

普通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
第一节、基本信息	1
第二节、模板工程信息	1
第三节、支模工程要点分析及总体规划	4
第二章、编制依据	4
第三章、施工计划	5
第一节、施工进度计划	5
第二节、材料与设备计划	5
第四章、施工工艺技术	9
第一节、轮扣式支撑系统参数表	9
第二节、工艺流程	14
第三节、施工方法	14
第四节、验收标准与措施	18
第五章、施工安全保证措施	23
第一节、组织保障	23
第二节、技术措施	24
第三节、应急救援预案	26
第四节、监测措施	32
第六章、劳动力计划	34
第一节、人员配置	34
第二节、组织框架图	34
第三节、劳动力配置	35
第四节、岗位及部门职责	35
第七章、计算书	37
第一节 250MM 厚板模板计算书	37
第二节 200MM 厚板模板计算书	53

第三节 120MM 厚板模板计算书	69
第四节 250×500MM 梁模板计算书	84
第五节 250×600MM 梁模板计算书	100
第六节 300X550 边梁模板计算书	122
第七节 250×700MM 梁侧模板计算书	138
第八节 400×600MM 柱模板计算书	143
第九节 500MM 厚剪力墙模板计算书	152
第八章、模板架体节点图	159

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)

普通模板支撑体系专项施工方案

第一章、工程概况

第一节、基本信息

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)	建设单位	玉林溢丰环保科技有限公司
工程地点	广西玉林市福绵区樟木镇节能环保产业园	设计单位	广州市创景市政工程设计有限公司
施工单位	东莞市中泰建安工程有限公司	监理单位	东莞市昊宇工程建设监理有限公司

第二节、模板工程信息

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，总建筑面积 3441.64 m²。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，设计使用年限 50 年。

本工程模板支撑方案仅针对玉林(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)模板搭设高度小于 8m 区域的模板支撑体系进行编制，依据《建筑施工承插型轮扣式钢管脚手架安全技术规程》（T/CCIAT 0003—2019）等现行规范标准编制，方案采用承插型轮扣式钢管脚手架支撑体系，重点对搭设参数、构造措施及施工工艺进行规范化设计。现根据“承插型轮扣式钢管脚手架安全技术规程”等资料编制模板支撑方案。（模板搭设高度大于等于 8m 区域的模板支撑体系详见本项目高大模板方案）具体如下：

项目名称	平面位置	空间位置	标高 m	高度 m	板厚 mm	面积 m ²	梁规格	备注
------	------	------	------	------	-------	-------------------	-----	----

轮扣式支模区域一	送水泵房	基础面至一层楼板面	-0.74 +0.3	最大 2.84	150	约 146	250x400 250x500 300*500 300x600	包括水池渠、走道板、楼梯
	送水泵房	一层楼板面至 4.100m 标高结构梁	+4.1	最大 3.8	无	无	250x500	
轮扣式支模区域二	清水池 B~D 交 1~8	基础面至水池顶板	+3.7 +3.873	最大 6.675	200	约 1109	250x600 250x700	
轮扣式支模区域三	V 型滤池	基础面至水池顶板	+4.05 +5.7 +6.2 +6.3	最大 6.3	120 250	约 693	300x550 250x500	
轮扣式支模区域四	网格絮凝池及斜管沉淀池	基础面至水池顶板	+3.88 +5.3 +6.15 +6.4	最大 6.4	120 200 250	约 796	200x400 250x450 250x500 400x450	
项目名称	平面位置	空间位置	标高 m	高度 m	板厚 mm	面积 m²	梁规格	备注
轮扣式支模区域一	送水泵房	基础面至一层楼板面	-0.74 +0.3	最大 2.84	150	约 146	250x400 250x500 300*500 300x600	包括水池渠、走道板、楼梯

	送水泵房	一层楼板面至 4.100m 标高结构梁	+4.1	最大 3.8	无	无	250x500
轮扣式支模区域二	清水池 B~D 交 1~8	基础面至水池顶板	+3.7 +3.873	最大 6.675	200	约 1109	300x600 250x600 250x700 300x700
轮扣式支模区域三	V 型滤池	基础面至水池顶板	+4.05 +5.7 +6.2 +6.3	最大 6.3	120 250	约 693	300x550 250x500
轮扣式支模区域四	网格絮凝池及斜管沉淀池	基础面至水池顶板	+3.88 +5.3 +6.15 +6.4	最大 6.4	120 200 250	约 796	200x400 250x450 250x500 400x450

根据规范 T/CCIAT0003-2019 中内容,承插型轮扣式钢管架体模板支架支撑高度(H)不大于 3m 且楼板厚度(D)不大于 200mm 且梁截面面积(SL)不大于 0.2 m²时,可采用无剪刀撑框架式支撑结构;

如超出此规定,应采用有剪刀撑框架式支撑结构:

1) 竖向剪刀撑:架体高度超过 3m 时,模板支架外侧周圈应连续布置竖向剪刀撑;模板支架中间应在纵向、横向分别连续布置竖向剪刀撑,竖向剪刀撑间隔不应大于 6 跨,且宽度不大于 6m,每个剪刀撑的跨数不应超过 6 跨,且宽度不大于 6m;

2) 水平剪刀撑:架体高度超过 5m 应设水平剪刀撑,并应符合下列规定:顶步必须连续设置水平剪刀撑,底步应连续设置水平剪刀撑;水平剪刀撑的间隔层数不应大于 6 步且宽度不大于 6m,每个剪刀撑的跨数不应超过 6 跨且宽度不大于 6m。

计算参数选择如下:

楼板计算厚度为 250mm,支模高度为 4.05m;楼板计算厚度为 200mm,支模高度为 6.675m;

梁计算最大尺寸为 $250 \times 700\text{mm}$ ，支模高度为 6.675m ；另选梁计算尺寸为 $250 \times 600\text{mm}$ 进行计算；边梁计算尺寸为 $300 \times 550\text{mm}$ 进行计算，支模高度为 6.3m ；梁侧模板计算尺寸为 $300 \times 700\text{mm}$ ，支模高度为 6.675m ；选取柱尺寸为 $400 \times 600\text{mm}$ 进行计算，支模高度为 3.8m ；选取剪力墙厚为 500mm 进行计算，支模高度为 8m 。

梁侧模：梁高 600mm 及以下采用固定支撑；梁高 600mm – 1000mm 设一道穿梁螺栓，梁高大于 1000mm 设二道穿梁螺栓。

对于梁截面面积小于等于 0.15 m^2 的梁立杆纵横计算间距为 900×900 ，水平杆的计算步距为 1200 ；梁截面面积大于 0.15 m^2 小于 0.3 m^2 的梁立杆纵横计算间距为 900×900 ，水平杆的计算步距为 1200 。

实际搭设过程中，立杆纵横间距应 $\leq 900 \times 900 / 600 \times 900 / 450 \times 900$ ，梁底水平杆步距为 1200 ，板底水平杆设置两道，步距分别为 1200 ；部分区域搭设困难的步距可设置为 1800 。

顶层水平杆至模板支撑点的高度不应大于 650mm ，丝杆外露长度不应大于 300mm 。可调底座丝杆外露长度不宜大于 250mm ，最底层水平杆离地高度不应大于 550mm 。

本工程的支模立杆均支承在楼板上，楼板以下保留原支撑体系作回顶。

第三节、支模工程要点分析及总体规划

根据上节模板工程信息，对于支模工程，以下分别进行分析处理：

本方案使用承插型轮扣式钢管脚手架支撑体系，考虑到该工程施工过程的一些实际情况，本方案如与现场施工有不同步时，现场施工应按本方案进行，为与现场相配合，在保证质量、安全的前提下可适当调整本方案，但调整的支架的纵横距、步距不得大于本方案，所用的构件材料不可改变，数量截面也不可以少于本方案。

第二章、编制依据

- 1、相关法律、法规、规范性文件、标准、规范及图纸（国标图集）、施工组织设计等；
- 2、工程项目施工图：包括与支模模板相关的楼层梁板结构图、建筑剖面图等；
- 3、《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT 0003—2019
- 4、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》（JGJ 130-2021）；
- 5、《建筑结构荷载规范》（GB50009-2012）；
- 6、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204-2015；
- 7、《木结构设计规范》（GB50005-2017）中华人民共和国建设部发布；
- 8、《钢结构设计标准》（GB50017-2017）中华人民共和国建设部发布；

- 9、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204-2015；
- 10、《建筑施工计算手册》（江正荣著）中国建筑工业出版社；
- 11、《建筑施工手册第五版》中国建筑工业出版社；
- 12、《建筑安全检查标准》（JGJ59-2019）中华人民共和国建设部发布；
- 13、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008，中华人民共和国住房和城乡建设部发布；
- 14、《危险性较大分部分项工程安全管理规定》住建部令第 37 号；
- 15、支模立杆地基参考《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB50202-2018；
- 16、计算采用品茗安全计算软件。

第三章、施工计划

施工进度计划、材料与设备计划等

第一节、施工进度计划

模板工程计划总工期 207 个日历天。

第二节、材料与设备计划

由于本工程支模体系需要大量的人力、物力等物质要素才能形成生产力。故在施工前根据工程设计图纸核算所需的钢筋、钢管、木楞、安全网、钢丝绳等物质数量，及时向材料部门提出计划准备，具体数量由现场施工时统筹安排。作为模板工程其主要的材料为轮扣式钢管脚手架材料、钢管、方木、模板等，其质量应满足要求。

1、承插轮扣式钢管脚手架要求

1.1 轮扣式脚手架用钢管应采用符合现行国家标准《直缝电焊钢管》(GB/T 13793-2016) 或《低压流体输送用焊接钢管》（GB/T 3091-2015）中的 Q235B 级普通钢管，其材质性能应符合现行国家标准《碳素结构钢》（GB/T 700-2006）的规定。

1.2 承插型轮扣式支撑架用立杆规格为 $\Phi 48 \times 3.1\text{mm}$ ，钢管壁厚不得小于 3.1mm（允许偏差 $\pm 0.1\text{mm}$ ），最小实测壁厚 $\geq 3.0\text{mm}$ ；水平杆规格为 $\Phi 48 \times 3.0\text{mm}$ ，钢管壁厚不得小于 2.7mm（允许偏差 $\pm 10\%\text{mm}$ ），最小实测壁厚 $\geq 2.7\text{mm}$ ；钢管外径允许偏差 $\pm 0.5\text{mm}$ 。

1.3 可调托撑、可调底座采用实心螺杆时，其材质应符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T700 中 Q235B 级钢的规定；当采用空心螺杆时，其材质应符合现行国家标准《结构用无缝钢管》GB/T8162 中 20 号无缝钢管的规定。

1.4 立杆轮扣盘宜采用钢板冲压整体成型，其钢板应符合现行国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T1591 中 Q345 级钢的要求；轮扣盘也可采用铸钢制造，其机械性能应符合

现行国家标准《一般工程用铸造碳钢件》GB/T11352 中 ZG270-500 的规定。轮扣盘的厚度不得小于 10mm, 宽度最窄处不得小于 10mm。严禁利用废旧锈蚀钢板改制。

1.5 立杆连接套管规格不应小于 $\phi 57\text{mm} \times 3.2\text{mm}$, 宜采用无缝钢管。采用无缝钢管的套管, 其材质性能应符合现行国家标准《结构用无缝钢管》GB/T8162 中 20 号无缝钢管的规定; 采用铸钢的套管, 其材料性能应符合现行国家标准《一般工程用铸造碳钢件》GB/T11352 中 ZC270-500 的规定。立杆连接套管长度不应小于 160mm, 可插入长度不应小于 110mm。套管内径与立杆钢管外径间隙应小于 2mm。

1.6 在轮扣节点上同时安装 1—4 个横杆, 轮扣均应能与横杆连接牢固。

1.7 构配件外观质量要求:

- (1) 钢管应无裂纹、凹陷、锈蚀, 不得采用接长钢管;
- (2) 铸造件表面应光整, 不得有砂眼、缩孔、裂纹、浇冒口残余等缺陷, 表面粘砂应清除干净。
- (3) 冲压件不得有毛刺、裂纹、氧化皮等缺陷;
- (4) 各焊缝应饱满, 焊药清除干净, 不得有未焊透、夹砂、咬肉、裂纹等缺陷;
- (5) 构配件防锈漆涂层均匀、牢固。
- (6) 主要构、配件上的生产厂标识应清晰。

1.8 可调底座及可调托撑丝杆与螺母捏合长度不得少于 5 扣, 可调托撑伸出顶层水平杆的悬臂长度(h)严禁超过 650mm; 可调托撑螺杆伸出立杆顶端长度不应超过 300mm, 插入立杆的长度不应小于 200mm。

1.9 轮扣节点由焊接于立杆的轮扣盘、水平杆的端插头和插销组成。立杆每隔 0.6 米焊接一只轮扣盘、横杆上两端各焊接一只横插头, 连接时把横杆端头的横插头、插入轮扣盘相应的孔内, 由于设计上的特点, 只要用铁锤敲击横插头即可锁紧, 横杆上加荷载时, 锁紧更可靠。每支轮扣盘上可同时插接四支横杆, 四支横杆互为 90 度。

2、承插型轮扣式钢管脚手架特点

承插型轮扣式脚手架以高效拆装、高承载力、稳定可靠和低维护需求为核心优势, 在建筑施工领域形成显著竞争力。其通过创新的自锁连接设计与模块化构件配置, 突破传统钢管脚手架的技术瓶颈, 尤其适用于对施工效率与安全性要求较高的工程场景。相比传统扣件式脚手架, 本产品采用敲击式横管插头完成搭设, 立杆端部配备直接对接套筒, 顶托螺帽采用多口径阶梯设计, 可适配 $\phi 48.3\text{mm}$ 、 $\phi 48\text{mm}$ 、 $\phi 46\text{mm}$ 三种主流钢管规格。这种设计使单人单日搭设效率提升至 400 平方米, 较传统方式提高 3-5 倍。同时, 通过自锁连

接机制实现荷载越大锁紧力越强，有效减少人为操作误差，整体承载能力提升 30% 以上，单立杆轴向承载力可达 35kN。

其优点如下：

2.1 通过轮扣节点整合连接功能，替代传统扣件式脚手架的直角扣件、对接扣件等零散部件。轮扣盘与立杆焊接形成三件合一结构，横杆接头与横杆焊接形成二件合一结构，从根本上改变多组件拼接模式，省去规范中复杂的驳接程序与搭接要求。这种设计不仅实现“一扣即牢”的快速安装，更通过定型标准化杜绝作业人员不规范操作，显著提升施工安全性。

2.2 采用轮扣盘替代杆件连接构件、直插式接长套筒替代对接扣件、横杆接头替代直角扣件，构配件数量减少 60%以上。立杆与横杆通过承插式节点刚性连接，节点转动刚度较传统扣件式提升 300%，有效降低坍塌风险。同时，无零散配件的设计彻底解决传统脚手架构配件易丢失、门式架易变形的痛点。

2.3 人力成本显著降低，3-4 人即可完成安装作业，人力投入仅为传统扣件式的 50%。其模块化搭设流程简单易学，工人通过标准化培训即可快速掌握，大幅减少技术交底时间与管理成本。

2.4 由于组件少，无散件搭配，便于搬运和管理，克服了钢管脚手架构件易散易失的缺陷。克服了门式架搬运容易变形的缺陷。

2.5 由于立杆定型长度有多种规格，驳接长短不一，从而满足规范要求，加强架体的整体稳定性。

2.6 便于材料存放，容易做到整齐划一，存放和保管占地面积小，大大减少用户对产品存放空间头痛之苦，给文明施工创造了有利条件。

2.7 轮扣直插式钢管脚手架不存在扣件抗滑力计算，不存在扣件螺栓的扭力矩的测定。大大提高了脚手架的整体强度和搭设速度。

2.8 轮扣直插式钢管脚手架配套产品还有挂钩式定型上人楼梯、挂钩式定型脚手板，定型脚手板为一跨一板，不存在跨度内加设小横杆或纵向水平杆的要求，也免去了原来绑扎脚手板的麻烦，使脚手架施工做到了规范化、定型化、标准化。

2.9 轮扣直插式钢管脚手架兼容性强，用途广泛，适用于高层建筑、普通楼房的外排栅搭设、室内模板支撑、立交桥、桥梁、隧道的模板支撑、室内外装修工程的桥架、材料堆放货架等。

2.10 轮扣直插式钢管脚手架不存在杆件探头，使表面平面化，美观大方。

3、施工要点

3.1 前期做好支撑体系的放线定位，使支撑体系横平竖直，以保证后期剪刀撑和整体连杆的设置，确保其整体稳定性和抗倾覆性；

3.2 轮扣式脚手架安装基础必须要夯实平整并采取混凝土硬化措施；

3.3 轮扣式脚手架宜使用同一标高的梁板底板的标高范围。

4、模板、方木

模板材料全部选用优质模板，拟采用 14mm 厚胶合板，规格 0.915m×1.83m。模板使用前均涂刷脱模剂，以延长使用寿命。木方采用 40mm×90mm 木方。斜楼板采用两条 $\phi 48$ 钢管做大楞，其余木方均做小龙骨。抗剪强度设计值为 1.78 N/mm^2 ，弹性模量为 9350 N/mm^2 ，截面抵抗矩为 85.33 cm^3 ，小梁截面惯性矩为 341.33 cm^4 。

5、双扣件

模板支架梁板立杆共用做法，梁侧采用双扣件受力，在扭矩达到 $40 \sim 65 \text{ N} \cdot \text{m}$ 且无质量缺陷的情况下，双扣件共同作用时允许抗滑移承载力为 12kN，考虑扣件使用一段时间后，抗滑移承载力会降低，计算允许双扣件抗滑移承载力为 10.8kN。

6、主要机具设备

拟投入的机械备一览表

序号	设备名称	规格	单位	数量
1	锤子	重量 1KG	个	25
2	木工圆盘锯	MJ—106	台	3
3	单扳手	开口宽 22—24mm	把	10
4	活动扳手	最大开口宽 65 mm	把	10
5	手提电锯	M-651A	把	3
6	手电钻	钻头直径 10~20 mm	个	5
7	钢丝钳	长 150、175 mm	把	5
8	墨斗、粉丝带		个	5
9	水准仪	DZS3-1/AL332	台	1
10	水平尺	长 450、500 mm	个	3

11	钢卷尺	5M/30M	把	25
12	工程测量尺	2M	把	3
13	平刨	MB-503	台	3
14	砂轮切割机	配套	台	3
15	拧紧力矩检测扳手	配套	把	15

其余大型设备由施工现场临时配备，不列入本表。

第四章、施工工艺技术

技术参数、工艺流程、施工方法、检查验收等。

第一节、轮扣式支撑系统参数表

1、板支模参数表一

项目做法	楼板	计算参数
支模搭设高度 (m)	<4.05m	4.05m
楼板浇筑厚度 (mm)	250mm	250mm
立杆横向间距或排距 (m)	0.9m	0.9m
立杆纵距 (m)	0.9m	0.9m
水平拉杆步距 (m)	1.2m	1.2m
扫地杆	550mm	550mm
木楞下方支撑钢管	顶托+双钢管 (48*3.0)	顶托+双钢管 (48*3.0)
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)	<0.65m	0.55m

2、板支模参数表二

项目做法	楼板	计算参数
支模搭设高度 (m)	<6.675m	6.675m
楼板浇筑厚度 (mm)	200mm	200mm
立杆横向间距或排距 (m)	0.9m	0.9m
立杆纵距 (m)	0.9m	0.9m
水平拉杆步距 (m)	1.2m	1.2m
扫地杆	550mm	550mm
木楞下方支撑钢管	顶托+双钢管 (48*3.0)	顶托+双钢管 (48*3.0)
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)	<0.65m	0.55m

3、板支模参数表三

项目做法	楼板	计算参数
支模搭设高度 (m)	<6.3m	6.3m
楼板浇筑厚度 (mm)	120mm	120mm
立杆横向间距或排距 (m)	0.9m	0.9m
立杆纵距 (m)	0.9m	0.9m
水平拉杆步距 (m)	1.8m	1.8m
扫地杆	550mm	550mm

木楞下方支撑钢管	顶托+双钢管 (48*3.0)	顶托+双钢管 (48*3.0)
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)	<0.65m	0.65m

4、梁支模参数表一

项目做法		梁截面面积大于等于 0.125m ² 梁的做法	计算参数 250*500
1. 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)	<6.3m	6.3m
	增加梁底承重立杆根数	0	0
	梁底立杆沿梁跨度方向纵距 (m)	0.9m	0.9m
	板底立杆横向间距或排距 (m)	0.9m	0.9m
	梁两侧立杆间距 (m)	0.9m	0.9m
	脚手架步距 (m)	1.2m	1.2m
	梁底大楞下方支撑钢管	双钢管 (48*3.0)	双钢管 (48*3.0)
	连接方式	扣件	扣件
2. 梁底模板参数	面板厚度 (mm)	14	14
	梁底模板支撑的间距 (mm)	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 200mm	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 200mm

5、梁支模参数表二

项目做法		梁截面面积大于 0.125m ² 小于等于 0.2m ² 梁的做法	计算参数 250*600
1. 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)	<6.675m	6.675m
	增加梁底承重立杆根数	1	1
	梁底立杆沿梁跨度 方向纵距 (m)	0.9m	0.9m
	板底立杆横向间距 或排距 (m)	0.9m	0.9m
	梁两侧立杆间距 (m)	0.9m	0.9m
	脚手架步距 (m)	1.2m	1.2m
	梁底大楞下方支撑钢管	双钢管 (48*3.0)	双钢管 (48*3.0)
	连接方式	可调顶托	可调顶托
2. 梁 底 模 板 参 数	面板厚度 (mm)	14	14
	梁底模板支撑的间距 (mm)	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 200mm	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 200mm

6、边梁支模参数表

项目做法		梁截面面积小于 0.2m ² 边梁 的做法	计算参数 300*550
1. 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)	<6.3m	6.3m
	增加梁底承重立杆根数	0	0
	梁底立杆沿梁跨度 方向纵距 (m)	0.9m	0.9m
	板底立杆横向间距	0.9m	0.9m

	或排距 (m)		
	梁两侧立杆间距 (m)	0.6m	0.6m
	脚手架步距 (m)	1.8m	1.8m
	梁底大楞下方支撑钢管	双钢管 (48*3.0)	双钢管 (48*3.0)
	连接方式	可调顶托	可调顶托
2. 梁底模板参数	面板厚度 (mm)	14	14
	梁底模板支撑的间距(mm)	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 200mm	木方宽度 40mm 高度 80mm 间距 200mm

7、支模梁侧模参数表

项目	梁高小于等于 700 梁	计算参数 250X700
主楞道数	1 道	1 道
主楞间距(mm)	<500	500
小梁间距 (mm)	250	250
穿梁螺栓道数	0 道	0 道
主楞龙骨材料	钢管 (48*3.0)	钢管 (48*3.0)
次楞龙骨材料	40×90 木方	40×90 木方

8、柱模板做法表

项目	做法
M14 对拉螺栓	柱截面小于 600，中部不设螺杆
	600≤柱截面≤1000，中部设 1 道螺杆

9、剪力墙模板参数表

项目	做法
主梁 (双钢管)	主梁竖向间距 500 mm

小梁（钢管）	跨度方向间距 200 mm
M14 对拉螺栓	跨度方向间距 600 mm

第二节、工艺流程

支撑系统安装流程：

准备工作→定位放线、确定立杆位置→放置通长垫座→搭设承插型轮扣式脚手架→安装板底次龙骨→安装模板→底模预检、起拱控制→绑扎梁钢筋并经验收合格→全面检查安装质量验收→浇筑混凝土→养护。

承插型轮扣式钢管脚手架的搭设顺序：安放立杆底座→立杆、安放扫地杆→安装底层（第一步）横杆→接头收紧→安装上层立杆→紧立杆连接销→安装横杆→安装最后一层立杆→紧立杆连接销→安装最后一层横杆→安装可调顶托。

第三节、施工方法

1、承插型轮扣式脚手架一般构造

- （1）采用的轮扣式脚手架钢管规格应为 $\Phi 48\text{mm} \times 3.1\text{mm}$ ；
- （2）离地面 300mm 做第一道纵、横向横杆作为扫地杆，往上的步距为 1200。搭设应按立杆、横杆、斜杆的顺序逐层搭设，扫地杆直线度应 $\leq L/200$ ；横杆间水平度应 $\leq L/400$ 。
- （3）模板下方应放置次楞和主楞，次楞和主楞应按受弯杆件设计计算，支架立杆上端应采用 U 形托撑，支撑应在主楞底部。
- （4）确保立杆的垂直偏差和横杆的水平偏差小于规范的要求，整个高度 $< 8\text{m}$ 的立杆垂直度控制在 10mm 以内；
- （5）模板及其支撑体系应具有足够的强度、刚度、稳定性，支模架（模板支柱和斜撑下）的支撑面应平整压实，并有足够的承压面积。
- （6）模板工程在施工后还应检查预埋、预留孔洞，以确保预埋、预留孔洞的位置、尺寸、数量须准确无误。
- （7）地基支座的设计要满足承载力的要求。
- （8）相邻两立杆的对接接头在同步内宜错开。

2、轮扣式脚手架一般构造

本工程支模模板采用承插型轮扣式脚手架做支撑体系，轮扣式脚手架间距为固定模数，因此部分区域需采用扣件式脚手架与轮扣式脚手架进行拉结，如柱边等位置，以下对增加扣件式脚手架进行一般构造说明。

支模模板构造按 JGJ162-2008 的 6.2.4 要求进行施工。

(1) 模板支架的构造要求:

- 1) 立杆之间必须按步距满设双向水平杆, 确保两方向足够的设计刚度;
- 2) 梁和楼板荷载相差较大时, 应采用不同的立杆间距, 但只宜在一个方向变距、而另一个方向不变。

(2) 立杆的设计:

- 1) 当立杆支承在地面时, 地面必须做好分层回填夯实, 并浇捣好 C15 地骨 100 厚; 当立杆支承在楼面上的, 该楼层以下相应位置保留原支模体系作回顶。
- 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, 则采用下小上大的变步距设置, 但变化不要过多;
- 5) 支撑架步距以 0.6-1.8m 为宜, 不应超过 1.8m。

(3) 整体性构造层的设计:

- 1) 水平加强层应以每 3-6 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, 高支撑架的顶部和底部(扫地杆的设置层)必须设水平加强层。

3) 水平拉杆的杆需加长时, 必须采用搭设长度不得小于 1000mm, 用三个扣件进行扣紧;

(4) 顶部支撑点的设计:

- 1) 顶部支撑点位于顶层横杆时, 应靠近立杆, 且不应大于 200mm;

(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《扣件架规范》的要求, 各立杆整个高度 $\geq 8\text{m}$ 的垂直度控制在 15mm 以内, 整个高度 $< 8\text{m}$ 的立杆垂直度控制在 10mm 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 40~65N.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 1 米, 旋转扣件不少于 2 个, 端部扣件盖板的边缘至杆端距离不少于 100 毫米。

(6) 施工使用的要求:

1) 精心设计混凝土浇筑方案, 确保模板支架施工过程中均衡受载, 应采用由中部向两边扩展的浇筑方式;

2) 严格控制实际施工荷载不超过设计荷载, 钢筋等材料不能在支架上方堆放; 泵送砼堆放厚度不应超过 150mm。

3) 浇筑过程中, 派人检查支架和支承情况, 发现下沉、松动和变形情况及时解决。

3、支模的验收程序

项目部安排专门施工管理人员对支撑体系进行全程监督、检查、整改、支撑体系搭设完毕后, 项目部内部按现行规范、规程和相关规定、方案进行内部检查。发现问题立即进行内部整改, 按 ISO 标准的“PDCA”循环进行封闭。然后报建设(监理)单位进行验收, 验收工作同样必须进行封闭。

4、混凝土浇筑方法及采用的施工设备

(1) 混凝土浇筑施工设备

1) 混凝土浇筑的施工设备有混凝土泵、搅拌机、运输车、串筒、振动器等机具设备。

2) 考虑实际情况, 应有备用的搅拌机和振动器、备用泵等。所用的机具均应在浇筑前进行检查和试运转, 同时配有专职技工, 随时检修。浇筑前, 必须核实一次浇筑完毕或浇筑至某施工缝的工程材料, 以免停工待料。

(2) 混凝土浇筑方法

本工程采用泵送混凝土, 其浇筑应根据工程结构特点、平面形状和几何尺寸, 混凝土供应和泵送设备能力、劳动力和管理能力, 以及周围场地大小等条件, 预先划分好混凝土浇筑区域。

1) 泵送混凝土的浇筑顺序:

当采用混凝土输送管输送混凝土时, 应由远而近浇筑; 在同一区域的混凝土, 应按先竖向结构后水平结构的顺序, 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, 每层厚度不得大于 400mm。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。

2) 泵送混凝土的布料方法:

在浇筑竖向结构混凝土时, 布料设备的出口离模板内侧面不应小于 50mm, 并且不向模板内侧面直冲布料, 也不得直冲钢筋骨架; 浇筑水平结构混凝土时, 不得在同一处连续布

料，应在 2~3m 范围内水平移动布料，且宜垂于模板；混凝土浇筑分层厚度，一般为 300~500mm 时，可按 1: 6~1: 10 坡度分层浇筑，且上层混凝土应超前覆盖下层混凝土 500mm 以上。振捣泵送混凝土时，振动棒插入的间距一般为 400mm 左右，振捣时间一般为 15~30S，并且在 20~30min 后对其进行二次复振。对于有预留洞、预埋件和钢筋密集的部位，应预先制定好相应的技术措施，确保顺利布料和振捣密实。在浇筑混凝土时，应经常观察，当发现混凝土有不密实等现象，应立即采取措施。水平结构的混凝土表面，应适时用木抹子抹平搓毛两遍以上。必要时，还应先用铁滚筒压两遍以上，以防止产生收缩裂缝。另外，对泵管出口处最大堆料厚度应控制在 15cm 以内，以保证安全。

5、模板支模的拆除

(1) 现浇结构拆模时所需混凝土强度

项次	构造类型	结构跨度	按达到混凝土的强度标准值的百分率计%
1	板	≤ 2	50
		$> 2 \leq 8$	75
2	梁、拱、壳	≤ 8	75
		> 8	100
3	悬臂构件		100

(2) 拆模板，应经施工技术人员按试块强度检查，确认砼已达到拆模强度时，方可拆除。

(3) 拆模应严格遵守从上而下的原则，先拆承非承重模板，后拆除承重模板，禁止抛掷模板。

(4) 高处、复杂结构模板的拆除，应有专人指挥和切实可靠的安装措施，并在下面标出作业区，严禁非操作人员靠近，拆下的模板应集中吊运，并多点捆牢，不准向下乱扔。

(5) 工作前，应检查所有的工具是否集中，防止钉子扎脚和从空中滑落。

(6) 拆除模板采用长撬杆，严禁操作人员站在拆除的模板下。在拆除楼板模板时，要注意防止整块模板掉下，尤其是用定型模板作平台模板时，更要注意，防止模板突然全部掉下伤人。

(7) 拆除间歇时，应将已活动模板、拉杆、支撑等固定牢固，严防突然掉落，倒塌伤人。

(8) 已拆除的模板、拉杆、支撑等应及时运走或妥善堆放，严防操作人员因墙体、平台上有预留洞时，应在模板拆除后，随即在墙洞上做好安全防护，或将板的洞盖严。

(9) 拆除轮扣钢管脚手架模撑体系时应从上至下逐层拆除水平杆、斜杆及立杆。拆除过程中，凡已松开连接的杆及扣件应及时拆除运走，避免误扶或误靠已松脱连接的杆件。拆下的杆及配件应以安全的方式向下传递，严禁向下抛掷。

第四节、验收标准与措施

1、进场模板质量标准

模板要求：

(1) 技术性能必须符合相关质量标准（通过收存、检查进场木胶合板出厂合格证和检测报告来检验）。

(2) 外观质量检查标准（通过观察检验）

任意部位不得有腐朽、霉斑、鼓泡。不得有板边缺损、起毛。每平方米单板脱胶不大于 0.001m^2 。每平方米污染面积不大于 0.005m^2 。

(3) 规格尺寸标准

厚度检测方法：用钢卷尺在距板边 20mm 处，长短边分别测 3 点、1 点，取 8 点平均值各测点与平均值差为偏差。长、宽检测方法：用钢卷尺在距板边 100mm 处分别测量每张板长、宽各 2 点，取平均值。对角线差检测方法：用钢卷尺测量两对角线之差。翘曲度检测方法：用钢直尺量对角线长度，并用楔形塞尺（或钢卷尺）量钢直尺与板面间最大弦高，后者与前者的比值为翘曲度。

2、模板安装质量要求

必须符合《混凝土结构工程施工及验收规范》（GB 50204-2015）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 件）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办法：

项次	项目		国家规范标准允许偏差 (mm)	检查办法
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	预留空洞	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	拉线、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; 钢模板如发生变形时, 及时修整。

(8) 窗洞口模板

在窗台模板下口中间留置 2 个排气孔, 以防混凝土浇筑时产生窝气, 造成混凝土浇筑不密实。

(9) 清扫口的留置

楼梯模板清扫口留在平台梁下口, 清扫口 50×100 洞, 以使用空压机清扫模内的杂物, 清理干净后, 用木胶合板背订木方固定。

- (10) 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。

(11) 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。

- (12) 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。

- (13) 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。

3、其他注意事项

在模板工程施工过程中, 严格按照模板工程质量控制程序施工, 另外对于一些质量通病制定预防措施, 防患于未然, 以保证模板工程的施工质量。严格执行交底制度, 操作前必须有单项的施工方案和给施工队伍的书面形式的技术交底。

- (1) 胶合板选统一规格, 面板平整光洁、防水性能好的。
- (2) 进场木方先压刨平直统一尺寸, 并码放整齐, 木方下口要垫平。
- (3) 模板配板后四边弹线刨平, 以保证墙体、柱子、楼板阳角顺直。

(4) 墙模板安装基层找平, 并粘贴海绵条, 模板下端与事先做好的定位基准靠紧, 以保证模板位置正确和防止模板底部漏浆, 在外墙继续安装模板前, 要设置模板支撑垫带, 并校正其平直。

(5) 墙模板的对拉螺栓孔平直相对, 穿插螺栓不得斜拉硬顶。内墙穿墙螺栓套硬塑料管, 塑料管长度比墙厚少 2~3mm。

(6) 门窗洞口模板制作尺寸要求准确, 校正阳角方正后加固, 固定, 对角用木条拉上以防止变形。

(7) 支柱所设的水平撑与剪刀撑, 按构造与整体稳定性布置。

4、脱模剂及模板堆放、维修

(1) 木胶合板选择水性脱模剂, 在安装前将脱膜剂刷上, 防止过早刷上后被雨水冲洗掉。钢模板用油性脱模剂, 机油:柴油=2:8。

(2) 模板贮存时, 其上要有遮蔽, 其下垫有垫木。垫木间距要适当, 避免模板变形或损伤。

(3) 装卸模板时轻装轻卸, 严禁抛掷, 并防止碰撞, 损坏模板。周转模板分类清理、堆放。

(4) 拆下的模板, 如发现翘曲, 变形, 及时进行修理。破损的板面及时进行修补。

5、承插型轮扣式架体验收及质量要求

(1) 进入现场的轮扣架构配件应具备以下证明资料:

- 1) 主要构配件应有产品标识及产品质量合格证
- 2) 供应商应配套提供管材、零件、铸件、冲压件等材质、产品性能检验报告。

(2) 构配件进场质量检查的重点:

1) 钢管管壁厚度; 焊接质量; 外观质量; 可调底座和可调托撑丝杆直径、与螺母配合间隙及材质。

(3) 脚手架搭设质量应按阶段进行检验:

- 1) 首段以高度为 6m 进行第一阶段(搭底阶段)的检查与验收;
- 2) 架体应随施工进度定期进行检查; 达到设计高度后进行全面的检查与验收;
- 3) 遇 6 级以上大风、大雨、大雪后特殊情况的检查;
- 4) 停工超过一个月恢复使用前。

(4) 对整体脚手架应重点检查以下内容:

- 1) 保证架体几何不变性的斜杆、连墙件、十字撑等设置是否完善;

- 2) 基础是否有不均匀沉降,立杆底座与基础面的接触有无松动或悬空情况;
- 3) 立杆上轮扣是否可靠锁紧;
- 4) 立杆连接销是否安装、斜杆扣接点是否符合要求、扣件拧紧程度;
- (5) 搭设高度在20m以下(含20m)的脚手架,应由项目负责人组织技术、安全及监理人员进行验收;对于高度超过20m脚手架超高、超重、大跨度的模板支撑架,应由其上级安全生产主管部门负责人组织架体设计及监理等人员进行检查验收。
- (6) 脚手架验收时,应具备下列技术文件
 - 1) 施工组织设计及变更文件;
 - 2) 高度超过20m的脚手架的专项施工设计方案;
 - 3) 周转使用的脚手架构配件使用前的复验合格记录;
 - 4) 搭设的施工记录和质量检查记录;

第五章、施工安全保证措施

组织保障、技术措施、应急预案、监测监控等。

第一节、组织保障

- 1、组织施工技术人员在施工前认真学习技术规范、标准、操作规程、工艺流程、施工方案和专项交底措施。使管理人员熟悉图纸,了解设计意图,核对建筑和结构及土建与设备安装专业图纸之间的尺寸是否一致。
- 2、编制本模板施工方案,由方案设计师对技术员或施工员进行交底,技术员或施工员对施工班组进行技术交底。
- 3、对施工人员进行安全和技术培训,加强班组的技术素质。
- 4、脚手架搭设过程中,由安全员负责安全管理,由技术负责人技术指导,施工员进行指挥。施工时应按专项方案施工,不得擅自更改;
- 5、脚手架工程的搭设人员必须是经过按现行国家标准《特种作业人员安全技术考核管理规则》(GB5036)考核合格的专业架子工,上岗人员应定期体检,合格者方可持证上岗。凡患有高血压,心脏病者不得上脚手架操作,进场时检查每一个架子工有无登高架设特种作业上岗证;
- 6、搭拆前应有书面安全技术交底,书面交底须履行签字手续;
- 7、架体使用前必须经过验收(可分段)合格后挂牌使用,并有验收签字手续;拆除时严格按安全技术操作规程要求进行;
- 8、承重支架搭设、验收、拆除必须按有关规定,搭设质量必须由质量检查部门验收。质

