终止应急响应。

②处置散发病例。发现可疑病例时，应立即引导病例到临时医学观察点或单独隔离观察间进行留观，联系项目所在地医疗机构初步排查后，送辖区定点医院隔离诊治，同时向当地疾控机构报告。若一周内发生 2 例及以上可疑病例，还应立即将聚集性疫情报告当地疾控机构进行调查。确认发生感染病例后，要配合疾控机构开展密切接触者流行病学调查，对所有接触过病例或无症状感染者的人员进行调查，对密切接触者进行居家或集中隔离医学观察。隔离期间出现发热、咳嗽等疑似症状，要及时送定点医院排查、诊治。除密切接触者外，对一般接触者要做好登记，并进行健康风险告知，嘱其一旦出现发热、咳嗽等疑似症状时要及时告知工作人员，并主动告知近期活动史，做好体温检测，佩戴口罩。

③处置 2 例及以上聚集性病例。由疫情防控专家评估后采取相应管控措施，对发生聚集性疫情的场所实施硬隔离。是否停工和停工范围，由当地卫生健康部门、人力资源部门和住房城乡建设部门根据现场评估结果研究决定。

第十章 计算书及相关图纸

材料数据

材料名称	材料规格	规格与参数
模板	14mm 覆面木胶合板	弹性模量 $E=6000 \text{ N/mm}^2$ ，抗弯强度设计值 $[f]=15 \text{ N/mm}^2$ ，抗剪强度设计值 $[\tau]=1.4 \text{ N/mm}^2$
支模立杆	扣件式 $\Phi 48 \times 3.5$ 钢管 (计算采用 $\Phi 48 \times 3.0$)	弹性模量 $E=206000 \text{ N/mm}^2$ ，抗压强度设计值 $[f]=205 \text{ N/mm}^2$ ，立杆截面抵抗矩 $=4.49 \text{ cm}^3$
支模小楞	40×90 木方	弹性模量 $E=9350 \text{ N/mm}^2$ ，抗弯强度设计值 $[f]=15.444 \text{ N/mm}^2$ ，抗剪强度设计值 $[\tau]=1.782 \text{ N/mm}^2$
支模大楞	扣件式 $\Phi 48 \times 3.5$ 双钢管 (计算采用 $\Phi 48 \times 3.0$)	弹性模量 $E=206000 \text{ N/mm}^2$ ，抗弯强度设计值 $[f]=205 \text{ N/mm}^2$ ，抗剪强度设计值 $[\tau]=120 \text{ N/mm}^2$
侧模内楞	40×90 木方	弹性模量 $E=9350 \text{ N/mm}^2$ ，抗弯强度设计值 $[f]=15.444 \text{ N/mm}^2$ ，抗剪强度设计值 $[\tau]=1.782 \text{ N/mm}^2$
侧模外楞	扣件式 $\Phi 48 \times 3.5$ 双钢管 (计算采用 $\Phi 48 \times 3.0$)	弹性模量 $E=206000 \text{ N/mm}^2$ ，抗弯强度设计值 $[f]=205 \text{ N/mm}^2$ ，抗剪强度设计值 $[\tau]=120 \text{ N/mm}^2$

一、高支模区域送水泵房 120mm 板模板（扣件式）计算书

计算依据：

- 1、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699-2020
- 2、《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
- 3、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130—2011
- 4、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
- 5、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）
- 6、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 7、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 8、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
- 9、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 10、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 11、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土楼板名称	送水泵房 120mm 板	新浇混凝土楼板计算厚度(mm)	120
模板支架高度 H(m)	10.94	模板支架纵向长度 L(m)	35.1
模板支架横向长度 B(m)	9.5	支架外侧模板高度 Hm（mm）	1000

二、荷载设计

模板及其支架自重标准值 $G_{1k}(kN/m^2)$	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.5
混凝土自重标准值 $G_{2k}(kN/m^3)$	24	钢筋自重标准值 $G_{3k}(kN/m^3)$	1.1
施工荷载标准值 $Q_{1k}(kN/m^2)$	2.5		
支撑脚手架计算单元上集中堆放的材料自重标准值 $G_{jk}(kN)$	1		

风荷载参数：

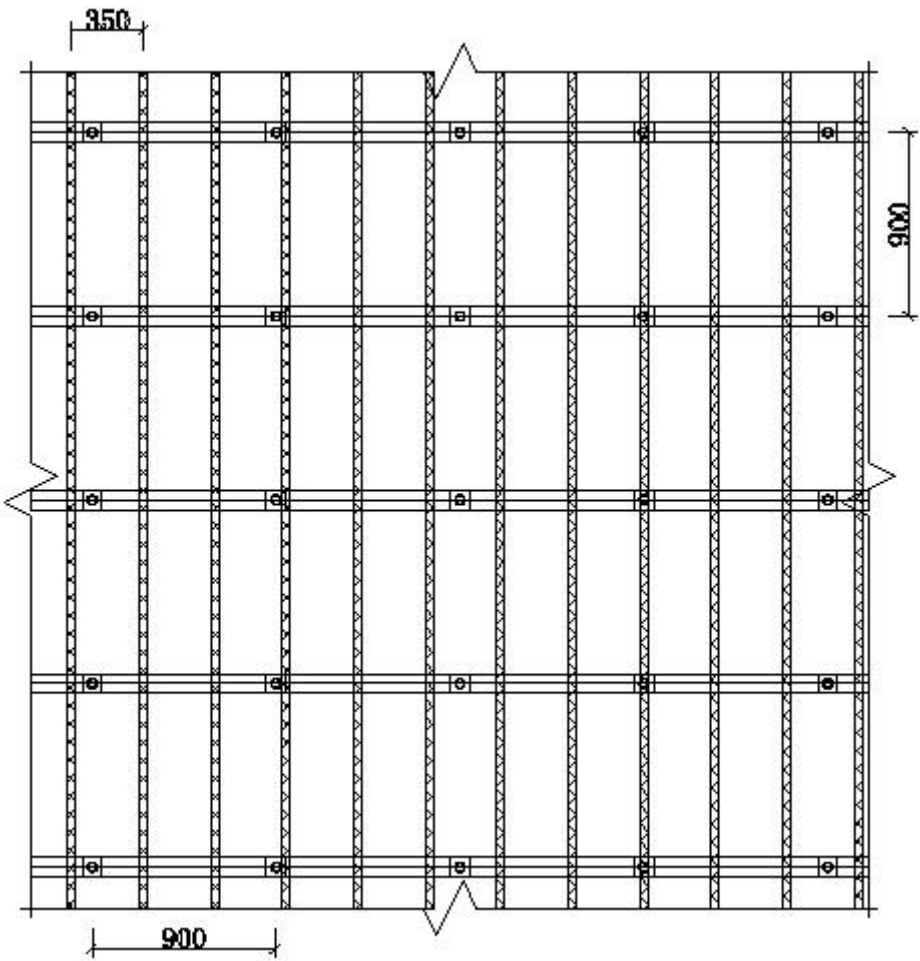
风荷载标准值 $\omega_k(kN/m^2)$	基本风压 $\omega_0(kN/m^2)$	省份	广西	0.2	$\omega_k=\omega_0\mu_z\mu_{st}=0.029$
		地区	玉林		
	风荷载高度变化系	地面粗糙度	B 类(城市郊区)	1	

	数 μ_z	模板支架顶部离建筑物地面高度(m)	9		
	风荷载体型系数 μ_s	单樅模板支架 μ_{st}		0.145	
		整体模板支架 μ_{stw}		1.376	
		支架外侧模板 μ_s		1.3	
					$\omega_{fk}=\omega_0\mu_z\mu_{stw}=0.275$
					$\omega_{mk}=\omega_0\mu_z\mu_s=0.26$

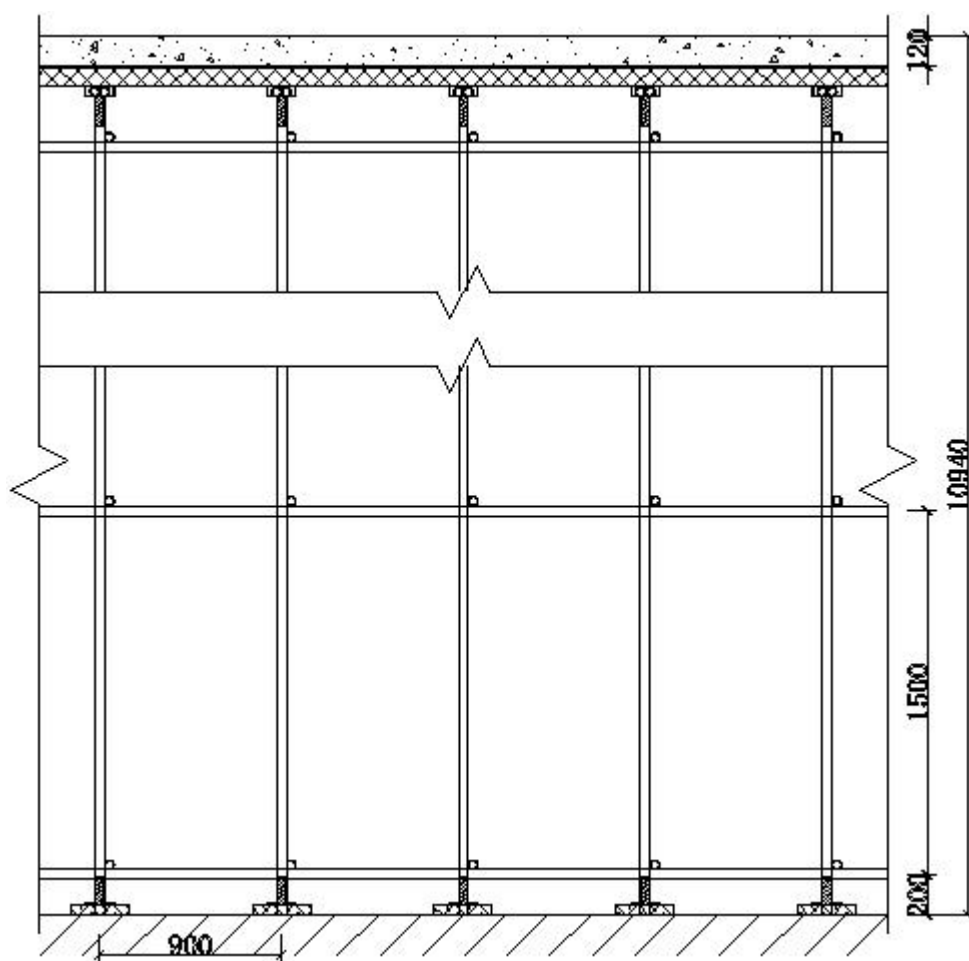
三、模板体系设计

结构重要性系数 γ_0	1.1	脚手架安全等级	I 级
主梁布置方向	垂直立杆纵向方向	立杆纵向间距 l_a (mm)	900
立杆横向间距 l_b (mm)	900	步距 h (mm)	1500
立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 a (mm)	500	小梁间距 s (mm)	350
小梁最大悬挑长度 l_1 (mm)	200	主梁最大悬挑长度 l_2 (mm)	300

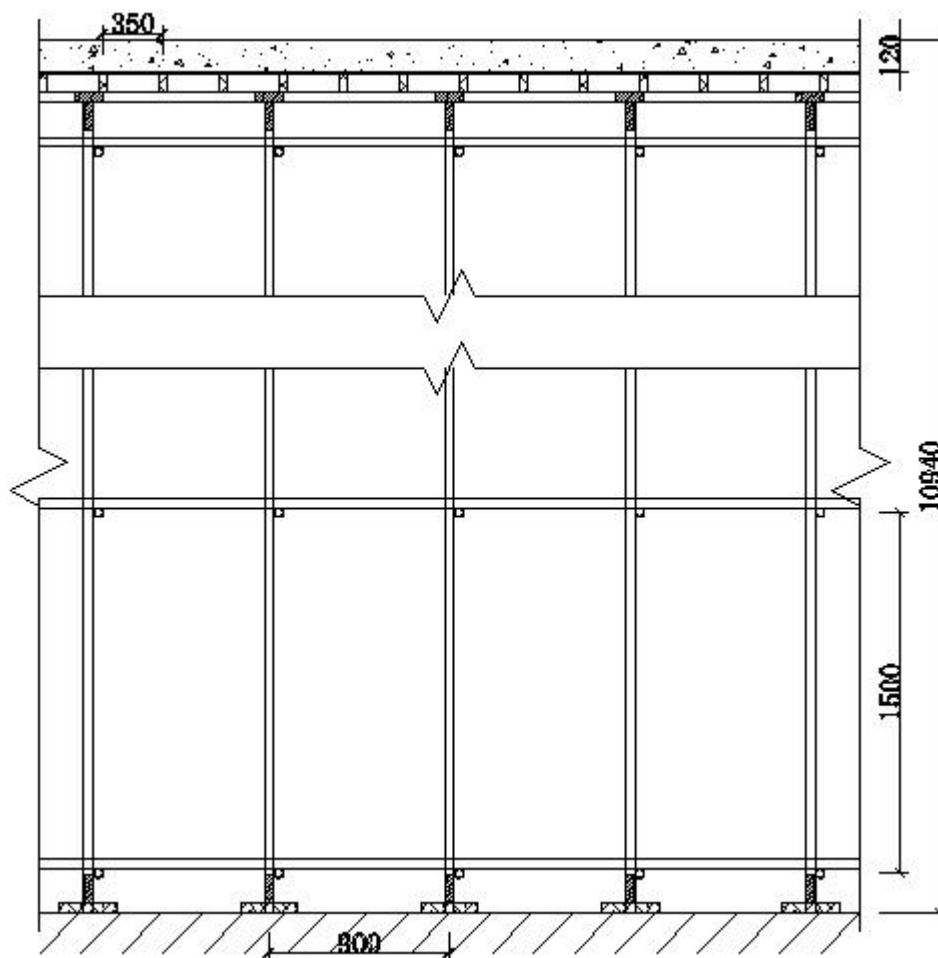
设计简图如下：



模板设计平面图



模板设计剖面图(模板支架纵向)



模板设计剖面图(模板支架横向)

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度 $t(\text{mm})$	14
面板抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15	面板抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	1.4
面板弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	6000	面板计算方式	简支梁

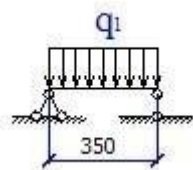
楼板面板应搁置在梁侧模板上，本例以简支梁，取 1m 单位宽度计算。

$$W = bh^2/6 = 1000 \times 14 \times 14/6 = 32666.667 \text{mm}^3, \quad I = bh^3/12 = 1000 \times 14 \times 14 \times 14/12 = 228666.667 \text{mm}^4$$

1、荷载计算

面板承受的单位宽度线荷载设计值： $q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times b = 1.1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.1) \times 0.12) + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 8.575 \text{kN/m}$

计算简图如下：



2、强度验算

$$M_{\max} = q_1 l^2 / 8 = 8.575 \times 0.35^2 / 8 = 0.131 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.131 \times 10^6 / 32666.667 = 4.02 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算

面板承受的单位宽度线荷载标准值： $q = (1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h)) \times b = (1 \times (0.1 + (24 + 1.1) \times 0.12)) \times 1 = 3.112 \text{ kN/m}$

$$v_{\max} = 5ql^4 / (384EI) = 5 \times 3.112 \times 350^4 / (384 \times 6000 \times 228666.667) = 0.443 \text{ mm}$$

$$v = 0.443 \text{ mm} \leq [v] = L / 400 = 350 / 400 = 0.875 \text{ mm}$$

满足要求！

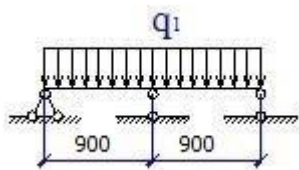
五、小梁验算

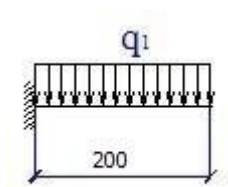
小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15.444	小梁抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	1.782
小梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	54	小梁弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	9350
小梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	243	小梁计算方式	二等跨连续梁
小梁间距 $s(\text{mm})$	350		

1、荷载计算

小梁承受的线荷载设计值： $q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times s = 1.1 \times [1.3 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.12) + 1.5 \times 2.5] \times 0.35 = 3.101 \text{ kN/m}$

计算简图如下：





2、强度验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times s = 1.1 \times 1.3 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.12) \times 0.35 = 1.658 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times s = 1.1 \times 1.5 \times 2.5 \times 0.35 = 1.444 \text{ kN/m}$$

$$M_1 = 0.125 q_{1\text{静}} L^2 + 0.125 q_{1\text{活}} L^2 = 0.125 \times 1.658 \times 0.9^2 + 0.125 \times 1.444 \times 0.9^2 = 0.314 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = q_1 L_1^2 / 2 = 3.101 \times 0.2^2 / 2 = 0.062 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max} = \max[M_1, M_2] = \max[0.314, 0.062] = 0.314 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.314 \times 10^6 / 54000 = 5.815 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算

$$V_1 = 0.625 q_{1\text{静}} L + 0.625 q_{1\text{活}} L = 0.625 \times 1.658 \times 0.9 + 0.625 \times 1.444 \times 0.9 = 1.745 \text{ kN}$$

$$V_2 = q_1 L_1 = 3.101 \times 0.2 = 0.62 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = \max[V_1, V_2] = \max[1.745, 0.62] = 1.745 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3 V_{\max} / (2 b h_0) = 3 \times 1.745 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 0.727 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算

小梁承受的线荷载标准值 q : $q = (1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h)) \times s = (1 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.12)) \times 0.35 = 1.159 \text{ kN/m}$

挠度, 跨中 $v_{\max} = 0.521 q L^4 / (100 EI) = 0.521 \times 1.159 \times 900^4 / (100 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.174 \text{ mm} \leq [v]$
 $= L / 400 = 900 / 400 = 2.25 \text{ mm}$;

悬臂端 $v_{\max} = q l_1^4 / (8 EI) = 1.159 \times 200^4 / (8 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.01 \text{ mm} \leq [v] = 2 \times l_1 / 400 = 2 \times 200 / 400 = 1 \text{ mm}$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

中间支座的最大支座反力设计值: $R_{\max} = 1.25 q_1 L = 1.25 \times 3.101 \times 0.9 = 3.489 \text{ kN}$

边支座的最大支座反力设计值: $R_1 = (0.375 q_{1\text{静}} + 0.437 q_{1\text{活}}) L + q_1 l_1 = (0.375 \times 1.658 + 0.437 \times 1.444) \times 0.9 + 3.101 \times 0.2 = 1.748 \text{ kN}$

正常使用极限状态

中间支座的最大支座反力标准值： $R'_{\max}=1.25qL=1.25\times1.159\times0.9=1.304\text{kN}$

边支座的最大支座反力标准值： $R'_1=0.375qL+ql_1=0.375\times1.159\times0.9+1.159\times0.2=0.623\text{kN}$

六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.5
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	主梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	205
主梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	120	主梁截面抵抗矩 W(cm ³)	4.49
主梁弹性模量 E(N/mm ²)	206000	主梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	10.78
主梁计算方式	三等跨连续梁	可调托座内主梁根数	2
主梁受力不均匀系数	0.5		

承载能力极限状态

主梁 2 根合并，其主梁受力不均匀系数=0.5

单根主梁所受小梁支座反力设计值： $R=\max[R_{\max},R_1]\times0.5=\max[3.489,1.748]\times0.5=1.745\text{kN}$;

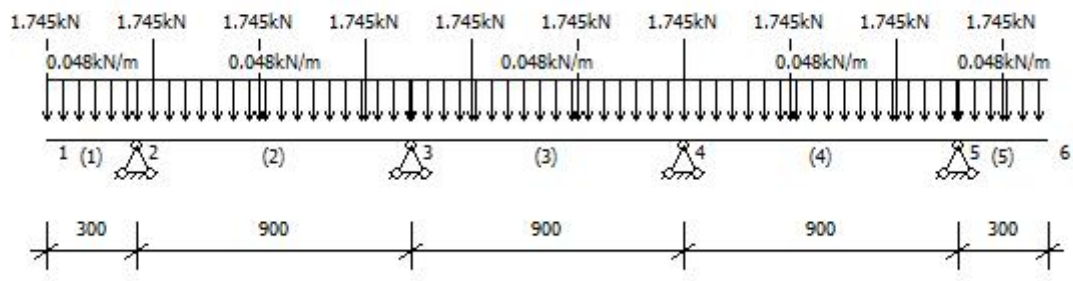
单根主梁自重设计值： $q=1.1\times1.3\times0.033=0.048\text{kN/m}$

正常使用极限状态

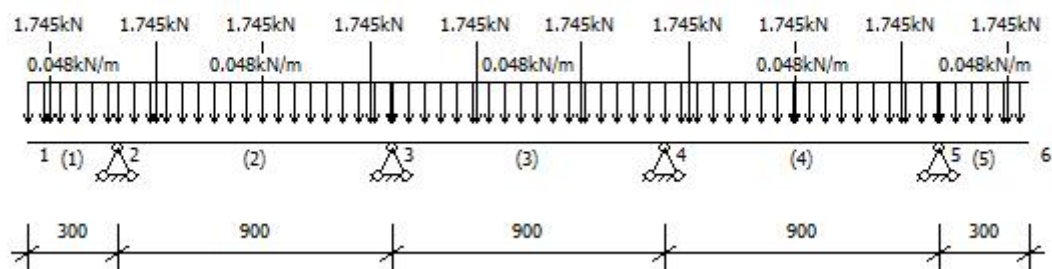
单根主梁所受小梁支座反力标准值： $R'=\max[R'_{\max},R'_1]\times0.5=\max[1.304,0.623]\times0.5=0.652\text{kN}$;

单根主梁自重标准值： $q'=1\times0.033=0.033\text{kN/m}$

计算简图如下：

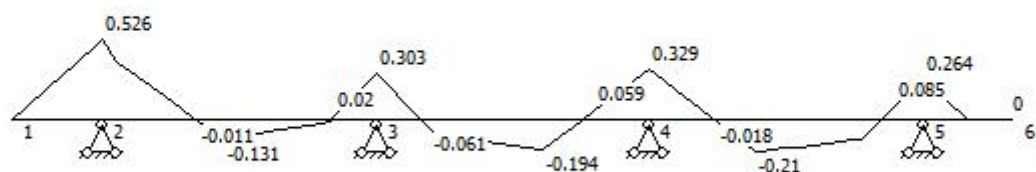


主梁计算简图一

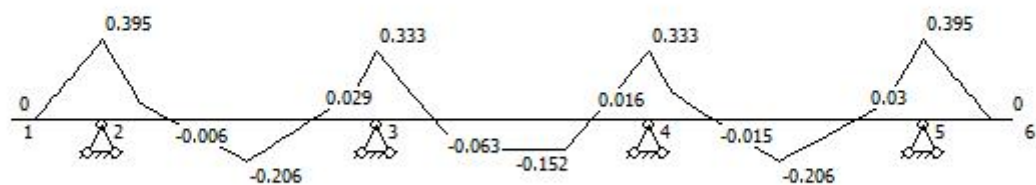


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)

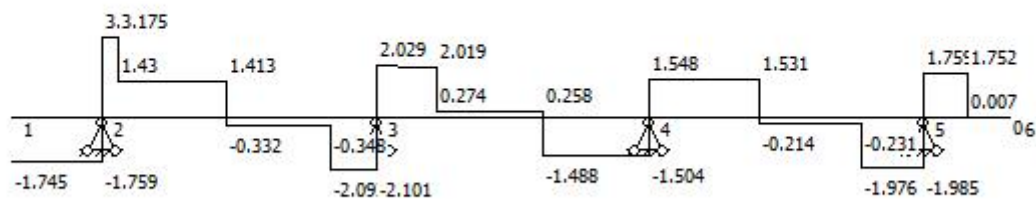


主梁弯矩图二(kN·m)

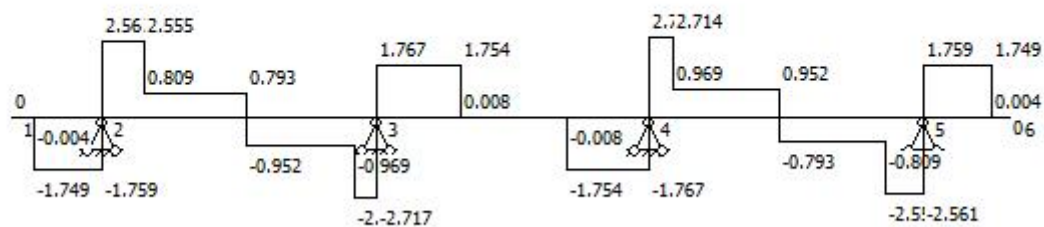
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.526 \times 10^6 / 4490 = 117.073 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)

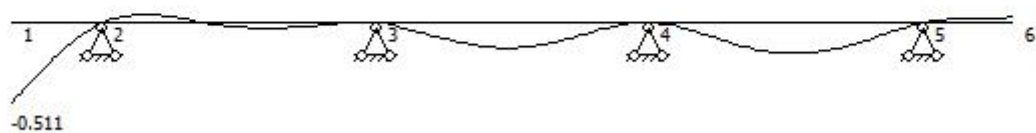


主梁剪力图二(kN)

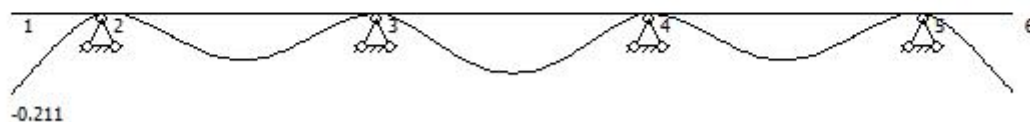
$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 4.937 \times 1000 / 424 = 23.288 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图一(mm)



主梁变形图二(mm)

跨中 $v_{\max}=0.197\text{mm}\leq[v]=900/400=2.25\text{mm}$

悬挑段 $v_{\max}=0.511\text{mm}\leq[v]=2\times 300/400=1.5\text{mm}$

满足要求!

