

(普通) 模板支撑体系专项

施工方案

GD-C1-326

单位(子单位)工程名称：东莞市麻涌镇豪丰电镀、印染专业基地集中污水处理厂二期工程深度处理池

工程地点：东莞市麻涌镇豪丰工业园区内

总承包施工单位：(公章) 东莞市中泰建安工程有限公司

专业承(分)包单位：(公章)

编制单位：

编制人：

编制日期： 年 月 日

审核人：

审批人： (编制企业技术负责人)

审批日期： 年 月 日

说明：本表的专业承（分）包单位主要指EPC项目或其他一体化总承包模式中的施工单位。

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	3
第二章、编制依据	4
第三章、施工计划	4
第一节、施工进度计划	4
第二节、材料与设备计划	4
第四章、施工工艺技术	9
第一节、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	22
第五章、施工安全保证措施	27
第一节、组织保障	27
第二节、技术措施	29
第三节、危险源的识别与防控	32
第四节、监测措施	35
第六章、施工质量保证措施	37
第七章、施工管理及作业人员配备及分工	42
第一节、管理人员组织信息	42
第二节、作业人员信息	43
第三节、岗位及部门职责	44
第八章、验收要求	48
第一节、验收程序	48
第二节、验收人员	48
第三节、验收标准与内容	48
第十章、计算书及相关图纸	62
第一节 200MM 板套扣式模板计算书	62
第二节 200MM 板扣件式模板计算书	76
第三节 300×600MM 梁套扣式模板计算书	88
第四节 300×600MM 边梁套扣式模板计算书	102
第五节 200×500MM 梁扣件式模板计算书	117
第六节 150×600MM 边梁扣件式模板计算书	134
第七节 300×600MM 梁侧模板计算书	152
第八节 500×1200MM 柱模板计算书	157
第九节 400MM 厚剪力墙模板计算书	166
第十节 700MM 厚剪力墙模板计算书	172
第十一节 搁置主梁验算计算书	178
第十二节 模板架体节点图	183

东莞市麻涌镇豪丰电镀、印染专业基地

集中污水处理厂二期工程深度处理池

(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	东莞市麻涌镇豪丰电镀、印染专业基地 集中污水处理厂二期工程深度处理池	建设单位	东莞市豪丰工业污水处理有限公司
工程地点	东莞市麻涌镇豪丰工业园区内	设计单位	广州市环境保护工程设计院有限公司
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
本工程总建筑面积4095.17m²，深度处理池建筑层数3层、最大建筑高度为22m，屋面、外墙、地下、蓄水类工程防水等级为一级，抗震设防类别为丙类、抗震设防烈度为7度、耐火等级二级、设计工作年限50年。结构形式为框架-抗震墙结构，砼等级：垫层 C15，池体 C35P8、其余建（构）筑物部分 C35。			

第二节、模板工程信息

(一) 模板概况

本工程模板支撑方案针对未达论证条件的模板支撑体系进行编制，依据《建筑施工承插型套扣式钢管脚手架安全技术规程》（DBJ/T 15-98-2019）、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》（JGJ130-2011）等现行规范标准编制，方案采用承插型套扣式钢管脚手架和局部扣件式钢管架作为支撑体系，重点对搭设参数、构造措施及施工工艺进行规范化设计。针对需专家论证的模板支撑体系，将另行编制专项施工方案并履行专家论证程序。本方案通过系统性的承载力验算与安全控制措施，确保模板支撑体系满足设计荷载及施工安全要求。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 m²	梁规格	备注
	①-⑨轴 交 A-E 轴	标高 0.500 梁 板	+0.500	3.0	150	约 240	250x400	

套扣式支模区域	①-⑨轴 交 A-E 轴	标高 6.000 梁板	+6.000	最大 7.0	120 150	约 1000	200x350 200x400 200x500 200x600 250x350 250x400 250x600 300x600 300x600 (边梁)	包括水池渠道板、楼梯
	①-⑨轴 交 A-E 轴	标高 18.000 梁板	+18.000	最大 7.0	120 150 200	约 800	200x400 250x400 250x600	
扣件式支模区域	①-②轴 交 A-E 轴	标高 6.000 梁板雨蓬	+6.000	7.9	200	约 80	200x500 150x600 (边梁)	

(二)、模板设计规划

支模体系采用承插型套扣式钢管脚手架；①-②交 A-E 轴区域 6.000m 标高的梁板雨棚采用扣件式钢管架支撑。

1、模板设计规划：

支模高度 $\leq 3.0\text{m}$ 、 7.0m 、 7.9m ，板厚为 120mm、150mm、200mm。

1.1 板支架

(1) 套扣式支模高度 $\leq 7.0\text{m}$ 的板厚为 120mm、150mm、200mm，提取板厚 200mm、支模高度 7.0m 为板支架计算参数。

(2) 扣件式支模高度为 $\leq 7.9\text{m}$ 的板厚为 200mm，提取板厚 200mm、支模高度 7.9m 为板支架计算参数。

工程中其他类似的模板区域可参照执行。

1.2 梁支架

1.2.1 套扣式支模高度 $\leq 7.0\text{m}$ ，板厚 200mm，提取支模高度 7.0m 为梁支架计算参数。

(1) 提取最大梁 $300 \times 600\text{mm}$ 为梁支架计算参数。

(2) 提取最大边梁 $300 \times 600\text{mm}$ 为边梁支架计算参数。

1.2.2 扣件式支模高度 $\leq 7.9\text{m}$ ，板厚 200mm，提取支模高度 7.9m 为梁支架计算参数。

(1) 提取最大梁 $200 \times 500\text{mm}$ 为梁支架计算参数。

(2) 提取最大边梁 $150 \times 600\text{mm}$ 为边梁支架计算参数。

工程中其他类似的模板区域可参照执行。

2、梁侧模设计规划：

(1) 提取最大梁 $300 \times 600\text{mm}$ 为梁侧模计算参数。

工程中其他类似的梁侧模可参照执行。

3、柱、剪力墙模板设计规划：

(1) 选取最大柱尺寸 $500 \times 1200\text{mm}$ 为柱模板计算参数。

(2) 选取剪力墙 400mm、最大剪力墙 700mm 为墙模板计算参数。

工程中其他类似的柱、剪力墙模板可参照执行。

(三)、地基处理

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

2、部分模板支架立杆基础为工字钢，例如①-②轴交 A-E 轴测流槽和 PH 回调池无楼板区域、屋面楼梯间区域、预留洞口等，方案对工字钢架进行设计和验算（详见计算书十一），确保钢架承载力满足支模要求。

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：

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、《建筑施工承插型套扣式钢管支架安全技术规范》DBJ15-98-2019；
- 4、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ130-2011；
- 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

第一节、施工进度计划

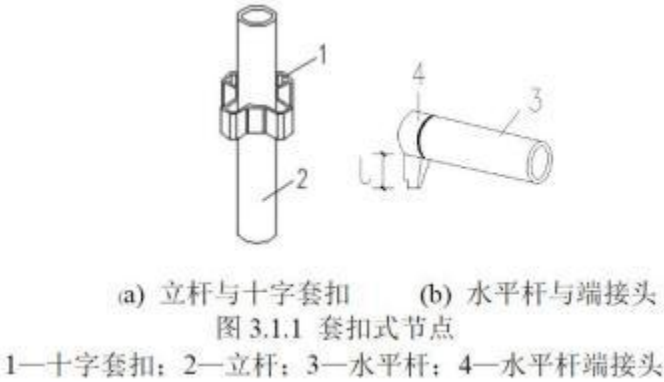
模板工程计划总工期 200 个日历天, 不含室外配套工程。

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套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、承插套扣式钢管脚手架要求

- (1) 套扣式节点由焊接于立杆上的连接套扣和水平杆端接头组成



(2) 十字套扣应由钢材冲压而成，其高度 h 不应小于 32mm，厚度 t 不应小于 5mm



(3) 水平杆端接头应焊接于水平杆的两端，其厚度不应小于 10mm，下伸的长度 l 不应小于 40mm，楔形斜面的自锁斜度为 0.12。水平杆端接头应与套扣匹配，水平杆端插入套扣内，其外表面应与套扣内表面相吻合，且插入套扣底的外露长度不应小于 3mm，并应保证锤击自锁后不拔脱，其抗拔力不应小于 3KN。

(4) 立杆和水平杆采用截面 $\Phi 48.0 \times 3.2$ （计算采用 $\Phi 48 \times 3.0$ ）或以上规格的钢管。立杆的长度为 600mm、900mm、1200mm、1800mm、2100mm 和 2400mm 等规格。套扣在立杆上的间距按 600mm 的模数设置。水平杆的长度规格应与搭设的架体立杆的常用纵距和横距为 525mm、1050mm。

(5) 立杆之间的连接应采用连接套管，其壁厚不应小于 3.2mm，长度不应小于 150mm，可插入长度不应小于 100mm，套管内径与立杆钢管外径间隙不应大于 1.5mm。

(6) 支撑架顶层的可调螺杆由螺杆、螺杆调位螺母、活动十字套扣座、套扣座调位螺母和托座组成。

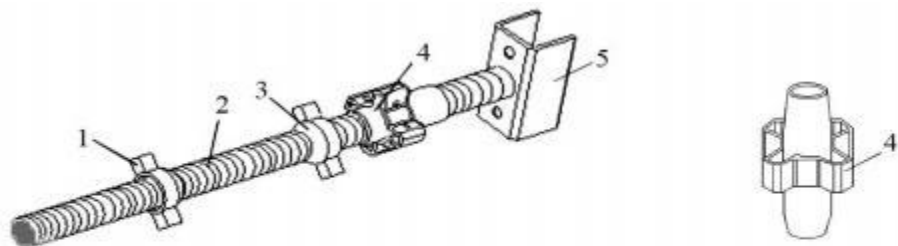


图 3.1.7 可调螺杆
1—螺杆调位螺母；2—螺杆；3—套扣座调位螺母；4—活动十字套扣座；5—托座

（7）杆件的焊接应在专用工装上进行，各焊接部位应牢固可靠，焊缝高度不小于 3.5mm，其组焊的形位公差应符合表规范要求。

（8）承插型套扣式钢管脚手架的构配件除有特殊要求外，其材质应符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T700 的规定。立杆、立杆连接套管、可调底座。可调托座、调位螺母、套扣和钢管应采用《直缝电焊钢管》GB/T 13793 或《低压流体输送用焊接钢管》GB/T 3091 中规定的 Q235 普通钢管。

构配件名称	检查项目	公称尺寸（mm）	允许偏差（mm）
立杆	长度	600、900、1200、1800、2100、2400	±0.5
	厚度	3.2	±0.32
	外径	48.0	±0.5
	套扣间距	600	±0.5
	杆件垂直度	—	L/1000
水平杆	长度	与立杆的常用的纵距、横距 525mm、1050mm 等相匹配	±0.5
套扣	厚度	≥5	±0.3
	高度	≥32	±0.5
端接头	厚度	≥10	±0.3
	长度	≥40	±0.5
活动十字套扣座	套扣厚度	≥5	±0.32
	套扣高度	≥32	±0.5

（9）十字套扣与立杆的连接、水平杆与端接头的连接均应采取焊接，连接焊接缝 应满焊，焊脚尺寸不应小于 4mm。

(10) 构配件的外观质量应符合下列要求:

- 1) 钢管应无裂纹、凹陷、锈蚀, 两端面应平整;
- 2) 焊缝应平整光滑, 不得有漏焊、焊穿、裂纹和夹渣等缺陷。

2、承插套扣式钢管脚手架特点

承插套扣式脚手架具有拆装效率高、负荷承载力高、支撑稳定可靠性高、产品维护要求少。相比普通钢管脚手架, 只需要通过敲击横管插头即可搭设, 配备多种规格长度, 搭设灵活, 立杆一端为套筒可直接与立杆链接, 顶托螺帽为多口径阶梯设计, 可承托三种不同口径的钢管, 拆装效率大大提高; 钢管通过自锁链接, 负载越大锁紧力越大, 减少钢管钢管连接的人为操作不当因素, 承载能力提高 30%以上, 施工可靠性大大提高, 每人每天可搭设 400 平方米, 钢管链接部件全部为固定式, 不需要额外扣件, 极大减少扣件损耗, 钢管长度规格统一, 方便使用、运输及管理。

其优点如下:

(1) 这种产品主要是对钢管脚手架的扣件进行改进, 集其它产品优点于一体, 可替代扣件式钢管脚手架、门式架等多种脚手架系列产品。本产品设计大方, 有着一扣就成的特点, 它具有容易搬运、便于管理、使用方便, 安装简单, 拆卸快速的高效、实用、经济、美观之优点。

(2) 套扣直插式钢管脚手架从组件上进行了很大改进, 组配件减少了许多, 整个脚手架系列是由套扣替代杆件之间的连接构件; 竖向直插式接长套筒替代对接连接扣件; 横杆接头替代直角扣件; 套扣、竖向接长套筒直接焊接在立杆上, 变成三件合一。横杆接头直接焊接在横杆的两端, 变成二件合一。改变了原来扣件式钢管脚手架需要多个组件形成架体模式, 省去了扣件式钢管脚手架规范中有关驳接的许多规定和搭接程序; 进行定型标准化设计, 杜绝了作业人员许多不规范行为, 从而保证了施工安全。

(3) 套扣直插式钢管脚手架 3~4 人就可安装, 大大节省了安装时间和劳力, 其劳力和时间约是原来“扣件式钢管脚手架”的 50%左右。

(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。

(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。

(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。

(7) 套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。

(8) 套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。

(9) 套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。

(10) 套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

(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。

(2) 套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) 套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 厚覆面木胶合板，规格 0.915m×1.83m。木方采用 40mm×90mm 木方。大楞采用两条 Φ48 钢管，小楞采用木方。模板抗剪强度设计值为 1.4N/mm²，弹性模量为 6000N/mm²，抗弯强度设计值为 13N/mm²；木枋抗剪强度设计值为 1.4N/mm²，弹性模量为 9000N/mm²，抗弯强度设计值为 13N/mm²。

5、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、支撑系统参数表

1、套扣式板支模参数表

项目做法	楼板	计算参数
支模搭设高度（m）	≤7.0m	7.0m
楼板浇筑厚度（mm）	120mm、150mm、200mm	200mm
立杆横向间距或排距（mm）	1050mm	1050mm
立杆纵距（mm）	1050mm	1050mm
水平拉杆步距（mm）	1200m	1200m
扫地杆（mm）	≤550mm	550mm
木楞下方支撑钢管（mm）	顶托+双钢管（48*3.5）	顶托+双钢管（48*3.0）
木方的间隔距离（mm）	木方宽度 40mm 高度 90mm	木方宽度 40mm 高度 90mm

	$\leq 350\text{mm}$	350mm
立杆上端伸出至模板支撑点长度 (mm)	$\leq 650\text{mm}$	$\leq 650\text{mm}$

2、扣件式板支模参数表

项目做法	楼板	计算参数
支模搭设高度 (m)	$\leq 7.9\text{m}$	7.9m
楼板浇筑厚度 (mm)	200mm	200mm
立杆横向间距或排距 (mm)	900mm	900mm
立杆纵距 (mm)	900mm	900mm
水平拉杆步距 (mm)	1500mm	1500mm
扫地杆 (mm)	$\leq 200\text{mm}$	200mm
木楞下方支撑钢管 (mm)	顶托+双钢管 (48*3.5)	顶托+双钢管 (48*3.0)
木方的间隔距离 (mm)	木方宽度 40mm 高度 90mm $\leq 300\text{mm}$	木方宽度 40mm 高度 90mm 300mm
立杆上端伸出至模板支撑点长度 (mm)	$\leq 500\text{mm}$	$\leq 500\text{mm}$

3、套扣式梁支模参数表

项目做法		梁截面面积 $\leq 0.18\text{m}^2$ 梁的做法	计算参数 300×600
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)	$\leq 7.0\text{m}$	7.0m
	增加梁底承重立杆根数	0	0
	梁底立杆沿梁跨度方向纵距 (mm)	1050mm	1050mm
	板底立杆横向间距 (mm)	1050mm	1050mm

	或排距 (m)		
	梁两侧立杆间距 (mm)	1050mm	1050mm
	脚手架步距 (mm)	1200m	1200m
	梁底大楞下方支撑钢管 (mm)	钢管 (48*3.0)	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)	14mm	14mm
	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

4、套扣式边梁支模参数表

项目做法		梁截面面积 $\leq 0.18m^2$ 边梁的做法	计算参数 300×600
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)	$\leq 7.0m$	7.0m
	增加梁底承重立杆根数	0	0
	梁底立杆沿梁跨度方向纵距 (mm)	1050mm	1050mm
	板底立杆横向间距 (mm) 或排距 (mm)	1050mm	1050mm
	梁两侧立杆间距 (mm)	525mm	525mm
	脚手架步距 (mm)	1200mm	1200mm
	梁底大楞下方支撑钢管 (mm)	钢管 (48*3.0)	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)	14mm	14mm
	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、扣件式梁支模参数表

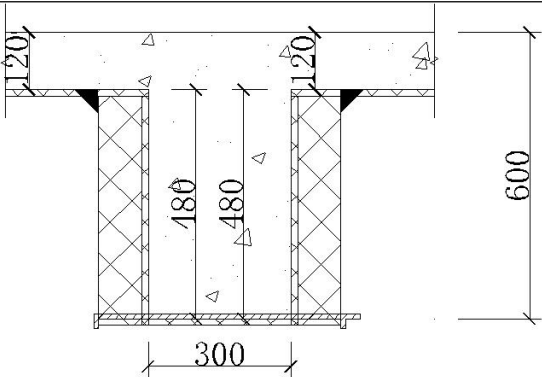
项目做法		梁截面面积 $\leq 0.10\text{m}^2$ 梁的做法	计算参数 200×500
1. 模板支撑及构造参数	楼板厚度 (mm)	200mm	200mm
	梁支撑架搭设高度 H (m)	$\leq 7.9\text{m}$	7.9m
	增加梁底承重立杆根数	1	1
	梁底立杆沿梁跨度方向纵距 (mm)	900mm	900mm
	板底立杆横向间距或排距 (mm)	900mm	900mm
	梁两侧立杆间距 (mm)	400+400mm	400+400mm
	脚手架步距 (mm)	1500mm	1500mm
	梁底大楞下方支撑钢管	双钢管 (48×3.5)	双钢管 (48×3.0)
	连接方式	可调顶托	可调顶托
2. 梁底模板参数	面板厚度 (mm)	14mm	14mm
	梁底模板支撑的间距 (mm)	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 250mm	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 250mm

6、扣件式边梁支模参数表

项目做法		梁截面面积 $\leq 0.09\text{m}^2$ 边梁的做法	计算参数 150×600
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)	$\leq 7.9\text{m}$	7.9m
	增加梁底承重立杆根数	0	0
	梁底立杆沿梁跨度方向纵距 (mm)	900mm	900mm
	板底立杆横向间距或排距 (mm)	900mm	900mm
	梁两侧立杆间距 (mm)	375mm	375mm
	脚手架步距 (mm)	1500mm	1500mm

	梁底大楞下方支撑钢管	双钢管（48*3.5）	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）	14mm	14mm
	梁底模板支撑的间距（mm）	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 250mm	木方宽度 40mm 高度 90mm 间距 250mm

7、支模梁侧模参数表

项目	梁高≤600 的梁	计算参数 300X600
主楞根数	2 根	2 根
对拉螺栓间距（mm）	≤500mm	≤500mm
小梁间距（mm）	300mm	300mm
穿梁螺栓道数	/	/
主楞龙骨材料（mm）	钢管(48*3.5)	钢管(48*3.0)
次楞龙骨材料（mm）	40×90 木方	40×90 木方
		

8、柱模板参数表

项目	做法
柱箍（双钢管）	@500
M14 对拉螺栓	柱截面<500，中部不设螺杆
	500≤柱截面<1000，中部设 1 道螺杆
	1000≤柱截面，中部设 2 道螺杆

9、剪力墙厚 $\leq 400\text{mm}$ 模板参数表

项目	做法
主梁（双钢管）	主梁竖向间距 450 mm
小梁（木方）	跨度方向间距 180 mm
M14 对拉螺栓	间距 450 mm

10、 $400\text{mm} < \text{剪力墙厚} \leq 700\text{mm}$ 模板参数表

项目	做法
主梁（双钢管）	主梁竖向间距 400 mm
小梁（木方）	跨度方向间距 150 mm
M14 对拉螺栓	间距 400 mm

11、工字钢架支撑系统

项目	工字钢架	计算参数	长度（mm）	数量（条）
钢梁材料	16#工字钢	16#工字钢	3600mm	约 30 条
1、支模高度 $\leq 7.0\text{m}$ ，选取工字钢区域最大梁 $300 \times 600\text{mm}$ 的梁支模立杆最大轴向压力 $N=16.506\text{kN}$ （详见计算书十一），进行验算。 2、考虑到工程施工实际情况，若与本方案不符，应以本方案为准；为配合现场施工，在保证质量、安全的前提下可适当调整支架的纵横距，但不得超出本方案规定。 3、立杆基础为工字钢的设置区域：例如①-②轴交 A-E 轴测流槽和 PH 回调池无楼板区域、屋面楼梯间区域、预留洞口等；工字钢两端设置压点。				

第二节、工艺流程

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

第三节、施工方法

1、施工准备

（1）编制模板专项施工方案，经监理公司审查后，方可实施。

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

（3）对钢管脚手架、配件、加固件按规范要求进行检查、验收；严禁使用不合格脚手架及构配件。对主要施工机械及其配套设备的技术性能资料，所需材料的检验和配合比试验，对所需的材料必需做材料的试验。

（4）测量放线

- 1）模板放线时，应先清理好现场。
- 2）首先用经纬仪根据施工图测出每条轴线，然后用墨线弹出模板的内边线和中心线，以便于模板安装和校正。
- 3）用水准仪把建筑物水平标高引到模板安装位置，定好水平控制标高。

2、基础处理

本工程高大模板的立杆支承在底板或楼板上。

3、套扣式脚手架一般构造

（1）立杆和水平杆采用的套扣式脚手架钢管规格应为 $\Phi 48.0\text{mm} \times 3.2\text{mm}$ （计算采用 $\Phi 48.0\text{mm} \times 3.0\text{mm}$ ）；钢管外径偏差不应大于 $\pm 0.5\text{mm}$ ，钢管壁厚偏差不大于 $\pm 0.32\text{mm}$ 。

（2）离地面 350mm 做第一道纵、横向横杆作为扫地杆，模板支撑架采用可调底座调节螺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；往上为步距。搭设应按立杆、横杆的顺序逐层搭设，扫地杆直线度应 $\leq L/200$ ；横杆间水平度应 $\leq L/400$ 。

套扣式配杆设计表：

架体净高/m	立杆规格/m	架体净高/m	立杆规格/m
小于 1.9	1.2	5.7~6.2	2.4+2.4+0.6 或 0.6+2.4+2.4
2.0~2.4	1.8	6.3~6.8	2.4+2.4+1.2 或 1.2+2.4+2.4
2.6~3.1	2.4	6.9~7.4	2.4+2.4+1.8 或 1.8+2.4+2.4
3.2~3.8	2.4+0.6 或 0.6+2.4	7.5~8.0	2.4+2.4+2.4 或 1.2+2.4+2.4+1.2
3.9~4.4	2.4+1.2 或 1.2+2.4	8.1~8.6	2.4+2.4+2.4+0.6 或 0.6+2.4+2.4+2.4
4.5~5.0	2.4+1.8 或 1.8+2.4	8.7~9.2	2.4+2.4+2.4+1.2 或 1.2+2.4+2.4+2.4

5. 1~5.6	2.4+2.4 或 1.2+2.4+1.2	9.3~9.8	2.4+2.4+2.4+1.8 或 1.8+2.4+2.4+2.4
----------	-----------------------	---------	-----------------------------------

(3) 根据《建筑施工承插型套扣式钢管脚手架安全技术规程》DBJ/T 15-98-2019 第 6.1.4 要求设置竖向剪刀撑和水平剪刀撑：

- 1) 搭设高度大于 5m 且不超过 8m 时的满堂模板支撑架，当与周边结构无可靠拉结时，架体外周应连续设置竖向剪刀撑且与各相交立杆采用扣件连接；竖向剪刀撑的间距和单幅剪刀撑的宽度宜为 5~8m，剪刀撑与水平杆的夹角为 45~60 度；根据计算确定步距，当架体高度大于 3 倍步距时，架体顶层应设置一道水平剪刀撑，剪刀撑应延伸至周边；
- 2) 当架体搭设高度大于 8m 时，应在中间纵横向每隔 4~6m 左右设置由上至下的连续扣件式钢管竖向剪刀撑，同时四周设置由上至下的连续扣件式竖向剪刀撑，并在顶层、底层及中间层每隔 4 个步距设置扣件式钢管水平剪刀撑，剪刀撑的搭设方式满足《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ130-2011 的相关要求执行；

(4) 模板支撑架体与楼板模板支撑架体宜采用水平杆连接，当采用钢管连接时，应用直角扣件固定在梁模板支撑架与楼板模板支撑架的水平杆上，且不应小于 2 跨；

(5) 模板支撑架立杆顶层水平杆至模板支撑点的高度不应大于 650mm，可调托座插入立杆长度不应小于 150mm；



- (6) 立杆接长应错开，当梁底或其它局位顶部过长时，可适当锯断立杆以满足搭设要求。
- (7) 插销外表面应与水平杆扣接头内表面吻合，插销连接应保证锤击自锁后不拔脱，抗拔力不得小于 3KN。
- (8) 对长条状的独立高支模架，架体总高度与架体的宽度之比 H/B 不应大于 3。
- (9) 支撑架的竖向剪刀撑和水平剪刀撑应与支撑架同步搭设，剪刀撑的搭接长度不应小于 1m，且不应小于 3 个扣件连接，扣件盖板边缘至杆端不应小于 100mm，扣件螺栓的拧紧力矩不应小 $40\text{N} \cdot \text{m}$ ，且不应大于 $65\text{N} \cdot \text{m}$ 。
- (10) 梁模板支撑架体与楼板模板支撑架体采用水平杆连接，当采用钢管连接时，应用直角

扣件固定在梁模板支撑架与楼板模板支撑架的水平杆上，且不应小于 2 跨。

(11) 模板支撑架的高宽比不宜大于 3，当高宽比大于 3 时，在架体的周边和内部以计算确定水平间隔及竖向间隔距离，且设置连墙体与建筑结构拉结；当无法设置连墙体时，应设置钢丝绳张拉固定等措施。

(12) 高大模板支撑系统应作专门设计，架体周边应设计扣件式钢管竖向剪刀撑、中间应设置水平剪刀撑等整体稳定措施；重荷载梁应在梁两外侧立杆设置扣件式钢管竖向连续交叉剪刀撑。

(13) 梁板支撑架的纵横向水平杆应拉通设置，当梁板下支撑立杆的间距尺寸与水平杆长度模数不匹配时，应增设扣件式钢管立杆及水平杆，将梁板支撑架连成整体。

(14) 支撑系统塔设完成后应组织验收，合格后方可浇筑混凝土。

(15) 立杆的纵横水平杆间距、步距应根据受力计算确定，并满足套扣水平杆、立杆的模数关系。

(16) 同一区域的立杆纵向间距应成倍数关系，并按照先主梁、再次梁、后楼板的顺序排列，使梁板架体通过水平杆纵横拉结形成整体，模数不匹配位置应确保水平杆两端延伸至少扣接两根套扣立杆。

(17) 当架体高度大于 8m 时，高大模板支撑系统的顶层水平杆步距比中间标准步距缩小一个套扣间距，当架体高度大于 20m 时。顶层两步水平杆均缩小一个套扣间距。

(18) 高大模板支撑系统的水平杆应按水平间距 6~9m，竖向每隔 2~3m 与周边结构墙柱、梁采取抱箍、顶紧等措施，加强抗倾覆能力。

(19) 地基支座的设计要满足承载力的要求。

4、扣件式钢管支架一般构造：

(1) 整体性构造层的设计

1) 水平加强层应以每 6 米沿水平结构层设置剪刀撑，且须与立杆连接，设置斜杆层数要大于水平框格总数的 1/3；

2) 在任何情况下，高支撑架的顶部必须设水平加强层。

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

(2) 剪刀撑的设计：

1) 在架体外侧周边及内部纵、横向应由底至顶设置连续竖向剪刀撑；

2) 在架体顶部和扫地杆处设置水平剪刀撑；

3) 剪刀撑加长时，必须采用搭设长度不得小于 1000mm，用三个扣件进行扣紧。

（3）顶部支撑点的设计

- 1) 立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 a 不应超过 500mm;
- 2) 满堂支撑架的可调托撑杆伸出长度不宜超过 300mm, 插入立杆内的长度不得小于 150mm。

（4）支撑架搭设的要求

- 1) 脚手架必须设置纵、横向扫地杆。纵向扫地杆应采用直角扣件固定在距钢管底端不大于 200mm 处的立杆上。横向扫地杆采用直角扣件固定在紧靠纵向扫地杆下方的立杆上。
- 2) 脚手架立杆基础不在同一高度上时, 必须将高处的纵向扫地杆向低处延长两跨与立杆固定, 高低差不应大于 1m。靠边坡上方的立杆轴线到边坡的距离不应小于 500mm。
- 3) 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。
- 4) 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, 各立杆整个高度垂直度控制在 10mm 以内。
- 5) 确保每个扣件和钢管的质量是满足要求的, 每个扣件的拧紧力矩都要控制在 $40 \sim 65 \text{ N} \cdot \text{m}$, 钢管不能选用已经长期使用发生变形的。
- 6) 地基支座的设计要满足承载力的要求。
- 7) 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 3 个, 端部扣件盖板的边缘至杆端距离不少于 100 毫米。

（5）双扣件（防滑扣件）

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 10.2kN。

5、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。

6、后浇带的施工方法

（1）根据《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204-2015 的要求, 后浇带模板支设必须采用独立设计系统, 梁板模板在距后浇带施工缝 500mm 位置处全部断开, 与满堂脚手架安拆互不影响, 且上下层立杆放置同轴心, 后浇带砼未浇筑不得拆除。但在混凝土浇筑前, 应

将二者用水平钢管连接牢固，保证支撑系统的整体性，防止坍塌事故发生。后浇带两侧混凝土浇筑完成后，须马上清除后浇带内的浆料（梁底模提前设置冲洗口）并设置后浇带盖板防止泥水、杂物进入。

（2）在模板安装过程中，要严格控制模板的平整度和垂直度，偏差应控制在规范允许范围内（5mm）。

模板接缝处应粘贴海绵条或橡胶条，避免混凝土浇筑时漏浆，影响结构质量。

（3）模板拆除要求：

1）侧模应在混凝土强度达到 2.5MPa 及以上，实际施工中一般只要保证拆模时，不会导致混凝土表面及棱角受损即可；水池壁板模板拆除时间不得早于 5 天。拆除侧模时应遵循先支后拆、后支先拆的原则，从上而下进行拆除。

2）底模拆除，针对梁板构件，有不同的要求。如针对板：跨度 ≤ 2 米：混凝土强度应达到设计强度的 50%以上。跨度 >2 米且 ≤ 8 米：混凝土强度应达到设计强度的 75%以上。跨度 >8 米：混凝土强度应达到设计强度的 100%。

3）梁：跨度 ≤ 8 米：混凝土强度应达到设计强度的 75%。跨度 >8 米：混凝土强度应达到设计强度的 100%。悬挑构件：无论跨度长短，混凝土强度必须达到设计强度的 100%。

4）底模拆除时应遵循先支后拆、后支先拆的原则，从上而下进行拆除。拆除跨度较大的梁底模时，应先从跨中开始，再向两端拆除。

（4）钢筋：在浇筑前，要仔细检查后浇带处的钢筋是否符合设计要求，包括钢筋的规格、数量、间距和锚固长度等。对于发现的钢筋锈蚀或损伤问题，应及时进行处理，如除锈、更换钢筋等。采用钢筋保护层垫块或塑料定位卡，保证钢筋保护层厚度符合设计要求。在混凝土浇筑过程中，要避免踩踏钢筋，防止钢筋移位和变形，确保钢筋位置准确，为混凝土的成型质量提供保障。

（5）混凝土浇筑：

1）后浇带混凝土的浇筑时机至关重要，根据设计要求，本工程为膨胀式后浇加强带，浇筑合笼是在两侧混凝土浇筑 60 天后进行。混凝土进场时，重点检查的混凝土强度等级和坍落度。后浇带混凝土应采用强度比两侧混凝土提高一个等级的补偿收缩混凝土（微膨胀），以补偿混凝土在后期收缩和徐变过程中可能产生的强度损失。如，两侧混凝土强度等级为 C30 时，后浇带混凝土可采用 C35 微膨胀混凝土。混凝土坍落度应满足施工要求，在现场要对混凝土做坍落度试验，一般控制在 160-200mm 之间。

2）混凝土浇筑时宜分层浇筑，每层厚度控制在 300-500mm 左右。使用插入式振动器进行振捣，

振动器的插入深度应不小于作用部分长度的 $3/4$ ，且应避免碰撞模板和钢筋。振捣时要做到“快插慢拔”，在振捣过程中，当混凝土表面出现浮浆和不再有气泡逸出时，表明混凝土已振捣密实。

3) 后浇带混凝土应从一侧向另一侧顺序浇筑，避免出现施工冷缝。在浇筑过程中，要确保混凝土浇筑的连续性，防止因停顿时间过长导致混凝土初凝，影响混凝土的连接质量。

4) 后浇带跨内不得施加其他荷载，例如放置施工设备、堆放施工材料等，以保证结构安全。

(6) 养护：

1) 浇筑完成后，要及时覆盖、洒水养护。在混凝土表面覆盖塑料薄膜或草帘等保温保湿材料，减少混凝土表面水分蒸发。同时，在养护期间，定期对混凝土进行洒水，保持混凝土表面湿润状态。洒水次数应根据天气情况和混凝土表面的温度、湿度进行调整，一般每天洒水 3-6 次，高温天气还要增加洒水次数。

2) 后浇带混凝土的养护时间一般不少于 14 天，若有防水要求的后浇带需要养护 28 天。在养护期间，要严格禁止对混凝土进行堆载或进行其他可能对混凝土造成破坏的作业。

7、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，每层厚度不宜大于 500mm。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。

8、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≤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) 拆除套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 0.01 m^2 。每平方米污染面积不大于 0.05 m^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) 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;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，以便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、模板堆放、维修

- (1) 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。
- (2) 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。
- (3) 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、模板支撑体系主要材料进场质量检查

检查项目	质量要求	抽检数量	检查方法与工具	抽检结果
1. 钢管	1.1 应有产品质量合格证、出厂质量检验报告	750根为1批，每批抽取1根	检查资料	
	1.2 钢管表面应平整光滑，不应有裂缝、硬弯、严重锈蚀等缺陷、严禁打孔、钢管使用前必须涂刷防锈漆或镀锌处理	全数	目测	
	1.3 旧钢管表面锈蚀深度应符合 JGJ130-2011 表 8.1.8 序号 3 的规定	在锈蚀严重的钢管中抽取3根，锈蚀严重部位横向截断	游标卡尺	
	1.4 旧钢管弯曲变形应符合 JGJ130-2011 合表 8.1.8 序号 4 的规定	3%	钢板尺	
	1.5 钢管和扣件等构配件应有模板脚手架一体化企业的标志	全数	目测	
	2.2 扣件式钢管：外径 48mm，允许偏差 $\pm 0.5\text{mm}$ ；壁厚 3.5mm 允许偏差 $\pm 0.35\text{mm}$	3%	游标卡尺	
3. 扣件	3.1 应有生产许可证、出厂质量检测报告、产品合格证以及进场抽样复试检测报告	按《钢管脚手架扣件》GB 15831 的规定	检查资料	
	3.2 扣件拧紧力矩值不应小于 40N·m，且不应大于 65N·m	按 JGJ 130-2011 第 8.2.5 条	扭力扳手	
	3.3 严禁使用有裂缝、变形、螺栓出现滑丝的扣件，扣件表面应进行防锈处理	当进场扣件数量少于 1 万件时，直角扣件、旋转扣件和对接扣件各抽取 10 件进行检查，当扣件数量超过 1 万件时，3 种类型扣件各抽取 20 件进行检查	目测	
	3.4 模板支撑架采用铸造扣件的直角扣件重量不得小于 1.1kg、旋转扣件重量不得小于 1.15kg、对接扣件重量不得小于 1.25kg		电子秤	

4. 可调托撑	4.1 应有产品质量合格证、出厂质量检验报告	3%	检查资料	
	4.2 扣件式钢管可调托撑螺杆外径不得小于 36mm		游标卡尺、 钢板尺	
	4.3 可调螺杆与螺母旋合长度不得少于 5 扣,螺母厚度不小于			

6、模板支撑体系应在下列阶段进行检查与：

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

7、模板支架体系使用中，应定期检查下列项目：

- （1）承载杆件，加固杆件，连接件、斜撑、孔洞通道的构造是否符合要求；
- （2）场地地表是否积水，底座是否松动，立杆立柱是否悬空，外侧立杆立柱是否 被车辆冲撞过；
- （3）立杆立柱的沉降与垂直度的偏差是否符合要求；
- （4）扣件、连接件是否松动；
- （5）是否超载。

第五章、施工安全保证措施

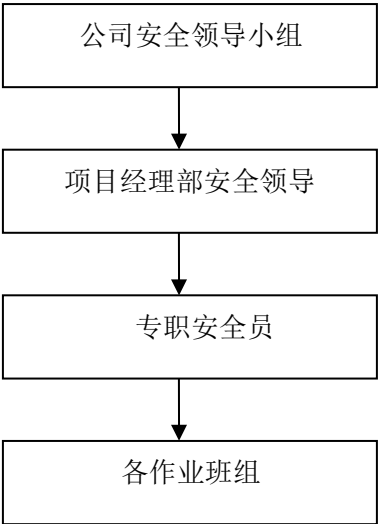
第一节、组织保障

1、安全管理组织机构

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

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

安全管理组织机构框图



2、建立安全生产责任制

项目经理是本合同安全生产的第一责任人，专职安全员是安全生产的直接责任人。

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

3、安全生产保证体系

- （1）以项目经理部为核心组成以项目经理为首的分级负责的安全生产保证体系。
- （2）项目经理是安全生产的第一责任人，统筹协调、指挥、全面负责安全管理。
- （3）施工负责人是安全管理的第一直接责任人，代表项目经理部行使安全管理的权力，负责本工程安全标准的制定，执行情况的监督与检查。
- （4）技术负责人是安全技术的第一责任者，负责安全技术措施的审核批准。
- （5）工长、专职安全员在指挥部的统一领导下，具体负责安全技术、措施的执行，领导劳务作业队伍开展安全建设，是安全生产有力保证层。