检部门应配力距扳手一付；

9、加强对钢管、扣件的管理、检测、维修保养，并落实到人。

10、施工现场带电线路如无可靠的安全措施，一律不准通过支撑系统的脚手架，非电工不准擅自拉接电线和电器装置。

11、在支撑系统上进行电、气焊作业时，必须有防火措施和专人看守。

12、搭拆支撑系统时，地面应设围栏和警戒标志，并派专人看守，严禁非操作人员入内；

第二节、技术措施

1、进场钢管、扣件、模板、方木、止水螺杆、对拉螺杆等均应有产品合格证书和检验报告；

2、严禁在支撑系统上堆放钢管，木材及施工多余的物件等。作业层上的施工荷载应符合设计要求，不得将模板支架、缆风绳、泵送混凝土和砂浆的输送管等固定在脚手架上，严禁区悬挂起重设备。以防止超载；

3、脚手片必须满铺三步(包括操作层)，绑扎牢固，脚手片铺设交接处要平整、牢固，无空头跳板。

4、建立钢管、扣件的专用堆放场地，钢管、扣件按品种、规格分类堆放，堆放场地不得积水；

5、当有六级及六级以上大风和雾、雨、雪天气，应停止脚手架的搭设与拆除作业。

6、在支撑系统使用期间，严禁拆除下列杆件：

(1) 主节点处的纵、横向水平杆；

(2) 连墙件；

(3) 交叉支撑、水平架；

(4) 架固杆件，如剪刀撑、水平加固杆件、扫地杆、封口杆等；

7、临边搭设支撑系统时，应首先完成外脚手架的施工，外侧应有防止坠物伤人的防护措施；

8、工地临时用电线路的架设及脚手架接地、避雷措施等，应按现行行业标准《建设工程施工现场供用电安全规范》JGJ46—2016 的有关规定执行；

9、使用完毕的脚手架架料和构件、零件要及时回收，分类整理，分类存放。堆放地点要场志平坦，排水良好，下设支垫。钢管、角钢、钢桁架和其他钢构件最好放在室内，如果放在露天，应用毡、席架盖。扣件、螺栓及其他小零件，应用木箱、钢筋笼或麻袋、草包等容器分类贮存，放在室内。

- 10、弯曲的钢管杆件要调直，损坏的构件要修复，损坏的扣件、零件要更换。
- 11、做好钢铁件的防锈和木制件的防腐处理。钢管外壁在湿度较大地区（相对湿度大于75%），应每年涂刷防锈漆一次；其他地区可两年涂刷一次。涂刷时涂层不宜过厚。经彻底除锈后，涂一度红丹即可。钢管内壁可根据地区情况，每隔2~4年涂刷一次，每次涂刷遍。角钢、桁架和其他铁件可每年涂刷一次。扣件要涂油，螺栓宜镀锌防锈，使用3~5年保护层剥落后应再次镀锌。没有镀锌条件时，应在每次使用后用煤油洗涤并涂机油防锈。
- 12、进架垫木与天轮梁、地轮架等应配套专用，木制作应做好防腐处理，钢制件应涂红丹及防锈涂料。
- 13、搬运长钢管、长角钢时，应采取措施防止弯曲。拆架应拆成单片装运，装卸时不得抛丢，防止损坏。
- 14、脚用加使用的扣件、螺栓、螺母、垫板等小配件极易丢失。在安装脚手架时，多余的小配件应及时收回存放，在拆卸脚手架时，散落在地面上小配件要及时收捡起来。
- 15、健全制度，加强管理，减少损耗和提高效益是脚手架管理的中心环节。
- 16、由架子工班（组）管理，采用谁使用、谁维护、谁管理的原则，并建立积极的奖罚制度、做到确保施工需要，用毕及时归库、及时清理和及时维修保养，减少丢失和损耗。
- 17、由材料部门集中管理，实行租赁制。施工队根据施工的需要向公司材料部门租赁脚手架材料，实行按天计费和损坏赔偿制度。
- 18、预防坍塌事故的安全技术措施
 - （1）严格按方案要求对边墙杆于钢筋固定点的检查，保持整个支撑系统的稳定性；
 - （2）严格按方案要求对剪刀撑（包括水平与纵向剪刀撑）与临边钢丝绳的连接质量的检查；
 - （3）施工过程中专人看护支撑系统，如发现有立杆变形、位移等异常现象，必须及时报告项目部。等采取必要措施排除险情后方能继续施工；
 - （4）剪刀撑的构造应符合《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008的有关要求；
 - （5）扣件拧紧扭力矩不应小于40N·m，且不应大于65N·m。垂直误差不得大于规范误差的70%。
- 19、预防高空坠落事故安全技术措施
 - （1）架子工作业要正确使用个人劳动防护用品。必须戴好安全帽，佩戴安全带，衣着要灵便，穿软底防滑鞋，不得穿塑料底鞋、皮鞋、拖鞋和硬底或带钉易滑的鞋；
 - （2）作业时要思想集中，团结协作，互相呼应，统一指挥。不准用抛扔方法上下传递工

具、零件等。禁止打闹和玩笑。休息时应下架子，在地面休息，严禁酒后上班；

(3) 高空作业所用材料要堆放平稳，工具应随手放入工具袋内。上下传递物件禁止抛扔；

(4) 遇有恶劣天气（如风力在六级以上、大雾、暴雨等）影响施工安全时，禁止进行露天高空作业；

(5) 安装整块柱模板时，不得将柱子钢筋代替临时支撑；

(6) 吊装模板时，必须在模板就位并连接牢固后，方可脱钩，并严格遵守吊装机械使用安全有关规定；

(7) 拆除模板时有专人指挥和切实可靠的安全措施，并在下面标出作业区，严禁非操作人员进入作业区内。操作人员佩戴好安全带，禁止站在模板的横杆上操作，拆下的模板集中吊运，并多点困牢，不准向下乱扔。拆模间歇时，将活动的模板、立杆、支撑等固定牢固，严防突然掉落、倒塌伤人；

(8) 拆模起吊前，复查拆墙螺栓是否拆净，再确定无遗漏且模板与墙完全脱离方可吊起；

(9) 为防止高空坠物，本层拆模时，在本层及下一层外架内立杆上铺设钢丝网；

(10) 未尽事宜的严格按照国家现行规范、规程和相关规定执行。

20、混凝土输送管、布料杆及塔架拉结缆风绳不得固定在脚手架上。

21、脚手架使用期间，严禁擅自拆除架体结构杆件，如需拆除必须报请技术主管同意，确定补救措施后放可实施。

22、严禁在脚手架基础及邻近处进行挖掘作业。

23、脚手架应与架空输电线路保持安全距离，工地临时用电线路架设及脚手架接地防雷措施等应按现行行业标准《建设工程施工现场供用电安全规范》JGJ46—2016 的有关规定执行。

24、使用后的脚手架构配件应清除表面粘结的灰渣，校正杆件变形，表面作防锈处理后待用。

第三节、应急救援预案

1. 概况

(1) 针对本模板工程的实际情况，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；

(2) 项目经理对应急救援工作全面负责。

2. 生产安全事故应急救援组织机构

(1) 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，应急救援领导小组组成如下：

组 长：彭余萌 13539037637

组 员：肖冰玉、莫龙 孙斌斌 黄达懿 滕繁深 林建飞 陈富贤

(2) 项目经理部各班组建立各班组应急救援小组，并抽调人员参加项目应急救援小组的应急救援演习。

(3) 相关联系方式：

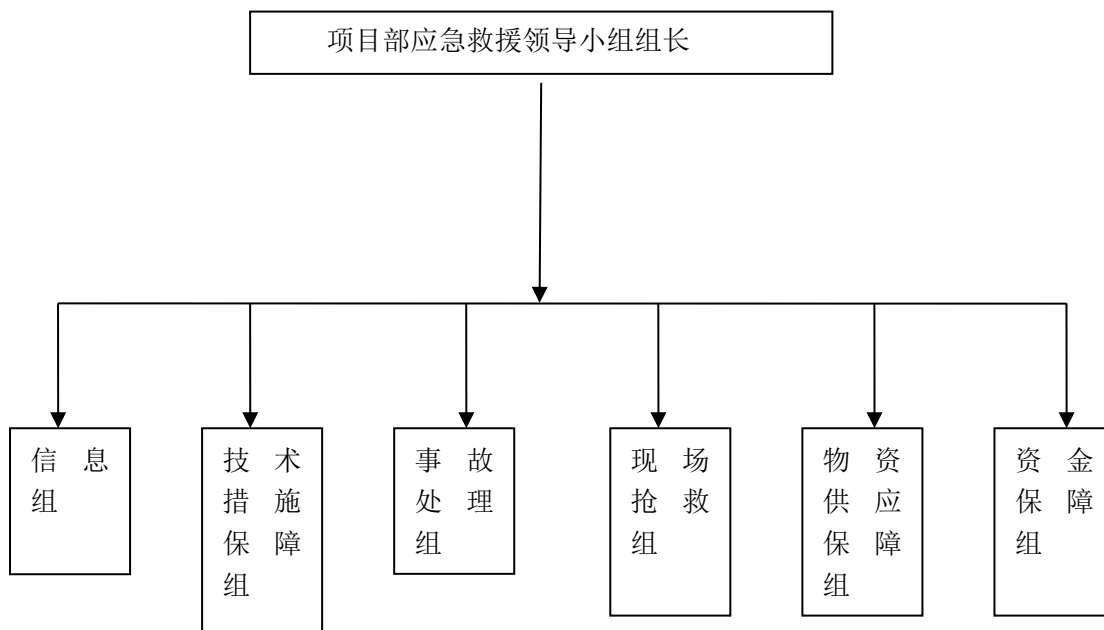
项目经理电话：彭余萌 13539037637

玉林市公安局：110

玉林市中医医院：120

联系地址：玉林市玉州区玉城街道人民东路 805 号

3. 应急救援组织架构图



4. 应急响应

(1) 重大事故发生后，项目部应立即启动应急救援预案，事故现场主要负责人或现场人员应当积极采取有效的抢救措施，进行全方位的抢救和应急处理；项目部的主要负责人在抢险救援和事故调查处理期间不得擅自离职守；同时向公司领导报告，公司领导根据实际情况在法定时间内，向负有安全生产监督管理职责的政府部门报告；

(2) 采取有效措施，积极组织抢救，防止事故蔓延扩大；

(3) 保护事故现场，如需要移动物体的，应在现场作好记号；

(4) 通讯电话：如发生火灾，立即采取现场灭火器材进行扑灭，如火势不能控制，立即拨打（火警）119 报警，如发生人员伤亡、中毒、传染性疾病等事故，现场应积极采取必要的医疗救护措施，并立即拨打 120 急救请求电话救助。任何人不得隐瞒、缓报、谎报或者授意他人隐瞒、缓报、谎报安全事故；

(5) 项目部确定重大事故未能有效控制时，应当立即向公司提出启动上一级的重大事故应急救援预案的建议；启动公司的重大事故应急救援预案及申请启动上级预案，必须由公司经理批准，公司应急预案领导小组立即组织实施；

(6) 项目不应急预案启动后，项目经理部各部门各专业班组应当根据预案规定的职责要求，服从项目经理部安全生产应急救援领导小组统一指挥，立即到达规定岗位，采取有关控制措施；

(7) 应急救援领导小组及应急抢救人员分工如下：

1) 指挥组：组长、副组长负责组织指挥各方面力量处理重大事故，统一指挥对重大事故现场的应急救援，控制事故蔓延和扩大；

2) 现场抢救组：组长、组员及各班组长负责对重大事故应急抢险、抢救处理，协助地方有关部门对事故原因进行调查，并会同公司总工一起提出事故技术措施并分析事故原因，保护好事故现场，防止事故进一步扩大，负责事故现场整改措施的落实，对抢险工作人员安排、救援指导或督察。必要时，应对现场人员进行疏散或者隔离，并可以依法对事故区域实行封闭；

3) 技术措施保障组：组长、组员在接受项目部抢险救援指令后，应及时提供抢险救援技术措施、方案，确保措施及时、合理、有效；

4) 物资供应保障组：组长、组员有权紧急调集人员、储备的物资、教统工具以及相关设施、设备，全力配合救援小组的物资供应。做到信息准确，物资供应充足；

5) 资金保障组：组长为事故建立和准备应急救援专项资金，同时积极配合物资供应组的资金保障；

6) 信息组：组长、组员及班组长建立重大事故信息上报、通告制度，保持本项目应急救援体系的有效性，积极响应外部机构的应急救援；

7) 事故处理组：组长、组员根据重大事故应急处理的需要，依法妥善处理事故的后续人员安定或安抚工作，对事件的处理要公正合理、合法。

5. 针对性措施和应急措施

(1) 坍塌事故的预防与应急:

1) 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坍塌事故。

2) 当然如果不幸发生坍塌事故后, 应立即报告分公司和公司主管领导和生产安全科(部)。因塌方造成人身事故后, 应同时采取两个方面的措施, 一方面立即扒挖, 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土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。

(2) 高处坠落事故预防与应急:

1) 预防

①以预防坠落事故为目标, 对于恐怕发生坠落事故等特定危险施工的同时, 在施工前, 制订防范措施, 并应在日常安全检查中加以确认。

②凡身体不适合从事高处作业的人员, 不得从事高处作业。从事高处作业的人员按规定进行体检和定期体检。

③严禁穿硬塑料底等易滑鞋、高跟鞋进入施工现场。

④作业人员严禁互相打闹, 以免失足发生坠落事故。

⑤不得攀爬脚手架。

⑥进行悬空作业是, 应有牢靠的立足点并正确系挂安全带。

⑦建筑物临边、基坑周边等, 必须设置 1.2m 高且能承受任何方向的 100N 外力的临时护栏, 护栏围密目式(200 目)的安全网。

⑧边长大于 250mm 的预留洞口, 采用贯穿于混泥土板内的钢筋构成防护网, 面用木板盖板加砂浆封固, 边长大于 1500mm 的洞口, 四周设置防护栏杆并围密目式(2000 目)安全网, 洞口下挂安全平网。

⑨各种架子达好后, 项目经理必须组织架子工和使用的班组共同检查验收, 验收合格后, 方准上架操作。使用时, 特别是台风暴雨后, 要检查架子是否稳固, 发现问题及时加固, 确保使用安全。

⑩施工使用的临时梯子要牢固, 踏步 300—400mm, 与地面角度成 60—70 度, 梯脚要有防滑措施, 顶端捆扎牢固或设专人扶梯。

2) 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，下肢与腱侧下肢缚在一起。

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：

a) 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。

b) 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。

c) 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）触电事故的预防与应急

1) 预防工作，主要必须明确在脚手架上禁止拉电缆电源线，这是主要的预防措施。

2) 有人触电时, 抢救者首先要立刻断开近处电源(拉闸、拔插头), 如触电距开关太远, 用电工绝缘钳或干燥木柄铁锹、斧子等切断电线断开电源, 或用绝缘物如木板、木棍等不导电材料拉开触电者或者挑开电线, 使之脱离电源, 切忌直接用手或金属材料及潮湿物件直接去拉电线和触电的人, 以防止解救的人再次触电。

3) 触电人脱离电源后, 如果触电人神志清醒, 但有些心慌、四肢麻木、全身无力; 或者触电人在触电过程中曾一度昏迷, 但已清醒过来, 应使触电人安静休息, 不要走动, 严密观察, 必要时送医院诊治。

4) 触电人已失去知觉, 但心脏还在跳动, 还有呼吸, 应使触电人在空气清新的地方舒适、安静地平躺, 解开妨碍呼吸的衣扣、腰带, 若天气寒冷要注意保持体温, 并迅速请医生(或打 120)到现场诊治。如果触电人已失去知觉、呼吸停止, 但心脏还在跳动, 尽快把他仰面放平进行人工呼吸。

5) 如果触电人呼吸和心脏跳动完全停止, 应立即进行人工呼吸和心脏胸外按压急救。

(4) 物体打击的预防与应急

1) 防护物体打击事故的防护措施

①加强对员工的安全知识教育, 提高安全意识和技能。

②凡现场人员必须正确佩戴符合标准要求的安全帽。

③经常进行安全检查, 对于凡有可能造成落物或对人员形成打击威胁的部位, 必须进行日巡查, 保证其安全可靠。

④施工现场严禁抛掷作业(其中包括脚手架拆除、施工临时设施拆除及垃圾废料清理)。

⑤作业前项目负责人必须根据现场情况进行安全技术交底, 使作业人员明确安全生产状态及要点, 避免事故发生。

⑥作业前安全管理人员及操作手必须对设备进行检查和空载运行, 在确定无故障情况时方能进行作业。

2) 物体打击事故应急求援措施

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。

(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。A、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。B、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。C、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。D、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低限度。

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。

第四节、监测措施

1、采用经纬仪、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Φ12

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：

(1) 电子经纬仪 (DT202C) 一台

(2) 精密水准仪一台

(3) 全站仪一台 (RST-232)

(4) 自动安平水准仪二台

(5) 红外线水准仪一台

(6) 激光垂准仪二台 (DZJ2)

(7) 对讲机 3 台

5、仪器的说明：

(1) 全站仪 (RST-232) 的精度误差 $\pm 2''$ ，最大允许误差 $\pm 20''$ ；

(2) 自动安平水准仪精度千米往返 $\pm 3\text{mm}$ ；

(3) 电子经纬仪 (DT202C) 的精度误差 $\pm 2''$

(4) 激光垂准仪 (DZJ2)：精度误差 1/40000。

6、观测点的设置：

设置支模模板沉降位移监测点。

7、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：

①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；

②连接扣件是否松动；

③架体是否有不均匀沉降、垂直度偏差；

④施工过程中是否有超载现象；

⑤安全防护措施是否符合规范要求；

⑥支架与杆件是否有变形现象；

(3) 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。

- (4) 本工程立杆水平监测预警值为 8mm，立杆垂直偏差在 10mm 以内；
- (5) 本工程立杆沉降监测预警值为 8mm，允许沉降 10mm 以内；
- (6) 当监测数据超过预警值时必须立即停止浇筑砼，疏散人员，并及时行加固整理。

第六章、劳动力计划

专职安全生产管理人员、特种作业人员等。

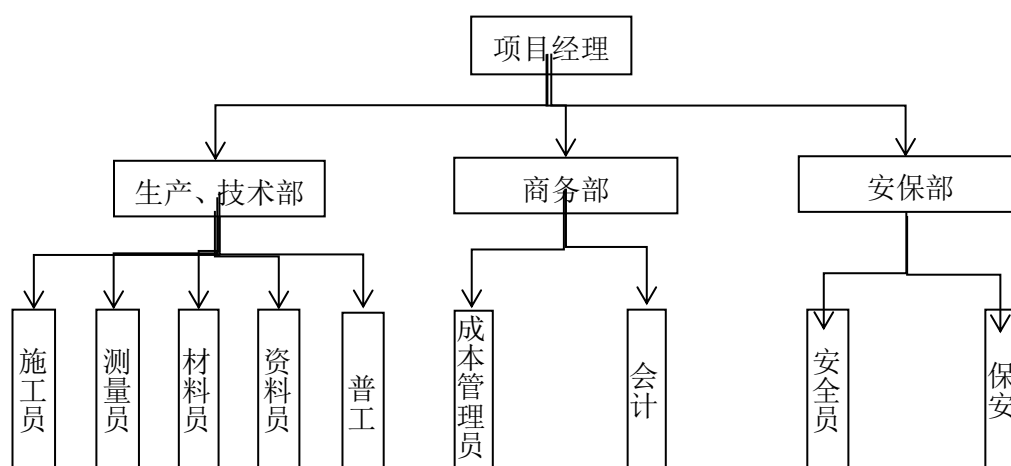
第一节、人员配置

为完成本工程，本公司对本工程设立项目部，管理人员配置。

项目部人员配置一览表

序号	职务	人员	联系电话	备注
1	项目经理	彭余萌	13539037637	
2	施工员	孙斌斌	18036601839	
3	资料员	林建飞	13790341952	
4	材料员	滕繁深	13977165304	
5	安全员	莫龙	13751400863	
6	质检员	彭善海	13592796498	

第二节、组织框架图



注：1. 商务部由成本管理员、会计组成，办公地点在我司总部，协助管理。

第三节、劳动力配置

模板工程劳动力配置一览表

工作劳动力配置					
准备工作	模板加工	模板安装	模板维护	模板拆除	模板清理
10	10	25	6	25	10

第四节、岗位及部门职责

本工程按专业进行分工负责，在项目经理的领导下，现场所有人员分工合作，互相促进，共同完成工程的各项任务。具体分工如下：

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、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、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管理方针、程序文件有关内容。

4、安全员和质检员

(1) 具体负责项目现场有关质量、安全的管理工作。

(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。

(7) 负责计量管理的具体工作。

(8) 负责现场材料进货检验和过程检验的监控。

(9) 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。

(10) 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》。

（11）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》。

第七章、计算书

第一节 250mm 厚板模板计算书

计算依据：

- 1、《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019
- 2、《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068-2018
- 3、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）
- 4、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 5、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 6、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
- 7、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 8、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 9、《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	V 型滤池板，标高 4.05m	新浇混凝土楼板计算厚度(mm)	250
模板支架高度 H(m)	4.05	模板支架纵向长度 L(m)	23.1
模板支架横向长度 B(m)	2.6	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		0.45
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	$\omega_k=\omega_0\mu_z\mu_{st}=0.031$	
		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		
		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}		0.157		$\omega_{fk}=\omega_0\mu_z\mu_{stw}=0.088$
		整体模板支架 μ_{stw}		0.44		
		支架外侧模板 μ_s		1.3		

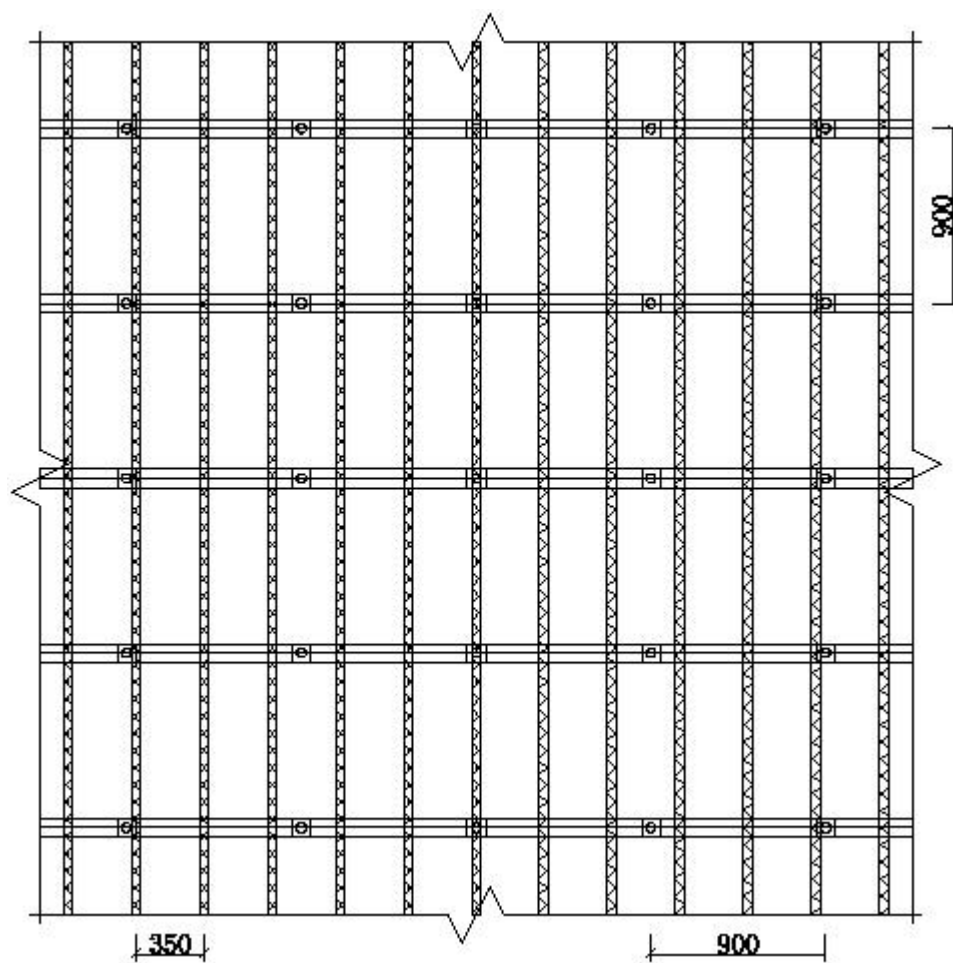
三、模板体系设计

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 $h(mm)$	1200
顶层步距 $h'(mm)$	1200	立杆伸出顶层水平杆的悬臂高度 $h_2(mm)$	550
小梁间距 $s(mm)$	350	小梁最大悬挑长度 $l_1(mm)$	150
主梁最大悬挑长度 $l_2(mm)$	100	结构表面的要求	结构表面外露
承载力设计值调整系数 γ_R	1		

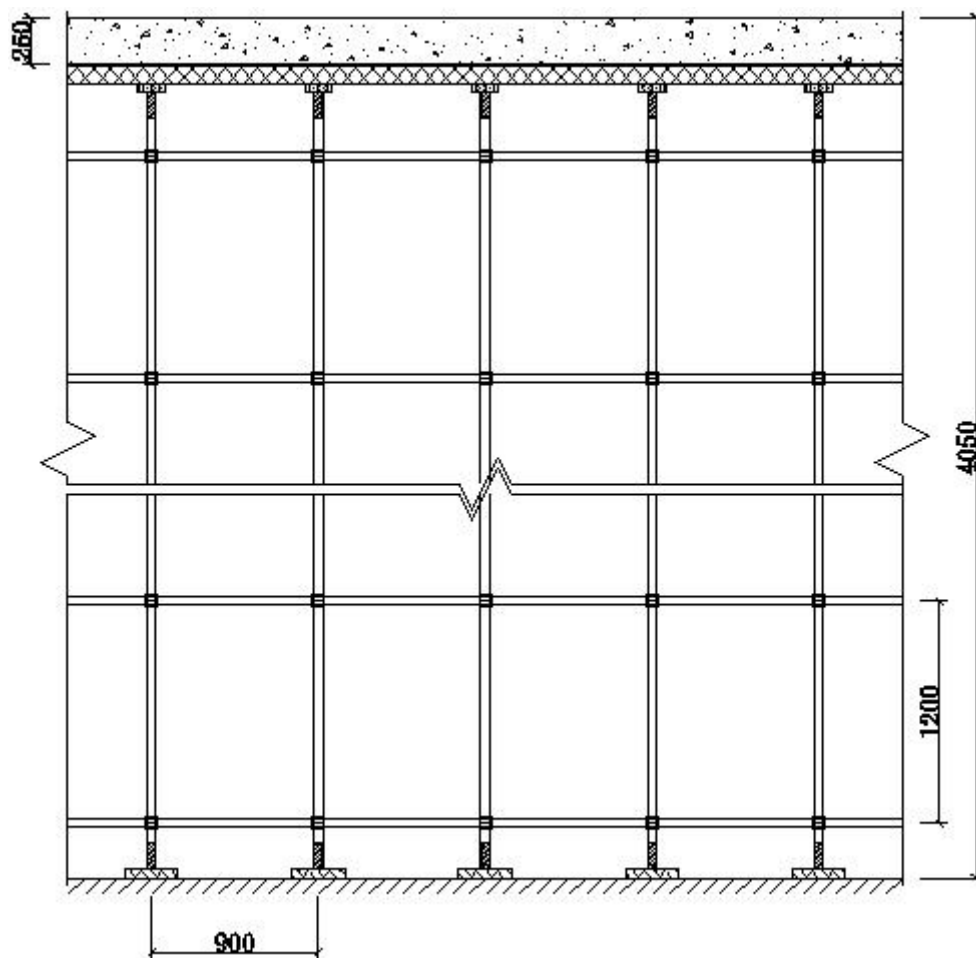
荷载系数参数表:

	正常使用极限状态	承载能力极限状态
可变荷载调整系数 γ_L	1	0.9
可变荷载的分项系数 γ_Q	1	1.5
永久荷载的分项系数 γ_G	1	1.3
结构重要性系数 γ_0	1	

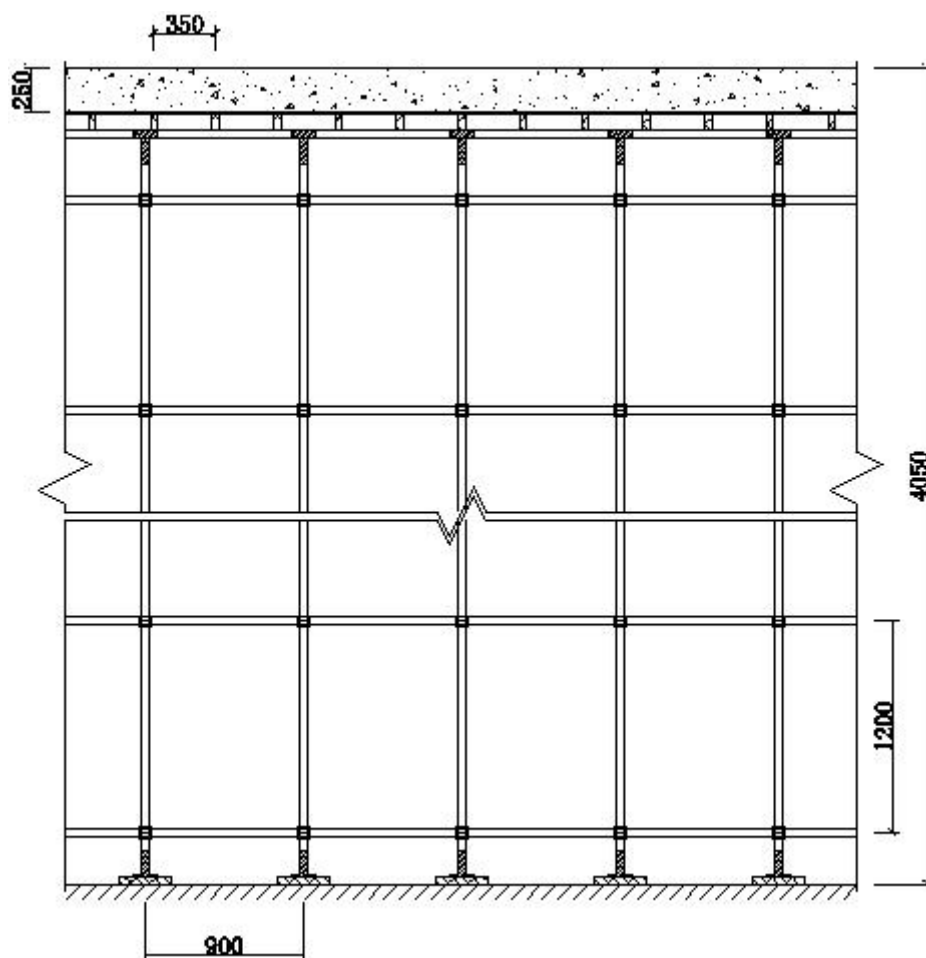
设计简图如下:



模板设计平面图



纵向剖面图



横向剖面图

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	面板计算方式	二等跨连续梁

按二等跨连续梁，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

1) 施工荷载按均布荷载考虑

面板承受的单位宽度线荷载设计值： $q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k}] \times b = 1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.1) \times 0.25) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times 1 = 11.663 \text{kN/m}$

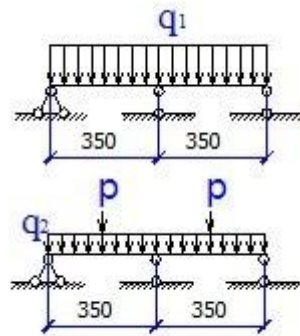
2) 施工荷载按集中力考虑

面板自重设计值： $q_2=1\times1.3\times G_{1k}\times b=1\times1.3\times0.1\times1=0.13\text{kN/m}$

根据《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 第 4.2.2 条，在计算模板面板、次楞梁时，施工荷载需要另外按集中荷载 2.5kN 进行计算：

面板承受的施工荷载设计值： $p=1\times1.5\times0.9\times Q_{1k}=1\times1.5\times0.9\times2.5=3.375\text{kN}$

计算简图如下：



2、强度验算

$$q_{1\text{静}}=\gamma_0\times[\gamma_G(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})h)]b=1\times[1.3\times(0.1+(24+1.1)\times0.25)]\times1=8.288\text{kN/m}$$

$$q_{1\text{活}}=\gamma_0\times(\gamma_Q\times\gamma_L\times Q_{1k})\times b=1\times(1.5\times0.9\times2.5)\times1=3.375\text{kN/m}$$

$$M_1=0.125q_{1\text{静}}L^2+0.125q_{1\text{活}}L^2=0.125\times8.288\times0.35^2+0.125\times3.375\times0.35^2=0.179\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_2=\max[0.07q_2L^2+0.203pL, 0.125q_2L^2+0.188pL]=\max[0.07\times0.13\times0.35^2+0.203\times3.375\times0.35, 0.125\times0.13\times0.35^2+0.188\times3.375\times0.35]=0.241\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max}=\max[M_1, M_2]=\max[0.179, 0.241]=0.241\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma=M_{\max}/W=0.241\times10^6/32666.667=7.375\text{N/mm}^2\leq[f]/\gamma_R=15/1=15\text{N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算

面板承受的单位宽度线荷载标准值： $q=(1\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+\gamma_Q\times Q_{1k})\times b=(1\times(0.1+(24+1.1)\times0.25)+1\times2.5)\times1=8.875\text{kN/m}$

$$v_{\max}=0.521q_1^4/(100EI)=0.521\times8.875\times350^4/(100\times6000\times228666.667)=0.506\text{mm}$$

$$v=0.506\text{mm}\leq[v]=L/400=350/400=0.875\text{mm}$$

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 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	15.444	小梁抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N}/\text{mm}^2)$	1.782
小梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	54	小梁弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	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

1) 施工荷载按均布荷载考虑

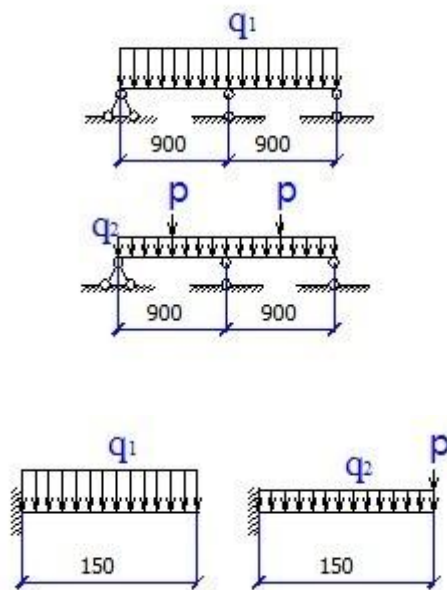
小梁承受的线荷载设计值： $q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k}] \times s = 1 \times [1.3 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.25) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times 0.35 = 4.173 \text{ kN/m}$

2) 施工荷载按集中力考虑

面板及小梁自重设计值： $q_2 = 1 \times 1.3 \times G_{1k} \times s = 1 \times 1.3 \times 0.3 \times 0.35 = 0.137 \text{ kN/m}$

小梁承受的施工荷载设计值： $p = 1 \times 1.5 \times 0.9 \times Q_{1k} = 1 \times 1.5 \times 0.9 \times 2.5 = 3.375 \text{ kN}$

计算简图如下：



2、强度验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times s = 1 \times 1.3 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.25) \times 0.35 = 2.992 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k} \times s = 1 \times 1.5 \times 0.9 \times 2.5 \times 0.35 = 1.181 \text{ kN/m}$$

$$M_1 = 0.125 q_{1\text{静}} L^2 + 0.125 q_{1\text{活}} L^2 = 0.125 \times 2.992 \times 0.9^2 + 0.125 \times 1.181 \times 0.9^2 = 0.423 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = \max[0.07 q_2 L^2 + 0.203 p L, 0.125 q_2 L^2 + 0.188 p L] = \max[0.07 \times 0.137 \times 0.9^2 + 0.203 \times 3.375 \times 0.9, 0.125 \times 0.137 \times 0.9^2 + 0.188 \times 3.375 \times 0.9] = 0.624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = \max[q_1 L_1^2/2, q_2 L_1^2/2 + p L_1] = \max[4.173 \times 0.15^2/2, 0.137 \times 0.15^2/2 + 3.375 \times 0.15] = 0.508 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max} = \max[M_1, M_2, M_3] = \max[0.423, 0.624, 0.508] = 0.624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.624 \times 10^6 / 54000 = 11.562 \text{ N/mm}^2 \leq [f]/\gamma_R = 15.444/1 = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算

$$V_1 = 0.625 q_{1\text{静}} L + 0.625 q_{1\text{活}} L = 0.625 \times 2.992 \times 0.9 + 0.625 \times 1.181 \times 0.9 = 2.347 \text{ kN}$$

$$V_2 = 0.625 q_2 L + 0.688 p = 0.625 \times 0.137 \times 0.9 + 0.688 \times 3.375 = 2.399 \text{ kN}$$

$$V_3 = \max[q_1 L_1, q_2 L_1 + p] = \max[4.173 \times 0.15, 0.137 \times 0.15 + 3.375] = 3.395 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = \max[V_1, V_2, V_3] = \max[2.347, 2.399, 3.395] = 3.395 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3 V_{\max} / (2 b h_0) = 3 \times 3.395 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 1.415 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 1.782/1 = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算

$$\text{小梁承受的线荷载标准值 } q: q = (1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + \gamma_Q \times Q_{1k}) \times s = (1 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.25) + 1 \times 2.5) \times 0.35 = 3.176 \text{ kN/m}$$

$$\text{挠度, 跨中 } v_{\max} = 0.521 q L^4 / (100 E I) = 0.521 \times 3.176 \times 900^4 / (100 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.478 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 900/400 = 2.25 \text{ mm};$$

$$\text{悬臂端 } v_{\max} = q l_1^4 / (8 E I) = 3.176 \times 150^4 / (8 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.009 \text{ mm} \leq [v] = 2 \times l_1/400 = 2 \times 150/400 = 0.75 \text{ mm}$$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$\text{中间支座的最大支座反力设计值: } R_{\max} = 1.25 q_1 L = 1.25 \times 4.173 \times 0.9 = 4.694 \text{ kN}$$

$$\text{边支座的最大支座反力设计值: } R_1 = (0.375 q_{1\text{静}} + 0.437 q_{1\text{活}}) L + q_1 l_1 = (0.375 \times 2.992 + 0.437 \times 1.181) \times 0.9 + 4.173 \times 0.15 = 2.1 \text{ kN}$$