4、支座反力计算

承载能力极限状态

图一

支座反力依次为 $R_1=4.937\text{kN}$, $R_2=4.129\text{kN}$, $R_3=4.797\text{kN}$, $R_4=3.745\text{kN}$

图二

支座反力依次为 $R_1=4.32\text{kN}$, $R_2=4.484\text{kN}$, $R_3=4.484\text{kN}$, $R_4=4.32\text{kN}$

主梁 2 根合并, 其主梁受力不均匀系数 $=0.5$, 因此主梁传递至立杆的集中力:

$R_{\max}=\text{Max}[R_1, R_2, R_3, R_4]/0.5=4.937/0.5=9.874\text{kN}$

七、可调托座验算

荷载传递至立杆方式	可调托座	可调托座承载力设计值[N](kN)	30
-----------	------	-------------------	----

按上节计算可知, 可调托座受力 $N=R_{\max}=9.874\text{kN}\leq[N]=30\text{kN}$

满足要求!

八、立杆验算

剪刀撑设置	加强型	立杆顶部步距 $h_d(\text{mm})$	1000
架体是否按规范要求与既有结构进行可靠连接	否	立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 $a(\text{mm})$	500
立杆钢管截面类型(mm)	$\Phi 48\times 3.5$	立杆钢管计算截面类型(mm)	$\Phi 48\times 3$
钢材等级	Q235	立杆截面面积 $A(\text{mm}^2)$	424
立杆截面回转半径 $i(\text{mm})$	15.9	立杆截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49

抗压强度设计值 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	205	支架自重标准值 $q(\text{kN}/\text{m})$	0.15
步距 $h(\text{mm})$	1500		

1、长细比验算

顶部立杆段：

根据《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699-2020 第 5.4.9 条,当 $0.2\text{m} < a < 0.5\text{m}$ 时,承载力可按线性插入值；

假设 $a=200\text{mm}$ 时， $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1\times 1.801\times(1000+2\times 200)=2521\text{mm}$ （验算立杆容许长细比时，取 $k=1$ ）

假设 $a=500\text{mm}$ 时， $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1\times 1.303\times(1000+2\times 500)=2605\text{mm}$ （验算立杆容许长细比时，取 $k=1$ ）

根据插值法，则实际 $a=500\text{mm}$ 时， $l_{01}=2605\text{mm}$

非顶部立杆段： $l_0=k\mu_2h=1\times 1.755\times 1500=2632\text{mm}$ （验算立杆容许长细比时，取 $k=1$ ）

$\lambda=\max[l_{01}, l_0]/i=2632/15.9=165.535\leq[\lambda]=210$

满足要求！

2、立杆稳定性验算

考虑风荷载：

验算立杆稳定性时，取 $k=1.217$ ，同长细比验算章节的计算方法，得计算长度为

顶部立杆段： $l_{01}=3170\text{mm}$

非顶部立杆段： $l_0=3203\text{mm}$

$\lambda=\max[l_{01}, l_0]/i=3203/15.9=201.447$

查表得， $\varphi_1=0.179$

$M_{wd}=\gamma_0\times\varphi_w\times\gamma_Q M_{wk}=\gamma_0\times\varphi_w\times\gamma_Q(w_k l_a h^2/10)=1.1\times 0.6\times 1.5\times(0.029\times 0.9\times 1.5^2/10)=0.006\text{kN}\cdot\text{m}$

$N_d=R_{\max}+\gamma_0\times\gamma_G\times q\times H=9.874+1.1\times 1.3\times 0.15\times 10.94=12.221\text{kN}$

$f_d=N_d/(\varphi_1 A)+M_{wd}/W = 12.221 \times 10^3/(0.179 \times 424)+0.006 \times 10^6/4490=162.314\text{N}/\text{mm}^2 \leq [f]=205\text{N}/\text{mm}^2$

满足要求！

九、高宽比验算

《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699—2020 第 6.9.7 条，当满堂支撑架高宽比大于 2 时，满堂支撑架应在支架的四周和中部与结构柱进行刚性连接。在无结构

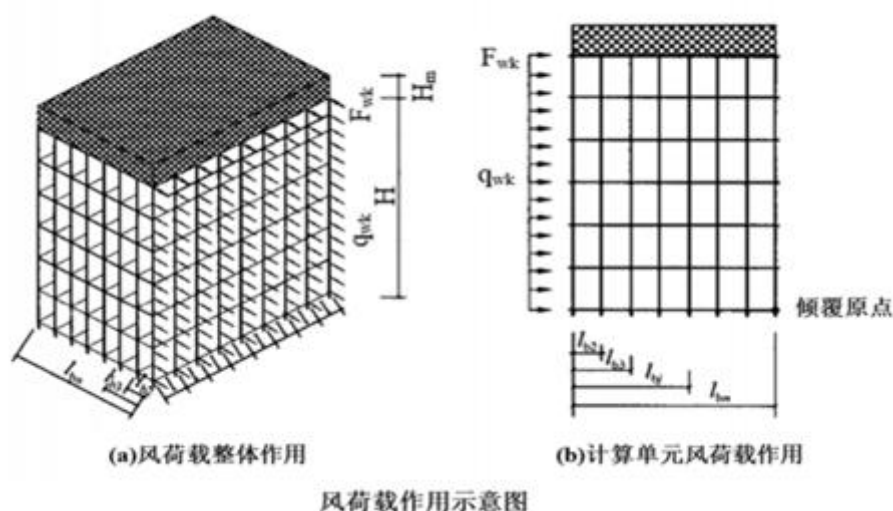
柱部位应采取预埋钢管等措施与建筑结构进行刚性连接。支撑架高宽比不应大于 3。

$$H/B=10.94/9.5=1.152 \leq 2$$

满足要求！

十、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	10.94	模板支架纵向长度 L(m)	35.1
模板支架横向长度 B(m)	9.5		



支撑脚手架风线荷载标准值: $q_{wk} = l_a \times \omega_{fk} = 0.9 \times 0.275 = 0.248 \text{ kN/m}$;

风荷载作用在支架外侧模板上产生的水平力标准值:

$$F_{wk} = l_a \times H_m \times \omega_{mk} = 0.9 \times 1 \times 0.26 = 0.234 \text{ kN}$$

支撑脚手架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 M_{Tk} :

$$M_{Tk} = 0.5H^2q_{wk} + HF_{wk} = 0.5 \times 10.94^2 \times 0.248 + 10.94 \times 0.234 = 17.371 \text{ kN.m}$$

参考《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699—2020，第 5.3.13 条

$$B^2l_a(g_{k1} + g_{k2}) + 2\sum G_{jk}b_j \geq 3\gamma_0 M_{Tk}$$

g_{k1} ——均匀分布的架体面荷载自重标准值 kN/m^2

g_{k2} ——均匀分布的架体上部的模板等物料面荷载自重标准值 kN/m^2

G_{jk} ——支撑脚手架计算单元上集中堆放的物料自重标准值 kN

b_j ——支撑脚手架计算单元上集中堆放的物料至倾覆原点的水平距离 m

$$B^2l_a(g_{k1} + g_{k2}) + 2\sum G_{jk}b_j = B^2l_a[qH/(l_a \times l_b) + G_{1k}] + 2 \times G_{jk} \times B/2 = 9.5^2 \times 0.9 \times [0.15 \times 10.94/(0.9 \times 0.9) + 0.5] + 2 \times 1 \times 9.5/2 = 214.668 \text{ kN.m} \geq 3\gamma_0 M_{Tk} = 3 \times 1.1 \times 17.371 = 57.324 \text{ kN.m}$$

满足要求！

十一、立杆支承面承载力验算

支撑层楼板厚度 h(mm)	400	混凝土强度等级	C30
混凝土的龄期(天)	7	混凝土的实测抗压强度 $f_c(N/mm^2)$	8.294
混凝土的实测抗拉强度 $f_t(N/mm^2)$	0.829	立杆垫板长 a(mm)	200
立杆垫板宽 b(mm)	200		

$F_1=N=12.221kN$

1、受冲切承载力计算

根据《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）第 6.5.1 条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_l \leq (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0$	F_l	局部荷载设计值或集中反力设计值
	β_h	截面高度影响系数：当 $h \leq 800mm$ 时，取 $\beta_h = 1.0$ ；当 $h \geq 2000mm$ 时，取 $\beta_h = 0.9$ ；中间线性插入取用。
	f_t	混凝土轴心抗拉强度设计值
	$\sigma_{pc,m}$	临界面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值控制在 $1.0-3.5N/mm^2$ 范围内
	u_m	临界截面周长：距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长。
	h_0	截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值
$\eta = \min(\eta_1, \eta_2)$ $\eta_1 = 0.4 + 1.2/\beta_s$, $\eta_2 = 0.5 + a_s \times h_0/4U_m$	η_1	局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数
	η_2	临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数
	β_s	局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸比较， β_s 不宜大于 4：当 $\beta_s < 2$ 时取 $\beta_s = 2$ ，当面积为圆形时，取 $\beta_s = 2$
	a_s	板柱结构类型的影响系数：对中柱，取 $a_s = 40$ ，对边柱，取 $a_s = 30$ ；对角柱，取 $a_s = 20$
说明	本工程无预应力，不考虑上式中 $\sigma_{pc,m}$ 之值，将其取为 0。	

可得： $\beta_h=1$ ， $f_t=0.829N/mm^2$ ， $\eta=1$ ， $h_0=h-20=380mm$ ，

$u_m = 2[(a+h_0)+(b+h_0)]=2320mm$

$F=(0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0 = (0.7 \times 1 \times 0.829 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 2320 \times 380/1000 = 511.592kN \geq$

$F_1=12.221kN$

满足要求！

2、局部受压承载力计算

根据《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）第 6.6.1 条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_l \leq 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}$	F_l	局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值
	f_c	混凝土轴心抗压强度设计值；可按本规范表 4.1.4-1 取值
	β_c	混凝土强度影响系数，按本规范第 6.3.1 条的规定取用
	β_l	混凝土局部受压时的强度提高系数
	A_{ln}	混凝土局部受压净面积
$\beta_l = (A_b/A_l)^{1/2}$	A_l	混凝土局部受压面积
	A_b	局部受压的计算底面积，按本规范第 6.6.2 条确定

可得： $f_c=8.294\text{N/mm}^2$ ， $\beta_c=1$ ，

$\beta_l=(A_b/A_l)^{1/2}=[(a+2b)\times(b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(600)\times(600)/(200\times200)]^{1/2}=3$ ， $A_{ln}=ab=40000\text{mm}^2$

$F=1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}=1.35\times1\times3\times8.294\times40000/1000=1343.628\text{kN}\geq F_l=12.221\text{kN}$

满足要求！

二、高支模区域清水池 200mm 板模板（扣件式）计算书

计算依据：

- 1、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699-2020
- 2、《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
- 3、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130—2011
- 4、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
- 5、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）
- 6、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 7、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 8、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
- 9、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 10、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 11、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土楼板名称	清水池顶板，标高 3.70m	新浇混凝土楼板计算厚度(mm)	200
模板支架高度 H(m)	8	模板支架纵向长度 L(m)	13.55
模板支架横向长度 B(m)	5.5		

二、荷载设计

模板及其支架自重标准值 G_{1k} (kN/m ²)	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.5
混凝土自重标准值 G_{2k} (kN/m ³)	24	钢筋自重标准值 G_{3k} (kN/m ³)	1.1
施工荷载标准值 Q_{1k} (kN/m ²)	2.5		

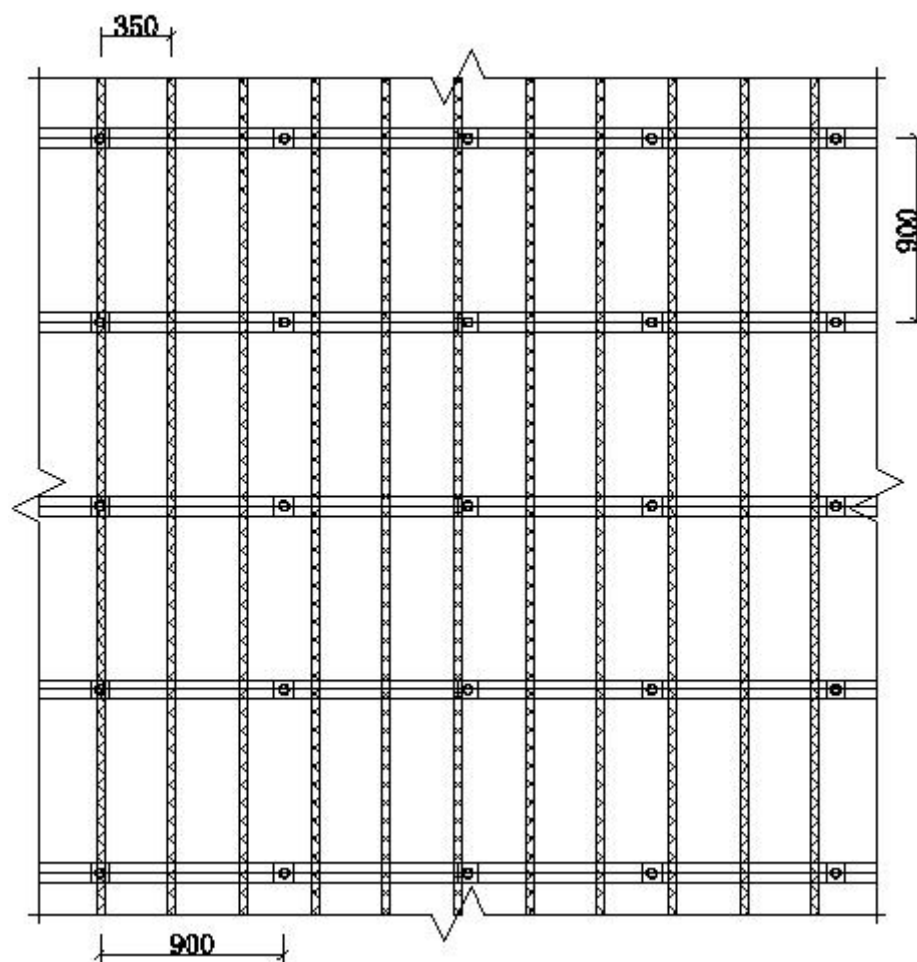
风荷载参数：

风荷载标准值 ω_k (kN/m ²)	基 本 风 压 ω_0 (kN/m ²)	省份	广西	0.2	$\omega_k = \omega_0 \mu_z \mu_{st} = 0.015$
		地区	玉林		
	风荷载高度变化系数 μ_z	地面粗糙度	D类(有密集建筑群且房屋较高市区)	0.51	
		模板支架顶部离建筑物地面高度 (m)	9		
	风荷载体型系数 μ_s	单榀模板支架 μ_{st}		0.145	

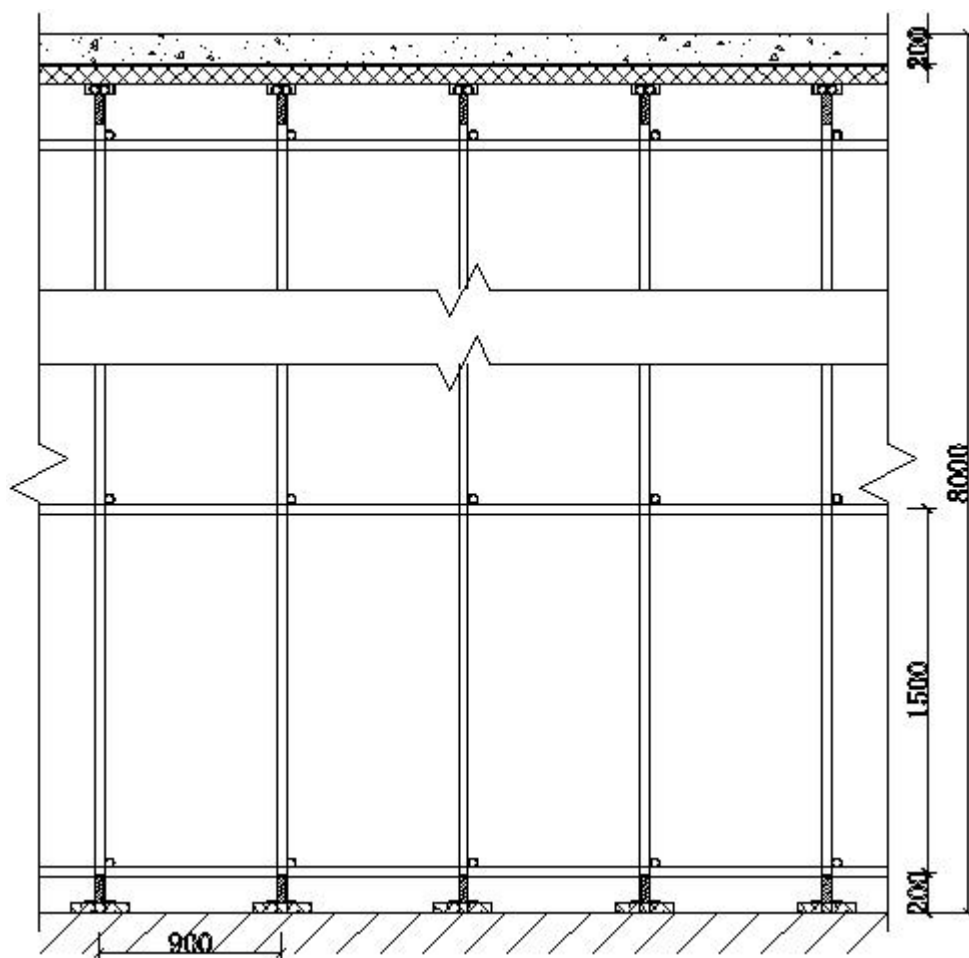
三、模板体系设计

结构重要性系数 γ_0	1	脚手架安全等级	II级
主梁布置方向	垂直立杆纵向方向	立杆纵向间距 l_a (mm)	900
立杆横向间距 l_b (mm)	900	步距 h (mm)	1500
立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 a (mm)	300	小梁间距 s (mm)	350
小梁最大悬挑长度 l_1 (mm)	300	主梁最大悬挑长度 l_2 (mm)	300

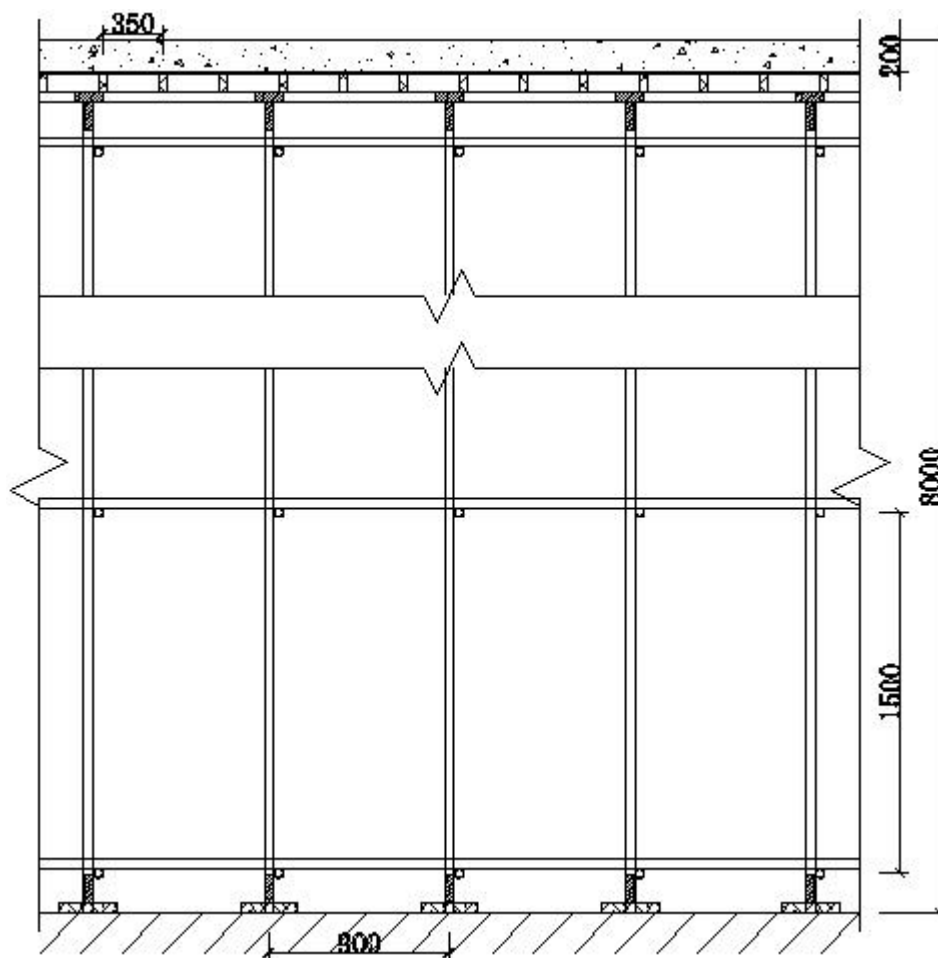
设计简图如下：



模板设计平面图



模板设计剖面图(模板支架纵向)



模板设计剖面图(模板支架横向)

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度 t (mm)	14
面板抗弯强度设计值 $[f]$ (N/mm^2)	15	面板抗剪强度设计值 $[\tau]$ (N/mm^2)	1.4
面板弹性模量 E (N/mm^2)	6000	面板计算方式	简支梁

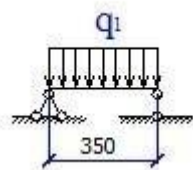
楼板面板应搁置在梁侧模板上，本例以简支梁，取 1m 单位宽度计算。

$$W = bh^2/6 = 1000 \times 14 \times 14/6 = 32666.667 \text{ mm}^3, \quad I = bh^3/12 = 1000 \times 14 \times 14 \times 14/12 = 228666.667 \text{ mm}^4$$

1、荷载计算

面板承受的单位宽度线荷载设计值： $q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times b = 1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 10.406 \text{ kN/m}$

计算简图如下：



2、强度验算

$$M_{\max} = q_1 l^2 / 8 = 10.406 \times 0.35^2 / 8 = 0.159 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.159 \times 10^6 / 32666.667 = 4.878 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算

面板承受的单位宽度线荷载标准值: $q = (1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h)) \times b = (1 \times (0.1 + (24 + 1.1) \times 0.2)) \times 1 = 5.12 \text{ kN/m}$

$$v_{\max} = 5ql^4 / (384EI) = 5 \times 5.12 \times 350^4 / (384 \times 6000 \times 228666.667) = 0.729 \text{ mm}$$

$$v = 0.729 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 350/400 = 0.875 \text{ mm}$$

满足要求!