4、安全教育制度

- （1）严格执行三级安全教育制度。新进场的每个施工人员，必须先接受公司、项目部、班组“三级”教育，并在“三级安全教育卡”上签名，并登记其本人的身份证号码。
- （2）三级安全教育是指公司对新进场的施工人员着重进行安全基本知识、法规、法制教育；项目部对新进场的施工人员着重进行现场规章制度和遵章守纪教育；班组对新进场的施工人员着重进行本工种岗位安全操作及班组安全纪律教育。
- （3）施工人员在变换工种时，必须接收新工种的岗位安全操作知识教育；特种作业人员若变

换新工种须经市一级有关部门重新培训考核发证。

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

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

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

5、安全检查制度

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

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

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

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

第二节、技术措施

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

2、施工前由项目部技术负责人对施工人员进行安全技术交底。

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

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

5、施工期间不得拆除剪刀撑、纵横向水平杆、纵横向扫地杆等加固杆件。

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

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

8、支模应按规定的作业程序进行，模板未固定前不得进行下一道工序。严禁在上下同一垂直

面上装、拆模板。结构复杂的模板，装、拆应严格按照施工组织设计的措施进行。

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

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

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

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

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

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

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

16、拆除支顶架前，应清除支顶架上的材料、工具和杂物。

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

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

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

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

21、高处作业安全措施

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

(2) 高处作业使用的脚手架、吊架、平台、脚手板、梯子、护栏、索具（钢丝绳、麻绳、化

学纤维绳)等料具和安全带、安全网等安全防护用品的质量都必须符合国家规范的要求。

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

22、临边防护安全措施

(1) 《建筑施工高处作业安全技术规范》(JGJ 80) 规定, 施工现场中, 工作面边、沿无防

护设施或围护设施高度低于 80cm 时，都要按规定搭设临边防护栏杆。

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

(3) 临边防护应符合下列要求：

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

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

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

3) 防护栏杆必须自上而下用安全网封闭，并系牢固，不许漏绑和有漏洞。

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

第三节、危险源的识别与防控

1、危险源识别

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

2、危险源防控

序号	危险源	形成原因	防控措施
1	模板坍塌事故	1、堆放超载 2、架体施工没有按方案和规范要求 3、架体基础下沉	1、应分散放料，并严格控制堆料高度，严禁超过规定载荷。 2、严格按方案和规范搭设支撑架。 3、架体地基做硬化，确保支承能力。
2	高处坠落事故	防护不到位	1、支架作业面应采取铺板或平挂安全网等防护措施，且工人应规范操作，勿猛拉猛撬。 2、做好临边和洞口的防护措施。
3	物体打击事故	1、搬运违章作业	1、轻拿慢放，规范作业，注意安全。

		2、防护设施不到位。	2、经常检查佩戴工具，确保有效佩戴，不会自然跌落。 3、正确佩戴安全帽，做防护工作。
4	触电事故	临时用电违规操作	1、机械设备必须做到“一机一闸一漏电”。 2、按、拆电源应由专业电工操作。 3、漏电开关等必须灵敏有效。 4、现场电缆布设规范。 5、设备必须使用按钮开关严禁使用倒顺开关。
5	火灾事故	1、存在火源 2、存在易燃易爆物品	1、严禁烟火。 2、严禁存放易燃易爆物品。 3、操作间必须配齐消防器材。
6	机械伤害事故	1、各种机械设备的操作人员，没有按规定操作，持证上岗。 2、发现问题没有及时处理。 3、没有定期对设备进行维修、保养。 4、非本职操作人员任意摆弄、修理、操作机械设备。 5、机械设备在使用过程中，违章操作、违章指挥。	1、机械设备要安装固定牢靠。 2、增设机械安全防护装置和断电保护装置。 3、对机械设备要定期保养、维修，保持良好运行状态 4、经常进行安全检查和调试，消除机械设备的不安因素。 5、操作人员要按规定操作，严禁违章作业。
7	传染病	1、没有进场排查 2、未做好对来自疫情严重地区的员工隔离 3、防疫管理和措施不到位 4、医务工作不到位	1、设置对进场员工的进场健康检查，按政策储备和配送口罩。 2、落实健康检查和健康登记，对来自疫情严重地区的员工依照政策隔离 14 天。 3、实施全封闭管理，严控聚集和集体活动，强化施工作业过程防控，加强用餐管理，做好工作生活场所的消毒与通风。 4、设立医务室，储备药物和防护物资。

3、危险源监控管理

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

(2) 重大危险源是指长期或者临时生产、搬运、使用或者储存危险物品，且危险物品的数

量等于或者超过临界量的生产装置、设施或场所。

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

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

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

- 1) 贯彻执行国家有关法律、法规、规章和标准情况；
- 2) 预防生产安全事故措施落实情况；
- 3) 重大危险源的登记建档情况；
- 4) 重大危险源的安全评估、检测、监控情况；
- 5) 重大危险源设备维护、保养和定期检测情况；
- 6) 重大危险源现场安全警示标志设置情况；
- 7) 从业人员的安全培训教育情况；
- 8) 应急救援组织建设和人员配备情况；
- 9) 应急救援预案和演练工作情况；
- 10) 应急救援器材、设备的配备及维护、保养情况；
- 11) 重大危险源日常管理情况；
- 12) 法律、法规、规章规定的其他事项。

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

(7) 危险源安全管理档案应当包括以下内容：

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

第四节、监测措施

- 1、采用全站仪、水准仪对支撑体系进行监测，主要监测体系的水平、垂直位置是否有偏移。
- 2、观测点可采取在临边位置的支撑基础面（梁或板）及柱、墙上埋设倒“L”形 $\Phi 12$ 钢筋头。
- 3、混凝土浇筑过程中，派专人检查支架和支撑情况，发现下沉、松动、变形和水平位移情况的应及时解决。
- 4、仪器设备配置：

名称	规格	数量	精度
精密水准仪		1	$\pm 2''$
全站仪一台	RXT—232	1	$\pm 2''$ ，最大允许误差 $\pm 20''$
自动安平水准仪		2	千米往返 $\pm 3\text{mm}$
红外线水准仪		1	
激光垂直仪	DZJ2	1	$h/40000$
对讲机		3	
卷尺	5m	5	
检测板手		1	

5、监测说明：

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

(10) 当监测数据超过预警值时必须立即停止浇筑砼，疏散人员，并及时行加固处理；

(11) 本工程监测报警指标：

1) 支模高度大于 8m

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

2) 支模高度小于 8m

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

3) 工字钢架沉降

监测项目	监测报警值	控制值（限值）
工字钢沉降	6mm	8mm

(12) 架体变形达到限值时的应急措施

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

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

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

①检查模板支撑与周围结构的连接情况，扣件出现松动的地方重新派人扣紧；

②检查支撑体系搭设情况，加密立杆，减少立杆的步距；

③在各立杆之间加强横向联系，立杆底部增设扫地杆；

④重新对加固方案进行验算，计算是否满足稳定性和承载力要求。

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

开工。

第六章、施工质量保证措施

1、保证材料质量的控制措施

(1) 根据公司质量方针和质量手册的要求，选择合格的材料供应商。

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

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

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

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

(6) 模板堆放场地应搭棚防晒，防止太阳暴晒造成模板变形。

2、预防轴线偏位、标高不正确的控制措施

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

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

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

3、施工质量保证措施

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

(2) 做好各级技术交底工作，让所有施工人员掌握质量技术要求。

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

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

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

员研究处理。

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

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

4、预防漏浆的控制措施

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

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

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

5、成品保护措施

(1) 模板安拆时应轻起轻放，不准碰撞，防止模板变形。

(2) 模板在指定位置按规格分类堆放。

(3) 模板安装完成后，要注意保持模板内清洁。

(4) 拆模时不得用大锤硬砸或用撬棍硬撬，以免损伤混凝土表面和棱角。

6、砼浇筑施工注意事项

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

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

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

(4) 砼输送管不得直接与模板面接触，减少管道产生的附加荷载。

(5) 砼振动时，不得用振棒撬住模板或钢筋。

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

(7) 应先浇筑墙、柱砼，待墙、柱砼达到设计强度的 70%后，完成支架水平杆与相遇的

砼柱（梁）顶紧及抱箍措施后，方可继续浇筑梁板砼。

7、有限空间作业安全措施

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

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

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

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

（5）发现可能存在有害气体、可燃气体时，检测人员应同时使用有害气体检测仪表、可燃气体测试仪等设备进行检测。

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

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

（8）作业人员进入有限空间危险作业场所作业前和离开时应准确清点人数。

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

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

（11）严禁无关人员进入有限空间危险作业场所，并应在醒目处设置警示标志。

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

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

（14）当不能有效通风时，应采用鼓风机送风。

8、雨季施工措施

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

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

(3) 做好地基的排水工作，严防地基积水造成地基承载力下降，造成支架下沉。

9、台风季节施工措施

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

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

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

10、夏季高温季节施工措施

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

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

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

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

11、防疫安全措施

(1) 组织管理制度

1) 依照政府和疾病预防控制中心的相关政策，落实组织管理制度。

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

调。

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

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

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

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

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

(2) 加强员工健康监测

1) 掌握流动人员情况。掌握从业人员流动情况,按照属地要求分区分类进行健康管理。提前对作业人员摸底调查,了解人员近 14 天内活动情况,有无到疫情严重地区,有无接触瘟疫病例、疑似病例。对返岗人员数量、计划出行时间等情况进行统计,做好返岗时间、健康监测、防疫物资等衔接工作。

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

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

(3) 做好工地现场防控

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

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

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

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

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

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

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

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

第七章、施工管理及作业人员配备及分工

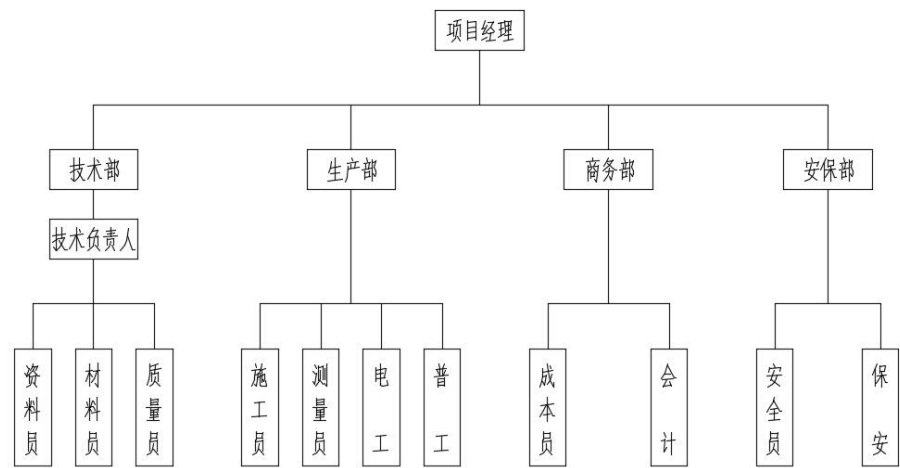
第一节、管理人员组织信息

1、管理人员

序号	职务	部 门	联系人	联系电话
1	组长	项目经理	杜文超	15920827231
2	组员	安全员	王振杰	13686062220
3	组员	质量员	刘磊	15077900704
4	组员	施工员	邓炯良	15625500815

5	组员	测量员	黄光池	19120406529
6	组员	材料员	林智超	13286027799
7	组员	资料员	陈静如	13544823985
8	组员	各班组长		

2、组织结构图



- 注：
- 1、商务部办公地点在公司总部，协助管理。
 - 2、项目经理兼生产经理；测量员兼质量员、施工员兼安全员。
 - 3、技术负责人主管技术部及相关行政后勤工作，并负责审核材料款与分包款的支付申请。

第二节、作业人员信息

序号	特种作业人员	人数	备注
1	架子工	8	持证上岗
2	电工	1	持证上岗
3	焊工	1	持证上岗
4	模板工	30	
5	钢筋工	25	
6	杂工	2	
注：根据实际施工进度，随时增减人员以满足需求。			

第三节、岗位及部门职责

1、项目经理

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

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

(3) 负责项目施工的成本控制，并负责项目工程款的追收工作。

(4) 负责组织开展创建安全文明工地活动，并负责协调综合治理工作。

(5) 负责项目施工的进度监控。

(6) 负责项目各岗位协调工作。

(7) 负责项目对外关系协调、联络与沟通，并接待居民投诉。

(8) 负责执行实施公司年度技改计划。

(9) 负责项目班子解体后的善后工作。

(10) 负责组织有关人员学习图纸，参加图纸会审，并组织主持编制工程《项目施工组织设计》和有关工程的施工技术方案。

(11) 负责根据实际情况评价本项目的重大环境因素审批，并上报公司工程部备案。

(12) 负责项目所属范围内的危害辨识与风险评价，并上报公司安全部。根据专业的特点及施工进度不同阶段的评价结果确定本项目部的重大危害因素，编制《重大危害因素及其控制计划清单》上报公司安全部。

(13) 负责项目的安全事故或紧急情况应急准备与响应工作。

(14) 负责成立应急小组，并组织应急成员对事故进行处理，在 24 小时内向工程部报告，并在 24 小时内填《应急准备和响应报告书》。

(15) 负责将健康安全与环境方针和有关法规的要求传达给相关方，并负责接待相关方的投诉。

(16) 协助安全部巡检员在施工各阶段对施工现场场界噪声进行监测。

2、项目技术负责人

(1) 负责项目工程施工中有关技术、质量管理工作，并负责分管组织推进项目实施三位一体化管理体系。

(2) 负责组织有关人员学习图纸，参加图纸会审，并组织主持编制工程有关工程的施工技术方案或施工组织设计。

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

3、安全员

- (1) 具体负责项目现场有关安全的管理工作。
- (2) 负责参与工程质量事故、工伤事故的调查处理工作，并负责项目工程有关质量、工伤报表的报送工作。
- (3) 负责组织建立项目现场有关安全、文明施工、消防等方面管理资料。
- (4) 组织落实人员实施安全技术方案，在实施中给予指导、把关，并负责组织相关人员每半月进行安全检查，对查出的隐患填写《安全隐患整改通知单》。

4、质检员

- (1) 具体负责项目现场有关质量的管理工作。
- (2) 负责参与项目工程及关键部位和特殊工序的质安措施的编制和研讨。
- (3) 负责项目工程施工质量的分项工程质量核定工作。
- (4) 负责办理工序的质量核定。
- (5) 负责协助组织项目现场的周检和竣工工程的质量自检工作。
- (6) 负责计量管理的具体工作。
- (7) 负责现场材料进货检验和过程检验的监控。
- (8) 针对定期、不定期检查发现的环境方面的不符合项，填写《纠正措施计划表》。

5、施工员

- (1) 负责项目分部分项工程施工的具体实施工作并负责属下班组施工质量、进度的监控。
- (2) 负责解决施工图纸及实际施工的技术接口和提出变更要求。
- (3) 负责项目工程的测量和放线工作。
- (4) 了解公司环保及职业健康安全管理方针、程序文件有关内容。

6、材料员

- (1) 熟悉施工工艺编制材料计划，按计划组织材料进场。
- (2) 对进场材料质量负责，做好跟踪服务工作。掌握材料的使用情况。
- (3) 对进入现场材料应分门别类堆放，根据材料性质采取有效防腐、防潮、防变型（质）措施。
- (4) 对须复检的材料应及时送检，并与进场材料相对应。

- (5) 对现场材料损耗情况及时统计上报。
- (6) 保证零库存，对积压材料合理应用。
- (7) 建立材料分析档案（价格、货源）及时反馈决策层。

7、资料员

- (1) 负责工程项目资料、图纸等档案的收集、管理。
- (2) 参加分部分项工程的验收工作。
- (3) 负责计划、统计的管理工作。
- (4) 负责工程项目的内业管理工作。
- (5) 完成工程部经理交办的其他任务。

8、各班组长

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

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

(3) 代表班组做好班组级的“三级安全教育”，并与被教

育者相互签字备查，开好班前班后安全会，支持安全员的督促、检查工作。对新工人进行现场安全教育，并在他未熟悉工作环境前，指定专人管好他的人身安全。

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

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

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

(7) 应该把每项工作有计划详细记录，包括所需的基本人工、材料、要清楚材料制作到

那个位置、楼层做到那个一层、每天下班之前要提前安排好晚上是否加班、加班的人员及工作内容。要提前通知、每天晚上要记录好第二天的工作分配、人员的安排、工作的计划和目标、第二天没有安排上班的工人应在头天晚上及时地通知工友、不应造成上班被安排回去或因人多而造成人工的浪费。

(8) 每天至少四次中途清点工人人数、防止有人中途溜号、要时刻知道每一个员工的工作地方及工作内容、还有这项工作所需要的时间、以及下一项工作的安排、在施工现场要时刻关注材料是否备齐、材料要提前备齐调运到操作面上,施工过程中对安排工人的每一项工作都要做到详细的技术指导和要求、做完每项工作后更要详细的检查、避免造成返工,工具、材料的遗漏、要经常检查现场的原材料是否充足、要提前报材料计划。

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

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

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

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

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

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

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

(16) 做好上下班时安全事务的交接手续,本班职责必须本班完成,有特殊情况的交待下

一班整改，待下班顺利接管后方可下班。班组有权拒绝违章指令，特殊情况可以越级报告。

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

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

第八章、验收要求

第一节、验收程序

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

第二节、验收人员

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

2、监理单位：项目总监理工程师、专业监理工程师。

3、建设单位：专业工程师。

第三节、验收标准与内容

1、支架施工验收标准与内容

(1) 钢管架验收标准与内容

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

1) 新钢管的检查与验收

①应有产品质量合格证；

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

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

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

⑤钢管必须涂有防锈漆。

2) 旧钢管的检查与验收

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

② 钢管弯曲变形应符合表 1《构配件的允许偏差》序号 4 的规定。

3) 扣件验收

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

②新、旧扣件均应进行防锈处理。

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

4) 扣件质量检查

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

5) 可调托撑的检查与验收

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

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

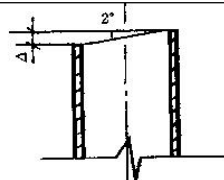
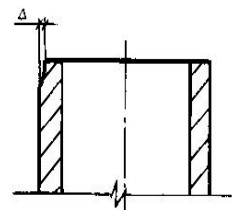
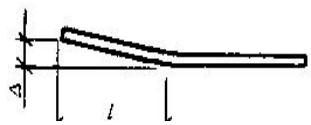
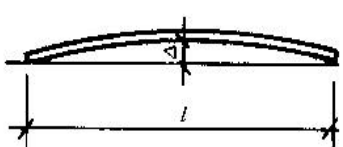
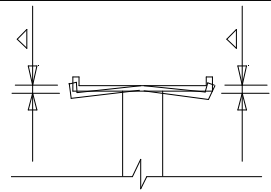
③可调托支托板厚不小于 5 毫米，变形不大于 1 mm。

④支托板、螺母有裂缝的严禁使用。

6) 构配件的偏差应符合表 1 的规定。

表 1：构配件的允许偏差

序号	项目	允许偏差 Δ（mm）	示意图	检查工具
1	焊接钢管尺寸（mm）		—	游标卡尺
	外径 48	±0.5		
	壁厚 3.5	±0.35		
	外径 51	±0.51		
	壁厚 3.6	±0.36		

2	钢管两端面切斜偏差	1.70		塞尺、拐角尺
3	钢管外表面锈蚀深度	≤ 0.18		游标卡尺
4	钢管弯曲 a. 各种杆件钢管的端部弯曲 $l \leq 1.5\text{m}$	≤ 5		钢板尺
	b. 立杆钢管弯曲 $3\text{m} < l \leq 4\text{m}$ $4\text{m} < l \leq 6.5\text{m}$	≤ 12 ≤ 20		
	c. 水平杆、斜杆的钢管弯曲 $l \leq 6.5\text{m}$	≤ 30	—	
5	钢脚手板 a. 板面挠曲 $l \leq 4\text{m}$ $l > 4\text{m}$	≤ 12 ≤ 16	—	钢板尺
	b. 板面扭曲（任一角翘起）	≤ 5	—	
6	可调托撑支托板变形	1.0		钢板尺塞尺

7) 安装后扣件检查，抽样检查数目与质量判定标准，应按表 2 的规定确定。

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

表 2 扣件拧紧抽样检查数目及质量判定标准

项次	检查项目	安装扣件数量(个)	抽检数量(个)	允许的不合格数
1	连接立杆与纵(横)向水平杆或剪刀撑的扣件; 接长立杆、纵向水平杆或剪刀撑的扣件	51~90	5	0
		91~150	8	1
		151~280	13	1
		281~500	20	2
		501~1200	32	3
		1201~3200	50	5
2	连接横向水平杆与纵向水平杆的扣件(非主节点处)	51~90	5	1
		91~150	8	2
		151~280	13	3
		281~500	20	5
		501~1200	32	7
		1201~3200	50	10

2、模板施工验收标准与内容

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

(1) 主控项目

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

检查数量:全数检查。

检验方法:对照模板设计文件和施工技术方案观察。

2) 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;浇筑混凝土前,模板内的杂物应清理干净;

检查数量:全数检查。

检验方法:观察。

2) 对跨度不小于 4m 的现浇钢筋混凝土梁、板, 其模板应按要求起拱。

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

检验方法: 水准仪或拉线、钢尺检查。

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

模板安装允许偏差和检验方法

附表1

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

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

检验方法: 钢尺检查。

(3) 现浇结构模板安装的偏差应符合表 1 的规定。

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

(4) 模板垂直度控制

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

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

3) 模板就位前,检查顶模棍位置、间距是否满足要求。

(5) 顶板模板标高控制

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

(6) 模板的变形控制

1) 墙模支设前,竖向梯子筋上,焊接顶模棍(墙厚每边减少 1mm)。

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

3) 门窗洞口处对称下混凝土;

4) 模板支立后,拉水平、竖向通线,保证混凝土浇筑时易观察模板变形,跑位;

5) 浇筑前认真检查螺栓、顶撑及斜撑是否松动;

6) 模板支立完毕后,禁止模板与脚手架拉结。

(7) 模板的拼缝、接头

模板拼缝、接头不密实时,用塑料密封条堵塞;模板如发生变形时,及时修整。

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

(9) 与安装配合

合模前与钢筋、水、电安装等工种协调配合,合模通知书发放后方可合模。

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

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

第九章、应急处置措施

1、为了贯彻实施“安全第一,预防为主”的安全方针,提高整个项目部对事故的整体应

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

2、应急救援预案小组

组 长：杜文超 15920827231

组 员：王振杰 黄光池 邓炯良 刘磊 陈静如 林智超 各班组长

3、应急组织体系

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

4、指挥机构及职责

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

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

5、险情报告制度及应急预案启动程序

(1)险情报告制度

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

主要相关领导和部门联系方式一览表

序号	职务	部 门	联系人	联系电话
1	组长	项目经理	杜文超	15920827231
2	组员	安全员	王振杰	13686062220
3	组员	质量员	刘磊	15077900704

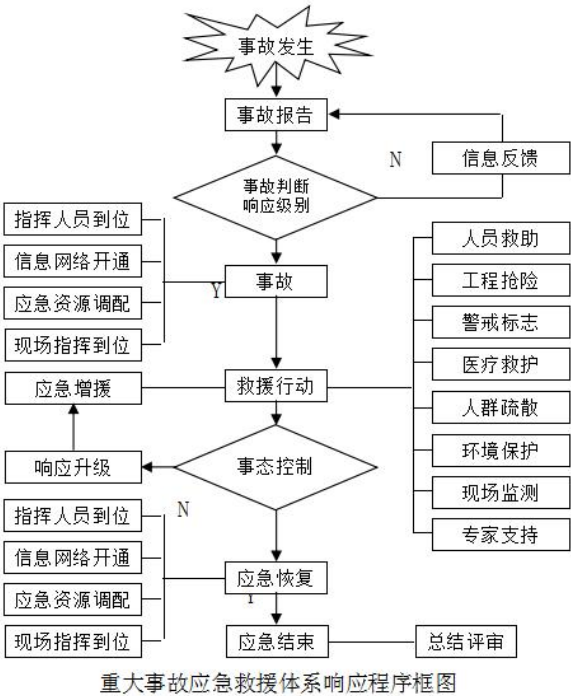
4	组员	施工员	邓炯良	15625500815
5	组员	测量员	黄光池	19120406529
6	组员	材料员	林智超	13286027799
7	组员	资料员	陈静如	13544823985
8	组员	各班组长		

(2) 应急预案启动程序

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

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

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



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

应急响应。

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

(5) 应急结束。执行应急关闭程序，由事故总指挥宣布应急结束。

应急设备清单一览表

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

周边可利用资源一览表

序号	周 边 资 源	联系方式	用 途
1	火警	119	火灾报警救援
2	匪警	110	治安事件报警救
3	气象	12121	气象信息
4	查号台	114	电话号码查询
5	东莞市麻涌水乡中心医院	0769—88827013	人员伤亡急救

项目部到东莞市麻涌水乡中心医院路线图：东莞市麻涌镇人民广场北侧



6、各种事故应急预案

(1)模板坍塌事故应急预案：

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

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

3) 正确的现场处理措施：

①止血

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

手帕、毛巾或其他棉织品代替，再用绷带或布条加压包扎止血。

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

②包扎、固定

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

③搬运

经现场止血、包扎、固定后的伤员，应尽快正确的搬运送医院。

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

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

(2) 高处坠落事故应急预案：

当发生高处坠落事故后，抢救的重点放在对休克、骨折和出血上进行处理。

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

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

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

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

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

暖。正确的现场止血处理措施：

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

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

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

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

(3)物体打击事故应急预案。

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

2）及时速报上级预案指挥部，伤势严重的应及时拨打 120 求救。

3）出血性外伤应及时采取应急止血措施，避免伤员因失血过多造成生命危险。

4）骨折性伤员，在挪动伤员时冷静小心，采取正确的方法救护避免伤势扩大。

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

6）对事故现场要注意保护，以便调查组调查。

(4)触电事故应急预案：

1）当事故发生后现场有关人员首先要尽快使触电者脱离电源

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

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

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

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

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

(5) 火灾事故应急预案：

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

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

① 灭火组：在火灾初期阶段使用灭火器、室内消火栓进行火灾扑救。

② 疏散组：根据情况确定疏散、逃生通道，指挥撤离，并维持秩序和清点人数。

③ 救护组：根据伤员情况确定急救措施，并协助专业医务人员进行伤员救护。

④ 保卫组：做好现场保护工作，设立警示牌，防止二次火险。

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

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

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

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。

(6) 机械伤害事故应急预案：

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

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

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

(7) 交通安全应急预案:

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

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

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

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

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

(8) 疫情防控应急处理预案

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

2) 做好出现病例后的应对处置

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

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

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

第十章、计算书及相关图纸

第一节 200mm 板套扣式模板计算书

计算依据：

- 1、《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011
- 2、《建筑施工承插型套扣式钢管脚手架安全技术规程》DBJ/T15-98-2019
- 3、《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
- 4、《混凝土结构设计标准》GB/T50010-2010（2024 年版）
- 5、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 6、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 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

新浇混凝土楼板名称	板 200mm	新浇混凝土楼板计算厚度(mm)	200
模板支架高度 H(m)	7	模板支架纵向长度 L(m)	30
模板支架横向长度 B(m)	20		

二、荷载设计

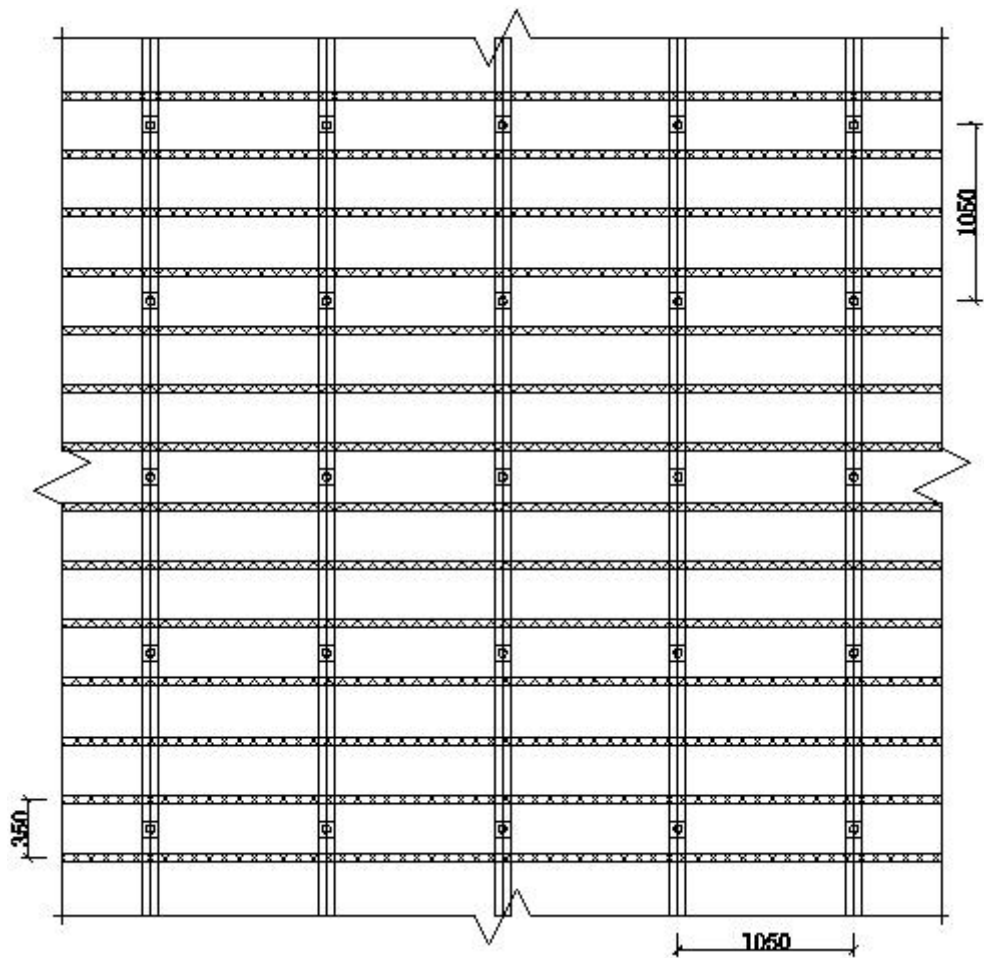
模板及其支架自重标准值 $G_{1k}(kN/m^2)$	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.5
	模板及其支架自重		0.75
混凝土自重标准值 $G_{2k}(kN/m^3)$	24	钢筋自重标准值 $G_{3k}(kN/m^3)$	1.1
施 工 人 员 及 设 备 荷 载 标 准 值 $Q_{1k}(kN/m^2)$	2.5		
泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷载标准值 $Q_{2k}(kN/m^2)$	0.11		
省份	广东	地区	东莞市
风荷载标准值 $\omega_k(kN/m^2)$	基本风压 $\omega_0(kN/m^2)$	0.35	0.327
	地基粗糙程度	B 类(城市郊区)	
	模板支架顶部距地面高度(m)	20	
	风压高度变化系数 μ_z	1.23	
	风荷载体型系数 μ_s	0.76	
	风荷载作用方向		

三、模板体系设计

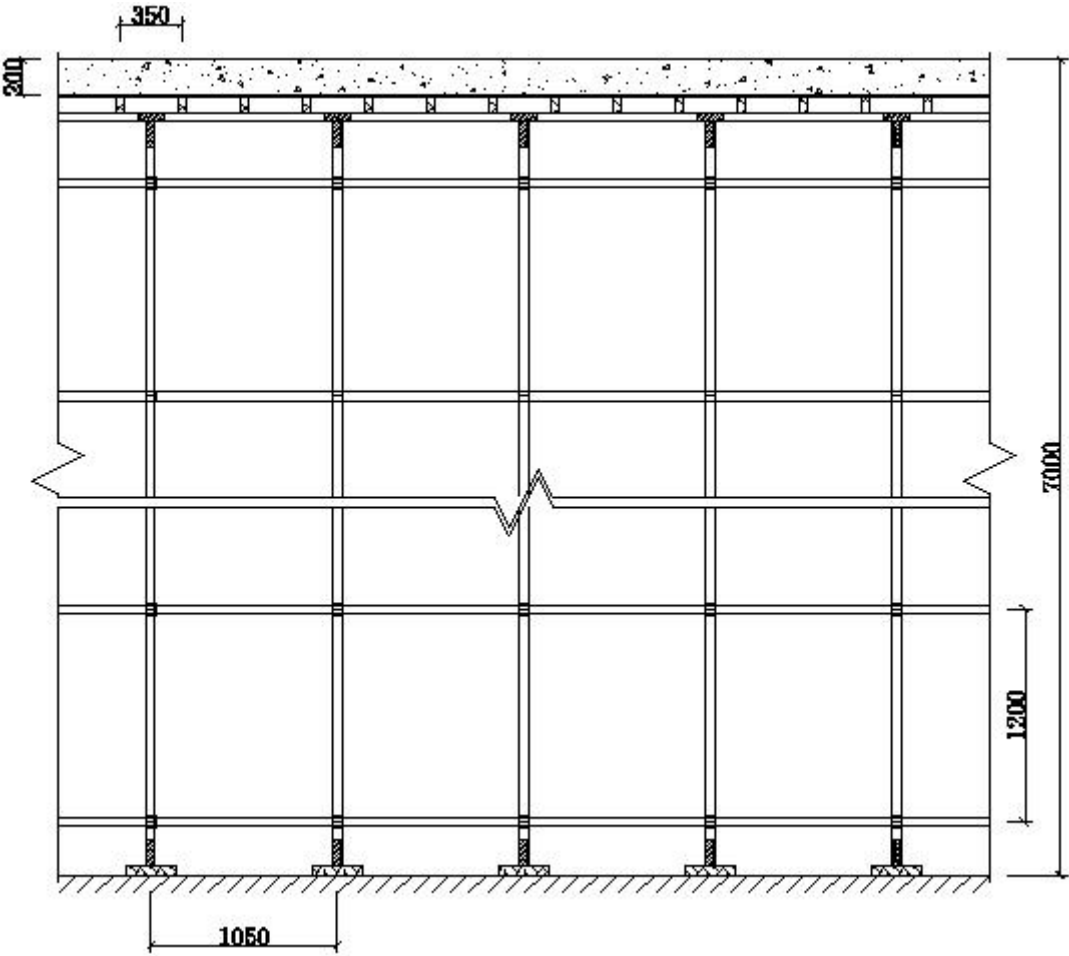
结构重要性系数 γ_0	1	脚手架安全等级	II 级
主梁布置方向	平行立杆纵向方向	立杆纵向间距 $l_a(mm)$	1050

立杆横向间距 $l_b(\text{mm})$	1050	步距 $h(\text{mm})$	1200
顶层步距 $h'(\text{mm})$	600	支架可调托座支撑点至顶层水平杆中心线的距离 $a(\text{mm})$	650
小梁间距 $s(\text{mm})$	350	小梁最大悬挑长度 $l_1(\text{mm})$	300
主梁最大悬挑长度 $l_2(\text{mm})$	300	结构表面的要求	结构表面隐蔽

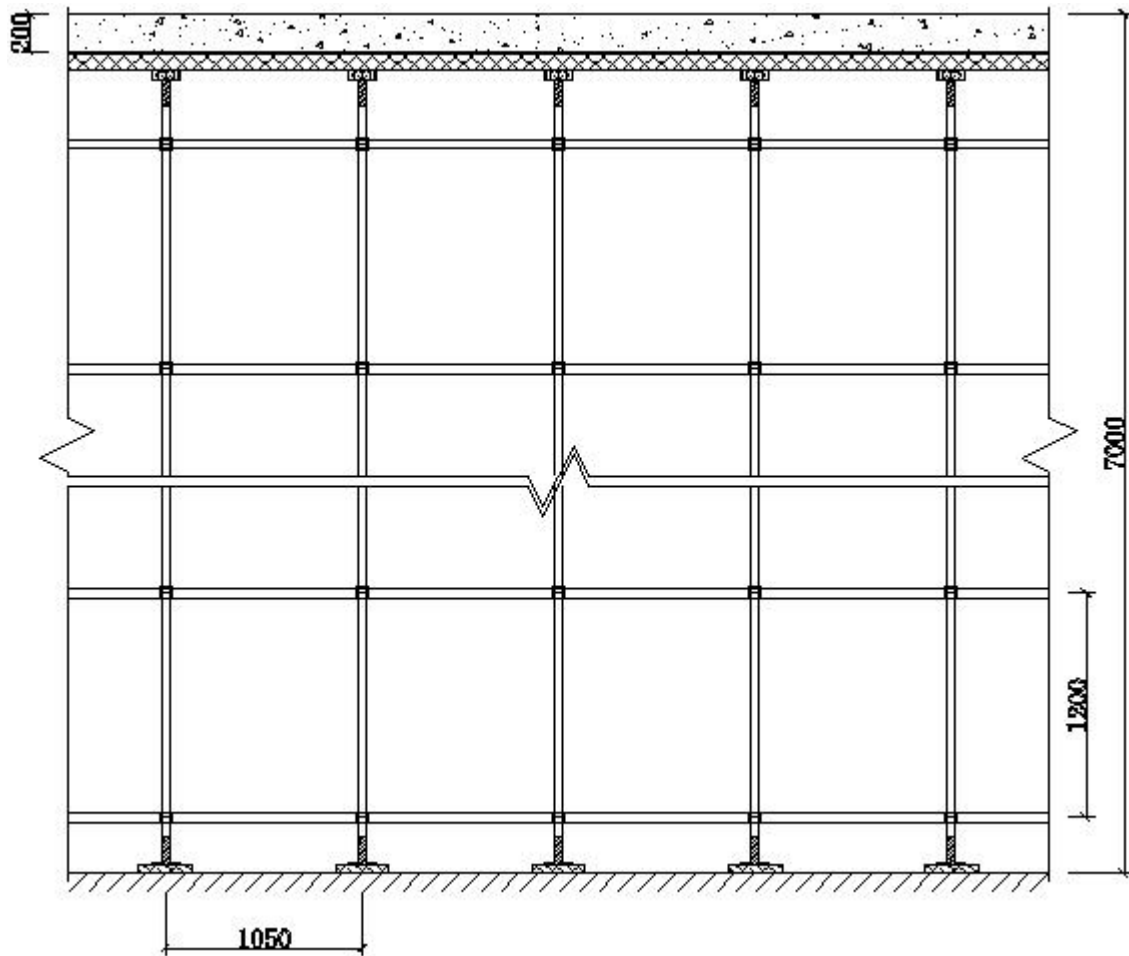
设计简图如下：



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](N/mm ²)	13	面板抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.4
面板弹性模量 E(N/mm ²)	6000	面板计算方式	简支梁