正常使用极限状态

$$\text{中间支座的最大支座反力标准值: } R'_{\max} = 1.25 q L = 1.25 \times 3.176 \times 0.9 = 3.573 \text{ kN}$$

$$\text{边支座的最大支座反力标准值: } R'_1 = 0.375 q L + q l_1 = 0.375 \times 3.176 \times 0.9 + 3.176 \times 0.15 = 1.548 \text{ kN}$$

六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.2
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 $[\tau](N/mm^2)$	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： $R=\max[R_{\max}, R_1] \times 0.5 = \max[4.694, 2.1] \times 0.5 = 2.347kN$;

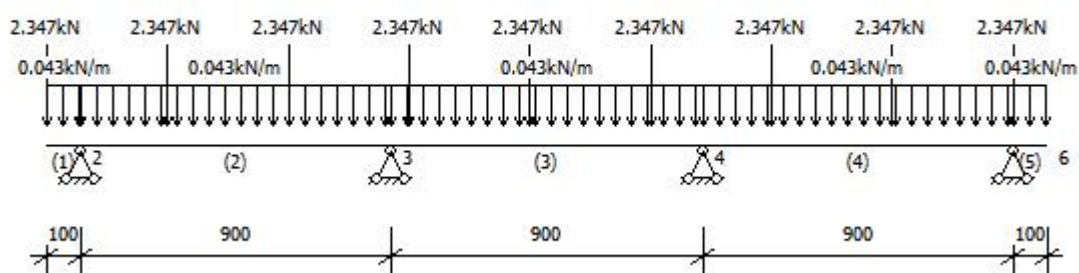
单根主梁自重设计值： $q=1 \times 1.3 \times 0.033 = 0.043kN/m$

正常使用极限状态

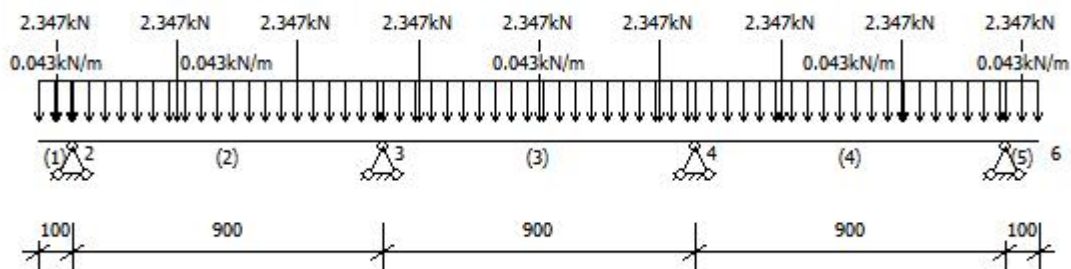
单根主梁所受小梁支座反力标准值： $R'=\max[R'_{\max}, R'_1] \times 0.5 = \max[3.573, 1.548] \times 0.5 = 1.787kN$;

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

计算简图如下：

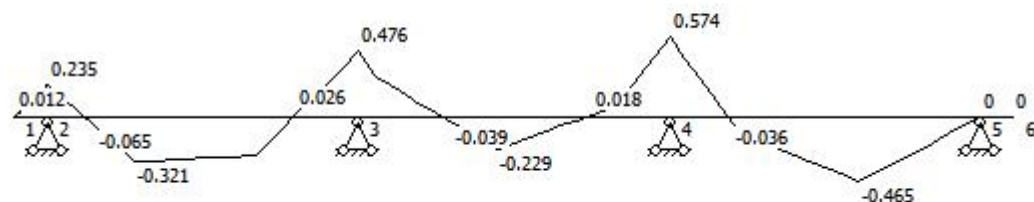


主梁计算简图一

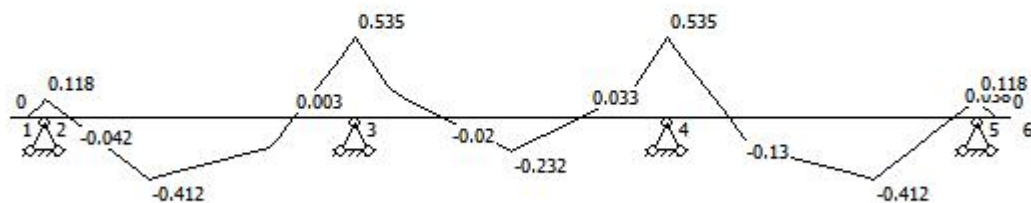


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)

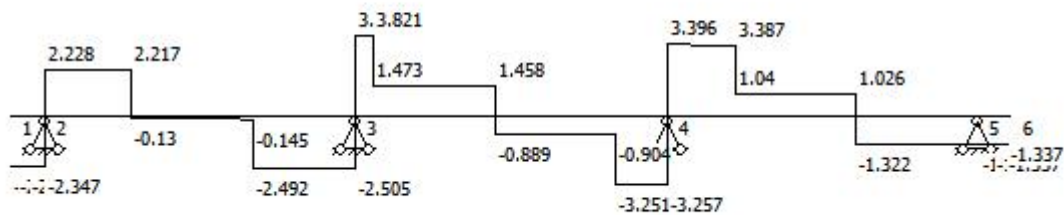


主梁弯矩图二(kN·m)

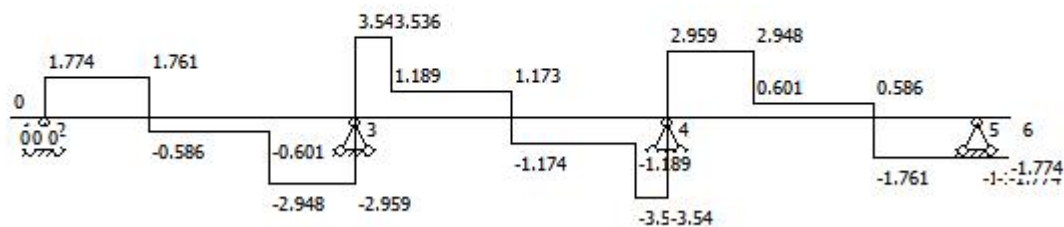
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.574 \times 10^6 / 4490 = 127.884 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)

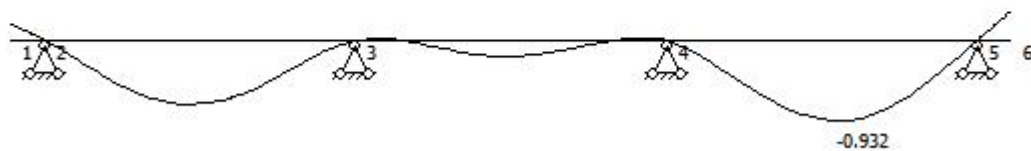


主梁剪力图二(kN)

$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 6.653 \times 1000 / 424 = 31.383 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 120 / 1 = 120 \text{ N/mm}^2$$

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 $v_{\max}=0.932\text{mm}\leq[v]=900/400=2.25\text{mm}$

悬挑段 $v_{\max}=0.354\text{mm}\leq[v]=2\times 100/400=0.5\text{mm}$

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 $R_1=4.579\text{kN}$, $R_2=6.328\text{kN}$, $R_3=6.653\text{kN}$, $R_4=3.688\text{kN}$

图二

支座反力依次为 $R_1=4.125\text{kN}$, $R_2=6.499\text{kN}$, $R_3=6.499\text{kN}$, $R_4=4.125\text{kN}$

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:

$R_{\max}=\text{Max}[R_1, R_2, R_3, R_4]/0.5=6.653/0.5=13.306\text{kN}$

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 $N=R_{\max}=13.306\text{kN}\leq[N]/\gamma_R=30/1=30\text{kN}$

满足要求!

八、立杆验算

水平杆钢管截面类型	$\Phi 48.3\times 3.0$	水平杆钢管计算截面类型	$\Phi 48\times 3$
单元桁架组合方式	矩阵型组合	竖向剪刀撑纵距跨数 n_1 (跨)	3
竖向剪刀撑横距跨数 n_2 (跨)	3	节点转动刚度(kN·m/rad)	15
扫地杆高度 h_1 (mm)	450	高度修正系数	1

立杆伸出顶层水平杆的悬臂高度 $h_2(\text{mm})$	550	立杆钢管截面类型(mm)	$\Phi 48 \times 3.2$
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	立杆弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	206000
立杆截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78	水平钢管截面惯性矩 $I_1(\text{cm}^4)$	10.78
步距 $h(\text{mm})$	1200		

1、长细比验算

根据《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 条文说明 5.1.5 条, 构件的允许长细比计算时构件的长度取节点间钢管的长度

$$l_0 = h = 1200 \text{mm}$$

$$\lambda = l_0 / i = 1200 / 15.9 = 75.472 \leq [\lambda] = 150$$

满足要求!

2、立杆稳定性验算

$$\text{立杆计算长度: } l_{01} = \beta_H \beta_a \mu h = 1 \times 1.067 \times 2.028 \times 1200 = 2597 \text{mm}$$

μ ----立杆计算长度系数, 按规范附录 G 表 G-2 取值

K ----有剪刀撑框架式支撑结构的刚度比, $K = EI / (hk) + I_y / (6h) = 206000 \times 10.78 \times 10^4 / (1200 \times 15 \times 10^6) + 900 / (6 \times 1200) = 1.359$

β_a ----扫地杆高度与悬臂长度修正系数, 按规范附录 G 表 G-3 取值

α ----扫地杆高度 h_1 与步距 h 之比与悬臂长度 h_2 与步距 h 之比的较大值, $\alpha = \max(h_1/h, h_2/h) = \max(450/1200, 550/1200) = 0.458$

α_x ----单元框架 x 向跨距与步距 h 之比, $\alpha_x = l_x/h = 900/1200 = 0.75$

β_H ----高度修正系数

$$l_{02} = h' + 2k_0 h_2 = 1200 + 2 \times 0.7 \times 550 = 1970 \text{mm}$$

$$l_0 = \max(l_{01}, l_{02}) = \max(2597, 1970) = 2597 \text{mm}$$

$$\lambda = l_0 / i = 2597 / 15.9 = 163.333, \text{查表得, } \varphi = 0.265$$

支撑脚手架风线荷载标准值: $q_{wk} = l_a \times \omega_{fk} = 0.9 \times 0.088 = 0.079 \text{kN}/\text{m}$:

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_{ok} :

$$M_{ok}=0.5H^2q_{wk}+HF_{wk}=0.5 \times 4.05^2 \times 0.079+4.05 \times 0.234=1.597 \text{ kN.m}$$

立杆考虑风荷载造成的立杆附加轴力 N_{wtk} , 计算如下:

$$N_{wtk}=6n \times M_{ok}/[(n+1)(n+2)B]=6 \times 2 \times 1.597/[(2+1) \times (2+2) \times 2.6]=0.614 \text{ kN}$$

不考虑风荷载

$$N=R_{\max}+\gamma_0 \times \gamma_G \times q \times H=13.306+1 \times 1.3 \times 0.15 \times 4.05=14.096 \text{ kN}$$

$$f=N/(\varphi A)=14096.056/(0.265 \times 424)=125.454 \text{ N/mm}^2 \leq [f]/\gamma_R=205/1=205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

考虑风荷载

$$M_w=\gamma_Q \omega_k l_a h^2/10=1.5 \times 0.031 \times 0.9 \times 1.2^2/10=0.006 \text{ kN.m}$$

$$N=R_{\max}+\gamma_0 \times \gamma_G \times q \times H=13.306+1 \times 1.3 \times 0.15 \times 4.05=14.096 \text{ kN}$$

$$f=(N_w+\gamma_0 \times \gamma_L \varphi_w \times \gamma_Q N_{wtK})/(\varphi A)+\gamma_0 \times M_w/(W(1-1.1 \varphi (N_w+\gamma_0 \times \gamma_L \varphi_w \times \gamma_Q N_{wtK})/N_E'))=(14096.056+1 \times 0.9 \times 0.6 \times 1.5 \times 614.323)/(0.265 \times 424)+1 \times 0.006 \times 10^6/(4.49 \times 10^3 \times (1-1.1 \times 0.265 \times (14096.056+1 \times 0.9 \times 0.6 \times 1.5 \times 614.323)/32313.438))=131.429 \text{ N/mm}^2 \leq [f]/\gamma_R=205/1=205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

$$N_E'----\text{立杆的欧拉临界力(N)}, N_E'=\pi^2 EA/\lambda^2=3.14^2 \times 206000 \times 424/163.333^2=32313.438 \text{ N}$$

九、高宽比验算

根据《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 第 5.4.1 条:当模板支架侧向无可靠连接且高度大于 5m 或者高宽比大于 3 时,需要进行支架整体的抗倾覆验算

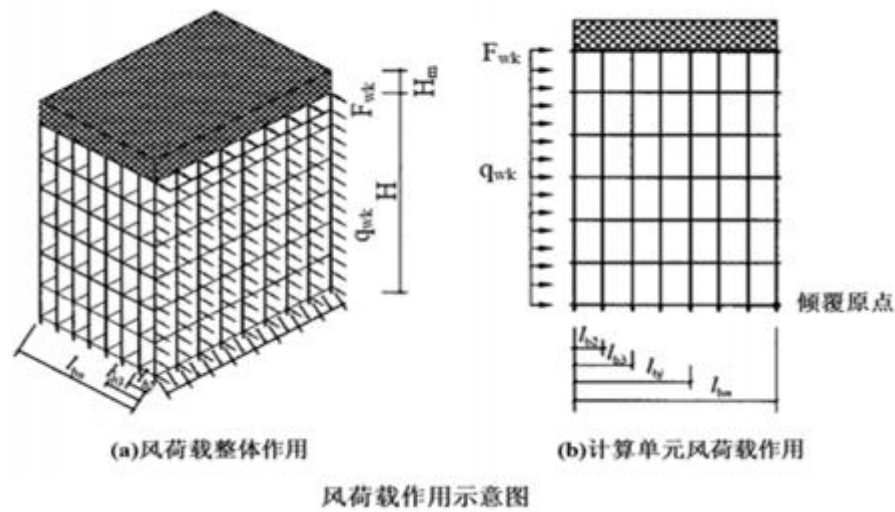
$$H/B=4.05/2.6=1.558 \leq 3$$

$$H=4.05 \text{ m} \leq 5 \text{ m}$$

满足要求!

十、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	4.05	模板支架纵向长度 L(m)	23.1
模板支架横向长度 B(m)	2.6		



参考《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 第 5.4.2 条：

$B^2l_a(g_{k1}+ g_{k2})+2\Sigma G_{jk}b_j \geq 3\gamma_0M_{ok}$

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

$B^2l_a(g_{k1}+ g_{k2})+2 \Sigma G_{jk}b_j =B^2l_a[qH/(l_a \times l_b)+G_{1k}]+2 \times G_{jk} \times B/2=2.6^2 \times 0.9 \times [0.15 \times 4.05/(0.9 \times 0.9)+0.45]+2 \times 1 \times 2.6/2=9.901kN.m \geq 3\gamma_0M_{ok} =3 \times 1 \times 1.597=4.792kN.m$

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)	100		

$F_1=N=14.594kN$

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： $\beta_h = 1$ ， $f_t = 0.829\text{N/mm}^2$ ， $\eta = 1$ ， $h_0 = h - 20 = 380\text{mm}$ ，
 $u_m = 2[(a + h_0) + (b + h_0)] = 2120\text{mm}$
 $F = (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0 = (0.7 \times 1 \times 0.829 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 2120 \times 380/1000 = 467.49\text{kN} \geq F_l = 14.594\text{kN}$

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

$$\beta_l=(A_b/A_l)^{1/2}=[(a+2b) \times (b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(400) \times (300)/(200 \times 100)]^{1/2}=2.449$$

$$A_{ln}=ab=20000\text{mm}^2$$

$$F=1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}=1.35 \times 1 \times 2.449 \times 8.294 \times 20000/1000=548.534\text{kN} \geq F_l=14.594\text{kN}$$

满足要求!

第二节 200mm 厚板模板计算书

计算依据:

- 1、《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019
- 2、《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068-2018
- 3、《混凝土结构设计标准》GB/T50010-2010 (2024 年版)
- 4、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 5、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 6、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
- 7、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 8、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 9、《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	清水池板, 标高 3.7m	新浇混凝土楼板计算厚度(mm)	200
模板支架高度 H(m)	6.675	模板支架纵向长度 L(m)	31.2
模板支架横向长度 B(m)	6	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 $G_{1k}(\text{kN/m}^2)$	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.45
混凝土自重标准值 $G_{2k}(\text{kN/m}^3)$	24	钢筋自重标准值 $G_{3k}(\text{kN/m}^3)$	1.1
施工荷载标准值 $Q_{1k}(\text{kN/m}^2)$	2.5		
支撑脚手架计算单元上集中堆放的材料自重标准值 $G_{jk}(\text{kN})$	1		

风荷载参数:

风 荷 载 标 准 值 $\omega_k(\text{kN/m}^2)$	基本风压 $\omega_0(\text{kN/m}^2)$	省份	广西	0.2	$\omega_k=\omega_0\mu_z\mu_{st}=0.031$	
		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		
		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}			0.157	$\omega_{fk}=\omega_0\mu_z\mu_{stw}=0.18$ $\omega_{mk}=\omega_0\mu_z\mu_s=0.26$
		整体模板支架 μ_{stw}			0.901	
		支架外侧模板 μ_s			1.3	

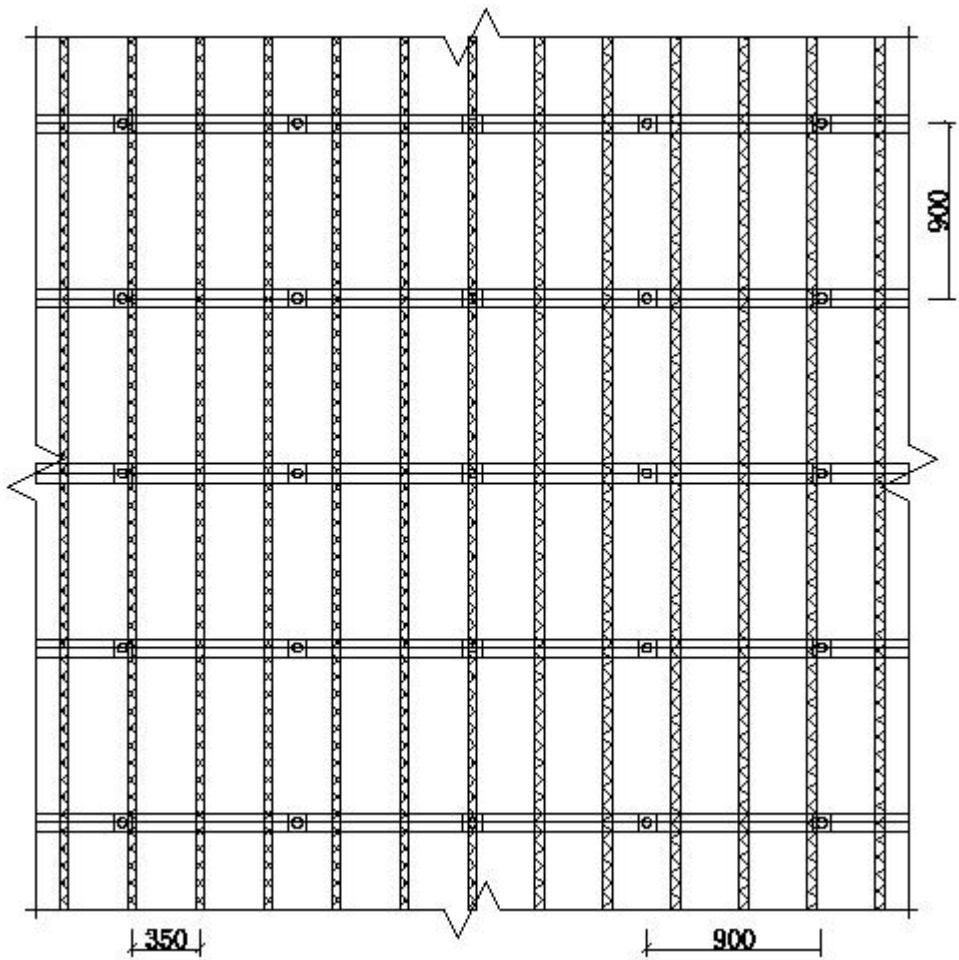
三、模板体系设计

结构重要性系数 γ_0	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 $l_a(\text{mm})$	900
立杆横向间距 $l_b(\text{mm})$	900	步距 $h(\text{mm})$	1200
顶层步距 $h'(\text{mm})$	1200	立杆伸出顶层水平杆的悬臂高度 $h_2(\text{mm})$	550
小梁间距 $s(\text{mm})$	350	小梁最大悬挑长度 $l_1(\text{mm})$	150
主梁最大悬挑长度 $l_2(\text{mm})$	100	结构表面的要求	结构表面外露
承载力设计值调整系数 γ_R	1		

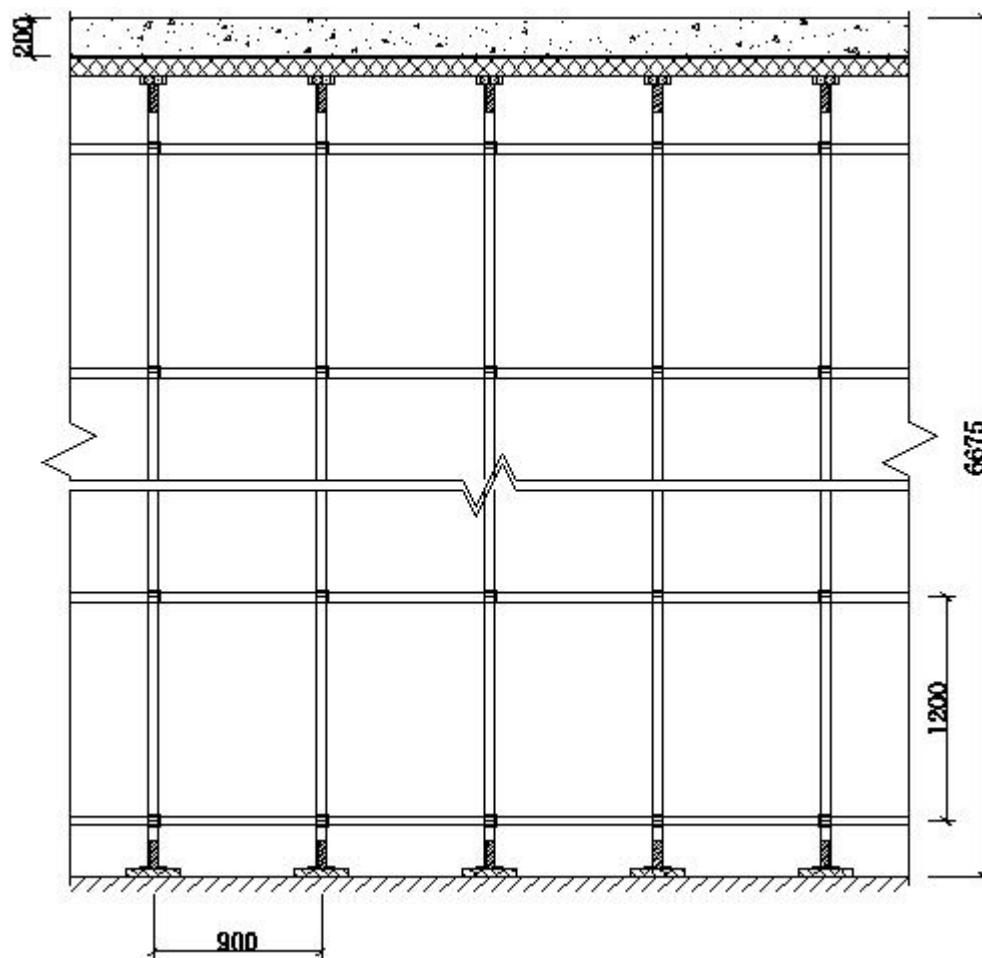
荷载系数参数表：

	正常使用极限状态	承载能力极限状态
可变荷载调整系数 γ_L	1	0.9
可变荷载的分项系数 γ_Q	1	1.5
永久荷载的分项系数 γ_G	1	1.3
结构重要性系数 γ_0	1	

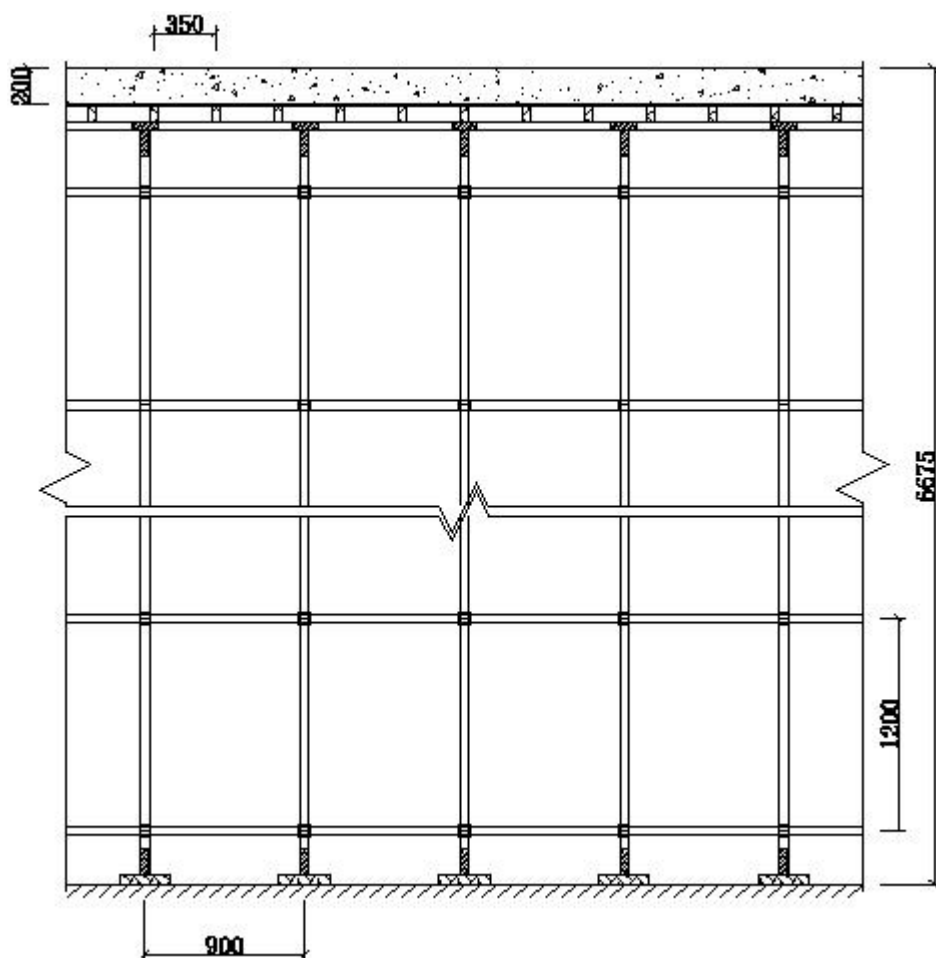
设计简图如下：



模板设计平面图



纵向剖面图



横向剖面图

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 $[f](\text{N/mm}^2)$	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	二等跨连续梁

按二等跨连续梁，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

1) 施工荷载按均布荷载考虑

面板承受的单位宽度线荷载设计值： $q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k}] \times b = 1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times 1 = 10.031 \text{kN/m}$

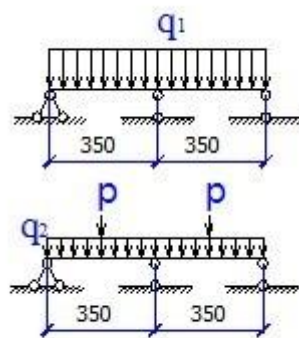
2) 施工荷载按集中力考虑

面板自重设计值： $q_2=1\times 1.3\times G_{1k}\times b=1\times 1.3\times 0.1\times 1=0.13\text{kN/m}$

根据《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 第 4.2.2 条，在计算模板面板、次楞梁时，施工荷载需要另外按集中荷载 2.5kN 进行计算：

面板承受的施工荷载设计值： $p=1\times 1.5\times 0.9\times Q_{1k}=1\times 1.5\times 0.9\times 2.5=3.375\text{kN}$

计算简图如下：



2、强度验算

$$q_{1\text{静}}=\gamma_0\times[\gamma_G(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})h)]b=1\times[1.3\times(0.1+(24+1.1)\times 0.2)]\times 1=6.656\text{kN/m}$$

$$q_{1\text{活}}=\gamma_0\times(\gamma_Q\times\gamma_L\times Q_{1k})\times b=1\times(1.5\times 0.9\times 2.5)\times 1=3.375\text{kN/m}$$

$$M_1=0.125q_{1\text{静}}L^2+0.125q_{1\text{活}}L^2=0.125\times 6.656\times 0.35^2+0.125\times 3.375\times 0.35^2=0.154\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_2=\max[0.07q_2L^2+0.203pL, 0.125q_2L^2+0.188pL]=\max[0.07\times 0.13\times 0.35^2+0.203\times 3.375\times 0.35, 0.125\times 0.13\times 0.35^2+0.188\times 3.375\times 0.35]=0.241\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max}=\max[M_1, M_2]=\max[0.154, 0.241]=0.241\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma=M_{\max}/W=0.241\times 10^6/32666.667=7.375\text{N/mm}^2\leq[f]/\gamma_R=15/1=15\text{N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算

面板承受的单位宽度线荷载标准值： $q=(1\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+\gamma_Q\times Q_{1k})\times b=(1\times(0.1+(24+1.1)\times 0.2)+1\times 2.5)\times 1=7.62\text{kN/m}$

$$v_{\max}=0.521q_1^4/(100EI)=0.521\times 7.62\times 350^4/(100\times 6000\times 228666.667)=0.434\text{mm}$$

$$v=0.434\text{mm}\leq[v]=L/400=350/400=0.875\text{mm}$$

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

1) 施工荷载按均布荷载考虑

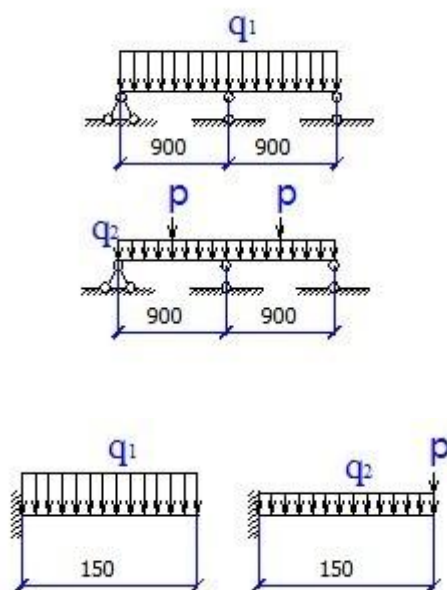
小梁承受的线荷载设计值： $q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k}] \times s = 1 \times [1.3 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times 0.35 = 3.602 \text{ kN/m}$

2) 施工荷载按集中力考虑

面板及小梁自重设计值： $q_2 = 1 \times 1.3 \times G_{1k} \times s = 1 \times 1.3 \times 0.3 \times 0.35 = 0.137 \text{ kN/m}$

小梁承受的施工荷载设计值： $p = 1 \times 1.5 \times 0.9 \times Q_{1k} = 1 \times 1.5 \times 0.9 \times 2.5 = 3.375 \text{ kN}$

计算简图如下：



2、强度验算

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

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k} \times s = 1 \times 1.5 \times 0.9 \times 2.5 \times 0.35 = 1.181 \text{ kN/m}$$

$$M_1 = 0.125 q_{1\text{静}} L^2 + 0.125 q_{1\text{活}} L^2 = 0.125 \times 2.421 \times 0.9^2 + 0.125 \times 1.181 \times 0.9^2 = 0.365 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = \max[0.07 q_2 L^2 + 0.203 p L, 0.125 q_2 L^2 + 0.188 p L] = \max[0.07 \times 0.137 \times 0.9^2 + 0.203 \times 3.375 \times 0.9, 0.125 \times 0.137 \times 0.9^2 + 0.188 \times 3.375 \times 0.9] = 0.624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = \max[q_1 L_1^2/2, q_2 L_1^2/2 + p L_1] = \max[3.602 \times 0.15^2/2, 0.137 \times 0.15^2/2 + 3.375 \times 0.15] = 0.508 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max} = \max[M_1, M_2, M_3] = \max[0.365, 0.624, 0.508] = 0.624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.624 \times 10^6 / 54000 = 11.562 \text{ N/mm}^2 \leq [f]/\gamma_R = 15.444/1 = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算

$$V_1 = 0.625 q_{1\text{静}} L + 0.625 q_{1\text{活}} L = 0.625 \times 2.421 \times 0.9 + 0.625 \times 1.181 \times 0.9 = 2.026 \text{ kN}$$

$$V_2 = 0.625 q_2 L + 0.688 p = 0.625 \times 0.137 \times 0.9 + 0.688 \times 3.375 = 2.399 \text{ kN}$$

$$V_3 = \max[q_1 L_1, q_2 L_1 + p] = \max[3.602 \times 0.15, 0.137 \times 0.15 + 3.375] = 3.395 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = \max[V_1, V_2, V_3] = \max[2.026, 2.399, 3.395] = 3.395 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3 V_{\max} / (2 b h_0) = 3 \times 3.395 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 1.415 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 1.782/1 = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算

$$\text{小梁承受的线荷载标准值 } q: q = (1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + \gamma_Q \times Q_{1k}) \times s = (1 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1 \times 2.5) \times 0.35 = 2.737 \text{ kN/m}$$

$$\text{挠度, 跨中 } v_{\max} = 0.521 q L^4 / (100 E I) = 0.521 \times 2.737 \times 900^4 / (100 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.412 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 900/400 = 2.25 \text{ mm};$$

$$\text{悬臂端 } v_{\max} = q l_1^4 / (8 E I) = 2.737 \times 150^4 / (8 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.008 \text{ mm} \leq [v] = 2 \times l_1/400 = 2 \times 150/400 = 0.75 \text{ mm}$$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$\text{中间支座的最大支座反力设计值: } R_{\max} = 1.25 q_1 L = 1.25 \times 3.602 \times 0.9 = 4.052 \text{ kN}$$

$$\text{边支座的最大支座反力设计值: } R_1 = (0.375 q_{1\text{静}} + 0.437 q_{1\text{活}}) L + q_1 l_1 = (0.375 \times 2.421 + 0.437 \times 1.181) \times 0.9 + 3.602 \times 0.15 = 1.822 \text{ kN}$$

正常使用极限状态

$$\text{中间支座的最大支座反力标准值: } R'_{\max} = 1.25 q L = 1.25 \times 2.737 \times 0.9 = 3.079 \text{ kN}$$

$$\text{边支座的最大支座反力标准值: } R'_1 = 0.375 q L + q l_1 = 0.375 \times 2.737 \times 0.9 + 2.737 \times 0.15 = 1.334 \text{ kN}$$

六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.2
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	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： $R=\max[R_{\max}, R_1] \times 0.5=\max[4.052, 1.822] \times 0.5=2.026\text{kN}$;

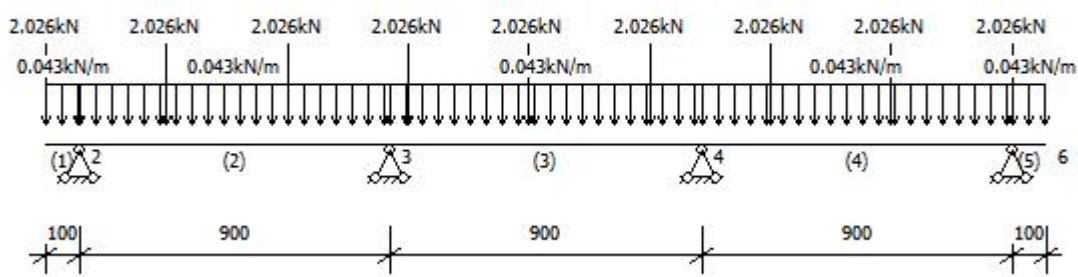
单根主梁自重设计值： $q=1 \times 1.3 \times 0.033=0.043\text{kN/m}$

正常使用极限状态

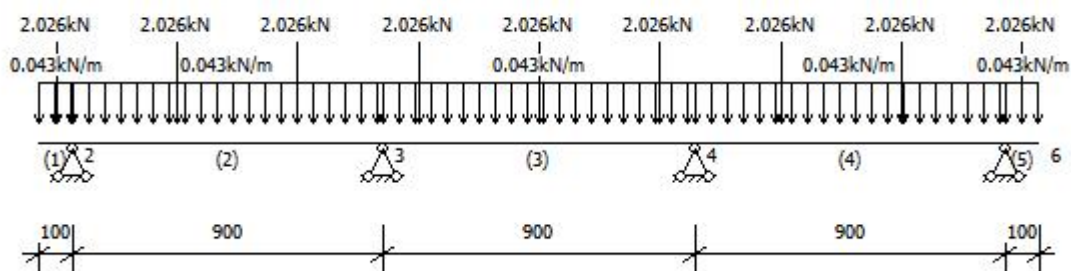
单根主梁所受小梁支座反力标准值： $R'=\max[R'_{\max}, R'_1] \times 0.5=\max[3.079, 1.334] \times 0.5=1.54\text{kN}$;

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：

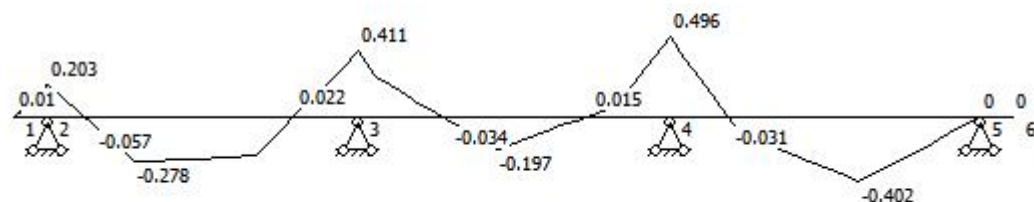


主梁计算简图一

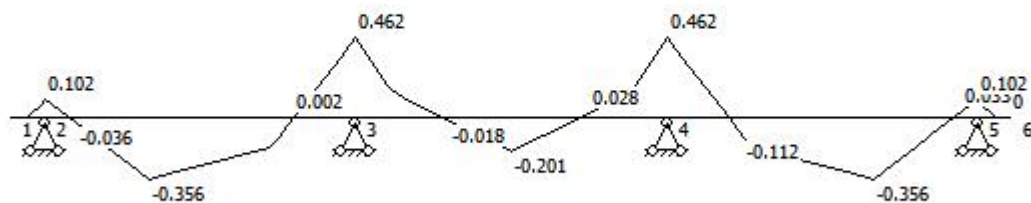


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)



主梁弯矩图二(kN·m)

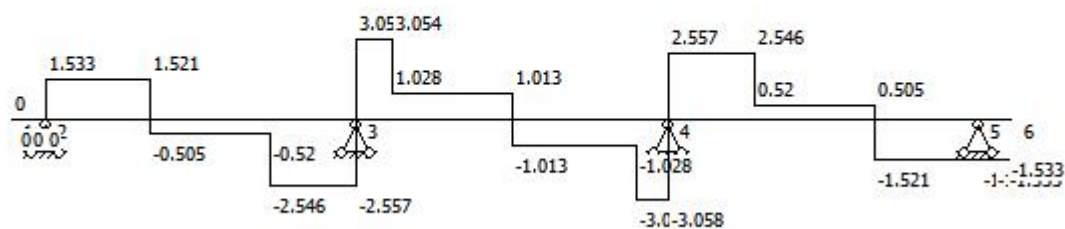
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.496 \times 10^6 / 4490 = 110.498 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)

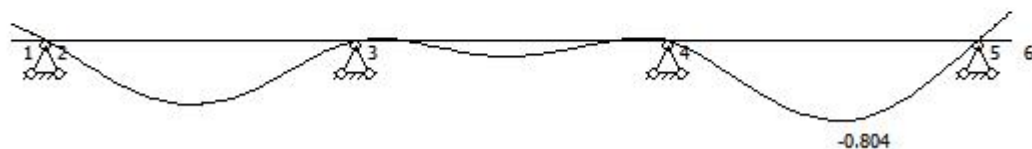


主梁剪力图二(kN)

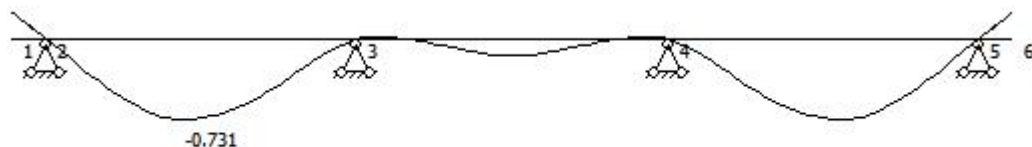
$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 5.749 \times 1000 / 424 = 27.118 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 120 / 1 = 120 \text{ N/mm}^2$$

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 $v_{\max}=0.804\text{mm}\leq[v]=900/400=2.25\text{mm}$

悬挑段 $v_{\max}=0.306\text{mm}\leq[v]=2\times 100/400=0.5\text{mm}$

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 $R_1=3.955\text{kN}$, $R_2=5.468\text{kN}$, $R_3=5.749\text{kN}$, $R_4=3.186\text{kN}$

图二

支座反力依次为 $R_1=3.564\text{kN}$, $R_2=5.616\text{kN}$, $R_3=5.616\text{kN}$, $R_4=3.564\text{kN}$

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:

$R_{\max}=\text{Max}[R_1, R_2, R_3, R_4]/0.5=5.749/0.5=11.498\text{kN}$

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 $N=R_{\max}=11.498\text{kN}\leq[N]/\gamma_R=30/1=30\text{kN}$

满足要求!

