



中国能源建设集团安徽电力建设第二工程有限公司
模板工程专项施工方案

编号:

版本号: A

状 态:

目 录

1. 工程概况
2. 编制依据
3. 施工准备
4. 施工条件
5. 施工计划
6. 施工工艺技术
7. 施工安全保证措施
8. 施工管理及作业人员配备和分工
9. 质量与验收要求
10. 应急处理措施
11. 计算书
12. 附录

1 工程概况

1.1 工程简介

- 1.1.1 项目名称：合肥市第六中学教育集团新桥校区项目
- 1.1.2 建设地点：合肥经开区新桥科技创新示范区
- 1.1.3 建设单位：合肥市第六中学，合肥经济技术开发区重点工程建设管理中心
- 1.1.4 设计单位：安徽省建筑设计研究总院股份有限公司
- 1.1.5 勘察单位：宁波冶金勘察设计研究股份有限公司
- 1.1.6 监理单位：安徽省建设监理有限公司
- 1.1.7 施工单位：中国能源建设集团安徽电力建设第二工程有限公司

1.2 模板工程概述

- 1.2.1 项目位于合肥市经开区新桥科技创新示范区，东侧虹桥路，南临花莲路，北接遥墙路，西侧为规划支路，项目总用地面积约 229.28 亩，总建筑面积约 18.15 万平方米（其中地上约 155155 平方米，地下约 26345 平方米），预计办学规模 5250 人。本项目单体包括以下内容：高一教学楼、高二教学楼、高三综合楼、学术交流中心、艺体中心、食堂、学生宿舍。拟建建筑物有：高一教学楼、高二教学楼、高三综合楼、学术交流中心、艺体中心、女生宿舍。

1.2.2 支模区域梁板柱一览表

(1) 学术交流中心

板厚	梁截面尺寸	层高
250mm 120mm	200×300, 200×400, 200×450, 200×500, 200×600, 250×500, 250×600, 250×650, 250×700, 300×500, 300×600, 300×650, 300×700, 300×750, 300×800, 300×1400, 350×500, 350×700, 350×750, 350×800, 350×850, 350×900, 350×950, 350×1000, 350×1150, 400×750, 400×800, 400×850, 400×900, 400×950, 400×1000, 500×900, 500×1000 450×1300, 450×1400, 450×1500, 500×1100, 500×1200, 500×1300, 500×1592, 500×1600, 500×1800, 550×1600, 500×2590（详见高支模方案）	5.35m 3.95m 3.9m
柱	柱截面尺寸	
	直径700圆柱，直径800圆柱，直径1200圆柱，300×300, 300×400, 300×500, 500×500, 500×700, 600×600, 600×700, 600×800, 700×700, 700×1000, 700×1050, 800×800, 800×1000, 900×900, 1000×1100, 1200×1200	
危大内容	梁截面尺寸超过450×1300集中线荷载大于20KN/m。（此部分危大工程方案另详见《高支模专项工程施工方案》）	

荷载验算	
------	--

(2) 艺体中心

单元一		
板厚	梁截面尺寸	层高
160mm	200×400, 200×600, 300×550, 300×600, 300×700,	7.15m
150mm	350×700, 300×800, 400×550, 400×700, 400×800,	5.55m
120mm	500×550, 500×700, 500×800, 500×900, 600×800	5.1m
	600×1000（详见高支模方案）	4m
柱	柱截面尺寸	
	直径800圆柱, 400×400, 600×600, 800×800, 800×800型钢柱, 800×1000, 900×1100型钢柱,	
单元二		
板厚	梁截面尺寸	层高
120mm	200×300, 200×400, 200×500, 200×600, 200×700, 250×500, 250×600, 250×650, 250×700, 300×600, 300×650, 300×700, 300×750, 300×800, 400×700, 400×800, 400×900, 500×650, 500×1000, 600×650	5.1m 4.85m 3.9m
柱	柱截面尺寸	
	直径800圆柱, 450×600, 500×500, 500×600（梯形柱）, 600×600, 600×647（梯形柱）, 600×700, 600×750, 600×780（梯形柱）, 700×700, 700×750, 750×750, 800×800	
危大内容	梁截面尺寸超过600×1000集中线荷载为大于20KN/m。（此部分危大工程方案另详见《高支模专项工程施工方案》）	