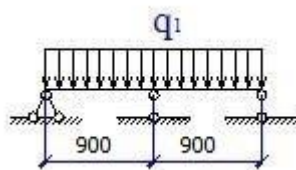
五、小梁验算

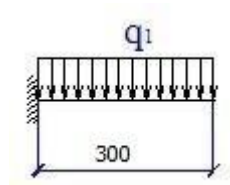
小梁类型	方木	小梁截面类型 (mm)	40×90
小梁抗弯强度设计值 $[f]$ (N/mm ²)	15.444	小梁抗剪强度设计值 $[\tau]$ (N/mm ²)	1.782
小梁截面抵抗矩 W (cm ³)	54	小梁弹性模量 E (N/mm ²)	9350
小梁截面惯性矩 I (cm ⁴)	243	小梁计算方式	二等跨连续梁
小梁间距 s (mm)	350		

1、荷载计算

小梁承受的线荷载设计值: $q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times s = 1 \times [1.3 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 2.5] \times 0.35 = 3.733 \text{ kN/m}$

计算简图如下:





2、强度验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times s = 1 \times 1.3 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.2) \times 0.35 = 2.421 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times s = 1 \times 1.5 \times 2.5 \times 0.35 = 1.312 \text{ kN/m}$$

$$M_1 = 0.125 q_{1\text{静}} L^2 + 0.125 q_{1\text{活}} L^2 = 0.125 \times 2.421 \times 0.9^2 + 0.125 \times 1.312 \times 0.9^2 = 0.378 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = q_1 L_1^2 / 2 = 3.733 \times 0.3^2 / 2 = 0.168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{max}} = \max[M_1, M_2] = \max[0.378, 0.168] = 0.378 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\text{max}} / W = 0.378 \times 10^6 / 54000 = 7 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算

$$V_1 = 0.625 q_{1\text{静}} L + 0.625 q_{1\text{活}} L = 0.625 \times 2.421 \times 0.9 + 0.625 \times 1.312 \times 0.9 = 2.1 \text{ kN}$$

$$V_2 = q_1 L_1 = 3.733 \times 0.3 = 1.12 \text{ kN}$$

$$V_{\text{max}} = \max[V_1, V_2] = \max[2.1, 1.12] = 2.1 \text{ kN}$$

$$\tau_{\text{max}} = 3V_{\text{max}} / (2bh_0) = 3 \times 2.1 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 0.875 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算

$$\text{小梁承受的线荷载标准值 } q: q = (1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h)) \times s = (1 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.2)) \times 0.35 = 1.862 \text{ kN/m}$$

$$\text{挠度, 跨中 } v_{\text{max}} = 0.521 q L^4 / (100EI) = 0.521 \times 1.862 \times 900^4 / (100 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.28 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 900/400 = 2.25 \text{ mm};$$

$$\text{悬臂端 } v_{\text{max}} = q l_1^4 / (8EI) = 1.862 \times 300^4 / (8 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.083 \text{ mm} \leq [v] = 2 \times 1_1 / 400 = 2 \times 300 / 400 = 1.5 \text{ mm}$$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$\text{中间支座的最大支座反力设计值: } R_{\text{max}} = 1.25 q_1 L = 1.25 \times 3.733 \times 0.9 = 4.2 \text{ kN}$$

$$\text{边支座的最大支座反力设计值: } R_1 = (0.375 q_{1\text{静}} + 0.437 q_{1\text{活}}) L + q_1 l_1 = (0.375 \times 2.421 + 0.437 \times 1.312) \times 0.9 + 3.733 \times 0.3 = 2.453 \text{ kN}$$

正常使用极限状态

中间支座的最大支座反力标准值： $R'_{\max} = 1.25qL = 1.25 \times 1.862 \times 0.9 = 2.095\text{kN}$

边支座的最大支座反力标准值： $R'_1 = 0.375qL + q_1l_1 = 0.375 \times 1.862 \times 0.9 + 1.862 \times 0.3 = 1.187\text{kN}$

六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型 (mm)	$\Phi 48 \times 3.5$
主梁计算截面类型 (mm)	$\Phi 48 \times 3$	主梁抗弯强度设计值 $[f]$ (N/mm^2)	205
主梁抗剪强度设计值 $[\tau]$ (N/mm^2)	120	主梁截面抵抗矩 W (cm^3)	4.49
主梁弹性模量 E (N/mm^2)	206000	主梁截面惯性矩 I (cm^4)	10.78
主梁计算方式	三等跨连续梁	可调托座内主梁根数	2
主梁受力不均匀系数	0.5		

承载能力极限状态

主梁 2 根合并，其主梁受力不均匀系数=0.5

单根主梁所受小梁支座反力设计值： $R = \max[R_{\max}, R_1] \times 0.5 = \max[4.2, 2.453] \times 0.5 = 2.1\text{kN}$;

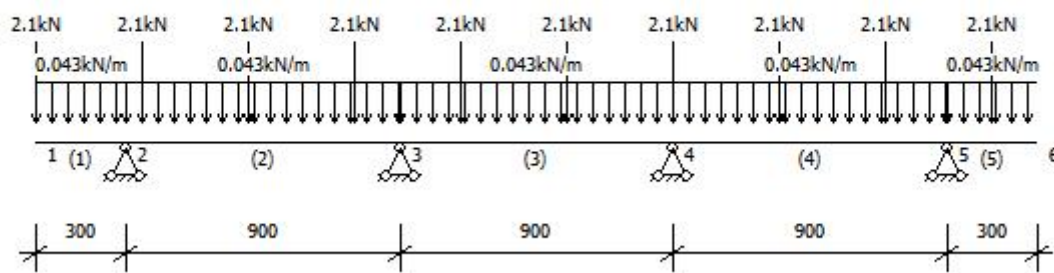
单根主梁自重设计值： $q = 1 \times 1.3 \times 0.033 = 0.043\text{kN/m}$

正常使用极限状态

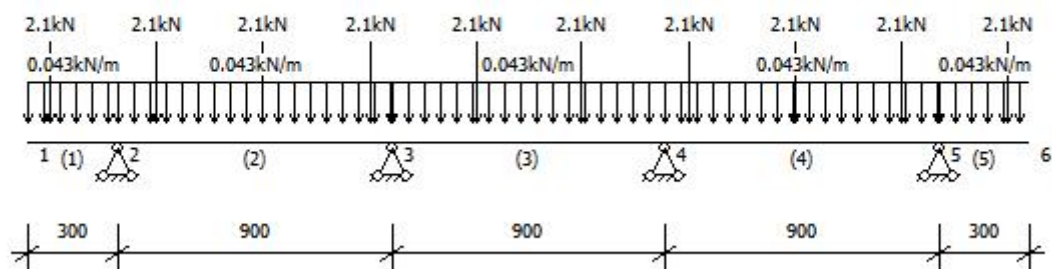
单根主梁所受小梁支座反力标准值： $R' = \max[R'_{\max}, R'_1] \times 0.5 = \max[2.095, 1.187] \times 0.5 = 1.047\text{kN}$;

单根主梁自重标准值： $q' = 1 \times 0.033 = 0.033\text{kN/m}$

计算简图如下：

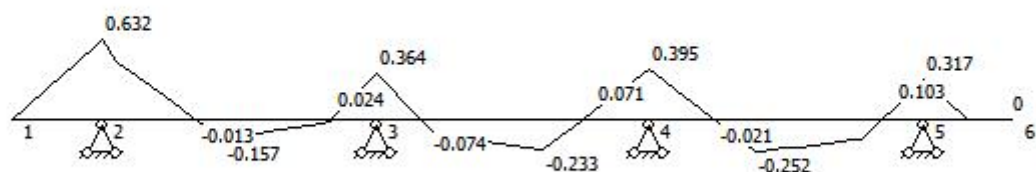


主梁计算简图一

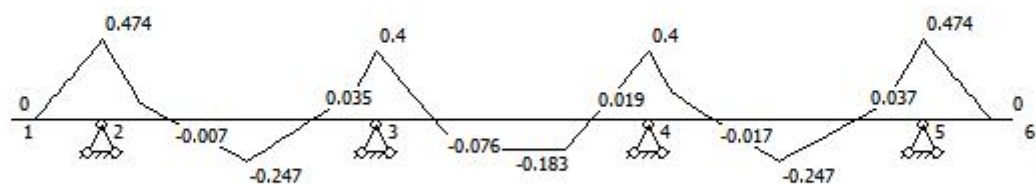


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)

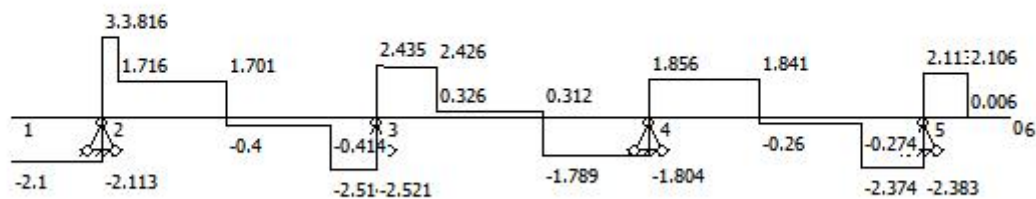


主梁弯矩图二(kN·m)

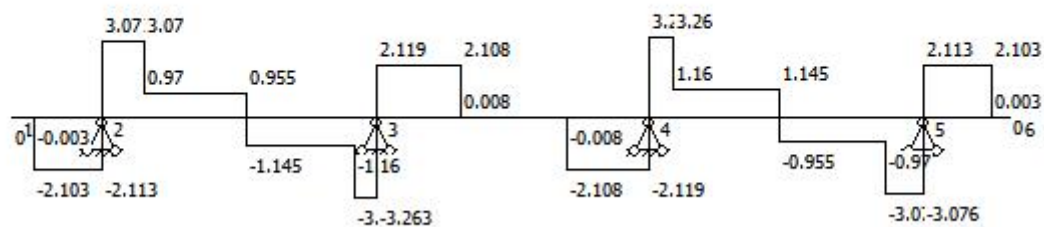
$$\sigma = M_{\max}/W = 0.632 \times 10^6 / 4490 = 140.743 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)

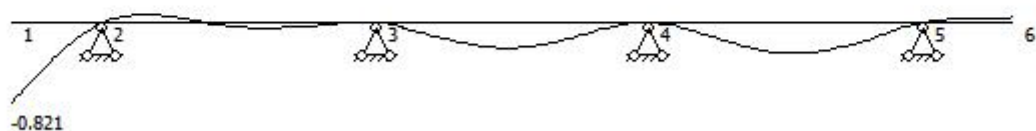


主梁剪力图二(kN)

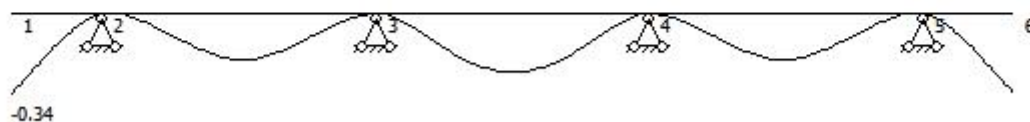
$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 5.931 \times 1000 / 424 = 27.975 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图一(mm)



主梁变形图二 (mm)

跨中 $v_{\max} = 0.314\text{mm} \leq [v] = 900/400 = 2.25\text{mm}$

悬挑段 $v_{\max} = 0.821\text{mm} \leq [v] = 2 \times 300/400 = 1.5\text{mm}$

满足要求!

4、支座反力计算

承载能力极限状态

图一

支座反力依次为 $R_1 = 5.931\text{kN}$, $R_2 = 4.956\text{kN}$, $R_3 = 5.76\text{kN}$, $R_4 = 4.496\text{kN}$

图二

支座反力依次为 $R_1 = 5.189\text{kN}$, $R_2 = 5.382\text{kN}$, $R_3 = 5.382\text{kN}$, $R_4 = 5.189\text{kN}$

主梁 2 根合并, 其主梁受力不均匀系数=0.5, 因此主梁传递至立杆的集中力:

$R_{\max} = \text{Max}[R_1, R_2, R_3, R_4]/0.5 = 5.931/0.5 = 11.862\text{kN}$

七、可调托座验算

荷载传递至立杆方式	可调托座	可调托座承载力设计值[N] (kN)	30
-----------	------	--------------------	----

按上节计算可知, 可调托座受力 $N = R_{\max} = 11.862\text{kN} \leq [N] = 30\text{kN}$

满足要求!

八、立杆验算

剪刀撑设置	加强型	立杆顶部步距 h_d (mm)	1000
架体是否按规范要求与既有结构进行可靠连接	否	立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 a (mm)	300
立杆钢管截面类型 (mm)	$\Phi 48 \times 3.5$	立杆钢管计算截面类型 (mm)	$\Phi 48 \times 3$
钢材等级	Q235	立杆截面面积 A (mm^2)	424

立杆截面回转半径 i (mm)	15.9	立杆截面抵抗矩 W (cm ³)	4.49
抗压强度设计值 $[f]$ (N/mm ²)	205	支架自重标准值 q (kN/m)	0.15
步距 h (mm)	1500		

1、长细比验算

顶部立杆段：

根据《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699-2020 第 5.4.9 条，当 $0.2m < a < 0.5m$ 时，承载力可按线性插入值；

假设 $a=200mm$ 时， $l_{01}=k \mu_1 (h_d+2a)=1 \times 1.801 \times (1000+2 \times 200)=2521mm$ （验算立杆容许长细比时，取 $k=1$ ）

假设 $a=500mm$ 时， $l_{01}=k \mu_1 (h_d+2a)=1 \times 1.303 \times (1000+2 \times 500)=2605mm$ （验算立杆容许长细比时，取 $k=1$ ）

根据插值法，则实际 $a=300mm$ 时， $l_{01}=2549mm$

非顶部立杆段： $l_0=k \mu_2 h = 1 \times 1.755 \times 1500=2632mm$ （验算立杆容许长细比时，取 $k=1$ ）

$$\lambda = \max[l_{01}, l_0] / i = 2632 / 15.9 = 165.535 \leq [\lambda] = 210$$

满足要求！

2、立杆稳定性验算

考虑风荷载：

验算立杆稳定性时，取 $k=1.155$ ，同长细比验算章节的计算方法，得计算长度为

顶部立杆段： $l_{01}=2944mm$

非顶部立杆段： $l_0=3040mm$

$$\lambda = \max[l_{01}, l_0] / i = 3040 / 15.9 = 191.195$$

查表得， $\phi_1=0.197$

$$M_{wd} = \gamma_0 \times \phi_w \times \gamma_Q M_{wk} = \gamma_0 \times \phi_w \times \gamma_Q (w_k l_a h^2 / 10) = 1 \times 0.6 \times 1.5 \times (0.015 \times 0.9 \times 1.5^2 / 10) = 0.003 kN \cdot m$$

$$N_d = R_{max} + \gamma_0 \times \gamma_G \times q \times H = 11.862 + 1 \times 1.3 \times 0.15 \times 8 = 13.422 kN$$

$$f_d = N_d / (\phi_1 A) + M_{wd} / W = 13.422 \times 10^3 / (0.197 \times 424) + 0.003 \times 10^6 / 4490 = 161.292 N/mm^2 \leq [f] = 205 N/mm^2$$

满足要求！

九、高宽比验算

《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699—2020 第 6.9.7 条，当满堂支撑架高宽比大于 2 时，满堂支撑架应在支架的四周和中部与结构柱进行刚性连接。在无结构柱部位应采取预埋钢管等措施与建筑结构进行刚性连接。支撑架高宽比不应大于 3。

$H/B=8/5.5=1.455\leq 2$

满足要求！

十、立杆支承面承载力验算

支撑层楼板厚度 h(mm)	500	混凝土强度等级	C30
混凝土的龄期(天)	7	混凝土的实测抗压强度 $f_c(N/mm^2)$	8.294
混凝土的实测抗拉强度 $f_t(N/mm^2)$	0.829	立杆垫板长 a(mm)	200
立杆垫板宽 b(mm)	200		

$F_1=N=13.422kN$

1、受冲切承载力计算

根据《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）第 6.5.1 条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_1\leq (0.7\beta_h f_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0$	F_1	局部荷载设计值或集中反力设计值
	β_h	截面高度影响系数：当 $h\leq 800mm$ 时，取 $\beta_h=1.0$ ；当 $h\geq 2000mm$ 时，取 $\beta_h=0.9$ ；中间线性插入取用。
	f_t	混凝土轴心抗拉强度设计值
	$\sigma_{pc,m}$	临界面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值控制在 $1.0\sim 3.5N/mm^2$ 范围内
	u_m	临界截面周长：距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长。
	h_0	截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值
$\eta=\min(\eta_1,\eta_2)\quad \eta_1=0.4+1.2/\beta_s,\eta_2=0.5+a_s\times h_0/4u_m$	η_1	局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数
	η_2	临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数
	β_s	局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸比较， β_s 不宜大于 4：当 $\beta_s<2$ 时取 $\beta_s=2$ ，当面积为圆形时，取 $\beta_s=2$
	a_s	板柱结构类型的影响系数：对中柱，取 $a_s=40$ ，对边柱，取 $a_s=30$ ；

	对角柱，取 $a_s=20$
说明	本工程无预应力，不考虑上式中 $\sigma_{pc,m}$ 之值，将其取为 0。

可得： $\beta_h=1$ ， $f_t=0.829\text{N/mm}^2$ ， $\eta=1$ ， $h_0=h-20=480\text{mm}$ ，
 $u_m=2[(a+h_0)+(b+h_0)]=2720\text{mm}$
 $F=(0.7\beta_h f_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0=(0.7\times 1\times 0.829+0.25\times 0)\times 1\times 2720\times 480/1000=757.64\text{kN}\geq F_1=13.422\text{kN}$

满足要求！

2、局部受压承载力计算

根据《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）第 6.6.1 条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_1\leq 1.35\beta_c\beta_1f_cA_{1n}$	F_1	局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值
	f_c	混凝土轴心抗压强度设计值；可按本规范表 4.1.4-1 取值
	β_c	混凝土强度影响系数，按本规范第 6.3.1 条的规定取用
	β_1	混凝土局部受压时的强度提高系数
	A_{1n}	混凝土局部受压净面积
$\beta_1=(A_b/A_1)^{1/2}$	A_1	混凝土局部受压面积
	A_b	局部受压的计算底面积，按本规范第 6.6.2 条确定

可得： $f_c=8.294\text{N/mm}^2$ ， $\beta_c=1$ ，
 $\beta_1=(A_b/A_1)^{1/2}=[(a+2b)\times (b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(600)\times (600)/(200\times 200)]^{1/2}=3$ ，
 $A_{1n}=ab=40000\text{mm}^2$
 $F=1.35\beta_c\beta_1f_cA_{1n}=1.35\times 1\times 3\times 8.294\times 40000/1000=1343.628\text{kN}\geq F_1=13.422\text{kN}$

满足要求！

三、高支模区域（支模高度≤10.94m）350x1000 梁模板计算书

计算依据：

- 1、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699-2020
- 2、《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
- 3、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011
- 4、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008

- 5、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）
- 6、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 7、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 8、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
- 9、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 10、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 11、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	WKL4	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	350×1000
梁侧楼板计算厚度(mm)	120	模板支架高度 H(m)	10.94
模板支架横向长度 B(m)	9.5	模板支架纵向长度 L(m)	35.1
支架外侧模板高度 Hm（mm）	1000		

二、荷载设计

模板及其支架自重标准值 $G_{1k}(kN/m^2)$	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.5
新浇筑混凝土自重标准值 $G_{2k}(kN/m^3)$	24		
混凝土梁钢筋自重标准值 $G_{3k}(kN/m^3)$	1.5	混凝土板钢筋自重标准值 $G_{3k}(kN/m^3)$	1.1
施工荷载标准值 $Q_{1k}(kN/m^2)$	2.5		
支撑脚手架计算单元上集中堆放的材料自重标准值 $G_{jk}(kN)$	1		
模板支拆环境是否考虑风荷载	是		

风荷载参数：

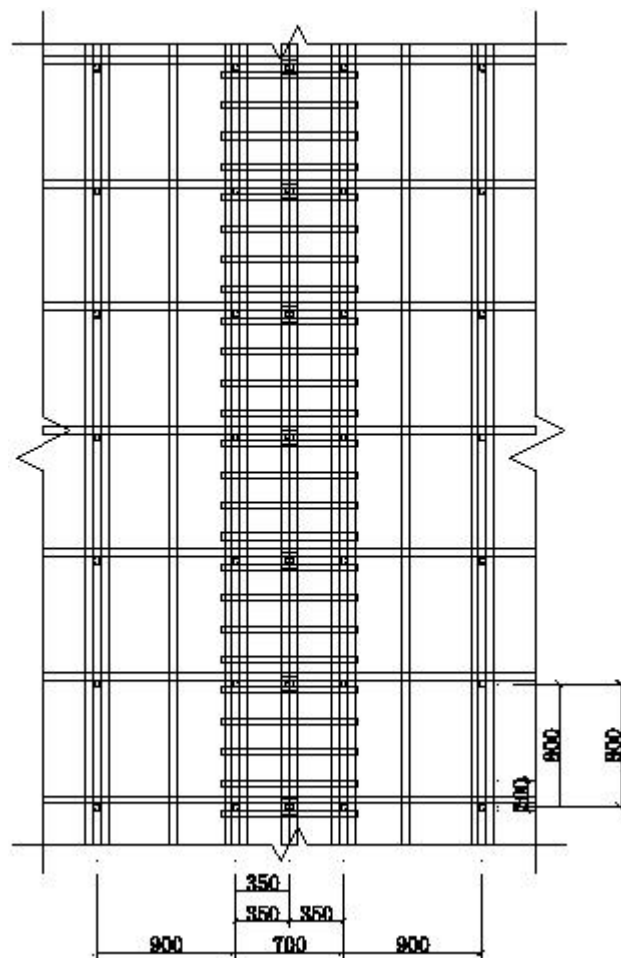
风荷载标准值 $\omega_k(kN/m^2)$	基本风压 $\omega_0(kN/m^2)$	省份	广西	0.2	$\omega_k=\omega_0\mu_z\mu_{st}=0.04$
		地区	玉林		
	风荷载高度变化系数 μ_z	地面粗糙度	B类(城市郊区)	1.294	
		模板支架顶部离建筑物地面高度(m)	24		
	风荷载体型系数 μ_s	单榀模板支架 μ_{st}		0.155	

		整体模板支架 μ_{stw}	1.369	$\omega_{fk}=\omega_0\mu_z\mu_{stw}=0.354$
		支架外侧模板 μ_s	1.3	$\omega_{mk}=\omega_0\mu_z\mu_s=0.336$

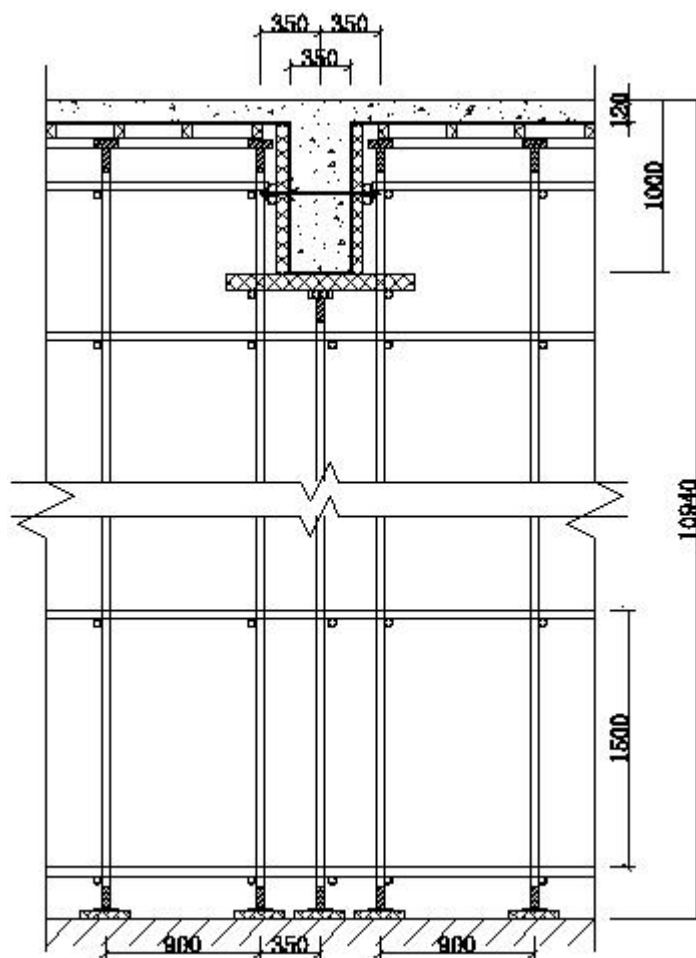
三、模板体系设计

结构重要性系数 γ_0	1.1
脚手架安全等级	I 级
新浇混凝土梁支撑方式	梁两侧有板，梁底小梁垂直梁跨方向
梁跨度方向立杆间距 $l_a(\text{mm})$	800
梁两侧立杆横向间距 $l_b(\text{mm})$	700
步距 $h(\text{mm})$	1500
立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 $a(\text{mm})$	500
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 $l'_a(\text{mm})$ 、 $l'_b(\text{mm})$	800、900
混凝土梁距梁两侧立杆中的位置	居中
梁左侧立杆距梁中心线距离 (mm)	350
梁底增加立杆根数	1
梁底增加立杆布置方式	按梁两侧立杆间距均分
梁底增加立杆依次距梁左侧立杆距离 (mm)	350
梁底支撑主梁最大悬挑长度 (mm)	300
每跨距内梁底支撑小梁间距 (mm)	200

设计简图如下：



平面图



立面图

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度 $t(\text{mm})$	14
面板抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15	面板抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	1.4
面板弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	6000	验算方式	简支梁

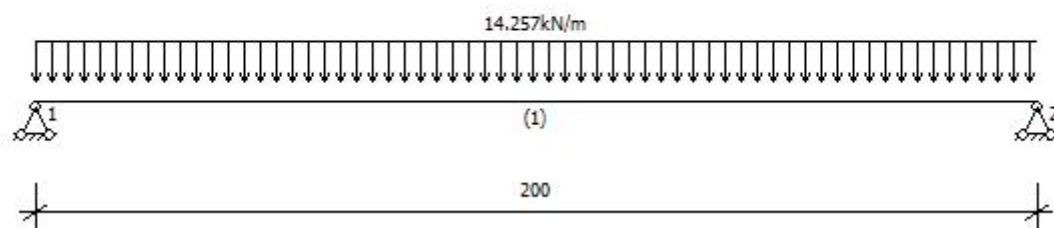
按简支梁计算：

截面抵抗矩： $W = bh^2/6 = 350 \times 14 \times 14 / 6 = 11433.333 \text{mm}^3$ ，截面惯性矩： $I = bh^3/12 = 350 \times 14 \times 14 \times 14 / 12 = 80033.333 \text{mm}^4$

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times b = 1.1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1) + 1.5 \times 2.5] \times 0.35 = 14.257 \text{kN/m}$

简图如下：



1、抗弯验算

$$M_{\max} = 0.125q_1L^2 = 0.125 \times 14.257 \times 0.2^2 = 0.071 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.071 \times 10^6 / 11433.333 = 6.235 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值：

$$q_2 = 1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1) \times 0.35 = 8.96 \text{ kN/m}$$

$$v_{\max} = 5q_2L^4 / (384EI) = 5 \times 8.96 \times 200^4 / (384 \times 6000 \times 80033.333) = 0.389 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 200/400 = 0.5 \text{ mm}$$

满足要求！

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_{\max} = 1q_1L = 1 \times 14.257 \times 0.2 = 2.851 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R'_{\max} = 1q_2L = 1 \times 8.96 \times 0.2 = 1.792 \text{ kN}$$

五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁抗弯强度设计值 $[f]$ (N/mm ²)	15.444	小梁抗剪强度设计值 $[\tau]$ (N/mm ²)	1.782
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	54	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9350
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	243	梁左侧立杆距梁中心线距离(mm)	350
每跨距内梁底支撑小梁间距(mm)	200		

1、梁底小梁荷载计算

计算梁底支撑小梁所受荷载，其中梁侧楼板的荷载取板底立杆至梁侧边一半的荷载。

1) 梁底小梁荷载设计值计算

面板传递给小梁 $q_1=2.851/0.35=8.147\text{kN/m}$

小梁自重 $q_2=\gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{小梁间距}=1.1 \times 1.3 \times (0.3-0.1) \times 0.2=0.057\text{kN/m}$