八、立杆验算

水平杆钢管截面类型	$\Phi 48\times 3.2$	水平杆钢管计算截面类型	$\Phi 48\times 3$
单元桁架组合方式	矩阵型组合	竖向剪刀撑纵距跨数 n_1 (跨)	3
竖向剪刀撑横距跨数 n_2 (跨)	3	节点转动刚度(kN·m/rad)	15
扫地杆高度 h_1 (mm)	450	高度修正系数	1.037

立杆伸出顶层水平杆的悬臂高度 $h_2(\text{mm})$	550	立杆钢管截面类型(mm)	$\Phi 48 \times 3.2$
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	立杆弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	206000
立杆截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78	水平钢管截面惯性矩 $I_1(\text{cm}^4)$	10.78
步距 $h(\text{mm})$	1200		

1、长细比验算

根据《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 条文说明 5.1.5 条, 构件的允许长细比计算时构件的长度取节点间钢管的长度

$$l_0 = h = 1200 \text{mm}$$

$$\lambda = l_0 / i = 1200 / 15.9 = 75.472 \leq [\lambda] = 150$$

满足要求!

2、立杆稳定性验算

$$\text{立杆计算长度: } l_{01} = \beta_H \beta_a \mu h = 1.037 \times 1.067 \times 2.028 \times 1200 = 2693 \text{mm}$$

μ ----立杆计算长度系数, 按规范附录 G 表 G-2 取值

K ----有剪刀撑框架式支撑结构的刚度比, $K = EI / (hk) + l_y / (6h) = 206000 \times 10.78 \times 10^4 / (1200 \times 15 \times 10^6) + 900 / (6 \times 1200) = 1.359$

β_a ----扫地杆高度与悬臂长度修正系数, 按规范附录 G 表 G-3 取值

α ----扫地杆高度 h_1 与步距 h 之比与悬臂长度 h_2 与步距 h 之比的较大值, $\alpha = \max(h_1/h, h_2/h) = \max(450/1200, 550/1200) = 0.458$

α_x ----单元框架 x 向跨距与步距 h 之比, $\alpha_x = l_x/h = 900/1200 = 0.75$

β_H ----高度修正系数

$$l_{02} = h' + 2k_0 h_2 = 1200 + 2 \times 0.7 \times 550 = 1970 \text{mm}$$

$$l_0 = \max(l_{01}, l_{02}) = \max(2693, 1970) = 2693 \text{mm}$$

$$\lambda = l_0 / i = 2693 / 15.9 = 169.371, \text{查表得, } \varphi = 0.248$$

支撑脚手架风线荷载标准值: $q_{wk} = l_a \times \omega_{fk} = 0.9 \times 0.18 = 0.162 \text{kN/m}$:

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_{ok} :

$$M_{ok}=0.5H^2q_{wk}+HF_{wk}=0.5 \times 6.675^2 \times 0.162+6.675 \times 0.234=5.171 \text{ kN.m}$$

立杆考虑风荷载造成的立杆附加轴力 N_{wtk} , 计算如下:

$$N_{wtk}=6n \times M_{ok}/[(n+1)(n+2)B]=6 \times 6 \times 5.171/[(6+1) \times (6+2) \times 6]=0.554 \text{ kN}$$

不考虑风荷载

$$N=R_{\max}+\gamma_0 \times \gamma_G \times q \times H=11.498+1 \times 1.3 \times 0.15 \times 6.675=12.8 \text{ kN}$$

$$f=N/(\varphi A)=12799.589/(0.248 \times 424)=121.725 \text{ N/mm}^2 \leq [f]/\gamma_R=205/1=205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

考虑风荷载

$$M_w=\gamma_Q \omega_k l_a h^2/10=1.5 \times 0.031 \times 0.9 \times 1.2^2/10=0.006 \text{ kN.m}$$

$$N=R_{\max}+\gamma_0 \times \gamma_G \times q \times H=11.498+1 \times 1.3 \times 0.15 \times 6.675=12.8 \text{ kN}$$

$$f=(N_w+\gamma_0 \times \gamma_L \varphi_w \times \gamma_Q N_{wtK})/(\varphi A)+\gamma_0 \times M_w/(W(1-1.1 \varphi (N_w+\gamma_0 \times \gamma_L \varphi_w \times \gamma_Q N_{wtK})/N_E'))=(12799.589+1 \times 0.9 \times 0.6 \times 1.5 \times 554.031)/(0.248 \times 424)+1 \times 0.006 \times 10^6/(4.49 \times 10^3 \times (1-1.1 \times 0.248 \times (12799.589+1 \times 0.9 \times 0.6 \times 1.5 \times 554.031)/30050.684))=127.518 \text{ N/mm}^2 \leq [f]/\gamma_R=205/1=205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

$$N_E'----\text{立杆的欧拉临界力(N)}, N_E'=\pi^2 EA/\lambda^2=3.14^2 \times 206000 \times 424/169.371^2=30050.684 \text{ N}$$

九、高宽比验算

根据《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 第 5.4.1 条:当模板支架侧向无可靠连接且高度大于 5m 或者高宽比大于 3 时,需要进行支架整体的抗倾覆验算

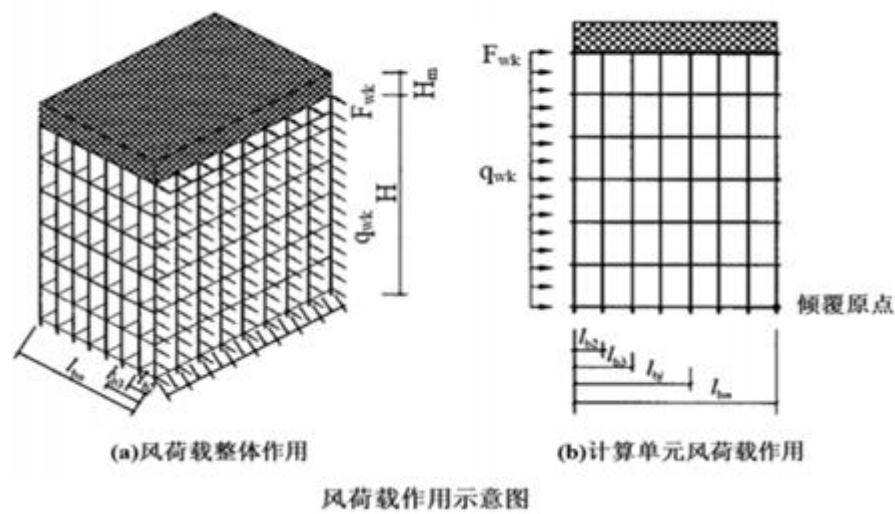
$$H/B=6.675/6=1.113 \leq 3$$

$$H=6.675 \text{ m} > 5 \text{ m}$$

需要进行支架整体的抗倾覆验算!

十、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	6.675	模板支架纵向长度 L(m)	31.2
模板支架横向长度 B(m)	6		



参考《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 第 5.4.2 条：

$$B^2l_a(g_{k1}+g_{k2})+2\Sigma G_{jk}b_j \geq 3\gamma_0M_{ok}$$

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

$$B^2l_a(g_{k1}+g_{k2})+2\Sigma G_{jk}b_j = B^2l_a[qH/(l_a \times l_b)+G_{1k}]+2 \times G_{jk} \times B/2=6^2 \times 0.9 \times [0.15 \times 6.675/(0.9 \times 0.9)+0.45]+2 \times 1 \times 6/2=60.63\text{kN.m} \geq 3\gamma_0M_{ok} = 3 \times 1 \times 5.171=15.513\text{kN.m}$$

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 $f_c(\text{N/mm}^2)$	8.294
混凝土的实测抗拉强度 $f_t(\text{N/mm}^2)$	0.829	立杆垫板长 a(mm)	200
立杆垫板宽 b(mm)	100		

$F_1=N=13.248\text{kN}$

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： $\beta_h = 1$ ， $f_t = 0.829\text{N/mm}^2$ ， $\eta = 1$ ， $h_0 = h - 20 = 380\text{mm}$ ，
 $u_m = 2[(a + h_0) + (b + h_0)] = 2120\text{mm}$
 $F = (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0 = (0.7 \times 1 \times 0.829 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 2120 \times 380/1000 = 467.49\text{kN} \geq F_l = 13.248\text{kN}$

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： $f_c=8.294\text{N/mm}^2$ ， $\beta_c=1$ ，
 $\beta_l=(A_b/A_l)^{1/2}=[(a+2b) \times (b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(400) \times (300)/(200 \times 100)]^{1/2}=2.449$ ，
 $A_{ln}=ab=20000\text{mm}^2$
 $F=1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}=1.35\times 1\times 2.449\times 8.294\times 20000/1000=548.534\text{kN}\geq F_l=13.248\text{kN}$

满足要求！
第三节 120mm 厚板模板计算书

- 计算依据：
- 1、《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019
 - 2、《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068-2018
 - 3、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）
 - 4、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
 - 5、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
 - 6、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
 - 7、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
 - 8、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
 - 9、《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	V 型滤池板，标高 6.3m，	新浇混凝土楼板计算厚度(mm)	120
模板支架高度 H(m)	6.3	模板支架纵向长度 L(m)	23.1
模板支架横向长度 B(m)	7.2	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 $G_{1k}(\text{kN/m}^2)$	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.45
混凝土自重标准值 $G_{2k}(\text{kN/m}^3)$	24	钢筋自重标准值 $G_{3k}(\text{kN/m}^3)$	1.1
施工荷载标准值 $Q_{1k}(\text{kN/m}^2)$	2.5		
支撑脚手架计算单元上集中堆放的材料自重标准值 $G_{jk}(\text{kN})$	1		

风荷载参数:

风 荷 载 标 准 值 $\omega_k(\text{kN/m}^2)$	基本风压 $\omega_0(\text{kN/m}^2)$	省份	广西	0.2	$\omega_k=\omega_0\mu_z\mu_{st}=0.028$
		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	
		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}		0.138	
		整体模板支架 μ_{stw}		1.028	
		支架外侧模板 μ_s		1.3	$\omega_{mk}=\omega_0\mu_z\mu_s=0.26$

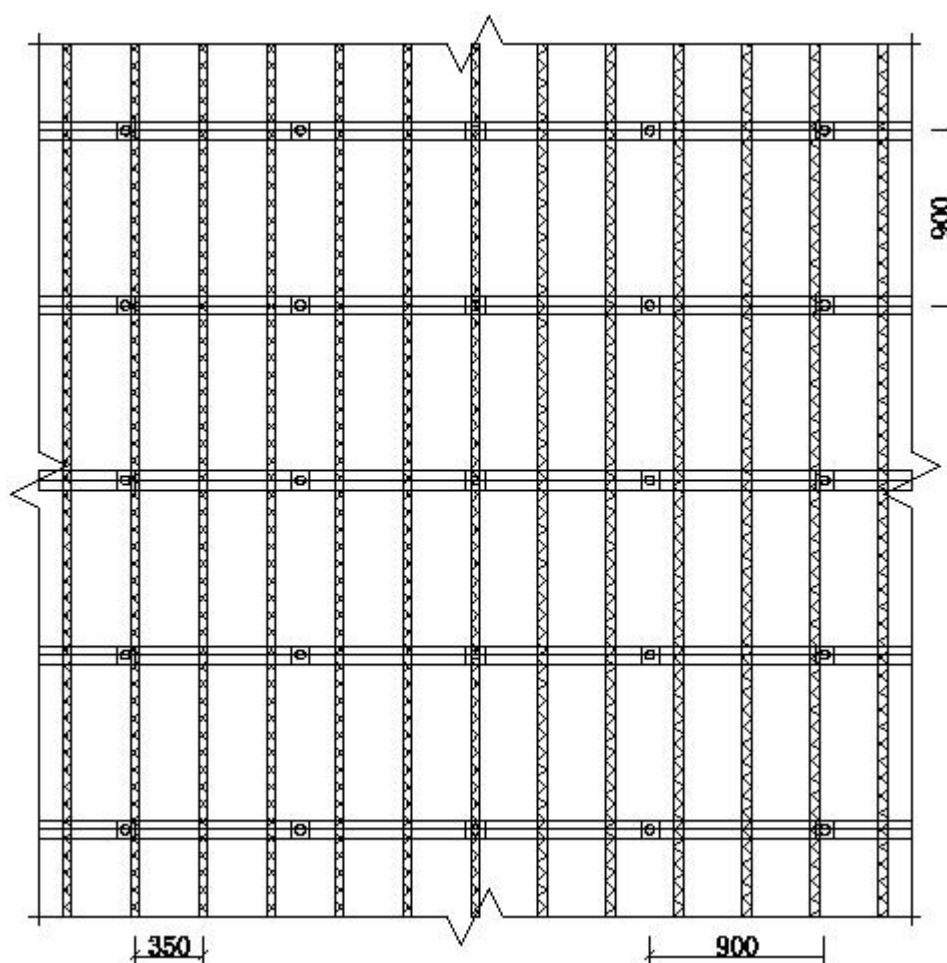
三、模板体系设计

结构重要性系数 γ_0	1	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 $l_a(\text{mm})$	900
立杆横向间距 $l_b(\text{mm})$	900	步距 $h(\text{mm})$	1800
顶层步距 $h'(\text{mm})$	1200	立杆伸出顶层水平杆的悬臂高度 $h_2(\text{mm})$	450
小梁间距 $s(\text{mm})$	350	小梁最大悬挑长度 $l_1(\text{mm})$	150
主梁最大悬挑长度 $l_2(\text{mm})$	100	结构表面的要求	结构表面外露
承载力设计值调整系数 γ_R	1		

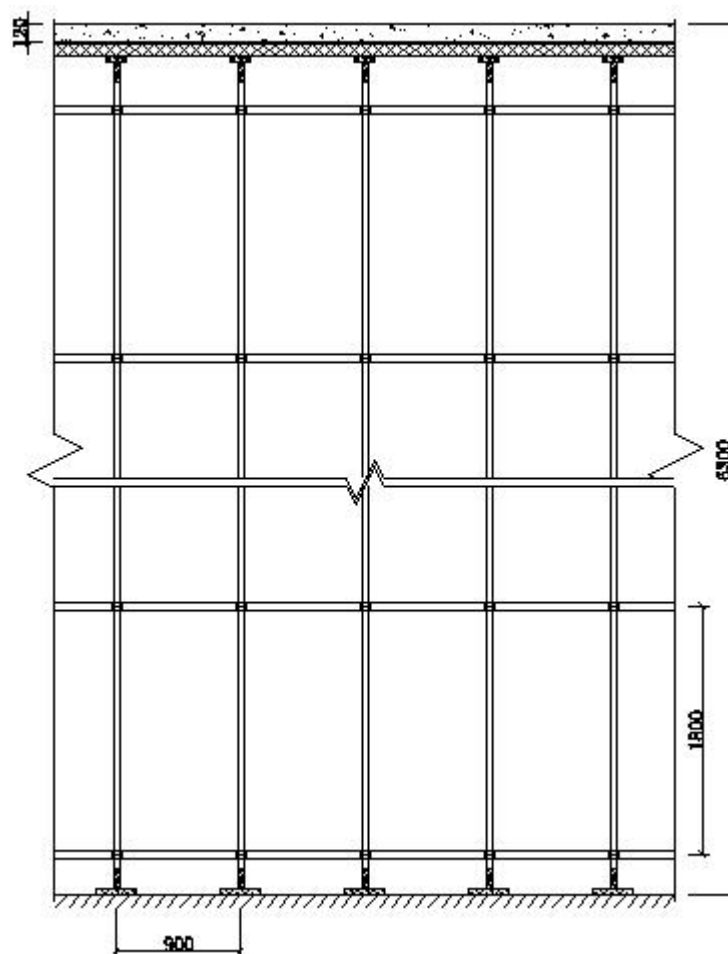
荷载系数参数表:

	正常使用极限状态	承载能力极限状态
可变荷载调整系数 γ_L	1	0.9
可变荷载的分项系数 γ_Q	1	1.5
永久荷载的分项系数 γ_G	1	1.3
结构重要性系数 γ_0	1	

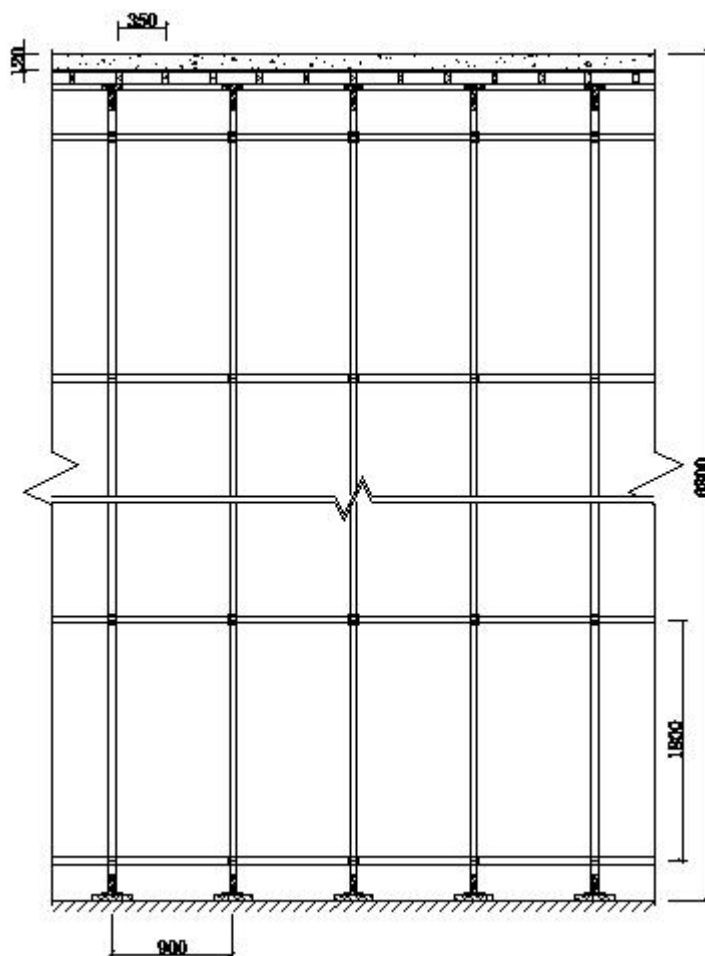
设计简图如下:



模板设计平面图



纵向剖面图



横向剖面图

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 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	15	面板抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N}/\text{mm}^2)$	1.4
面板弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	6000	面板计算方式	简支梁

按简支梁，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

1) 施工荷载按均布荷载考虑

面板承受的单位宽度线荷载设计值： $q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k}] \times b = 1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.1) \times 0.12) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times 1 = 7.421 \text{kN/m}$

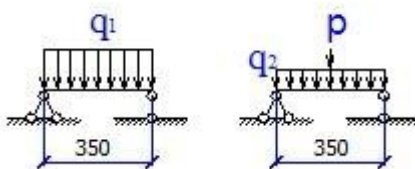
2) 施工荷载按集中力考虑

面板自重设计值： $q_2=1\times 1.3\times G_{1k}\times b=1\times 1.3\times 0.1\times 1=0.13\text{kN/m}$

根据《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 第 4.2.2 条，在计算模板面板、次楞梁时，施工荷载需要另外按集中荷载 2.5kN 进行计算：

面板承受的施工荷载设计值： $p=1\times 1.5\times 0.9\times Q_{1k}=1\times 1.5\times 0.9\times 2.5=3.375\text{kN}$

计算简图如下：



2、强度验算

$$M_1=q_1l^2/8=7.421\times 0.35^2/8=0.114\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_2=q_2L^2/8+pL/4=0.13\times 0.35^2/8+3.375\times 0.35/4=0.297\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max}=\max[M_1, M_2]=\max[0.114, 0.297]=0.297\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma=M_{\max}/W=0.297\times 10^6/32666.667=9.101\text{N/mm}^2\leq[f]/\gamma_R=15/1=15\text{N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算

面板承受的单位宽度线荷载标准值： $q=(1\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+\gamma_Q\times Q_{1k})\times b=(1\times(0.1+(24+1.1)\times 0.12)+1\times 2.5)\times 1=5.612\text{kN/m}$

$$v_{\max}=5ql^4/(384EI)=5\times 5.612\times 350^4/(384\times 6000\times 228666.667)=0.799\text{mm}$$

$$v=0.799\text{mm}\leq[v]=L/400=350/400=0.875\text{mm}$$

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

1) 施工荷载按均布荷载考虑

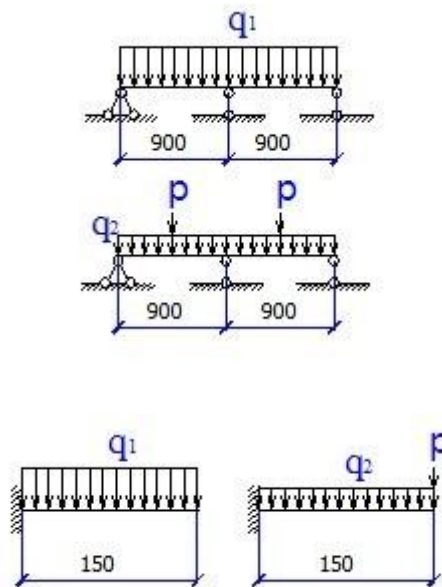
小梁承受的线荷载设计值： $q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k}] \times s = 1 \times [1.3 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.12) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times 0.35 = 2.688 \text{ kN/m}$

2) 施工荷载按集中力考虑

面板及小梁自重设计值： $q_2 = 1 \times 1.3 \times G_{1k} \times s = 1 \times 1.3 \times 0.3 \times 0.35 = 0.137 \text{ kN/m}$

小梁承受的施工荷载设计值： $p = 1 \times 1.5 \times 0.9 \times Q_{1k} = 1 \times 1.5 \times 0.9 \times 2.5 = 3.375 \text{ kN}$

计算简图如下：



2、强度验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times s = 1 \times 1.3 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.12) \times 0.35 = 1.507 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k} \times s = 1 \times 1.5 \times 0.9 \times 2.5 \times 0.35 = 1.181 \text{ kN/m}$$

$$M_1 = 0.125 q_{1\text{静}} L^2 + 0.125 q_{1\text{活}} L^2 = 0.125 \times 1.507 \times 0.9^2 + 0.125 \times 1.181 \times 0.9^2 = 0.272 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = \max[0.07 q_2 L^2 + 0.203 p L, 0.125 q_2 L^2 + 0.188 p L] = \max[0.07 \times 0.137 \times 0.9^2 + 0.203 \times 3.375 \times 0.9, 0.125 \times 0.137 \times 0.9^2 + 0.188 \times 3.375 \times 0.9] = 0.624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = \max[q_1 L_1^2 / 2, q_2 L_1^2 / 2 + p L_1] = \max[2.688 \times 0.15^2 / 2, 0.137 \times 0.15^2 / 2 + 3.375 \times 0.15] = 0.508 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max} = \max[M_1, M_2, M_3] = \max[0.272, 0.624, 0.508] = 0.624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.624 \times 10^6 / 54000 = 11.562 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 15.444 / 1 = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算

$$V_1 = 0.625 q_{1\text{静}} L + 0.625 q_{1\text{活}} L = 0.625 \times 1.507 \times 0.9 + 0.625 \times 1.181 \times 0.9 = 1.512 \text{ kN}$$

$$V_2 = 0.625q_2L + 0.688p = 0.625 \times 0.137 \times 0.9 + 0.688 \times 3.375 = 2.399\text{kN}$$

$$V_3 = \max[q_1L_1, q_2L_1 + p] = \max[2.688 \times 0.15, 0.137 \times 0.15 + 3.375] = 3.395\text{kN}$$

$$V_{\max} = \max[V_1, V_2, V_3] = \max[1.512, 2.399, 3.395] = 3.395\text{kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max}/(2bh_0) = 3 \times 3.395 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 1.415\text{N/mm}^2 \leq [\tau]/\gamma_R = 1.782/1 = 1.782\text{N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算

$$\text{小梁承受的线荷载标准值 } q: q = (1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + \gamma_Q \times Q_{1k}) \times s = (1 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.12) + 1 \times 2.5) \times 0.35 = 2.034\text{kN/m}$$

$$\text{挠度, 跨中 } v_{\max} = 0.521qL^4/(100EI) = 0.521 \times 2.034 \times 900^4 / (100 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.306\text{mm} \leq [v] = L/400 = 900/400 = 2.25\text{mm};$$

$$\text{悬臂端 } v_{\max} = ql_1^4/(8EI) = 2.034 \times 150^4 / (8 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.006\text{mm} \leq [v] = 2 \times l_1/400 = 2 \times 150/400 = 0.75\text{mm}$$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$\text{中间支座的最大支座反力设计值: } R_{\max} = 1.25q_1L = 1.25 \times 2.688 \times 0.9 = 3.024\text{kN}$$

$$\text{边支座的最大支座反力设计值: } R_1 = (0.375q_{1\text{静}} + 0.437q_{1\text{活}})L + q_1l_1 = (0.375 \times 1.507 + 0.437 \times 1.181) \times 0.9 + 2.688 \times 0.15 = 1.376\text{kN}$$

正常使用极限状态

$$\text{中间支座的最大支座反力标准值: } R'_{\max} = 1.25qL = 1.25 \times 2.034 \times 0.9 = 2.288\text{kN}$$

$$\text{边支座的最大支座反力标准值: } R'_1 = 0.375qL + q_1l_1 = 0.375 \times 2.034 \times 0.9 + 2.034 \times 0.15 = 0.992\text{kN}$$

六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.2
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： $R=\max[R_{\max},R_1]\times 0.5=\max[3.024,1.376]\times 0.5=1.512\text{kN}$;

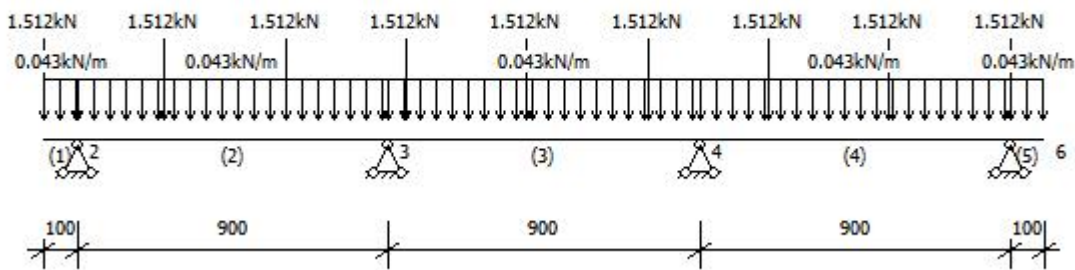
单根主梁自重设计值： $q=1\times 1.3\times 0.033=0.043\text{kN/m}$

正常使用极限状态

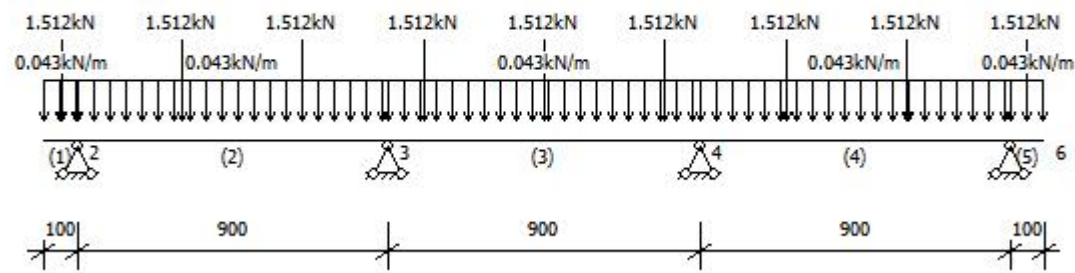
单根主梁所受小梁支座反力标准值： $R'=\max[R'_{\max},R'_1]\times 0.5=\max[2.288,0.992]\times 0.5=1.144\text{kN}$;

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：

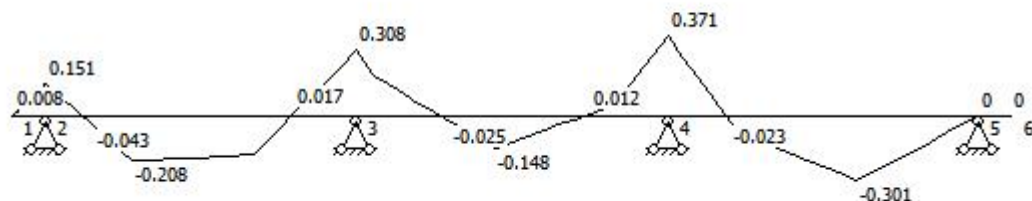


主梁计算简图一



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)

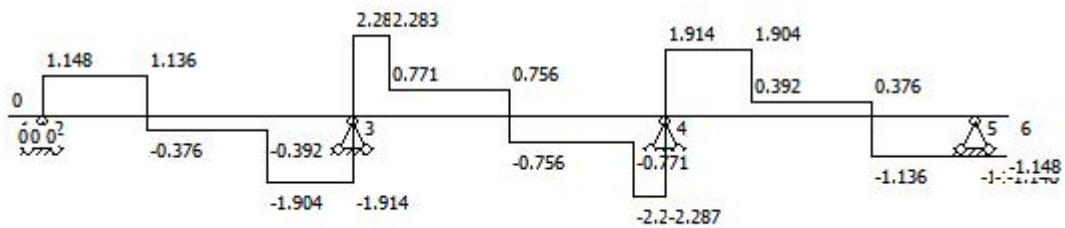
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.371 \times 10^6 / 4490 = 82.659 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)

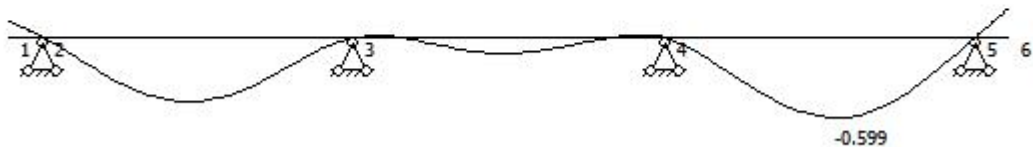


主梁剪力图二(kN)

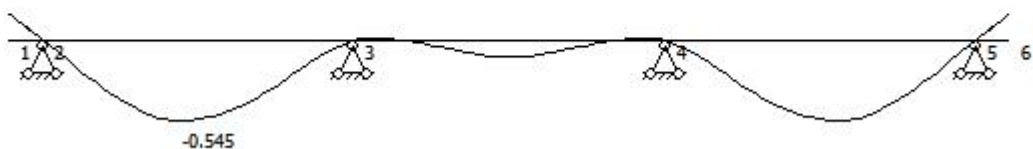
$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 4.301 \times 1000 / 424 = 20.289 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 120 / 1 = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图一(mm)



主梁变形图二(mm)

$$\text{跨中 } v_{\max} = 0.599 \text{ mm} \leq [v] = 900 / 400 = 2.25 \text{ mm}$$

$$\text{悬挑段 } v_{\max} = 0.228 \text{ mm} \leq [v] = 2 \times 100 / 400 = 0.5 \text{ mm}$$

满足要求!

4、支座反力计算

承载力极限状态

图一

支座反力依次为 $R_1 = 2.957\text{kN}$, $R_2 = 4.091\text{kN}$, $R_3 = 4.301\text{kN}$, $R_4 = 2.383\text{kN}$

图二

支座反力依次为 $R_1 = 2.665\text{kN}$, $R_2 = 4.202\text{kN}$, $R_3 = 4.202\text{kN}$, $R_4 = 2.665\text{kN}$

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:

$$R_{\max} = \text{Max}[R_1, R_2, R_3, R_4]/0.5 = 4.301/0.5 = 8.602\text{kN}$$

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 $N = R_{\max} = 8.602\text{kN} \leq [N]/\gamma_R = 30/1 = 30\text{kN}$

满足要求!

八、立杆验算

水平杆钢管截面类型	$\Phi 48.3 \times 3.0$	水平杆钢管计算截面类型	$\Phi 48 \times 3$
单元桁架组合方式	矩阵型组合	竖向剪刀撑纵距跨数 n_1 (跨)	3
竖向剪刀撑横距跨数 n_2 (跨)	3	节点转动刚度($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{rad}$)	15
扫地杆高度 $h_1(\text{mm})$	450	高度修正系数	1.029
立杆伸出顶层水平杆的悬臂高度 $h_2(\text{mm})$	450	立杆钢管截面类型(mm)	$\Phi 48 \times 3.2$
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	立杆弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	206000
立杆截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78	水平钢管截面惯性矩 $I_1(\text{cm}^4)$	10.78
步距 $h(\text{mm})$	1800		

1、长细比验算

根据《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCAT0003-2019 条文说明 5.1.5 条, 构件的允许长细比计算时构件的长度取节点间钢管的长度

$$l_0=h=1800\text{mm}$$

$$\lambda=l_0/i=1800/15.9=113.208\leq[\lambda]=150$$

满足要求!