(3) 高一教学楼

板厚	梁截面尺寸	层高
120mm	200×300, 200×400, 200×500, 200×600, 200×720, 250×400, 250×500, 250×600, 250×720, 300×500, 300×600, 300×700, 300×720, 300×750, 300×800,	4.5m
140mm	300×850, 300×900, 300×1000, 300×1350, 350×600,	3.95m
160mm	350×700, 350×720, 350×750, 350×800, 350×1300, 400×600, 400×700, 400×720, 400×750, 400×900, 450×750, 550×720, 550×820	3.9m
柱	柱截面尺寸	
	500×500, 550×700, 600×600, 600×700, 600×800, 700×700, 700×800, 700×900, 700×1000, 800×800, 900×900	

(4) 高二教学楼

板厚	梁截面尺寸	层高
120mm	200×300, 200×400, 200×500, 200×550, 200×720, 250×400, 250×500, 250×600, 250×650, 250×700,	4.5m
140mm	250×720, 300×500, 300×600, 300×700, 300×750,	3.95m
160mm	300×800, 300×1350, 350×500, 350×600, 350×700,	3.9m

	350×720, 350×750, 350×800, 400×600, 400×700, 400×720, 400×750, 450×720, 550×720, 550×820	
柱	柱截面尺寸	
	300×400, 500×500, 550×700, 600×600, 600×700, 600×800, 700×700, 700×800, 800×800	

(5) 高三综合楼

板厚	梁截面尺寸	层高
120mm 130mm 140mm 150mm 160mm 180mm 250mm	200×250, 200×300, 200×400, 200×500, 200×600, 200×700, 200×720, 200×750, 200×800, 250×300, 250×400, 250×450, 250×500, 250×600, 250×700, 250×750, 250×800, 300×500, 300×600, 300×700, 300×720, 300×750, 300×800, 300×850, 300×900, 350×500, 350×600, 350×700, 350×720, 350×750, 350×800, 350×900, 400×500, 400×600, 400×700, 400×720, 400×750, 400×800, 400×850, 400×900, 400×1000, 450×600, 450×720, 450×800, 500×600, 500×720, 500×750, 500×850, 500×900, 550×800	4.9m 4.5m 4.2m 3.9m 3.65m
柱	柱截面尺寸	
	400×400, 500×700, 600×600, 600×700, 650×700, 700×700, 750×750	

(6) 女生宿舍

板厚	梁截面尺寸	层高
120mm 140mm 220mm 240mm 250mm 350mm (地下室局部)	200×400, 200×500, 200×550, 200×650, 200×1000, 200×1200, 250×550, 250×600, 250×750, 300×550, 300×600, 300×650, 300×700, 300×750, 300×800, 300×900, 300×1200, 350×700, 350×800, 350×1200, 400×600, 400×650, 400×700, 400×800, 400×900, 450×900, 500×700, 500×800, 500×850, 500×900, 550×700, 550×800, 550×850, 550×900, 600×800, 600×850 600×1000, 600×1200 (型钢梁), 750×1000	5.15m 3.6m 3.35m 3.3m
柱	柱截面尺寸	
	200×400, 350×400, 400×400, 500×700, 600×600, 600×700, 700×1000	
危大内容	梁截面尺寸超过600×1000集中线荷载为大于20KN/m, 板厚350mm总荷载超过10KN/m²。(此部分危大工程方案另详见《高支模专项工程施工方案》)	