梁左侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_1=\gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2) \times \text{小梁间距} + \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距}$
 $=1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.12) + 1.5 \times 2.5] \times (0.35 - 0.35/2) / 2 \times 0.2 + 1.1 \times 1.3 \times 0.5 \times (1 - 0.12) \times 0.2 = 0.286\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=\gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2) \times \text{小梁间距} + \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距}$
 $=1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.12) + 1.5 \times 2.5] \times ((0.7 - 0.35) - 0.35/2) / 2 \times 0.2 + 1.1 \times 1.3 \times 0.5 \times (1 - 0.12) \times 0.2 = 0.286\text{kN}$

2) 梁底小梁荷载标准值计算

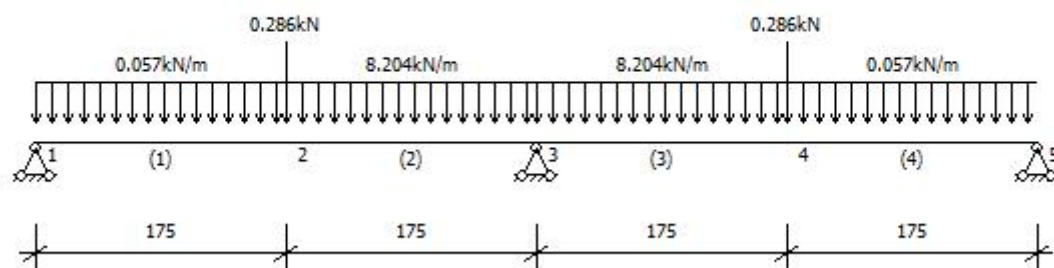
面板传递给小梁 $q_1=1.792/0.35=5.12\text{kN/m}$

小梁自重 $q_2=1 \times G_{1k} \times \text{小梁间距}=1 \times (0.3-0.1) \times 0.2=0.04\text{kN/m}$

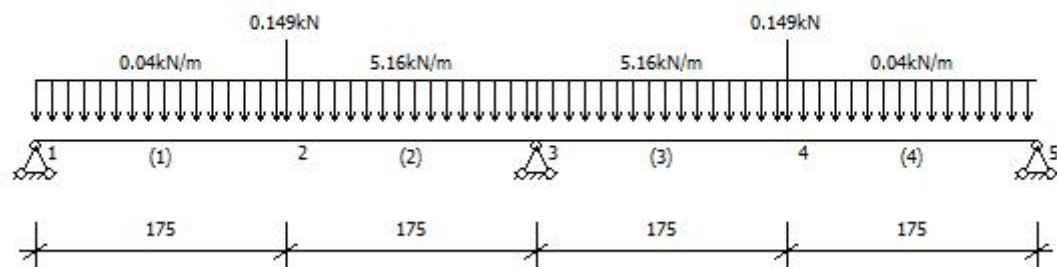
梁左侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_1=(1 \times G_{1k} + 1 \times (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2) \times \text{小梁间距} + 1 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距}$
 $= (1 \times 0.5 + 1 \times (24 + 1.1) \times 0.12) \times (0.35 - 0.35/2) / 2 \times 0.2 + 1 \times 0.5 \times (1 - 0.12) \times 0.2 = 0.149\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=(1 \times G_{1k} + 1 \times (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2) \times \text{小梁间距} + 1 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距}$
 $= (1 \times 0.5 + 1 \times (24 + 1.1) \times 0.12) \times ((0.7 - 0.35) - 0.35/2) / 2 \times 0.2 + 1 \times 0.5 \times (1 - 0.12) \times 0.2 = 0.149\text{kN}$

计算简图如下：

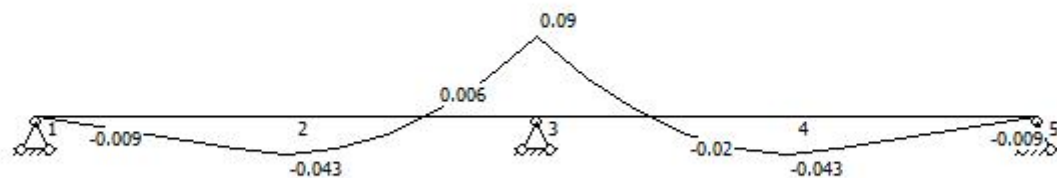


承载力极限状态



正常使用极限状态

2、抗弯验算

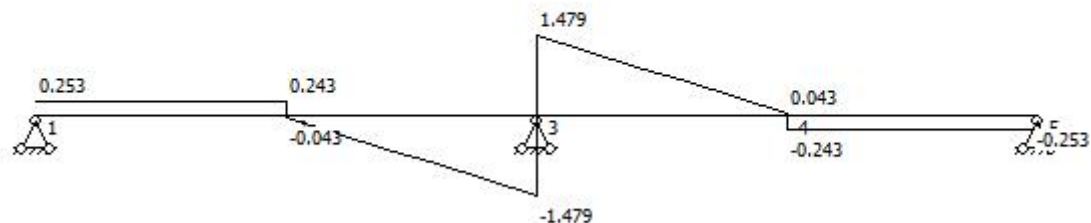


小梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.09 \times 10^6 / 54000 = 1.663 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算



小梁剪力图(kN)

$$V_{\max} = 1.479 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 1.479 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 0.616 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算



小梁变形图(mm)

$$v_{\max} = 0.01 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 350/400 = 0.875 \text{ mm}$$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_1 = 0.253 \text{ kN}, R_2 = 2.958 \text{ kN}, R_3 = 0.253 \text{ kN}$$

正常使用极限状态

$$R'_1 = 0.15 \text{ kN}, R'_2 = 1.818 \text{ kN}, R'_3 = 0.15 \text{ kN}$$

六、主梁验算

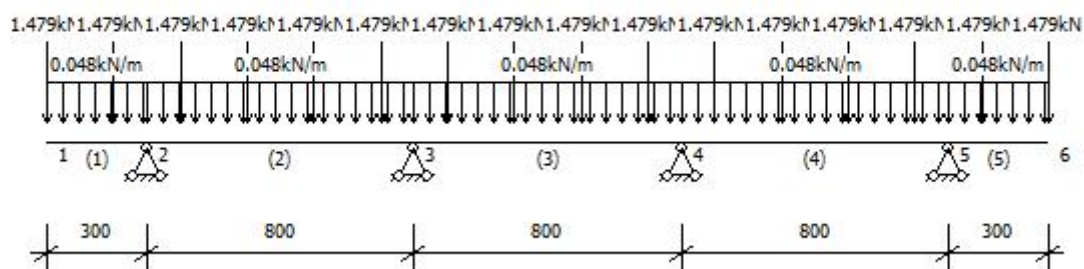
主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.5
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	主梁抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	205
主梁抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	120	主梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49
主梁弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	206000	主梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78
主梁计算方式	三等跨连续梁	可调托座内主梁根数	2
主梁受力不均匀系数 K_s	0.5		

主梁 2 根合并，其主梁受力不均匀系数 $K_s=0.5$

由上节可知 $P = \max[R_2] \times 0.5 = \max[2.958] \times 0.5 = 1.479 \text{ kN}$ ， $P' = \max[R'_2] \times 0.5 = \max[1.818] \times 0.5 = 0.909 \text{ kN}$

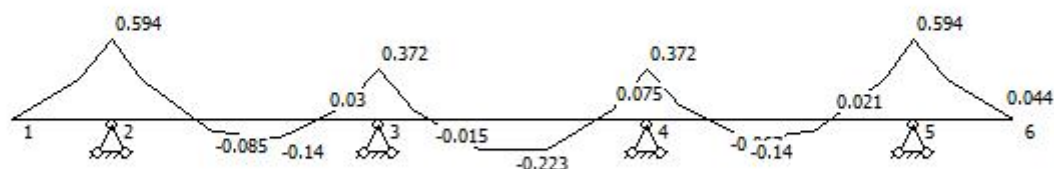
单根主梁自重设计值： $q = 1.1 \times 1.3 \times 0.033 = 0.048 \text{ kN/m}$

单根主梁自重标准值： $q' = 1 \times 0.033 = 0.033 \text{ kN/m}$



主梁计算简图一

1、抗弯验算

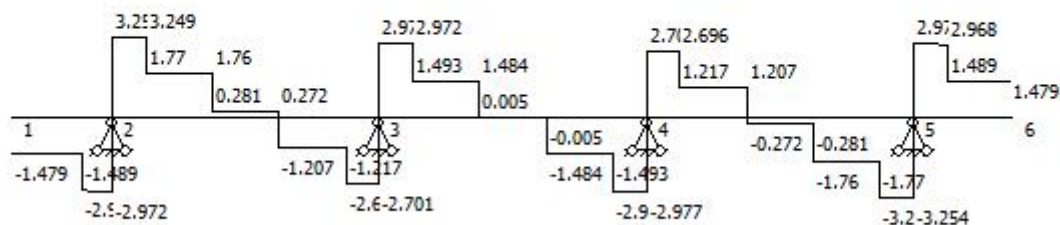


主梁弯矩图一(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.594 \times 10^6 / 4490 = 132.294 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



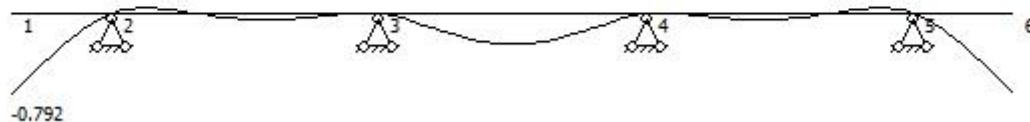
主梁剪力图一(kN)

$$V_{\max} = 3.254 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 3.254 \times 1000 / 424 = 15.349 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图一(mm)

跨中 $v_{\max}=0.301\text{mm}\leq[v]=L/400=800/400=2\text{mm}$

满足要求!

悬臂端 $v_{\max}=0.792\text{mm}\leq[v]=2l_2/400=2\times300/400=1.5\text{mm}$

满足要求!

4、支座反力计算

图一: $R_{\max}=6.226\text{kN}$

用小梁的支座反力分别代入可得:

承载能力极限状态

图一

立杆 2: $R_2=6.226\text{kN}$

立杆所受主梁支座反力依次为:立杆 2: $P_2=R_2/K_s=6.226/0.5=12.452\text{kN}$

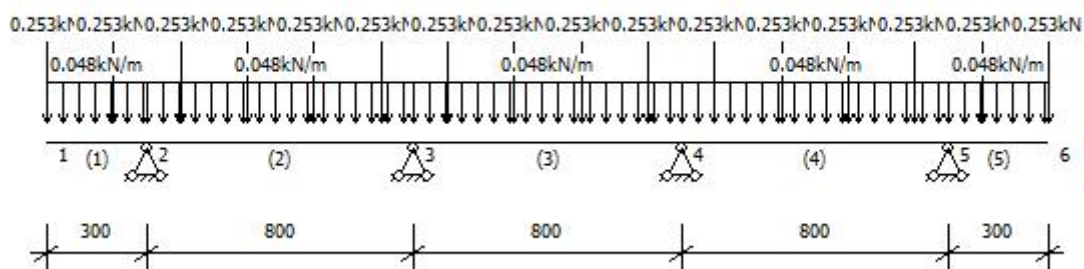
七、纵向水平钢管验算

钢管计算截面类型(mm)	Φ48×3	钢管截面面积 $A(\text{mm}^2)$	424
钢管弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	206000	钢管截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78
钢管截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49	钢管抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	205
钢管抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	120		

由小梁验算一节可知 $P=\max[R_1, R_3]=0.253\text{kN}$, $P'=\max[R_1', R_3']=0.15\text{kN}$

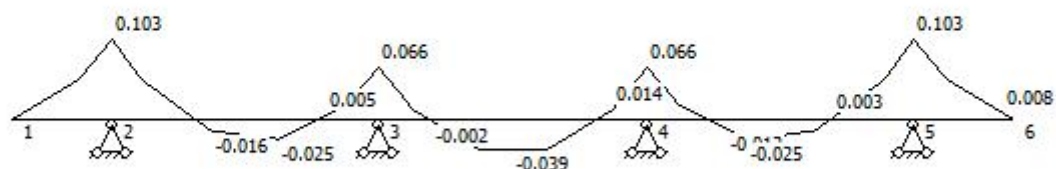
纵向水平钢管自重设计值: $q=1.1\times1.3\times0.033=0.048\text{kN/m}$

纵向水平钢管自重标准值: $q'=1\times0.033=0.033\text{kN/m}$



纵向水平钢管计算简图一

1、抗弯验算

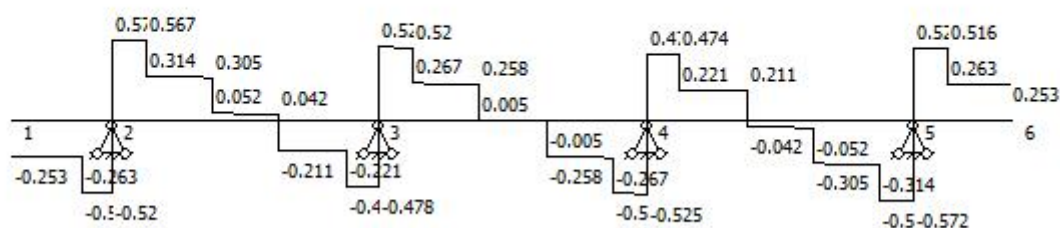


纵向水平钢管弯矩图一(kN·m)

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.103 \times 10^6 / 4490 = 22.94 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



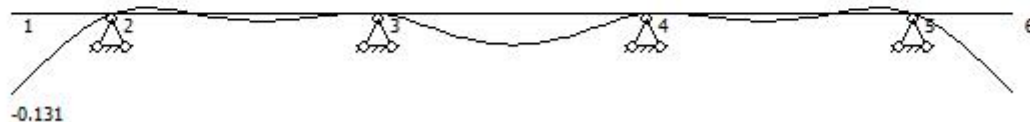
纵向水平钢管剪力图一(kN)

$$V_{\max} = 0.572 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 0.572 \times 1000 / 424 = 2.698 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



纵向水平钢管变形图一(mm)

跨中 $v_{\max}=0.051\text{mm}\leq[v]=L/400=800/400=2\text{mm}$

满足要求！

悬臂端 $v_{\max}=0.131\text{mm}\leq[v]=2l_2/400=2\times300/400=1.5\text{mm}$

满足要求！

4、支座反力计算

图一： $R_{\max}=1.092\text{kN}$

用小梁两侧的支座反力分别代入可得：

承载能力极限状态

图一：

立杆 1： $R_1=1.092\text{kN}$ ，立杆 3： $R_3=1.092\text{kN}$

八、可调托座验算

荷载传递至立杆方式	可调托座	可调托座承载力设计值[N](kN)	30
扣件抗滑移折减系数 k_c	0.85		

1、扣件抗滑移验算

两侧立杆最大受力 $N=\max[R_1, R_3]=\max[1.092, 1.092]=1.092\text{kN}\leq0.85\times8=6.8\text{kN}$

单扣件在扭矩达到 $40\sim65\text{N}\cdot\text{m}$ 且无质量缺陷的情况下，单扣件能满足要求！

2、可调托座验算

可调托座最大受力 $N=\max[P_2]=12.452\text{kN}\leq[N]=30\text{kN}$

满足要求！

九、立杆验算

架体是否按规范要求与既有结构进行可靠连接	否	剪刀撑设置	加强型
立杆顶部步距 $h_d(\text{mm})$	1000	立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 $a(\text{mm})$	500
立杆钢管截面类型(mm)	$\Phi 48 \times 3.5$	立杆钢管计算截面类型(mm)	$\Phi 48 \times 3$
钢材等级	Q235	立杆截面面积 $A(\text{mm}^2)$	424
回转半径 $i(\text{mm})$	15.9	立杆截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49
抗压强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	205	支架自重标准值 $q(\text{kN/m})$	0.15
步距 $h(\text{mm})$	1500		

1、长细比验算

顶部立杆段：

根据《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699-2020 第 5.4.9 条,当 $0.2\text{m} < a < 0.5\text{m}$ 时,承载力可按线性插入值;

假设 $a=200\text{mm}$ 时, $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1 \times 1.719 \times (1000+2 \times 200)=2407\text{mm}$ (验算立杆容许长细比时,取 $k=1$)

假设 $a=500\text{mm}$ 时, $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1 \times 1.246 \times (1000+2 \times 500)=2492\text{mm}$ (验算立杆容许长细比时,取 $k=1$)

根据插值法,则实际 $a=500\text{mm}$ 时, $l_{01}=2492\text{mm}$

非顶部立杆段: $l_{02}=k\mu_2h=1 \times 1.755 \times 1500=2632\text{mm}$ (验算立杆容许长细比时,取 $k=1$)

$$\lambda = \max[l_{01}, l_{02}]/i = 2632/15.9 = 165.535 \leq [\lambda] = 210$$

长细比满足要求!

验算立杆稳定性时,取 $k=1.217$,同长细比验算章节的计算方法,得计算长度为

顶部立杆段: $l_{01}=3033\text{mm}$

非顶部立杆段: $l_{02}=3203\text{mm}$

$$\lambda = \max[l_{01}, l_{02}]/i = 3203/15.9 = 201.447$$

查表得: $\varphi=0.179$

2、风荷载计算

$$M_{wd} = \gamma_0 \times \varphi_w \times \gamma_Q \times M_{wk} = \gamma_0 \times \varphi_w \times \gamma_Q \times (\omega_k \times l_a \times h^2/10) = 1.1 \times 0.6 \times 1.5 \times (0.04 \times 0.8 \times 1.5^2/10) = 0.007\text{kN} \cdot \text{m}$$

3、稳定性计算

$$R_1=1.092\text{kN}, P_2=12.452\text{kN}, R_3=1.092\text{kN}$$

梁两侧立杆承受楼板荷载(取楼板横距一半范围内荷载+板底立杆至梁侧边一半的荷载):

$$\text{左侧楼板传递给梁左侧立杆荷载: } N_{\text{边}1} = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times [l_b'/2 + (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2)/2] \times l_a = 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.12) + 1.5 \times 2.5] \times [0.9/2 + (0.35 - 0.35/2)/2] \times 0.8 = 3.933\text{kN}$$

$$\text{右侧楼板传递给梁右侧立杆荷载: } N_{\text{边}2} = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times [l_b'/2 + (l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2)/2] \times l_a = 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.12) + 1.5 \times 2.5] \times [0.9/2 + (0.7 - 0.35 - 0.35/2)/2] \times 0.8 = 3.933\text{kN}$$

$$N_d = \max[R_1 + N_{\text{边}1}, P_2, R_3 + N_{\text{边}2}] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times (H - \text{梁高}) = \max[1.092 + 3.933, 12.452, 1.092 + 3.933] + 1.1 \times 1.3 \times 0.15 \times (10.94 - 1) = 14.584\text{kN}$$

$$f_d = N_d / (\varphi A) + M_{wd} / W = 14584.312 / (0.179 \times 424) + 0.007 \times 10^6 / 4490 = 193.721\text{N/mm}^2 \leq [f] = 205\text{N/mm}^2$$

满足要求!

十、高宽比验算

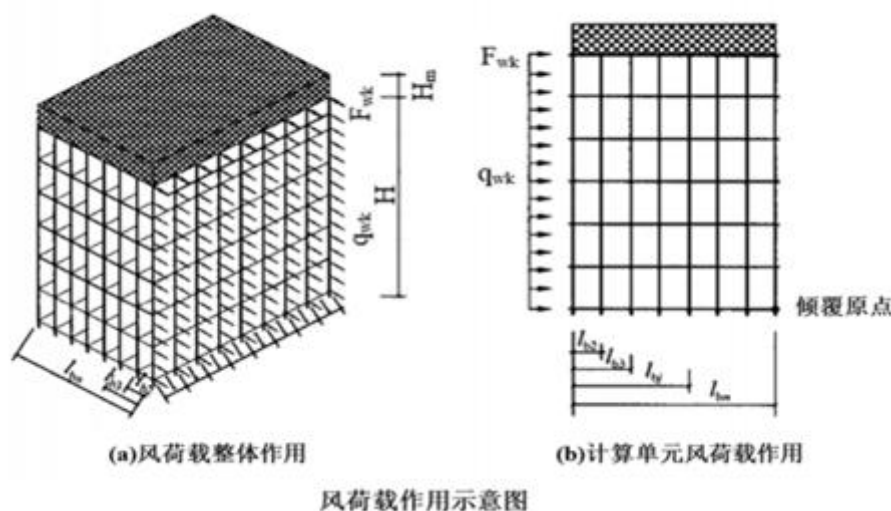
《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699—2020 第 6.9.7 条, 当满堂支撑架高宽比大于 2 时, 满堂支撑架应在支架的四周和中部与结构柱进行刚性连接。在无结构柱部位应采取预埋钢管等措施与建筑结构进行刚性连接。支撑架高宽比不应大于 3。

$$H/B = 10.94/9.5 = 1.152 \leq 2$$

满足要求!

十一、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	10.94	模板支架纵向长度 L(m)	35.1
模板支架横向长度 B(m)	9.5		



支撑脚手架风线荷载标准值: $q_{wk} = l'_a \times \omega_{fk} = 0.8 \times 0.354 = 0.283 \text{ kN/m}$:

风荷载作用在支架外侧模板上产生的水平力标准值:

$$F_{wk} = l'_a \times H_m \times \omega_{mk} = 0.8 \times 1 \times 0.336 = 0.269 \text{ kN}$$

支撑脚手架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 M_{Tk} :

$$M_{Tk} = 0.5H^2q_{wk} + HF_{wk} = 0.5 \times 10.94^2 \times 0.283 + 10.94 \times 0.269 = 19.888 \text{ kN.m}$$

参考《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699—2020，第 5.3.13 条

$$B^2 l'_a (g_{k1} + g_{k2}) + 2 \Sigma G_{jk} b_j \geq 3 \gamma_0 M_{Tk}$$

g_{k1} ——均匀分布的架体面荷载自重标准值 kN/m^2

g_{k2} ——均匀分布的架体上部的模板等物料面荷载自重标准值 kN/m^2

G_{jk} ——支撑脚手架计算单元上集中堆放的物料自重标准值 kN

b_j ——支撑脚手架计算单元上集中堆放的物料至倾覆原点的水平距离 m

$$B^2 l'_a (g_{k1} + g_{k2}) + 2 \Sigma G_{jk} b_j = B^2 l'_a [qH / (l'_a \times l'_b) + G_{1k}] + 2 \times G_{jk} \times B/2 = 9.5^2 \times 0.8 \times [0.15 \times 10.94 / (0.8 \times 0.9) + 0.5] + 2 \times 1 \times 9.5/2 = 210.156 \text{ kN.m} \geq 3 \gamma_0 M_{Tk} = 3 \times 1.1 \times 19.888 = 65.63 \text{ kN.m}$$

满足要求!