2、立杆稳定性验算

$$\text{立杆计算长度: } l_{01}=\beta_H\beta_a\mu h=1.029\times 1.009\times 1.76\times 1800=3290\text{mm}$$

μ ----立杆计算长度系数, 按规范附录 G 表 G-2 取值

$$K\text{---有剪刀撑框架式支撑结构的刚度比, } K=EI/(hk)+l_y/(6h)=206000\times 10.78\times 10^4/(1800\times 15\times 10^6)+900/(6\times 1800)=0.906$$

β_a ----扫地杆高度与悬臂长度修正系数, 按规范附录 G 表 G-3 取值

$$\alpha\text{----扫地杆高度 } h_1 \text{ 与步距 } h \text{ 之比与悬臂长度 } h_2 \text{ 与步距 } h \text{ 之比的较大值, } \alpha=\max(h_1/h, h_2/h)=\max(450/1800, 450/1800)=0.25$$

$$\alpha_x\text{----单元框架 } x \text{ 向跨距与步距 } h \text{ 之比, } \alpha_x=l_x/h=900/1800=0.5$$

β_H ----高度修正系数

$$l_{02}=h'+2k_0h_2=1200+2\times 0.7\times 450=1830\text{mm}$$

$$l_0=\max(l_{01}, l_{02})=\max(3290, 1830)=3290\text{mm}$$

$$\lambda=l_0/i=3290/15.9=206.918, \text{查表得, } \varphi=0.171$$

$$\text{支撑脚手架风线荷载标准值: } q_{wk}=l_a\times\omega_{fk}=0.9\times 0.206=0.185\text{kN/m};$$

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_{ok} :

$$M_{ok}=0.5H^2q_{wk}+HF_{wk}=0.5\times 6.3^2\times 0.185+6.3\times 0.234=5.153\text{kN}\cdot\text{m}$$

立杆考虑风荷载造成的立杆附加轴力 N_{wtk} , 计算如下:

$$N_{wtk}=6n\times M_{ok}/[(n+1)(n+2)B]=6\times 8\times 5.153/[(8+1)\times(8+2)\times 7.2]=0.382\text{kN}$$

不考虑风荷载

$$N=R_{\max}+\gamma_0\times\gamma_G\times q\times H=8.602+1\times 1.3\times 0.15\times 6.3=9.831\text{kN}$$

$$f=N/(\varphi A)=9830.864/(0.171\times 424)=135.591\text{N/mm}^2\leq[f]/\gamma_R=205/1=205\text{N/mm}^2$$

满足要求!

考虑风荷载

$$M_w=\gamma_Q\omega_k l_a h^2/10=1.5\times 0.028\times 0.9\times 1.8^2/10=0.012\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$N=R_{\max}+\gamma_0\times\gamma_G\times q\times H=8.602+1\times 1.3\times 0.15\times 6.3=9.831\text{kN}$$

$$f = (N_w + \gamma_0 \times \gamma_L \varphi_w \times \gamma_Q N_{wk}) / (\varphi A) + \gamma_0 \times M_w / (W(1 - 1.1 \varphi (N_w + \gamma_0 \times \gamma_L \varphi_w \times \gamma_Q N_{wk}) / N_E')) = (9830.864 + 1 \times 0.9 \times 0.6 \times 1.5 \times 381.738) / (0.171 \times 424) + 1 \times 0.012 \times 10^6 / (4.49 \times 10^3 \times (1 - 1.1 \times 0.171 \times (9830.864 + 1 \times 0.9 \times 0.6 \times 1.5 \times 381.738) / 20134.242)) = 142.868 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

$$N_E' \text{----立杆的欧拉临界力(N), } N_E' = \pi^2 EA / \lambda^2 = 3.14^2 \times 206000 \times 424 / 206.918^2 = 20134.242 \text{ N}$$

九、高宽比验算

根据《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 第 5.4.1 条：当模板支架侧向无可靠连接且高度大于 5m 或者高宽比大于 3 时，需要进行支架整体的抗倾覆验算

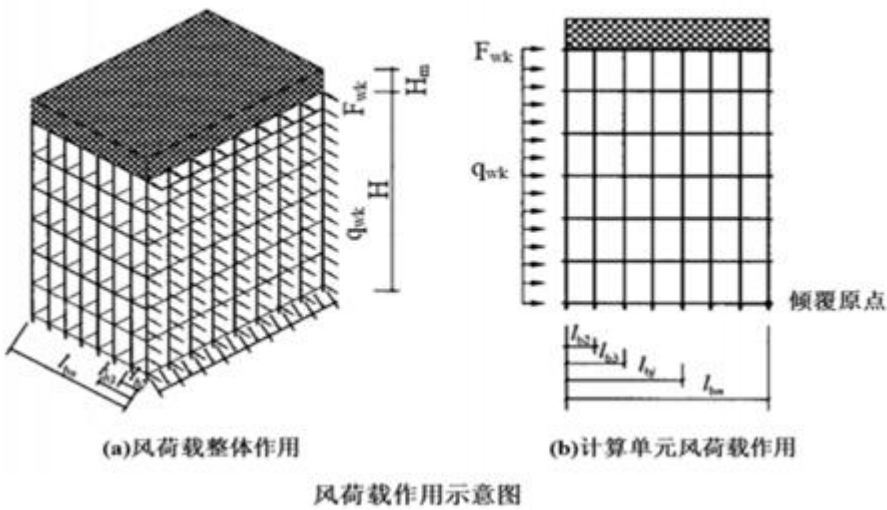
$$H/B = 6.3 / 7.2 = 0.875 \leq 3$$

$$H = 6.3 \text{ m} > 5 \text{ m}$$

需要进行支架整体的抗倾覆验算！

十、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	6.3	模板支架纵向长度 L(m)	23.1
模板支架横向长度 B(m)	7.2		



参考《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 第 5.4.2 条：

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

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

$B^2l_a(g_{k1}+g_{k2})+2\sum G_{jk}b_j=B^2l_a[qH/(l_a\times l_b)+G_{1k}]+2\times G_{jk}\times B/2=7.2^2\times 0.9\times [0.15\times 6.3/(0.9\times 0.9)+0.45]+2\times 1\times 7.2/2=82.627\text{kN.m}\geq 3\gamma_0M_{ok}=3\times 1\times 5.153=15.46\text{kN.m}$

满足要求!

十一、立杆支承面承载力验算

支撑层楼板厚度 $h(\text{mm})$	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 $f_c(\text{N/mm}^2)$	8.294
混凝土的实测抗拉强度 $f_t(\text{N/mm}^2)$	0.829	立杆垫板长 $a(\text{mm})$	200
立杆垫板宽 $b(\text{mm})$	100		

$F_1=N=10.14\text{kN}$

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	
$F_1\leq(0.7\beta_hf_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_mh_0$	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 $h\leq 800\text{mm}$ 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 $1.0\sim 3.5\text{N/mm}^2$ 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
$\eta=\min(\eta_1,\eta_2)$ $\eta_1=0.4+1.2/\beta_s,\eta_2=0.5+as\times$	η_1	局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数
$h_0/4U_m$	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： $\beta_h=1$ ， $f_t=0.829\text{N/mm}^2$ ， $\eta=1$ ， $h_0=h-20=380\text{mm}$ ，
 $u_m=2[(a+h_0)+(b+h_0)]=2120\text{mm}$
 $F=(0.7\beta_hf_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_mh_0=(0.7\times 1\times 0.829+0.25\times 0)\times 1\times 2120\times 380/1000=467.49\text{kN}\geq F_1=10.14\text{kN}$
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_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_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： $f_c=8.294\text{N/mm}^2$ ， $\beta_c=1$ ，
 $\beta_l=(A_b/A_l)^{1/2}=[(a+2b)\times (b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(400)\times (300)/(200\times 100)]^{1/2}=2.449$ ，
 $A_{ln}=ab=20000\text{mm}^2$
 $F=1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}=1.35\times 1\times 2.449\times 8.294\times 20000/1000=548.534\text{kN}\geq F_1=10.14\text{kN}$
满足要求！

第四节 250×500mm 梁模板计算书

计算依据：

- 1、《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019
- 2、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
- 3、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）
- 4、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 5、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 6、《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068-2018
- 7、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
- 8、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 9、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 10、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	V 型滤池 WKL2	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	250×500
梁侧楼板计算厚度(mm)	120	模板支架高度 H(m)	6.3
模板支架横向长度 B(m)	7.2	模板支架纵向长度 L(m)	23.1
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		0.45
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 ω_k (kN/m ²)	基本风压 ω_0 (kN/m ²)	省份	浙江	0.3	$\omega_k=\omega_0\mu_z\mu_{st}=0.047$	
		地区	杭州市			
	风荷载高度变化系数 μ_z	地面粗糙度	B 类(城市郊区)	1		
		模板支架顶部离建筑物地面高度(m)	6			
	风荷载体型系数 μ_s	单榀模板支架 μ_{st}		0.157		
		整体模板支架 μ_{stw}		1.088		$\omega_{fk}=\omega_0\mu_z\mu_{stw}=0.326$
支架外侧模板 μ_s		1.3	$\omega_{mk}=\omega_0\mu_z\mu_s=0.39$			

三、模板体系设计

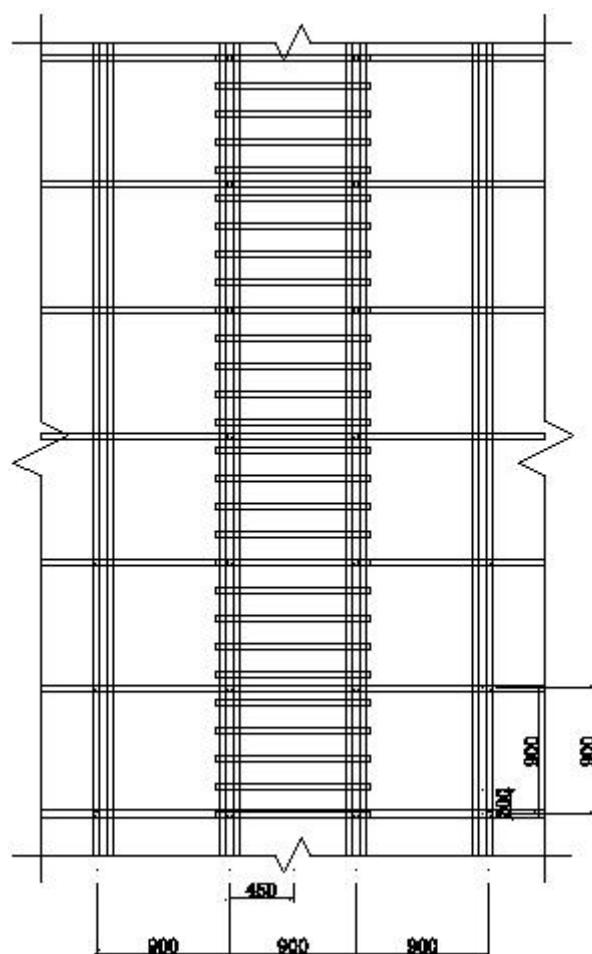
结构重要性系数 γ_0	1
脚手架安全等级	I 级
新浇混凝土梁支撑方式	梁两侧有板，梁底小梁垂直梁跨方向
梁跨度方向立杆纵距是否相等	是
梁跨度方向立杆间距 l_a (mm)	900
梁两侧立杆横向间距 l_b (mm)	900
最大步距 h (mm)	1200
顶层步距 h' (mm)	1200
立杆伸出顶层水平杆的悬臂高度 h_2 (mm)	550
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 l'_a (mm)、 l'_b (mm)	900、900
混凝土梁距梁两侧立杆中的位置	居中
梁左侧立杆距梁中心线距离 (mm)	450
梁底增加立杆根数	0
梁底支撑主梁最大悬挑长度 (mm)	200
每跨距内梁底支撑小梁间距 (mm)	200

承载力设计值调整系数 γ_R	1
扣件传递的荷载偏心距 $e(\text{mm})$	50
结构表面的要求	结构表面外露
模板及支架计算依据	《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》 T/CCIAT0003-2019

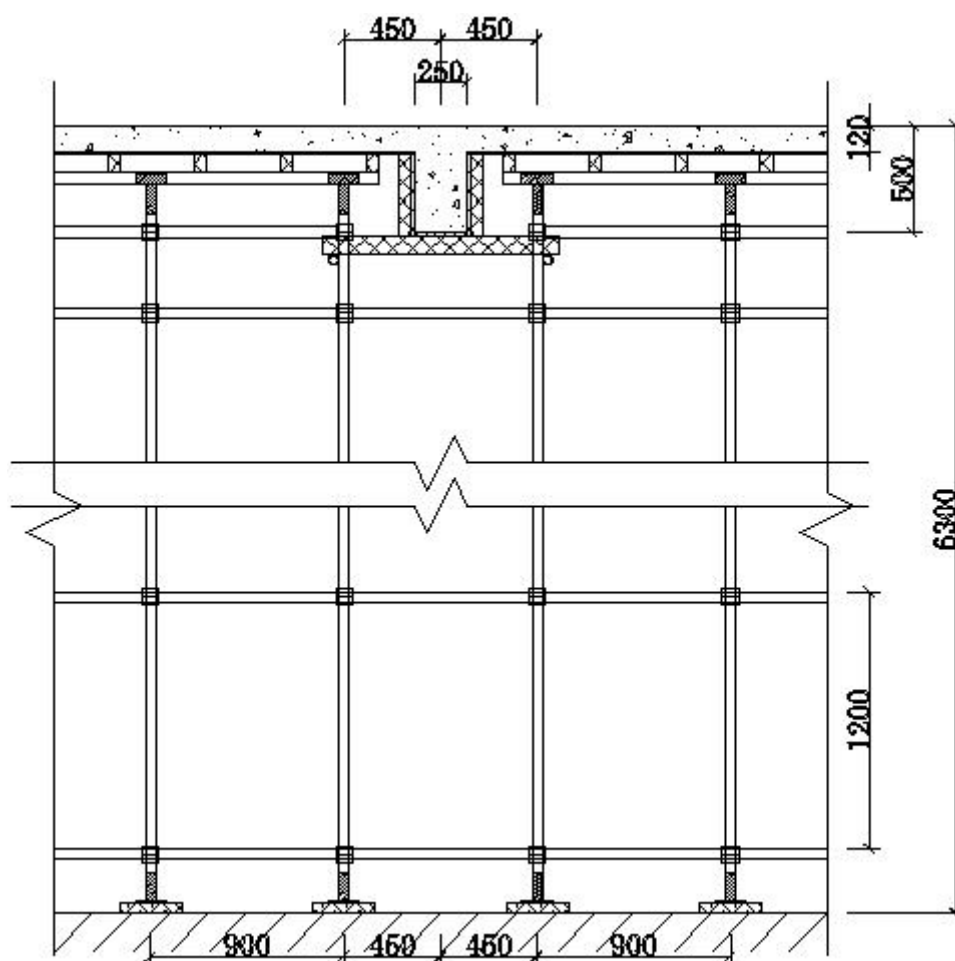
荷载系数参数表：

	正常使用极限状态	承载能力极限状态
可变荷载调整系数 γ_L	1	0.9
可变荷载的分项系数 γ_Q	1	1.5
永久荷载的分项系数 γ_G	1	1.3
结构重要性系数 γ_0	1	

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

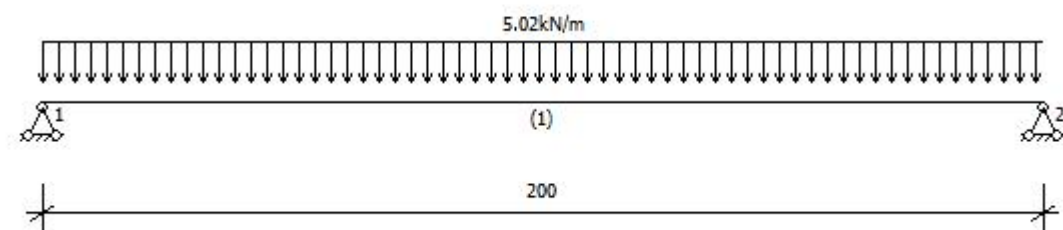
按简支梁计算:

截面抵抗矩: $W = bh^2/6 = 250 \times 14 \times 14 / 6 = 8166.667 \text{mm}^3$, 截面惯性矩: $I = bh^3/12 = 250 \times 14 \times 14 / 12 = 57166.667 \text{mm}^4$

面板承受梁截面方向线荷载设计值:

$$q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k}] \times b = 1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.5) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times 0.25 = 5.02 \text{kN/m}$$

简图如下:



1、抗弯验算

$$M_{\max} = 0.125q_1L^2 = 0.125 \times 5.02 \times 0.2^2 = 0.025 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.025 \times 10^6 / 8166.667 = 3.073 \text{ N/mm}^2 \leq [f]/\gamma_R = 15/1 = 15 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值:

$$q_2 = [1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1 \times 1 \times Q_{1k}] \times b = [1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.5) + 1 \times 1 \times 2.5] \times 0.25 = 3.837 \text{ kN/m}$$

$$v_{\max} = 5q_2L^4 / (384EI) = 5 \times 3.837 \times 200^4 / (384 \times 6000 \times 57166.667) = 0.233 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 200/400 = 0.5 \text{ mm}$$

满足要求!

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_{\max} = 1q_1L = 1 \times 5.02 \times 0.2 = 1.004 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R'_{\max} = 1q_2L = 1 \times 3.837 \times 0.2 = 0.767 \text{ kN}$$

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 $[f](\text{N/mm}^2)$	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	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)	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 $q_1=1.004/0.25=4.016\text{kN/m}$

小梁自重 $q_2=\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times \text{小梁间距}=1\times 1.3\times (0.3-0.1)\times 0.2=0.052\text{kN/m}$

梁左侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_1=\gamma_0\times [1.3\times (G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times \gamma_L\times Q_{1k}]\times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2)/2\times \text{小梁间距}+\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times (\text{梁高}-\text{板厚})\times \text{小梁间距}=1\times [1.3\times (0.45+(24+1.1)\times 0.12)+1.5\times 0.9\times 2.5]\times (0.45-0.25/2)/2\times 0.2+1\times 1.3\times 0.45\times (0.5-0.12)\times 0.2=0.3\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=\gamma_0\times [1.3\times (G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times \gamma_L\times Q_{1k}]\times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2)/2\times \text{小梁间距}+\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times (\text{梁高}-\text{板厚})\times \text{小梁间距}=1\times [1.3\times (0.45+(24+1.1)\times 0.12)+1.5\times 0.9\times 2.5]\times ((0.9-0.45)-0.25/2)/2\times 0.2+1\times 1.3\times 0.45\times (0.5-0.12)\times 0.2=0.3\text{kN}$

2) 梁底小梁荷载标准值计算

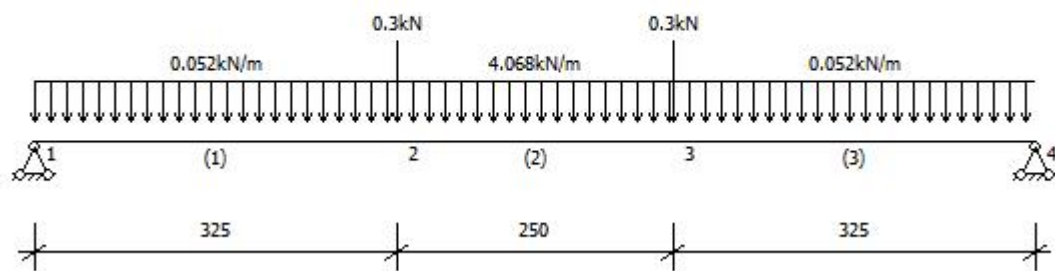
面板传递给小梁 $q_1=0.767/0.25=3.07\text{kN/m}$

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

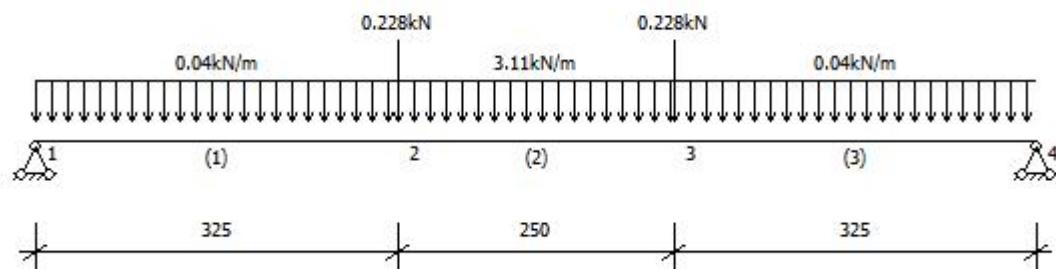
梁左侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_1=(1\times G_{1k}+1\times (G_{2k}+G_{3k})\times h+1\times \gamma_L\times Q_{1k})\times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2)/2\times \text{小梁间距}+1\times G_{1k}\times (\text{梁高}-\text{板厚})\times \text{小梁间距}=(1\times 0.45+1\times (24+1.1)\times 0.12+1\times 1\times 2.5)\times (0.45-0.25/2)/2\times 0.2+1\times 0.45\times (0.5-0.12)\times 0.2=0.228\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=(1\times G_{1k}+1\times (G_{2k}+G_{3k})\times h+1\times \gamma_L\times Q_{1k})\times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2)/2\times \text{小梁间距}+1\times G_{1k}\times (\text{梁高}-\text{板厚})\times \text{小梁间距}=(1\times 0.45+1\times (24+1.1)\times 0.12+1\times 1\times 2.5)\times ((0.9-0.45)-0.25/2)/2\times 0.2+1\times 0.45\times (0.5-0.12)\times 0.2=0.228\text{kN}$

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

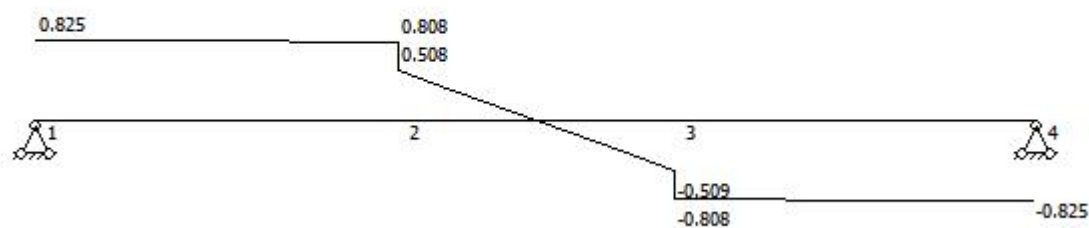


小梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.296 \times 10^6 / 54000 = 5.482 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 15.444 / 1 = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算



小梁剪力图(kN)

$$V_{\max} = 0.825 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 0.825 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 0.344 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 1.782 / 1 = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算



小梁变形图(mm)

$$v_{\max} = 0.782 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 900/400 = 2.25 \text{ mm}$$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_1 = 0.825 \text{ kN}, R_2 = 0.825 \text{ kN}$$

正常使用极限状态

$$R'_1 = 0.63 \text{ kN}, R'_2 = 0.63 \text{ kN}$$

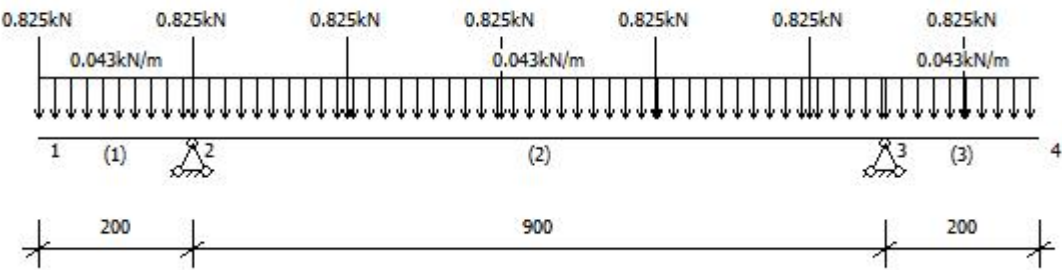
六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.2
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	简支梁		

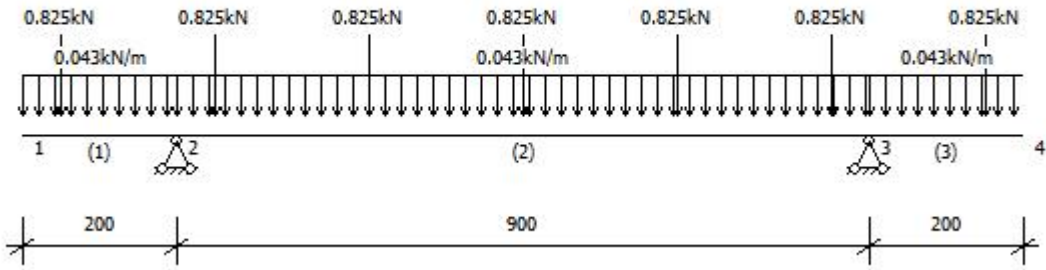
由上节可知 $P = \max[R_1, R_2] = \max[0.825, 0.825] = 0.825 \text{ kN}$, $P' = \max[R'_1, R'_2] = \max[0.63, 0.63] = 0.63 \text{ kN}$

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: $q' = 1 \times 0.033 = 0.033 \text{ kN/m}$

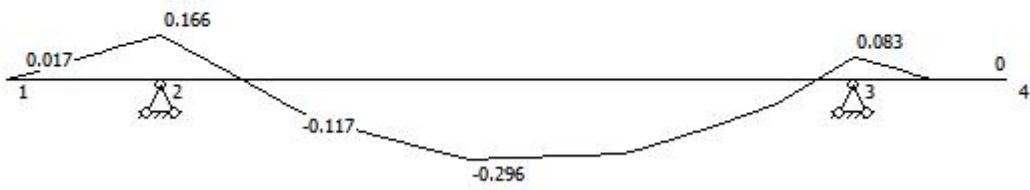


主梁计算简图一

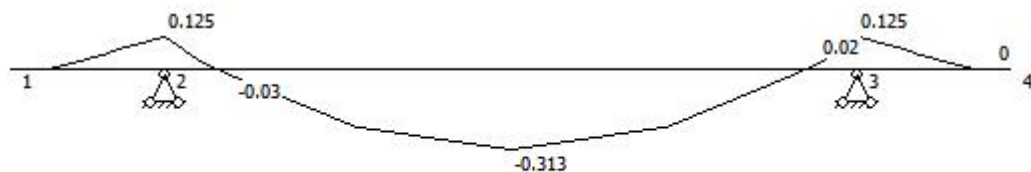


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)



主梁弯矩图二(kN·m)

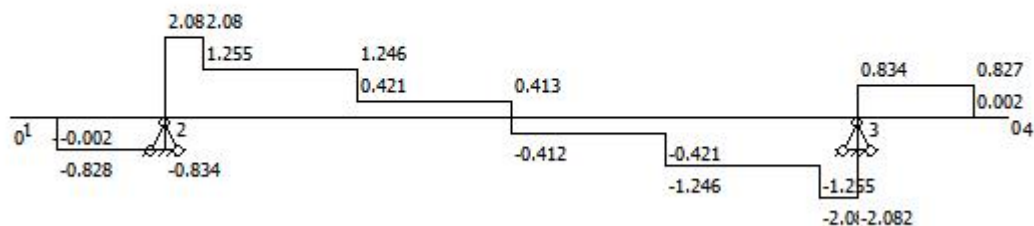
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.313 \times 10^6 / 4490 = 69.71 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)



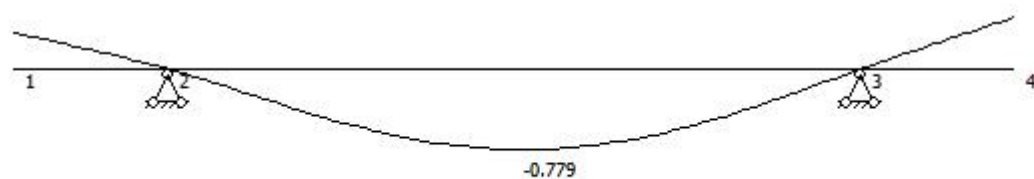
主梁剪力图二(kN)

$$V_{\max} = 2.082 \text{ kN}$$

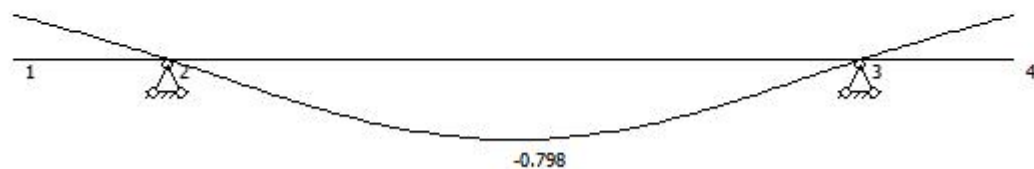
$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 2.082 \times 1000 / 424 = 9.821 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 120 / 1 = 120 \text{ N/mm}^2$$

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 $v_{\max}=0.798\text{mm}\leq[v]=L/400=900/400=2.25\text{mm}$

满足要求!

悬臂端 $v_{\max}=0.503\text{mm}\leq[v]=2l_2/400=2\times 200/400=1\text{mm}$

满足要求!

4、支座反力计算

图一: $R_{\max}=3.236\text{kN}$

图二: $R_{\max}=2.915\text{kN}$

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: $R_1=3.236\text{kN}$, 立杆 2: $R_2=3.236\text{kN}$

图二

立杆 1: $R_1=2.915\text{kN}$, 立杆 2: $R_2=2.915\text{kN}$

七、扣件抗滑移验算

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 $N = \max[R_1, R_2] = \max[3.236, 3.236] = 3.236\text{kN} \leq 0.85 \times 8 = 6.8\text{kN}$

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！

八、立杆验算

立杆钢管截面类型(mm)	$\Phi 48 \times 3.2$	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
立杆弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	206000	立杆截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78
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
水平杆钢管截面类型(mm)	$\Phi 48.3 \times 3.0$	水平杆钢管计算截面类型(mm)	$\Phi 48 \times 3$
剪刀撑设置	有	扫地杆高度 $h_1(\text{mm})$	450
节点转动刚度 $(\text{kN} \cdot \text{m/rad})$	15	竖向剪刀撑纵距跨数 n_1 (跨)	3
竖向剪刀撑横距跨数 n_2 (跨)	3	高度修正系数	1.029
扣件传递的竖向荷载偏心距 $e(\text{mm})$	50	步距 $h(\text{mm})$	1200
顶层步距 $h'(\text{mm})$	1200	立杆伸出顶层水平杆的悬臂高度 $h_2(\text{mm})$	550

1、长细比验算

《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 条文说明 5.1.5 条，构件的允许长细比计算时构件的长度取节点间钢管的长度：

$$h_{\max} = h = 1200\text{mm}$$

$$\lambda = h_{\max}/i = 1200/15.9 = 75.472 \leq [\lambda] = 150$$

长细比满足要求！

2、立杆稳定性验算

$$\text{立杆计算长度: } l_{01} = \beta_H \beta_A \mu h = 1.029 \times 1.067 \times 2.028 \times 1200 = 2673\text{mm}$$

μ ----立杆计算长度系数，按规范附录 G 表 G-2 取值

K ----有剪刀撑框架式支撑结构的刚度比， $K = EI/(hk) + I_y/(6h) = 206000 \times 10.78 \times 10^4 / (1200 \times$

$$15 \times 10^6 + 900 / (6 \times 1200) = 1.359$$

β_a ----扫地杆高度与悬臂长度修正系数, 按规范附录 G 表 G-3 取值

α ----扫地杆高度 h_1 与步距 h 之比与悬臂长度 h_2 与步距 h 之比的较大值, $\alpha = \max(h_1/h, h_2/h) = \max(450/1200, 550/1200) = 0.458$

α_x ----单元框架 x 向跨距与步距 h 之比, $\alpha_x = l_x/h = 900/1200 = 0.75$

β_H ----高度修正系数

$$l_{02} = h' + 2k_0 h_2 = 1200 + 2 \times 0.7 \times 550 = 1970 \text{ mm}$$

$$l_0 = \max(l_{01}, l_{02}) = \max(2673, 1970) = 2673 \text{ mm}$$

$$\lambda = l_0/i = 2673/15.9 = 168.113, \text{ 查表得, } \varphi = 0.251$$

支撑脚手架风线荷载标准值: $q_{wk} = l_a \times \omega_{fk} = 0.9 \times 0.326 = 0.293 \text{ kN/m}$;

风荷载作用在支架外侧模板上产生的水平力标准值:

$$F_{wk} = l_a \times H_m \times \omega_{mk} = 0.9 \times 1 \times 0.39 = 0.351 \text{ kN}$$

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_{ok} :

$$M_{ok} = 0.5 H^2 q_{wk} + H F_{wk} = 0.5 \times 6.3^2 \times 0.293 + 6.3 \times 0.351 = 8.034 \text{ kN.m}$$

立杆考虑风荷载造成的立杆附加轴力 N_{wtk} , 计算如下:

$$N_{wtk} = 6n \times M_{ok} / [(n+1)(n+2)B] = 6 \times 8 \times 8.034 / [(8+1) \times (8+2) \times 7.2] = 0.595 \text{ kN}$$

$$R_1 = 3.236 \text{ kN}, R_2 = 3.236 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{两侧立杆最大受力 } N_w = \max[R_1 + N_{\text{边}1}, R_2 + N_{\text{边}2}] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times H = \\ \max[3.236 + 1 \times [1.3 \times (0.45 + (24 + 1.1) \times 0.12) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times [0.9/2 + (0.45 - 0.25/2)/2] \times 0.9, 3.236 + 1 \times \\ [1.3 \times (0.45 + (24 + 1.1) \times 0.12) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times [0.9/2 + (0.9 - 0.45 - 0.25/2)/2] \times 0.9] + 1 \times 1.3 \times 0.15 \times 6.3 = \\ 8.806 \text{ kN} \end{aligned}$$

梁两侧立柱扣件传递的偏心弯矩 $M_1 = F \times e = (8.806 - 1.228) \times 0.05 = 0.379 \text{ kN.m}$

不考虑风荷载

两侧立杆稳定性验算:

$$f = N / (\varphi A) + M_1 / (W(1 - 1.1 \varphi N / N_E')) = 8806.382 / (0.251 \times 424) + 0.379 \times 10^6 / (4.49 \times 10^3 \times (1 - 1.1 \times 0.251 \times 8806.382 / 30502.059)) = 174.444 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

N_E' ----立杆的欧拉临界力(N), $N_E' = \pi^2 EA / \lambda^2 = 3.14^2 \times 206000 \times 424 / 168.113^2 = 30502.059 \text{ N}$

考虑风荷载

$$M_w = \gamma_Q \omega_k l_a h^2 / 10 = 1.5 \times 0.047 \times 0.9 \times 1.2^2 / 10 = 0.009 \text{ kN.m}$$

两侧立杆稳定性验算：

$$f = (N_w + \gamma_0 \times \gamma_L \phi_w \times \gamma_Q N_{wk}) / (\phi A) + \gamma_0 \times (M_w + M_1) / (W(1 - 1.1 \phi (N_w + \gamma_0 \times \gamma_L \phi_w \times \gamma_Q N_{wk}) / N_E')) = (8806.382 + 1 \times 0.9 \times 0.6 \times 1.5 \times 595.098) / (0.251 \times 424) + 1 \times (0.009 + 0.379) \times 10^6 / (4.49 \times 10^3 \times (1 - 1.1 \times 0.251 \times (8806.382 + 1 \times 0.9 \times 0.6 \times 1.5 \times 595.098) / 30502.059)) = 181.632 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

$$N_E' \text{----立杆的欧拉临界力(N), } N_E' = \pi^2 EA / \lambda^2 = 3.14^2 \times 206000 \times 424 / 168.113^2 = 30502.059 \text{ N}$$

九、高宽比验算

根据《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 第 5.4.1 条：当模板支架侧向无可靠连接且高度大于 5m 或者高宽比大于 3 时，需要进行支架整体的抗倾覆验算

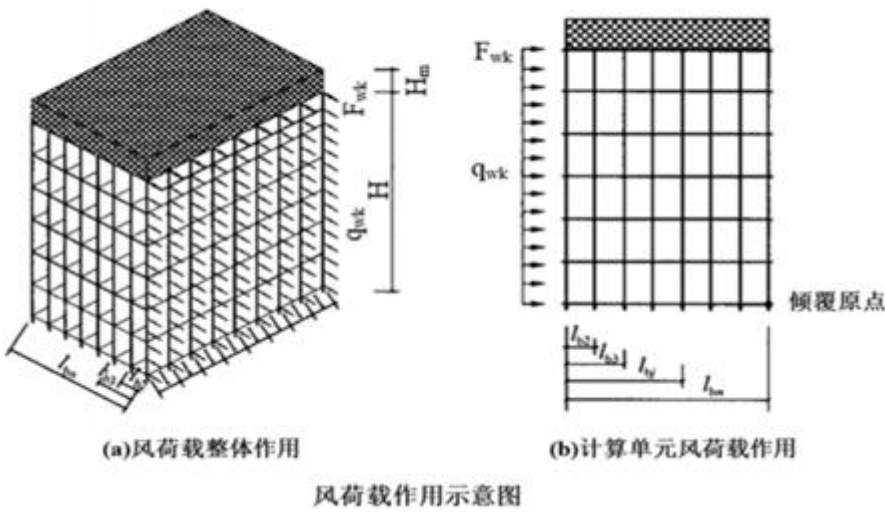
$$H/B = 6.3 / 7.2 = 0.875 \leq 3$$

$$H = 6.3 \text{ m} > 5 \text{ m}$$

需要进行支架整体的抗倾覆验算！

十、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	6.3	模板支架纵向长度 L(m)	23.1
模板支架横向长度 B(m)	7.2		



参考《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 第 5.4.2 条：

$$B^2 I_a (g_{k1} + g_{k2}) + 2 \Sigma G_{jk} b_j \geq 3 \gamma_0 M_{ok}$$

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

$B^2l'_a(g_{k1}+ g_{k2})+2 \sum G_{jk}b_j =B^2l'_a[qH/(l'_a \times l'_b)+G_{1k}]+2 \times G_{jk} \times B/2=7.2^2 \times 0.9 \times [0.15 \times 6.3/(0.9 \times 0.9)+0.45]+2 \times 1 \times 7.2/2=82.627\text{kN.m} \geq 3\gamma_0M_{ok} =3 \times 1 \times 8.034=24.101\text{kN.m}$

满足要求！

十一、立杆支承面承载力验算

支撑层楼板厚度 $h(\text{mm})$	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 $f_c(\text{N/mm}^2)$	8.294
混凝土的实测抗拉强度 $f_t(\text{N/mm}^2)$	0.829	立杆垫板长 $a(\text{mm})$	200
立杆垫板宽 $b(\text{mm})$	200		

$F_1=N=9.61\text{kN}$

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_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 $h \leq 800\text{mm}$ 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
$\eta = \min(\eta_1, \eta_2)$ $\eta_1 = 0.4 + 1.2/\beta_s, \eta_2 = 0.5 + a_s \times$	η_1	局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数
$h_0/4U_m$	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： $\beta_h=1$ ， $f_t=0.829\text{N/mm}^2$ ， $\eta=1$ ， $h_0=h-20=380\text{mm}$ ，