2 编制依据

- 2.1 中华人民共和国建筑法（主席令第 29 号）
- 2.2 建筑工程质量管理条例（国务院令第 714 号）
- 2.3 建设工程安全生产管理条例（国务院令第 393 号）
- 2.4 危险性较大的分部分项工程安全管理规定（建设部第 37 号令）
- 2.5 住房和城乡建设部办公厅关于实施《危险性较大的分部分项工程安全管理规定》有关问题的通知（建办质(2018) 31 号）
- 2.6 建筑地基基础设计规范（GB50007-2011）
- 2.7 建筑结构荷载规范（GB50009-2012）
- 2.8 建筑施工脚手架安全技术统一标准（GB51210-2016）
- 2.9 混凝土结构工程施工质量验收规范（GB50204-2015）
- 2.10 建筑工程施工质量验收统一标准（GB50300-2013）
- 2.11 建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准（JGJ231-2021）
- 2.12 建筑施工模板安全技术规范（JGJ162-2008）
- 2.13 建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范（JGJ130-2011）
- 2.14 建筑施工安全检查标准（JGJ59-2011）
- 2.15 建筑施工高处作业安全技术规范（JGJ80-2016）
- 2.16 建筑施工手册第五版
- 2.17 合肥市第六中学教育集团新桥校区项目建筑、结构施工蓝图
- 2.18 合肥市第六中学教育集团新桥校区项目施工组织设计

3 施工准备

3.1 材料与设备选择准备

3.1.1 不同部位的材料

- (1) 板的支模架采用 900mmX900mm 布置架体的纵横间距，上下步距为 1500mm。
- (2) 每跨断开处、水平剪刀撑及竖向剪刀撑均用钢管扣件连接。
- (3) 基础短柱及基础梁采用扣件式钢管（48*3.0）架体。操作平台立杆为 1200mmX1200mm, 基础下增加木板垫板。详见下表：

部位	架体搭设要求
梁支架及操作平台	沿两跨方向立杆间距为 1200，梁两侧立杆间距为, 900，扫地杆离地 350，步距 1500 立杆超出操作面 1500，加设防护栏杆，栏杆横杆间距为 600，操作面宽度不小于 600mm。

3.1.2 钢材的选用

- (1) 钢材应符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的规定。
- (2) 钢管应符合现行国家标准《直缝电焊钢管》GB/T 13793 或《低压流体输送用焊接钢管》GB/T 3091 中规定的 Q235 普通钢管的要求，并应符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 中 Q235A 级钢的规定。不得使用有严重锈蚀、弯曲、压扁及裂纹的钢管。
- (3) 承插型盘扣式钢管支架的构配件除有特殊要求外，其材质应符合现行国家标准
- (4) 《低合金高强度结构钢》（GB/T1591）、《碳素结构钢》（GB/T700）以及《一般工程用铸造碳钢件》（GB/T 11352）的规定，各类支架主要构配件材质应符合下表规定。

承插型盘扣式钢管支架主要构配件材质

立杆	水平杆	竖向斜杆	水平斜杆	扣接头	连接套管	可调底座 可调托座	可调螺母	连接盘 插销
Q355	Q235B	Q235B	Q235B	ZG230-450 - 450	ZG230-450 或 20 号无缝钢 管	Q235B	ZG270-500	ZG230-450 或 Q235B