十二、立杆支承面承载力验算

支撑层楼板厚度 $h(\text{mm})$	400	混凝土强度等级	C30
混凝土的龄期(天)	14	混凝土的实测抗压强度 $f_c(\text{N/mm}^2)$	11.154
混凝土的实测抗拉强度 $f_t(\text{N/mm}^2)$	1.115	立杆垫板长 $a(\text{mm})$	100
立杆垫板宽 $b(\text{mm})$	100		

$$F_1 = N = 14.584 \text{ kN}$$

1、受冲切承载力计算

根据《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）第 6.5.1 条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_l \leq (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0$	F_l	局部荷载设计值或集中反力设计值
	β_h	截面高度影响系数：当 $h \leq 800\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 1.0$ ；当 $h \geq 2000\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 0.9$ ；中间线性插入取用。
	f_t	混凝土轴心抗拉强度设计值
	$\sigma_{pc,m}$	临界面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值控制在 $1.0\text{--}3.5\text{N/mm}^2$ 范围内
	u_m	临界截面周长：距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长。
	h_0	截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值
$\eta = \min(\eta_1, \eta_2)$ $\eta_1 = 0.4 + 1.2/\beta_s$, $\eta_2 = 0.5 + a_s \times h_0/4U_m$	η_1	局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数
	η_2	临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数
	β_s	局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸比较， β_s 不宜大于 4：当 $\beta_s < 2$ 时取 $\beta_s = 2$ ，当面积为圆形时，取 $\beta_s = 2$
	a_s	板柱结构类型的影响系数：对中柱，取 $a_s = 40$ ，对边柱，取 $a_s = 30$ ；对角柱，取 $a_s = 20$
说明	本工程无预应力，不考虑上式中 $\sigma_{pc,m}$ 之值，将其取为 0。	

可得： $\beta_h = 1$ ， $f_t = 1.115\text{N/mm}^2$ ， $\eta = 1$ ， $h_0 = h - 20 = 380\text{mm}$ ，

$u_m = 2[(a + h_0) + (b + h_0)] = 1920\text{mm}$

$F = (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0 = (0.7 \times 1 \times 1.115 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 1920 \times 380/1000 = 569.453\text{kN} \geq$

$F_l = 14.584\text{kN}$

满足要求！

2、局部受压承载力计算

根据《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）第 6.6.1 条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_l \leq 1.35\beta_c \beta_l f_c A_{ln}$	F_l	局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值
	f_c	混凝土轴心抗压强度设计值；可按本规范表 4.1.4-1 取值

	β_c	混凝土强度影响系数，按本规范第 6.3.1 条的规定取用
	β_l	混凝土局部受压时的强度提高系数
	A_{ln}	混凝土局部受压净面积
$\beta_l=(A_b/A_l)^{1/2}$	A_l	混凝土局部受压面积
	A_b	局部受压的计算底面积，按本规范第 6.6.2 条确定

可得： $f_c=11.154\text{N/mm}^2$ ， $\beta_c=1$ ，

$\beta_l=(A_b/A_l)^{1/2}=[(a+2b)\times(b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(300)\times(300)/(100\times100)]^{1/2}=3$ ， $A_{ln}=ab=10000\text{mm}^2$

$F=1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}=1.35\times1\times3\times11.154\times10000/1000=451.737\text{kN}\geq F_1=14.584\text{kN}$

满足要求！

四、高支模区域（支模高度 $\leq 8.0\text{m}$ ）300 \times 700mm 梁支架计算书

计算依据：

- 1、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699-2020
- 2、《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
- 3、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011
- 4、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
- 5、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）
- 6、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 7、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 8、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
- 9、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 10、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 11、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL10/KL13	混凝土梁计算截面尺寸(mm \times mm)	300 \times 700
梁侧楼板计算厚度(mm)	200	模板支架高度 H(m)	8
模板支架横向长度 B(m)	5.5	模板支架纵向长度 L(m)	13.55
支架外侧模板高度 Hm (mm)	1000		

二、荷载设计

模板及其支架自重标准值 $G_{1k}(kN/m^2)$	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.5
新浇筑混凝土自重标准值 $G_{2k}(kN/m^3)$	24		
混凝土梁钢筋自重标准值 $G_{3k}(kN/m^3)$	1.5	混凝土板钢筋自重标准值 $G_{3k}(kN/m^3)$	1.1
施工荷载标准值 $Q_{1k}(kN/m^2)$	2.5		
支撑脚手架计算单元上集中堆放的材料自重标准值 $G_{jk}(kN)$	1		
模板支拆环境是否考虑风荷载	是		

风荷载参数：

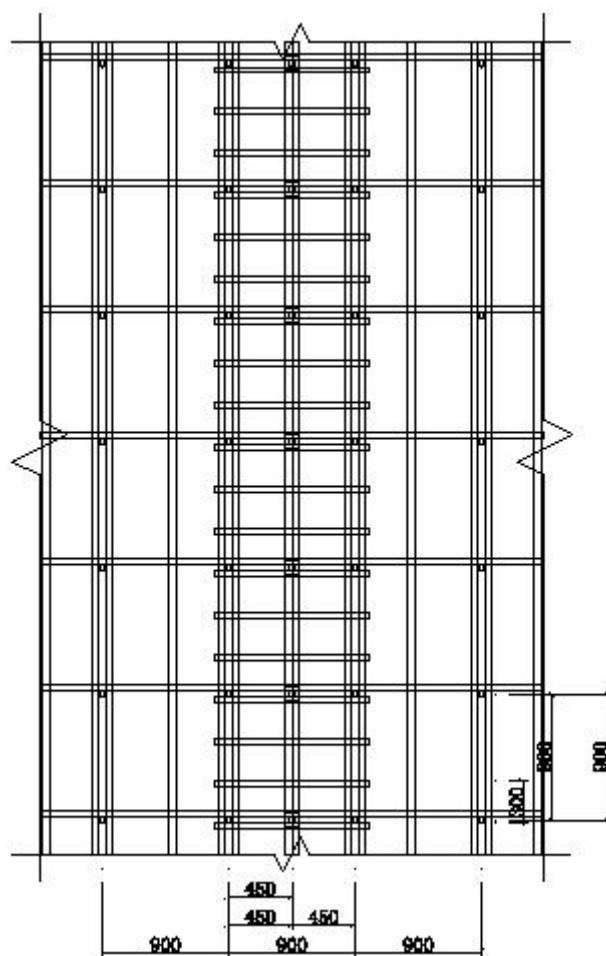
风 荷 载 标 准 值 $\omega_k(kN/m^2)$	基本风压 $\omega_0(kN/m^2)$	省份	广西	0.2	$\omega_k=\omega_0\mu_z\mu_{st}=0.038$
		地区	玉林		
	风荷载高度变化系数 μ_z	地面粗糙度	B 类(城市郊区)	1.294	
		模板支架顶部离建筑物地面高度(m)	24		
	风荷载体型系数 μ_s	单榀模板支架 μ_{st}		0.145	
		整体模板支架 μ_{stw}		0.928	$\omega_{fk}=\omega_0\mu_z\mu_{stw}=0.24$
		支架外侧模板 μ_s		1.3	$\omega_{mk}=\omega_0\mu_z\mu_s=0.336$

三、模板体系设计

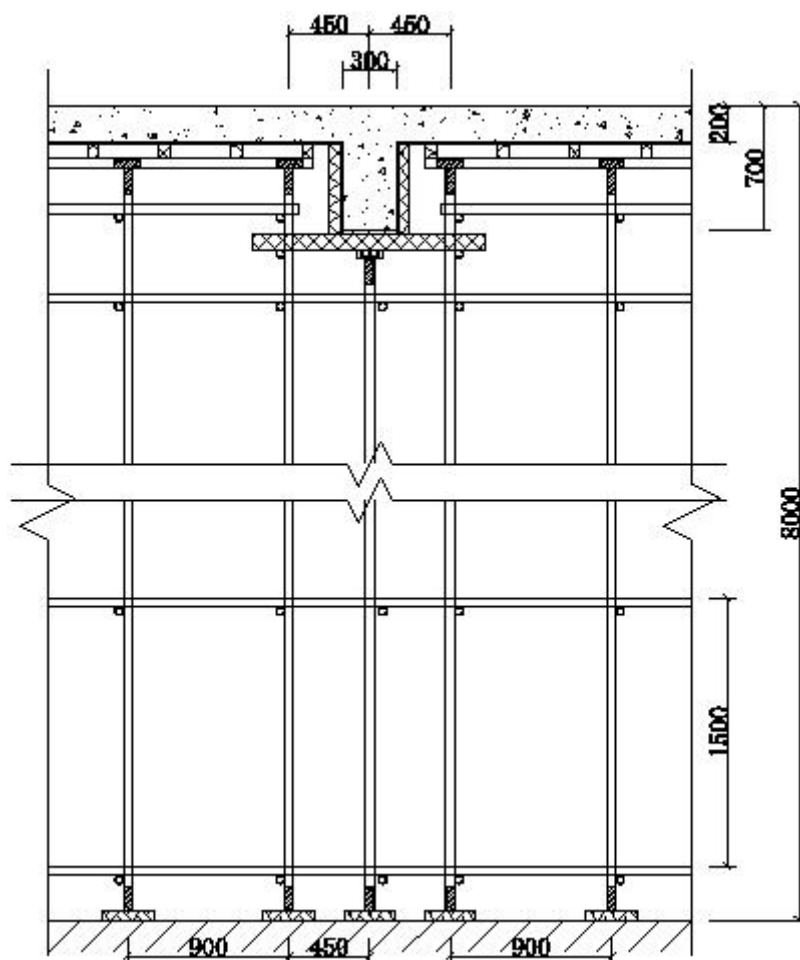
结构重要性系数 γ_0	1
脚手架安全等级	II级
新浇混凝土梁支撑方式	梁两侧有板，梁底小梁垂直梁跨方向
梁跨度方向立杆间距 $l_a(mm)$	900
梁两侧立杆横向间距 $l_b(mm)$	900
步距 $h(mm)$	1500
立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 $a(mm)$	200
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 $l'_a(mm)$ 、 $l'_b(mm)$	900、900
混凝土梁距梁两侧立杆中的位置	居中
梁左侧立杆距梁中心线距离 (mm)	450

梁底增加立杆根数	1
梁底增加立杆布置方式	按梁两侧立杆间距均分
梁底增加立杆依次距梁左侧立杆距离(mm)	450
梁底支撑主梁最大悬挑长度(mm)	300
每跨距内梁底支撑小梁间距(mm)	300

设计简图如下：



平面图



立面图

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度 $t(\text{mm})$	14
面板抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15	面板抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	1.4
面板弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	6000	验算方式	三等跨连续梁

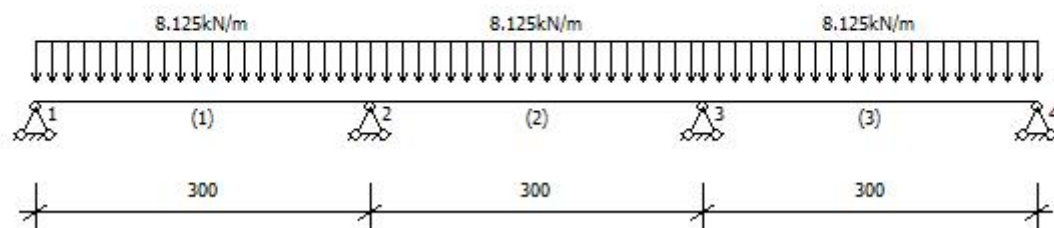
按三等跨连续梁计算：

截面抵抗矩： $W = bh^2/6 = 300 \times 14 \times 14 / 6 = 9800 \text{mm}^3$ ，截面惯性矩： $I = bh^3/12 = 300 \times 14 \times 14 \times 14 / 12 = 68600 \text{mm}^4$

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times b = 1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.7) + 1.5 \times 2.5] \times 0.3 = 8.125 \text{kN/m}$

简图如下：



1、抗弯验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times 1.3 \times [0.1 + (24 + 1.5) \times 0.7] \times 0.3 = 7 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times b = 1 \times 1.5 \times 2.5 \times 0.3 = 1.125 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = 0.1 q_{1\text{静}} L^2 + 0.117 q_{1\text{活}} L^2 = 0.1 \times 7 \times 0.3^2 + 0.117 \times 1.125 \times 0.3^2 = 0.075 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\text{max}} / W = 0.075 \times 10^6 / 9800 = 7.638 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值：

$$q_2 = 1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.7) \times 0.3 = 5.385 \text{ kN/m}$$

$$v_{\text{max}} = 0.677 q_2 L^4 / (100EI) = 0.677 \times 5.385 \times 300^4 / (100 \times 6000 \times 68600) = 0.717 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 300/400 = 0.75 \text{ mm}$$

满足要求！

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_{\text{max}} = 1.1 q_{1\text{静}} L + 1.2 q_{1\text{活}} L = 1.1 \times 7 \times 0.3 + 1.2 \times 1.125 \times 0.3 = 2.715 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R'_{\text{max}} = 1.1 q_2 L = 1.1 \times 5.385 \times 0.3 = 1.777 \text{ kN}$$

五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁抗弯强度设计值 $[f]$ (N/mm ²)	15.444	小梁抗剪强度设计值 $[\tau]$ (N/mm ²)	1.782
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	54	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9350
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	243	梁左侧立杆距梁中心线距离(mm)	450
每跨距内梁底支撑小梁间距(mm)	300		

1、梁底小梁荷载计算

计算梁底支撑小梁所受荷载，其中梁侧楼板的荷载取板底立杆至梁侧边一半的荷载。

1) 梁底小梁荷载设计值计算

面板传递给小梁 $q_1=2.715/0.3=9.051\text{kN/m}$

小梁自重 $q_2=\gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{小梁间距}=1 \times 1.3 \times (0.3-0.1) \times 0.3=0.078\text{kN/m}$

梁左侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_1=\gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k}) \times h)+1.5 \times Q_{1k}] \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2) \times \text{小梁间距} + \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高}-\text{板厚}) \times \text{小梁间距}=1 \times [1.3 \times (0.5+(24+1.1) \times 0.2)+1.5 \times 2.5] \times (0.45-0.3/2)/2 \times 0.3 + 1 \times 1.3 \times 0.5 \times (0.7-0.2) \times 0.3=0.589\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=\gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k}) \times h)+1.5 \times Q_{1k}] \times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2) \times \text{小梁间距} + \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高}-\text{板厚}) \times \text{小梁间距}=1 \times [1.3 \times (0.5+(24+1.1) \times 0.2)+1.5 \times 2.5] \times ((0.9-0.45)-0.3/2)/2 \times 0.3 + 1 \times 1.3 \times 0.5 \times (0.7-0.2) \times 0.3=0.589\text{kN}$

2) 梁底小梁荷载标准值计算

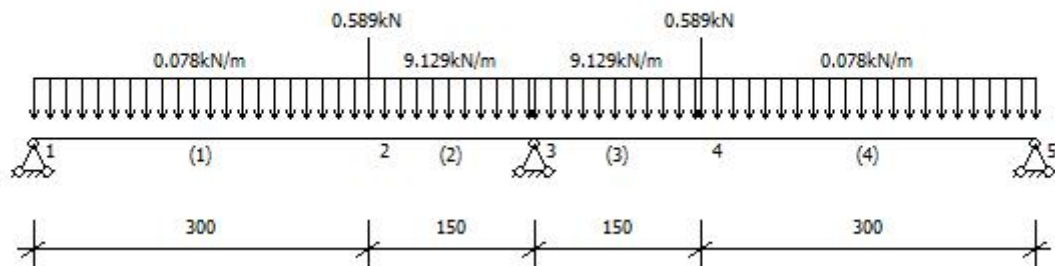
面板传递给小梁 $q_1=1.777/0.3=5.923\text{kN/m}$

小梁自重 $q_2=1 \times G_{1k} \times \text{小梁间距}=1 \times (0.3-0.1) \times 0.3=0.06\text{kN/m}$

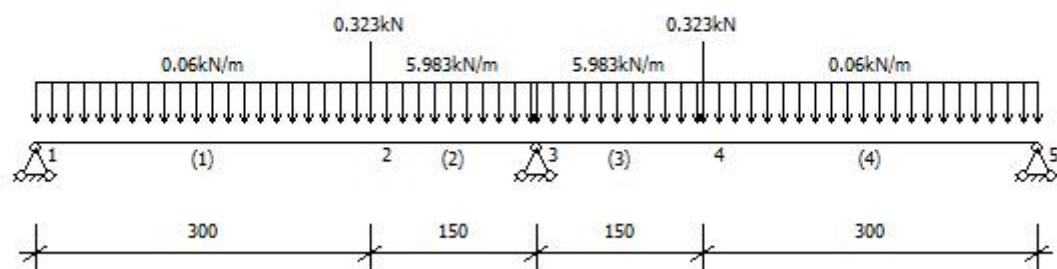
梁左侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_1=(1 \times G_{1k}+1 \times (G_{2k}+G_{3k}) \times h) \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2) \times \text{小梁间距} + 1 \times G_{1k} \times (\text{梁高}-\text{板厚}) \times \text{小梁间距}=(1 \times 0.5+1 \times (24+1.1) \times 0.2) \times (0.45-0.3/2)/2 \times 0.3 + 1 \times 0.5 \times (0.7-0.2) \times 0.3=0.323\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=(1 \times G_{1k}+1 \times (G_{2k}+G_{3k}) \times h) \times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2) \times \text{小梁间距} + 1 \times G_{1k} \times (\text{梁高}-\text{板厚}) \times \text{小梁间距}=(1 \times 0.5+1 \times (24+1.1) \times 0.2) \times ((0.9-0.45)-0.3/2)/2 \times 0.3 + 1 \times 0.5 \times (0.7-0.2) \times 0.3=0.323\text{kN}$

计算简图如下：

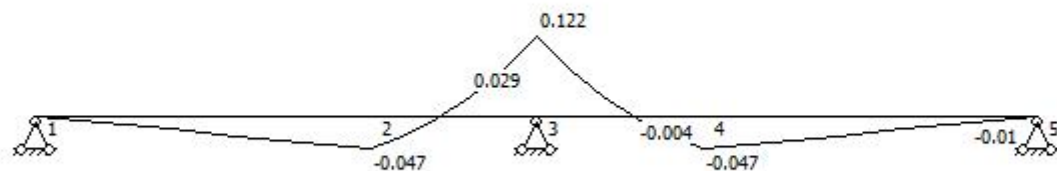


承载能力极限状态



正常使用极限状态

2、抗弯验算

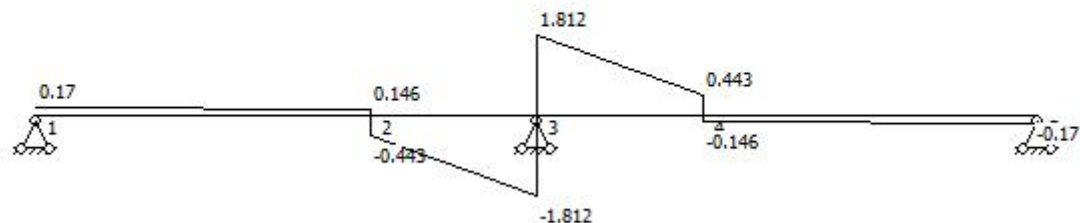


小梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.122 \times 10^6 / 54000 = 2.255 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算



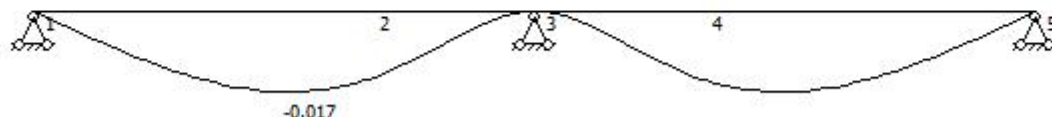
小梁剪力图(kN)

$$V_{\max} = 1.812 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 1.812 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 0.755 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算



小梁变形图(mm)

$$v_{\max} = 0.017 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 450/400 = 1.125 \text{ mm}$$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_1 = 0.17 \text{ kN}, R_2 = 3.624 \text{ kN}, R_3 = 0.17 \text{ kN}$$

正常使用极限状态

$$R'_1 = 0.103 \text{ kN}, R'_2 = 2.27 \text{ kN}, R'_3 = 0.103 \text{ kN}$$

六、主梁验算

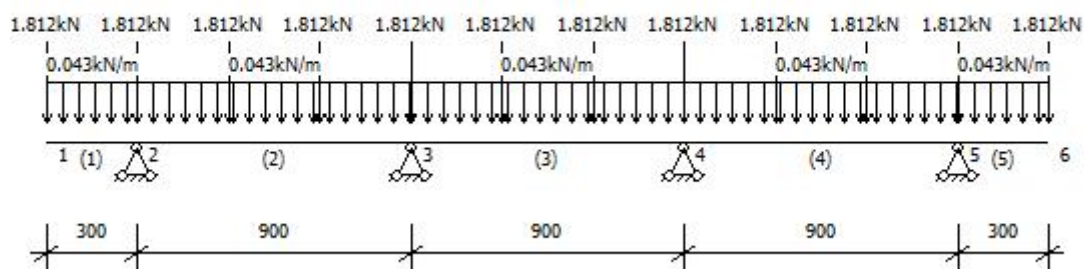
主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	主梁抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	205
主梁抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	120	主梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49
主梁弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	206000	主梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78
主梁计算方式	三等跨连续梁	可调托座内主梁根数	2
主梁受力不均匀系数 K_s	0.5		

主梁 2 根合并，其主梁受力不均匀系数 $K_s = 0.5$

由上节可知 $P = \max[R_2] \times 0.5 = \max[3.624] \times 0.5 = 1.812 \text{ kN}$ ， $P' = \max[R'_2] \times 0.5 = \max[2.27] \times 0.5 = 1.135 \text{ kN}$

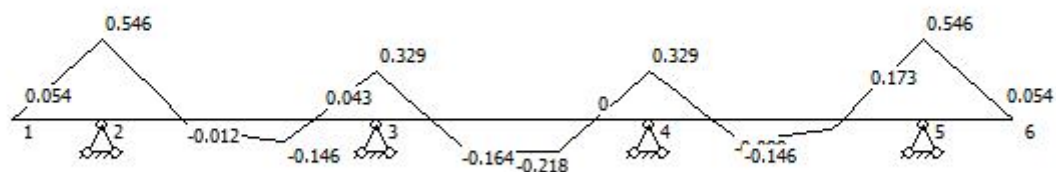
单根主梁自重设计值： $q = 1 \times 1.3 \times 0.033 = 0.043 \text{ kN/m}$

单根主梁自重标准值： $q' = 1 \times 0.033 = 0.033 \text{ kN/m}$



主梁计算简图一

1、抗弯验算

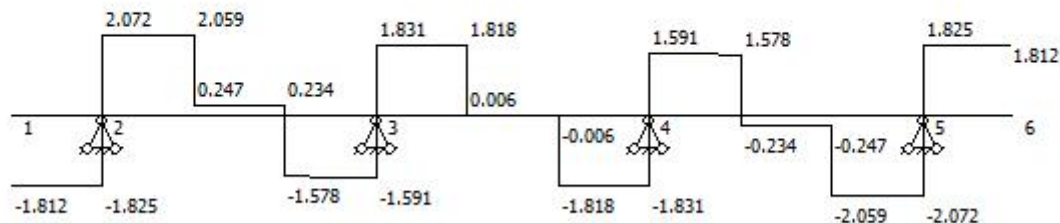


主梁弯矩图一(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.546 \times 10^6 / 4490 = 121.604 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)

$$V_{\max} = 2.072 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 2.072 \times 1000 / 424 = 9.774 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算



主梁变形图一(mm)

跨中 $v_{\max}=0.393\text{mm}\leq[v]=L/400=900/400=2.25\text{mm}$

满足要求!

悬臂端 $v_{\max}=0.873\text{mm}\leq[v]=2l_2/400=2\times300/400=1.5\text{mm}$

满足要求!

4、支座反力计算

图一: $R_{\max}=5.709\text{kN}$

用小梁的支座反力分别代入可得:

承载能力极限状态

图一

立杆 2: $R_2=5.709\text{kN}$

立杆所受主梁支座反力依次为:立杆 2: $P_2=R_2/K_s=5.709/0.5=11.418\text{kN}$

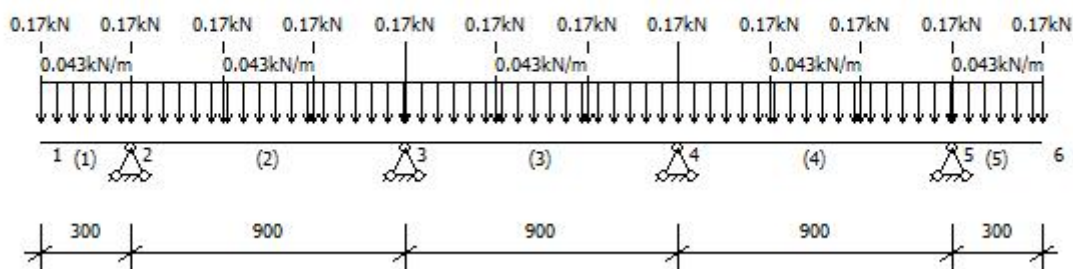
七、纵向水平钢管验算

钢管计算截面类型(mm)	$\Phi 48\times 3$	钢管截面面积 $A(\text{mm}^2)$	424
钢管弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	206000	钢管截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78
钢管截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49	钢管抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	205
钢管抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	120		

由小梁验算一节可知 $P=\max[R_1, R_3]=0.17\text{kN}$, $P'=\max[R_1', R_3'] = 0.103\text{kN}$

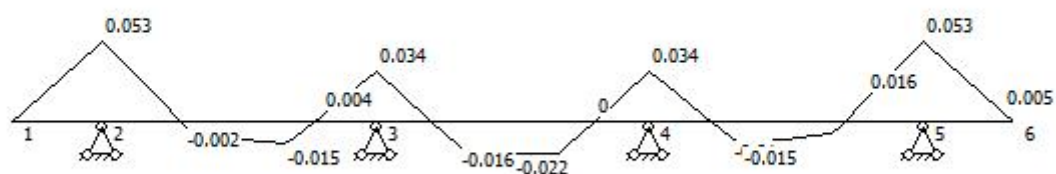
纵向水平钢管自重设计值: $q=1\times1.3\times0.033=0.043\text{kN/m}$

纵向水平钢管自重标准值: $q'=1\times0.033=0.033\text{kN/m}$



纵向水平钢管计算简图一

1、抗弯验算

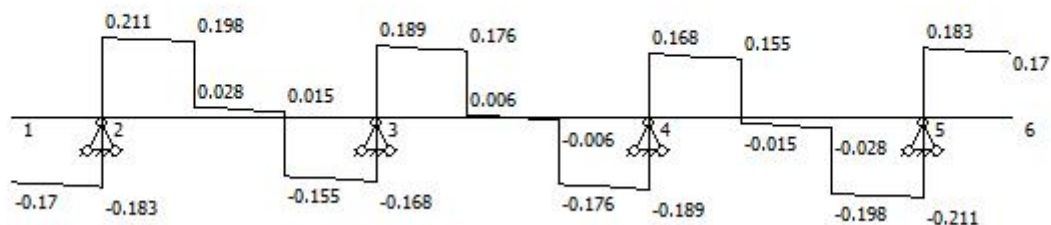


纵向水平钢管弯矩图一(kN·m)

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.053 \times 10^6 / 4490 = 11.804 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、抗剪验算



纵向水平钢管剪力图一(kN)

$$V_{\max} = 0.211 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 0.211 \times 1000 / 424 = 0.994 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算



纵向水平钢管变形图一(mm)

跨中 $v_{\max}=0.037\text{mm}\leq[v]=L/400=900/400=2.25\text{mm}$

满足要求！

悬臂端 $v_{\max}=0.078\text{mm}\leq[v]=2l_2/400=2\times300/400=1.5\text{mm}$

满足要求！

4、支座反力计算

图一： $R_{\max}=0.564\text{kN}$

用小梁两侧的支座反力分别代入可得：

承载能力极限状态

图一：

立杆 1： $R_1=0.564\text{kN}$ ，立杆 3： $R_3=0.564\text{kN}$

八、可调托座验算

荷载传递至立杆方式	可调托座	可调托座承载力设计值[N](kN)	30
扣件抗滑移折减系数 k_c	0.85		

1、扣件抗滑移验算

两侧立杆最大受力 $N=\max[R_1, R_3]=\max[0.564, 0.564]=0.564\text{kN}\leq 0.85\times 8=6.8\text{kN}$

单扣件在扭矩达到 $40\sim 65\text{N}\cdot\text{m}$ 且无质量缺陷的情况下，单扣件能满足要求！

2、可调托座验算

可调托座最大受力 $N=\max[P_2]=11.418\text{kN}\leq[N]=30\text{kN}$

满足要求！

九、立杆验算

架体是否按规范要求与既有结构进行可靠连接	否	剪刀撑设置	加强型
立杆顶部步距 $h_d(\text{mm})$	750	立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 $a(\text{mm})$	200
立杆钢管截面类型(mm)	$\Phi 48 \times 3.5$	立杆钢管计算截面类型(mm)	$\Phi 48 \times 3$
钢材等级	Q235	立杆截面面积 $A(\text{mm}^2)$	424
回转半径 $i(\text{mm})$	15.9	立杆截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49
抗压强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	205	支架自重标准值 $q(\text{kN/m})$	0.15
步距 $h(\text{mm})$	1500		

1、长细比验算

顶部立杆段：

根据《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699-2020 第 5.4.9 条,当 $0.2\text{m} < a < 0.5\text{m}$ 时,承载力可按线性插入值;

假设 $a=200\text{mm}$ 时, $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1 \times 2.045 \times (750+2 \times 200)=2352\text{mm}$ (验算立杆容许长细比时,取 $k=1$)

假设 $a=500\text{mm}$ 时, $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1 \times 1.381 \times (750+2 \times 500)=2417\text{mm}$ (验算立杆容许长细比时,取 $k=1$)

根据插值法,则实际 $a=200\text{mm}$ 时, $l_{01}=2352\text{mm}$

非顶部立杆段: $l_{02}=k\mu_2h=1 \times 1.755 \times 1500=2632\text{mm}$ (验算立杆容许长细比时,取 $k=1$)

$$\lambda = \max[l_{01}, l_{02}]/i = 2632/15.9 = 165.535 \leq [\lambda] = 210$$

长细比满足要求!