按简支梁，取 1m 单位宽度计算。

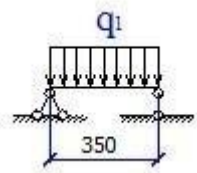
$W=bh^2/6=1000\times14\times14/6=32666.667\text{mm}^3, I=bh^3/12=1000\times14\times14\times14/12=228666.667\text{mm}^4$

1、荷载计算

根据《建筑施工承插型套扣式钢管脚手架安全技术规程》DBJ/T15-98-2019 第 4.3 节规定可知：

面板承受的单位宽度线荷载设计值： $q_1=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times b=1\times[1.3\times(0.1+(24+1.1)\times0.2)+1.5\times2.5]\times1=10.406\text{kN/m}$

计算简图如下：



2、强度验算

$$M_{\max}=q_1l^2/8=10.406\times0.35^2/8=0.159\text{kN}\cdot\text{m}$$
$$\sigma=M_{\max}/W=0.159\times10^6/32666.667=4.878\text{N/mm}^2\leq[f]=13\text{N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算

面板承受的单位宽度线荷载标准值： $q=(1\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h))\times b=(1\times(0.1+(24+1.1)\times0.2))\times1=5.12\text{kN/m}$

$$v_{\max}=5q_1^4/(384EI)=5\times5.12\times350^4/(384\times6000\times228666.667)=0.729\text{mm}$$
$$v=0.729\text{mm}\leq[v]=L/250=350/250=1.4\text{mm}$$

满足要求！

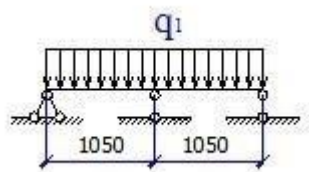
五、小梁验算

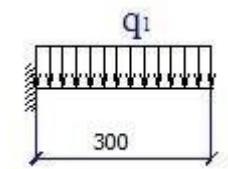
小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	13	小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.4
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	54	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9000
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	243	小梁计算方式	二等跨连续梁
小梁间距 s(mm)	350		

1、荷载计算

小梁承受的线荷载设计值： $q_1=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times s=1\times[1.3\times(0.3+(24+1.1)\times0.2)+1.5\times2.5]\times0.35=3.733\text{kN/m}$

计算简图如下：





2、强度验算

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

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

$$M_1 = 0.125 q_{1\text{静}} L^2 + 0.125 q_{1\text{活}} L^2 = 0.125 \times 2.421 \times 1.05^2 + 0.125 \times 1.312 \times 1.05^2 = 0.514 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$M_{\max} = \max[M_1, M_2] = \max[0.514, 0.168] = 0.514 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.514 \times 10^6 / 54000 = 9.527 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算

$$V_1 = 0.625 q_{1\text{静}} L + 0.625 q_{1\text{活}} L = 0.625 \times 2.421 \times 1.05 + 0.625 \times 1.312 \times 1.05 = 2.45 \text{ kN}$$

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

$$V_{\max} = \max[V_1, V_2] = \max[2.45, 1.12] = 2.45 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3 V_{\max} / (2 b h_0) = 3 \times 2.45 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 1.021 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算

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

$$\text{挠度, 跨中 } v_{\max} = 0.521 q L^4 / (100 EI) = 0.521 \times 1.862 \times 1050^4 / (100 \times 9000 \times 243 \times 10^4) = 0.539 \text{ mm} \leq [v] = L / 250 = 1050 / 250 = 4.2 \text{ mm};$$

$$\text{悬臂端 } v_{\max} = q l_1^4 / (8 EI) = 1.862 \times 300^4 / (8 \times 9000 \times 243 \times 10^4) = 0.086 \text{ mm} \leq [v] = 2 \times l_1 / 250 = 2 \times 300 / 250 = 2.4 \text{ mm}$$

满足要求！

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$\text{中间支座的最大支座反力设计值: } R_{\max} = 1.25 q_1 L = 1.25 \times 3.733 \times 1.05 = 4.9 \text{ kN}$$

$$\text{边支座的最大支座反力设计值: } R_1 = (0.375 q_{1\text{静}} + 0.437 q_{1\text{活}}) L + q_1 l_1 = (0.375 \times 2.421 + 0.437 \times 1.312) \times 1.05 + 3.733 \times 0.3 = 2.675 \text{ kN}$$

正常使用极限状态

中间支座的最大支座反力标准值： $R'_{\max}=1.25qL=1.25\times1.862\times1.05=2.444\text{kN}$

边支座的最大支座反力标准值： $R'_1=0.375qL+q_1l=0.375\times1.862\times1.05+1.862\times0.3=1.292\text{kN}$

六、主梁验算

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

承载能力极限状态

主梁 2 根合并，其主梁受力不均匀系数=0.5

单根主梁所受小梁支座反力设计值： $R=\max[R_{\max},R_1]\times0.5=\max[4.9,2.675]\times0.5=2.45\text{kN}$;

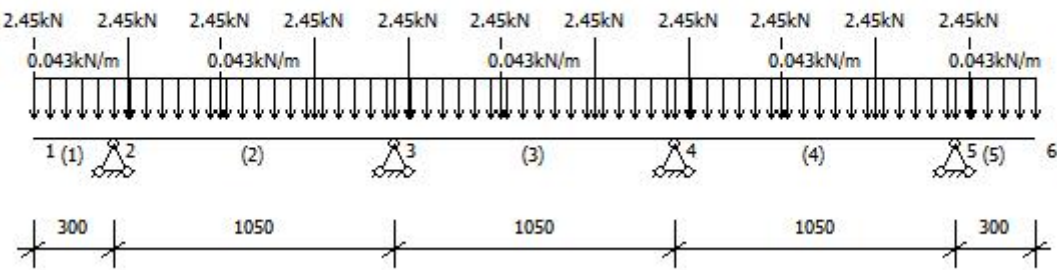
单根主梁自重设计值： $q=1\times1.3\times0.033=0.043\text{kN/m}$

正常使用极限状态

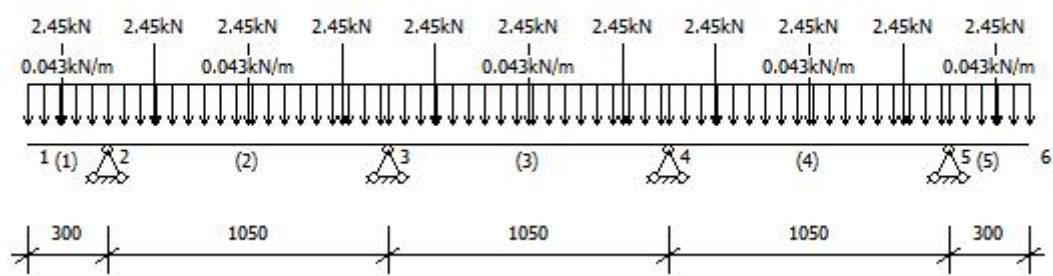
单根主梁所受小梁支座反力标准值： $R'=\max[R'_{\max}, R'_1]\times0.5=\max[2.444,1.292]\times0.5=1.222\text{kN}$;

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

采用集中力按中均分布置及作用梁端两种计算模型分析，按三等跨连续梁计算简图如下：

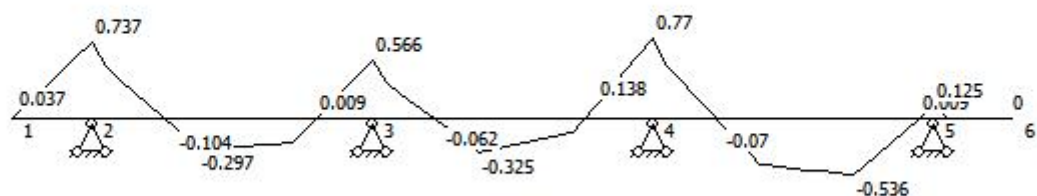


主梁计算简图一

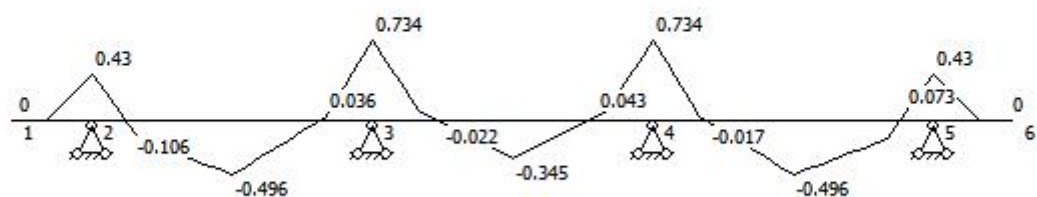


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)

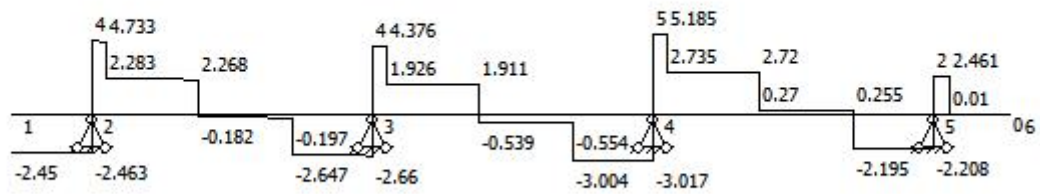


主梁弯矩图二(kN·m)

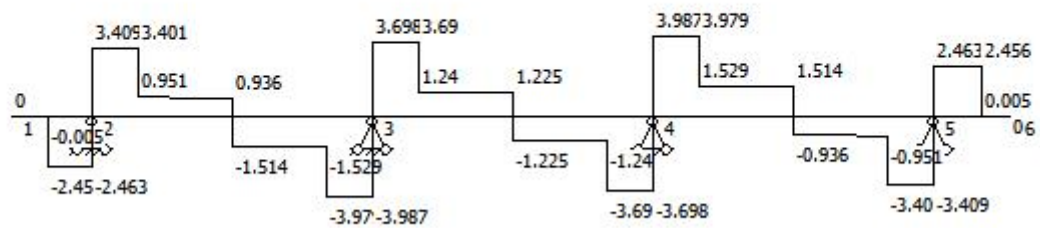
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.77 \times 10^6 / 4490 = 171.572 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)

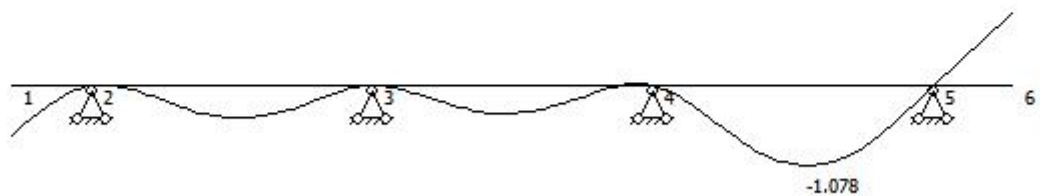


主梁剪力图二(kN)

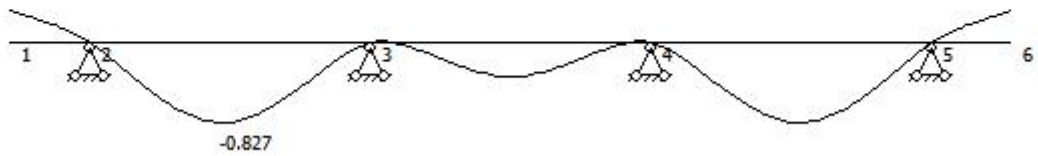
$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 8.204 \times 1000 / 424 = 38.7 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图一(mm)



主梁变形图二(mm)

跨中 $v_{\max}=1.078\text{mm}\leq[v]=1050/250=4.2\text{mm}$

悬挑段 $v_{\max}=0.988\text{mm}\leq[v]=2\times300/250=2.4\text{mm}$

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 $R_1=7.198\text{kN}$ ， $R_2=7.038\text{kN}$ ， $R_3=8.204\text{kN}$ ， $R_4=4.671\text{kN}$

图二

支座反力依次为 $R_1=5.871\text{kN}$ ， $R_2=7.684\text{kN}$ ， $R_3=7.684\text{kN}$ ， $R_4=5.871\text{kN}$

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：

$R_{\max}=\text{Max}[R_1, R_2, R_3, R_4]/0.5=8.204/0.5=16.409\text{kN}$

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)	40
-----------	------	-------------------	----

按上节计算可知，可调托座受力 $N=R_{\max}=16.409\text{kN}\leq[N]=40\text{kN}$

满足要求！

八、立杆验算

支架可调托座支撑点至顶层水平杆中心线的距离 a(mm)	650	立杆钢管截面类型(mm)	Φ48×3.2
立杆钢管计算截面类型(mm)	Φ48×2.7	钢材等级	Q235
立杆截面面积 A(mm ²)	424	立杆截面回转半径 i(mm)	15.9

立杆截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	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	支架立杆计算长度修正系数 η	1.4
步距 $h(\text{mm})$	1200		

1、长细比验算

$$l_{01}=h'+2a=600+2\times 650=1900\text{mm}$$
$$l_0=\eta h=1.4\times 1200=1680\text{mm}$$
$$\lambda=\max[l_{01}, l_0]/i=1900/15.9=119.497\leq[\lambda]=150$$

满足要求！

2、立杆稳定性验算

顶部立杆段：

$$\lambda_1=l_{01}/i=1900.000/15.9=119.497$$

查表得： $\varphi=0.458$

不考虑风荷载：

$$N_1=R_{\max}=16.409\text{kN}$$
$$f=N_1/(\varphi A)=16408.9/(0.458\times 424)=84.498\text{N}/\text{mm}^2\leq[f]=205\text{N}/\text{mm}^2$$

满足要求！

考虑风荷载：

$$M_w=\gamma_0\times\gamma_Q\varphi_c\omega_k\times l_a\times h^2/10=1\times 1.5\times 0.9\times 0.327\times 1.05\times 1.2^2/10=0.067\text{kN}\cdot\text{m}$$
$$N_{1w}=R_{\max}+M_w/l_b=16.409+0.067/1.05=16.473\text{kN}$$
$$f=N_{1w}/(\varphi A)+M_w/W=16473/(0.458\times 424)+0.067\times 10^6/4120=101.09\text{N}/\text{mm}^2\leq[f]=205\text{N}/\text{mm}^2$$

满足要求！

非顶部立杆段：

$$\lambda=l_0/i=1680.000/15.9=105.66$$

查表得， $\varphi_1=0.551$

不考虑风荷载：

$$N=R_{\max}+\gamma_0\times\gamma_G\times q\times H=16.409+1\times 1.3\times 0.15\times 7=17.774\text{kN}$$
$$f=N/(\varphi_1 A)=17.774\times 10^3/(0.551\times 424)=76.08\text{N}/\text{mm}^2\leq[f]=205\text{N}/\text{mm}^2$$

满足要求！

考虑风荷载：

$$M_w = \gamma_0 \times \gamma_Q \phi_c \omega_k \times l_a \times h^2 / 10 = 1 \times 1.5 \times 0.9 \times 0.327 \times 1.05 \times 1.2^2 / 10 = 0.067 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_w = R_{\max} + \gamma_0 \times \gamma_G \times q \times H + M_w / l_b = 16.409 + 1 \times 1.3 \times 0.15 \times 7 + 0.067 / 1.05 = 17.838 \text{ kN}$$

$$f = N_w / (\phi_1 A) + M_w / W = 17.838 \times 10^3 / (0.551 \times 424) + 0.067 \times 10^6 / 4490 = 92.614 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

九、高宽比验算

根据《建筑施工承插型套扣式钢管脚手架安全技术规程》DBJ/T15-98-2019 第 6.1.7 条

$$H/B = 7/20 = 0.35 \leq 3$$

$$H = 7 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

满足要求！

十、抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	7	模板支架纵向长度 L(m)	30
模板支架横向长度 B(m)	20		

混凝土浇筑前，倾覆力矩主要由风荷载产生，抗倾覆力矩主要由模板及支架自重产生

$$M_T = \gamma_0 \times \phi_c \gamma_Q (\omega_k L H^2 / 2) = 1 \times 0.9 \times 1.5 \times (0.327 \times 30 \times 7^2 / 2) = 324.466 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G (G_{1k} + 0.15 H / (l_a l_b)) L B^2 / 2 = 0.9 \times (0.5 + 0.15 \times 7 / (1.05 \times 1.05)) \times 30 \times 20^2 / 2 = 7842.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 324.466 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 7842.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足要求！

混凝土浇筑时，倾覆力矩主要由泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷载产生，抗倾覆力矩主要由钢筋、混凝土、模板及支架自重产生

$$M_T = \gamma_0 \times \phi_c \gamma_Q Q_{2k} \times L \times H = 1 \times 0.9 \times 1.5 \times 0.11 \times 30 \times 7 = 31.185 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G [(G_{2k} + G_{3k}) \times h_0 + (G_{1k} + 0.15 H / (l_a l_b))] L B^2 / 2 = 0.9 \times [(24 + 1.1) \times 0.2 + (0.5 + 0.15 \times 7 / (1.05 \times 1.05))] \times 30 \times 20^2 / 2 = 34950.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 31.185 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 34950.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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)	120	混凝土强度等级	C35
混凝土的龄期(天)	7	混凝土的实测抗压强度 $f_c(\text{N/mm}^2)$	9.686

混凝土的实测抗拉强度 $f_t(N/mm^2)$	0.911	立杆垫板长 $a(mm)$	200
立杆垫板宽 $b(mm)$	200		

$F_1=N=17.838kN$

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 $1.0\sim 3.5N/mm^2$ 范围内
	u_m	临界截面周长：距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长。
	h_0	截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值
$\eta = \min(\eta_1, \eta_2)$ $\eta_1 = 0.4 + 1.2/\beta_s, \eta_2 = 0.5 + a_s \times h_0/4U_m$	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： $\beta_h=1$ ， $f_t=0.911N/mm^2$ ， $\eta=1$ ， $h_0=h-20=100mm$ ，
 $u_m=2[(a+h_0)+(b+h_0)]=1200mm$
 $F=(0.7\beta_h f_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0=(0.7\times 1\times 0.911+0.25\times 0)\times 1\times 1200\times 100/1000=76.524kN\geq F_1=17.838kN$

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： $f_c=9.686\text{N/mm}^2$ ， $\beta_c=1$ ，
 $\beta_l=(A_b/A_l)^{1/2}=[(a+2b) \times (b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(600) \times (600)/(200 \times 200)]^{1/2}=3$ ， $A_{ln}=ab=40000\text{mm}^2$
 $F=1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}=1.35 \times 1 \times 3 \times 9.686 \times 40000/1000=1569.132\text{kN} \geq F_l=17.838\text{kN}$
满足要求！

第二节 200mm 板扣件式模板计算书

计算依据：

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

一、工程属性

新浇混凝土楼板名称	板 200mm	新浇混凝土楼板计算厚度(mm)	200
模板支架高度 H(m)	7.9	模板支架纵向长度 L(m)	30
模板支架横向长度 B(m)	20	支架外侧模板高度 Hm (mm)	1000

二、荷载设计

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

风荷载参数：

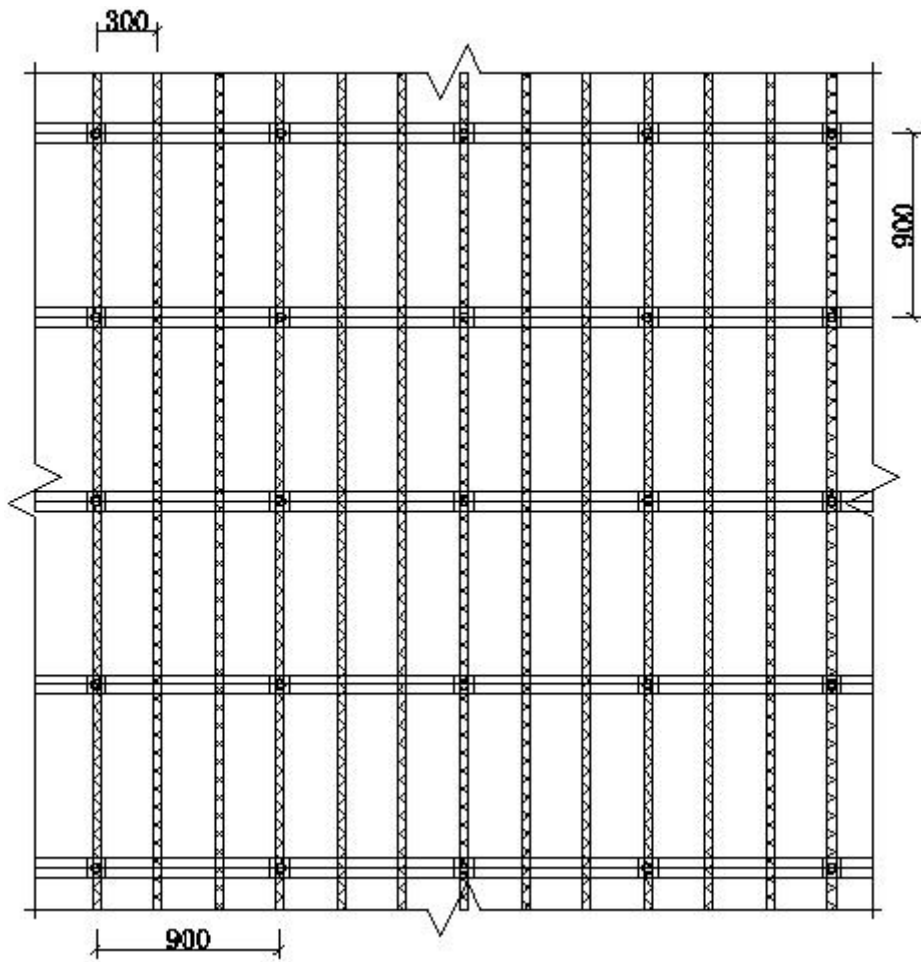
风荷载标准值 $\omega_k(kN/m^2)$	基本风压 $\omega_0(kN/m^2)$	省份	广东	0.35	$\omega_k=\omega_0\mu_z\mu_{st}=0.051$	
		地区	东莞市			
	风荷载高度变化系数 μ_z	地面粗糙度	B 类(城市郊区)	1		
		模板支架顶部离建筑物地面高度(m)	7.9			
	风荷载体型系数 μ_s	单榀模板支架 μ_{st}		0.145		
		整体模板支架 μ_{stw}		2.435		$\omega_{fk}=\omega_0\mu_z\mu_{stw}=0.852$
		支架外侧模板 μ_s		1.3		$\omega_{mk}=\omega_0\mu_z\mu_s=0.455$

三、模板体系设计

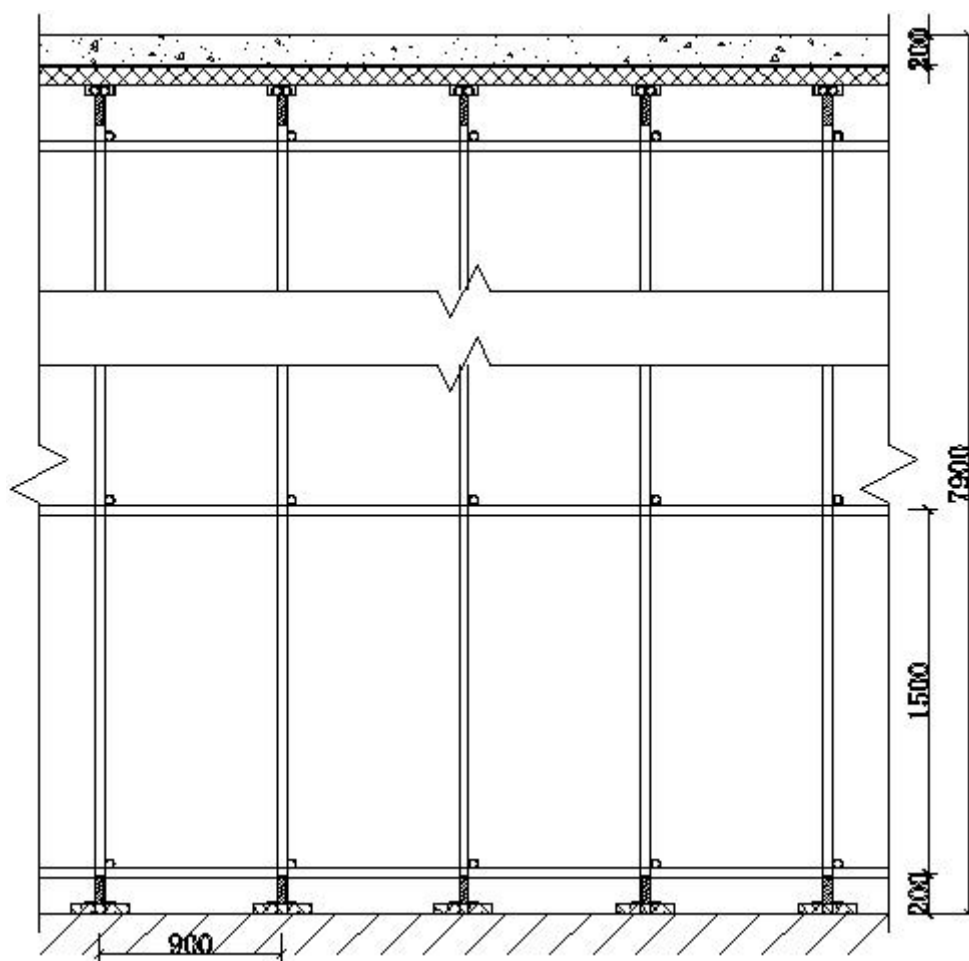
结构重要性系数 γ_0	1	脚手架安全等级	II级
主梁布置方向	垂直立杆纵向方向	立杆纵向间距 $l_a(mm)$	900

立杆横向间距 $l_b(\text{mm})$	900	步距 $h(\text{mm})$	1500
立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 $a(\text{mm})$	500	小梁间距 $s(\text{mm})$	300
小梁最大悬挑长度 $l_1(\text{mm})$	300	主梁最大悬挑长度 $l_2(\text{mm})$	300

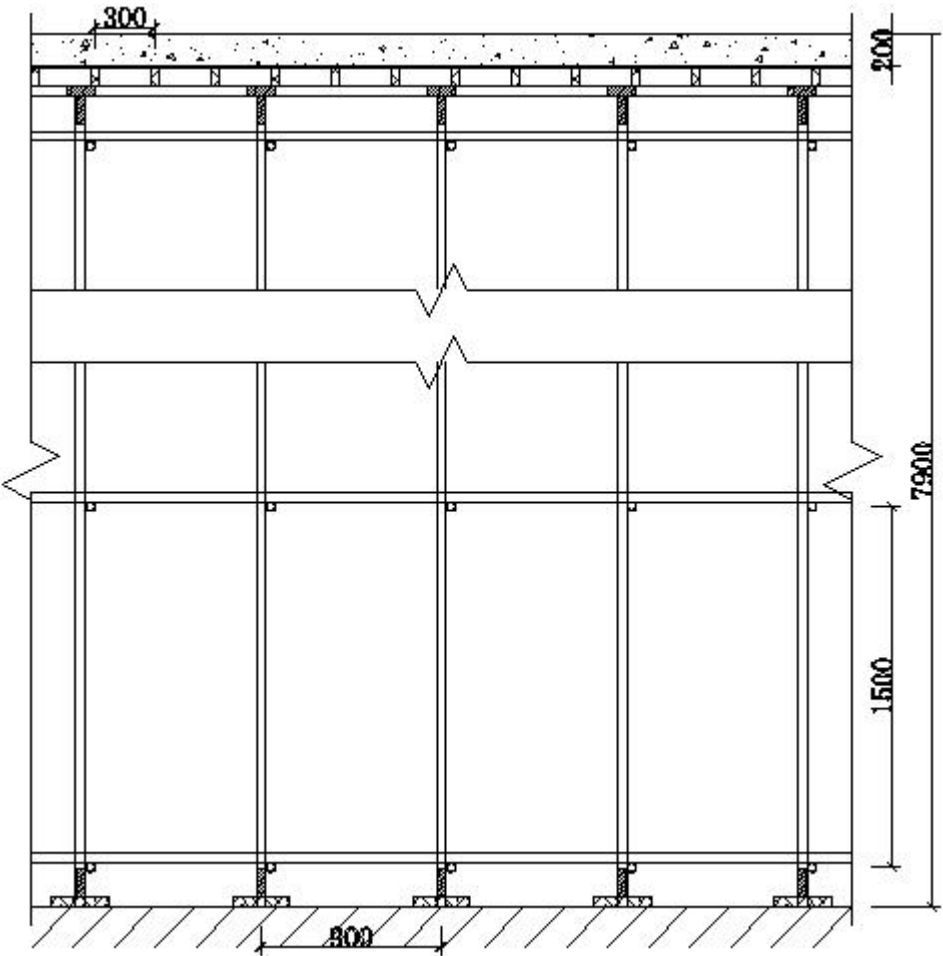
设计简图如下：



模板设计平面图



模板设计剖面图(模板支架纵向)



模板设计剖面图(模板支架横向)

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度 t(mm)	14
面板抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	13	面板抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.4
面板弹性模量 E(N/mm ²)	6000	面板计算方式	简支梁

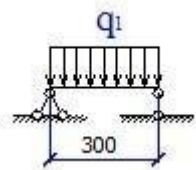
楼板面板应搁置在梁侧模板上，本例以简支梁，取 1m 单位宽度计算。

$W=bh^2/6=1000\times14\times14/6=32666.667\text{mm}^3, I=bh^3/12=1000\times14\times14\times14/12=228666.667\text{mm}^4$

1、荷载计算

面板承受的单位宽度线荷载设计值： $q_1=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times b=1\times[1.3\times(0.1+(24+1.1)\times0.2)+1.5\times2.5]\times1=10.406\text{kN/m}$

计算简图如下：



2、强度验算

$$M_{\max}=q_1l^2/8=10.406\times0.3^2/8=0.117\text{kN}\cdot\text{m}$$
$$\sigma=M_{\max}/W=0.117\times10^6/32666.667=3.584\text{N/mm}^2\leq[f]=13\text{N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算

面板承受的单位宽度线荷载标准值： $q=(1\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h))\times b=(1\times(0.1+(24+1.1)\times0.2))$
 $\times1=5.12\text{kN/m}$

$$v_{\max}=5q_1^4/(384EI)=5\times5.12\times300^4/(384\times6000\times228666.667)=0.394\text{mm}$$
$$v=0.394\text{mm}\leq[v]=L/400=300/400=0.75\text{mm}$$

满足要求！

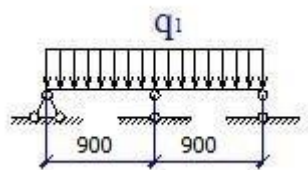
五、小梁验算

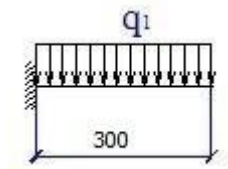
小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	13	小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.4
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	54	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9000
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	243	小梁计算方式	二等跨连续梁
小梁间距 s(mm)	300		

1、荷载计算

小梁承受的线荷载设计值： $q_1=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times s=1\times[1.3\times$
 $(0.3+(24+1.1)\times0.2)+1.5\times2.5]\times0.3=3.2\text{kN/m}$

计算简图如下：





2、强度验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times s = 1 \times 1.3 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.2) \times 0.3 = 2.075 \text{ kN/m}$$

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

$$M_1 = 0.125 q_{1\text{静}} L^2 + 0.125 q_{1\text{活}} L^2 = 0.125 \times 2.075 \times 0.9^2 + 0.125 \times 1.125 \times 0.9^2 = 0.324 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = q_1 L_1^2 / 2 = 3.2 \times 0.3^2 / 2 = 0.144 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max} = \max[M_1, M_2] = \max[0.324, 0.144] = 0.324 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.324 \times 10^6 / 54000 = 6 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算

$$V_1 = 0.625 q_{1\text{静}} L + 0.625 q_{1\text{活}} L = 0.625 \times 2.075 \times 0.9 + 0.625 \times 1.125 \times 0.9 = 1.8 \text{ kN}$$

$$V_2 = q_1 L_1 = 3.2 \times 0.3 = 0.96 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = \max[V_1, V_2] = \max[1.8, 0.96] = 1.8 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3 V_{\max} / (2 b h_0) = 3 \times 1.8 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 0.75 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算

小梁承受的线荷载标准值 q ： $q = (1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h)) \times s = (1 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.2)) \times 0.3 = 1.596 \text{ kN/m}$

挠度, 跨中 $v_{\max} = 0.521 q L^4 / (100 E I) = 0.521 \times 1.596 \times 900^4 / (100 \times 9000 \times 243 \times 10^4) = 0.249 \text{ mm} \leq [v]$
 $= L / 400 = 900 / 400 = 2.25 \text{ mm};$

悬臂端 $v_{\max} = q l_1^4 / (8 E I) = 1.596 \times 300^4 / (8 \times 9000 \times 243 \times 10^4) = 0.074 \text{ mm} \leq [v] = 2 \times l_1 / 400 = 2 \times 300 / 400 = 1.5 \text{ mm}$

满足要求！

5、支座反力计算

承载能力极限状态

中间支座的最大支座反力设计值： $R_{\max} = 1.25 q_1 L = 1.25 \times 3.2 \times 0.9 = 3.6 \text{ kN}$

边支座的最大支座反力设计值： $R_1 = (0.375 q_{1\text{静}} + 0.437 q_{1\text{活}}) L + q_1 l_1 = (0.375 \times 2.075 + 0.437 \times 1.125) \times 0.9 + 3.2 \times 0.3 = 2.103 \text{ kN}$

正常使用极限状态

中间支座的最大支座反力标准值： $R'_{\max}=1.25qL=1.25\times1.596\times0.9=1.796\text{kN}$

边支座的最大支座反力标准值： $R'_1=0.375qL+ql_1=0.375\times1.596\times0.9+1.596\times0.3=1.017\text{kN}$

六、主梁验算

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

承载能力极限状态

主梁 2 根合并，其主梁受力不均匀系数=0.5

单根主梁所受小梁支座反力设计值： $R=\max[R_{\max},R_1]\times0.5=\max[3.6,2.103]\times0.5=1.8\text{kN}$;

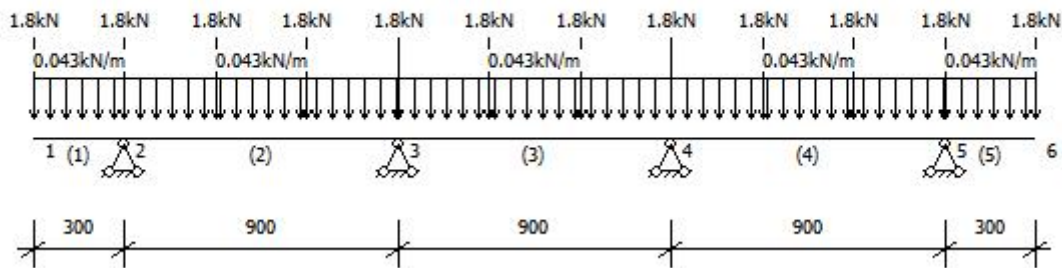
单根主梁自重设计值： $q=1\times1.3\times0.033=0.043\text{kN/m}$

正常使用极限状态

单根主梁所受小梁支座反力标准值： $R'=\max[R'_{\max}, R'_1]\times0.5=\max[1.796,1.017]\times0.5=0.898\text{kN}$;

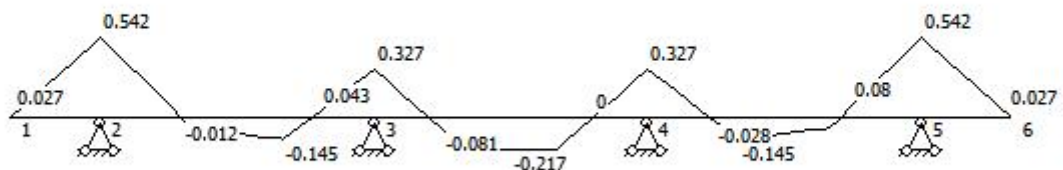
单根主梁自重标准值： $q'=1\times0.033=0.033\text{kN/m}$

计算简图如下：



主梁计算简图一

1、抗弯验算

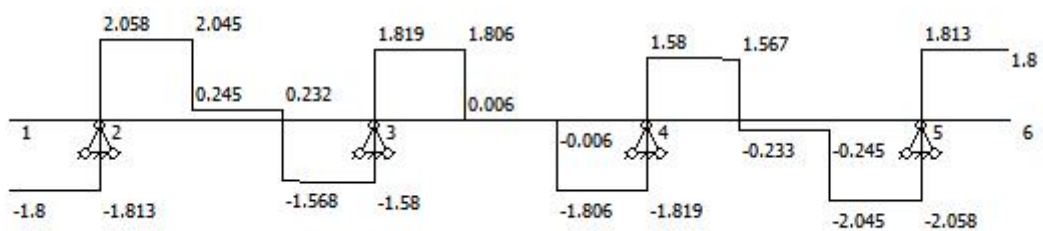


主梁弯矩图一(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.542 \times 10^6 / 4490 = 120.702 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)

$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 5.671 \times 1000 / 424 = 26.751 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算



主梁变形图一(mm)

$$v_{\max} = 0.311 \text{ mm} \leq [v] = 900 / 400 = 2.25 \text{ mm}$$

悬挑段 $v_{\max}=0.691\text{mm}\leq[v]=2\times300/400=1.5\text{mm}$

满足要求！

4、支座反力计算

承载能力极限状态

图一

支座反力依次为 $R_1=5.671\text{kN}$ ， $R_2=5.2\text{kN}$ ， $R_3=5.2\text{kN}$ ， $R_4=5.671\text{kN}$

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：

$R_{\max}=\text{Max}[R_1, R_2, R_3, R_4]/0.5=5.671/0.5=11.342\text{kN}$

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 $N=R_{\max}=11.342\text{kN}\leq[N]=30\text{kN}$

满足要求！

八、立杆验算

剪刀撑设置	普通型	立杆顶部步距 $h_d(\text{mm})$	750
架体是否按规范要求与既有结构进行可靠连接	否	立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 $a(\text{mm})$	500
立杆钢管截面类型(mm)	$\Phi48\times3.5$	立杆钢管计算截面类型(mm)	$\Phi48\times3$
钢材等级	Q235	立杆截面面积 $A(\text{mm}^2)$	424
立杆截面回转半径 $i(\text{mm})$	15.9	立杆截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49
抗压强度设计值 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	205	支架自重标准值 $q(\text{kN}/\text{m})$	0.15
步距 $h(\text{mm})$	1500		

1、长细比验算

顶部立杆段：

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

假设 $a=200\text{mm}$ 时， $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1\times2.344\times(750+2\times200)=2696\text{mm}$ （验算立杆容许长细比时，取 $k=1$ ）

假设 $a=500\text{mm}$ 时, $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1\times 1.586\times (750+2\times 500)=2776\text{mm}$ (验算立杆容许长细比时, 取 $k=1$)

根据插值法, 则实际 $a=500\text{mm}$ 时, $l_{01}=2776\text{mm}$

非顶部立杆段: $l_0=k\mu_2h=1\times 1.951\times 1500=2927\text{mm}$ (验算立杆容许长细比时, 取 $k=1$)

$\lambda=\max[l_{01}, l_0]/i=2927/15.9=184.088\leq[\lambda]=210$

满足要求!