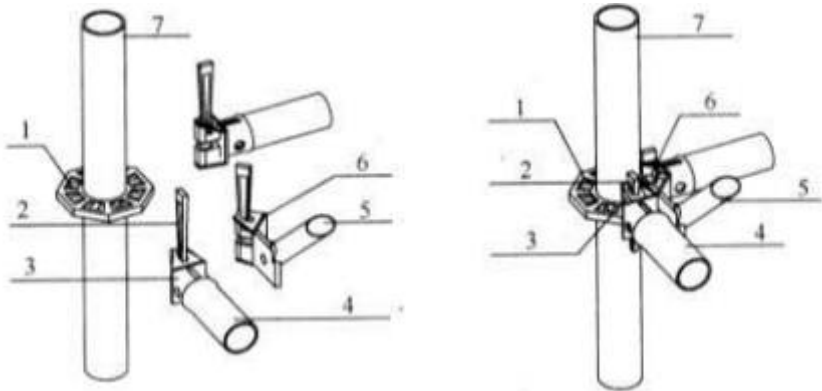
钢管外径允许偏差应符合表中规定，钢管壁厚允许偏差±0.1mm。

钢管外径允许偏（mm）

外径 D	外径允许偏差
------	--------

33、38、42、48	+0.2 -0.1
-------------	--------------

- (5) 连接盘、扣接头、插销以及可调螺母的调节手柄采用碳素铸钢制造时，其材料机械性能不得低于现行国家标准《一般工程用铸造碳钢件》（GB/T 11352），中牌号为 ZG230—450 的屈服强度、抗拉强度、延伸率的要求。其中插销抗拔力不得低于 3KN。
- (6) 盘扣架施工要求：模板支架应按施工方案及本规程相应的基本构造要求设斜杆，可调托座及可调底座伸出水平杆的悬臂长度必须符合设计限定要求，水平杆扣接头应销紧，立杆基础应符合要求，立杆与基础间有无松动或悬空现象。
- (7) 盘扣节点应由焊接于立杆上的连接盘、水平杆杆端扣接头和斜杆杆端扣接头组成，如下图：



1-连接盘；2-插销；3-水平杆杆端扣接头；4-水平杆；5-斜杆；
6-斜杆杆端扣接头；7-立杆；

- (8) 连接盘、扣接头、插销以及可调螺母的调节手柄采用碳素铸钢制造时，其材料机械性能不得低于现行国家标准《一般工程用铸造碳钢件》GB/T11352 中牌号为 ZG230—450 的屈服强度、抗拉强度、延伸率的要求。
- (9) 管的尺寸和表面质量应符合下列规定：
- A 应有产品质量合格证；
 - B 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 拉伸试验 第 1 部分：室温试验方法》GB/T 228 的有关规定；
 - C 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；
 - D 钢管外径、壁厚、断面等的偏差，应符合现行规范的规定；
 - E 钢管必须涂有防锈漆。
- (10) 旧钢管的检查在符合新钢管规定的同时还应符合下列规定：

- A 表面锈蚀深度应符合现行规范《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》（JGJ231）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；
 - B 钢管弯曲变形应符合现行规范《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》（JGJ231）的规定；
 - C 钢管上严禁打孔。
- (11) 钢铸件应符合现行国家标准《一般工程用铸造碳钢件》GB/T11352-2009 中规定 ZG 200-420、ZG 230-450、ZG 270-500 和 ZG 310-570 号钢的要求。
- 连接用的焊条应符合现行国家标准《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117-2012 或《热强钢焊条》GB/T 5118-2012 中的规定。
- (12) 连接用的普通螺栓应符合现行国家标准《六角头螺栓 C 级》GB/T 5780-2016 和《六角头螺栓》GB/T 5782-2016。
- (13) 组合钢模板及配件制作质量应符合现行国家标准《组合钢模板技术规范》GB 50214-2013 的规定。
- 3.1.3 木材的选用
- (1) 模板结构或构件的树种应根据各地区实际情况选择质量好的材料，不得使用有腐朽、霉变、虫蛀、折裂、枯节的木材。
 - (2) 模板结构应根据受力种类或用途选用相应的木材材质等级。木材材质标准应符合现行国家标准《木结构设计标准》GB50005-2017 的规定。
 - (3) 用于模板体系的原木、方木和板材要符合现行国家标准《木结构设计标准》GB50005-2017 的规定，不得利用商品材的等级标准替代。
 - (4) 主要承重构件应选用针叶材；重要的木质连接件应采用细密、直纹、无节和无其他缺陷的耐腐蚀的硬质阔叶材。
 - (5) 当采用不常用树种作为承重结构或构件时，可按现行国家标准《木结构设计标准》GB50005 的要求进行设计。对速生林材，应进行防腐、防虫处理。
 - (6) 当需要对模板结构或木材的强度进行测试验证时，应按现行国家标准《木结构设计标准》GB 50005-2017 的标准进行。
 - (7) 施工现场制作的木构件，其木材含水率应符合下列规定
 - A 制作的原木、方木结构，不应大于 15%；
 - B 板材和规格材，不应大于 20%；
 - C 受拉构件的连接板，不应大于 18%；