验算立杆稳定性时,取 $k=1.155$,同长细比验算章节的计算方法,得计算长度为

顶部立杆段: $l_{01}=2717\text{mm}$

非顶部立杆段: $l_{02}=3040\text{mm}$

$$\lambda = \max[l_{01}, l_{02}]/i = 3040/15.9 = 191.195$$

查表得: $\varphi=0.197$

2、风荷载计算

$$M_{wd} = \gamma_0 \times \varphi_w \times \gamma_Q \times M_{wk} = \gamma_0 \times \varphi_w \times \gamma_Q \times (\omega_k \times l_a \times h^2/10) = 1 \times 0.6 \times 1.5 \times (0.038 \times 0.9 \times 1.5^2/10) = 0.007\text{kN} \cdot \text{m}$$

3、稳定性计算

$$R_1=0.564\text{kN}, P_2=11.418\text{kN}, R_3=0.564\text{kN}$$

梁两侧立杆承受楼板荷载(取楼板横距一半范围内荷载+板底立杆至梁侧边一半的荷载):

$$\text{左侧楼板传递给梁左侧立杆荷载: } N_{\text{边}1} = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times [l_b'/2 + (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2)/2] \times l_a = 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 2.5] \times [0.9/2 + (0.45 - 0.3/2)/2] \times 0.9 = 5.9\text{kN}$$

$$\text{右侧楼板传递给梁右侧立杆荷载: } N_{\text{边}2} = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times [l_b'/2 + (l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2)/2] \times l_a = 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 2.5] \times [0.9/2 + (0.9 - 0.45 - 0.3/2)/2] \times 0.9 = 5.9\text{kN}$$

$$N_d = \max[R_1 + N_{\text{边}1}, P_2, R_3 + N_{\text{边}2}] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times (H - \text{梁高}) = \max[0.564 + 5.9, 11.418, 0.564 + 5.9] + 1 \times 1.3 \times 0.15 \times (8 - 0.7) = 12.841\text{kN}$$

$$f_d = N_d / (\varphi A) + M_{wd} / W = 12841.172 / (0.197 \times 424) + 0.007 \times 10^6 / 4490 = 155.294\text{N/mm}^2 \leq [f] = 205\text{N/mm}^2$$

满足要求!

十、高宽比验算

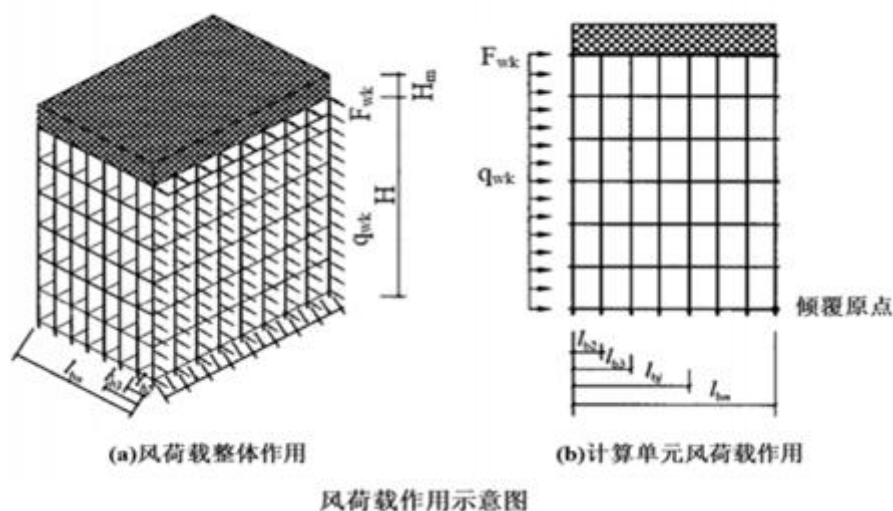
《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699—2020 第 6.9.7 条, 当满堂支撑架高宽比大于 2 时, 满堂支撑架应在支架的四周和中部与结构柱进行刚性连接。在无结构柱部位应采取预埋钢管等措施与建筑结构进行刚性连接。支撑架高宽比不应大于 3。

$$H/B = 8/5.5 = 1.455 \leq 2$$

满足要求!

十一、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	8	模板支架纵向长度 L(m)	13.55
模板支架横向长度 B(m)	5.5		



支撑脚手架风线荷载标准值: $q_{wk} = l'_a \times \omega_{fk} = 0.9 \times 0.24 = 0.216 \text{ kN/m}$;

风荷载作用在支架外侧模板上产生的水平力标准值:

$$F_{wk} = l'_a \times H_m \times \omega_{mk} = 0.9 \times 1 \times 0.336 = 0.302 \text{ kN}$$

支撑脚手架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 M_{Tk} :

$$M_{Tk} = 0.5H^2q_{wk} + HF_{wk} = 0.5 \times 8^2 \times 0.216 + 8 \times 0.302 = 9.331 \text{ kN.m}$$

参考《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699—2020，第 5.3.13 条

$$B^2 l'_a (g_{k1} + g_{k2}) + 2 \sum G_{jk} b_j \geq 3 \gamma_0 M_{Tk}$$

g_{k1} ——均匀分布的架体面荷载自重标准值 kN/m^2

g_{k2} ——均匀分布的架体上部的模板等物料面荷载自重标准值 kN/m^2

G_{jk} ——支撑脚手架计算单元上集中堆放的物料自重标准值 kN

b_j ——支撑脚手架计算单元上集中堆放的物料至倾覆原点的水平距离 m

$$B^2 l'_a (g_{k1} + g_{k2}) + 2 \sum G_{jk} b_j = B^2 l'_a [qH / (l'_a \times l'_b) + G_{1k}] + 2 \times G_{jk} \times B/2 = 5.5^2 \times 0.9 \times [0.15 \times 8 / (0.9 \times 0.9) + 0.5] + 2 \times 1 \times 5.5/2 = 59.446 \text{ kN.m} \geq 3 \gamma_0 M_{Tk} = 3 \times 1 \times 9.331 = 27.994 \text{ kN.m}$$

满足要求!

十二、立杆支承面承载力验算

支撑层楼板厚度 $h(\text{mm})$	500	混凝土强度等级	C30
混凝土的龄期(天)	14	混凝土的实测抗压强度 $f_c(\text{N/mm}^2)$	11.154
混凝土的实测抗拉强度 $f_t(\text{N/mm}^2)$	1.115	立杆垫板长 $a(\text{mm})$	100
立杆垫板宽 $b(\text{mm})$	100		

$$F_1 = N = 12.841 \text{ kN}$$

1、受冲切承载力计算

根据《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）第 6.5.1 条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_l \leq (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0$	F_l	局部荷载设计值或集中反力设计值
	β_h	截面高度影响系数：当 $h \leq 800\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 1.0$ ；当 $h \geq 2000\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 0.9$ ；中间线性插入取用。
	f_t	混凝土轴心抗拉强度设计值
	$\sigma_{pc,m}$	临界面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值控制在 $1.0\text{--}3.5\text{N/mm}^2$ 范围内
	u_m	临界截面周长：距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长。
	h_0	截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值
$\eta = \min(\eta_1, \eta_2)$ $\eta_1 = 0.4 + 1.2/\beta_s, \eta_2 = 0.5 + a_s \times h_0/4U_m$	η_1	局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数
	η_2	临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数
	β_s	局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸比较， β_s 不宜大于 4：当 $\beta_s < 2$ 时取 $\beta_s = 2$ ，当面积为圆形时，取 $\beta_s = 2$
	a_s	板柱结构类型的影响系数：对中柱，取 $a_s = 40$ ，对边柱，取 $a_s = 30$ ；对角柱，取 $a_s = 20$
说明	本工程无预应力，不考虑上式中 $\sigma_{pc,m}$ 之值，将其取为 0。	

可得： $\beta_h = 1$ ， $f_t = 1.115\text{N/mm}^2$ ， $\eta = 1$ ， $h_0 = h - 20 = 480\text{mm}$ ，

$u_m = 2[(a + h_0) + (b + h_0)] = 2320\text{mm}$

$F = (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0 = (0.7 \times 1 \times 1.115 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 2320 \times 480/1000 = 869.165\text{kN} \geq$

$F_l = 12.841\text{kN}$

满足要求！

2、局部受压承载力计算

根据《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）第 6.6.1 条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_l \leq 1.35\beta_c \beta_l f_c A_{ln}$	F_l	局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值
	f_c	混凝土轴心抗压强度设计值；可按本规范表 4.1.4-1 取值

	β_c	混凝土强度影响系数，按本规范第 6.3.1 条的规定取用
	β_l	混凝土局部受压时的强度提高系数
	A_{ln}	混凝土局部受压净面积
$\beta_l=(A_b/A_l)^{1/2}$	A_l	混凝土局部受压面积
	A_b	局部受压的计算底面积，按本规范第 6.6.2 条确定

可得： $f_c=11.154\text{N/mm}^2$ ， $\beta_c=1$ ，

$\beta_l=(A_b/A_l)^{1/2}=[(a+2b)\times(b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(300)\times(300)/(100\times100)]^{1/2}=3$ ， $A_{ln}=ab=10000\text{mm}^2$

$F=1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}=1.35\times1\times3\times11.154\times10000/1000=451.737\text{kN}\geq F_1=12.841\text{kN}$

满足要求！

五、高支模区域（支模高度 $\leq 10.94\text{m}$ ）300x700 边梁模板计算书

计算依据：

- 1、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699-2020
- 2、《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
- 3、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011
- 4、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
- 5、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）
- 6、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 7、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 8、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
- 9、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 10、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 11、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	WKL1	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	300×700
梁侧楼板计算厚度(mm)	120	模板支架高度 H(m)	10.94
模板支架横向长度 B(m)	9.5	模板支架纵向长度 L(m)	35.1
支架外侧模板高度 Hm (mm)	1000		

二、荷载设计

模板及其支架自重标准值 $G_{1k}(kN/m^2)$	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.5
混凝土梁钢筋自重标准值 $G_{3k}(kN/m^3)$	1.5	混凝土板钢筋自重标准值 $G_{3k}(kN/m^3)$	1.1
施工荷载标准值 $Q_{1k}(kN/m^2)$	2.5		
支撑脚手架计算单元上集中堆放的材料自重标准值 $G_{jk}(kN)$	1		
模板支拆环境是否考虑风荷载	是		

风荷载参数:

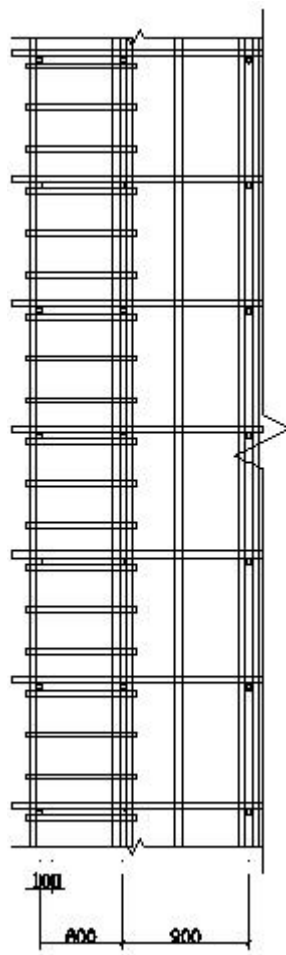
风荷载标准值 $\omega_k(kN/m^2)$	基本风压 $\omega_0(kN/m^2)$	省份	广西	0.2	$\omega_k=\omega_0\mu_z\mu_{st}=0.039$	
		地区	玉林			
	风荷载高度变化系数 μ_z	地面粗糙度	B 类(城市郊区)	1.294		
		模板支架顶部离建筑物地面高度(m)	24			
	风荷载体型系数 μ_s	单榀模板支架 μ_{st}		0.149		
		整体模板支架 μ_{stw}		1.414		$\omega_{fk}=\omega_0\mu_z\mu_{stw}=0.366$
		支架外侧模板 μ_s		1.3		$\omega_{mk}=\omega_0\mu_z\mu_s=0.336$

三、模板体系设计

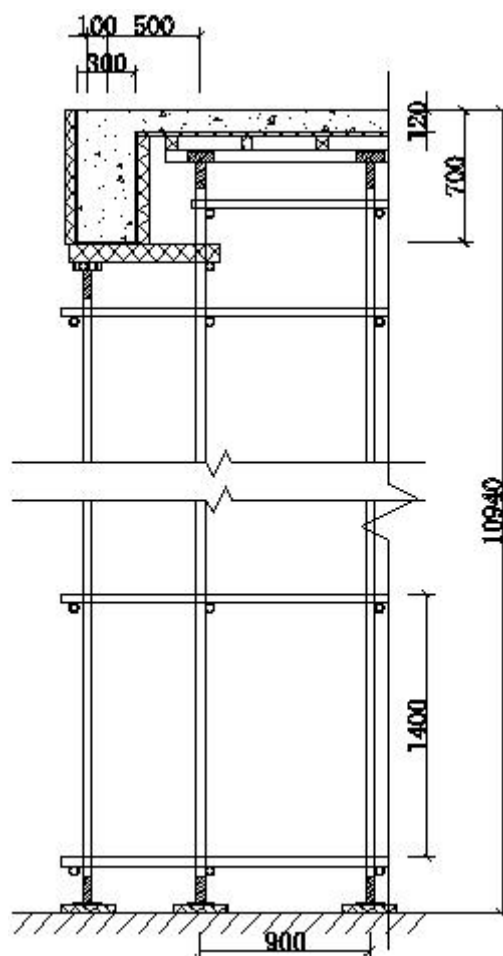
结构重要性系数 γ_0	1.1
脚手架安全等级	I级
新浇混凝土梁支撑方式	梁一侧有板, 梁底小梁垂直梁跨方向
梁跨度方向立杆间距 $l_a(mm)$	900
梁两侧立杆横向间距 $l_b(mm)$	600
步距 $h(mm)$	1400
立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 $a(mm)$	500
混凝土梁距梁两侧立杆中的位置	自定义
梁左侧立杆距梁中心线距离(mm)	100
梁底增加立杆根数	0
梁底支撑主梁最大悬挑长度(mm)	300

梁侧立杆与主梁连接形式	可调托座
每跨距内梁底支撑小梁间距(mm)	300

设计简图如下：



平面图



立面图

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度 $t(\text{mm})$	14
面板抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15	面板抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	1.4
面板弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	6000	验算方式	三等跨连续梁

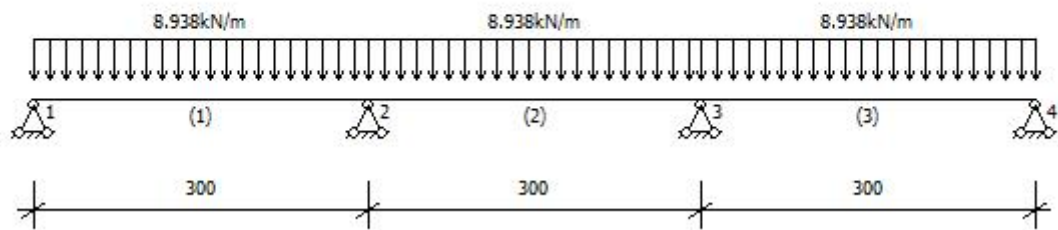
按三等跨连续梁计算：

截面抵抗矩： $W = bh^2/6 = 300 \times 14 \times 14/6 = 9800\text{mm}^3$ ，截面惯性矩： $I = bh^3/12 = 300 \times 14 \times 14 \times 14/12 = 68600\text{mm}^4$

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times b = 1.1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.7) + 1.5 \times 2.5] \times 0.3 = 8.938\text{kN/m}$

简图如下：



1、抗弯验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1.1 \times 1.3 \times [0.1 + (24 + 1.5) \times 0.7] \times 0.3 = 7.701 \text{ kN/m}$$
$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times b = 1.1 \times 1.5 \times 2.5 \times 0.3 = 1.238 \text{ kN/m}$$
$$M_{\text{max}} = 0.1 q_{1\text{静}} L^2 + 0.117 q_{1\text{活}} L^2 = 0.1 \times 7.701 \times 0.3^2 + 0.117 \times 1.238 \times 0.3^2 = 0.082 \text{ kN}\cdot\text{m}$$
$$\sigma = M_{\text{max}} / W = 0.082 \times 10^6 / 9800 = 8.402 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值：

$$q_2 = 1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.7) \times 0.3 = 5.385 \text{ kN/m}$$
$$v_{\text{max}} = 0.677 q_2 L^4 / (100 EI) = 0.677 \times 5.385 \times 300^4 / (100 \times 6000 \times 68600) = 0.717 \text{ mm} \leq [v] = L / 400 = 300 / 400 = 0.75 \text{ mm}$$

满足要求！

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_{\text{max}} = 1.1 q_{1\text{静}} L + 1.2 q_{1\text{活}} L = 1.1 \times 7.701 \times 0.3 + 1.2 \times 1.238 \times 0.3 = 2.987 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R'_{\text{max}} = 1.1 q_2 L = 1.1 \times 5.385 \times 0.3 = 1.777 \text{ kN}$$

五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	15.444	小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.782
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	54	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9350
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	243	梁左侧立杆距梁中心线距离(mm)	100
每跨距内梁底支撑小梁间距(mm)	300		

1、梁底小梁荷载计算

计算梁底支撑小梁所受荷载，其中梁侧楼板的荷载取板底立杆至梁侧边一半的荷载。

1) 梁底小梁荷载设计值计算

面板传递给小梁 $q_1=2.987/0.3=9.956\text{kN/m}$

小梁自重 $q_2=\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times \text{小梁间距}=1.1\times 1.3\times (0.3-0.1)\times 0.3=0.086\text{kN/m}$

梁左侧模板传递给小梁荷载 $F_1=\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times \text{梁高}\times \text{小梁间距}=1.1\times 1.3\times 0.5\times 0.7\times 0.3=0.15\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=\gamma_0\times [1.3(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2)/2\times \text{小梁间距}+\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times (\text{梁高}-\text{板厚})\times \text{小梁间距}=1.1\times [1.3\times (0.5+(24+1.1)\times 0.12)+1.5\times 2.5]\times ((0.6-0.1)-0.3/2)/2\times 0.3+1.1\times 1.3\times 0.5\times (0.7-0.12)\times 0.3=0.605\text{kN}$

2) 梁底小梁荷载标准值计算

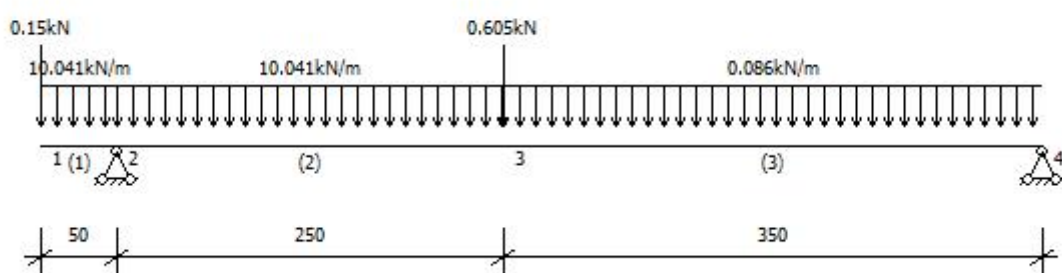
面板传递给小梁 $q_1=1.777/0.3=5.923\text{kN/m}$

小梁自重 $q_2=1\times G_{1k}\times \text{小梁间距}=1\times (0.3-0.1)\times 0.3=0.06\text{kN/m}$

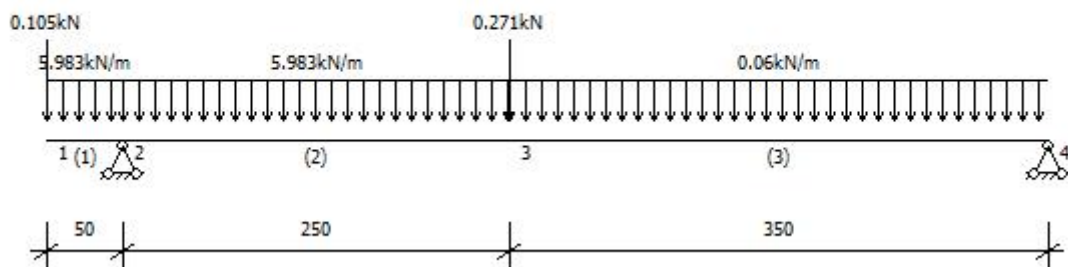
梁左侧模板传递给小梁荷载 $F_1=1\times G_{1k}\times \text{梁高}\times \text{小梁间距}=1\times 0.5\times 0.7\times 0.3=0.105\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=(1\times G_{1k}+1\times (G_{2k}+G_{3k})\times h)\times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2)/2\times \text{小梁间距}+1\times G_{1k}\times (\text{梁高}-\text{板厚})\times \text{小梁间距}=(1\times 0.5+1\times (24+1.1)\times 0.12)\times ((0.6-0.1)-0.3/2)/2\times 0.3+1\times 0.5\times (0.7-0.12)\times 0.3=0.271\text{kN}$

计算简图如下：

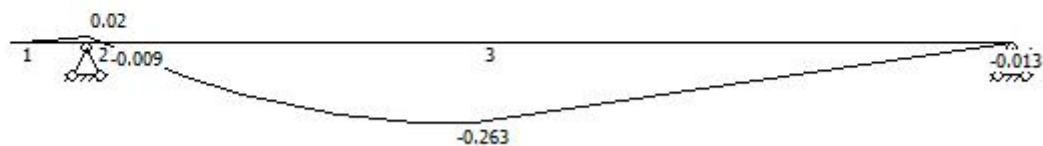


承载能力极限状态



正常使用极限状态

2、抗弯验算

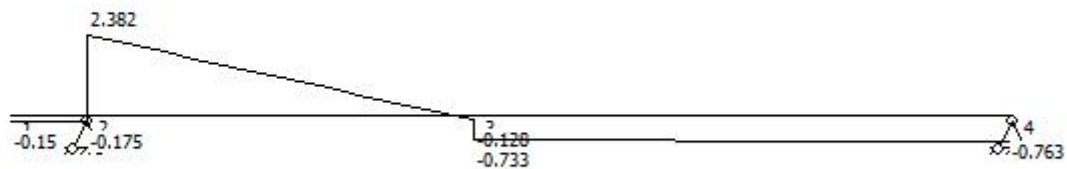


小梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.263 \times 10^6 / 54000 = 4.863 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算



小梁剪力图(kN)

$$V_{\max} = 2.382 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 2.382 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 0.993 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算



小梁变形图(mm)

$$v_{\max} = 0.207 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 600/400 = 1.5 \text{ mm}$$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_1 = 3.034 \text{ kN}, R_2 = 0.763 \text{ kN}$$

正常使用极限状态

$$R'_1 = 1.774 \text{ kN}, R'_2 = 0.418 \text{ kN}$$

六、主梁验算

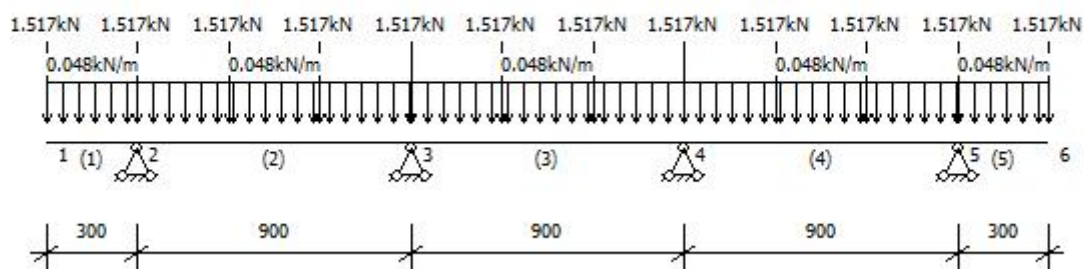
主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.5
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	主梁抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	205
主梁抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	120	主梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49
主梁弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	206000	主梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78
主梁计算方式	三等跨连续梁	可调托座内主梁根数	2
主梁受力不均匀系数 K_s	0.5		