2、立杆稳定性验算

考虑风荷载:

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

顶部立杆段: $l_{01}=3206\text{mm}$

非顶部立杆段: $l_0=3381\text{mm}$

$\lambda=\max[l_{01}, l_0]/i=3381/15.9=212.642$

查表得, $\varphi_1=0.161$

$M_{wd}=\gamma_0\times\varphi_w\times\gamma_Q M_{wk}=\gamma_0\times\varphi_w\times\gamma_Q(w_k l_a h^2/10)=1\times 0.6\times 1.5\times (0.051\times 0.9\times 1.5^2/10)=0.009\text{kN}\cdot\text{m}$

$N_d=R_{\max}+\gamma_0\times\gamma_G\times q\times H=11.342+1\times 1.3\times 0.15\times 7.9=12.883\text{kN}$

$f_d=N_d/(\varphi_1 A)+M_{wd}/W = 12.883 \times 10^3/(0.161 \times 424)+0.009 \times 10^6/4490=190.793\text{N}/\text{mm}^2 \leq [f]=205\text{N}/\text{mm}^2$

满足要求!

九、高宽比验算

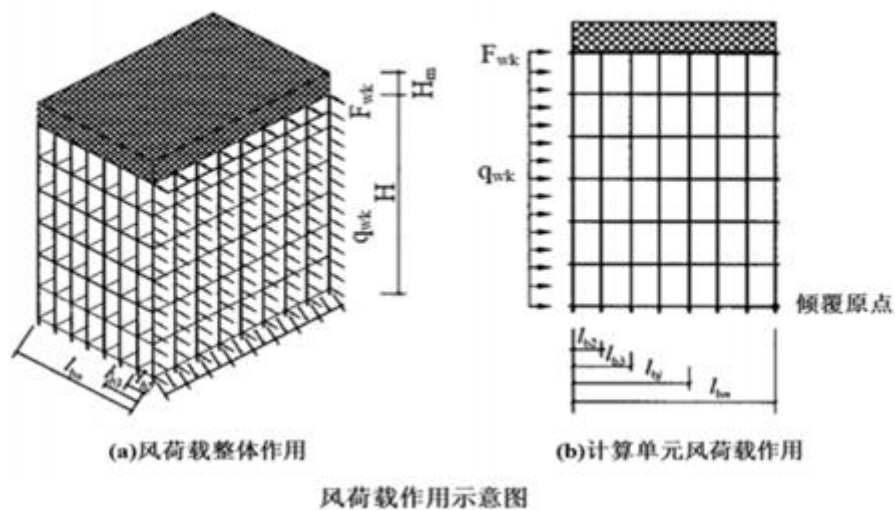
《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699—2020 第 6.9.7 条, 当满堂支撑架高宽比大于 2 时, 满堂支撑架应在支架的四周和中部与结构柱进行刚性连接。在无结构柱部位应采取预埋钢管等措施与建筑结构进行刚性连接。支撑架高宽比不应大于 3。

$H/B=7.9/20=0.395\leq 2$

满足要求!

十、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	7.9	模板支架纵向长度 L(m)	30
模板支架横向长度 B(m)	20		



支撑脚手架风线荷载标准值: $q_{wk}=l_a\times\omega_{fk}=0.9\times0.852=0.767\text{kN/m}$;

风荷载作用在支架外侧模板上产生的水平力标准值:

$$F_{wk}=l_a\times H_m\times\omega_{mk}=0.9\times1\times0.455=0.41\text{kN}$$

支撑脚手架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 M_{Tk} :

$$M_{Tk}=0.5H^2q_{wk}+HF_{wk}=0.5\times7.9^2\times0.767+7.9\times0.41=27.163\text{kN.m}$$

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

$$B^2l_a(g_{k1}+g_{k2})+2\Sigma G_{jk}b_j\geq3\gamma_0M_{Tk}$$

g_{k1} ——均匀分布的架体面荷载自重标准值 kN/m^2

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

G_{jk} ——支撑脚手架计算单元上集中堆放的物料自重标准值 kN

b_j ——支撑脚手架计算单元上集中堆放的物料至倾覆原点的水平距离 m

$$B^2l_a(g_{k1}+g_{k2})+2\Sigma G_{jk}b_j=B^2l_a[qH/(l_a\times l_b)+G_{1k}]+2\times G_{jk}\times B/2=20^2\times0.9\times[0.15\times7.9/(0.9\times0.9)+0.5]+2\times1\times20/2=726.667\text{kN.m}\geq3\gamma_0M_{Tk}=3\times1\times27.163=81.489\text{kN.m}$$

满足要求!

十一、立杆地基基础验算

地基土类型	素填土	地基承载力特征值 $f_{ak}(\text{kPa})$	140
立杆垫木地基土承载力折减系数 m_f	0.9	垫板底面面积 $A(\text{m}^2)$	0.1

根据规范要求，地基承载力计算荷载应取标准值。

将荷载分项系数取为 1 后，代入各章节进行计算，得到立杆传至基础顶面的荷载标准值

N'=9.505kN

立杆底垫板的底面平均压力 $p=N'/(m_fA)=9.505/(0.9\times0.1)=105.61\text{kPa}\leq f_{ak}=140\text{kPa}$

满足要求！

第三节 300×600mm 梁套扣式模板计算书

- 计算依据：
- 1、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）
 - 2、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
 - 3、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
 - 4、《建筑施工承插型套扣式钢管脚手架安全技术规程》DBJ/T15-98-2019
 - 5、《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
 - 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

新浇混凝土梁名称	KL300x600	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	300×600
梁侧楼板计算厚度(mm)	200	模板支架高度 H(m)	7
模板支架横向长度 B(m)	20	模板支架纵向长度 L(m)	30

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		0.5
	模板及其支架		0.75
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 人 员 及 设 备 荷 载 标 准 值	2.5		

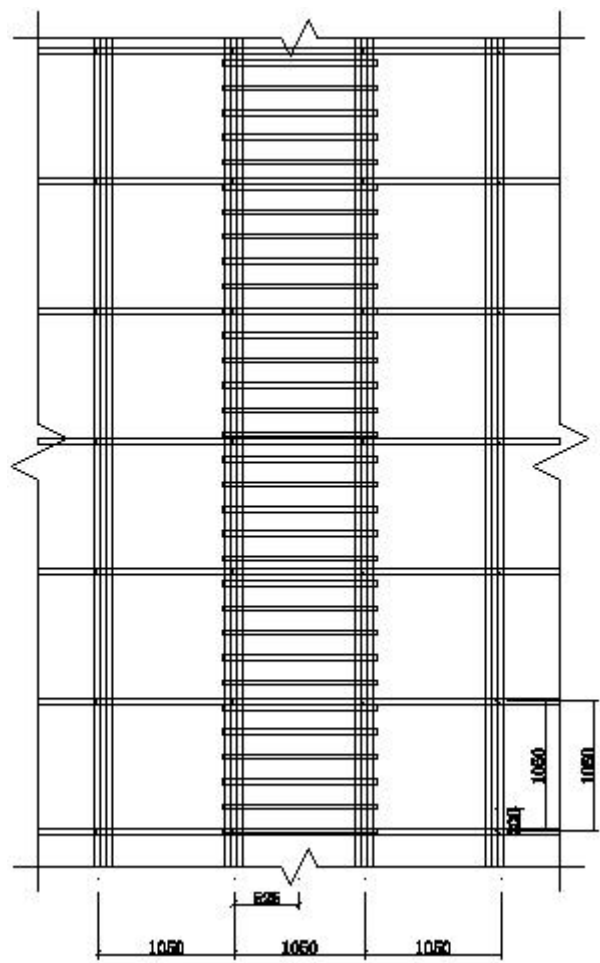
Q1k(kN/m ²)			
泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷载标准值 Q2k(kN/m)	0.11		
省份	广东	地区	东莞市
风荷载标准值ωk(kN/m ²)	基本风压ω0(kN/m ²)	0.35	非自定义:0.344
	地基粗糙程度	B 类(城市郊区)	
	模板支架顶部距地面高度(m)	24	
	风压高度变化系数μz	1.294	
	风荷载体型系数μs	0.76	
风荷载作用方向	沿模板支架纵向作用		

三、模板体系设计

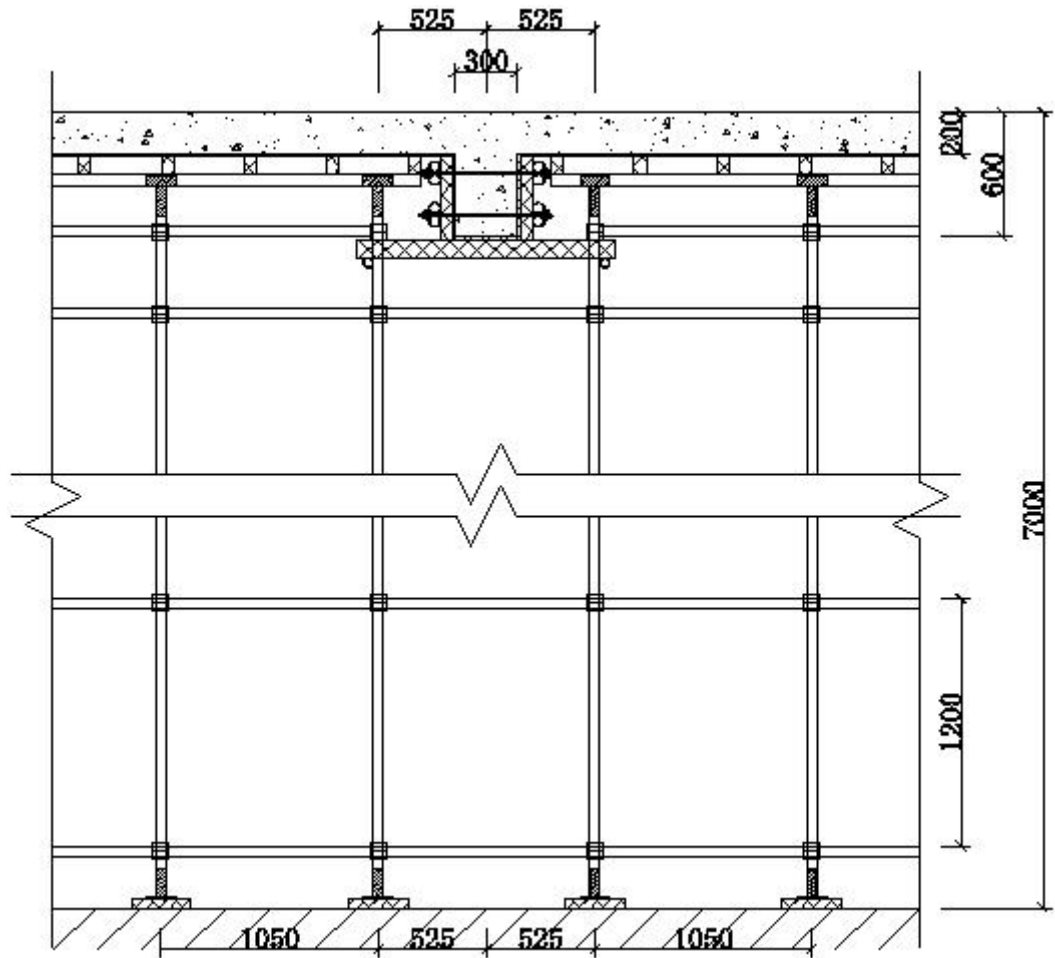
结构重要性系数 γ_0	1
脚手架安全等级	II 级
新浇混凝土梁支撑方式	梁两侧有板，梁底小梁垂直梁跨方向
梁跨度方向立杆纵距是否相等	是
梁跨度方向立杆间距 l_a (mm)	1050
梁两侧立杆横向间距 l_b (mm)	1050
最大步距 h (mm)	1200
顶层步距 h' (mm)	600
支架可调托座支撑点至顶层水平杆顶的距离 a (mm)	650
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 l'_a (mm)、 l'_b (mm)	1050、1050
混凝土梁距梁两侧立杆中的位置	居中
梁左侧立杆距梁中心线距离(mm)	525

梁底增加立杆根数	0
梁底支撑主梁最大悬挑长度(mm)	300
每跨距内梁底支撑小梁间距(mm)	200
结构表面的要求	结构表面隐蔽

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(mm)	14
面板抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	13	面板抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.4
面板弹性模量 E(N/mm ²)	6000	验算方式	简支梁

按简支梁计算：

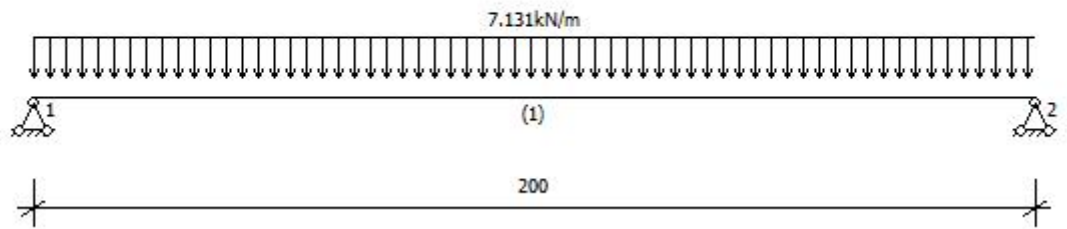
截面抵抗矩： $W=bh^2/6=300\times14\times14/6=9800\text{mm}^3$ ，截面惯性矩： $I=bh^3/12=300\times14\times14\times14/12=68600\text{mm}^4$

根据《建筑施工承插型套扣式钢管脚手架安全技术规程》DBJ/T15-98-2019 第 4.3 节规定可知：

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$$q_1=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times b=1\times[1.3\times(0.1+(24+1.5)\times0.6)+1.5\times2.5]\times0.3=7.131\text{kN/m}$$

简图如下：



1、抗弯验算

$M_{\max}=0.125q_1L^2=0.125\times7.131\times0.2^2=0.036\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{\max}/W=0.036\times10^6/9800=3.638\text{N}/\text{mm}^2\leq[f]=13\text{N}/\text{mm}^2$

满足要求！

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值：

$q_2=1\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)\times b=1\times(0.1+(24+1.5)\times0.6)\times0.3=4.62\text{kN}/\text{m}$

$v_{\max}=5q_2L^4/(384EI)=5\times4.62\times200^4/(384\times6000\times68600)=0.234\text{mm}\leq[v]=L/250=200/250=0.8\text{mm}$

满足要求！

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$R_{\max}=1q_1L=1\times7.131\times0.2=1.426\text{kN}$

标准值(正常使用极限状态)

$R'_{\max}=1q_2L=1\times4.62\times0.2=0.924\text{kN}$

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)	13	小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.4
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	54	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9000
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	243	梁左侧立杆距梁中心线距离(mm)	525
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 $q_1=1.426/0.3=4.754\text{kN/m}$

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 $F_1=\gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2) \times \text{小梁间距} + \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距}$
 $=1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 2.5] \times (0.525 - 0.3/2) \times 0.2 + 1 \times 1.3 \times 0.5 \times (0.6 - 0.2) \times 0.2 = 0.462\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=\gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2) \times \text{小梁间距} + \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距}$
 $=1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 2.5] \times ((1.05 - 0.525) - 0.3/2) \times 0.2 + 1 \times 1.3 \times 0.5 \times (0.6 - 0.2) \times 0.2 = 0.462\text{kN}$

2) 梁底小梁荷载标准值计算

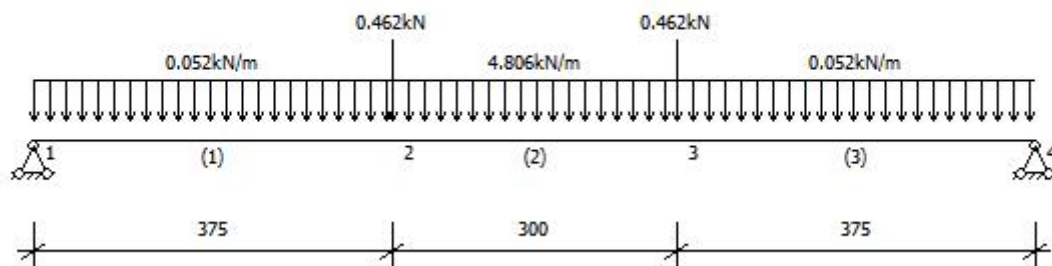
面板传递给小梁 $q_1=0.924/0.3=3.08\text{kN/m}$

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

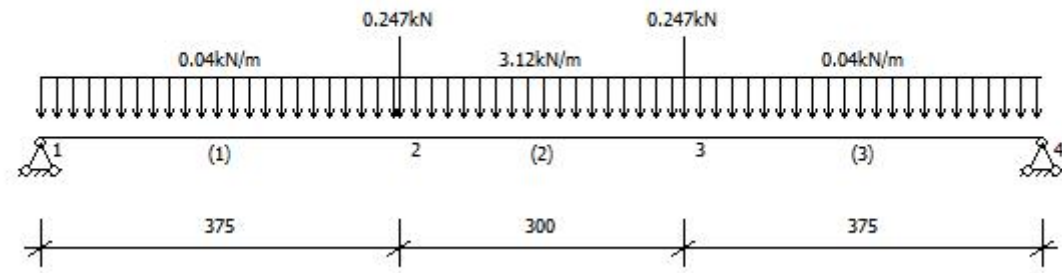
梁左侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_1=(1 \times G_{1k} + 1 \times (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2) \times \text{小梁间距} + 1 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距}$
 $= (1 \times 0.5 + 1 \times (24 + 1.1) \times 0.2) \times (0.525 - 0.3/2) \times 0.2 + 1 \times 0.5 \times (0.6 - 0.2) \times 0.2 = 0.247\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=(1 \times G_{1k} + 1 \times (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2) \times \text{小梁间距} + 1 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距}$
 $= (1 \times 0.5 + 1 \times (24 + 1.1) \times 0.2) \times ((1.05 - 0.525) - 0.3/2) \times 0.2 + 1 \times 0.5 \times (0.6 - 0.2) \times 0.2 = 0.247\text{kN}$

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

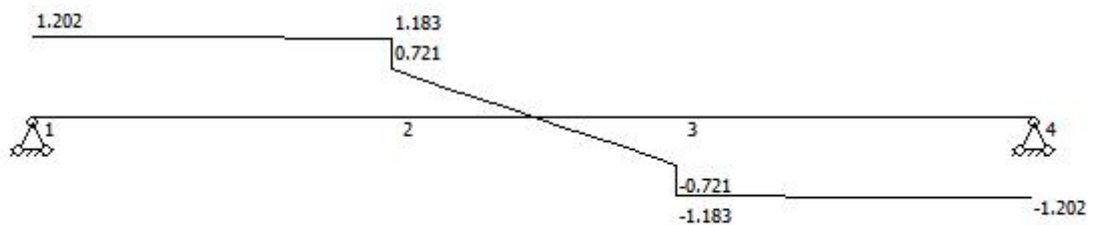


小梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.499 \times 10^6 / 54000 = 9.243 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算



小梁剪力图(kN)

$$V_{\max} = 1.202 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 1.202 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 0.501 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算



小梁变形图(mm)

$$v_{\max}=1.494\text{mm}\leq[v]=L/250=1050/250=4.2\text{mm}$$

满足要求！

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_1=1.202\text{kN}, R_2=1.202\text{kN}$$

正常使用极限状态

$$R'_1=0.73\text{kN}, R'_2=0.73\text{kN}$$

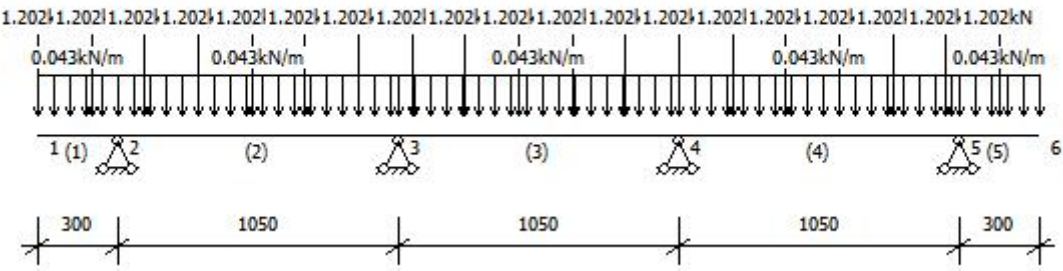
六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	主梁抗弯强度设计值[f](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		

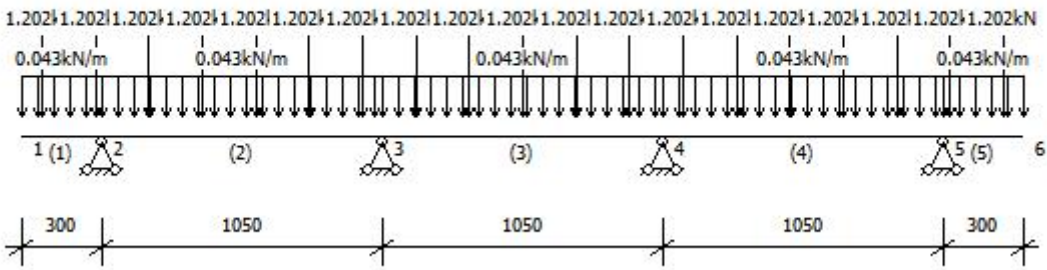
由上节可知 $P=\max[R_1, R_2]=\max[1.202, 1.202]=1.202\text{kN}$, $P'=\max[R'_1, R'_2]=\max[0.73, 0.73]=0.73\text{kN}$

单根主梁自重设计值： $q=1\times1.3\times0.033=0.043\text{kN/m}$

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

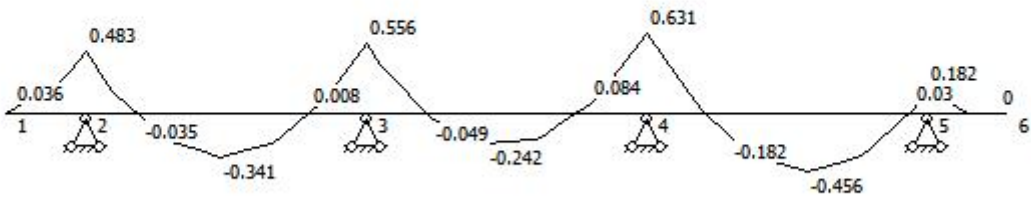


主梁计算简图一

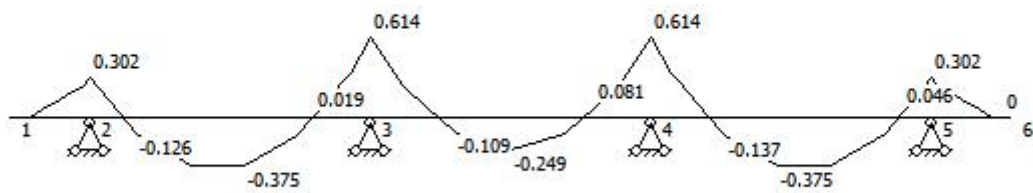


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)

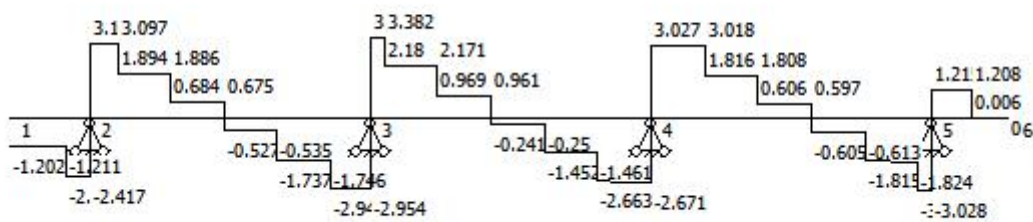


主梁弯矩图二(kN·m)

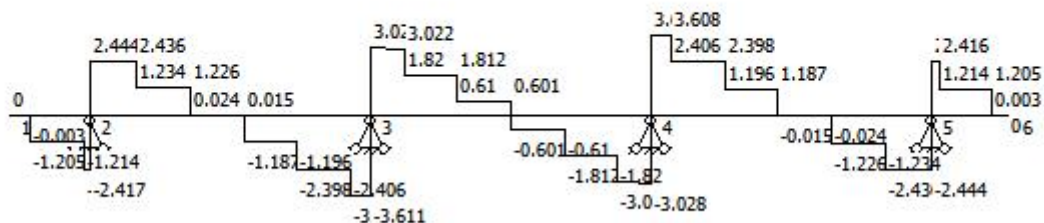
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.631 \times 10^6 / 4490 = 140.535 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)



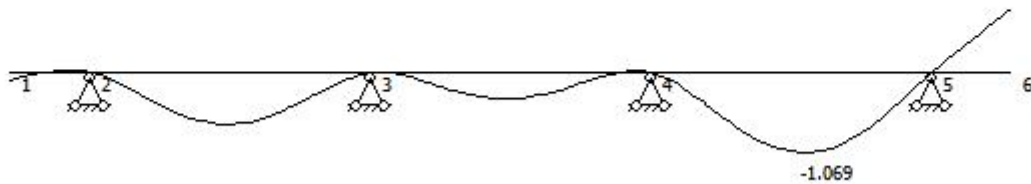
主梁剪力图二(kN)

$$V_{\max} = 3.611 \text{ kN}$$

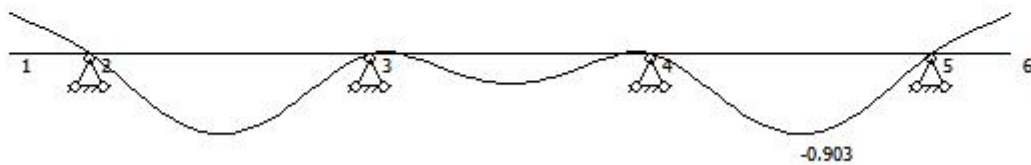
$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 3.611 \times 1000 / 424 = 17.033 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算



主梁变形图一(mm)



主梁变形图二(mm)

跨中 $v_{\max}=1.069\text{mm}\leq[v]=L/250=1050/250=4.2\text{mm}$

满足要求！

悬臂端 $v_{\max}=0.855\text{mm}\leq[v]=2l_2/250=2\times300/250=2.4\text{mm}$

满足要求！

4、支座反力计算

图一： $R_{\max}=6.9\text{kN}$

图二： $R_{\max}=6.639\text{kN}$

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： $R_1=6.9\text{kN}$ ，立杆 2： $R_2=6.9\text{kN}$

图二

立杆 1： $R_1=6.639\text{kN}$ ，立杆 2： $R_2=6.639\text{kN}$

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

$0.85 \times 8 = 6.8 \text{ kN} < \text{两侧立杆最大受力 } N = \max[R_1, R_2] = \max[6.9, 6.9] = 6.9 \text{ kN} \leq 0.85 \times 12 = 10.2 \text{ kN}$

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

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
支架立杆计算长度修正系数 η	1.4	抗压强度设计值 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	205
支架自重标准值 $q(\text{kN}/\text{m})$	0.15	步距 $h(\text{mm})$	1200
顶层步距 $h'(\text{mm})$	600	支架可调托座支撑点至顶层水平杆顶的距离 $a(\text{mm})$	650

1、长细比验算

$h_{\max} = \max(\eta h, h' + 2a) = \max(1.4 \times 1200, 600 + 2 \times 650) = 1900 \text{ mm}$

$\lambda = h_{\max} / i = 1900 / 15.9 = 119.497 \leq [\lambda] = 150$

长细比满足要求！

查表得： $\varphi = 0.458$

2、风荷载计算

$M_w = \gamma_0 \times \varphi_c \times 1.5 \times \omega_k \times l_a \times h^2 / 10 = 1 \times 0.9 \times 1.5 \times 0.344 \times 1.05 \times 1.2^2 / 10 = 0.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3、稳定性计算

$R_1 = 6.9 \text{ kN}, R_2 = 6.9 \text{ kN}$

立杆最大受力 $N_w = \max[R_1 + N_{\text{边}1}, R_2 + N_{\text{边}2}] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times H + M_w / l_b = \max[6.9 + 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 2.5] \times [1.05 / 2 + (0.525 - 0.3 / 2) / 2] \times 1.05, 6.9 + 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 2.5] \times [1.05 / 2 + (1.05 - 0.525 - 0.3 / 2) / 2] \times 1.05] + 1 \times 1.3 \times 0.15 \times 7 + 0.07 / 1.05 = 16.506 \text{ kN}$

$f = N_w / (\varphi A) + M_w / W = 16506.085 / (0.458 \times 424) + 0.07 \times 10^6 / 4490 = 100.589 \text{ N}/\text{mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N}/\text{mm}^2$

满足要求！

九、高宽比验算

根据《建筑施工承插型套扣式钢管脚手架安全技术规程》DBJ/T15-98-2019 第 6.1.7 条

$H/B=7/20=0.35\leq 3$

$H=7m<8m$

满足要求！

十、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	7	模板支架纵向长度 L(m)	30
模板支架横向长度 B(m)	20		

混凝土浇筑前，倾覆力矩主要由风荷载产生，抗倾覆力矩主要由模板及支架自重产生

$M_T=\gamma_0\times\varphi_c\times\gamma_Q(\omega_kBH^2/2)=1\times0.9\times1.5\times(0.344\times20\times7^2/2)=390.096kN\cdot m$

$M_R=\gamma_G[G_{1k}+0.15\times H/(l_a'\times l_b')]BL^2/2=0.9\times[0.5+0.15\times7/(1.05\times1.05)]\times20\times30^2/2=11764.286kN\cdot m$

$M_T=390.096kN\cdot m\leq M_R=11764.286kN\cdot m$

满足要求！

混凝土浇筑时，倾覆力矩主要由泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷载产生，抗倾覆力矩主要由钢筋、混凝土、模板及支架自重产生

$M_T=\gamma_0\times\varphi_c\times\gamma_Q(Q_{2k}BH)=1\times0.9\times1.5\times(0.11\times20\times7)=20.79kN\cdot m$

$M_R=\gamma_G[G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})h_0+0.15\times H/(l_a'\times l_b')]BL^2/2=0.9\times[0.5+(24+1.1)\times0.2+0.15\times7/(1.05\times1.05)]\times20\times30^2/2=52426.286kN\cdot m$

$M_T=20.79kN\cdot m\leq M_R=52426.286kN\cdot m$

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)	120	混凝土强度等级	C35
混凝土的龄期(天)	7	混凝土的实测抗压强度 $f_c(N/mm^2)$	9.686
混凝土的实测抗拉强度 $f_t(N/mm^2)$	0.911	立杆垫板长 a(mm)	200
立杆垫板宽 b(mm)	200		

$F_1=N=16.506kN$

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： $\beta_h=1$ ， $f_t=0.911\text{N/mm}^2$ ， $\eta=1$ ， $h_0=h-20=100\text{mm}$ ，
 $u_m=2[(a+h_0)+(b+h_0)]=1200\text{mm}$
 $F=(0.7\beta_h f_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0=(0.7\times 1\times 0.911+0.25\times 0)\times 1\times 1200\times 100/1000=76.524\text{kN}\geq F_l=16.506\text{kN}$

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	
$F_l \leq 1.35\beta_c \beta_{fc} A_{ln}$	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： $f_c=9.686\text{N/mm}^2$ ， $\beta_c=1$ ，
 $\beta_l=(A_b/A_l)^{1/2}=[(a+2b)\times(b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(600)\times(600)/(200\times200)]^{1/2}=3$ ， $A_{ln}=ab=40000\text{mm}^2$
 $F=1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}=1.35\times1\times3\times9.686\times40000/1000=1569.132\text{kN}\geq F_1=16.506\text{kN}$
满足要求！

第四节 300×600mm 边梁套扣式模板计算书

计算依据：

- 1、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）
- 2、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 3、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 4、《建筑施工承插型套扣式钢管脚手架安全技术规程》DBJ/T15-98-2019
- 5、《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016
- 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

新浇混凝土梁名称	边梁 KL300x600	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	300×600
梁侧楼板计算厚度(mm)	200	模板支架高度 H(m)	7
模板支架横向长度 B(m)	20	模板支架纵向长度 L(m)	30

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

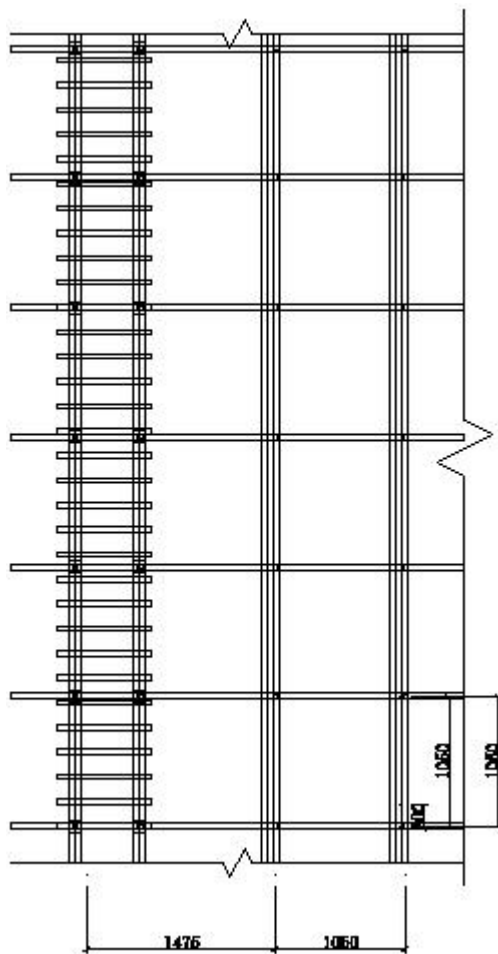
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.5
	模板及其支架		0.75
新浇筑混凝土自重标准值 $G_{2k}(\text{kN/m}^3)$	24		
混凝土梁钢筋自重标准值 $G_{3k}(\text{kN/m}^3)$	1.5	混凝土板钢筋自重标准值 $G_{3k}(\text{kN/m}^3)$	1.1
施 工 人 员 及 设 备 荷 载 标 准 值 $Q_{1k}(\text{kN/m}^2)$	2.5		
泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷 载标准值 $Q_{2k}(\text{kN/m})$	0.11		
省份	广东	地区	东莞市
风荷载标准值 $\omega_k(\text{kN/m}^2)$	基本风压 $\omega_0(\text{kN/m}^2)$	0.35	非自定义:0.327
	地基粗糙程度	B 类(城市郊区)	
	模板支架顶部距地 面高度(m)	20	
	风压高度变化系数 μ_z	1.23	
	风荷载体型系数 μ_s	0.76	
	风荷载作用方向	沿模板支架横向作用	