D 连接件，不应大于 15%。

3.1.4 木胶合模板板材的选用

- (2) 胶合模板板材表面应平整光滑，具有防水、耐磨、耐酸碱的保护膜，并应有保温性良好、易脱模和可两面使用等特点。板材厚度不应小于 15mm，并应符合现行国家标准《混凝土模板用胶合板》GB/T 17656-2018 的规定。
- (3) 各层板的原材含水率不应大于 15%，且同一胶合模板各层原材间的含水率差别不应大于 5%。
- (4) 胶合模板应采用耐水胶，其胶合强度不应低于木材或竹材顺纹抗剪和横纹抗拉的强度，并应符合环境保护的要求。
- (5) 进场的胶合模板除应具有出厂质量合格证外，还应保证外观尺寸合格。

3.2 材料与设备需要准备

3.2.1 材料需要准备

序号	施工部位	材料名称	规格	单位	预估数量	备注
1	柱、墙	木胶合板	945×1830×15mm	m ²	800	
2		木枋	40×90×4000mm	m	300	
3		钢管	Φ48×3.0	m	2000	
4		方圆扣	8号18mm厚柱箍	套	1200	
5		扣件	/	个	1000	
6		木胶合板	945×1830×15mm	m ²	2000	
7	梁板	木枋	40×90×4000mm	m	1500	
8		盘扣式立杆	500、1000、1500、2000mm	吨	100	
9		盘扣式横杆	600、900、1200mm	吨	20	
10		普通钢管	Φ48×3.2	m	1300	
11		盘扣立杆钢管	Φ48×3.2	吨	20	
12		盘扣横杆钢管	Φ48×3.2	吨	12	
13		斜杆	Φ42×3.2	吨	3	
14		螺旋顶撑U托	Φ36×600	根	90	

序号	施工部位	材料名称	规格	单位	预估数量	备注
15		普通对拉螺栓	12、14	套	1000	
16	安全防护物资	安全平网	P-3×6	m²	10000	
17		密目网	2000目	m²	15000	
18		脚手板	50×300×6000mm	块	2600	
19		灭火器	ABC4干粉	个	60	
20		安全带	坠落悬挂式	套	130	

3.2.2 机械设备需要准备

序号	机械名称	型号	数量	备注
1	平刨机	MB573A	2台	
2	圆盘锯	MJ104A	3台	
3	压刨机	MB104	3台	
4	电焊机	BX1-500	4台	
5	台钻	MK362	1台	
6	砂轮机	立式	2台	
7	塔式起重机	R245-10RD	7台	

3.2.3 人力资源准备

序号	工种	姓名	职责	备注
1	项目经理	陈检胜	全面负责	1
2	生产经理	汪元广	负责现场生产工作	1
3	技术负责人	胡进	负责本工程的技术管理工作	1
4	安全总监	邓懂君	负责本工程的技术工作	2
5	技术员	韩琦	负责本工程的现场协调工作	3
6	施工员	武献报	负责工程质量检查、验收	1
7	质检员	姚伟辉	负责工程安全检查、监督	2
8	材料员	徐峰	负责材料的供应	2
9	电工	王国俊	负责现场施工用电	2
10	测量员	陈志忠	负责测量定位标高控制	2

11	钢筋工		负责钢筋制作绑扎	50
12	木 工		负责模板安、拆	40
13	架子工		负责支撑架搭设	6
14	砼 工		负责混凝土的浇筑振捣	16
15	电焊工		负责预埋件的制 作	5
16	信号工		负责指挥塔吊吊运	7
17	普 工		负责材料清理	10

3.2.4 作业人员名单及证书

序号	姓名	性别	出生年月	工种岗位	身份证号码
1	平洋	男	1991.05	建筑架子工	3404021991051821X
2	李多刚	男	1971.10	建筑架子工	340406197110033613
3	李爱军	男	1968.04	建筑架子工	340406196804253675
4	韩利军	男	1983.06	建筑架子工	342423198306208676
5	曹德兵	男	1970.08	建筑架子工	510922197008163517
6	胡昌昌	男	1989.07	建筑架子工	340402198907140618