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

$$F=(0.7\beta_h f_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0=(0.7\times 1\times 0.829+0.25\times 0)\times 1\times 2320\times 380/1000=511.592\text{kN}\geq F_1=9.61\text{kN}$$

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	
$F_1\leq 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}$	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_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： $f_c=8.294\text{N/mm}^2$ ， $\beta_c=1$ ，

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

$$F=1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}=1.35\times 1\times 3\times 8.294\times 40000/1000=1343.628\text{kN}\geq F_1=9.61\text{kN}$$

满足要求！

第五节 250×600mm 梁模板计算书

计算依据：

- 1、《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019
- 2、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
- 3、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）
- 4、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 5、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 6、《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068-2018
- 7、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
- 8、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 9、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 10、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	清水池 WKL7	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	250×600
梁侧楼板计算厚度(mm)	200	模板支架高度 H(m)	6.3
模板支架横向长度 B(m)	15	模板支架纵向长度 L(m)	37.1
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 $G_{1k}(\text{kN/m}^2)$	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.45
新浇筑混凝土自重标准值 $G_{2k}(\text{kN/m}^3)$	24		
混凝土梁钢筋自重标准值 $G_{3k}(\text{kN/m}^3)$	1.5	混凝土板钢筋自重标准值 $G_{3k}(\text{kN/m}^3)$	1.1
施工荷载标准值 $Q_{1k}(\text{kN/m}^2)$	2.5		
支撑脚手架计算单元上集中堆放的物料自重标准值 $G_{jk}(\text{kN})$	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 ω_k (kN/m ²)	基本风压 ω_0 (kN/m ²)	省份	广西	0.2	$\omega_k=\omega_0\mu_z\mu_{st}=0.031$
		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	
		模板支架顶部离建筑物地面高度(m)	6		
	风荷载体型系数 μ_s	单榀模板支架 μ_{st}		0.157	
		整体模板支架 μ_{stw}		1.622	
		支架外侧模板 μ_s		1.3	$\omega_{mk}=\omega_0\mu_z\mu_s=0.26$

三、模板体系设计

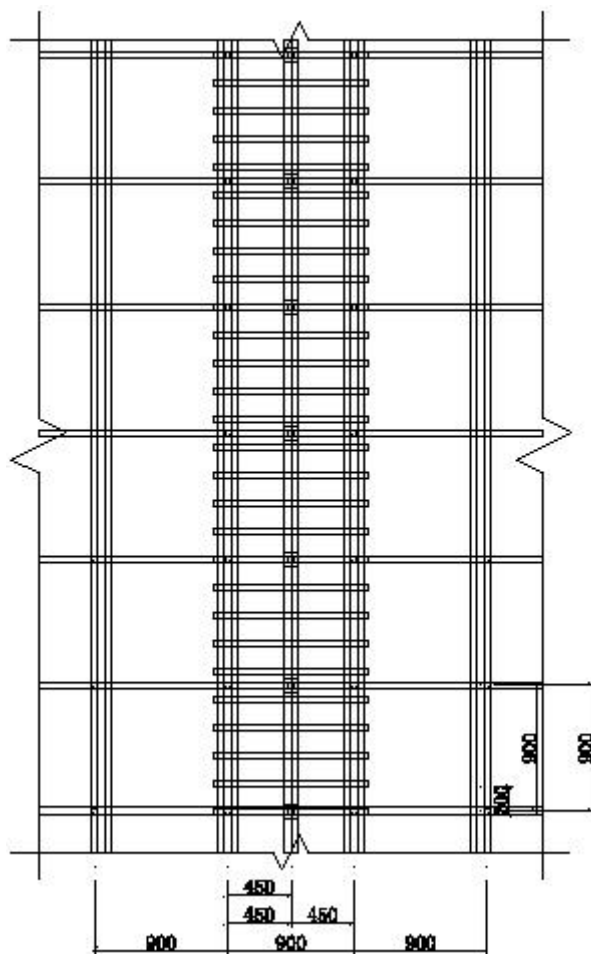
结构重要性系数 γ_0	1
脚手架安全等级	I 级
新浇混凝土梁支撑方式	梁两侧有板，梁底小梁垂直梁跨方向
梁跨度方向立杆纵距是否相等	是
梁跨度方向立杆间距 l_a (mm)	900
梁两侧立杆横向间距 l_b (mm)	900
最大步距 h (mm)	1200
顶层步距 h' (mm)	1200
立杆伸出顶层水平杆的悬臂高度 h_2 (mm)	550
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 l'_a (mm)、 l'_b (mm)	900、900
混凝土梁距梁两侧立杆中的位置	居中
梁左侧立杆距梁中心线距离 (mm)	450
梁底增加立杆根数	1
梁底增加立杆布置方式	按梁两侧立杆间距均分
梁底增加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)	200
每跨距内梁底支撑小梁间距(mm)	200
承载力设计值调整系数 γ_R	1
扣件传递的荷载偏心距 e (mm)	50
结构表面的要求	结构表面外露
模板及支架计算依据	《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》 T/CCIAT0003-2019

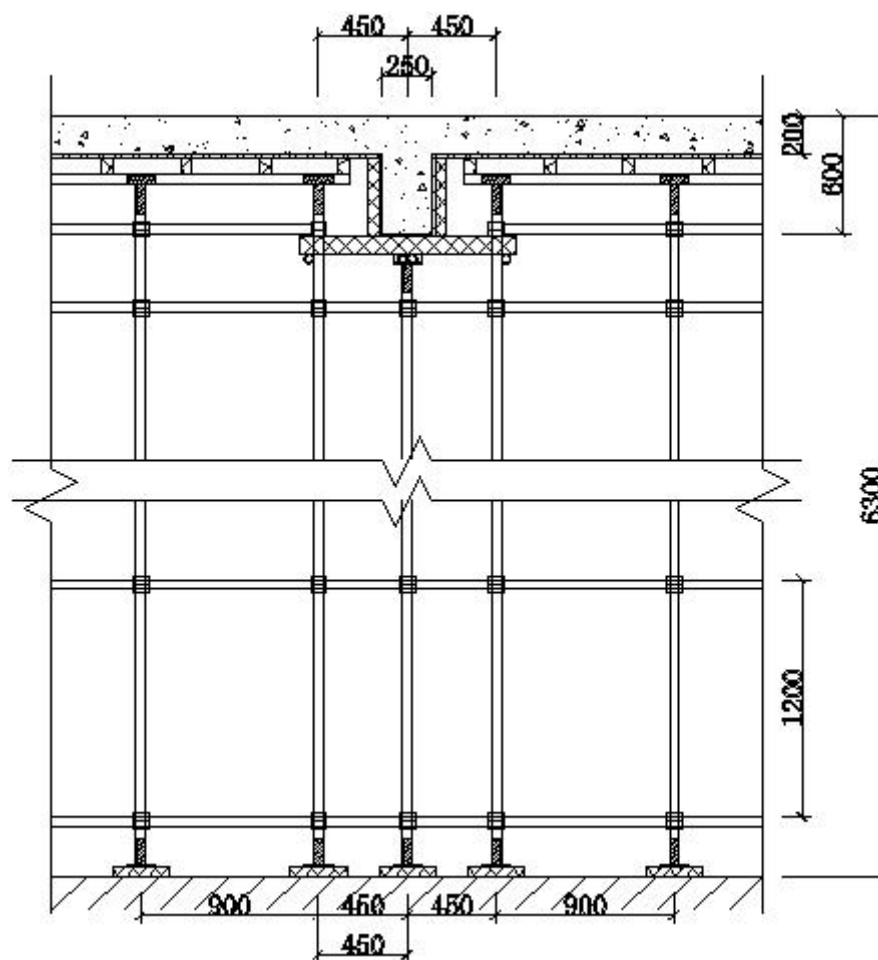
荷载系数参数表：

	正常使用极限状态	承载能力极限状态
可变荷载调整系数 γ_L	1	0.9
可变荷载的分项系数 γ_Q	1	1.5
永久荷载的分项系数 γ_G	1	1.3
结构重要性系数 γ_0	1	

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	二等跨连续梁

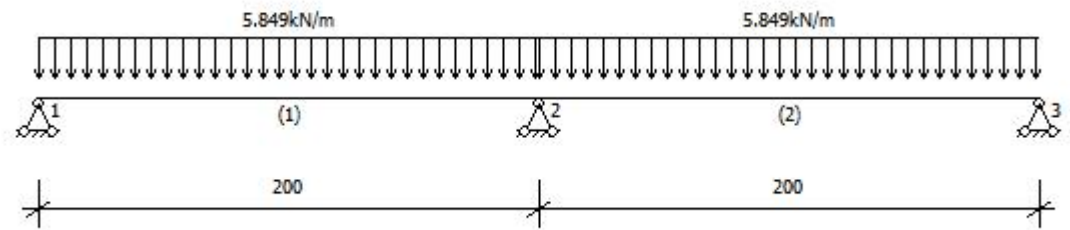
按二等跨连续梁计算：

截面抵抗矩： $W = bh^2/6 = 250 \times 14 \times 14 / 6 = 8166.667 \text{mm}^3$ ，截面惯性矩： $I = bh^3/12 = 250 \times 14 \times 14 / 12 = 57166.667 \text{mm}^4$

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k}] \times b = 1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.6) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times 0.25 = 5.849 \text{kN/m}$

简图如下：



1、抗弯验算

$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times 1.3 \times [0.1 + (24 + 1.5) \times 0.6] \times 0.25 = 5.005 \text{ kN/m}$

$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k} \times b = 1 \times 1.5 \times 0.9 \times 2.5 \times 0.25 = 0.844 \text{ kN/m}$

$M_{\text{max}} = 0.125 q_1 L^2 = 0.125 \times 5.849 \times 0.2^2 = 0.029 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\sigma = M_{\text{max}} / W = 0.029 \times 10^6 / 8166.667 = 3.581 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 15 / 1 = 15 \text{ N/mm}^2$

满足要求！

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值：

$q_2 = [1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1 \times 1 \times Q_{1k}] \times b = [1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.6) + 1 \times 1 \times 2.5] \times 0.25 = 4.475 \text{ kN/m}$

$v_{\text{max}} = 0.521 q_2 L^4 / (100EI) = 0.521 \times 4.475 \times 200^4 / (100 \times 6000 \times 57166.667) = 0.109 \text{ mm} \leq [v] =$

$L / 400 = 200 / 400 = 0.5 \text{ mm}$

满足要求！

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$R_{\text{max}} = 1.25 q_{1\text{静}} L + 1.25 q_{1\text{活}} L = 1.25 \times 5.005 \times 0.2 + 1.25 \times 0.844 \times 0.2 = 1.462 \text{ kN}$

标准值(正常使用极限状态)

$R'_{\text{max}} = 1.25 q_2 L = 1.25 \times 4.475 \times 0.2 = 1.119 \text{ kN}$

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 $I(\text{cm}^4)$	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)	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 $q_1 = 1.462/0.25 = 5.849 \text{ kN/m}$

小梁自重 $q_2 = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{小梁间距} = 1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.2 = 0.052 \text{ kN/m}$

梁左侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k}] \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2) / 2 \times \text{小梁间距} + \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距} = 1 \times [1.3 \times (0.45 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times (0.45 - 0.25/2) / 2 \times 0.2 + 1 \times 1.3 \times 0.45 \times (0.6 - 0.2) \times 0.2 = 0.388 \text{ kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k}] \times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2) / 2 \times \text{小梁间距} + \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距} = 1 \times [1.3 \times (0.45 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times ((0.9 - 0.45) - 0.25/2) / 2 \times 0.2 + 1 \times 1.3 \times 0.45 \times (0.6 - 0.2) \times 0.2 = 0.388 \text{ kN}$

2) 梁底小梁荷载标准值计算

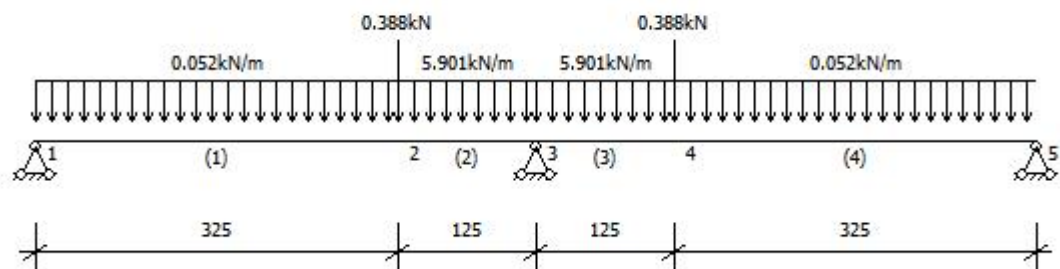
面板传递给小梁 $q_1 = 1.119/0.25 = 4.475 \text{ kN/m}$

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

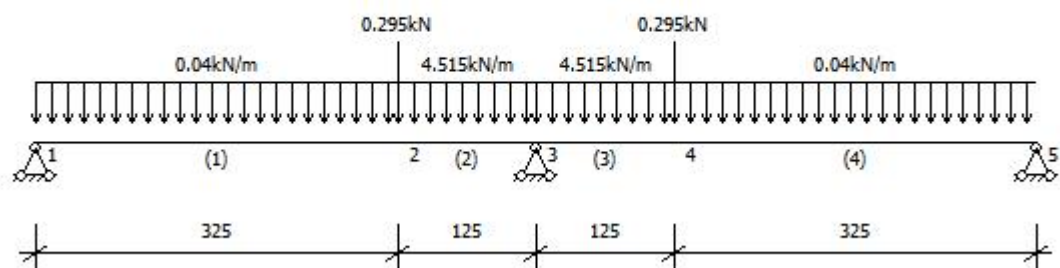
梁左侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_1 = (1 \times G_{1k} + 1 \times (G_{2k} + G_{3k}) \times h + 1 \times \gamma_L \times Q_{1k}) \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2) / 2 \times \text{小梁间距} + 1 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距} = (1 \times 0.45 + 1 \times (24 + 1.1) \times 0.2 + 1 \times 1 \times 2.5) \times (0.45 - 0.25/2) / 2 \times 0.2 + 1 \times 0.45 \times (0.6 - 0.2) \times 0.2 = 0.295 \text{ kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2 = (1 \times G_{1k} + 1 \times (G_{2k} + G_{3k}) \times h + 1 \times \gamma_L \times Q_{1k}) \times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2) / 2 \times \text{小梁间距} + 1 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距} = (1 \times 0.45 + 1 \times (24 + 1.1) \times 0.2 + 1 \times 1 \times 2.5) \times ((0.9 - 0.45) - 0.25/2) / 2 \times 0.2 + 1 \times 0.45 \times (0.6 - 0.2) \times 0.2 = 0.295 \text{ kN}$

计算简图如下：

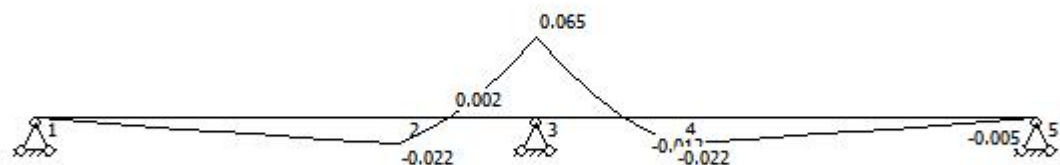


承载力极限状态



正常使用极限状态

2、抗弯验算

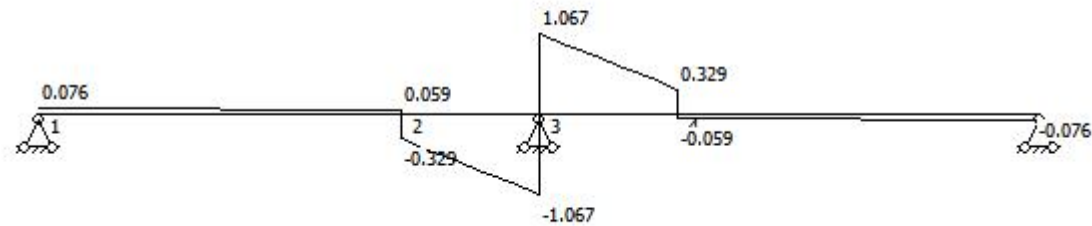


小梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.065 \times 10^6 / 54000 = 1.21 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 15.444 / 1 = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算



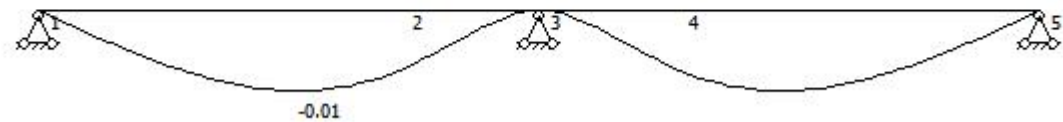
小梁剪力图(kN)

$V_{\max}=1.067\text{kN}$

$\tau_{\max}=3V_{\max}/(2bh_0)=3\times 1.067\times 1000/(2\times 40\times 90)=0.444\text{N/mm}^2\leq[\tau]/\gamma_R=1.782/1=1.782\text{N/mm}^2$

满足要求！

4、挠度验算



小梁变形图(mm)

$v_{\max}=0.01\text{mm}\leq[v]=L/400=450/400=1.125\text{mm}$

满足要求！

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$R_1=0.076\text{kN}$, $R_2=2.134\text{kN}$, $R_3=0.076\text{kN}$

正常使用极限状态

$R'_1=0.058\text{kN}$, $R'_2=1.629\text{kN}$, $R'_3=0.058\text{kN}$

六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.2
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

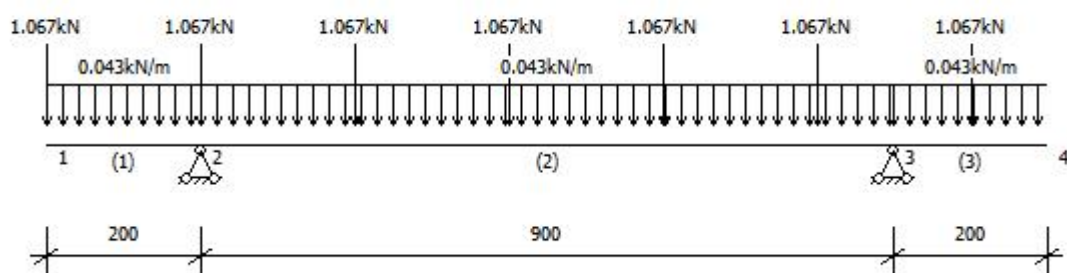
主梁抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N}/\text{mm}^2)$	120	主梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49
主梁弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	206000	主梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78
主梁计算方式	简支梁	可调托座内主梁根数	2
主梁受力不均匀系数 K_s	0.5		

主梁 2 根合并，其主梁受力不均匀系数 $K_s=0.5$

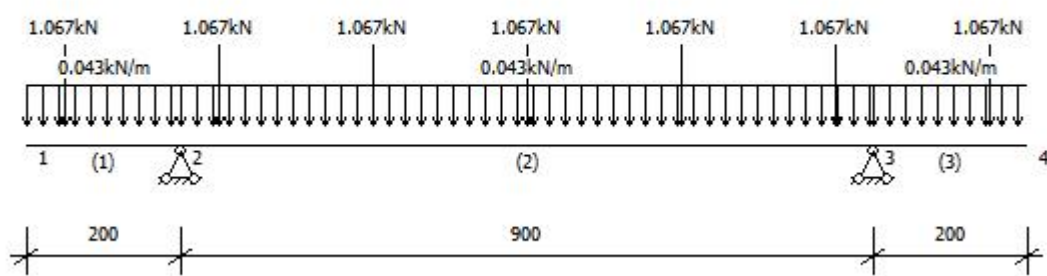
由上节可知 $P=\max[R_2]\times 0.5=\max[2.134]\times 0.5=1.067\text{kN}$ ， $P'=\max[R_2']\times 0.5=\max[1.629]\times 0.5=0.815\text{kN}$

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

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

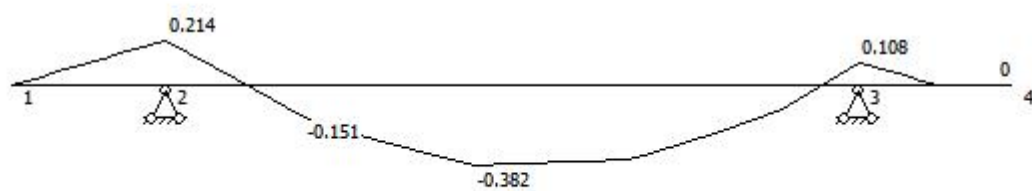


主梁计算简图一

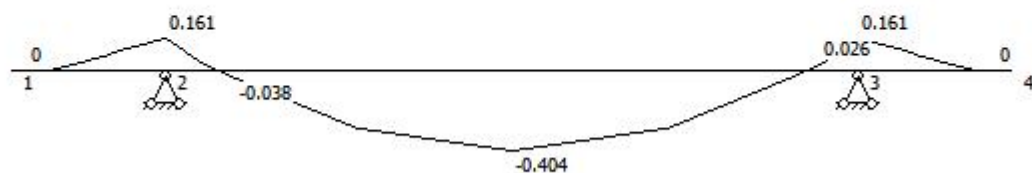


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)

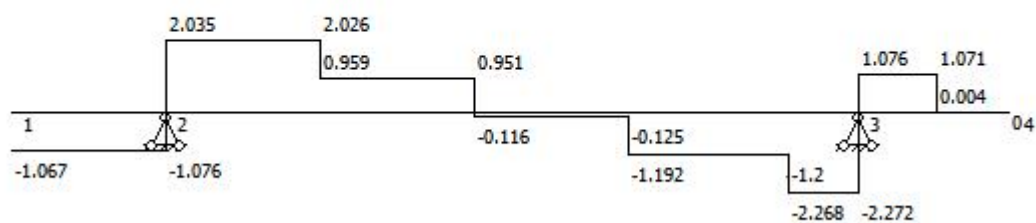


主梁弯矩图二(kN·m)

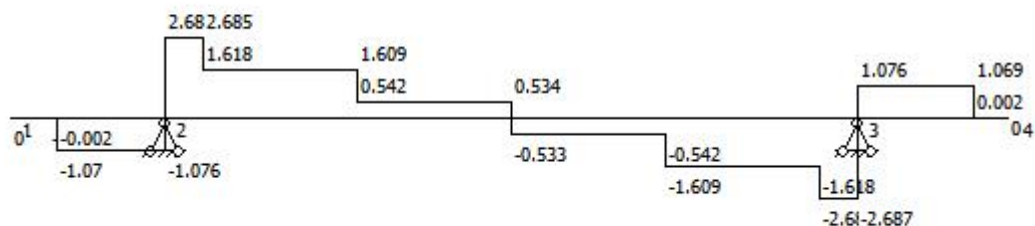
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.404 \times 10^6 / 4490 = 89.978 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)



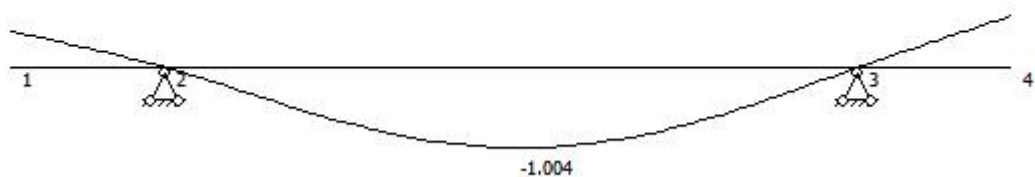
主梁剪力图二(kN)

$$V_{\max} = 2.687 \text{ kN}$$

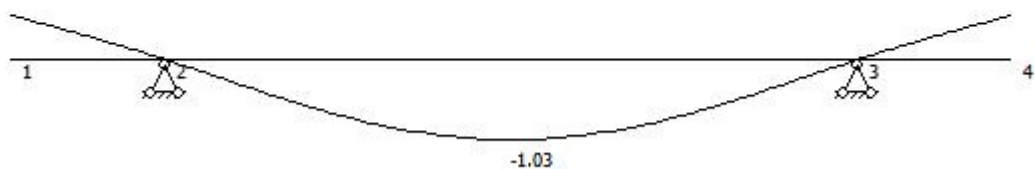
$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 2.687 \times 1000 / 424 = 12.675 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 120 / 1 = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图一(mm)



主梁变形图二(mm)

$$\text{跨中 } v_{\max} = 1.03 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 900/400 = 2.25 \text{ mm}$$

满足要求!

$$\text{悬臂端 } v_{\max} = 0.649 \text{ mm} \leq [v] = 2l_2/400 = 2 \times 200/400 = 1 \text{ mm}$$

满足要求！

4、支座反力计算

图一： $R_{\max}=4.178\text{kN}$

图二： $R_{\max}=3.762\text{kN}$

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： $R_2=4.178\text{kN}$

图二

立杆 2： $R_2=3.762\text{kN}$

立杆所受主梁支座反力依次为:立杆 2: $P_2=R_2/K_s=4.178/0.5=8.355\text{kN}$

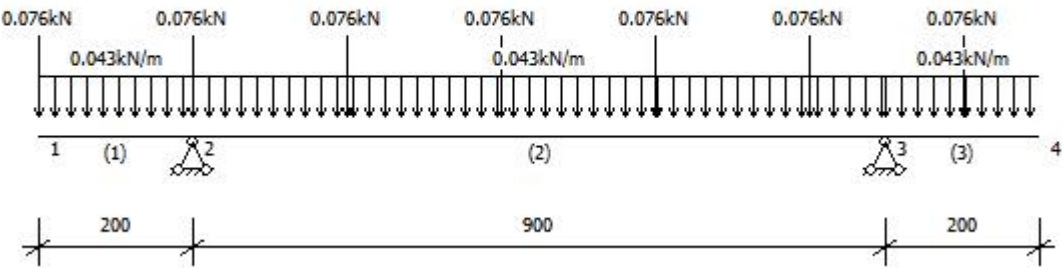
七、纵向水平钢管验算

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		

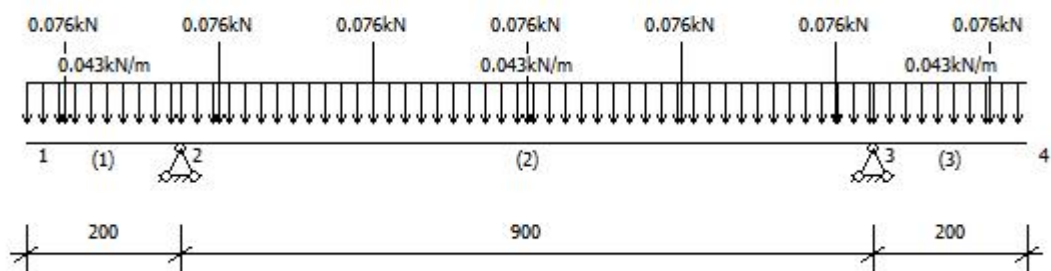
由小梁验算一节可知 $P=\max[R_1, R_3]=0.076\text{kN}$ ， $P'=\max[R_1', R_3']=0.058\text{kN}$

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： $q'=1\times0.033=0.033\text{kN/m}$

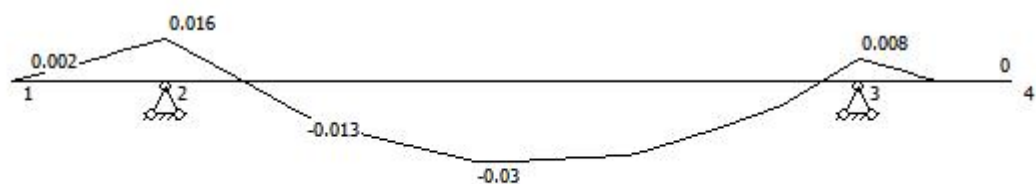


纵向水平钢管计算简图一

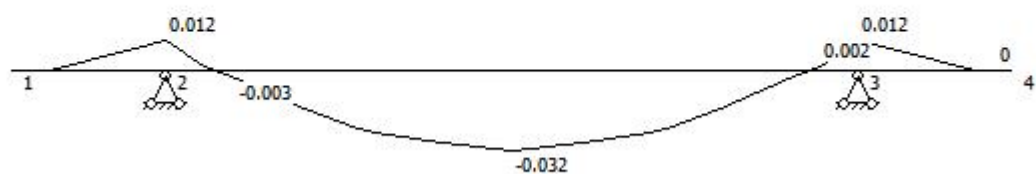


纵向水平钢管计算简图二

1、抗弯验算



纵向水平钢管弯矩图一(kN·m)

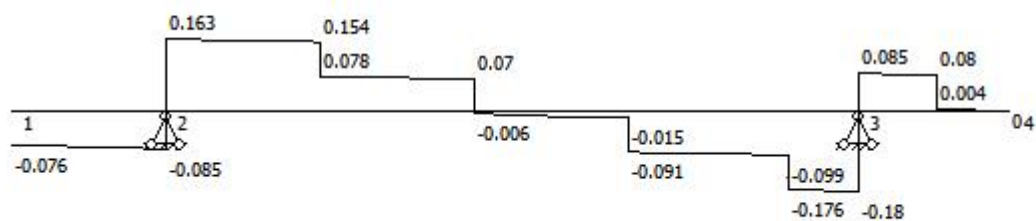


纵向水平钢管弯矩图二(kN·m)

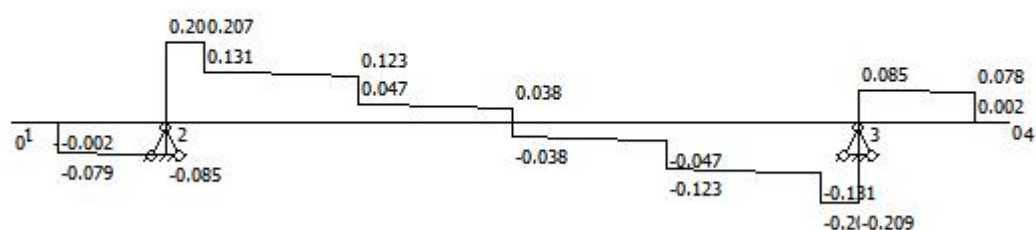
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.032 \times 10^6 / 4490 = 7.127 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、抗剪验算



纵向水平钢管剪力图一(kN)



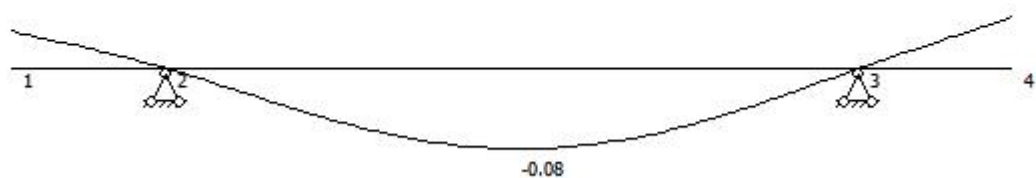
纵向水平钢管剪力图二(kN)

$$V_{\max} = 0.209 \text{ kN}$$

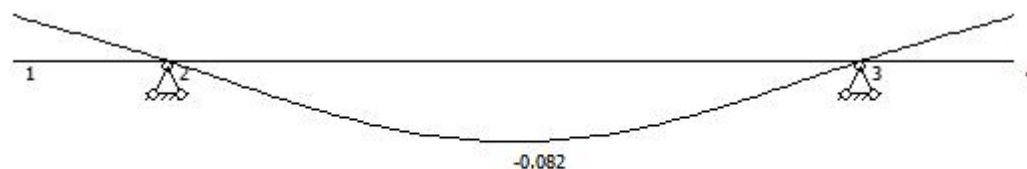
$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 0.209 \times 1000 / 424 = 0.988 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 120 / 1 = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



纵向水平钢管变形图一(mm)



纵向水平钢管变形图二(mm)

$$\text{跨中 } v_{\max} = 0.082 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 900/400 = 2.25 \text{ mm}$$

满足要求!

$$\text{悬臂端 } v_{\max} = 0.052 \text{ mm} \leq [v] = 2l_2/400 = 2 \times 200/400 = 1 \text{ mm}$$

满足要求!

4、支座反力计算

$$\text{图一: } R_{\max} = 0.324 \text{ kN}$$

$$\text{图二: } R_{\max} = 0.294 \text{ kN}$$

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:

$$\text{立杆 1: } R_1 = 0.324 \text{ kN}, \text{ 立杆 3: } R_3 = 0.324 \text{ kN}$$

图二:

$$\text{立杆 1: } R_1 = 0.294 \text{ kN}, \text{ 立杆 3: } R_3 = 0.294 \text{ kN}$$

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

$$\text{两侧立杆最大受力 } N = \max[R_1, R_3] = \max[0.324, 0.324] = 0.324 \text{ kN} \leq 0.85 \times 8 = 6.8 \text{ kN}$$

单扣件在扭矩达到 40~65N·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

$$\text{可调托座最大受力 } N = \max[P_2] = 8.355 \text{ kN} \leq [N]/\gamma_R = 30/1 = 30 \text{ kN}$$

满足要求!

九、立杆验算

立杆钢管截面类型(mm)	Φ48×3.2	立杆钢管计算截面类型(mm)	Φ48×3
钢材等级	Q235	立杆截面面积 A(mm ²)	424
回转半径 i(mm)	15.9	立杆截面抵抗矩 W(cm ³)	4.49
立杆弹性模量 E(N/mm ²)	206000	立杆截面惯性矩 I (cm ⁴)	10.78
抗压强度设计值[f](N/mm ²)	205	支架自重标准值 q(kN/m)	0.15
水平杆钢管截面类型(mm)	Φ48×3.2	水平杆钢管计算截面类型(mm)	Φ48×3
剪刀撑设置	有	扫地杆高度 h ₁ (mm)	450
节点转动刚度(kN·m/rad)	15	竖向剪刀撑纵距跨数 n ₁ (跨)	3
竖向剪刀撑横距跨数 n ₂ (跨)	3	高度修正系数	1.029
扣件传递的竖向荷载偏心矩 e(mm)	50	步距 h(mm)	1200
顶层步距 h'(mm)	1200	立杆伸出顶层水平杆的悬臂高度 h ₂ (mm)	550

1、长细比验算

《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 条文说明 5.1.5 条，构件的允许长细比计算时构件的长度取节点间钢管的长度：

$$h_{\max}=h=1200\text{mm}$$

$$\lambda=h_{\max}/i=1200/15.9=75.472\leq[\lambda]=150$$

长细比满足要求！

2、立杆稳定性验算

$$\text{立杆计算长度: } l_{01}=\beta_H\beta_a\mu h=1.029\times 1.067\times 2.009\times 1200=2648\text{mm}$$

μ ----立杆计算长度系数，按规范附录 G 表 G-2 取值

K ----有剪刀撑框架式支撑结构的刚度比， $K=EI/(hk)+I_y/(6h)=206000\times 10.78\times 10^4/(1200\times 15\times 10^6)+450/(6\times 1200)=1.296$

β_a ----扫地杆高度与悬臂长度修正系数，按规范附录 G 表 G-3 取值

α ----扫地杆高度 h_1 与步距 h 之比与悬臂长度 h_2 与步距 h 之比的较大值， $\alpha=\max(h_1/h, h_2/h)=\max(450/1200, 550/1200)=0.458$

α_x ----单元框架 x 向跨距与步距 h 之比, $\alpha_x = l_x/h = 900/1200 = 0.75$

β_H ----高度修正系数

$$l_{02} = h' + 2k_0h_2 = 1200 + 2 \times 0.7 \times 550 = 1970\text{mm}$$

$$l_0 = \max(l_{01}, l_{02}) = \max(2648, 1970) = 2648\text{mm}$$

$$\lambda = l_0/i = 2648/15.9 = 166.541, \text{查表得, } \varphi = 0.256$$

$$\text{支撑脚手架风线荷载标准值: } q_{wk} = l_a \times \omega_{fk} = 0.9 \times 0.324 = 0.292\text{kN/m:}$$

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_{ok} :

$$M_{ok} = 0.5H^2q_{wk} + HF_{wk} = 0.5 \times 6.3^2 \times 0.292 + 6.3 \times 0.234 = 7.261\text{kN.m}$$

立杆考虑风荷载造成的立杆附加轴力 N_{wtk} , 计算如下:

$$N_{wtk} = 6n \times M_{ok} / [(n+1)(n+2)B] = 6 \times 16 \times 7.261 / [(16+1) \times (16+2) \times 15] = 0.152\text{kN}$$

$$R_1 = 0.324\text{kN}, P_2 = 8.355\text{kN}, R_3 = 0.324\text{kN}$$

$$\begin{aligned} \text{两侧立杆最大受力 } N_w &= \max[R_1 + N_{\text{边}1}, R_3 + N_{\text{边}2}] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times H = \\ &= \max[0.324 + 1 \times [1.3 \times (0.45 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times [0.9/2 + (0.45 - 0.25/2)/2] \times 0.9, 0.324 + 1 \times \\ &= [1.3 \times (0.45 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times [0.9/2 + (0.9 - 0.45 - 0.25/2)/2] \times 0.9] + 1 \times 1.3 \times 0.15 \times 6.3 = \\ &= 7.332\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{中间立杆最大受力 } N_w &= \max[P_2] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times (H - \text{梁高}) = \max[8.355] + 1 \times 1.3 \times \\ &= 0.15 \times (6.3 - 0.6) = 9.467\text{kN} \end{aligned}$$

$$\text{梁两侧立柱扣件传递的偏心弯矩 } M_1 = F \times e = (7.332 - 1.228) \times 0.05 = 0.305\text{kN.m}$$

不考虑风荷载

中间立杆稳定性验算:

$$f = N/(\varphi A) = 9466.74 / (0.256 \times 424) = 87.216\text{N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205/1 = 205\text{N/mm}^2$$

满足要求!