三、模板体系设计

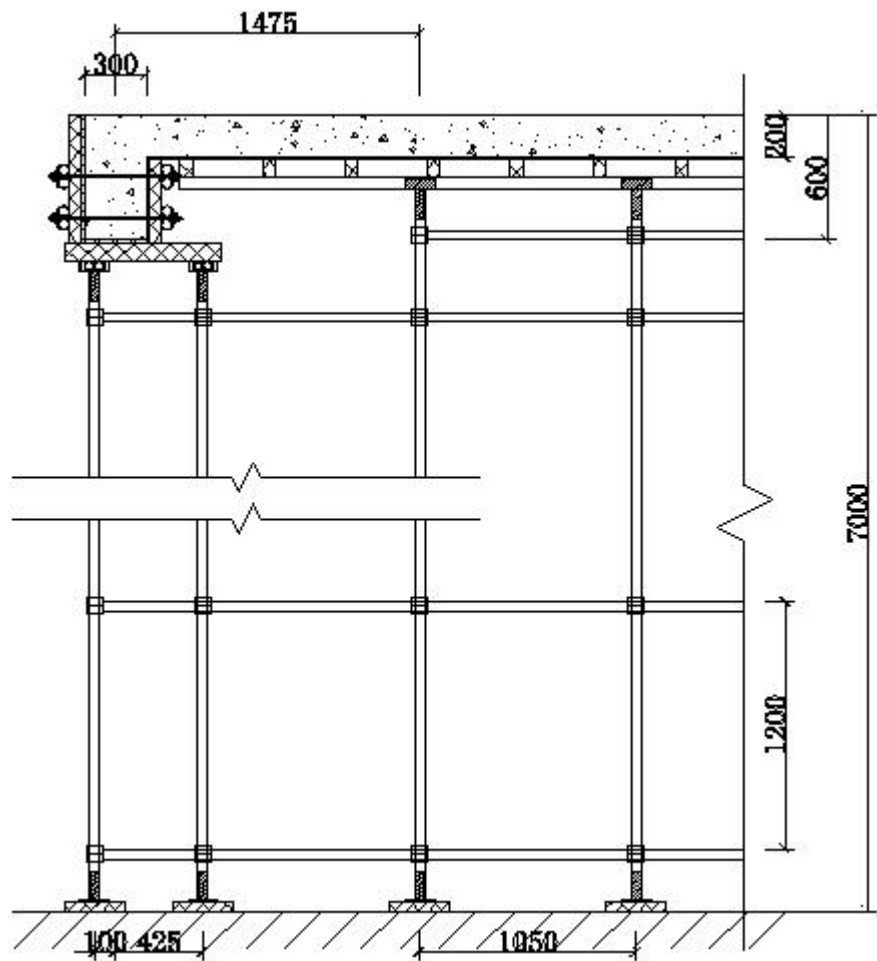
结构重要性系数 γ_0	1
脚手架安全等级	II 级
新浇混凝土梁支撑方式	梁一侧有板，梁底小梁垂直梁跨方向
梁跨度方向立杆纵距是否相等	是
梁跨度方向立杆间距 $l_a(\text{mm})$	1050
梁底两侧立杆横向间距 $l_b(\text{mm})$	525

最大步距 h(mm)	1200
顶层步距 h'(mm)	600
支架可调托座支撑点至顶层水平杆顶的距离 a(mm)	650
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 l'_a (mm)、 l'_b (mm)	1050、1050
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)	100
板底右侧立杆距梁中心线距离 s_2 (mm)	1475
梁底增加立杆根数	0
梁底支撑主梁最大悬挑长度(mm)	300
每跨距内梁底支撑小梁间距(mm)	200
结构表面的要求	结构表面隐蔽
梁底支撑小梁左侧悬挑长度 a_1 (mm)	50
梁底支撑小梁右侧悬挑长度 a_2 (mm)	0

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(mm)	14
面板抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	13	面板抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.4
面板弹性模量 E(N/mm ²)	6000	验算方式	简支梁

按简支梁计算：

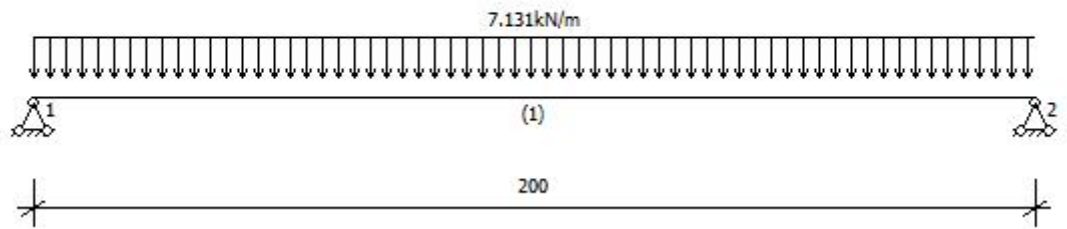
截面抵抗矩： $W=bh^2/6=300\times14\times14/6=9800\text{mm}^3$ ，截面惯性矩： $I=bh^3/12=300\times14\times14\times14/12=68600\text{mm}^4$

根据《建筑施工承插型套扣式钢管脚手架安全技术规程》DBJ/T15-98-2019 第 4.3 节规定可知：

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$$q_1=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times b=1\times[1.3\times(0.1+(24+1.5)\times0.6)+1.5\times2.5]\times0.3=7.131\text{kN/m}$$

简图如下：



1、抗弯验算

$M_{\max}=0.125q_1L^2=0.125\times7.131\times0.2^2=0.036\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{\max}/W=0.036\times10^6/9800=3.638\text{N/mm}^2\leq[f]=13\text{N/mm}^2$

满足要求！

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值：

$q_2=1\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)\times b=1\times(0.1+(24+1.5)\times0.6)\times0.3=4.62\text{kN/m}$

$v_{\max}=5q_2L^4/(384EI)=5\times4.62\times200^4/(384\times6000\times68600)=0.234\text{mm}\leq[v]=L/250=200/250=0.8\text{mm}$

满足要求！

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$R_{\max}=1q_1L=1\times7.131\times0.2=1.426\text{kN}$

标准值(正常使用极限状态)

$R'_{\max}=1q_2L=1\times4.62\times0.2=0.924\text{kN}$

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)	13	小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.4
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	54	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9000
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	243	板底右侧立杆距离梁中心线距离 s2(mm)	1475

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 $q_1=1.426/0.3=4.754\text{kN/m}$

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 $F_1=\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times \text{梁高}\times \text{小梁间距}=1\times 1.3\times 0.5\times 0.6\times 0.2=0.078\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=\gamma_0\times [1.3(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times (s_2 - \text{梁宽}/2)/2\times \text{小梁间距}+\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times (\text{梁高}-\text{板厚})\times \text{小梁间距}=1\times [1.3\times (0.5+(24+1.1)\times 0.2)+1.5\times 2.5]\times (1.475-0.3/2)/2\times 0.2+1\times 1.3\times 0.5\times (0.6-0.2)\times 0.2=1.5\text{kN}$

2) 梁底小梁荷载标准值计算

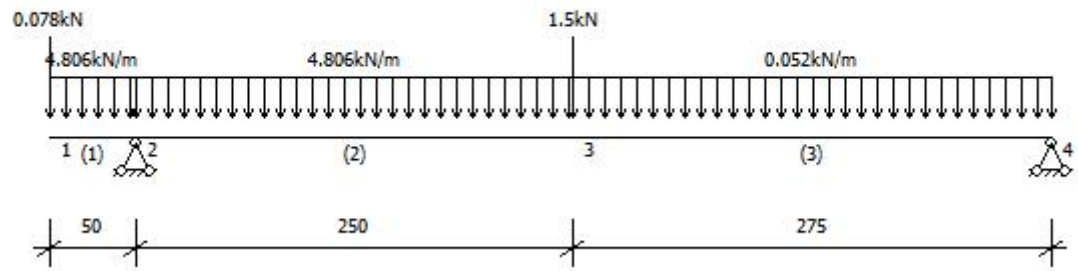
面板传递给小梁 $q_1=0.924/0.3=3.08\text{kN/m}$

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

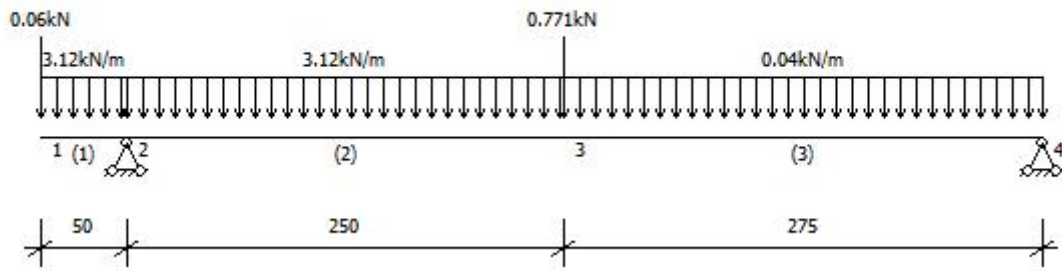
梁左侧模板传递给小梁荷载 $F_1=1\times G_{1k}\times \text{梁高}\times \text{小梁间距}=1\times 0.5\times 0.6\times 0.2=0.06\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=(1\times G_{1k}+1\times (G_{2k}+G_{3k})\times h)\times (s_2 - \text{梁宽}/2)/2\times \text{小梁间距}+1\times G_{1k}\times (\text{梁高}-\text{板厚})\times \text{小梁间距}=(1\times 0.5+1\times (24+1.1)\times 0.2)\times (1.475-0.3/2)/2\times 0.2+1\times 0.5\times (0.6-0.2)\times 0.2=0.771\text{kN}$

计算简图如下：

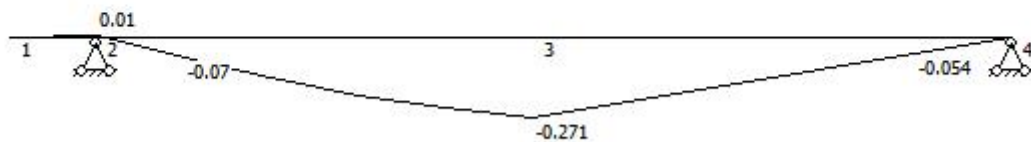


承载力极限状态



正常使用极限状态

2、抗弯验算

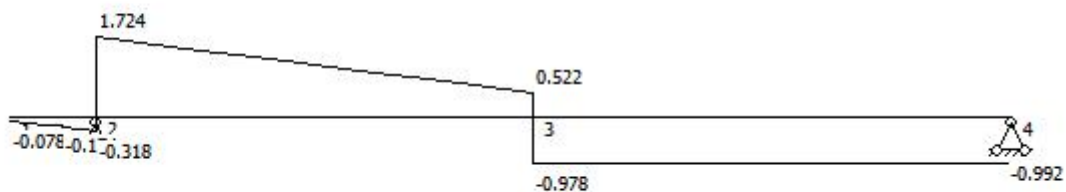


小梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.271 \times 10^6 / 54000 = 5.016 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算



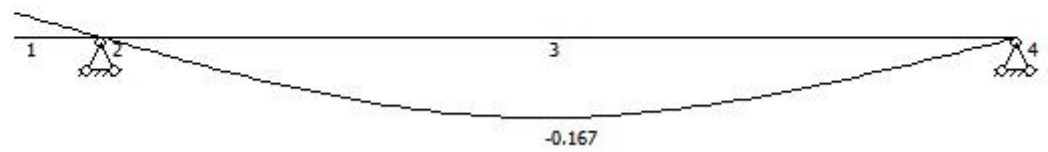
小梁剪力图(kN)

$$V_{\max} = 1.724 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 1.724 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 0.718 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算



小梁变形图(mm)

$v_{\max}=0.167\text{mm}\leq[v]=L/250=525/250=2.1\text{mm}$

满足要求！

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$R_1=2.042\text{kN}$ ， $R_2=0.992\text{kN}$

正常使用极限状态

$R'_1=1.23\text{kN}$ ， $R'_2=0.548\text{kN}$

六、主梁验算

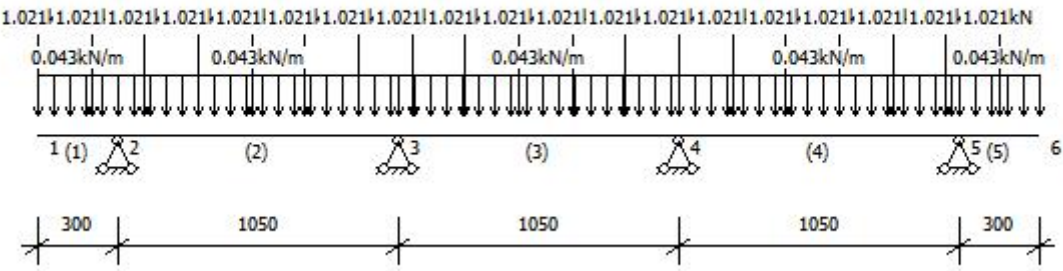
主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	主梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	205
主梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	120	主梁截面抵抗矩 W(cm ³)	4.49
主梁弹性模量 E(N/mm ²)	206000	主梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	10.78
主梁计算方式	三等跨连续梁	可调托座内主梁根数	2
主梁受力不均匀系数 K _s	0.5		

主梁 2 根合并，其主梁受力不均匀系数 K_s=0.5

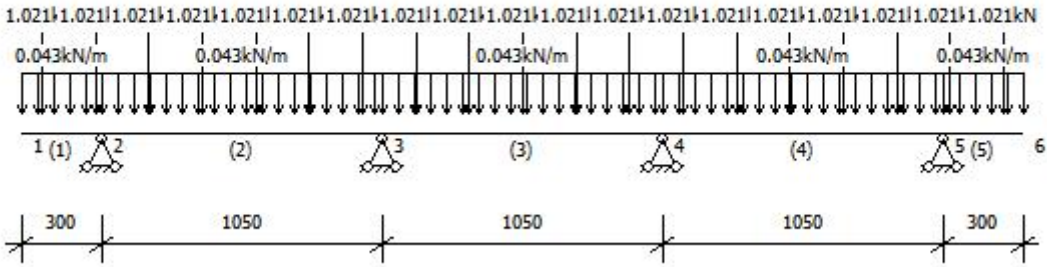
由上节可知 $P=\max[R_1，R_2]\times 0.5=\max[2.042，0.992]\times 0.5=1.021\text{kN}$ ， $P'=\max[R'_1，R'_2]\times 0.5=\max[1.23，0.548]\times 0.5=0.615\text{kN}$

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： $q'=1\times 0.033=0.033\text{kN/m}$

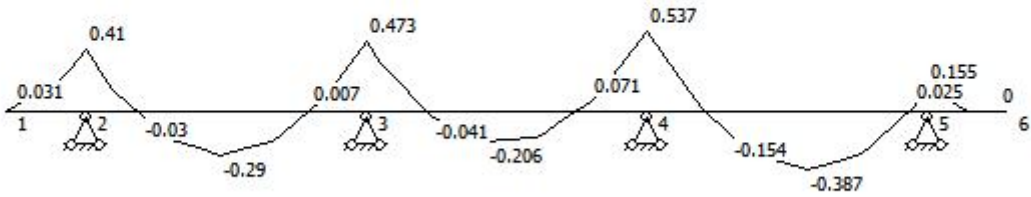


主梁计算简图一

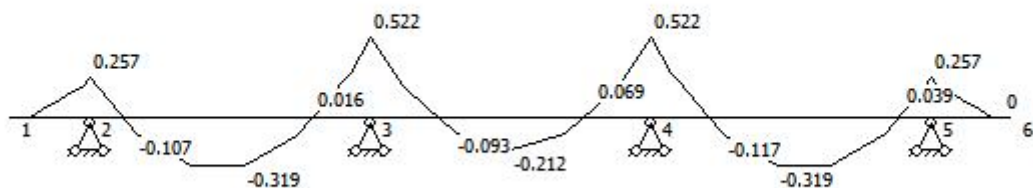


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)

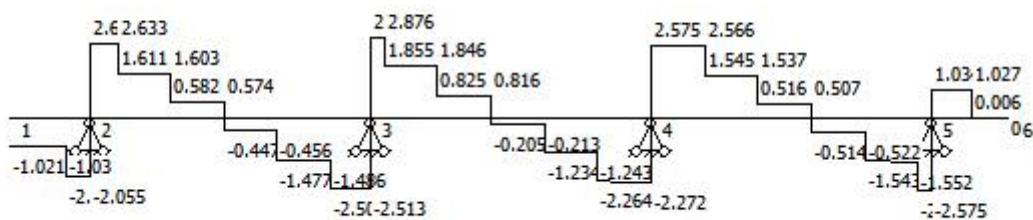


主梁弯矩图二(kN·m)

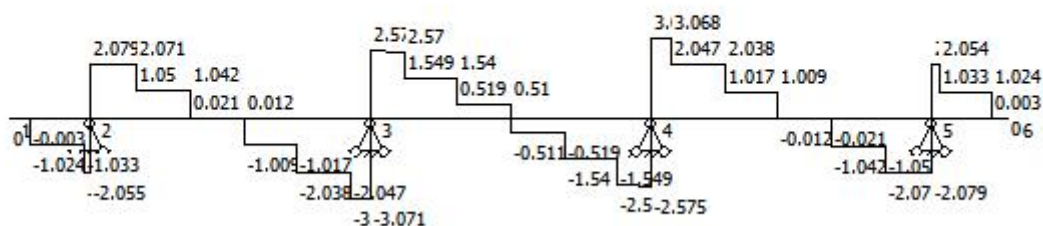
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.537 \times 10^6 / 4490 = 119.599 \text{ N/mm}^2 \leq [\sigma] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)



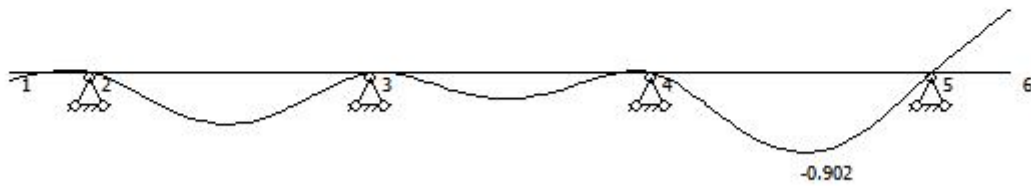
主梁剪力图二(kN)

$$V_{\max} = 3.071 \text{ kN}$$

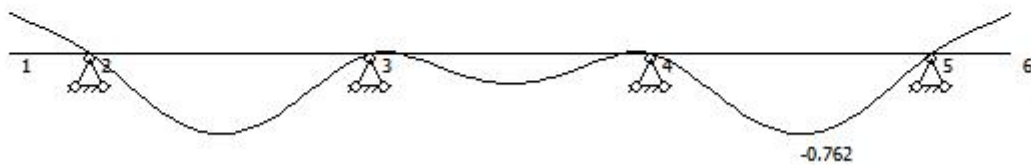
$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 3.071 \times 1000 / 424 = 14.486 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图一(mm)



主梁变形图二(mm)

跨中 $v_{\max}=0.902\text{mm}\leq[v]=L/250=1050/250=4.2\text{mm}$

满足要求！

悬臂端 $v_{\max}=0.721\text{mm}\leq[v]=2l_2/250=2\times300/250=2.4\text{mm}$

满足要求！

4、支座反力计算

图一： $R_{\max}=5.868\text{kN}$

图二： $R_{\max}=5.646\text{kN}$

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： $R_1=5.868\text{kN}$ ，立杆 2： $R_2=2.875\text{kN}$

图二

立杆 1： $R_1=5.646\text{kN}$ ，立杆 2： $R_2=2.767\text{kN}$

立杆所受主梁支座反力依次为：立杆 1： $P_1=R_1/K_s=5.868/0.5=11.737\text{kN}$ ，立杆 2： $P_2=R_2/K_s=2.875/0.5=5.75\text{kN}$

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 $N=\max[P_1, P_2]=11.737\text{kN}\leq[N]=30\text{kN}$

满足要求！

八、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
支架立杆计算长度修正系数η	1.4	抗压强度设计值[f](N/mm ²)	205
支架自重标准值 q(kN/m)	0.15	步距 h(mm)	1200
顶层步距 h'(mm)	600	支架可调托座支撑点至顶层水平杆顶的距离 a(mm)	650

1、长细比验算

$$h_{\max}=\max(\eta h,h'+2a)=\max(1.4\times1200,600+2\times650)=1900\text{mm}$$

$$\lambda=h_{\max}/i=1900/15.9=119.497\leq[\lambda]=150$$

长细比满足要求！

查表得：φ=0.458

2、风荷载计算

$$M_w=\gamma_0\times\varphi_c\times1.5\times\omega_k\times l_a\times h^2/10=1\times0.9\times1.5\times0.327\times1.05\times1.2^2/10=0.067\text{kN}\cdot\text{m}$$

3、稳定性计算

$$P_1=11.737\text{kN}, P_2=5.75\text{kN}$$

$$\text{立杆最大受力 } N_w=\max[P_1, P_2]+\gamma_0\times1.3\times\text{每米立杆自重}\times(H-\text{梁高})+M_w/l_b=\max[11.737, 5.75]+1\times1.3\times0.15\times(7-0.6)+0.067/0.525=13.112\text{kN}$$

$$f=N_w/(\varphi A)+M_w/W=13111.73/(0.458\times424)+0.067\times10^6/4490=82.441\text{N/mm}^2\leq[f]=205\text{N/mm}^2$$

满足要求！

九、高宽比验算

根据《建筑施工承插型套扣式钢管脚手架安全技术规程》DBJ/T15-98-2019 第 6.1.7 条

$H/B=7/20=0.35\leq 3$

$H=7m<8m$

满足要求！

十、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	7	模板支架纵向长度 L(m)	30
模板支架横向长度 B(m)	20		

混凝土浇筑前，倾覆力矩主要由风荷载产生，抗倾覆力矩主要由模板及支架自重产生

$M_T=\gamma_0\times\varphi_c\times\gamma_Q(\omega_kLH^2/2)=1\times0.9\times1.5\times(0.327\times30\times7^2/2)=324.466kN\cdot m$

$M_R=\gamma_G[G_{1k}+0.15\times H/(l_a'\times l_b')]LB^2/2=0.9\times[0.5+0.15\times7/(1.05\times1.05)]\times30\times20^2/2=7842.857kN\cdot m$

$M_T=324.466kN\cdot m\leq M_R=7842.857kN\cdot m$

满足要求！

混凝土浇筑时，倾覆力矩主要由泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷载产生，抗倾覆力矩主要由钢筋、混凝土、模板及支架自重产生

$M_T=\gamma_0\times\varphi_c\times\gamma_Q(Q_{2k}LH)=1\times0.9\times1.5\times(0.11\times30\times7)=31.185kN\cdot m$

$M_R=\gamma_G[G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})h_0+0.15\times H/(l_a'\times l_b')]LB^2/2=0.9\times[0.5+(24+1.1)\times0.2+0.15\times7/(1.05\times1.05)]\times30\times20^2/2=34950.857kN\cdot m$

$M_T=31.185kN\cdot m\leq M_R=34950.857kN\cdot m$

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)	120	混凝土强度等级	C35
混凝土的龄期(天)	7	混凝土的实测抗压强度 $f_c(N/mm^2)$	9.686
混凝土的实测抗拉强度 $f_t(N/mm^2)$	0.911	立杆垫板长 a(mm)	200
立杆垫板宽 b(mm)	200		

$F_1=N=13.112kN$

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： $\beta_h=1$ ， $f_t=0.911\text{N/mm}^2$ ， $\eta=1$ ， $h_0=h-20=100\text{mm}$ ，

$u_m=2[(a+h_0)+(b+h_0)]=1200\text{mm}$

$F=(0.7\beta_h f_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0=(0.7\times 1\times 0.911+0.25\times 0)\times 1\times 1200\times 100/1000=76.524\text{kN}\geq F_l=13.112\text{kN}$

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	
$F_l \leq 1.35\beta_c \beta_{fc} A_{ln}$	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： $f_c=9.686\text{N/mm}^2$ ， $\beta_c=1$ ，
 $\beta_l=(A_b/A_l)^{1/2}=[(a+2b)\times(b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(600)\times(600)/(200\times200)]^{1/2}=3$ ， $A_{ln}=ab=40000\text{mm}^2$
 $F=1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}=1.35\times1\times3\times9.686\times40000/1000=1569.132\text{kN}\geq F_1=13.112\text{kN}$
满足要求！

第五节 200×500mm 梁扣件式模板计算书

计算依据：

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

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL200x500	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	200×500
梁侧楼板计算厚度(mm)	200	模板支架高度 H(m)	7.9
模板支架横向长度 B(m)	20	模板支架纵向长度 L(m)	30

支架外侧模板高度 H_m (mm)	1000
---------------------	------

二、荷载设计

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

风荷载参数：

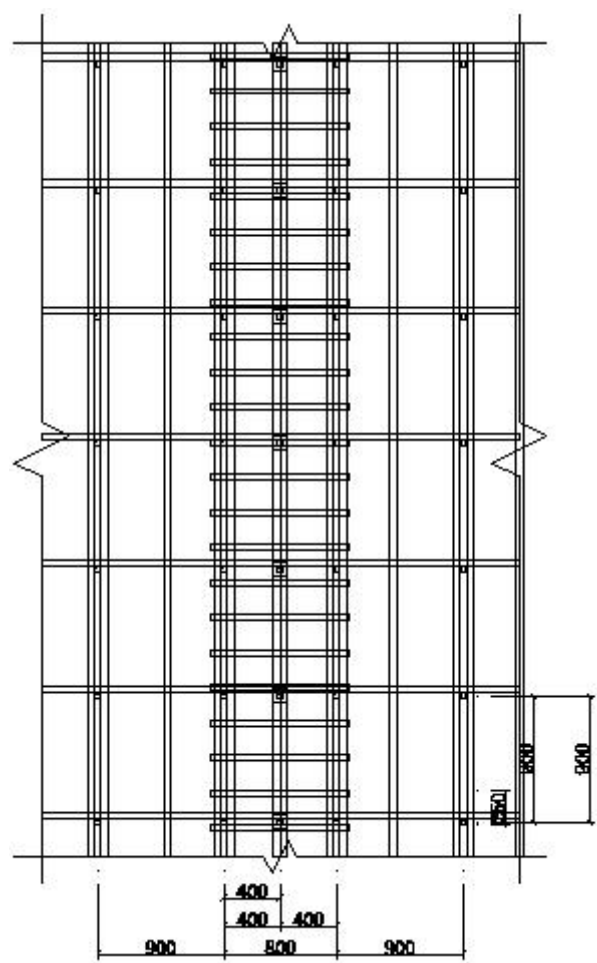
风荷载标准值 $\omega_k(kN/m^2)$	基本风压 $\omega_0(kN/m^2)$	省份	广东	0.35	$\omega_k=\omega_0\mu_z\mu_{st}=0.066$	
		地区	东莞市			
	风荷载高度变化系数 μ_z	地面粗糙度	B 类(城市郊区)	1.294		
		模板支架顶部离建筑物地面高度(m)	24			
	风荷载体型系数 μ_s	单榀模板支架 μ_{st}		0.145		$\omega_{fk}=\omega_0\mu_z\mu_{stw}=1.103$
		整体模板支架 μ_{stw}		2.435		
		支架外侧模板 μ_s		1.3		

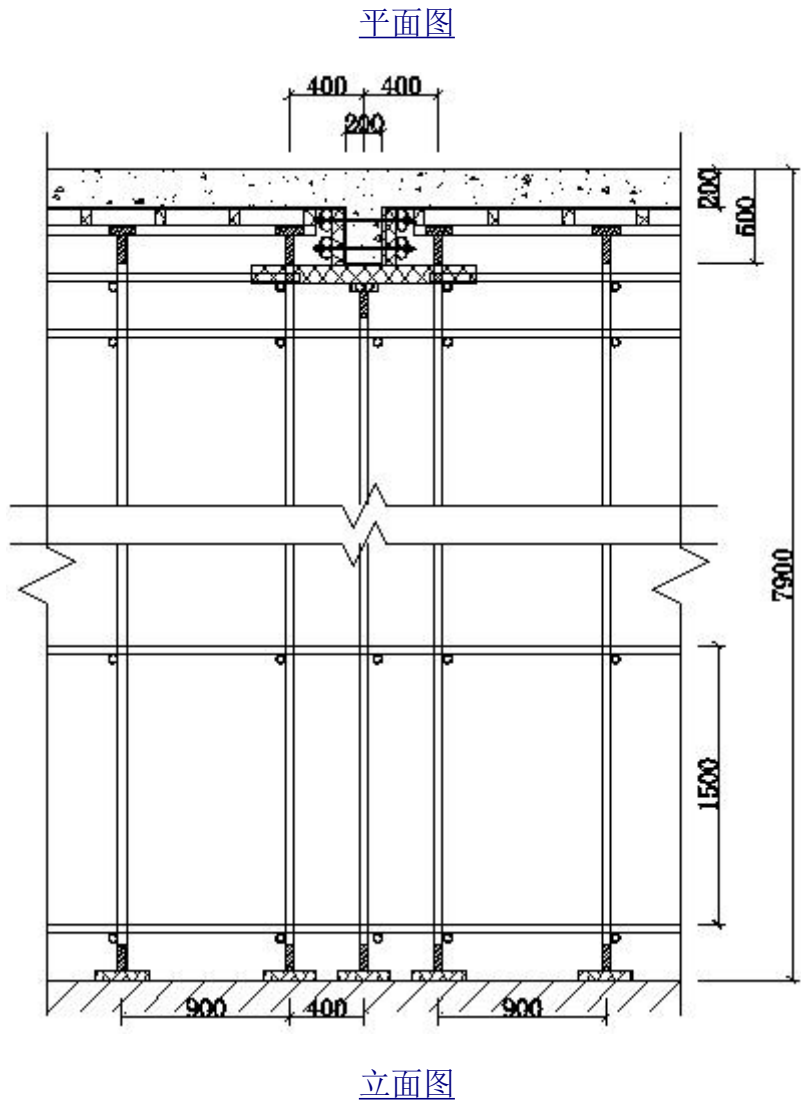
三、模板体系设计

结构重要性系数 γ_0	1
脚手架安全等级	II 级
新浇混凝土梁支撑方式	梁两侧有板，梁底小梁垂直梁跨方向
梁跨度方向立杆间距 $l_a(mm)$	900

梁两侧立杆横向间距 $l_b(\text{mm})$	800
步距 $h(\text{mm})$	1500
立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 $a(\text{mm})$	500
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 $l'_a(\text{mm})$ 、 $l'_b(\text{mm})$	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)	400
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)	400
梁底支撑主梁最大悬挑长度(mm)	300
每跨距内梁底支撑小梁间距(mm)	250

设计简图如下：





四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度 t(mm)	14
面板抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	13	面板抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.4
面板弹性模量 E(N/mm ²)	6000	验算方式	简支梁

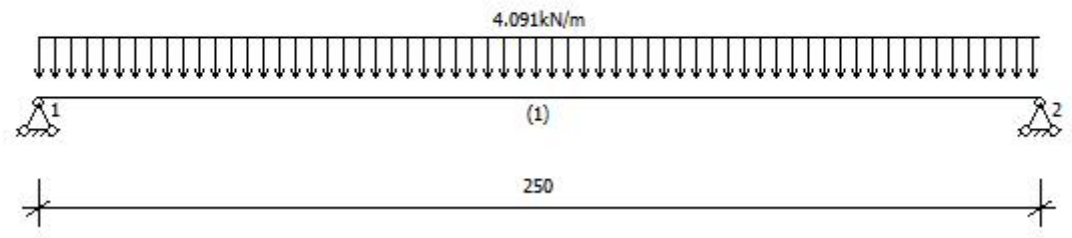
按简支梁计算：

截面抵抗矩： $W=bh^2/6=200\times14\times14/6=6533.333\text{mm}^3$ ，截面惯性矩： $I=bh^3/12=200\times14\times14\times14/12=45733.333\text{mm}^4$

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$q_1=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times b=1\times[1.3\times(0.1+(24+1.5)\times0.5)+1.5\times2.5]\times0.2=4.091\text{kN/m}$

简图如下：



1、抗弯验算

$$M_{\max}=0.125q_1L^2=0.125\times4.091\times0.25^2=0.032\text{kN}\cdot\text{m}$$
$$\sigma=M_{\max}/W=0.032\times10^6/6533.333=4.892\text{N/mm}^2\leq[f]=13\text{N/mm}^2$$

满足要求！

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值：

$$q_2=1\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)\times b=1\times(0.1+(24+1.5)\times0.5)\times0.2=2.57\text{kN/m}$$
$$v_{\max}=5q_2L^4/(384EI)=5\times2.57\times250^4/(384\times6000\times45733.333)=0.476\text{mm}\leq[v]=L/400=250/400=0.625\text{mm}$$

满足要求！

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_{\max}=1q_1L=1\times4.091\times0.25=1.023\text{kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R'_{\max}=1q_2L=1\times2.57\times0.25=0.643\text{kN}$$

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)	13	小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.4
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	54	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9000
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	243	梁左侧立杆距梁中心线距离(mm)	400
每跨距内梁底支撑小梁间距(mm)	250		

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 $q_1=1.023/0.2=5.114\text{kN/m}$

小梁自重 $q_2=\gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{小梁间距}=1 \times 1.3 \times (0.3-0.1) \times 0.25=0.065\text{kN/m}$

梁左侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_1=\gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2) / 2 \times \text{小梁间距} + \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距}$
 $=1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 2.5] \times (0.4 - 0.2/2) / 2 \times 0.25 + 1 \times 1.3 \times 0.5 \times (0.5 - 0.2) \times 0.25 = 0.458\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=\gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2) / 2 \times \text{小梁间距} + \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距}$
 $=1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.2) + 1.5 \times 2.5] \times ((0.8 - 0.4) - 0.2/2) / 2 \times 0.25 + 1 \times 1.3 \times 0.5 \times (0.5 - 0.2) \times 0.25 = 0.458\text{kN}$

2) 梁底小梁荷载标准值计算

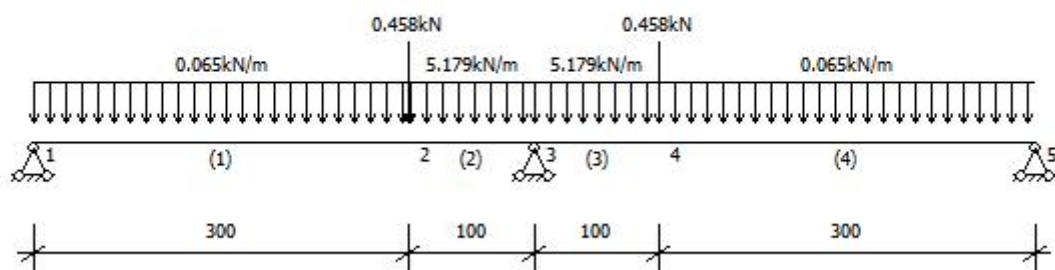
面板传递给小梁 $q_1=0.643/0.2=3.213\text{kN/m}$

小梁自重 $q_2=1 \times G_{1k} \times \text{小梁间距}=1 \times (0.3-0.1) \times 0.25=0.05\text{kN/m}$

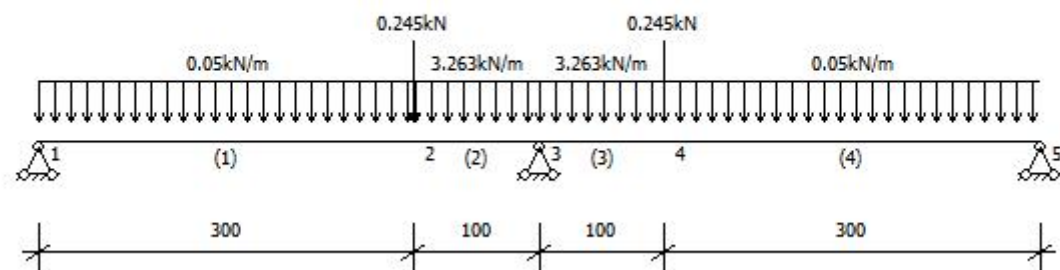
梁左侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_1=(1 \times G_{1k} + 1 \times (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽}/2) / 2 \times \text{小梁间距} + 1 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距}$
 $= (1 \times 0.5 + 1 \times (24 + 1.1) \times 0.2) \times (0.4 - 0.2/2) / 2 \times 0.25 + 1 \times 0.5 \times (0.5 - 0.2) \times 0.25 = 0.245\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=(1 \times G_{1k} + 1 \times (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2) / 2 \times \text{小梁间距} + 1 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) \times \text{小梁间距}$
 $= (1 \times 0.5 + 1 \times (24 + 1.1) \times 0.2) \times ((0.8 - 0.4) - 0.2/2) / 2 \times 0.25 + 1 \times 0.5 \times (0.5 - 0.2) \times 0.25 = 0.245\text{kN}$

计算简图如下：

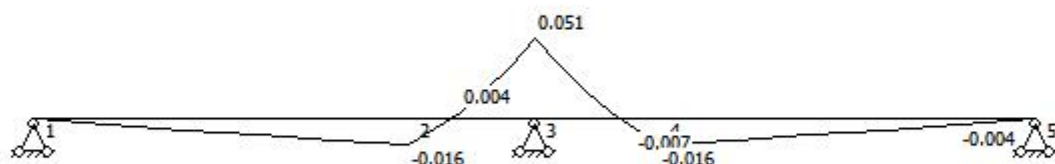


承载力极限状态



正常使用极限状态

2、抗弯验算

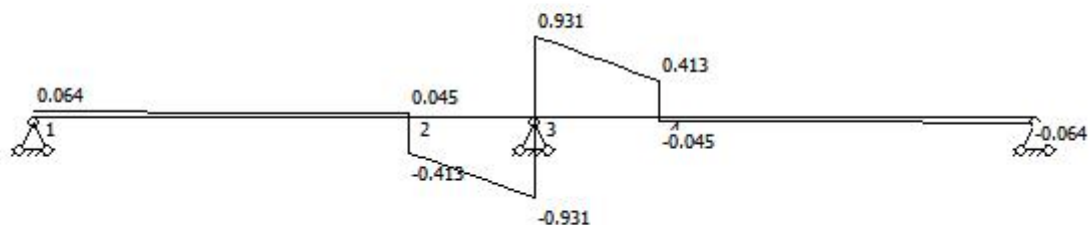


小梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.051 \times 10^6 / 54000 = 0.943 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算



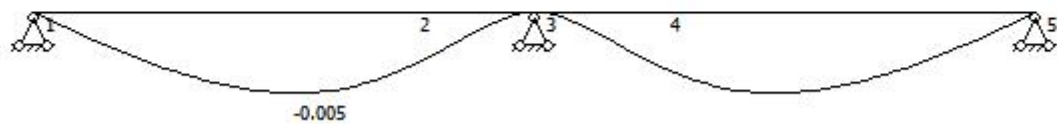
小梁剪力图(kN)

$$V_{\max} = 0.931 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 0.931 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 0.388 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算



小梁变形图(mm)

$v_{max}=0.005mm\leq[v]=L/400=400/400=1mm$

满足要求！

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$R_1=0.064kN, R_2=1.863kN, R_3=0.064kN$