主梁 2 根合并，其主梁受力不均匀系数 $K_s = 0.5$

由上节可知 $P = \max[R_i] \times 0.5 = \max[3.034] \times 0.5 = 1.517 \text{ kN}$ ， $P' = \max[R'_i] \times 0.5 = \max[1.774] \times 0.5 = 0.887 \text{ kN}$

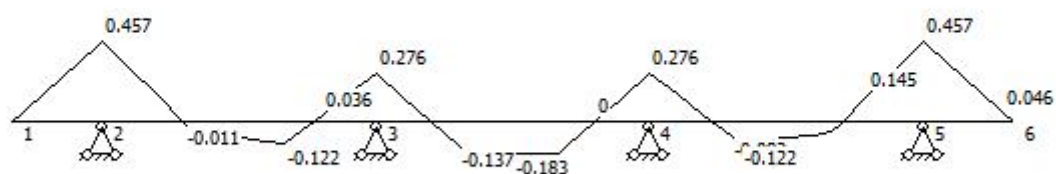
单根主梁自重设计值： $q = 1.1 \times 1.3 \times 0.033 = 0.048 \text{ kN/m}$

单根主梁自重标准值： $q' = 1 \times 0.033 = 0.033 \text{ kN/m}$



主梁计算简图一

1、抗弯验算

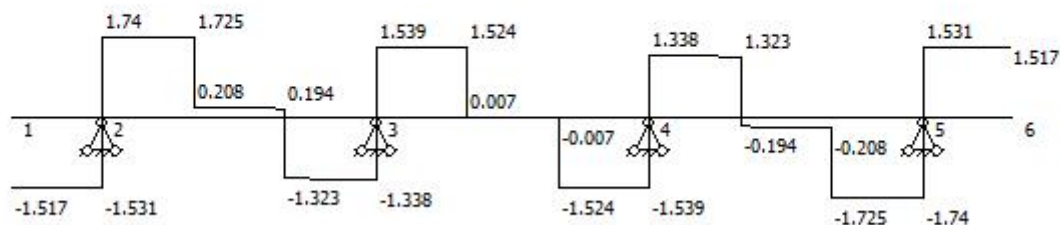


主梁弯矩图一(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.457 \times 10^6 / 4490 = 101.782 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、抗剪验算



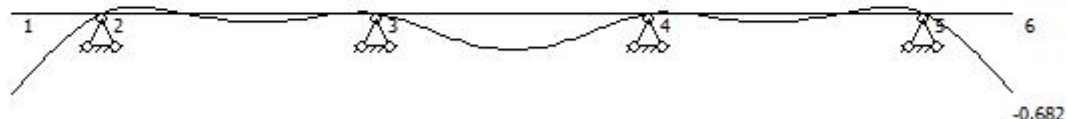
主梁剪力图一(kN)

$$V_{\max} = 1.74 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 1.74 \times 1000 / 424 = 8.208 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算



主梁变形图一(mm)

跨中 $v_{\max}=0.307\text{mm}\leq[v]=L/400=900/400=2.25\text{mm}$

满足要求！

悬臂端 $v_{\max}=0.682\text{mm}\leq[v]=2l_2/400=2\times300/400=1.5\text{mm}$

满足要求！

4、支座反力计算

图一： $R_{\max}=4.788\text{kN}$

用小梁的支座反力分别代入可得：

承载能力极限状态

图一

立杆 1： $R_1=4.788\text{kN}$

立杆所受主梁支座反力依次为:立杆 1: $P_1=R_1/K_s=4.788/0.5=9.576\text{kN}$

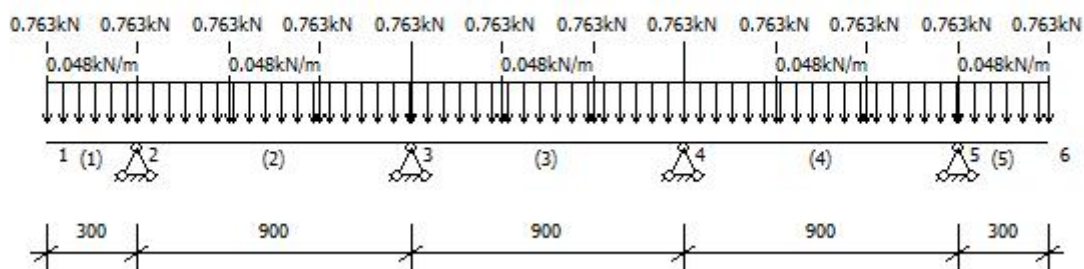
七、纵向水平钢管验算

钢管计算截面类型(mm)	Φ48×3	钢管截面面积 $A(\text{mm}^2)$	424
钢管弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	206000	钢管截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78
钢管截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49	钢管抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	205
钢管抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	120		

由小梁验算一节可知 $P=R_2=0.763\text{kN}$ ， $P'=R_2'=0.418\text{kN}$

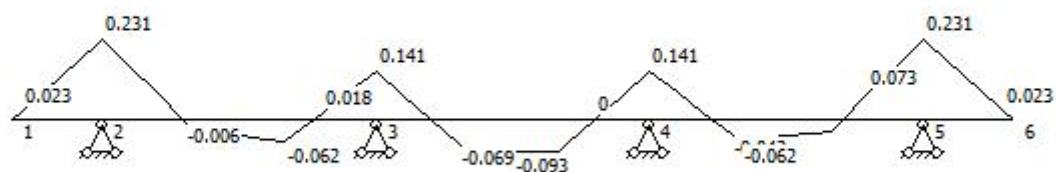
纵向水平钢管自重设计值： $q=1.1\times1.3\times0.033=0.048\text{kN/m}$

纵向水平钢管自重标准值： $q'=1\times0.033=0.033\text{kN/m}$



纵向水平钢管计算简图一

1、抗弯验算

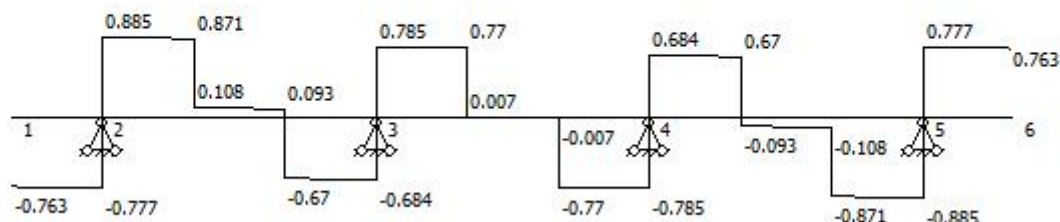


纵向水平钢管弯矩图一(kN·m)

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.231 \times 10^6 / 4490 = 51.448 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、抗剪验算



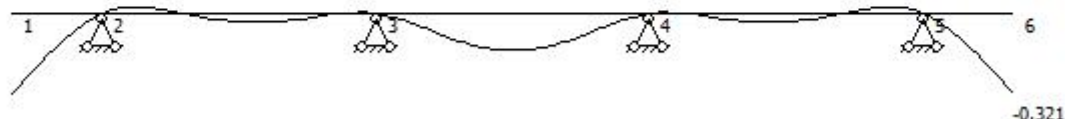
纵向水平钢管剪力图一(kN)

$$V_{\max} = 0.885 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 0.885 \times 1000 / 424 = 4.175 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算



纵向水平钢管变形图一(mm)

跨中 $v_{\max}=0.146\text{mm}>[v]=L/400=900/400=2.25\text{mm}$

满足要求！

悬臂端 $v_{\max}=0.321\text{mm}>[v]=2l_2/400=2\times300/400=1.5\text{mm}$

满足要求！

4、支座反力计算

图一： $R_{\max}=4.788\text{kN}$

用小梁两侧的支座反力分别代入可得：

承载能力极限状态

图一：

立杆 2： $R_2=2.425\text{kN}$

八、连接节点验算

可调托座承载力设计值[N](kN)	30	扣件抗滑移折减系数 k_c	0.85
-------------------	----	-----------------	------

1、扣件抗滑移验算

扣件立杆最大受力 $N=R_2=2.425\text{kN}\leq0.85\times8=6.8\text{kN}$

单扣件在扭矩达到 $40\sim65\text{N}\cdot\text{m}$ 且无质量缺陷的情况下，单扣件能满足要求！

2、可调托座验算

可调托座最大受力 $N=\max[P_1]=9.576\text{kN}\leq[N]=30\text{kN}$

满足要求！

九、立杆验算

架体是否按规范要求与既有结构进行可靠连接	否	剪刀撑设置	加强型
----------------------	---	-------	-----

立杆顶部步距 $h_d(\text{mm})$	1000	立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 $a(\text{mm})$	500
立杆钢管截面类型 (mm)	$\Phi 48 \times 3.5$	立杆钢管计算截面类型 (mm)	$\Phi 48 \times 3$
钢材等级	Q235	立杆截面面积 $A(\text{mm}^2)$	424
回转半径 $i(\text{mm})$	15.9	立杆截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49
抗压强度设计值 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	205	支架自重标准值 $q(\text{kN}/\text{m})$	0.15
步距 $h(\text{mm})$	1400		

1、长细比验算

顶部立杆段：

根据《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699-2020 第 5.4.9 条,当 $0.2\text{m} < a < 0.5\text{m}$ 时,承载力可按线性插入值；

假设 $a=200\text{mm}$ 时， $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1 \times 1.719 \times (1000+2 \times 200)=2407\text{mm}$ （验算立杆容许长细比时，取 $k=1$ ）

假设 $a=500\text{mm}$ 时， $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1 \times 1.246 \times (1000+2 \times 500)=2492\text{mm}$ （验算立杆容许长细比时，取 $k=1$ ）

根据插值法，则实际 $a=500\text{mm}$ 时， $l_{01}=2492\text{mm}$

非顶部立杆段： $l_{02}=k\mu_2h=1 \times 1.857 \times 1400=2600\text{mm}$ （验算立杆容许长细比时，取 $k=1$ ）

$\lambda=\max[l_{01}, l_{02}]/i=2600/15.9=163.522 \leq [\lambda]=210$

长细比满足要求！

验算立杆稳定性时，取 $k=1.217$ ，同长细比验算章节的计算方法，得计算长度为

顶部立杆段： $l_{01}=3033\text{mm}$

非顶部立杆段： $l_{02}=3164\text{mm}$

$\lambda=\max[l_{01}, l_{02}]/i=3164/15.9=198.994$

查表得： $\varphi=0.184$

2、风荷载计算

$M_{wd}=\gamma_0 \times \varphi_w \times \gamma_Q \times M_{wk}=\gamma_0 \times \varphi_w \times \gamma_Q \times (\omega_k \times l_a \times h^2/10)=1.1 \times 0.6 \times 1.5 \times (0.039 \times 0.9 \times 1.4^2/10)=0.007\text{kN} \cdot \text{m}$

3、稳定性计算

$P_1=9.576\text{kN}$ ， $R_2=2.425\text{kN}$

梁两侧立杆承受楼板荷载（取楼板横距一半范围内荷载+板底立杆至梁侧边一半的荷载）：

右侧楼板传递给梁右侧立杆荷载: $N_{\text{边}}=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times[l_b'/2+(l_b-l_{\text{梁左侧立杆距梁中心线距离}}-l_{\text{梁宽}}/2)/2]\times l_a=1.1\times[1.3\times(0.5+(24+1.1)\times 0.12)+1.5\times 2.5]\times [0.9/2+(0.6-0.1-0.3/2)/2]\times 0.9=5.145\text{kN}$

$N_d=\max[P_1, R_2+N_{\text{边}}]+\gamma_0\times 1.3\times\text{每米立杆自重}\times H=\max[9.576, 2.425+5.145]+1.1\times 1.3\times 0.15\times 10.94=11.923\text{kN}$

$f_d=N_d/(\varphi A)+M_{\text{wd}}/W=11922.744/(0.184\times 424)+0.007\times 10^6/4490=154.383\text{N/mm}^2\leq [f]=205\text{N/mm}^2$

满足要求!

十、高宽比验算

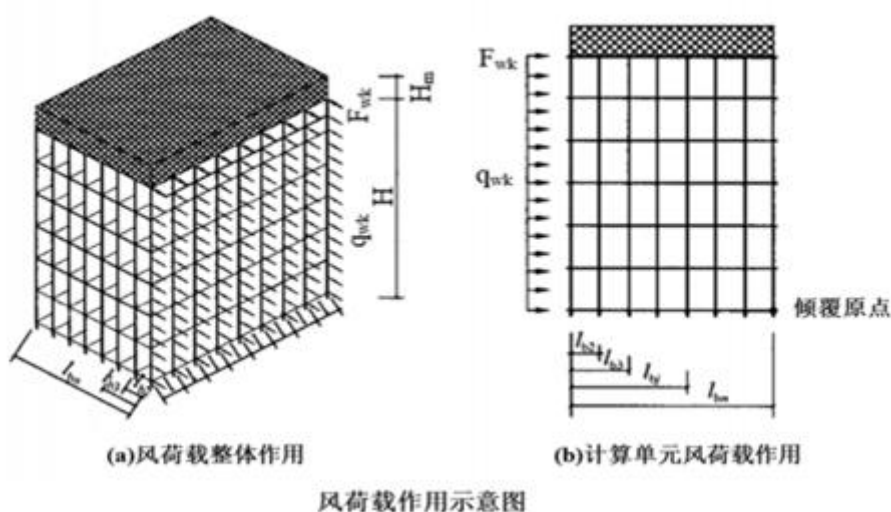
《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699—2020 第 6.9.7 条,当满堂支撑架高宽比大于 2 时,满堂支撑架应在支架的四周和中部与结构柱进行刚性连接。在无结构柱部位应采取预埋钢管等措施与建筑结构进行刚性连接。支撑架高宽比不应大于 3。

$H/B=10.94/9.5=1.152\leq 2$

满足要求!

十一、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	10.94	模板支架纵向长度 L(m)	35.1
模板支架横向长度 B(m)	9.5		



支撑脚手架风线荷载标准值: $q_{wk}=l'_a\times\omega_{fk}=0.9\times 0.366=0.329\text{kN/m}$;

风荷载作用在支架外侧模板上产生的水平力标准值:

$F_{wk}=l'_a\times H_m\times \omega_{mk}=0.9\times 1\times 0.336=0.302kN$

支撑脚手架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 M_{Tk} :

$M_{Tk}=0.5H^2q_{wk}+HF_{wk}=0.5\times 10.94^2\times 0.329+10.94\times 0.302=23.02kN.m$

参考《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699—2020，第 5.3.13 条

$B^2l'_a(g_{k1}+g_{k2})+2\Sigma G_{jk}b_j\geq 3\gamma_0M_{Tk}$

g_{k1} ——均匀分布的架体面荷载自重标准值 kN/m^2

g_{k2} ——均匀分布的架体上部的模板等物料面荷载自重标准值 kN/m^2

G_{jk} ——支撑脚手架计算单元上集中堆放的物料自重标准值 kN

b_j ——支撑脚手架计算单元上集中堆放的物料至倾覆原点的水平距离 m

$B^2l'_a(g_{k1}+g_{k2})+2\Sigma G_{jk}b_j=B^2l'_a[qH/(l'_a\times l'_b)+G_{1k}]+2\times G_{jk}\times B/2=9.5^2\times 0.9\times [0.15\times 10.94/(0.9\times 0.9)+0.5]+2\times 1\times 9.5/2=214.668kN.m\geq 3\gamma_0M_{Tk}=3\times 1.1\times 23.02=75.966kN.m$

满足要求！

十二、立杆支承面承载力验算

支撑层楼板厚度 $h(mm)$	150	混凝土强度等级	C30
混凝土的龄期(天)	14	混凝土的实测抗压强度 $f_c(N/mm^2)$	11.154
混凝土的实测抗拉强度 $f_t(N/mm^2)$	1.115	立杆垫板长 $a(mm)$	100
立杆垫板宽 $b(mm)$	100		

$F_1=N=11.923kN$

1、受冲切承载力计算

根据《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）第 6.5.1 条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_1\leq(0.7\beta_hf_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_mh_0$	F_1	局部荷载设计值或集中反力设计值
	β_h	截面高度影响系数：当 $h\leq 800mm$ 时，取 $\beta_h=1.0$ ；当 $h\geq 2000mm$ 时，取 $\beta_h=0.9$ ；中间线性插入取用。
	f_t	混凝土轴心抗拉强度设计值
	$\sigma_{pc,m}$	临界面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值控制在 $1.0-3.5N/mm^2$ 范围内
	u_m	临界截面周长：距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长。

	h_0	截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值
$\eta=\min(\eta_1,\eta_2)$ $\eta_1=0.4+1.2/\beta_s,\eta_2=0.5+a_s\times h_0/4U_m$	η_1	局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数
	η_2	临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数
	β_s	局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸比较， β_s 不宜大于 4：当 $\beta_s<2$ 时取 $\beta_s=2$ ，当面积为圆形时，取 $\beta_s=2$
	a_s	板柱结构类型的影响系数：对中柱，取 $a_s=40$ ，对边柱，取 $a_s=30$ ：对角柱，取 $a_s=20$
说明	本工程无预应力，不考虑上式中 $\sigma_{pc,m}$ 之值，将其取为 0。	

可得： $\beta_h=1$ ， $f_t=1.115\text{N/mm}^2$ ， $\eta=1$ ， $h_0=h-20=130\text{mm}$ ，
 $u_m=2[(a+h_0)+(b+h_0)]=920\text{mm}$
 $F=(0.7\beta_hf_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_mh_0=(0.7\times 1\times 1.115+0.25\times 0)\times 1\times 920\times 130/1000=93.348\text{kN}\geq F_1=11.923\text{kN}$

满足要求！

2、局部受压承载力计算

根据《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）第 6.6.1 条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_l\leq 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}$	F_l	局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值
	f_c	混凝土轴心抗压强度设计值；可按本规范表 4.1.4-1 取值
	β_c	混凝土强度影响系数，按本规范第 6.3.1 条的规定取用
	β_l	混凝土局部受压时的强度提高系数
	A_{ln}	混凝土局部受压净面积
$\beta_l=(A_b/A_l)^{1/2}$	A_l	混凝土局部受压面积
	A_b	局部受压的计算底面积，按本规范第 6.6.2 条确定

可得： $f_c=11.154\text{N/mm}^2$ ， $\beta_c=1$ ，
 $\beta_l=(A_b/A_l)^{1/2}=[(a+2b)\times(b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(300)\times(300)/(100\times100)]^{1/2}=3$ ， $A_{ln}=ab=10000\text{mm}^2$
 $F=1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}=1.35\times 1\times 3\times 11.154\times 10000/1000=451.737\text{kN}\geq F_1=11.923\text{kN}$

满足要求！

六、高支模区域 300×700mm 梁侧模板计算书

计算依据：

- 1、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
- 2、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）
- 3、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 4、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 5、《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068-2018
- 6、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 7、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 8、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	送水泵房 WL1	混凝土梁截面尺寸(mm×mm)	300×700
新浇混凝土梁计算跨度(m)	7.1		

二、荷载组合

侧压力计算依据规范	《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008	混凝土重力密度 $\gamma_c(kN/m^3)$	24
结构重要性系数 γ_0	1	可变荷载调整系数 γ_L	0.9
新浇混凝土初凝时间 $t_0(h)$	4		
外加剂影响修正系数 β_1	1	混凝土坍落度影响修正系数 β_2	1
混凝土浇筑速度 $V(m/h)$	2		
梁下挂侧模，侧压力计算位置距梁顶面高度 $H_{下挂}(m)$		0.7	
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}(kN/m^2)$	梁下挂侧模 G_{4k}	$\min\{0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 v^{1/2}, \gamma_c H\} = \min\{0.22 \times 24 \times 4 \times 1 \times 1 \times 2^{1/2}, 24 \times 0.7\} = \min\{29.868, 16.8\} = 16.8 kN/m^2$	
振捣混凝土时对垂直面模板荷载标准值 $Q_{2k}(kN/m^2)$		4	

下挂部分：承载能力极限状态设计值 $S_{承} = \gamma_0(1.3 \times G_{4k} + \gamma_L \times 1.5Q_{2k}) = 1 \times (1.3 \times 16.8 + 0.9 \times 1.5 \times 4) = 27.24 kN/m^2$

下挂部分：正常使用极限状态设计值 $S_{正} = G_{4k} = 16.8 kN/m^2$

三、支撑体系设计

小梁布置方式	竖向向布置	小梁间距	250
结构表面的要求	结构表面外露		

	梁左侧	梁右侧
楼板厚度(mm)	0	120
梁下挂侧模高度(mm)	700	580

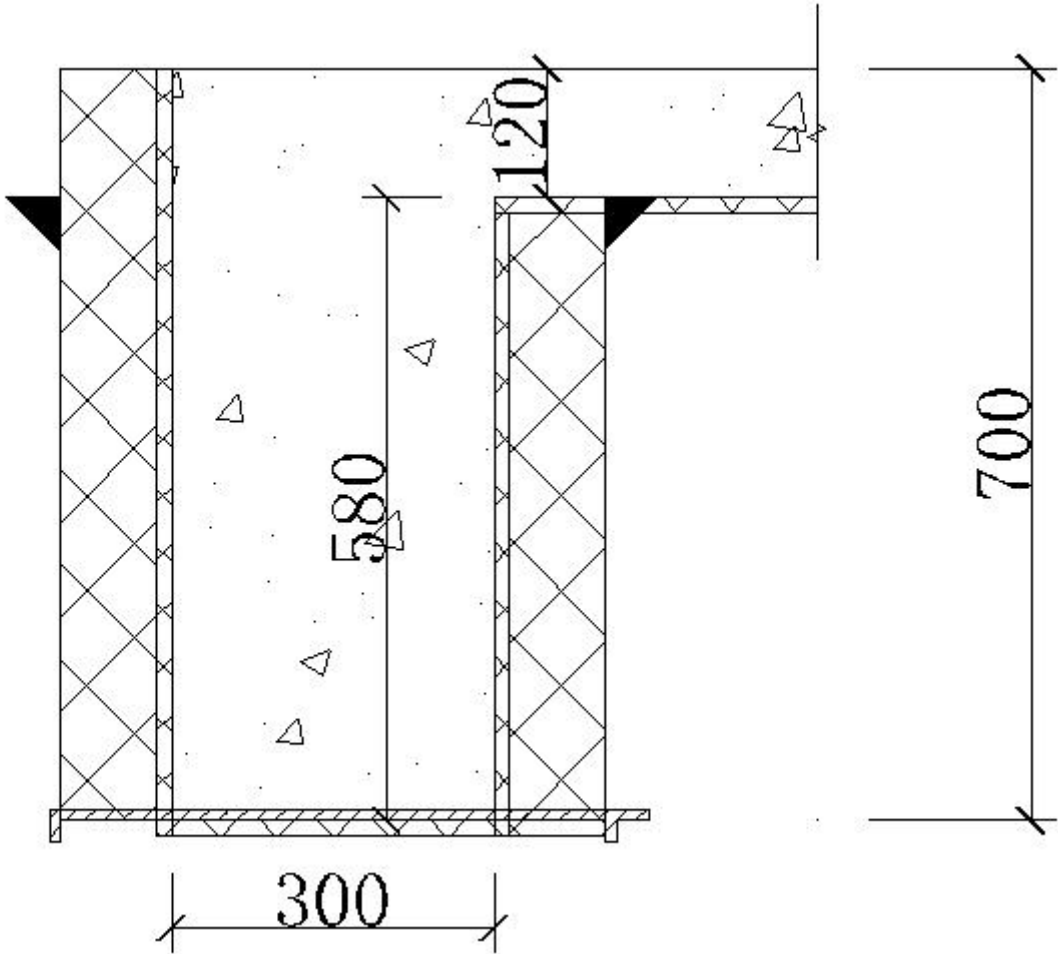
左侧支撑表:

第 i 道支撑	距梁底距离(mm)	支撑形式
1	0	固定支撑
2	580	固定支撑

右侧支撑表:

第 i 道支撑	距梁底距离(mm)	支撑形式
1	0	固定支撑
2	580	固定支撑

设计简图如下:



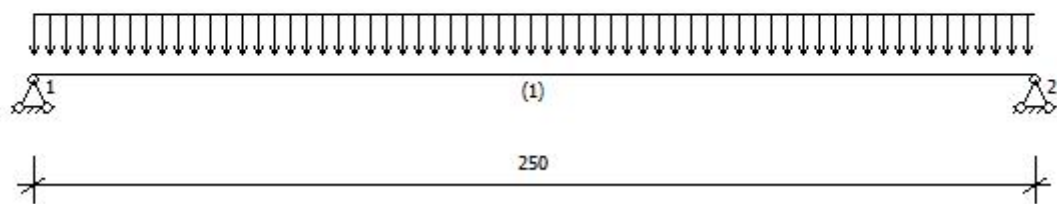
模板设计剖面图

四、面板验算

模板类型	覆面木胶合板	模板厚度(mm)	14
模板抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15	模板抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	1.5
模板弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	6000		

1、下挂侧模

梁截面宽度取单位长度， $b = 1000\text{mm}$ 。 $W = bh^2/6 = 1000 \times 14^2/6 = 32666.667\text{mm}^3$ ， $I = bh^3/12 = 1000 \times 14^3/12 = 228666.667\text{mm}^4$ 。计算简图如下：