两侧立杆稳定性验算:

$$\begin{aligned} f &= N/(\varphi A) + M_1/(W(1 - 1.1\varphi N/N_E')) = 7332.429 / (0.256 \times 424) + 0.305 \times 10^6 / (4.49 \times 10^3 \times (1 - 1.1 \times 0.256 \\ &= 7332.429 / 31080.723) = 140.362\text{N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205/1 = 205\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

满足要求!

$$N_E' \text{----立杆的欧拉临界力}(N), N_E' = \pi^2 EA / \lambda^2 = 3.14^2 \times 206000 \times 424 / 166.541^2 = 31080.723\text{N}$$

考虑风荷载

$$M_w = \gamma_Q \omega_k l a^2 / 10 = 1.5 \times 0.031 \times 0.9 \times 1.2^2 / 10 = 0.006 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

中间立杆稳定性验算:

$$f = (N_w + \gamma_0 \times \gamma_L \phi_w \times \gamma_Q N_{wk}) / (\phi A) + \gamma_0 \times M_w / (W(1 - 1.1 \phi (N_w + \gamma_0 \times \gamma_L \phi_w \times \gamma_Q N_{wk}) / N_E')) = (9466.74 + 1 \times 0.9 \times 0.6 \times 1.5 \times 151.864) / (0.256 \times 424) + 1 \times 0.006 \times 10^6 / (4.49 \times 10^3 \times (1 - 1.1 \times 0.256 \times (9466.74 + 1 \times 0.9 \times 0.6 \times 1.5 \times 151.864) / 31080.723)) = 89.819 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

两侧立杆稳定性验算:

$$f = (N_w + \gamma_0 \times \gamma_L \phi_w \times \gamma_Q N_{wk}) / (\phi A) + \gamma_0 \times (M_w + M_l) / (W(1 - 1.1 \phi (N_w + \gamma_0 \times \gamma_L \phi_w \times \gamma_Q N_{wk}) / N_E')) = (7332.429 + 1 \times 0.9 \times 0.6 \times 1.5 \times 151.864) / (0.256 \times 424) + 1 \times (0.006 + 0.305) \times 10^6 / (4.49 \times 10^3 \times (1 - 1.1 \times 0.256 \times (7332.429 + 1 \times 0.9 \times 0.6 \times 1.5 \times 151.864) / 31080.723)) = 143.022 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

$$N_E' \text{----立杆的欧拉临界力(N), } N_E' = \pi^2 EA / \lambda^2 = 3.14^2 \times 206000 \times 424 / 166.541^2 = 31080.723 \text{ N}$$

十、高宽比验算

根据《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 第 5.4.1 条:当模板支架侧向无可靠连接且高度大于 5m 或者高宽比大于 3 时,需要进行支架整体的抗倾覆验算

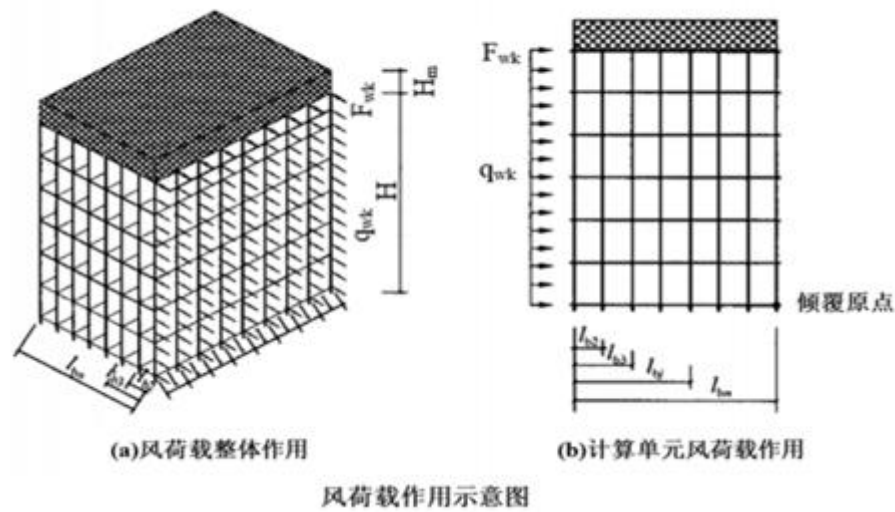
$$H/B = 6.3/15 = 0.42 \leq 3$$

$$H = 6.3 \text{ m} > 5 \text{ m}$$

需要进行支架整体的抗倾覆验算!

十一、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	6.3	模板支架纵向长度 L(m)	37.1
模板支架横向长度 B(m)	15		



参考《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 第 5.4.2 条：

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

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

$$B^2l'_a(g_{k1}+g_{k2})+2\Sigma G_{jk}b_j = B^2l'_a[qH/(l'_a \times l'_b)+G_{1k}]+2 \times G_{jk} \times B/2=15^2 \times 0.9 \times [0.15 \times 6.3/(0.9 \times 0.9)+0.45]+2 \times 1 \times 15/2=342.375kN.m \geq 3\gamma_0M_{ok} = 3 \times 1 \times 7.261=21.783kN.m$$

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)	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		

$F_1=N=9.672kN$

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： $\beta_h = 1$ ， $f_t = 0.829\text{N/mm}^2$ ， $\eta = 1$ ， $h_0 = h - 20 = 480\text{mm}$ ，
 $u_m = 2[(a + h_0) + (b + h_0)] = 2720\text{mm}$
 $F = (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0 = (0.7 \times 1 \times 0.829 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 2720 \times 480/1000 = 757.64\text{kN} \geq F_l = 9.672\text{kN}$

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： $f_c=8.294\text{N/mm}^2$ ， $\beta_c=1$ ，
 $\beta_l=(A_b/A_l)^{1/2}=[(a+2b)\times(b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(600)\times(600)/(200\times200)]^{1/2}=3$ ， $A_{ln}=ab=40000\text{mm}^2$
 $F=1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}=1.35\times1\times3\times8.294\times40000/1000=1343.628\text{kN}\geq F_1=9.672\text{kN}$
满足要求！

第六节 300X550 边梁模板计算书

- 计算依据：
- 1、《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019
 - 2、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
 - 3、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）
 - 4、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
 - 5、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
 - 6、《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068-2018
 - 7、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
 - 8、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
 - 9、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
 - 10、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	V 型滤池 WKL1	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	300×550
梁侧楼板计算厚度(mm)	120	模板支架高度 H(m)	6.3
模板支架横向长度 B(m)	7.2	模板支架纵向长度 L(m)	23.1
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 $G_{1k}(\text{kN/m}^2)$	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.45
新浇筑混凝土自重标准值 $G_{2k}(\text{kN/m}^3)$	24		
混凝土梁钢筋自重标准值 $G_{3k}(\text{kN/m}^3)$	1.5	混凝土板钢筋自重标准值 $G_{3k}(\text{kN/m}^3)$	1.1
施工荷载标准值 $Q_{1k}(\text{kN/m}^2)$	2.5		
支撑脚手架计算单元上集中堆放的材料自重标准值 $G_{jk}(\text{kN})$	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 $\omega_k(\text{kN/m}^2)$	基本风压 $\omega_0(\text{kN/m}^2)$	省份	广西	0.2	$\omega_k=\omega_0\mu_z\mu_{st}=0.028$	
		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		
		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}		0.138		
		整体模板支架 μ_{stw}		1.028		$\omega_{fk}=\omega_0\mu_z\mu_{stw}=0.206$
		支架外侧模板 μ_s		1.3		$\omega_{mk}=\omega_0\mu_z\mu_s=0.26$

三、模板体系设计

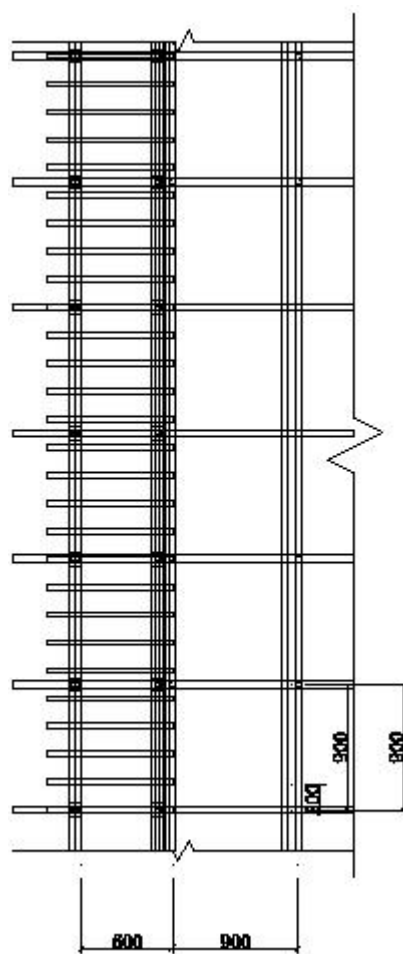
结构重要性系数 γ_0	1
脚手架安全等级	I 级
新浇混凝土梁支撑方式	梁一侧有板, 梁底小梁垂直梁跨方向
梁跨度方向立杆纵距是否相等	是
梁跨度方向立杆间距 $l_a(\text{mm})$	900

梁底两侧立杆横向间距 $l_b(\text{mm})$	600
最大步距 $h(\text{mm})$	1800
顶层步距 $h'(\text{mm})$	1200
立杆伸出顶层水平杆的悬臂高度 $h_2(\text{mm})$	550
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 $l'_a(\text{mm})$ 、 $l'_b(\text{mm})$	900、900
混凝土梁距梁底两侧立杆中的位置	自定义
梁底左侧立杆距梁中心线距离 (mm)	50
板底右侧立杆距梁中心线距离 $s_2(\text{mm})$	600
梁底增加立杆根数	0
梁底支撑主梁最大悬挑长度 (mm)	200
每跨距内梁底支撑小梁间距 (mm)	200
承载力设计值调整系数 γ_R	1
结构表面的要求	结构表面外露
模板及支架计算依据	《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》 T/CCIAT0003-2019
梁底支撑小梁左侧悬挑长度 $a_1(\text{mm})$	100
梁底支撑小梁右侧悬挑长度 $a_2(\text{mm})$	0

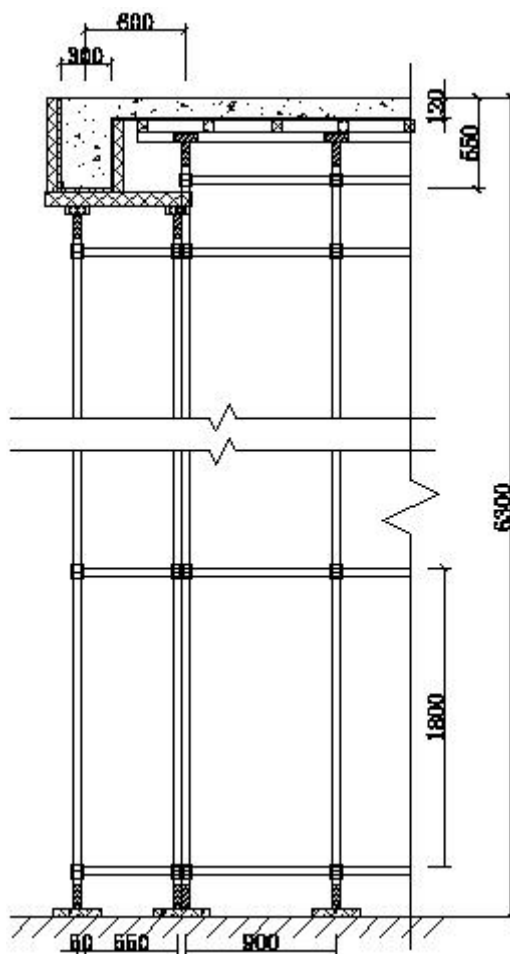
荷载系数参数表：

	正常使用极限状态	承载能力极限状态
可变荷载调整系数 γ_L	1	0.9
可变荷载的分项系数 γ_Q	1	1.5
永久荷载的分项系数 γ_G	1	1.3
结构重要性系数 γ_0	1	

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 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	15	面板抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N}/\text{mm}^2)$	1.4
面板弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	6000	验算方式	简支梁

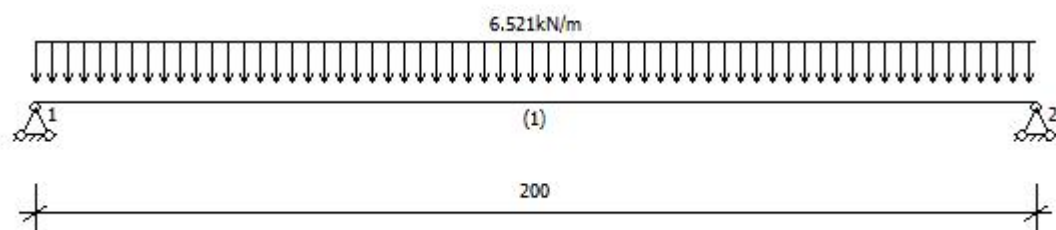
按简支梁计算:

截面抵抗矩: $W = bh^2/6 = 300 \times 14 \times 14/6 = 9800 \text{mm}^3$, 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:

$q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k}] \times b = 1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.55) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times 0.3 = 6.521 \text{kN/m}$

简图如下:



1、抗弯验算

$$M_{\max} = 0.125q_1L^2 = 0.125 \times 6.521 \times 0.2^2 = 0.033 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.033 \times 10^6 / 9800 = 3.327 \text{ N/mm}^2 \leq [f]/\gamma_R = 15/1 = 15 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值:

$$q_2 = [1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1 \times 1 \times Q_{1k}] \times b = [1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.55) + 1 \times 1 \times 2.5] \times 0.3 = 4.987 \text{ kN/m}$$

$$v_{\max} = 5q_2L^4 / (384EI) = 5 \times 4.987 \times 200^4 / (384 \times 6000 \times 68600) = 0.252 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 200/400 = 0.5 \text{ mm}$$

满足要求!

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_{\max} = 1q_1L = 1 \times 6.521 \times 0.2 = 1.304 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R'_{\max} = 1q_2L = 1 \times 4.987 \times 0.2 = 0.997 \text{ kN}$$

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 $[f](\text{N/mm}^2)$	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	板底右侧立杆距离梁中心线距离 $s_2(\text{mm})$	600

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 $q_1=1.304/0.3=4.348\text{kN/m}$

小梁自重 $q_2=\gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{小梁间距}=1 \times 1.3 \times (0.3-0.1) \times 0.2=0.052\text{kN/m}$

梁左侧模板传递给小梁荷载 $F_1=\gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁高} \times \text{小梁间距}=1 \times 1.3 \times 0.45 \times 0.55 \times 0.2=0.064\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=\gamma_0 \times [1.3(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k}) \times h)+1.5 \times \gamma_L \times Q_{1k}] \times (s_2 - \text{梁宽}/2)/2 \times \text{小梁间距} + \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高}-\text{板厚}) \times \text{小梁间距}=1 \times [1.3 \times (0.45+(24+1.1) \times 0.12)+1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times (0.6-0.3/2)/2 \times 0.2 + 1 \times 1.3 \times 0.45 \times (0.55-0.12) \times 0.2=0.405\text{kN}$

2) 梁底小梁荷载标准值计算

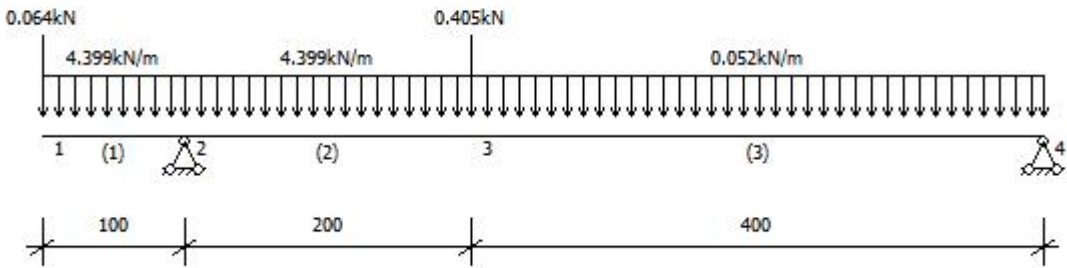
面板传递给小梁 $q_1=0.997/0.3=3.325\text{kN/m}$

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

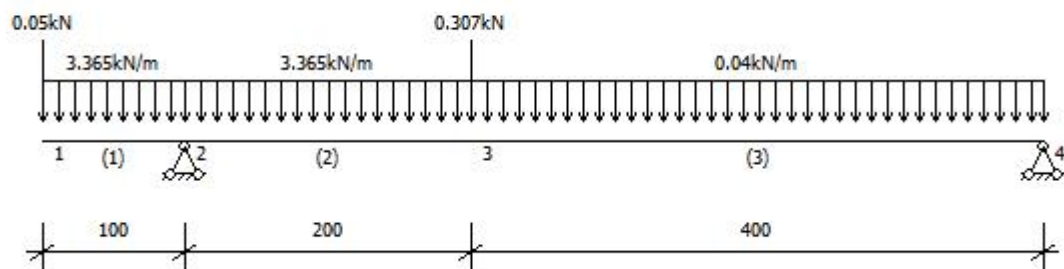
梁左侧模板传递给小梁荷载 $F_1=1 \times G_{1k} \times \text{梁高} \times \text{小梁间距}=1 \times 0.45 \times 0.55 \times 0.2=0.05\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=(1 \times G_{1k}+1 \times (G_{2k}+G_{3k}) \times h+1 \times \gamma_L \times Q_{1k}) \times (s_2 - \text{梁宽}/2)/2 \times \text{小梁间距} + 1 \times G_{1k} \times (\text{梁高}-\text{板厚}) \times \text{小梁间距}=(1 \times 0.45+1 \times (24+1.1) \times 0.12+1 \times 1 \times 2.5) \times (0.6-0.3/2)/2 \times 0.2 + 1 \times 0.45 \times (0.55-0.12) \times 0.2=0.307\text{kN}$

计算简图如下：

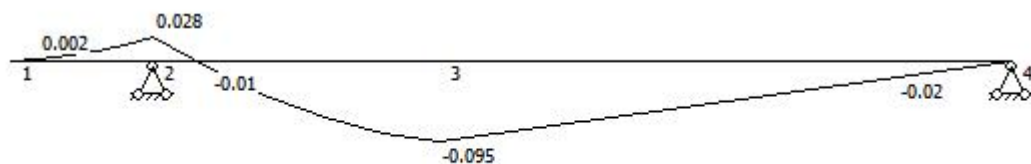


承载能力极限状态



正常使用极限状态

2、抗弯验算

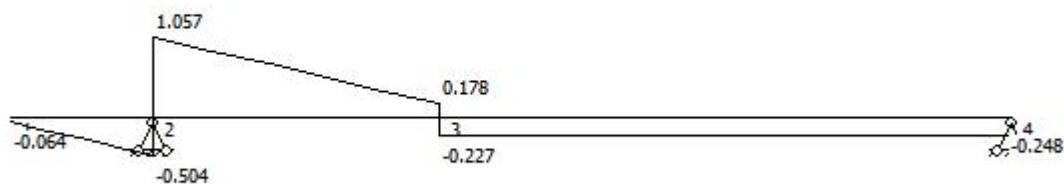


小梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.095 \times 10^6 / 54000 = 1.761 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 15.444 / 1 = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算



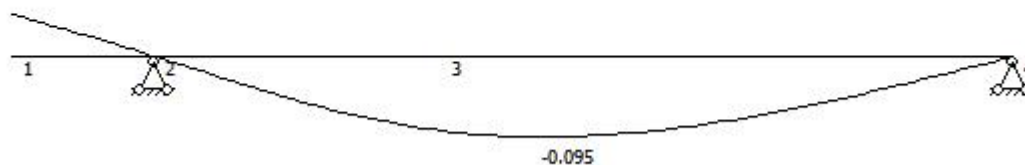
小梁剪力图(kN)

$$V_{\max} = 1.057 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 1.057 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 0.441 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 1.782 / 1 = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算



小梁变形图(mm)

$$v_{\max} = 0.095 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 600/400 = 1.5 \text{ mm}$$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_1 = 1.561 \text{ kN}, R_2 = 0.248 \text{ kN}$$

正常使用极限状态

$$R'_1 = 1.194 \text{ kN}, R'_2 = 0.189 \text{ kN}$$

六、主梁验算

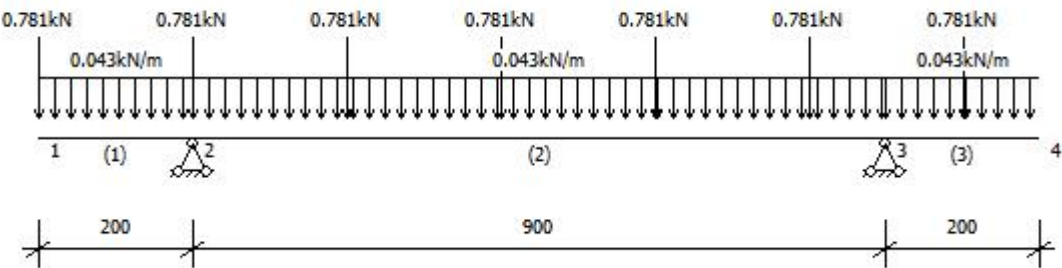
主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.2
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	主梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	205
主梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	120	主梁截面抵抗矩 W(cm ³)	4.49
主梁弹性模量 E(N/mm ²)	206000	主梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	10.78
主梁计算方式	简支梁	可调托座内主梁根数	2
主梁受力不均匀系数 K _s	0.5		

主梁 2 根合并，其主梁受力不均匀系数 K_s=0.5

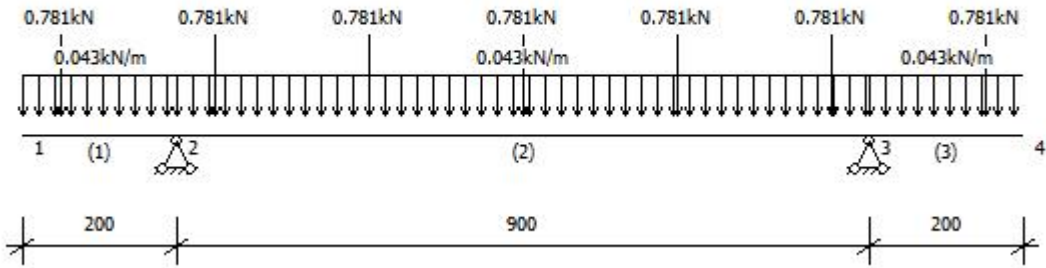
$$\begin{aligned} \text{由上节可知 } P &= \max[R_1, R_2] \times 0.5 = \max[1.561, 0.248] \times 0.5 = 0.781 \text{ kN}, P' = \max[R'_1, R'_2] \times \\ &0.5 = \max[1.194, 0.189] \times 0.5 = 0.597 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

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

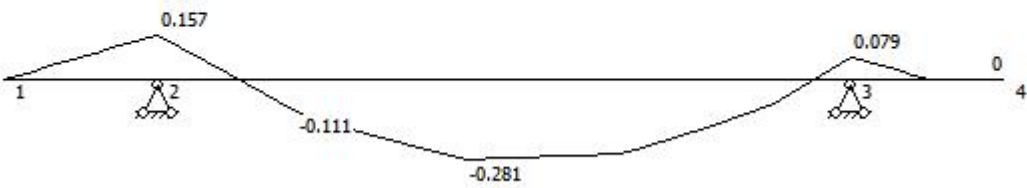


主梁计算简图一

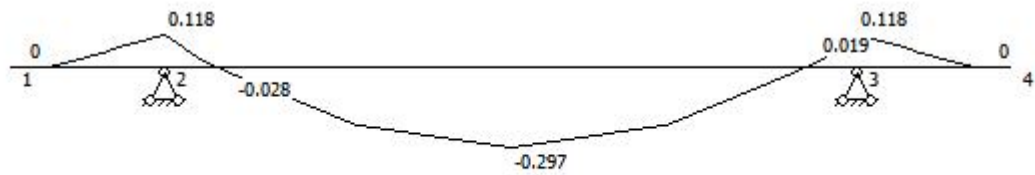


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)

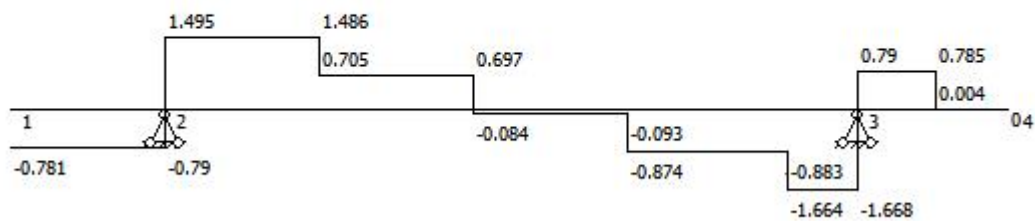


主梁弯矩图二(kN·m)

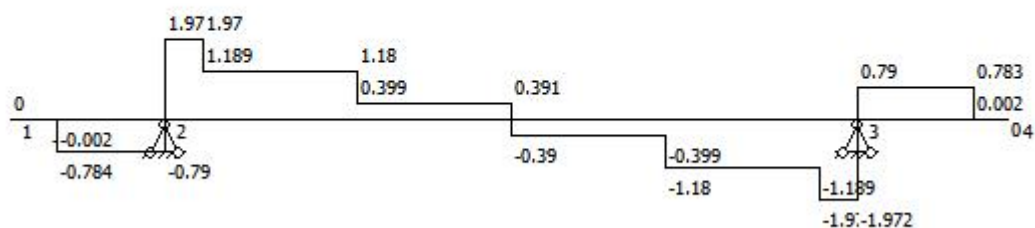
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.297 \times 10^6 / 4490 = 66.147 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)



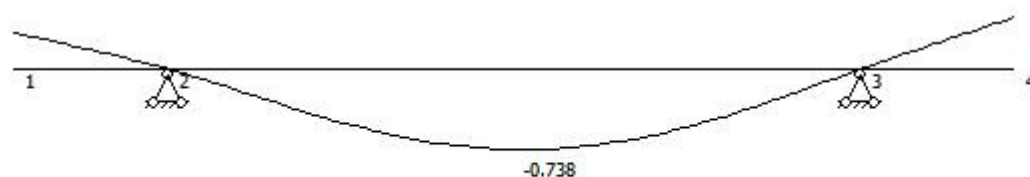
主梁剪力图二(kN)

$$V_{\max} = 1.972 \text{ kN}$$

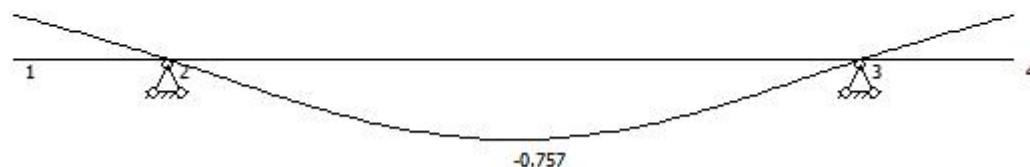
$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 1.972 \times 1000 / 424 = 9.302 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 120 / 1 = 120 \text{ N/mm}^2$$

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 $v_{\max}=0.757\text{mm}\leq[v]=L/400=900/400=2.25\text{mm}$

满足要求!

悬臂端 $v_{\max}=0.477\text{mm}\leq[v]=2l_2/400=2\times 200/400=1\text{mm}$

满足要求!

4、支座反力计算

图一: $R_{\max}=3.065\text{kN}$

图二: $R_{\max}=2.761\text{kN}$

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: $R_1=3.065\text{kN}$, 立杆 2: $R_2=0.51\text{kN}$

图二

立杆 1: $R_1=2.761\text{kN}$, 立杆 2: $R_2=0.462\text{kN}$

立杆所受主梁支座反力依次为: 立杆 1: $P_1=R_1/K_s=3.065/0.5=6.131\text{kN}$, 立杆 2: $P_2=R_2/K_s=0.51/0.5=1.02\text{kN}$

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
-----------	------	-------------------	----

可调托座最大受力 $N = \max[P_1, P_2] = 6.131 \text{ kN} \leq [N]/\gamma_R = 30/1 = 30 \text{ kN}$

满足要求！

八、立杆验算

立杆钢管截面类型(mm)	Φ48×3	立杆钢管计算截面类型(mm)	Φ48×3
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
立杆弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	206000	立杆截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78
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
水平杆钢管截面类型(mm)	Φ48×3.2	水平杆钢管计算截面类型(mm)	Φ48×3
剪刀撑设置	有	扫地杆高度 $h_1(\text{mm})$	450
节点转动刚度 $(\text{kN} \cdot \text{m/rad})$	15	竖向剪刀撑纵距跨数 n_1 (跨)	3
竖向剪刀撑横距跨数 n_2 (跨)	3	高度修正系数	1.029
步距 $h(\text{mm})$	1800	顶层步距 $h'(\text{mm})$	1200
立杆伸出顶层水平杆的悬臂高度 $h_2(\text{mm})$	550		

1、长细比验算

《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 条文说明 5.1.5 条，构件的允许长细比计算时构件的长度取节点间钢管的长度：

$$h_{\max} = h = 1800 \text{ mm}$$

$$\lambda = h_{\max}/i = 1800/15.9 = 113.208 \leq [\lambda] = 150$$

长细比满足要求！

2、立杆稳定性验算

$$\text{立杆计算长度: } l_{01} = \beta_H \beta_a \mu h = 1.029 \times 1.019 \times 1.747 \times 1800 = 3297 \text{ mm}$$

μ ----立杆计算长度系数，按规范附录 G 表 G-2 取值

K ----有剪刀撑框架式支撑结构的刚度比， $K = EI/(hk) + I_y/(6h) = 206000 \times 10.78 \times 10^4 / (1800 \times$

$$15 \times 10^6) + 600 / (6 \times 1800) = 0.878$$

β_a ----扫地杆高度与悬臂长度修正系数, 按规范附录 G 表 G-3 取值

α ----扫地杆高度 h_1 与步距 h 之比与悬臂长度 h_2 与步距 h 之比的较大值, $\alpha = \max(h_1/h, h_2/h) = \max(450/1800, 550/1800) = 0.306$

α_x ----单元框架 x 向跨距与步距 h 之比, $\alpha_x = l_x/h = 900/1800 = 0.5$

β_H ----高度修正系数

$$l_{02} = h' + 2k_0 h_2 = 1200 + 2 \times 0.7 \times 550 = 1970 \text{ mm}$$

$$l_0 = \max(l_{01}, l_{02}) = \max(3297, 1970) = 3297 \text{ mm}$$

$$\lambda = l_0/i = 3297/15.9 = 207.358, \text{查表得, } \varphi = 0.169$$

支撑脚手架风线荷载标准值: $q_{wk} = l_a \times \omega_{fk} = 0.9 \times 0.206 = 0.185 \text{ kN/m}$;

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_{ok} :

$$M_{ok} = 0.5 H^2 q_{wk} + H F_{wk} = 0.5 \times 6.3^2 \times 0.185 + 6.3 \times 0.234 = 5.153 \text{ kN.m}$$

立杆考虑风荷载造成的立杆附加轴力 N_{wtk} , 计算如下:

$$N_{wtk} = 6n \times M_{ok} / [(n+1)(n+2)B] = 6 \times 8 \times 5.153 / [(8+1) \times (8+2) \times 7.2] = 0.382 \text{ kN}$$

$$P_1 = 6.131 \text{ kN}, P_2 = 1.02 \text{ kN}$$

$$\text{立杆最大受力 } N_w = \max[P_1, P_2] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times (H - \text{梁高}) = \max[6.131, 1.02] + 1 \times 1.3 \times 0.15 \times (6.3 - 0.55) = 7.252 \text{ kN}$$

不考虑风荷载

$$f = N / (\varphi A) = 7251.924 / (0.169 \times 424) = 101.205 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

考虑风荷载

$$M_w = \gamma_Q \omega_k l_a h^2 / 10 = 1.5 \times 0.028 \times 0.9 \times 1.8^2 / 10 = 0.012 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f = (N_w + \gamma_0 \times \gamma_L \varphi_w \times \gamma_Q N_{wtk}) / (\varphi A) + \gamma_0 \times M_w / (W(1 - 1.1 \varphi (N_w + \gamma_0 \times \gamma_L \varphi_w \times \gamma_Q N_{wtk}) / N_E')) = (7251.924 + 1 \times 0.9 \times 0.6 \times 1.5 \times 381.738) / (0.169 \times 424) + 1 \times 0.012 \times 10^6 / (4.49 \times 10^3 \times (1 - 1.1 \times 0.169 \times (7251.924 + 1 \times 0.9 \times 0.6 \times 1.5 \times 381.738) / 20048.837)) = 108.453 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

$$N_E' \text{----立杆的欧拉临界力}(N), N_E' = \pi^2 EA / \lambda^2 = 3.14^2 \times 206000 \times 424 / 207.358^2 = 20048.837 \text{ N}$$

九、高宽比验算

根据《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 第 5.4.1 条：当模板支架侧向无可靠连接且高度大于 5m 或者高宽比大于 3 时，需要进行支架整体的抗倾覆验算

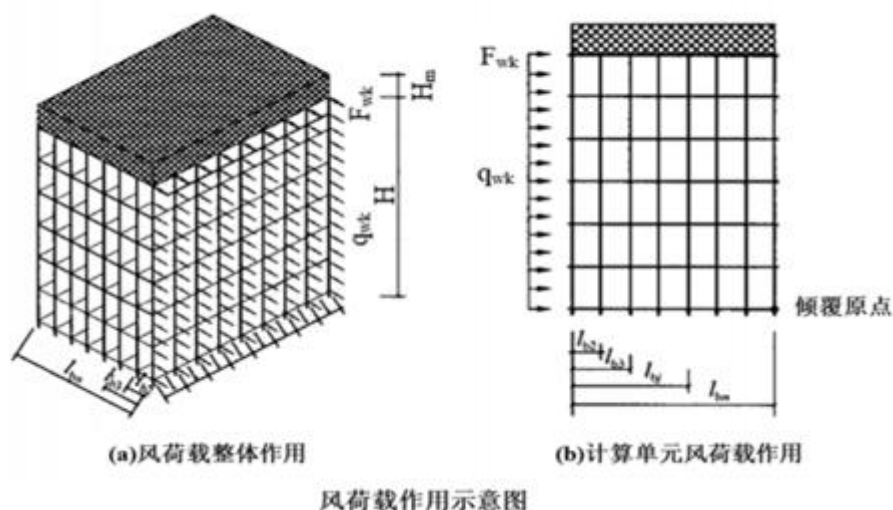
$$H/B=6.3/7.2=0.875 \leq 3$$

$$H=6.3\text{m} > 5\text{m}$$

需要进行支架整体的抗倾覆验算！

十、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	6.3	模板支架纵向长度 L(m)	23.1
模板支架横向长度 B(m)	7.2		



参考《建筑施工承插型轮扣式模板支架安全技术规程》T/CCIAT0003-2019 第 5.4.2 条：

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

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

$$B^2 l'_a (g_{k1} + g_{k2}) + 2 \sum G_{jk} b_j = B^2 l'_a [qH / (l'_a \times l'_b) + G_{1k}] + 2 \times G_{jk} \times B/2 = 7.2^2 \times 0.9 \times [0.15 \times 6.3 / (0.9 \times 0.9) + 0.45] + 2 \times 1 \times 7.2 / 2 = 82.627 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 3 \gamma_0 M_{ok} = 3 \times 1 \times 5.153 = 15.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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		

$F_1=N=7.767kN$

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

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

$$F = (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc, m})\eta u_m h_0 = (0.7 \times 1 \times 0.829 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 2320 \times 380 / 1000 = 511.592\text{kN} \geq F_1 = 7.767\text{kN}$$

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	
$F_1 \leq 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}$	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_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： $f_c = 8.294\text{N/mm}^2$ ， $\beta_c = 1$ ，

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

$$F = 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln} = 1.35 \times 1 \times 3 \times 8.294 \times 40000 / 1000 = 1343.628\text{kN} \geq F_1 = 7.767\text{kN}$$

满足要求!