正常使用极限状态

$R'_1=0.038kN, R'_2=1.097kN, R'_3=0.038kN$

六、主梁验算

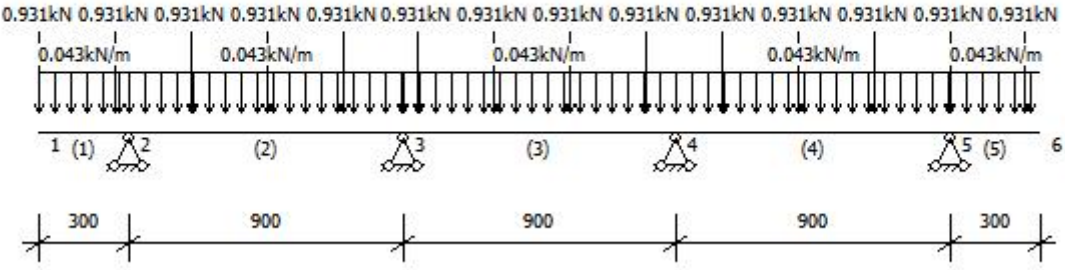
主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.5
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	主梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	205
主梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	120	主梁截面抵抗矩 W(cm ³)	4.49
主梁弹性模量 E(N/mm ²)	206000	主梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	10.78
主梁计算方式	三等跨连续梁	可调托座内主梁根数	2
主梁受力不均匀系数 K _s	0.5		

主梁 2 根合并，其主梁受力不均匀系数 K_s=0.5

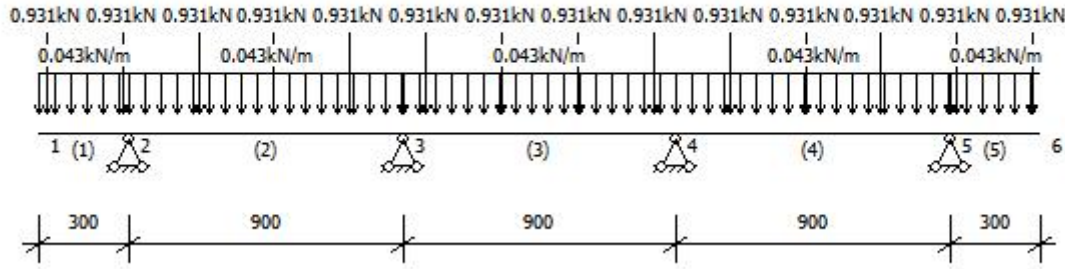
由上节可知 $P=\max[R_2]\times 0.5=\max[1.863]\times 0.5=0.931kN$ ， $P'=\max[R'_2]\times 0.5=\max[1.097]\times 0.5=0.548kN$

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

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

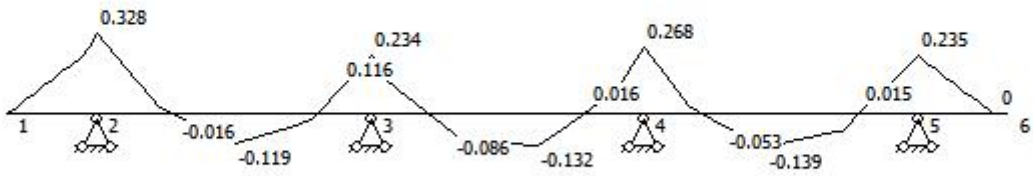


主梁计算简图一

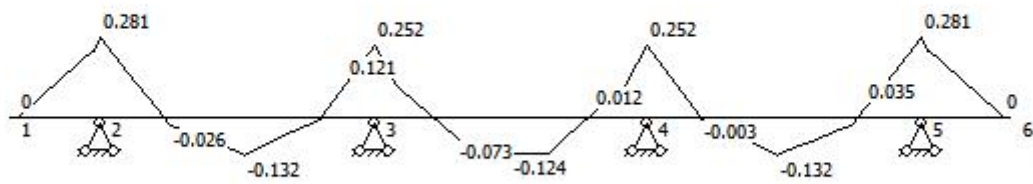


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)

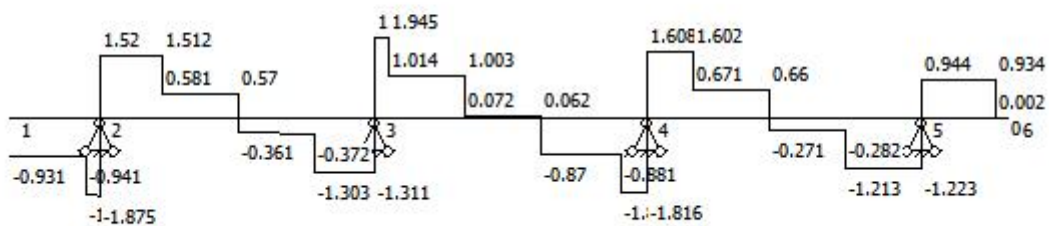


主梁弯矩图二(kN·m)

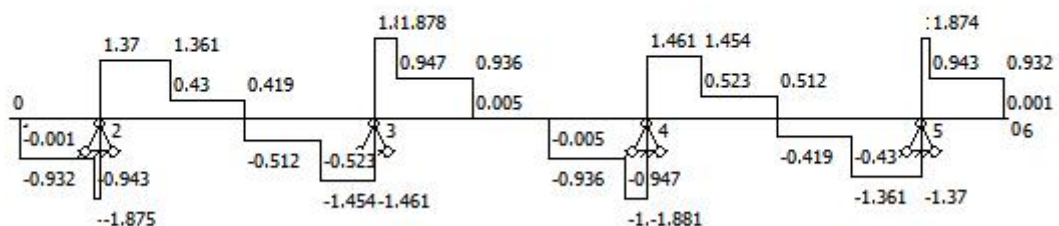
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.328 \times 10^6 / 4490 = 73.051 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)



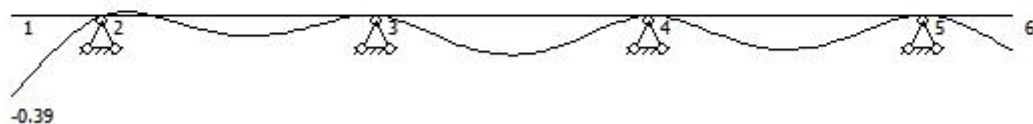
主梁剪力图二(kN)

$$V_{\max} = 1.947 \text{ kN}$$

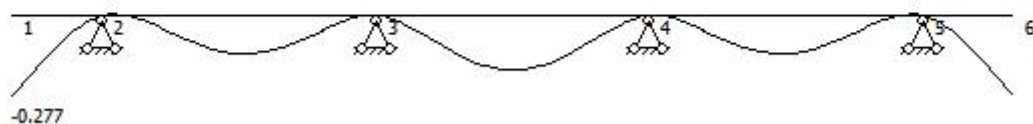
$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 1.947 \times 1000 / 424 = 9.184 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图一(mm)



主梁变形图二(mm)

跨中 $v_{\max}=0.191\text{mm}\leq[v]=L/400=900/400=2.25\text{mm}$

满足要求！

悬臂端 $v_{\max}=0.39\text{mm}\leq[v]=2l_2/400=2\times300/400=1.5\text{mm}$

满足要求！

4、支座反力计算

图一： $R_{\max}=3.424\text{kN}$

图二： $R_{\max}=3.343\text{kN}$

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： $R_2=3.424\text{kN}$

图二

立杆 2： $R_2=3.343\text{kN}$

立杆所受主梁支座反力依次为：立杆 2： $P_2=R_2/K_s=3.424/0.5=6.848\text{kN}$

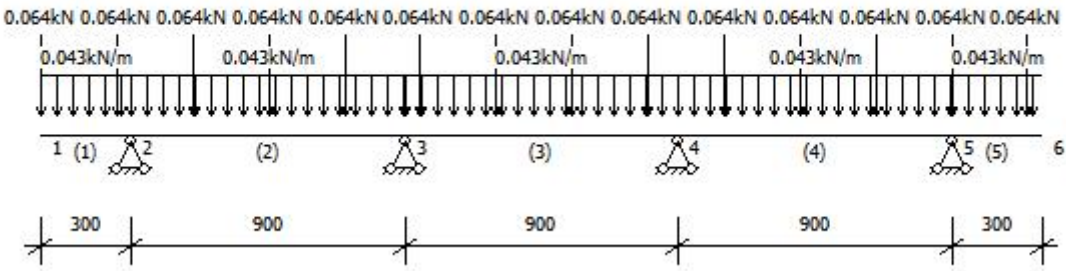
七、纵向水平钢管验算

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

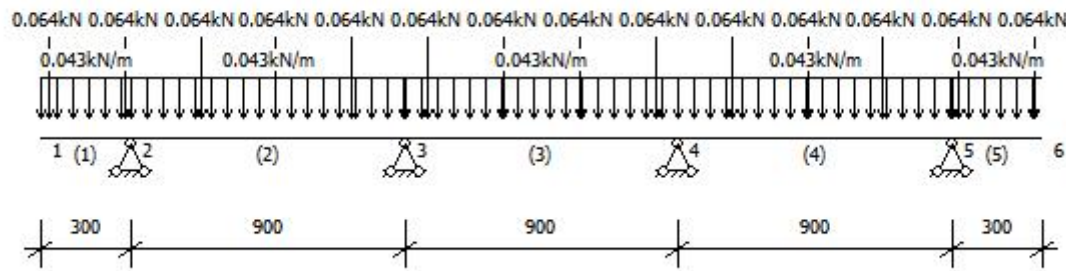
由小梁验算一节可知 $P=\max[R_1, R_3]=0.064\text{kN}$ ， $P'=\max[R_1', R_3']=0.038\text{kN}$

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： $q'=1\times0.033=0.033\text{kN/m}$

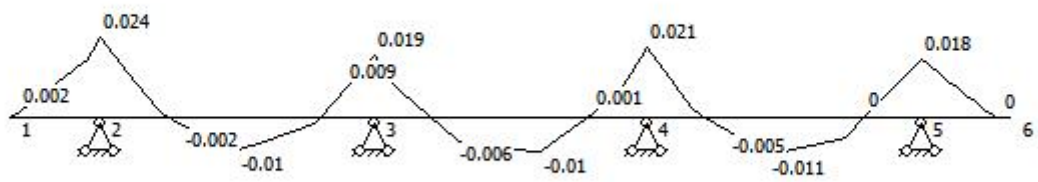


纵向水平钢管计算简图一

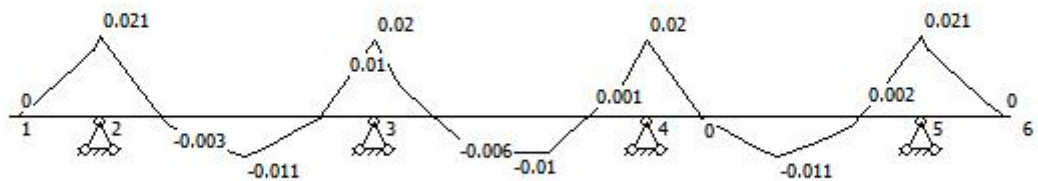


纵向水平钢管计算简图二

1、抗弯验算



纵向水平钢管弯矩图一(kN·m)

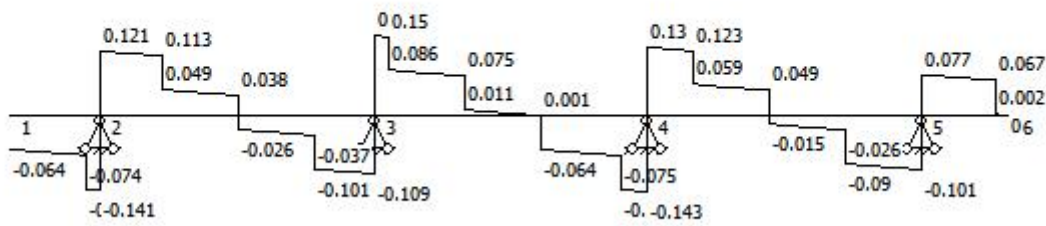


纵向水平钢管弯矩图二(kN·m)

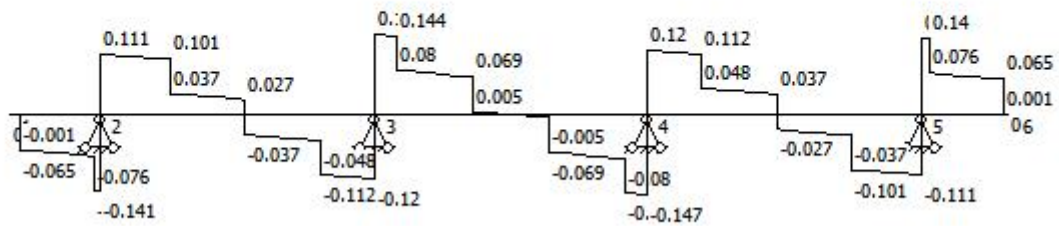
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.024 \times 10^6 / 4490 = 5.345 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、抗剪验算



纵向水平钢管剪力图一(kN)



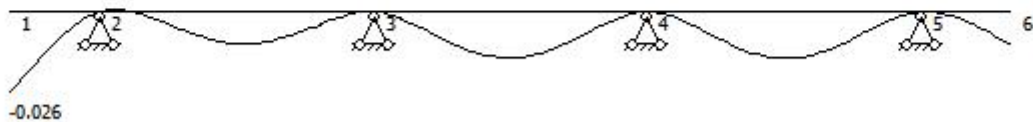
纵向水平钢管剪力图二(kN)

$$V_{\max} = 0.152 \text{ kN}$$

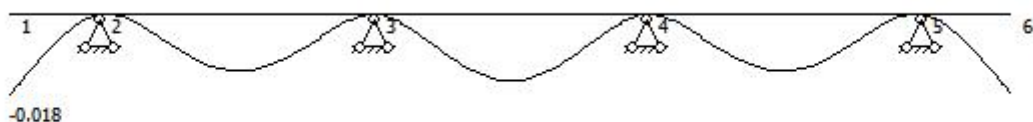
$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 0.152 \times 1000 / 424 = 0.716 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算



纵向水平钢管变形图一(mm)



纵向水平钢管变形图二(mm)

$$\text{跨中 } v_{\max} = 0.015 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 900/400 = 2.25 \text{ mm}$$

满足要求！

$$\text{悬臂端 } v_{\max} = 0.026 \text{ mm} \leq [v] = 2l_2/400 = 2 \times 300/400 = 1.5 \text{ mm}$$

满足要求！

4、支座反力计算

图一： $R_{\max}=0.273\text{kN}$

图二： $R_{\max}=0.267\text{kN}$

用小梁两侧的支座反力分别代入可得：

承载能力极限状态

图一：

立杆 1： $R_1=0.273\text{kN}$ ，立杆 3： $R_3=0.273\text{kN}$

图二：

立杆 1： $R_1=0.267\text{kN}$ ，立杆 3： $R_3=0.267\text{kN}$

八、可调托座验算

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

1、扣件抗滑移验算

两侧立杆最大受力 $N=\max[R_1,R_3]=\max[0.273,0.273]=0.273\text{kN}\leq 0.85\times 8=6.8\text{kN}$

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

2、可调托座验算

可调托座最大受力 $N=\max[P_2]=6.848\text{kN}\leq [N]=30\text{kN}$

满足要求！

九、立杆验算

架体是否按规范要求与既有结构进行可靠连接	否	剪刀撑设置	普通型
立杆顶部步距 $h_d(\text{mm})$	750	立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 $a(\text{mm})$	500
立杆钢管截面类型(mm)	$\Phi 48\times 3.5$	立杆钢管计算截面类型(mm)	$\Phi 48\times 3$
钢材等级	Q235	立杆截面面积 $A(\text{mm}^2)$	424
回转半径 $i(\text{mm})$	15.9	立杆截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49

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

1、长细比验算

顶部立杆段：

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

假设 $a=200mm$ 时， $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1\times2.265\times(750+2\times200)=2605mm$ （验算立杆容许长细比时，取 $k=1$ ）

假设 $a=500mm$ 时， $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1\times1.535\times(750+2\times500)=2687mm$ （验算立杆容许长细比时，取 $k=1$ ）

根据插值法，则实际 $a=500mm$ 时， $l_{01}=2687mm$

非顶部立杆段： $l_{02}=k\mu_2h=1\times1.951\times1500=2927mm$ （验算立杆容许长细比时，取 $k=1$ ）

$\lambda=\max[l_{01}, l_{02}]/i=2927/15.9=184.088\leq[\lambda]=210$

长细比满足要求！

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

顶部立杆段： $l_{01}=3103mm$

非顶部立杆段： $l_{02}=3381mm$

$\lambda=\max[l_{01}, l_{02}]/i=3381/15.9=212.642$

查表得： $\varphi=0.161$

2、风荷载计算

$M_{wd}=\gamma_0\times\varphi_w\times\gamma_Q\times M_{wk}=\gamma_0\times\varphi_w\times\gamma_Q\times(\omega_k\times l_a\times h^2/10)=1\times0.6\times1.5\times(0.066\times0.9\times1.5^2/10)=0.012kN\cdot m$

3、稳定性计算

$R_1=0.273kN, P_2=6.848kN, R_3=0.273kN$

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

左侧楼板传递给梁左侧立杆荷载: $N_{边1}=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times[l_b'/2+(梁左侧立杆距梁中心线距离 - 梁宽/2)/2]\times l_a=1\times[1.3\times(0.5+(24+1.1)\times0.2)+1.5\times2.5]\times[0.9/2+(0.4-0.2/2)/2]\times0.9=5.9kN$

右侧楼板传递给梁右侧立杆荷载: $N_{边2}=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times[l_b'/2+(l_b - 梁左侧立杆距梁中心线距离 - 梁宽/2)/2]\times l_a=1\times[1.3\times(0.5+(24+1.1)\times0.2)+1.5\times2.5]\times$

$[0.9/2+(0.8-0.4-0.2/2)/2]\times0.9=5.9\text{kN}$

$N_d=\max[R_1+N_{\text{边}1}, P_2, R_3+N_{\text{边}2}]+\gamma_0\times1.3\times\text{每米立杆自重}\times(H-\text{梁高})=\max[0.273+5.9, 6.848, 0.273+5.9]+1\times1.3\times0.15\times(7.9-0.5)=8.291\text{kN}$

$f_d = N_d/(\varphi A)+M_{wd}/W = 8291.418/(0.161 \times 424)+0.012 \times 10^6/4490 = 124.134\text{N/mm}^2 \leq [f]=205\text{N/mm}^2$

满足要求！

十、高宽比验算

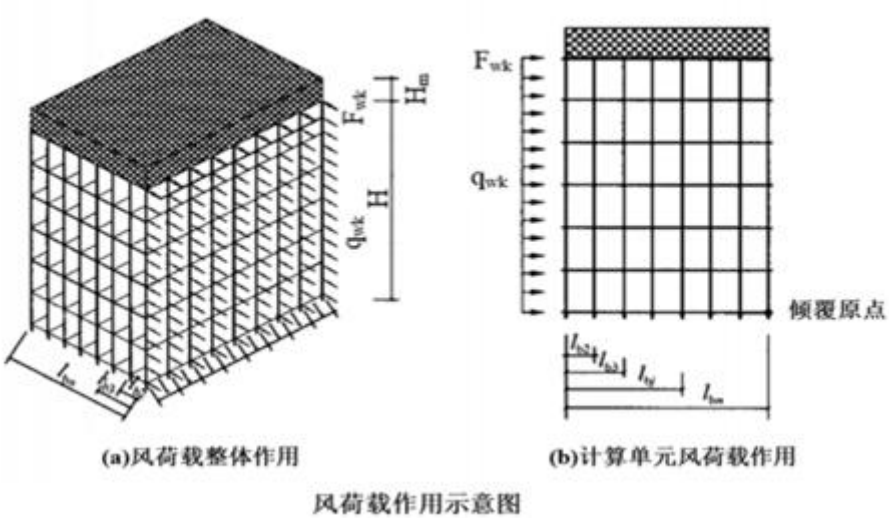
《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699—2020 第 6.9.7 条，当满堂支撑架高宽比大于 2 时，满堂支撑架应在支架的四周和中部与结构柱进行刚性连接。在无结构柱部位应采取预埋钢管等措施与建筑结构进行刚性连接。支撑架高宽比不应大于 3。

$H/B=7.9/20=0.395\leq2$

满足要求！

十一、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	7.9	模板支架纵向长度 L(m)	30
模板支架横向长度 B(m)	20		



支撑脚手架风线荷载标准值: $q_{wk}=l'_a\times\omega_{fk}=0.9\times1.103=0.993\text{kN/m}$;

风荷载作用在支架外侧模板上产生的水平力标准值:

$F_{wk}=l'_a\times H_m\times\omega_{mk}=0.9\times1\times0.589=0.53\text{kN}$

支撑脚手架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 M_{Tk} :

$M_{Tk}=0.5H^2q_{wk}+HF_{wk}=0.5\times7.9^2\times0.993+7.9\times0.53=35.165kN.m$

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

$B^2l'_a(g_{k1}+g_{k2})+2\Sigma G_{jk}b_j\geq3\gamma_0M_{Tk}$

g_{k1} ——均匀分布的架体面荷载自重标准值 kN/m^2

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

G_{jk} ——支撑脚手架计算单元上集中堆放的物料自重标准值 kN

b_j ——支撑脚手架计算单元上集中堆放的物料至倾覆原点的水平距离 m

$B^2l'_a(g_{k1}+g_{k2})+2\Sigma G_{jk}b_j=B^2l'_a[qH/(l'_a\times l'_b)+G_{1k}]+2\times G_{jk}\times B/2=20^2\times0.9\times[0.15\times7.9/(0.9\times0.9)+0.5]+2\times1\times20/2=726.667kN.m\geq3\gamma_0M_{Tk}=3\times1\times35.165=105.495kN.m$

满足要求！

十二、立杆地基基础计算

地基土类型	素填土	地基承载力特征值 $f_{ak}(kPa)$	140
立杆垫木地基土承载力折减系数 m_f	1	垫板底面面积 $A(m^2)$	0.15

根据规范要求，地基承载力计算荷载应取标准值。

将荷载分项系数取为 1 后，代入各章节进行计算，得到立杆传至基础顶面的荷载标准值 $N'=6.217kN$

$立杆底垫板的底面平均压力 p=N'/(m_fA)=6.217/(1\times0.15)=41.445kPa\leq f_{ak}=140kPa$

满足要求！

第六节 150×600mm 边梁扣件式模板计算书

计算依据：

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

10、《钢结构通用规范》GB 55006-2021

11、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	边梁 KL150x600	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	150×600
梁侧楼板计算厚度(mm)	200	模板支架高度 H(m)	7.9
模板支架横向长度 B(m)	20	模板支架纵向长度 L(m)	30
支架外侧模板高度 Hm (mm)	1000		

二、荷载设计

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

风荷载参数：

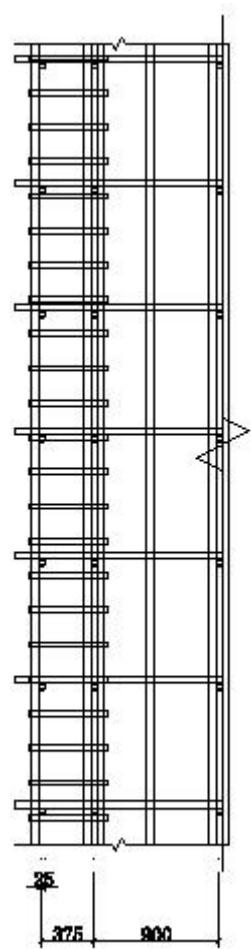
风 荷 载 标 准 值 $\omega_k(kN/m^2)$	基本风压 $\omega_0(kN/m^2)$	省份	浙江	0.35	$\omega_k=\omega_0\mu_z\mu_{st}=0.04$
		地区	杭州市		
	风荷载高度变化系数 μ_z	地面粗糙度	C 类(有密集建筑群市区)	0.796	
		模板支架顶部离建筑物地面高度(m)	24		
	风荷载体型系数 μ_s	单榀模板支架 μ_{st}		0.145	
		整体模板支架 μ_{stw}		2.435	

		支架外侧模板 μ_s	1.3	$\omega_{mk}=\omega_0\mu_z\mu_s=0.362$
--	--	----------------	-----	--

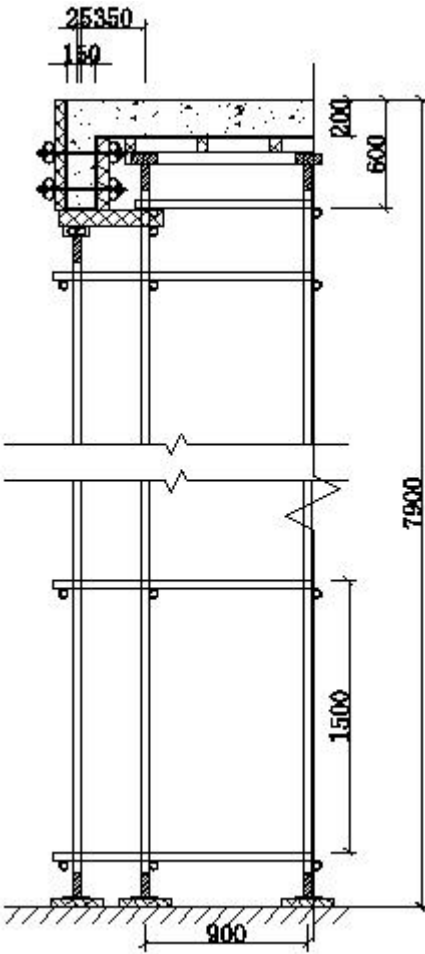
三、模板体系设计

结构重要性系数 γ_0	1
脚手架安全等级	II 级
新浇混凝土梁支撑方式	梁一侧有板，梁底小梁垂直梁跨方向
梁跨度方向立杆间距 $l_a(\text{mm})$	900
梁两侧立杆横向间距 $l_b(\text{mm})$	375
步距 $h(\text{mm})$	1500
立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 $a(\text{mm})$	500
混凝土梁距梁两侧立杆中的位置	自定义
梁左侧立杆距梁中心线距离 (mm)	25
梁底增加立杆根数	0
梁底支撑主梁最大悬挑长度 (mm)	300
梁侧立杆与主梁连接形式	可调托座
每跨距内梁底支撑小梁间距 (mm)	250

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(mm)	14
面板抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	13	面板抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.4
面板弹性模量 E(N/mm ²)	6000	验算方式	三等跨连续梁

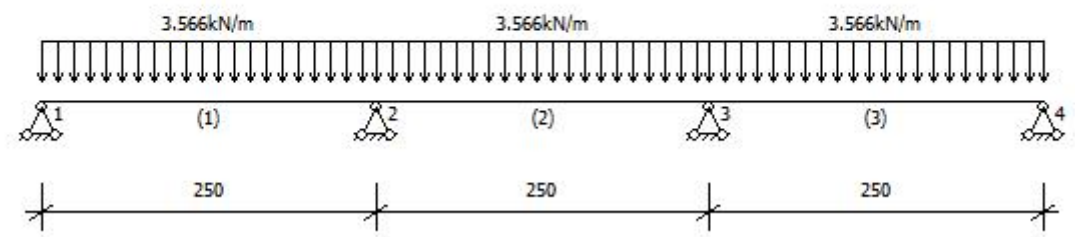
按三等跨连续梁计算：

截面抵抗矩： $W=bh^2/6=150\times14\times14/6=4900\text{mm}^3$ ，截面惯性矩： $I=bh^3/12=150\times14\times14\times14/12=34300\text{mm}^4$

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$$q_1=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times b=1\times[1.3\times(0.1+(24+1.5)\times0.6)+1.5\times2.5]\times0.15=3.566\text{kN/m}$$

简图如下：



1、抗弯验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times 1.3 \times [0.1 + (24 + 1.5) \times 0.6] \times 0.15 = 3.003 \text{ kN/m}$$
$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times b = 1 \times 1.5 \times 2.5 \times 0.15 = 0.562 \text{ kN/m}$$
$$M_{\text{max}} = 0.1 q_{1\text{静}} L^2 + 0.117 q_{1\text{活}} L^2 = 0.1 \times 3.003 \times 0.25^2 + 0.117 \times 0.562 \times 0.25^2 = 0.023 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$\sigma = M_{\text{max}} / W = 0.023 \times 10^6 / 4900 = 4.67 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值：

$$q_2 = 1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.6) \times 0.15 = 2.31 \text{ kN/m}$$
$$v_{\text{max}} = 0.677 q_2 L^4 / (100EI) = 0.677 \times 2.31 \times 250^4 / (100 \times 6000 \times 34300) = 0.297 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 250/400 = 0.625 \text{ mm}$$

满足要求！

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_{\text{max}} = 1.1 q_{1\text{静}} L + 1.2 q_{1\text{活}} L = 1.1 \times 3.003 \times 0.25 + 1.2 \times 0.562 \times 0.25 = 0.995 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R'_{\text{max}} = 1.1 q_2 L = 1.1 \times 2.31 \times 0.25 = 0.635 \text{ kN}$$

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)	13	小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.4
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	54	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9000
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	243	梁左侧立杆距梁中心线距离(mm)	25

每跨距内梁底支撑小梁间距(mm)	250
------------------	-----

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 $q_1=0.995/0.15=6.631\text{kN/m}$

小梁自重 $q_2=\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times \text{小梁间距}=1\times 1.3\times (0.3-0.1)\times 0.25=0.065\text{kN/m}$

梁左侧模板传递给小梁荷载 $F_1=\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times \text{梁高}\times \text{小梁间距}=1\times 1.3\times 0.5\times 0.6\times 0.25=0.098\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=\gamma_0\times [1.3(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2)/2\times \text{小梁间距}+\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times (\text{梁高}-\text{板厚})\times \text{小梁间距}=1\times [1.3\times (0.5+(24+1.1)\times 0.2)+1.5\times 2.5]\times ((0.375-0.025)-0.15/2)/2\times 0.25+1\times 1.3\times 0.5\times (0.6-0.2)\times 0.25=0.441\text{kN}$

2) 梁底小梁荷载标准值计算

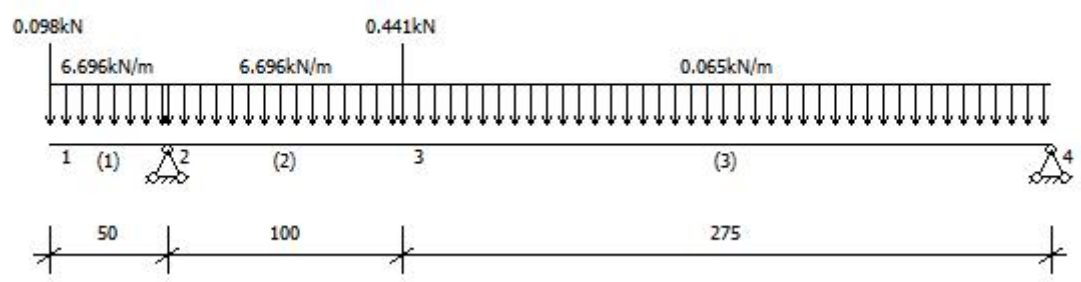
面板传递给小梁 $q_1=0.635/0.15=4.235\text{kN/m}$

小梁自重 $q_2=1\times G_{1k}\times \text{小梁间距}=1\times (0.3-0.1)\times 0.25=0.05\text{kN/m}$

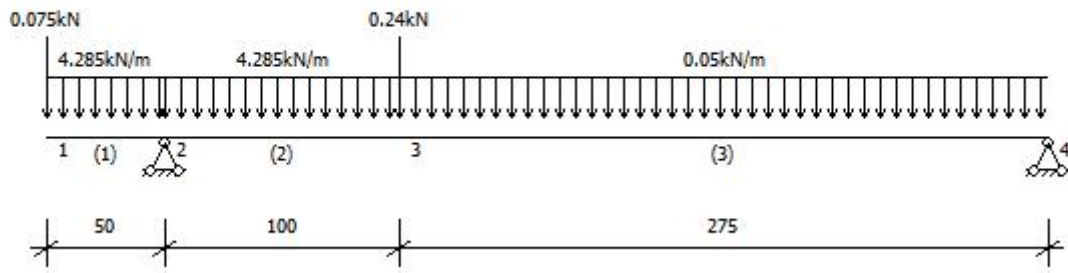
梁左侧模板传递给小梁荷载 $F_1=1\times G_{1k}\times \text{梁高}\times \text{小梁间距}=1\times 0.5\times 0.6\times 0.25=0.075\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=(1\times G_{1k}+1\times (G_{2k}+G_{3k})\times h)\times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2)/2\times \text{小梁间距}+1\times G_{1k}\times (\text{梁高}-\text{板厚})\times \text{小梁间距}=(1\times 0.5+1\times (24+1.1)\times 0.2)\times ((0.375-0.025)-0.15/2)/2\times 0.25+1\times 0.5\times (0.6-0.2)\times 0.25=0.24\text{kN}$

计算简图如下：

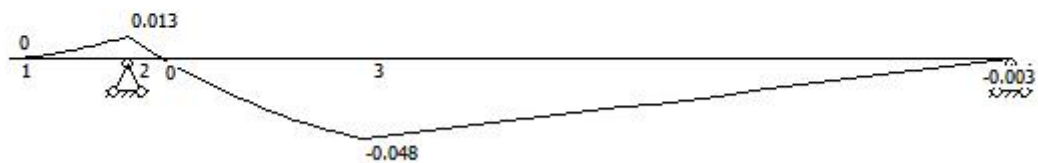


承载力极限状态



正常使用极限状态

2、抗弯验算

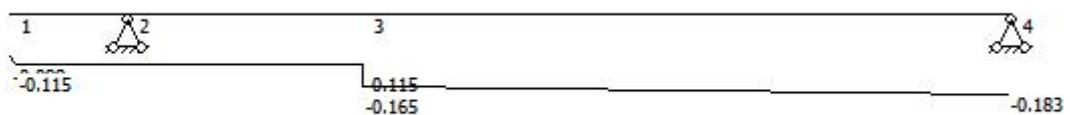


小梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.048 \times 10^6 / 54000 = 0.885 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算



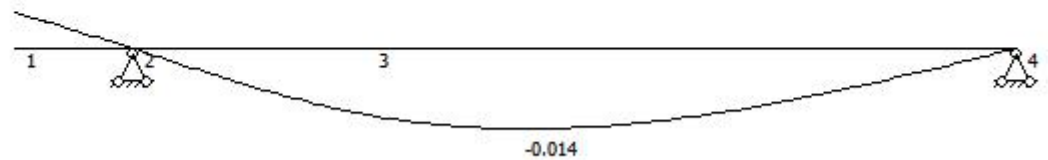
小梁剪力图(kN)

$$V_{\max} = 0.183 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 0.183 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 0.076 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算



小梁变形图(mm)

$v_{max}=0.014\text{mm}\leq[v]=L/400=375/400=0.938\text{mm}$

满足要求！

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$R_1=1.378\text{kN}$ ， $R_2=0.183\text{kN}$

正常使用极限状态

$R'_1=0.866\text{kN}$ ， $R'_2=0.106\text{kN}$

六、主梁验算

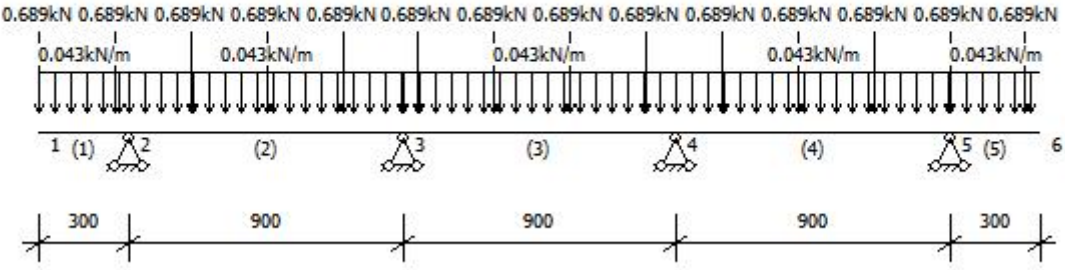
主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.5
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	主梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	205
主梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	120	主梁截面抵抗矩 W(cm ³)	4.49
主梁弹性模量 E(N/mm ²)	206000	主梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	10.78
主梁计算方式	三等跨连续梁	可调托座内主梁根数	2
主梁受力不均匀系数 K _s	0.5		

主梁 2 根合并，其主梁受力不均匀系数 K_s=0.5

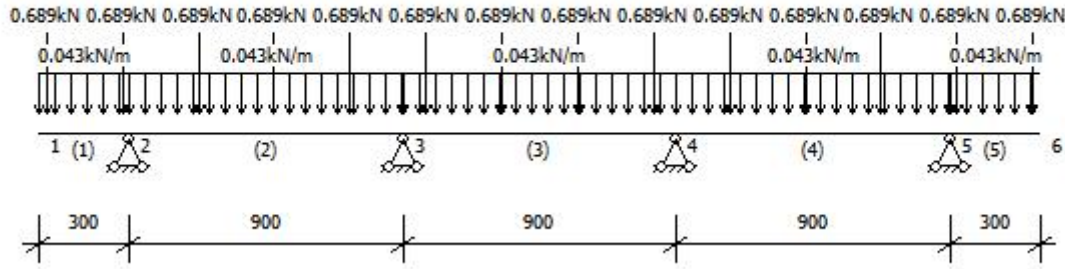
由上节可知 $P=\max[R_1]\times 0.5=\max[1.378]\times 0.5=0.689\text{kN}$ ， $P'=\max[R'_1]\times 0.5=\max[0.866]\times 0.5=0.433\text{kN}$

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： $q'=1\times 0.033=0.033\text{kN/m}$

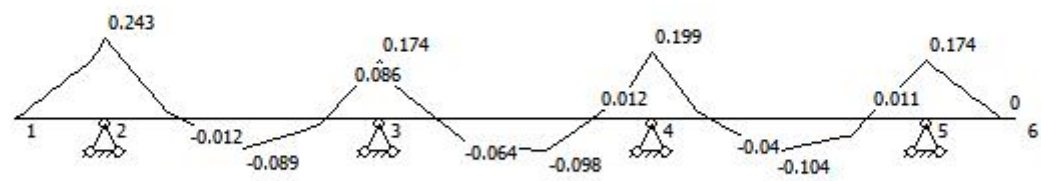


主梁计算简图一

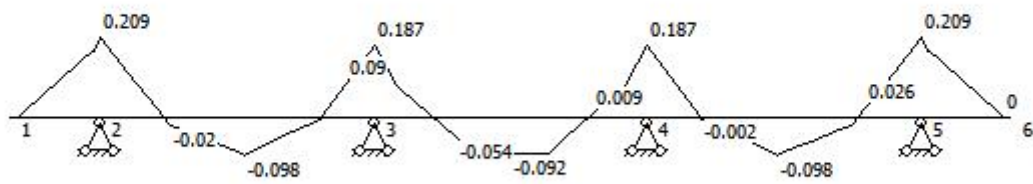


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)