建筑施工特种作业操作资格证

证号 皖D022022242523P

姓名 平洋 身份证 3404021991051821X

操作类别 建筑架子工(普通脚手架)

初次领证日期 2022年09月09日

发证机关 使用期 自 2022年09月08日 至 2028年09月08日

第一次复核 2024年09月08日



建筑施工特种作业操作资格证副证

证号 皖D022022242523P

姓名 平洋 身份证 3404021991051821X

操作类别 建筑架子工(普通脚手架)

第一次复核记录:

第二次复核记录:

发证机关 (盖章)

发证机关 (盖章)

建筑施工特种作业操作资格证

证号 皖D022022244724P

姓名 李多刚 身份证 340406197110033613

操作类别 建筑架子工(普通脚手架)

初次领证日期 2022年10月10日

发证机关 使用期 自 2022年10月09日 至 2028年10月09日

第一次复核 2024年10月09日



建筑施工特种作业操作资格证副证

证号 皖D022022244724P

姓名 李多刚 身份证 340406197110033613

操作类别 建筑架子工(普通脚手架)

第一次复核记录:

第二次复核记录:

发证机关 (盖章)

发证机关 (盖章)

<div><div>建筑施工特种作业操作资格证</div><div>证号 皖D022022243629P</div><div>姓名 李爱军 身份证号 340406196804253675</div><div>操作类别 建筑架子工(普通脚手架)</div><div>初次领证日期 2022年09月20日</div><div>发证机关 合肥市住房和城乡建设局</div><div>使用期 自 2022年09月19日 至 2028年09月19日</div><div>第一次复核 2024年09月19日</div><div></div></div>	<div><div>建筑施工特种作业操作资格证副证</div><div>证号 皖D022022243629P</div><div>姓名 李爱军 身份证号 340406196804253675</div><div>操作类别 建筑架子工(普通脚手架)</div><div>第一次复核记录:</div><div>第二次复核记录:</div><div>发证机关 (盖章)</div><div>发证机关 (盖章)</div></div>
<div><div>建筑施工特种作业操作资格证</div><div>证号 皖D022022243664P</div><div>姓名 韩利军 身份证号 342423198306208676</div><div>操作类别 建筑架子工(普通脚手架)</div><div>初次领证日期 2022年09月20日</div><div>发证机关 合肥市住房和城乡建设局</div><div>使用期 自 2022年09月19日 至 2028年09月19日</div><div>第一次复核 2024年09月19日</div><div></div></div>	<div><div>建筑施工特种作业操作资格证副证</div><div>证号 皖D022022243664P</div><div>姓名 韩利军 身份证号 342423198306208676</div><div>操作类别 建筑架子工(普通脚手架)</div><div>第一次复核记录:</div><div>第二次复核记录:</div><div>发证机关 (盖章)</div><div>发证机关 (盖章)</div></div>
<div><div>建筑施工特种作业操作资格证</div><div>证号 皖D022022243655P</div><div>姓名 曹德兵 身份证号 510922197008163517</div><div>操作类别 建筑架子工(普通脚手架)</div><div>初次领证日期 2022年09月20日</div><div>发证机关 合肥市住房和城乡建设局</div><div>使用期 自 2022年09月19日 至 2028年09月19日</div><div>第一次复核 2024年09月19日</div><div></div></div>	<div><div>建筑施工特种作业操作资格证副证</div><div>证号 皖D022022243655P</div><div>姓名 曹德兵 身份证号 510922197008163517</div><div>操作类别 建筑架子工(普通脚手架)</div><div>第一次复核记录:</div><div>第二次复核记录:</div><div>发证机关 (盖章)</div><div>发证机关 (盖章)</div></div>
<div><div>建筑施工特种作业操作资格证</div><div>证号 皖D022022242483P</div><div>姓名 胡昌昌 身份证号 340402198907140618</div><div>操作类别 建筑架子工(普通脚手架)</div><div>初次领证日期 2022年09月08日</div><div>发证机关 合肥市住房和城乡建设局</div><div>使用期 自 2022年09月07日 至 2028年09月07日</div><div>第一次复核 2024年09月07日</div><div></div></div>	<div><div>建筑施工特种作业操作资格证副证</div><div>证号 皖D022022242483P</div><div>姓名 胡昌昌 身份证号 340402198907140618</div><div>操作类别 建筑架子工(普通脚手架)</div><div>第一次复核记录:</div><div>第二次复核记录:</div><div>发证机关 (盖章)</div><div>发证机关 (盖章)</div></div>