第七节 250×700mm 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	清水池 WKL1, 标高 3.7m	混凝土梁截面尺寸(mm×mm)	250×700
新浇混凝土梁计算跨度(m)	5.02		

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 $t_0(\text{h})$	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 $V(\text{m/h})$	2		
梁下挂侧模, 侧压力计算位置距梁顶面高度 $H_{\text{下挂}}(\text{m})$		0.7	
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}(\text{kN/m}^2)$	梁下挂侧模 G_{4k}	$\min\{0.22\gamma_{ct}\beta_1\beta_2v^{1/2}, \gamma_c H\} = \min\{0.22 \times 24 \times 1 \times 1 \times 2^{1/2}, 24 \times 0.7\} = \min\{29.868, 16.8\} = 16.8 \text{ kN/m}^2$	
振捣混凝土时对垂直面模板荷载标准值 $Q_{2k}(\text{kN/m}^2)$		4	

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

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

三、支撑体系设计

小梁布置方式	竖直向布置	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)	200	200

梁下挂侧模高度(mm)	500	500
-------------	-----	-----

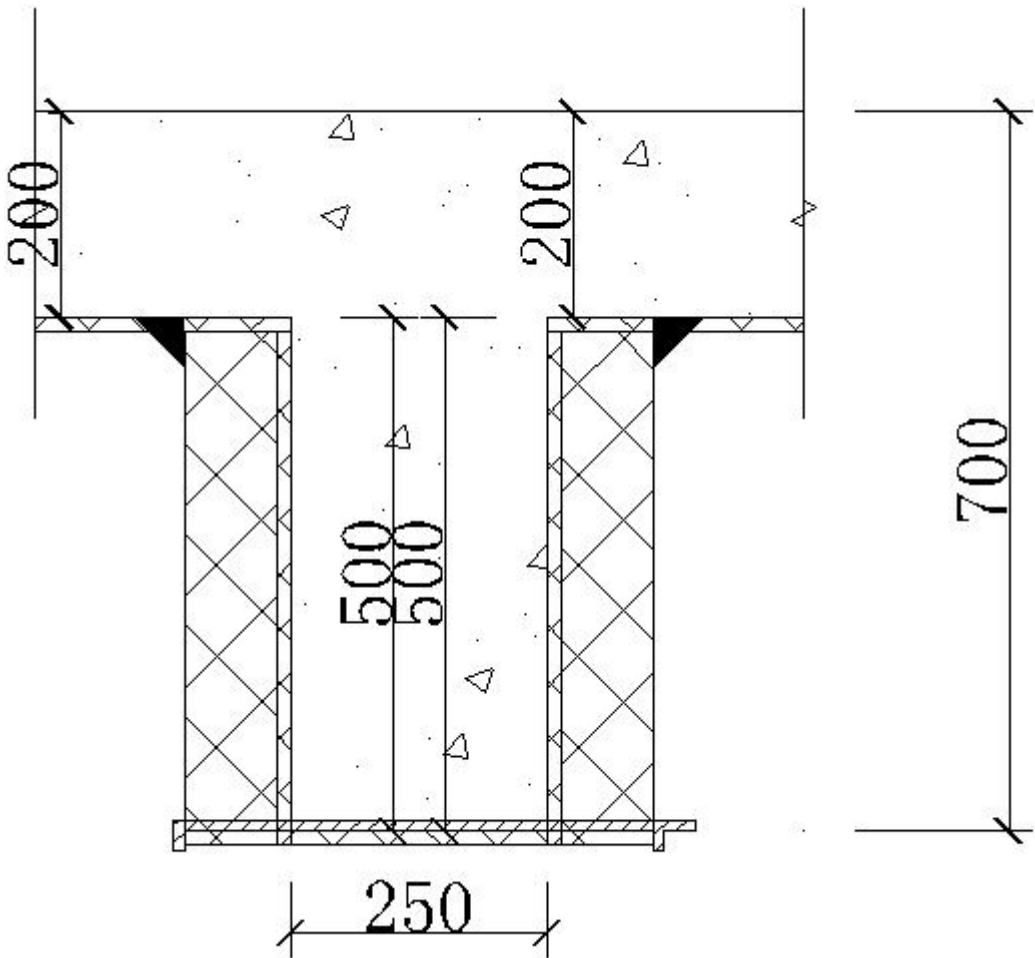
左侧支撑表：

第 i 道支撑	距梁底距离(mm)	支撑形式
1	0	固定支撑
2	500	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	500	固定支撑

设计简图如下：



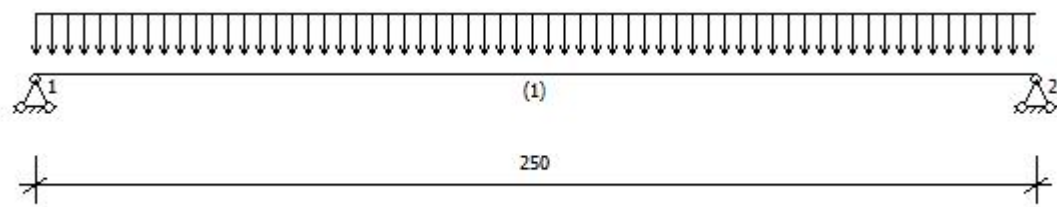
模板设计剖面图

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

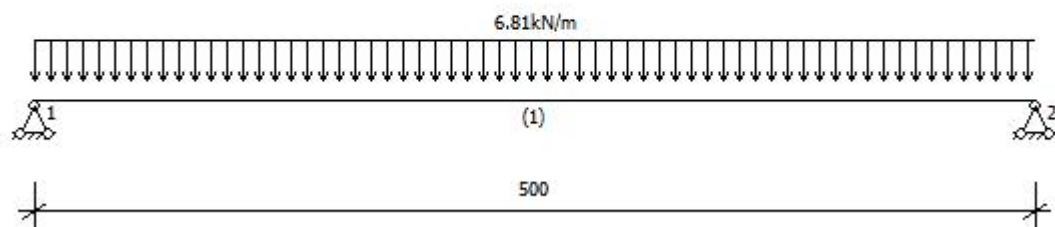
$$R'_{\text{下挂}} = ql = 16.8 \times 0.25 = 4.2 \text{ kN}$$

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 $E(\text{N/mm}^2)$	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



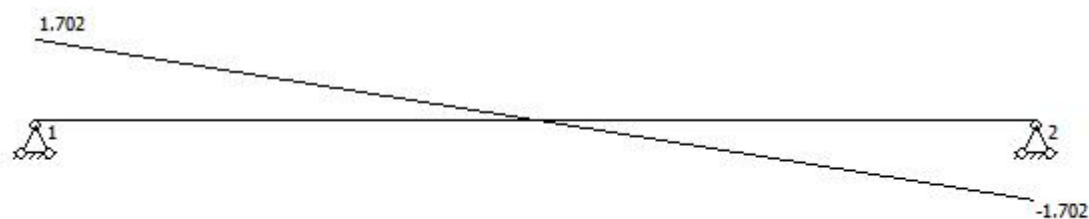
小梁弯矩图(kN·m)

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

$$\sigma=M_{\max}/W=0.213\times 10^6/54000=3.941\text{N/mm}^2\leq [f]=15.444\text{N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算



小梁剪力图(kN)

$$\tau_{\max} = 3 V_{\max} / (2bh) = 3 \times 1.702 \times 1000 / (2 \times 90 \times 40) = 0.709 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算



小梁变形图(mm)

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

$$v_{\max} = 0.15 \text{ mm} \leq 500 / 400 = 1.25 \text{ mm}$$

满足要求！

第八节 400×600mm 柱模板计算书

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

新浇混凝土柱名称	送水泵房 KZ2	新浇混凝土柱长边边长(mm)	600
新浇混凝土柱的计算高度(mm)	3800	新浇混凝土柱短边边长(mm)	400

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
新浇混凝土初凝时间 $t_0(\text{h})$	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 $V(\text{m/h})$	2
混凝土侧压力计算位置处至新浇混凝土顶面总高度 $H(\text{m})$	3.8		
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}(\text{kN/m}^2)$	$\min\{0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 v^{1/2}, \gamma_c H\} = \min\{0.22 \times 24 \times 4 \times 1 \times 2^{1/2}, 24 \times 3.8\} = \min\{29.868, 91.2\} = 29.868 \text{ kN/m}^2$		
倾倒混凝土时对垂直面模板荷载标准值 $Q_{3k}(\text{kN/m}^2)$	2		
结构重要性系数 γ_0	1		
可变荷载调整系数 γ_L	0.9		

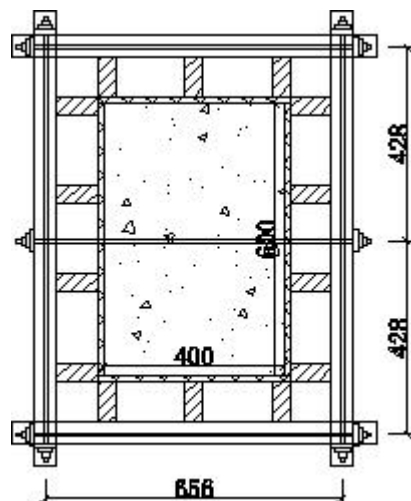
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k} = \min[0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 v^{1/2}, \gamma_c H] = \min[0.22 \times 24 \times 4 \times 1 \times 2^{1/2}, 24 \times 3.8] = \min[29.87, 91.2] = 29.87 \text{ kN/m}^2$

$$S_{\text{承}} = \gamma_0 \times (1.3G_{4k} + \gamma_L \times 1.5Q_{3k}) = 1 \times (1.3 \times 29.868 + 0.9 \times 1.5 \times 2.000) = 41.53 \text{ kN/m}^2$$

正常使用极限状态设计值 $S_{\text{正}} = G_{4k} = 29.868 \text{ kN/m}^2$

三、面板验算

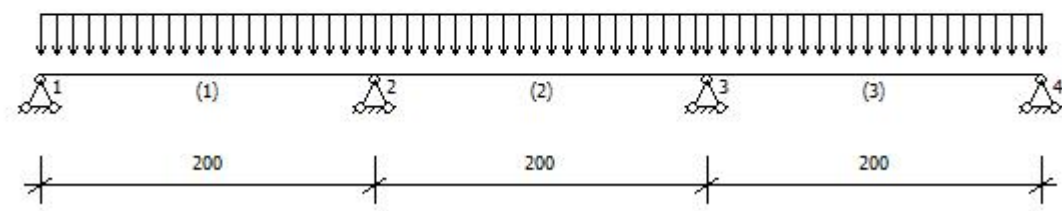
面板类型	覆面木胶合板	面板厚度(mm)	14
面板抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15	面板弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	10000
柱长边小梁根数	4	柱短边小梁根数	3
柱箍间距 $l_1(\text{mm})$	500		



模板设计平面图

1、强度验算

最不利受力状态如下图，按三等跨连续梁验算



$$\text{静载线荷载 } q_1 = \gamma_0 \times 1.3 \times b G_{4k} = 1 \times 1.3 \times 0.5 \times 29.868 = 19.414 \text{ kN/m}$$

$$\text{活载线荷载 } q_2 = \gamma_0 \times \gamma_L \times 1.5 \times b Q_{3k} = 1 \times 0.9 \times 1.5 \times 0.5 \times 2 = 1.35 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = -0.1q_1l^2 - 0.117q_2l^2 = -0.1 \times 19.414 \times 0.2^2 - 0.117 \times 1.35 \times 0.2^2 = -0.084 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.084 \times 10^6 / (1/6 \times 500 \times 14^2) = 5.141 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、挠度验算

$$\text{作用线荷载 } q = b S_{\text{正}} = 0.5 \times 29.868 = 14.934 \text{ kN/m}$$

$$v = 0.677ql^4 / (100EI) = 0.677 \times 14.934 \times 200^4 / (100 \times 10000 \times (1/12 \times 500 \times 14^3)) = 0.141 \text{ mm} \leq [v]$$

$$= 1/400 = 200/400 = 0.5 \text{ mm}$$

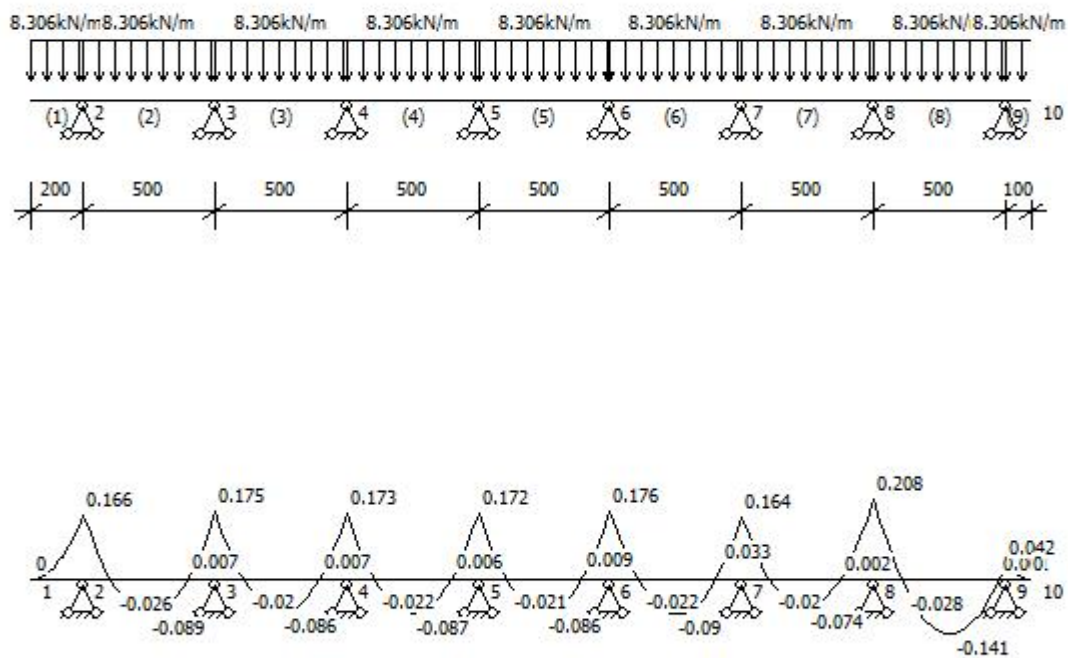
满足要求！

四、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	243	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	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9350
小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.782	最低处柱箍离楼面距离(mm)	200

1、强度验算

小梁上作用线荷载 $q=bS_{\text{承}}=0.2\times41.528=8.306\text{ kN/m}$



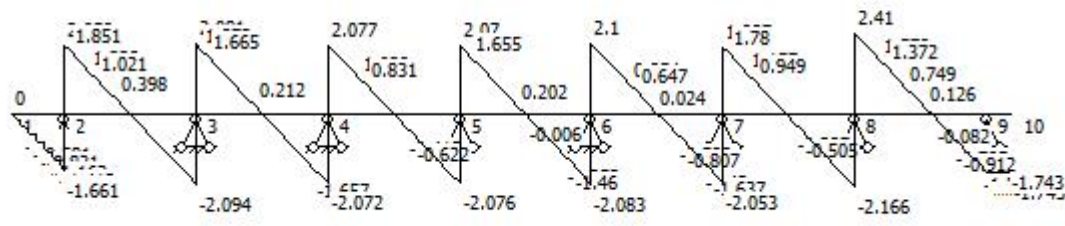
小梁弯矩图(kN·m)

$M_{\text{max}}=0.208\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{\text{max}}/W=0.208\times10^6/54\times10^3=3.857\text{N/mm}^2\leq[f]=15.444\text{N/mm}^2$

满足要求！

2、抗剪验算



小梁剪力图(kN·m)

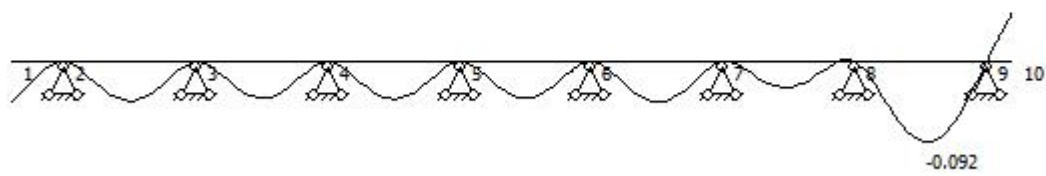
$V_{\max}=2.41\text{kN}$

$\tau_{\max}=3V_{\max}/(2bh_0)=3\times 2.41\times 1000/(2\times 40\times 90)=1.004\text{N/mm}^2\leq[\tau]=1.782\text{N/mm}^2$

满足要求！

3、挠度验算

小梁上作用线荷载 $q=bS_{\text{正}}=0.2\times 29.868=5.974\text{ kN/m}$



小梁变形图(mm)

$v=0.092\text{mm}\leq[v]=L/400=500/400=1.25\text{mm}$

满足要求！

4、支座反力计算

承载能力极限状态

$R_{\max}=4.576$

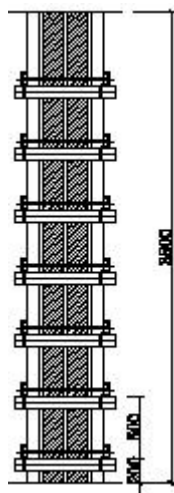
正常使用极限状态

$R_{\max}=3.291$

五、柱箍验算

柱箍类型	钢管	柱箍合并根数	2
------	----	--------	---

柱箍材质规格(mm)	Φ48×3	柱箍截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78
柱箍截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49	柱箍抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	205
柱箍弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	206000	柱箍截面面积 $A(\text{cm}^2)$	4.24



模板设计立面图

1、柱箍强度验算

连续梁中间集中力取小 P 值；两边集中力为小梁荷载取半后，取 $P/2$ 值。

长边柱箍：

取小梁计算中 $b=600/(4-1)=200\text{mm}=0.2\text{m}$ 代入小梁计算中得到：

承载能力极限状态

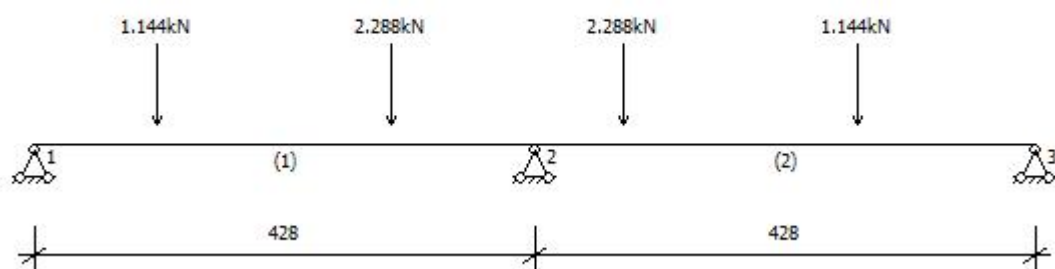
$$R_{\max}=4.576\text{kN}$$

$$P=R_{\max}/2=2.288\text{kN}$$

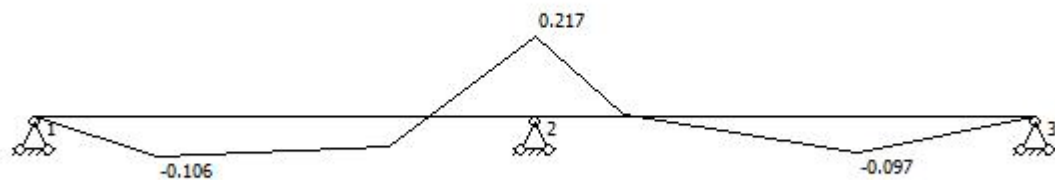
正常使用极限状态：

$$R'_{\max}=3.291\text{kN}$$

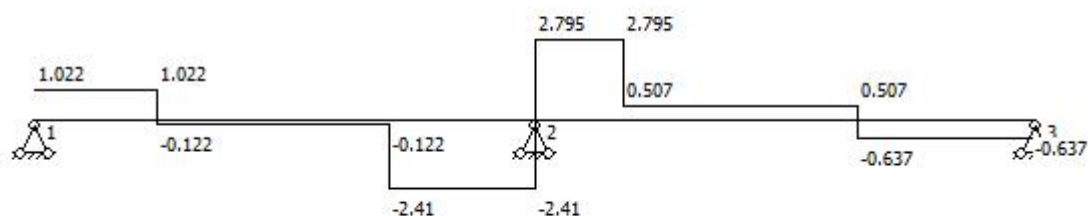
$$P'=R'_{\max}/2=1.646\text{kN}$$



长边柱箍计算简图



长边柱箍弯矩图(kN·m)



长边柱箍剪力图(kN)

$$M_1 = 0.217 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_1 = 5.205 \text{ kN}$$

短边柱箍:

取小梁计算中 $b = 400 / (3 - 1) = 200 \text{ mm} = 0.2 \text{ m}$ 代入小梁计算中得到:

承载能力极限状态

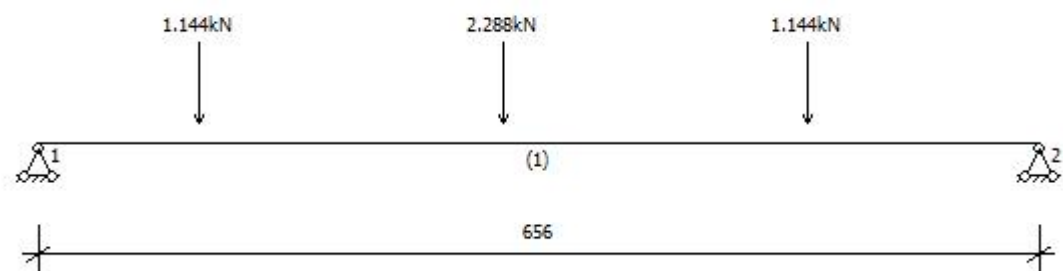
$$R_{\max} = 4.576 \text{ kN}$$

$$P = R_{\max} / 2 = 2.288 \text{ kN}$$

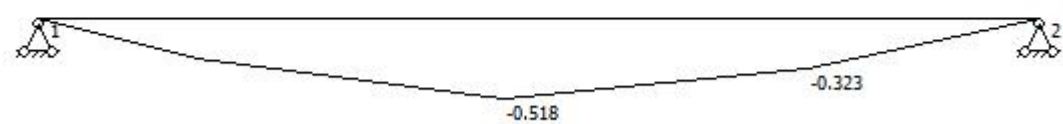
正常使用极限状态:

$$R'_{\max} = 3.291 \text{ kN}$$

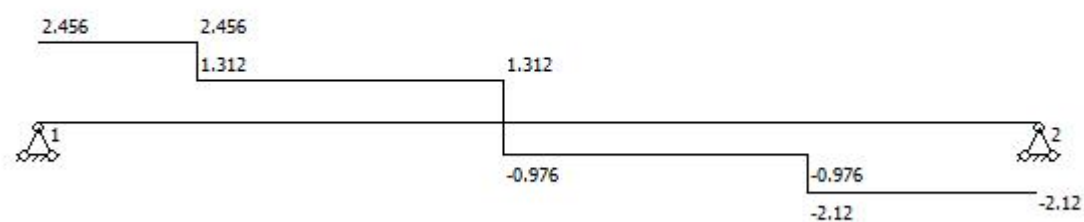
$$P' = R'_{\max} / 2 = 1.646 \text{ kN}$$



短边柱箍计算简图



短边柱箍弯矩图(kN·m)



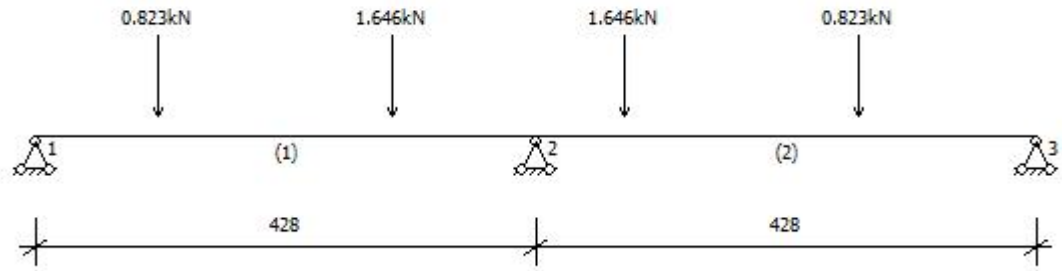
短边柱箍剪力图(kN)

$$M_2 = 0.518 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad N_2 = 2.456 \text{ kN}$$

$$M/W_n = 0.518 \times 10^6 / (4.49 \times 10^3) = 115.338 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

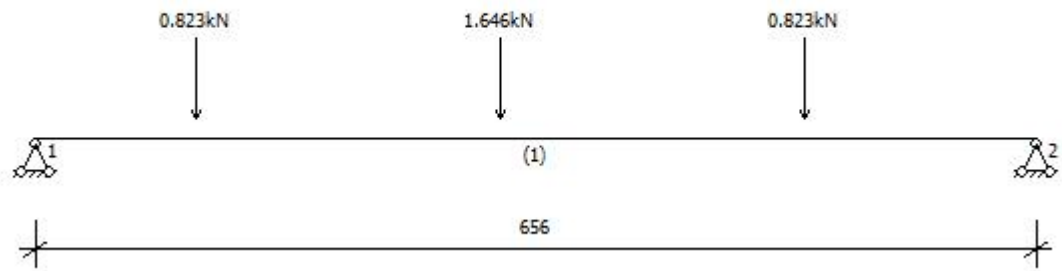
2、柱箍挠度验算



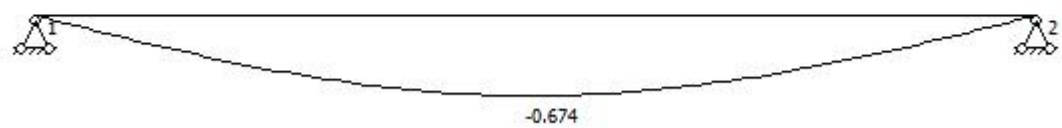
长边柱箍计算简图



长边柱箍变形图(mm)



短边柱箍计算简图



短边柱箍变形图(mm)

$v_1=0.054\text{mm}\leq[v]=1/400=1.07\text{mm}$

$v_2=0.674\text{mm}\leq[v]=1/400=1.64\text{mm}$

满足要求！

六、对拉螺栓验算

对拉螺栓型号	M12	轴向拉力设计值 N_t^b (kN)	12.9
扣件类型	3 形 12 型	扣件容许荷载(kN)	12

$N=5.205\times 2=10.411\text{kN}\leq N_t^b=12.9\text{kN}$

满足要求！

$N=5.205\times 2=10.411\text{kN}\leq 12\text{kN}$

满足要求！

第九节 500mm 厚剪力墙模板计算书

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

新浇混凝土墙名称	清水池 Q1	新浇混凝土墙墙厚(mm)	500
混凝土墙的计算高度(mm)	8000	混凝土墙的计算长度(mm)	12750

二、荷载组合

侧压力计算依据规范	《建筑施工模板安	混凝土重力密度 γ_c (kN/m ³)	24
-----------	----------	---	----

	全 技 术 规 范 》 JGJ162-2008		
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
混凝土侧压力计算位置处至新浇混凝土顶面总高度 $H(m)$	8		
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}(kN/m^2)$	$\min\{0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 v^{1/2}, \gamma_c H\} = \min\{0.22 \times 24 \times 4 \times 1 \times 1 \times 2^{1/2}, 24 \times 8\} = \min\{29.868, 192\} = 29.868 kN/m^2$		
倾倒混凝土时对垂直面模板荷载标准值 $Q_{3k}(kN/m^2)$	2		
结构重要性系数 γ_0	1		
可变荷载调整系数 γ_L	0.9		

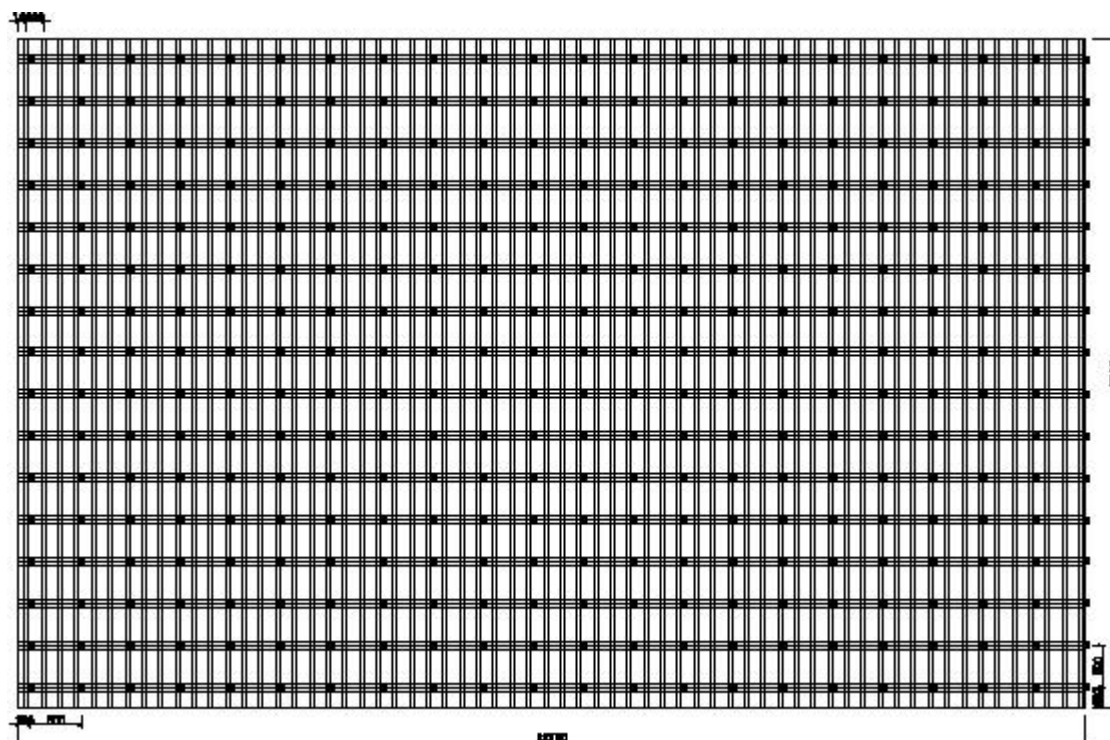
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k} = \min[0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 v^{1/2}, \gamma_c H] = \min[0.22 \times 24 \times 4 \times 1 \times 1 \times 2^{1/2}, 24 \times 8] = \min[29.87, 192] = 29.87 kN/m^2$

$$S_{\text{承}} = \gamma_0 \times (1.3G_{4k} + \gamma_L \times 1.5Q_{4k}) = 1 \times (1.3 \times 29.868 + 0.9 \times 1.5 \times 2.000) = 41.53 kN/m^2$$

正常使用极限状态设计值 $S_{\text{正}} = G_{4k} = 29.868 kN/m^2$

三、面板布置

小梁布置方式	竖直	左部模板悬臂长(mm)	100
小梁间距(mm)	200	小梁一端悬臂长(mm)	250
主梁间距(mm)	500	主梁一端悬臂长(mm)	150
对拉螺栓横向间距(mm)	600	对拉螺栓竖向间距(mm)	500

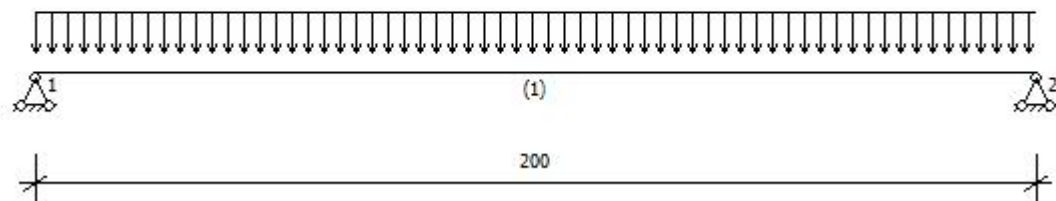


模板设计立面图

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度(mm)	14
面板抗弯强度设计值 $[f]$ (N/mm ²)	15	面板弹性模量 E(N/mm ²)	6000

墙截面宽度可取任意宽度，为便于验算主梁，取 $b=0.5\text{m}$ ， $W=bh^2/6=500\times 14^2/6=16333.333\text{mm}^3$ ， $I=bh^3/12=500\times 14^3/12=114333.333\text{mm}^4$



1、强度验算

$$q=bS_{\text{承}}=0.5\times 41.528=20.764\text{kN/m}$$



面板弯矩图(kN·m)

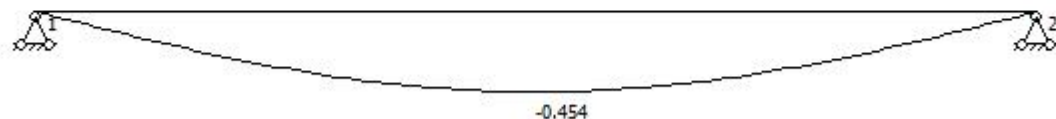
$$M_{\max} = 0.104 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.104 \times 10^6 / 16333.333 = 6.356 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、挠度验算

$$q = b S_{\text{正}} = 0.5 \times 29.868 = 14.934 \text{ kN/m}$$



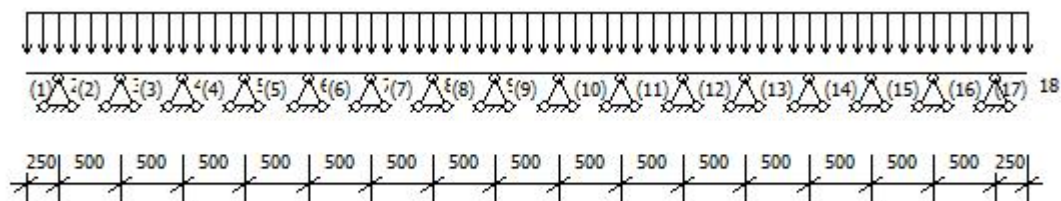
面板变形图(mm)

$$v = 0.454 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 200/400 = 0.5 \text{ mm}$$

满足要求!

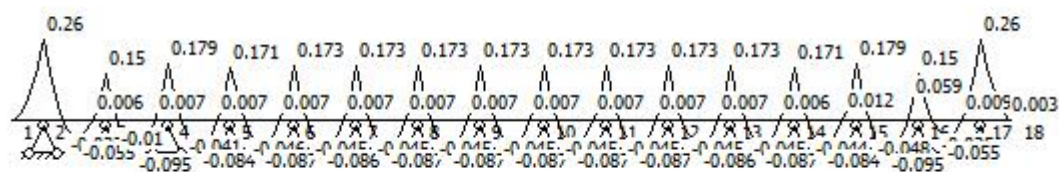
五、小梁验算

小梁材质及类型	钢管	小梁截面类型(mm)	Φ48×3.2
小梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	小梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	205
小梁弹性模量 E(N/mm ²)	206000	小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	4.49
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	10.78		

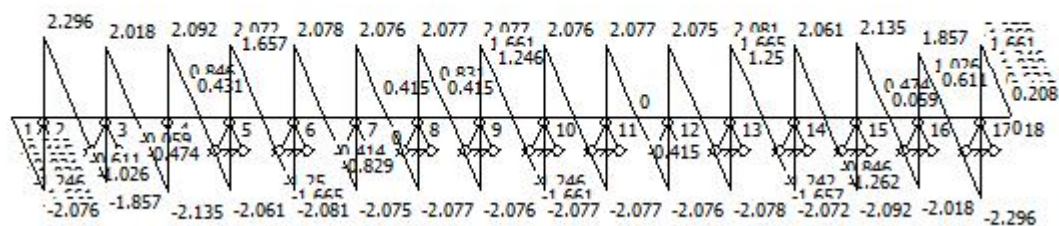


1、强度验算

$$q = bS_{\text{承}} = 0.2 \times 41.528 = 8.306 \text{ kN/m}$$



小梁弯矩图(kN·m)



小梁剪力图(kN)

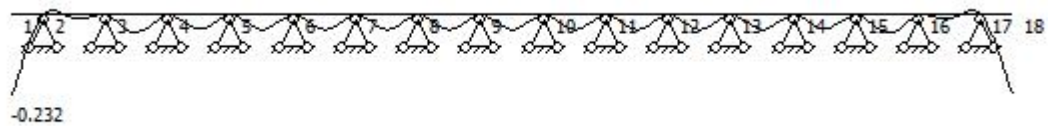
$$M_{\text{max}} = 0.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\text{max}}/W = 0.26 \times 10^6 / 4490 = 57.809 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、挠度验算

$$q = bS_{\text{正}} = 0.2 \times 29.868 = 5.974 \text{ kN/m}$$



小梁变形图(mm)

$v=0.232\text{mm}\leq[v]=2L/400=2\times250/400=1.25\text{mm}$

满足要求！

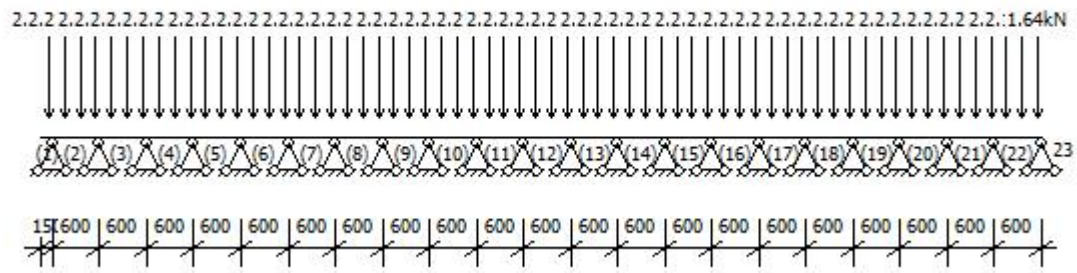
3、支座反力计算

$R_1=4.372\text{kN}, R_2=\dots R_{63}=4.372\text{kN}, R_{64}=3.279\text{kN}$

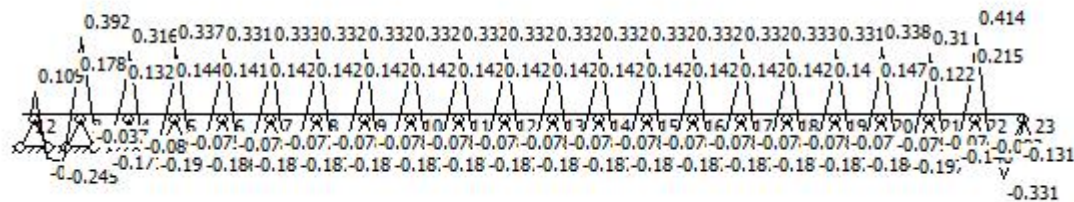
六、主梁验算

主梁材质及类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.2
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	主梁合并根数	2
主梁受力不均匀系数ζ	0.5	主梁抗弯强度设计值[f](N/mm²)	205
主梁弹性模量 E(N/mm²)	206000	主梁截面抵抗矩 W(cm³)	4.49
主梁截面惯性矩 I(cm⁴)	10.78		

$F_1=\zeta R_1=0.5\times4.372=2.186\text{kN}, F_2=\zeta R_2=\dots F_{63}=\zeta R_{63}=0.5\times4.372=2.186\text{kN}, F_{64}=\zeta R_{64}=0.5\times3.279=1.64\text{kN}$



1、强度验算



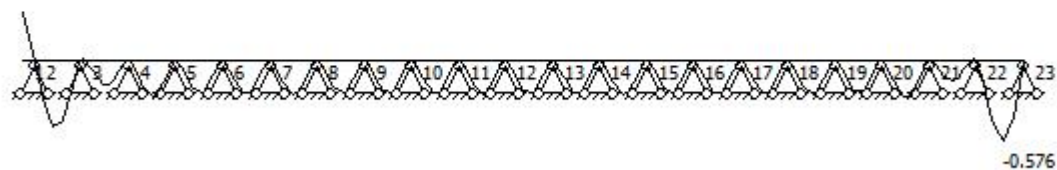
主梁弯矩图(kN·m)

$M_{\max}=0.414\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{\max}/W=0.414\times10^6/4490=92.23\text{N}/\text{mm}^2\leq[f]=205\text{N}/\text{mm}^2$

满足要求！

2、挠度验算



主梁变形图(mm)

$v=0.576\text{mm}\leq[v]=L/400=600/400=1.5\text{mm}$

满足要求！

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
--------	-----	----------------------	------

对拉螺栓横向验算间距 $m=\max[600, 600/2+150]=600\text{mm}$

对拉螺栓竖向验算间距 $n=\max[500, 500/2+250]=500\text{mm}$

$N=0.95mnS_{\text{承}}=0.95\times0.6\times0.5\times41.528=11.836\text{kN}\leq N_t^b=17.8\text{kN}$

满足要求！

第八章、模板架体节点图