2、抗弯验算

$$q_1 = bS_{\text{承}} = 1 \times 27.24 = 27.24\text{kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = 0.125q_1l^2 = 0.125 \times 27.24 \times 0.25^2 = 0.213\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma = M_{\text{max}}/W = 0.213 \times 10^6 / 32666.667 = 6.515\text{N/mm}^2 \leq [f] = 15\text{N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算

$$q = bS_{\text{正}} = 1 \times 16.8 = 16.8\text{kN/m}$$

$$v_{\text{max}} = 5 \times 16.8 \times 250^4 / (384 \times 6000 \times 228666.667) = 0.623\text{mm} \leq 250/400 = 0.625\text{mm}$$

满足要求！

4、支座反力验算

承载能力极限状态

$$R_{\text{下挂}} = q_1l = 27.24 \times 0.25 = 6.81\text{kN}$$

正常使用极限状态

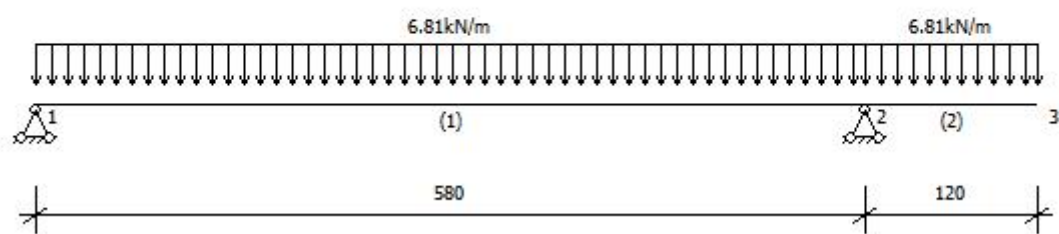
$$R'_{\text{下挂}} = ql = 16.8 \times 0.25 = 4.2\text{kN}$$

五、小梁验算

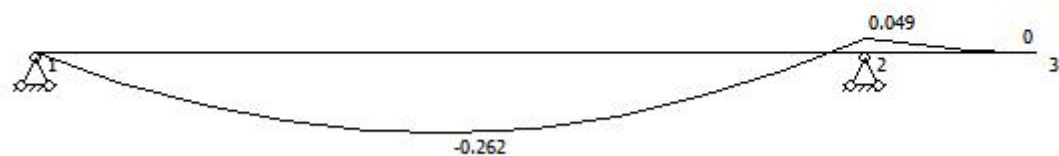
小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁弹性模量 $E(N/mm^2)$	9350	小梁抗剪强度设计值 $[\tau](N/mm^2)$	1.782
小梁截面抵抗矩 $W(cm^3)$	54	小梁抗弯强度设计值 $[f](N/mm^2)$	15.444
小梁截面惯性矩 $I(cm^4)$	243		

1、左下挂侧模

计算简图如下：



2、抗弯验算



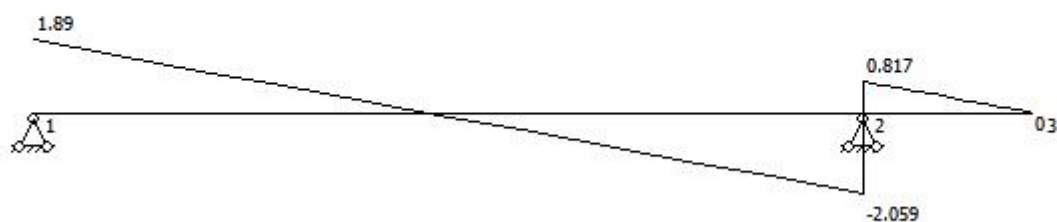
小梁弯矩图(kN·m)

$$q=6.81\text{kN/m}$$

$$\sigma=M_{\max}/W=0.262\times 10^6/54000=4.849\text{N/mm}^2\leq [f]=15.444\text{N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算

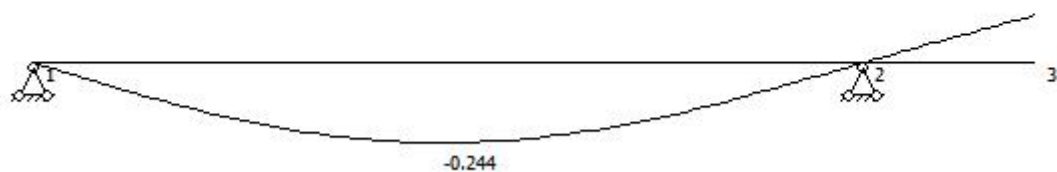


小梁剪力图(kN)

$$\tau_{\max} = 3 V_{\max} / (2bh) = 3 \times 2.059 \times 1000 / (2 \times 90 \times 40) = 0.858 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算



小梁变形图(mm)

$$q = 4.2 \text{ kN/m}$$

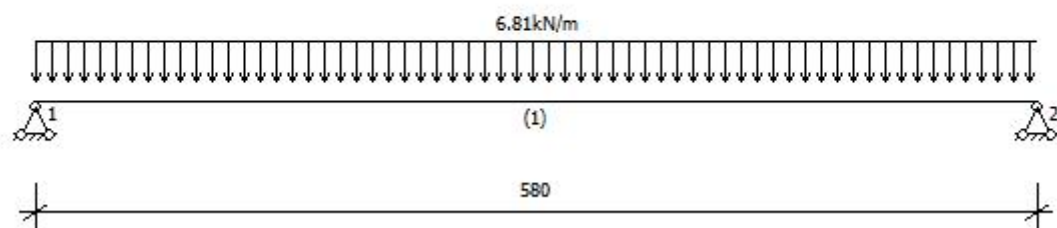
$$\text{跨中 } v_{1\max} = 0.244 \text{ mm} \leq 580/400 = 1.45 \text{ mm}$$

$$\text{悬挑段 } v_{2\max} = 0.145 \text{ mm} \leq 2 \times 120/400 = 0.6 \text{ mm}$$

满足要求!

5、右下挂侧模

计算简图如下:



6、抗弯验算



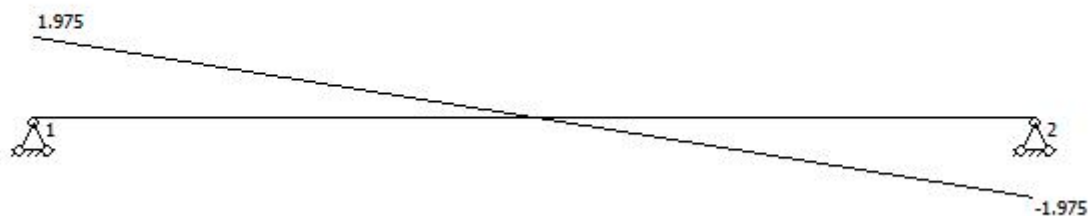
小梁弯矩图(kN·m)

$$q=6.81\text{kN/m}$$

$$\sigma=M_{\max}/W=0.286\times 10^6/54000=5.303\text{N/mm}^2\leq [f]=15.444\text{N/mm}^2$$

满足要求！

7、抗剪验算

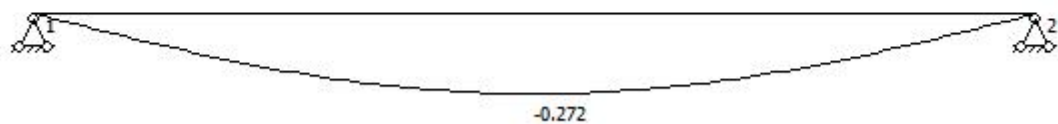


小梁剪力图(kN)

$$\tau_{\max}=3 V_{\max}/(2bh)=3\times 1.975\times 1000/(2\times 90\times 40)=0.823\text{N/mm}^2\leq [\tau]=1.782\text{N/mm}^2$$

满足要求！

8、挠度验算



小梁变形图(mm)

$q=4.2\text{kN/m}$

$v_{\max}=0.272\text{mm}\leq 580/400=1.45\text{mm}$

满足要求！

七、高支模区域 350×1000mm 梁侧模板计算书

计算依据：

- 1、《建筑施工模板安全技术规范》 JGJ162-2008
- 2、《混凝土结构设计标准》 GB /T50010-2010（2024 年版）
- 3、《建筑结构荷载规范》 GB 50009-2012
- 4、《钢结构设计标准》 GB 50017-2017
- 5、《建筑结构可靠性设计统一标准》 GB50068-2018
- 6、《混凝土结构通用规范》 GB 55008-2021
- 7、《钢结构通用规范》 GB 55006-2021
- 8、《工程结构通用规范》 GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	送水泵房 WKL4，标 高 8.4m	混凝土梁截面尺寸 (mmxmm)	350×1000
新浇混凝土梁计算跨度 (m)	9.5		

二、荷载组合

侧压力计算依据规范	《建筑施工模板安 全 技 术 规 范 》 JGJ162-2008	混凝土重力密度 $\gamma_c(\text{kN/m}^3)$	24
结构重要性系数 γ_0	1	可变荷载调整系数 γ_L	0.9

新浇混凝土初凝时间 t_0 (h)	4		
外加剂影响修正系数 β_1	1	混凝土坍落度影响修正系数 β_2	1
混凝土浇筑速度 V (m/h)	2		
梁下挂侧模，侧压力计算位置距梁顶面高度 $H_{下挂}$ (m)	1		
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 G_{4k} (kN/m ²)	梁下挂侧模 G4k	$\min\{0.22\gamma_ct_0\beta_1\beta_2v^{1/2}, \gamma_cH\}=\min\{0.22\times24\times4\times1\times1\times2^{1/2}, 24\times1\}=\min\{29.868, 24\}=24\text{kN/m}^2$	
振捣混凝土时对垂直面模板荷载标准值 Q_{2k} (kN/m ²)	4		

下挂部分：承载力极限状态设计值 $S_{承} = \gamma_0(1.3 \times G_{4k} + \gamma_L \times 1.5Q_{2k}) = 1 \times (1.3 \times 24 + 0.9 \times 1.5 \times 4) = 36.6 \text{ kN/m}^2$

下挂部分：正常使用极限状态设计值 $S_{正} = G_{4k} = 24 \text{ kN/m}^2$

三、支撑体系设计

小梁布置方式	竖向布置	小梁间距	200
主梁合并根数	2	主梁最大悬挑长度 (mm)	250
对拉螺栓水平向间距 (mm)	600	结构表面的要求	结构表面外露

	梁左侧	梁右侧
楼板厚度 (mm)	120	120
梁下挂侧模高度 (mm)	880	880

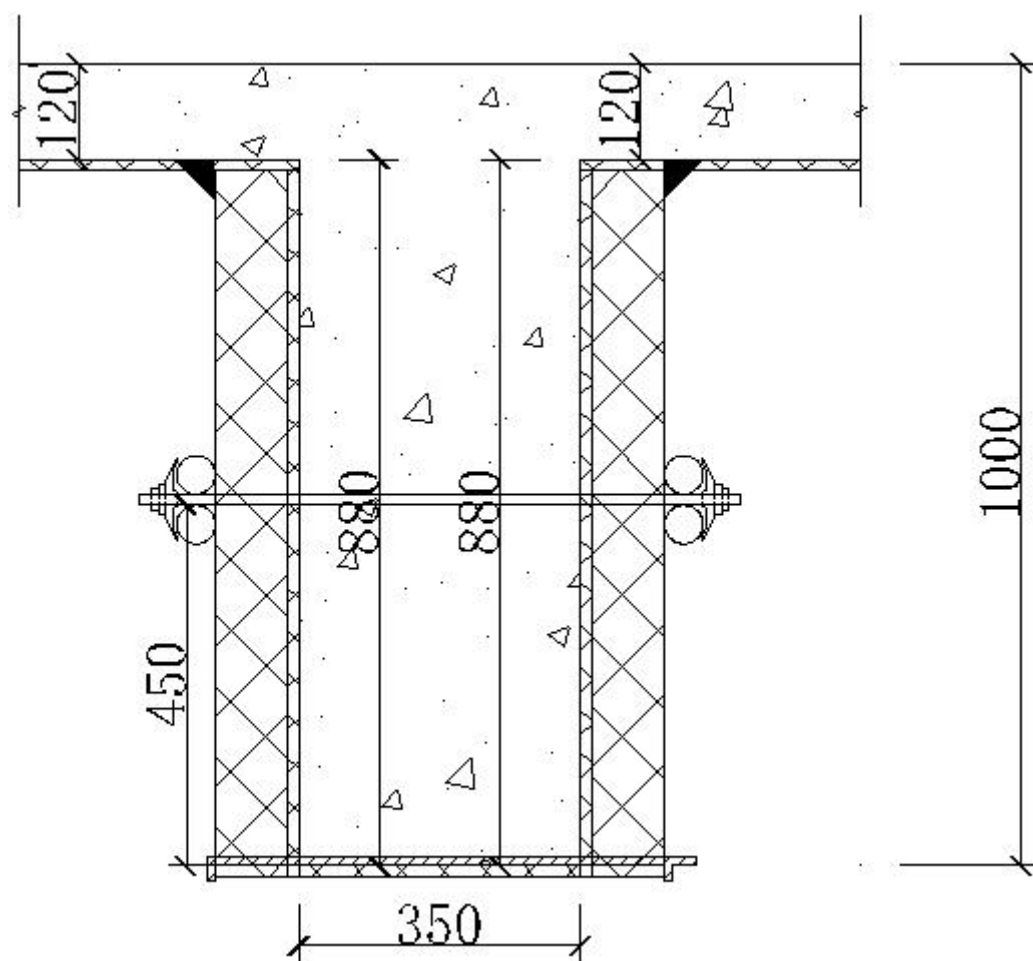
左侧支撑表：

第 i 道支撑	距梁底距离 (mm)	支撑形式
1	0	固定支撑
2	450	对拉螺栓
3	880	固定支撑

右侧支撑表：

第 i 道支撑	距梁底距离 (mm)	支撑形式
1	0	固定支撑
2	450	对拉螺栓
3	880	固定支撑

设计简图如下：



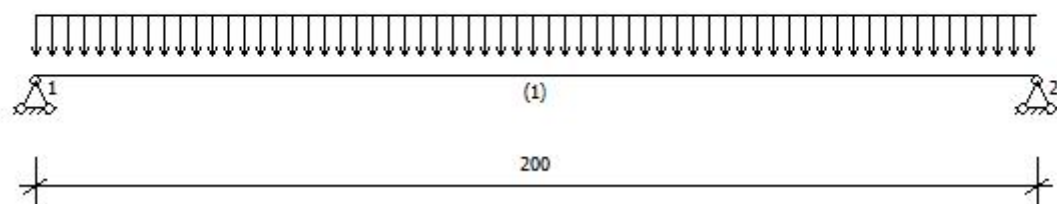
模板设计剖面图

四、面板验算

模板类型	覆面木胶合板	模板厚度(mm)	14
模板抗弯强度设计值 $[f]$ (N/mm ²)	15	模板抗剪强度设计值 $[\tau]$ (N/mm ²)	1.5
模板弹性模量 E (N/mm ²)	6000		

1、下挂侧模

梁截面宽度取单位长度， $b = 1000\text{mm}$ 。 $W = bh^2/6 = 1000 \times 14^2/6 = 32666.667\text{mm}^3$ ， $I = bh^3/12 = 1000 \times 14^3/12 = 228666.667\text{mm}^4$ 。计算简图如下：



2、抗弯验算

$$q_1 = bS_{\text{承}} = 1 \times 36.6 = 36.6 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = 0.125q_1l^2 = 0.125 \times 36.6 \times 0.2^2 = 0.183 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\text{max}}/W = 0.183 \times 10^6 / 32666.667 = 5.602 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算

$$q = bS_{\text{正}} = 1 \times 24 = 24 \text{ kN/m}$$

$$v_{\text{max}} = 5 \times 24 \times 200^4 / (384 \times 6000 \times 228666.667) = 0.364 \text{ mm} \leq 200/400 = 0.5 \text{ mm}$$

满足要求！

4、支座反力验算

承载能力极限状态

$$R_{\text{下挂}} = q_1l = 36.6 \times 0.2 = 7.32 \text{ kN}$$

正常使用极限状态

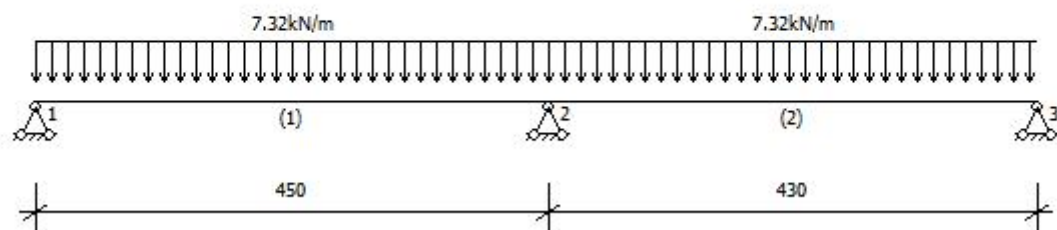
$$R'_{\text{下挂}} = ql = 24 \times 0.2 = 4.8 \text{ kN}$$

五、小梁验算

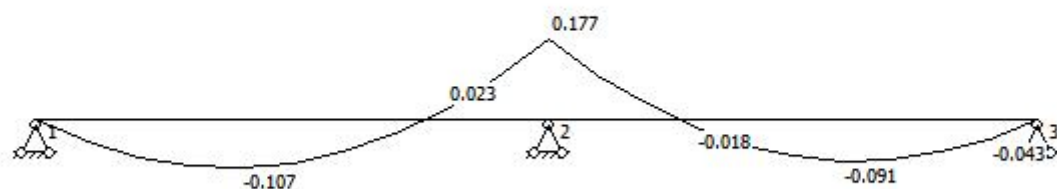
小梁类型	方木	小梁截面类型 (mm)	40×90
小梁弹性模量 $E (\text{N/mm}^2)$	9350	小梁抗剪强度设计值 $[\tau] (\text{N/mm}^2)$	1.782
小梁截面抵抗矩 $W (\text{cm}^3)$	54	小梁抗弯强度设计值 $[f] (\text{N/mm}^2)$	15.444
小梁截面惯性矩 $I (\text{cm}^4)$	243		

1、下挂侧模

计算简图如下：



2、抗弯验算



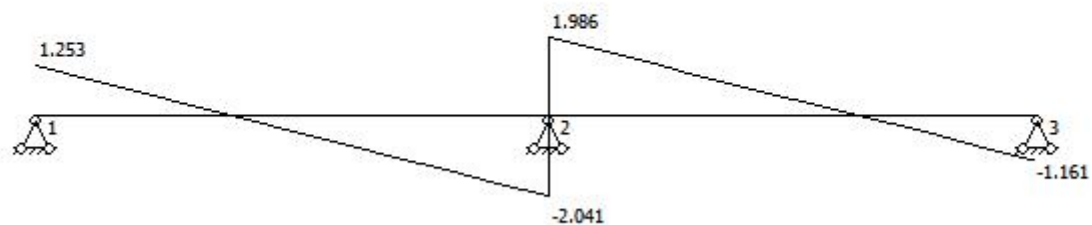
小梁弯矩图 (kN · m)

$$q=7.32\text{kN/m}$$

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.177 \times 10^6 / 54000 = 3.286\text{N/mm}^2 \leq [f] = 15.444\text{N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算

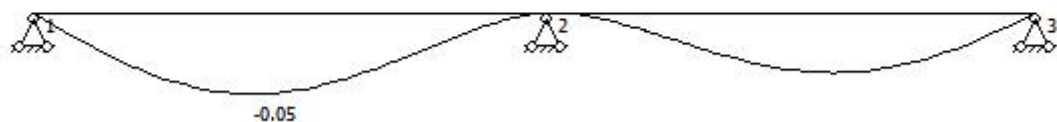


小梁剪力图 (kN)

$$\tau_{\max} = 3 V_{\max} / (2bh) = 3 \times 2.041 \times 1000 / (2 \times 90 \times 40) = 0.851\text{N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.782\text{N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算



小梁变形图(mm)

$$q=4.8\text{kN/m}$$

$$v_{\max}=0.05\text{mm}\leq 450/400=1.125\text{mm}$$

满足要求!

5、主梁所受支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_{\text{下挂}\max}=4.028\text{kN}$$

正常使用极限状态

$$R'_{\text{下挂}\max}=2.641\text{kN}$$

六、主梁验算

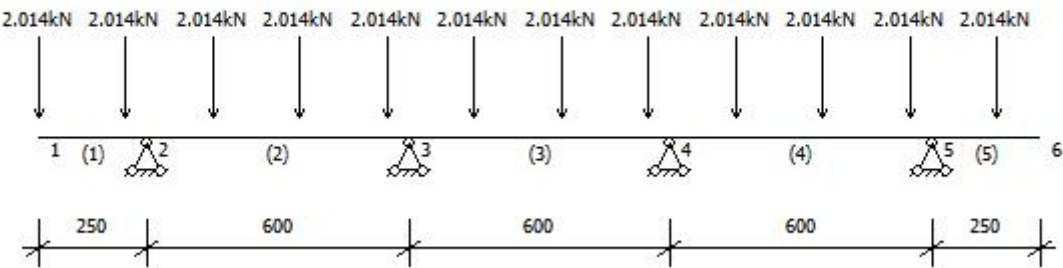
主梁验算方式	三等跨连续梁	主梁最大悬挑长度(mm)	250
主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	$\Phi 48\times 3.5$
主梁计算截面类型(mm)	$\Phi 48\times 3$	主梁合并根数	2
主梁弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	206000	主梁抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	205
主梁抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	120	主梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78
主梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49	主梁受力不均匀系数	0.5

因主梁 2 根合并，验算时主梁受力不均匀系数为 0.5。

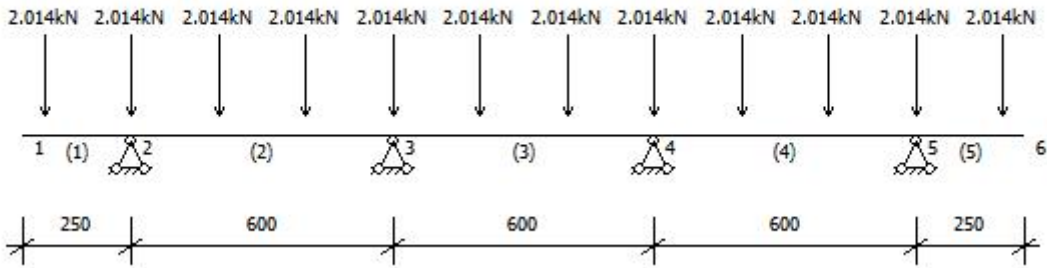
$$\text{承载能力状态: } F=\max[R_{\text{下挂}\max}]\times 0.5=\text{Max}[4.028]\times 0.5=2.014\text{kN}$$

$$\text{正常使用状态: } F'=\max[R'_{\text{下挂}\max}]\times 0.5=\text{Max}[2.641]\times 0.5=1.321\text{kN}$$

计算简图如下:

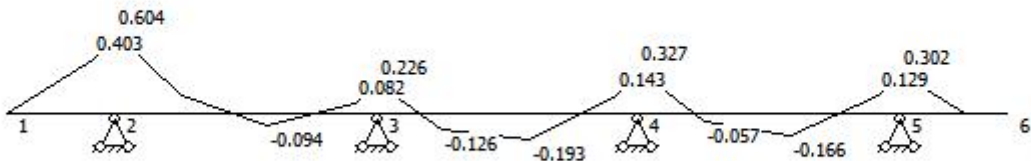


主梁计算简图一



主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)

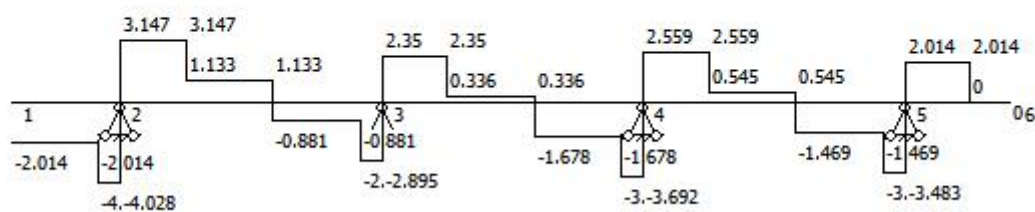


主梁弯矩图二 (kN·m)

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.604 \times 10^6 / 4490 = 134.566 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图一 (kN)



主梁剪力图二 (kN)

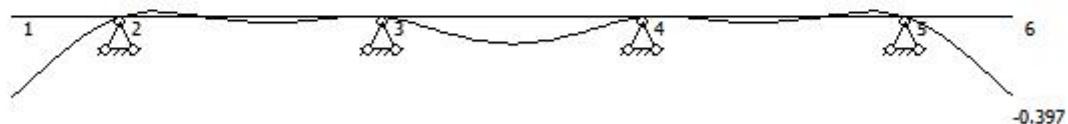
$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 4.028 \times 1000 / 424 = 19 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图一 (mm)



主梁变形图二 (mm)

跨中 $v_{\max} = 0.139 \text{ mm} \leq [\nu] = 600/400 = 1.5 \text{ mm}$

悬挑段 $v_{\max} = 0.713 \text{ mm} \leq [\nu] = 2 \times 250/400 = 1.25 \text{ mm}$

满足要求!

4、最大支座反力计算

$$R_{\max} = \text{Max}[7.175, 6.311]/0.5 = 7.175/0.5 = 14.35 \text{ kN}$$

七、对拉螺栓验算

对拉螺栓类型	M14	轴向拉力设计值 N_t^b (kN)	17.8
--------	-----	----------------------	------

取有对拉螺栓部位的侧模主梁最大支座反力，可知对拉螺栓受力 $N = 0.95 \times 14.35 = 13.633 \text{ kN} \leq N_t^b = 17.8 \text{ kN}$

满足要求!

八、相关图纸