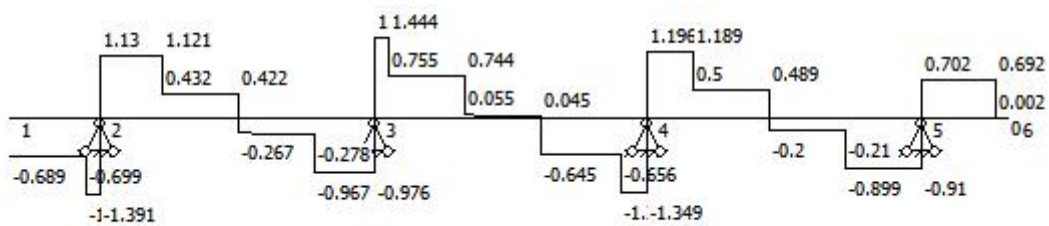


主梁弯矩图二(kN·m)

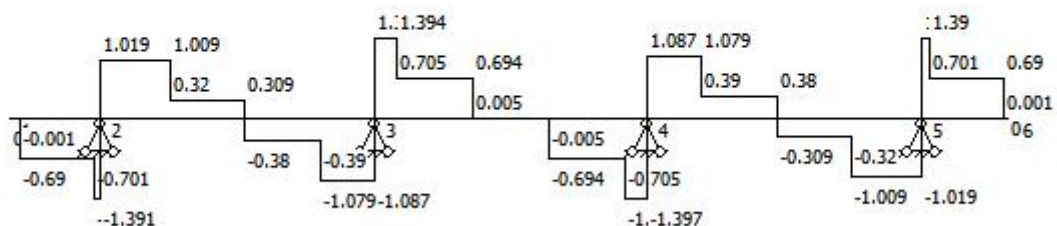
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.243 \times 10^6 / 4490 = 54.12 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)



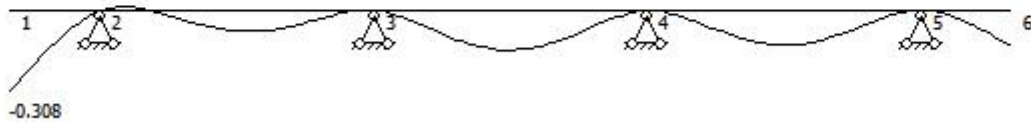
主梁剪力图二(kN)

$$V_{\max} = 1.446 \text{ kN}$$

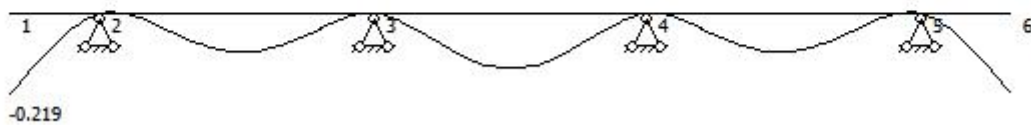
$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 1.446 \times 1000 / 424 = 6.821 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算



主梁变形图一(mm)



主梁变形图二(mm)

跨中 $v_{\max}=0.151\text{mm}\leq[v]=L/400=900/400=2.25\text{mm}$

满足要求！

悬臂端 $v_{\max}=0.308\text{mm}\leq[v]=2l_2/400=2\times300/400=1.5\text{mm}$

满足要求！

4、支座反力计算

图一： $R_{\max}=2.545\text{kN}$

图二： $R_{\max}=2.484\text{kN}$

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： $R_1=2.545\text{kN}$

图二

立杆 1： $R_1=2.484\text{kN}$

立杆所受主梁支座反力依次为:立杆 1: $P_1=R_1/K_s=2.545/0.5=5.089\text{kN}$

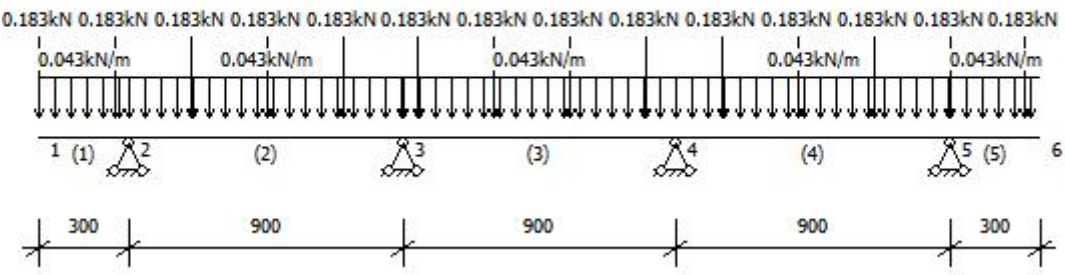
七、纵向水平钢管验算

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

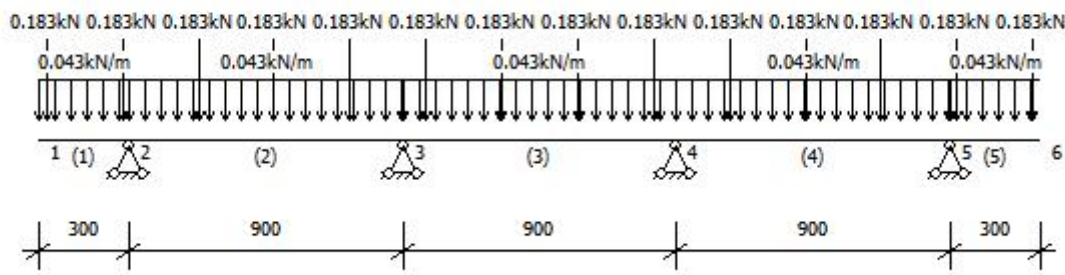
由小梁验算一节可知 $P=R_2=0.183\text{kN}$ ， $P'=R_2'=0.106\text{kN}$

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： $q'=1\times0.033=0.033\text{kN/m}$

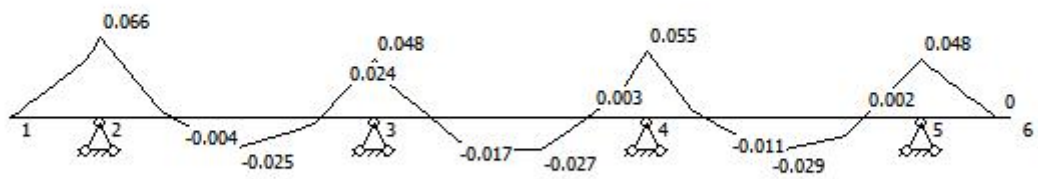


纵向水平钢管计算简图一

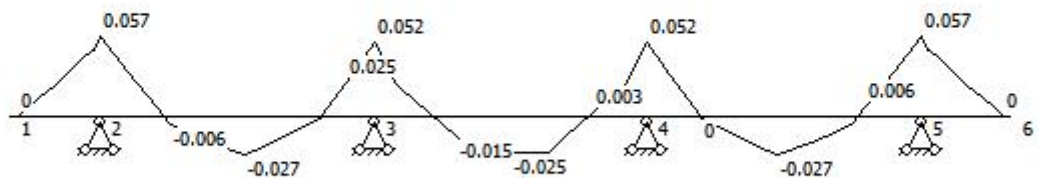


纵向水平钢管计算简图二

1、抗弯验算



纵向水平钢管弯矩图一(kN·m)

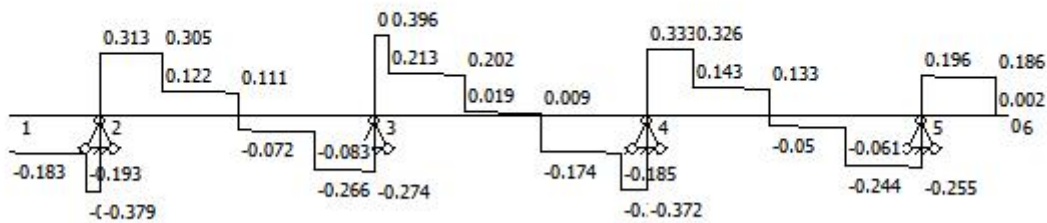


纵向水平钢管弯矩图二(kN·m)

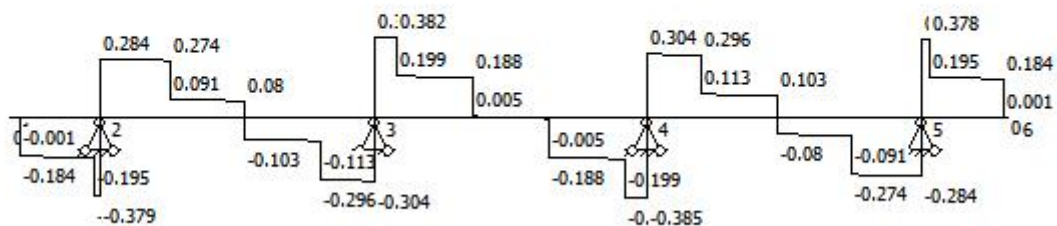
$\sigma = M_{\max} / W = 0.066 \times 10^6 / 4490 = 14.699 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$

满足要求！

2、抗剪验算



纵向水平钢管剪力图一(kN)



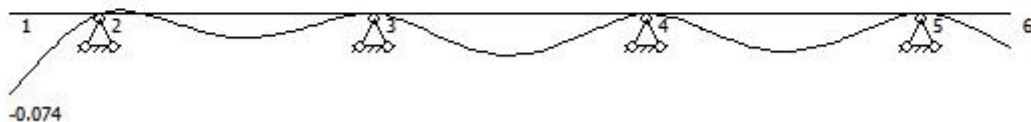
纵向水平钢管剪力图二(kN)

$$V_{\max}=0.398\text{kN}$$

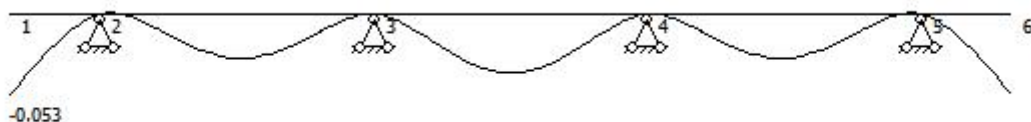
$$\tau_{\max}=2V_{\max}/A=2\times0.398\times1000/424=1.878\text{N/mm}^2\leq[\tau]=120\text{N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算



纵向水平钢管变形图一(mm)



纵向水平钢管变形图二(mm)

$$\text{跨中 } v_{\max}=0.038\text{mm}>[v]=L/400=900/400=2.25\text{mm}$$

满足要求！

$$\text{悬臂端 } v_{\max}=0.074\text{mm}>[v]=2l_2/400=2\times300/400=1.5\text{mm}$$

满足要求！

4、支座反力计算

图一： $R_{\max}=2.545\text{kN}$

图二： $R_{\max}=2.484\text{kN}$

用小梁两侧的支座反力分别代入可得：

承载能力极限状态

图一：

立杆 2： $R_2=0.705\text{kN}$

图二：

立杆 2： $R_2=0.689\text{kN}$

八、连接节点验算

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

1、扣件抗滑移验算

扣件立杆最大受力 $N=R_2=0.705\text{kN}\leq 0.85\times 8=6.8\text{kN}$

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

2、可调托座验算

可调托座最大受力 $N=\max[P_1]=5.089\text{kN}\leq [N]=30\text{kN}$

满足要求！

九、立杆验算

架体是否按规范要求与既有结构进行可靠连接	否	剪刀撑设置	普通型
立杆顶部步距 $h_d(\text{mm})$	750	立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 $a(\text{mm})$	500
立杆钢管截面类型(mm)	$\Phi 48\times 3.5$	立杆钢管计算截面类型(mm)	$\Phi 48\times 3$
钢材等级	Q235	立杆截面面积 $A(\text{mm}^2)$	424
回转半径 $i(\text{mm})$	15.9	立杆截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49
抗压强度设计值 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	205	支架自重标准值 $q(\text{kN}/\text{m})$	0.15

步距 h(mm)	1500
----------	------

1、长细比验算

顶部立杆段：

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

假设 a=200mm 时， $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1\times2.265\times(750+2\times200)=2605\text{mm}$ （验算立杆容许长细比时，取 k=1）

假设 a=500mm 时， $l_{01}=k\mu_1(h_d+2a)=1\times1.535\times(750+2\times500)=2687\text{mm}$ （验算立杆容许长细比时，取 k=1）

根据插值法，则实际 a=500mm 时， $l_{01}=2687\text{mm}$

非顶部立杆段： $l_{02}=k\mu_2h=1\times1.951\times1500=2927\text{mm}$ （验算立杆容许长细比时，取 k=1）

$\lambda=\max[l_{01}, l_{02}]/i=2927/15.9=184.088\leq[\lambda]=210$

长细比满足要求！

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

顶部立杆段： $l_{01}=3103\text{mm}$

非顶部立杆段： $l_{02}=3381\text{mm}$

$\lambda=\max[l_{01}, l_{02}]/i=3381/15.9=212.642$

查表得：φ=0.161

2、风荷载计算

$M_{wd}=\gamma_0\times\varphi_w\times\gamma_Q\times M_{wk}=\gamma_0\times\varphi_w\times\gamma_Q\times(\omega_k\times l_a\times h^2/10)=1\times0.6\times1.5\times(0.04\times0.9\times1.5^2/10)=0.007\text{kN}\cdot\text{m}$

3、稳定性计算

$P_1=5.089\text{kN}, R_2=0.705\text{kN}$

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

右侧楼板传递给梁右侧立杆荷载： $N_{边}=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times[l_b'/2+(l_b-l_{a'}-l_{a''})/2]+1\times\gamma_0\times[1.3\times(0.5+(24+1.1)\times0.2)+1.5\times2.5]\times[0.9/2+(0.375-0.025-0.15/2)/2]\times0.9=5.777\text{kN}$

$N_d=\max[P_1, R_2+N_{边}]+\gamma_0\times1.3\times\text{每米立杆自重}\times H=\max[5.089, 0.705+5.777]+1\times1.3\times0.15\times7.9=8.023\text{kN}$

$f_d=N_d/(\varphi A)+M_{wd}/W=8022.824/(0.161\times424)+0.007\times10^6/4490=119.085\text{N/mm}^2\leq[f]=205\text{N/mm}^2$

满足要求！

十、高宽比验算

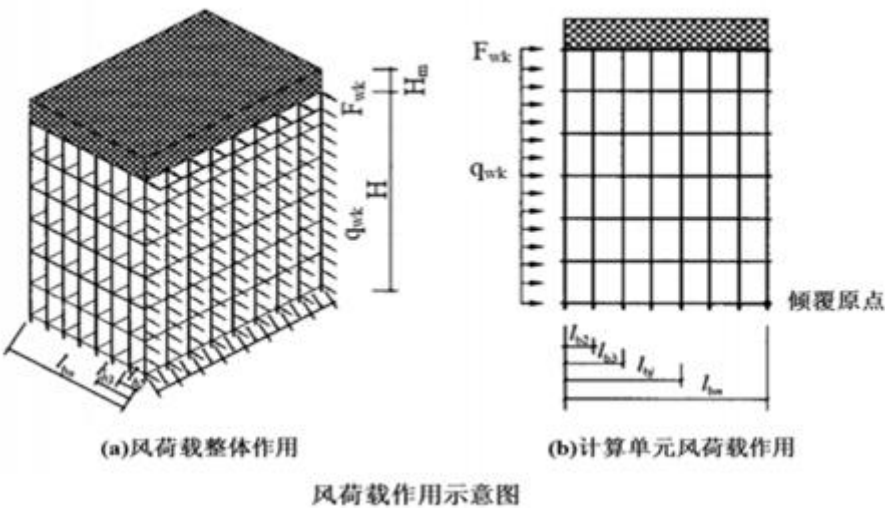
《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699—2020 第 6.9.7 条，当满堂支撑架高宽比大于 2 时，满堂支撑架应在支架的四周和中部与结构柱进行刚性连接。在无结构柱部位应采取预埋钢管等措施与建筑结构进行刚性连接。支撑架高宽比不应大于 3。

$H/B=7.9/20=0.395\leq 2$

满足要求！

十一、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	7.9	模板支架纵向长度 L(m)	30
模板支架横向长度 B(m)	20		



支撑脚手架风线荷载标准值: $q_{wk}=l'_a\times\omega_{fk}=0.9\times0.678=0.61\text{kN/m}$ ：

风荷载作用在支架外侧模板上产生的水平力标准值：

$F_{wk}=l'_a\times H_m\times\omega_{mk}=0.9\times1\times0.362=0.326\text{kN}$

支撑脚手架计算单元在风荷载作用下的倾覆力矩标准值 M_{Tk} ：

$M_{Tk}=0.5H^2q_{wk}+HF_{wk}=0.5\times7.9^2\times0.61+7.9\times0.326=21.615\text{kN.m}$

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

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

g_{k1} ——均匀分布的架体面荷载自重标准值 kN/m^2

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

G_{jk} ——支撑脚手架计算单元上集中堆放的物料自重标准值 kN

b_j ——支撑脚手架计算单元上集中堆放的物料至倾覆原点的水平距离 m

$$B^2 l'_a (g_{k1} + g_{k2}) + 2 \sum G_{jk} b_j = B^2 l'_a [qH / (l'_a \times l'_b) + G_{1k}] + 2 \times G_{jk} \times B / 2 = 20^2 \times 0.9 \times [0.15 \times 7.9 / (0.9 \times 0.9) + 0.5] + 2 \times 1 \times 20 / 2 = 726.667 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq 3 \gamma_0 M_{Tk} = 3 \times 1 \times 21.615 = 64.845 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足要求！

十二、立杆地基基础计算

地基土类型	素填土	地基承载力特征值 $f_{ak}(\text{kPa})$	140
立杆垫木地基土承载力折减系数 m_f	1	垫板底面面积 $A(\text{m}^2)$	0.15

根据规范要求，地基承载力计算荷载应取标准值。

将荷载分项系数取为 1 后，代入各章节进行计算，得到立杆传至基础顶面的荷载标准值 $N'=5.981\text{kN}$

立杆底垫板的底面平均压力 $p = N' / (m_f A) = 5.981 / (1 \times 0.15) = 39.875 \text{ kPa} \leq f_{ak} = 140 \text{ kPa}$

满足要求！

第七节 300×600mm 梁侧模板计算书

计算依据：

- 1、《混凝土结构工程施工规范》GB50666-2011
- 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、《建筑施工承插型套扣式钢管脚手架安全技术规程》DBJ/T15-98-2019
- 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	KL300x600, 高 7.0m	混凝土梁截面尺寸(mm×mm)	300×600
新浇混凝土梁计算跨度(m)	8		

二、荷载组合

侧压力计算依据规范	《混凝土结构工程施工规范》 GB50666-2011	混凝土重力密度 $\gamma_c(\text{kN/m}^3)$	24
结构重要性系数 γ_0	1		
新浇混凝土初凝时间 $t_0(\text{h})$	4		
塌落度修正系数 β	0.9		
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 $H_{\text{下挂}}(\text{m})$		0.6	
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}	$\min\{0.28\gamma_c t_0 \beta v^{1/2}, \gamma_c H\} = \min\{0.28 \times 24 \times 4 \times 0.9 \times 2^{1/2}, 24 \times 0.6\}$ $= \min\{34.213, 14.4\} = 14.4 \text{ kN/m}^2$	
混凝土下料产生的水平荷载标准值 $Q_{4k}(\text{kN/m}^2)$		2	

下挂部分：承载力极限状态设计值 $S_{\text{承}} = \gamma_0(1.3 \times G_{4k} + 1.5Q_{4k}) = 1 \times (1.3 \times 14.4 + 1.5 \times 2) = 21.72 \text{ kN/m}^2$

下挂部分：正常使用极限状态设计值 $S_{\text{正}} = G_{4k} = 14.4 \text{ kN/m}^2$

三、支撑体系设计

小梁布置方式	竖直向布置	小梁间距	300
--------	-------	------	-----

	梁左侧	梁右侧
楼板厚度(mm)	120	120
梁下挂侧模高度(mm)	480	480

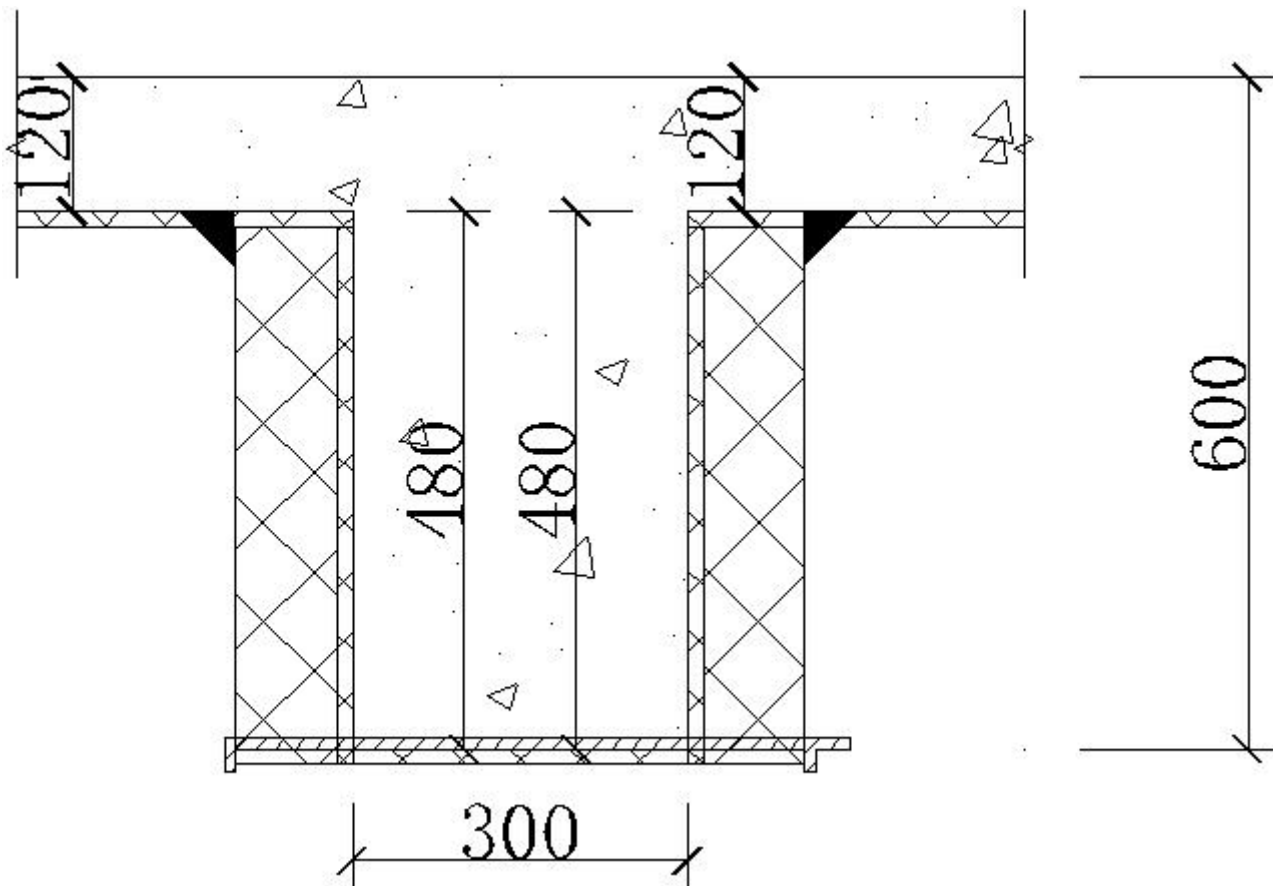
左侧支撑表：

第 i 道支撑	距梁底距离(mm)	支撑形式
1	0	固定支撑
2	480	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	480	固定支撑

设计简图如下：



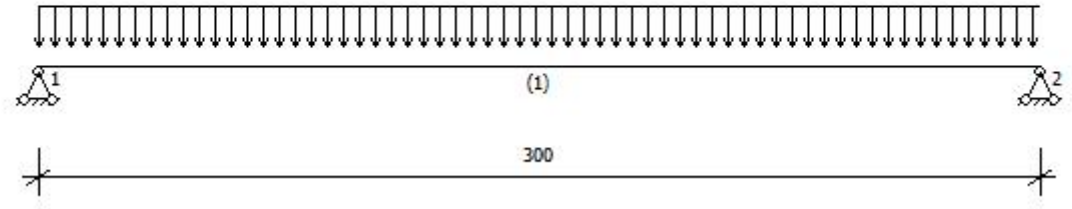
模板设计剖面图

四、面板验算

模板类型	覆面木胶合板	模板厚度(mm)	14
模板抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	13	模板抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.4
模板弹性模量 E(N/mm ²)	6000		

1、下挂侧模

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



2、抗弯验算

$q_1=bS_{\text{承}}=1\times 21.72=21.72\text{kN/m}$

$M_{\text{max}}=0.125q_1l^2=0.125\times 21.72\times 0.3^2=0.244\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{\text{max}}/W=0.244\times 10^6/32666.667=7.48\text{N/mm}^2\leq [f]=13\text{N/mm}^2$

满足要求！

3、挠度验算

$q=bS_{\text{正}}=1\times 14.4=14.4\text{kN/m}$

$v_{\text{max}}=5\times 14.4\times 300^4/(384\times 6000\times 228666.667)=1.107\text{mm}\leq \min[1/150, 10]=\min[300/150, 10]=2\text{mm}$

满足要求！

4、支座反力验算

承载能力极限状态

$R_{\text{下挂}}=q_1l=21.72\times 0.3=6.516\text{kN}$

正常使用极限状态

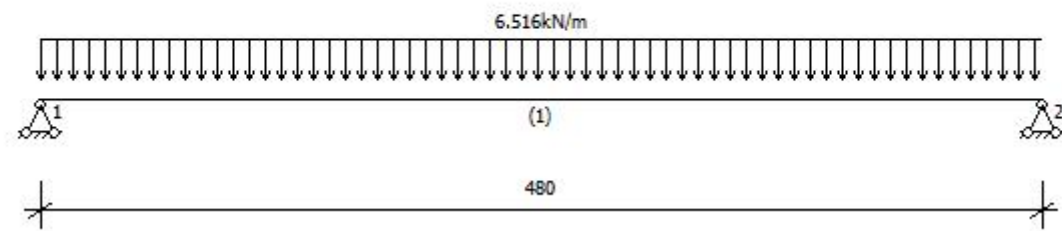
$R'_{\text{下挂}}=ql=14.4\times 0.3=4.32\text{kN}$

五、小梁验算

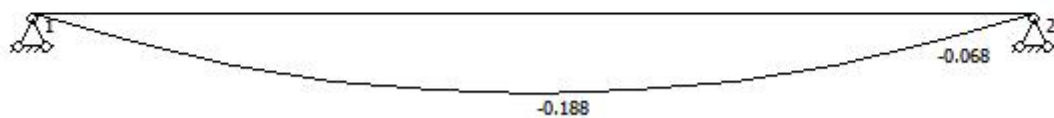
小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9000	小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.4
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	54	小梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	13
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	243		

1、下挂侧模

计算简图如下：



2、抗弯验算



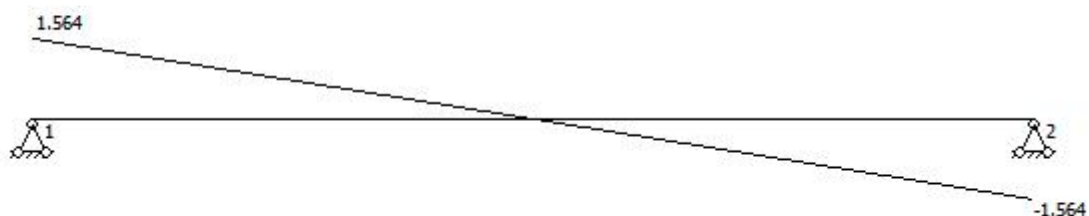
小梁弯矩图(kN·m)

$$q=6.516\text{kN/m}$$

$$\sigma=M_{\max}/W=0.188\times 10^6/54000=3.475\text{N/mm}^2\leq [f]=13\text{N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算

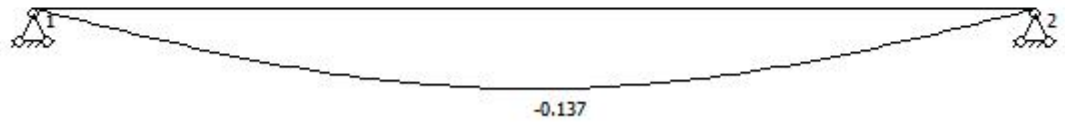


小梁剪力图(kN)

$$\tau_{\max}=3 V_{\max}/(2bh)=3\times 1.564\times 1000/(2\times 90\times 40)=0.652\text{N/mm}^2\leq [\tau]=1.4\text{N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算



小梁变形图(mm)

$q=4.32\text{kN/m}$

$v_{\max}=0.137\text{mm}\leq\min[l/150, 10]=\min[480/150, 10]=3.2\text{mm}$

满足要求！

第八节 500×1200mm 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	KZ500x1200	新浇混凝土柱长边边长(mm)	1200
新浇混凝土柱的计算高度(mm)	7000	新浇混凝土柱短边边长(mm)	500

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 $H(\text{m})$	7		
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}(\text{kN/m}^2)$	$\min\{0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 v^{1/2}, \gamma_c H\} = \min\{0.22 \times 24 \times 4 \times 1 \times 1 \times 2^{1/2}, 24 \times 7\} = \min\{29.868, 168\} = 29.868 \text{kN/m}^2$		
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		

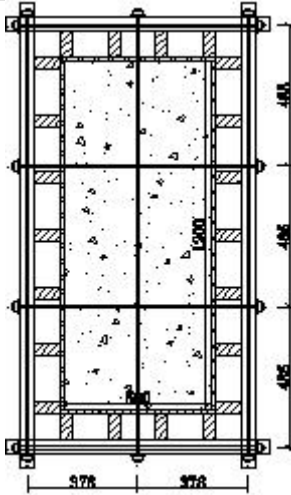
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k} = \min[0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 v^{1/2}, \gamma_c H] = \min[0.22 \times 24 \times 4 \times 1 \times 1 \times 2^{1/2}, 24 \times 7] = \min[29.87, 168] = 29.87 \text{kN/m}^2$

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

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

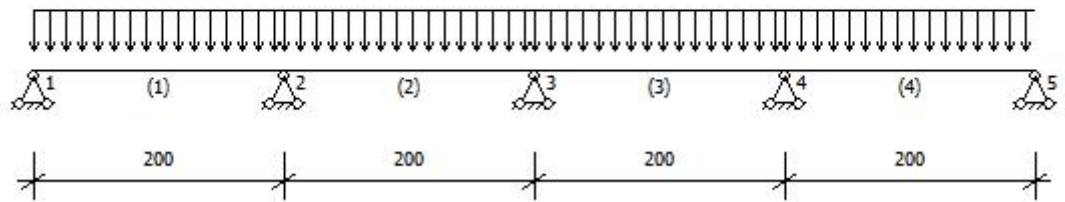
面板类型	覆面木胶合板	面板厚度(mm)	14
面板抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	13	面板弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	6000
柱长边小梁根数	7	柱短边小梁根数	4
柱箍间距 $l_1(\text{mm})$	500		



模板设计平面图

1、强度验算

最不利受力状态如下图，按四等跨连续梁验算



静载线荷载 $q_1=\gamma_0\times1.3\times bG_{4k}=1\times1.3\times0.5\times29.868=19.414\text{kN/m}$

活载线荷载 $q_2=\gamma_0\times\gamma_L\times1.5\times bQ_{3k}=1\times0.9\times1.5\times0.5\times2=1.35\text{kN/m}$

$M_{\max}=-0.107q_1l^2-0.121q_2l^2=-0.107\times19.414\times0.2^2-0.121\times1.35\times0.2^2=-0.09\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{\max}/W=0.09\times10^6/(1/6\times500\times14^2)=5.487\text{N/mm}^2\leq[f]=13\text{N/mm}^2$

满足要求！

2、挠度验算

作用线荷载 $q=bS_{\text{正}}=0.5\times29.868=14.934\text{kN/m}$

$v=0.632ql^4/(100EI)=0.632\times14.934\times200^4/(100\times6000\times(1/12\times500\times14^3))=0.22\text{mm}\leq[v]=l/400$

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

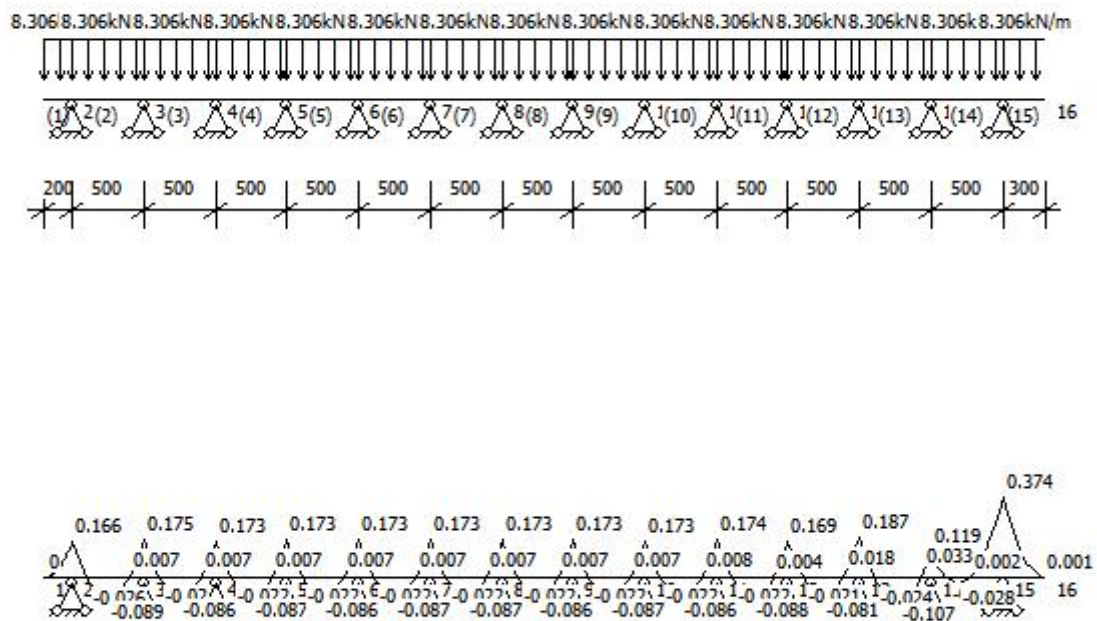
满足要求！

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)	13	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9000
小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.4	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 $q=bS_{\text{承}}=0.2\times41.528=8.306\text{ kN/m}$



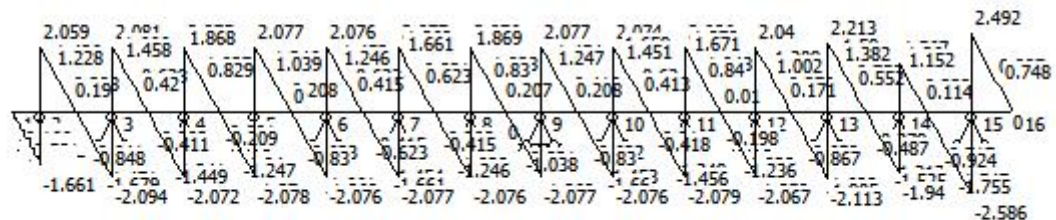
小梁弯矩图(kN·m)

$$M_{\max} = 0.374 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.374 \times 10^6 / 54 \times 10^3 = 6.922 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



小梁剪力图(kN·m)

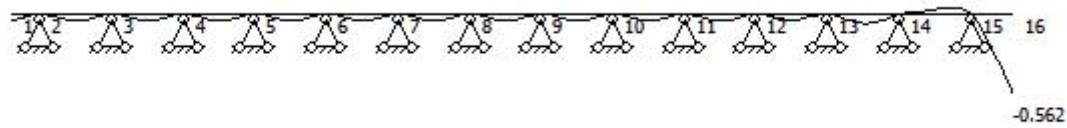
$$V_{\max} = 2.586 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 2.586 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 1.077 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算

小梁上作用线荷载 $q=bS_{正}=0.2\times29.868=5.974\text{ kN/m}$



小梁变形图(mm)

$v=0.562\text{mm}\leq[v]=2L/400=2\times300/400=1.5\text{mm}$

满足要求！

4、支座反力计算

承载能力极限状态

$R_{max}=5.077$

正常使用极限状态

$R_{max}=3.652$

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(cm ⁴)	10.78
柱箍截面抵抗矩 W(cm ³)	4.49	柱箍抗弯强度设计值 [f](N/mm ²)	205
柱箍弹性模量 E(N/mm ²)	206000	柱箍截面面积 A(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 $b=1200/(7-1)=200\text{mm}=0.2\text{m}$ 代入小梁计算中得到：

承载能力极限状态

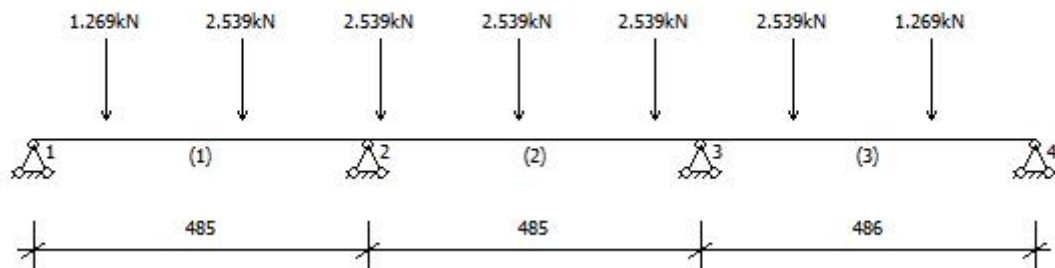
$$R_{\max}=5.077\text{kN}$$

$$P=R_{\max}/2=2.539\text{kN}$$

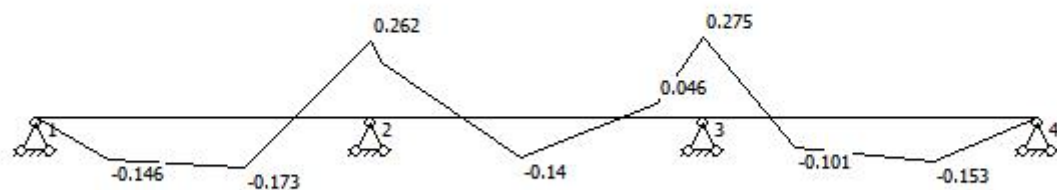
正常使用极限状态：

$$R'_{\max}=3.652\text{kN}$$

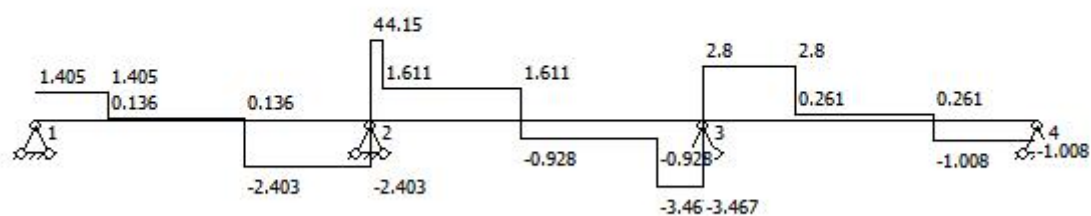
$$P'=R'_{\max}/2=1.826\text{kN}$$



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)

$$M_1 = 0.275 \text{ kN} \cdot \text{m}, N_1 = 6.553 \text{ kN}$$

短边柱箍:

取小梁计算中 $b = 500 / (4 - 1) = 166.667 \text{ mm} = 0.167 \text{ m}$ 代入小梁计算中得到:

承载能力极限状态

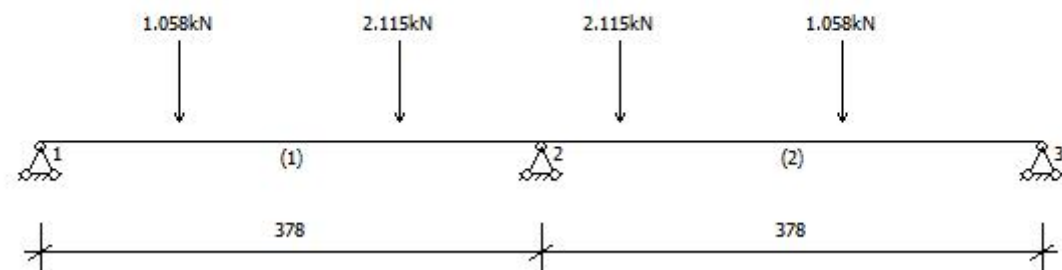
$$R_{\max} = 4.231 \text{ kN}$$

$$P = R_{\max} / 2 = 2.115 \text{ kN}$$

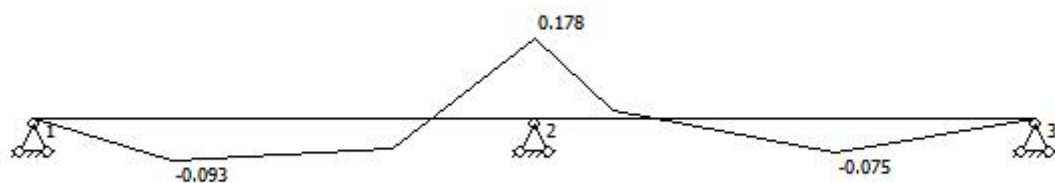
正常使用极限状态:

$$R'_{\max} = 3.043 \text{ kN}$$

$$P' = R'_{\max} / 2 = 1.521 \text{ kN}$$



短边柱箍计算简图



短边柱箍弯矩图(kN·m)



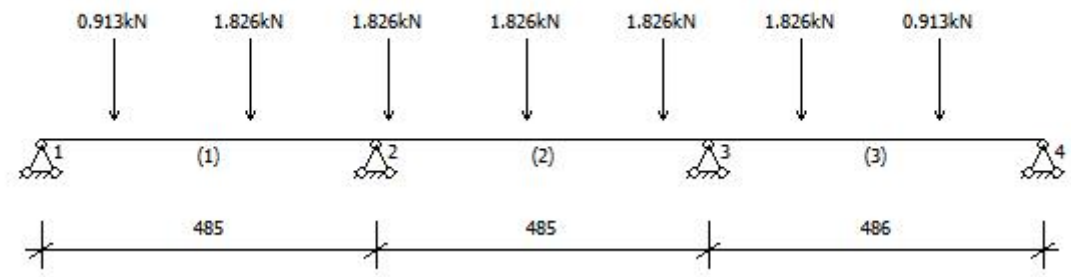
短边柱箍剪力图(kN)

$$M_2 = 0.178 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad N_2 = 4.953 \text{ kN}$$

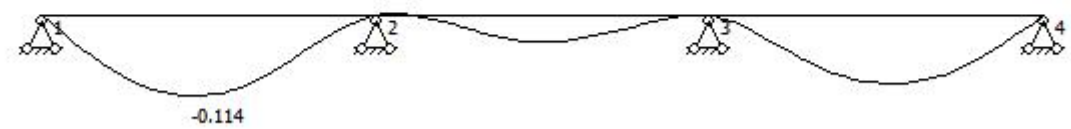
$$M/W_n = 0.275 \times 10^6 / (4.49 \times 10^3) = 61.146 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

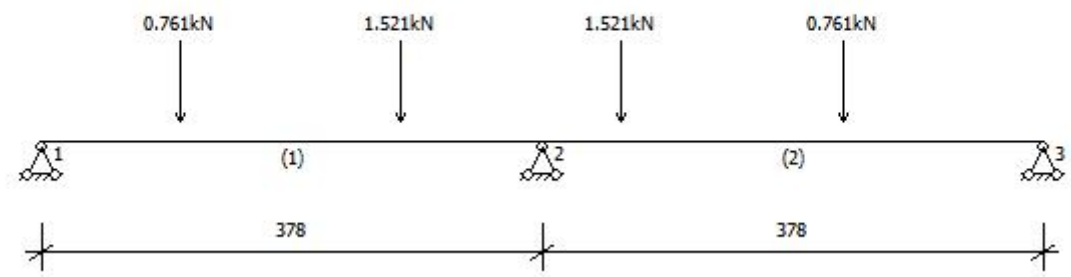
2、柱箍挠度验算



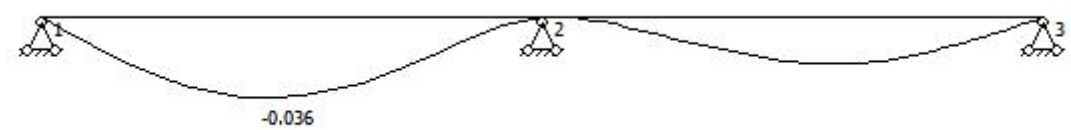
长边柱箍计算简图



长边柱箍变形图(mm)



短边柱箍计算简图



短边柱箍变形图(mm)

$v_1=0.114\text{mm}\leq[v]=l/400=1.215\text{mm}$

$v_2=0.036\text{mm}\leq[v]=l/400=0.945\text{mm}$

满足要求！

六、对拉螺栓验算

对拉螺栓型号	M14	轴向拉力设计值 N_t^b (kN)	17.8
扣件类型	碟形 26 型	扣件容许荷载(kN)	26

$N=6.553\times 2=13.106\text{kN}\leq N_t^b=17.8\text{kN}$

满足要求！

$N=6.553\times 2=13.106\text{kN}\leq 26\text{kN}$

满足要求！

第九节 400mm 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	剪力墙 400mm	新浇混凝土墙墙厚(mm)	400
混凝土墙的计算高度(mm)	7000	混凝土墙的计算长度(mm)	29000

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》	混凝土重力密度 γ_c (kN/m ³)	24
-----------	----------------	---	----

	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 $H(m)$		7	
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}(kN/m^2)$		$\min\{0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 v^{1/2}, \gamma_c H\} = \min\{0.22 \times 24 \times 4 \times 1 \times 1 \times 2^{1/2}, 24 \times 7\} = \min\{29.868, 168\} = 29.868 kN/m^2$	
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	

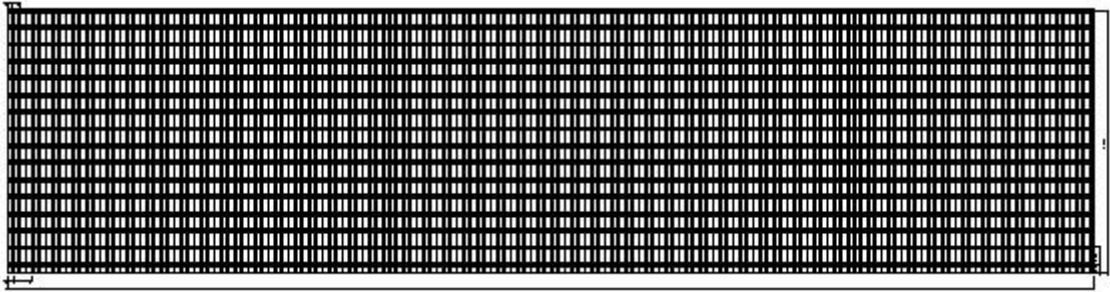
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k} = \min[0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 v^{1/2}, \gamma_c H] = \min[0.22 \times 24 \times 4 \times 1 \times 1 \times 2^{1/2}, 24 \times 7] = \min[29.87, 168] = 29.87 kN/m^2$

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

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

三、面板布置

小梁布置方式	竖直	左部模板悬臂长(mm)	125
小梁间距(mm)	180	小梁一端悬臂长(mm)	250
主梁间距(mm)	450	主梁一端悬臂长(mm)	180
对拉螺栓横向间距(mm)	450	对拉螺栓竖向间距(mm)	450



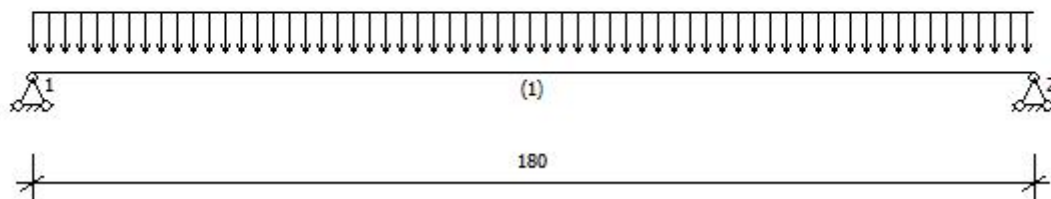
模板设计立面图

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 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	13	面板弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	6000
---------------------------------------	----	----------------------------------	------

墙截面宽度可取任意宽度，为便于验算主梁，取 $b=0.45\text{m}$ ， $W=bh^2/6=450\times 14^2/6=14700\text{mm}^3$ ， $I=bh^3/12=450\times 14^3/12=102900\text{mm}^4$



1、强度验算

$$q=bS_{\text{承}}=0.45\times 41.528=18.688\text{kN/m}$$



面板弯矩图($\text{kN}\cdot\text{m}$)

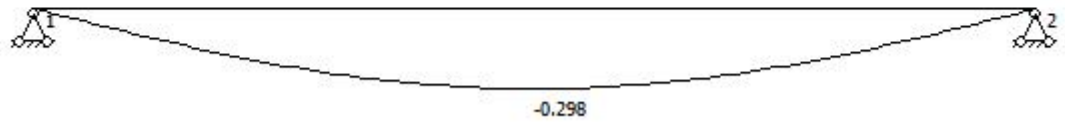
$$M_{\text{max}}=0.076\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma=M_{\text{max}}/W=0.076\times 10^6/14700=5.149\text{N}/\text{mm}^2\leq [f]=13\text{N}/\text{mm}^2$$

满足要求！

2、挠度验算

$$q=bS_{\text{正}}=0.45\times 29.868=13.441\text{kN/m}$$



面板变形图(mm)

$v=0.298\text{mm}\leq[v]=L/400=180/400=0.45\text{mm}$

满足要求！

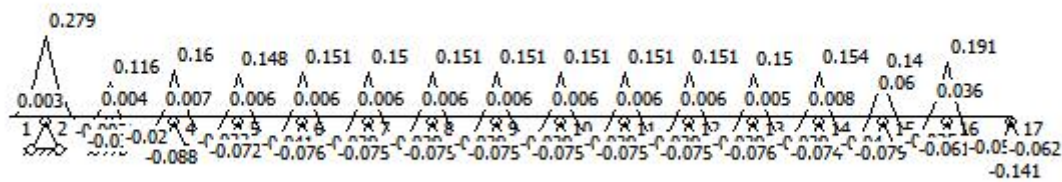
五、小梁验算

小梁材质及类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	13	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9000
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	54	小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	243

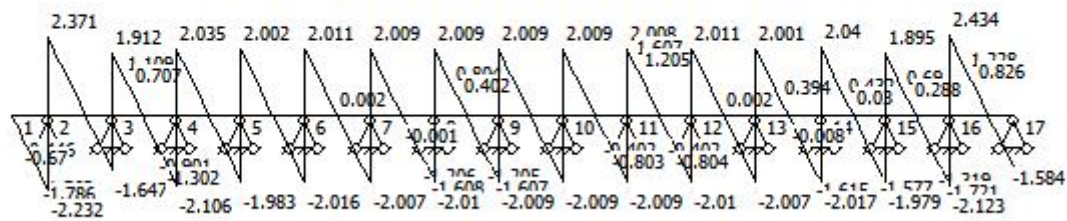


1、强度验算

$q=bS_{\text{承}}=0.215\times41.528=8.929\text{kN/m}$



小梁弯矩图(kN·m)



小梁剪力图(kN)

$M_{\max}=0.279\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{\max}/W=0.279\times10^6/54000=5.167\text{N}/\text{mm}^2\leq[f]=13\text{N}/\text{mm}^2$

满足要求！

2、挠度验算

$q=bS_{\text{正}}=0.215\times29.868=6.422\text{kN}/\text{m}$



小梁变形图(mm)

$v=0.28\text{mm}\leq[v]=2L/400=2\times250/400=1.25\text{mm}$

满足要求！

3、支座反力计算

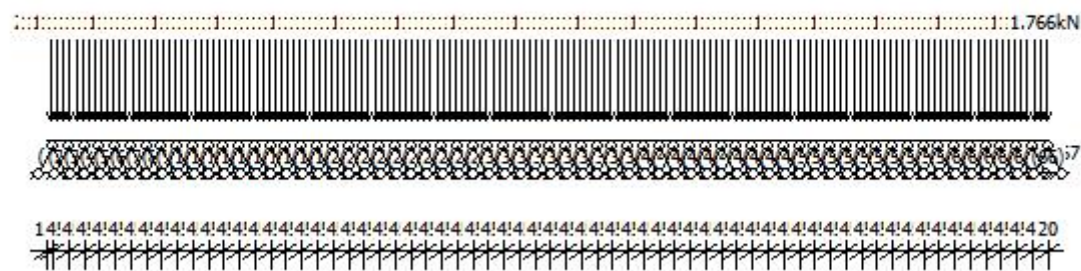
$R_1=4.603\text{kN}, R_2=\dots R_{160}=3.854\text{kN}, R_{161}=3.532\text{kN}$

六、主梁验算

主梁材质及类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.5
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/mm ²)	205
主梁弹性模量 E(N/mm ²)	206000	主梁截面抵抗矩 W(cm ³)	4.49
主梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	10.78		

$F_1 = \zeta R_1 = 0.5 \times 4.603 = 2.301\text{kN}$, $F_2 = \zeta R_2 = \dots F_{160} = \zeta R_{160} = 0.5 \times 3.854 = 1.927\text{kN}$, $F_{161} = \zeta R_{161} = 0.5 \times 3.532 = 1.766\text{kN}$



1、强度验算



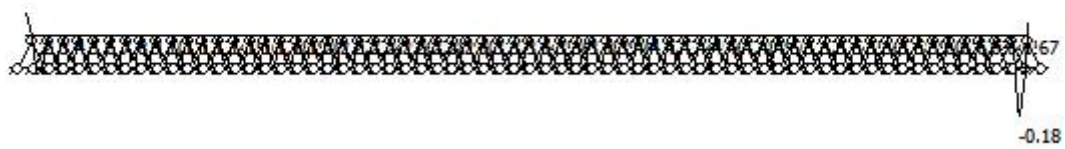
主梁弯矩图(kN·m)

$M_{\max} = 0.227\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma = M_{\max}/W = 0.227 \times 10^6 / 4490 = 50.637\text{N/mm}^2 \leq [f] = 205\text{N/mm}^2$

满足要求！

2、挠度验算



主梁变形图(mm)

$v=0.18\text{mm}\leq[v]=L/400=450/400=1.125\text{mm}$

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 $m=\max[450, 450/2+180]=450\text{mm}$

对拉螺栓竖向验算间距 $n=\max[450, 450/2+250]=475\text{mm}$

$N=0.95mnS_{\text{承}}=0.95\times0.45\times0.475\times41.528=8.433\text{kN}\leq N_t^b=17.8\text{kN}$

满足要求！

第十节 700mm 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	剪力墙 700mm	新浇混凝土墙墙厚(mm)	700
----------	-----------	--------------	-----

混凝土墙的计算高度(mm)	7000	混凝土墙的计算长度(mm)	29000
---------------	------	---------------	-------

二、荷载组合

侧压力计算依据规范	《建筑施工模板安 全 技 术 规 范 》 JGJ162-2008	混凝土重力密度 $\gamma_c(kN/m^3)$	24
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 $H(m)$		7	
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}(kN/m^2)$		$\min\{0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 v^{1/2}, \gamma_c H\} = \min\{0.22 \times 24 \times 4 \times 1 \times 1 \times 2^{1/2}, 24 \times 7\} = \min\{29.868, 168\} = 29.868 kN/m^2$	
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	

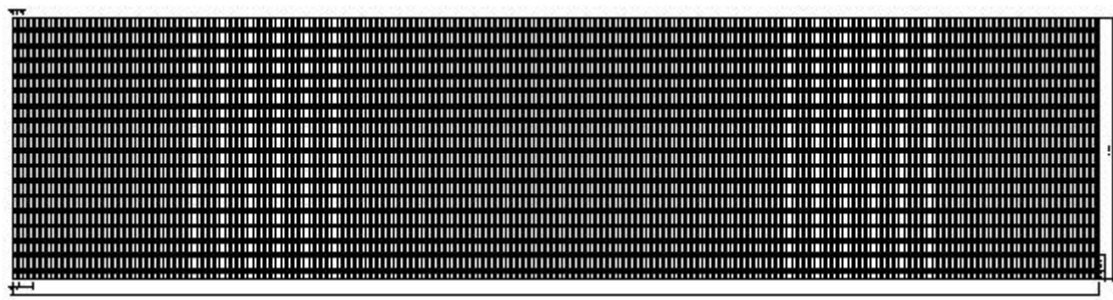
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k} = \min[0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2 v^{1/2}, \gamma_c H] = \min[0.22 \times 24 \times 4 \times 1 \times 1 \times 2^{1/2}, 24 \times 7] = \min[29.87, 168] = 29.87 kN/m^2$

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

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

三、面板布置

小梁布置方式	竖直	左部模板悬臂长(mm)	125
小梁间距(mm)	150	小梁一端悬臂长(mm)	250
主梁间距(mm)	400	主梁一端悬臂长(mm)	150
对拉螺栓横向间距(mm)	400	对拉螺栓竖向间距(mm)	400

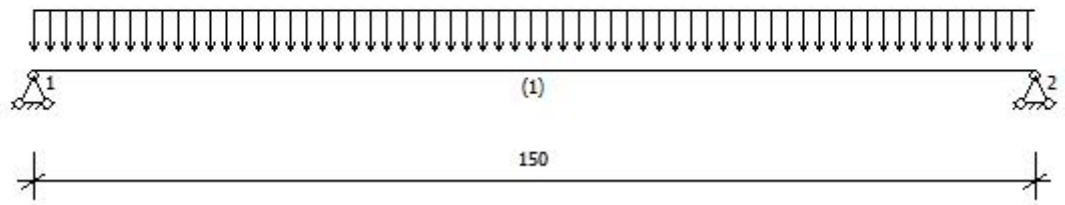


模板设计立面图

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)	13	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 $b=0.4\text{m}$ ， $W=bh^2/6=400\times14^2/6=13066.667\text{mm}^3$ ， $I=bh^3/12=400\times14^3/12=91466.667\text{mm}^4$



1、强度验算

$q=bS_{\text{承}}=0.4\times41.528=16.611\text{kN/m}$



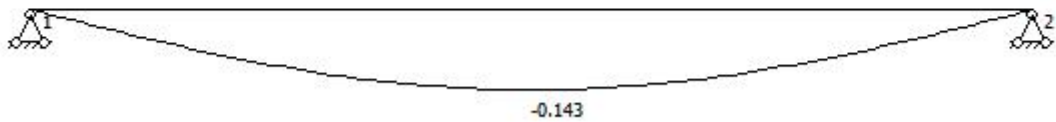
面板弯矩图(kN·m)

$M_{\text{max}}=0.047\text{kN}\cdot\text{m}$
 $\sigma=M_{\text{max}}/W=0.047\times10^6/13066.667=3.575\text{N/mm}^2\leq[f]=13\text{N/mm}^2$

满足要求！

2、挠度验算

$q=bS_{正}=0.4\times29.868=11.947\text{kN/m}$



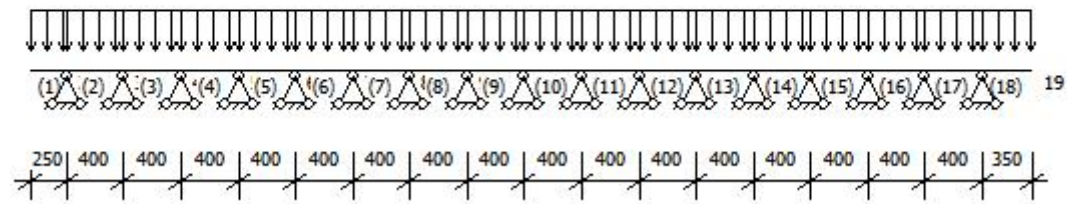
面板变形图(mm)

$v=0.143\text{mm}\leq[v]=L/400=150/400=0.375\text{mm}$

满足要求！

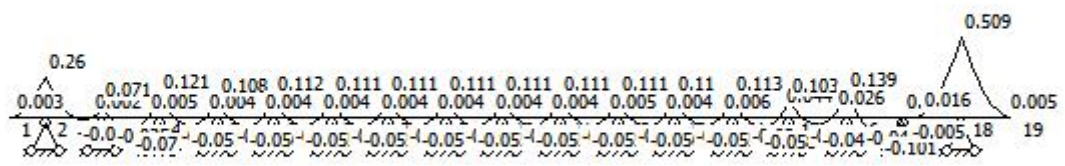
五、小梁验算

小梁材质及类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	13	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9000
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	54	小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	243

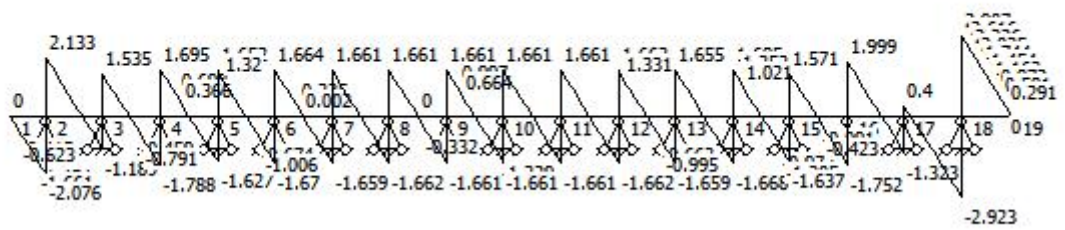


1、强度验算

$q=bS_{承}=0.2\times41.528=8.306\text{kN/m}$



小梁弯矩图(kN·m)



小梁剪力图(kN)

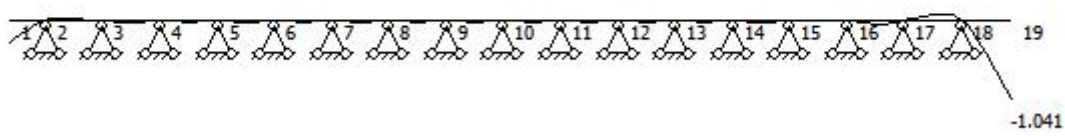
$M_{\max}=0.509\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{\max}/W=0.509\times10^6/54000=9.421\text{N}/\text{mm}^2\leq[f]=13\text{N}/\text{mm}^2$

满足要求！

2、挠度验算

$q=bS_{\text{正}}=0.2\times29.868=5.974\text{kN}/\text{m}$



小梁变形图(mm)

$v=1.041\text{mm}\leq[v]=2L/400=2\times350/400=1.75\text{mm}$

满足要求！

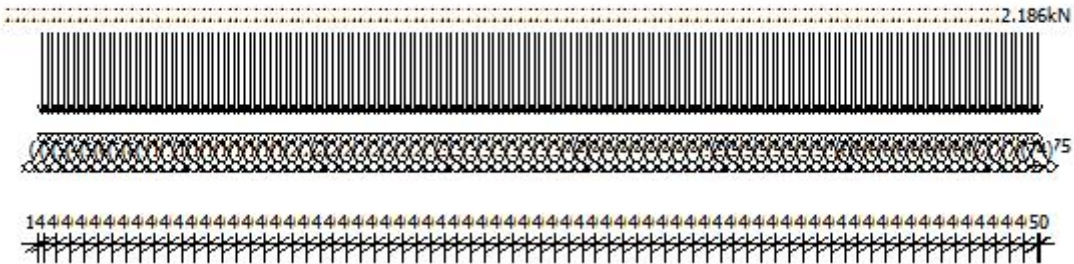
3、支座反力计算

$R_1=5.83\text{kN}$, $R_2=\dots R_{192}=4.372\text{kN}$, $R_{193}=4.372\text{kN}$

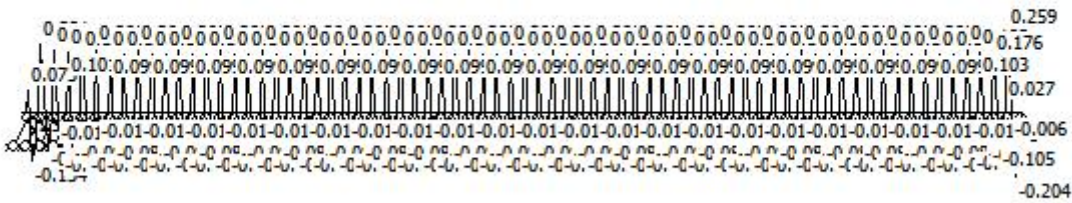
六、主梁验算

主梁材质及类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.5
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/mm ²)	205
主梁弹性模量 E(N/mm ²)	206000	主梁截面抵抗矩 W(cm ³)	4.49
主梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	10.78		

$F_1=\zeta R_1=0.5\times 5.83=2.915\text{kN}$, $F_2=\zeta R_2=\dots F_{192}=\zeta R_{192}=0.5\times 4.372=2.186\text{kN}$, $F_{193}=\zeta R_{193}=0.5\times 4.372=2.186\text{kN}$



1、强度验算



主梁弯矩图(kN·m)

$M_{\max}=0.259\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{\max}/W=0.259\times 10^6/4490=57.61\text{N}/\text{mm}^2\leq [f]=205\text{N}/\text{mm}^2$

满足要求！

2、挠度验算



主梁变形图(mm)

$v=0.157\text{mm}\leq[v]=L/400=400/400=1\text{mm}$

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 $m=\max[400, 400/2+150]=400\text{mm}$

对拉螺栓竖向验算间距 $n=\max[400, 400/2+350]=550\text{mm}$

$N=0.95mnS_{\text{承}}=0.95\times0.4\times0.55\times41.528=8.679\text{kN}\leq N_t^b=17.8\text{kN}$

满足要求！

第十一节 搁置主梁验算计算书

计算依据：

- 1、《建筑施工门式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T128-2019
- 2、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ130-2011
- 3、《建筑结构荷载规范》GB50009-2012
- 4、《钢结构设计标准》GB50017-2017
- 5、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024 年版）
- 6、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
- 7、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 8、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 9、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

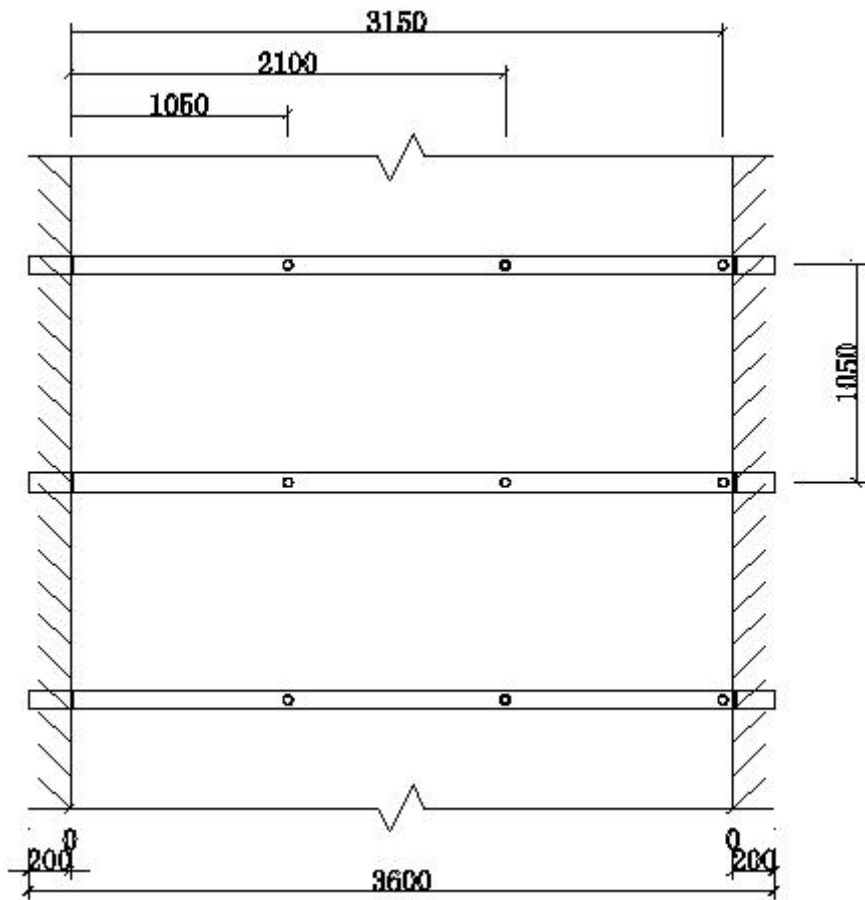
一、基本参数

主梁离地高度(m)	18	主梁布置方式	普通主梁
主梁间距(mm)	1050	主梁与建筑物连接方式	平铺在楼板上
主梁长度 L_x (mm)	3600	梁/楼板混凝土强度等级	C35
主梁左侧建筑物内搁置长度 L_{m1} (mm)	200	主梁右侧建筑物内搁置长度 L_{m2} (mm)	200

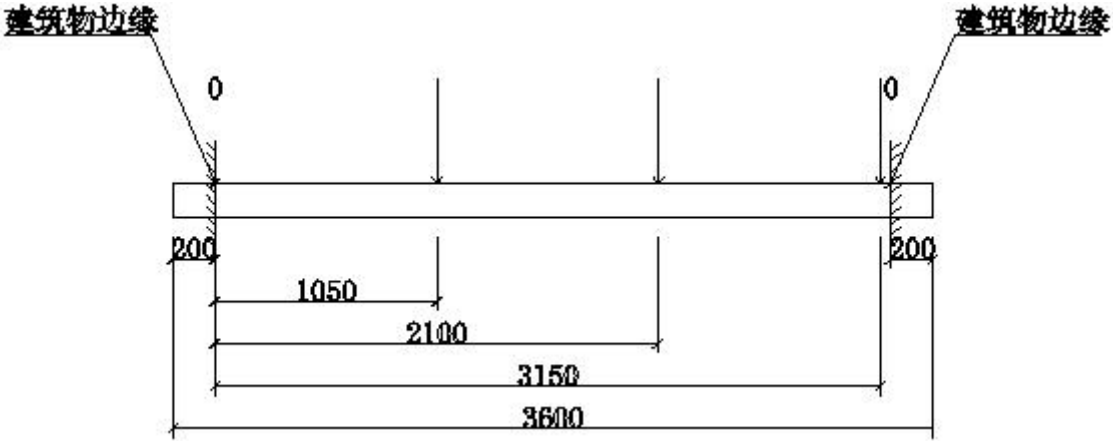
二、荷载布置参数

作用点号	各排立杆传至梁上荷载标准值 F(kN)	各排立杆传至梁上荷载设计值 F(kN)	各排立杆距主梁左侧建筑物边缘水平距离(mm)	主梁间距 l_a (mm)
1	16.506	21.5	1050	1050
2	16.506	21.5	2100	1050
3	16.506	21.5	3150	1050

附图如下：



平面图



三、主梁验算

主梁材料类型	工字钢	主梁合并根数 n_z	1
主梁材料规格	16 号工字钢	主梁截面积 $A(\text{cm}^2)$	26.11
主梁截面惯性矩 $I_x(\text{cm}^4)$	1130	主梁截面抵抗矩 $W_x(\text{cm}^3)$	141
主梁自重标准值 $g_k(\text{kN/m})$	0.205	主梁材料抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	215
主梁材料抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	125	主梁弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	206000
主梁允许挠度 $[v](\text{mm})$	1/250		

荷载标准值：

$q'=g_k=0.205=0.205\text{kN/m}$

第 1 排： $F'_1=F_1'/n_z=16.506/1=16.506\text{kN}$

第 2 排： $F'_2=F_2'/n_z=16.506/1=16.506\text{kN}$

第 3 排： $F'_3=F_3'/n_z=16.506/1=16.506\text{kN}$

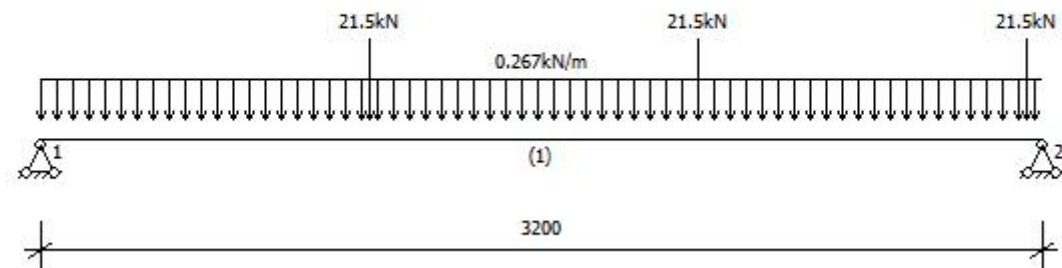
荷载设计值：

$q=1.3\times g_k=1.3\times 0.205=0.267\text{kN/m}$

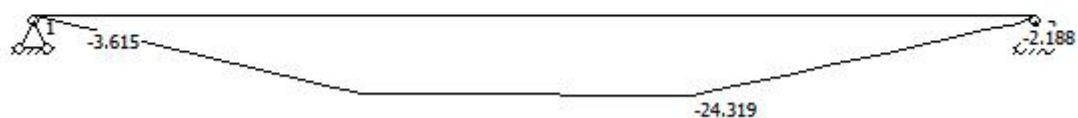
第 1 排： $F_1=F_1/n_z=21.5/1=21.5\text{kN}$

第 2 排： $F_2=F_2/n_z=21.5/1=21.5\text{kN}$

第 3 排： $F_3=F_3/n_z=21.5/1=21.5\text{kN}$



1、强度验算

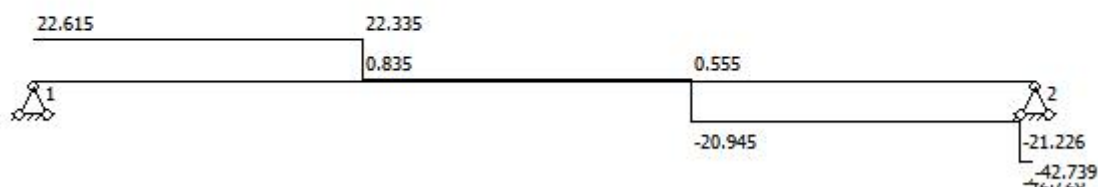


弯矩图(kN·m)

$$\sigma_{\max} = M_{\max} / W = 24.319 \times 10^6 / 141000 = 172.476 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 215 \text{ N/mm}^2$$

符合要求！

2、抗剪验算



剪力图(kN)

$$\tau_{\max} = Q_{\max} / (8I_z \delta) [bh_0^2 - (b - \delta)h^2] = 42.739 \times 1000 \times [88 \times 160^2 - (88 - 6) \times 140.2^2] / (8 \times 11300000 \times 6) = 50.509 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = 50.509 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 125 \text{ N/mm}^2$$

符合要求！

3、挠度验算



变形图(mm)

$$v_{\max}=8.64\text{mm}\leq[v]=l/250=3200/250=12.8\text{mm}$$

符合要求！

4、支座反力计算

设计值： $R_1=22.615\text{kN}$, $R_2=42.739\text{kN}$

四、主梁稳定性验算

受弯构件整体稳定性分析：

其中 φ_b -- 均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数：

查表《钢结构设计标准》(GB50017-2017)得， $\varphi_b=1.3$

由于 φ_b 大于 0.6，根据《钢结构设计标准》(GB50017-2017)附表 C，得到 φ_b' 值为 0.85。

$$M_{\max}/(\varphi_b'W_xf)=24.319\times10^6/(0.853\times141\times215\times10^3)=0.94\leq1$$

符合要求！

第十二节 模板架体节点图