注：所有进场作业人员均进行安全教育培训，并考试合格方可进场作业

- 3.3 技术措施准备
- 主要技术措施准备工作见下表：
- 模板分项工程的主要技术措施准备工作

工作内容	基本要求	完成时间
施工方案编制	在模板工程正式施工以前，先安排专人编制模板专项施工方案，并进行设计计算，报监理审批同意。	开工前
技术交底	项目部技术负责人将模板专项施工方案向主要管理人员方案交底	开工前
	在正式施工以前对劳务分包及作业班组进行专门的安全技术交底	开工前
现场测量复核和验收	模板支设前首先对立杆位置进行现场测量放样，组织专人进行复核，经复核无误以后及时填写相关验收资料报请现场监理工程师验收	正式施工前
模板搭设完后验收	对立杆间距、步距，木方间距、尺寸及剪刀撑等构造措施进行检查验收，经复核无误以后及时填写相关验收资料报请现场监理工程师验收	随工程进度，模板搭设完成后
变形监控	按照方案要求对模板监测点按周期进行监控，尤其是在钢筋绑扎前后及混凝土浇筑前	随工程进度，在砼浇筑前

4 施工条件

4.1 现场准备

序号	现场准备
1	划分好现场施工区域，将施工层的杂物清理干净，保护好工程轴线控制桩、控制点、半永久性水准点和坐标点。
2	提前完成模板、木枋、架管等材料进场及验收，按规格、大小堆放整齐，做好标识，满足现场安全文明施工要求。
3	对现场塔吊等机械设备、临时用电进行检查，确保不影响模板工程施工。

4.2 技术准备

序号	技术准备
1	项目总工程师组织管理人员、班组长熟悉图纸、会审纪要、设计变更、规范、标准、图集等技术资料，所有相关会审纪要、设计变更必须按公司要求标注在施工图上。
2	编制施工方案，按规定进行论证、审批。施工总荷载较大的，需考虑荷载往下层传递的影响。
3	针对方案积极组织相关人员的技术交底工作，让大家更加了解设计意图和要求，熟悉工程施工方法、操作工艺、技术措施以及质量、安全要求等，以保证工程施工的进度、质量和安全。
4	现场由测量员做好标高及平面控制点的引测工作，并移交现场作业人员，做好相关交底。

5 施工计划

5.1 施工进度计划

根据本工程施工组织设计及总施工进度控制计划要求，各个部位的模板施工在2023年10月-2024年5月

6 施工工艺技术

6.1 技术参数

序号	部位	项目特征	支撑架体设计参数	模板安装设计参数
1	板	板厚 120mm-250mm, 支撑高度: 3.9-7.15m;	纵距: 900mm 横距: 900mm 步距:1500mm 传力方式: U型顶托, 顶托内设 $\phi 48.3\times 3.0\text{mm}\times 2$ 钢管	模板: 15mm 厚覆膜胶合板 次梁: 40×90mm, 间距 400mm 主梁: $\phi 48.3\times 3.0\text{mm}\times 2$ 钢管
2	梁	梁截面为 200*600mm, 支撑高度: 5.35m;	纵距: 900mm 横距: 900mm, 梁底附加 1 根 附加立杆 步距: 1500mm 传力方式: U型顶托, 顶托内设 $\phi 48.3\times 3.0\text{mm}\times 2$ 钢管	模板: 15mm 厚胶合板, 板底模压梁侧模, 梁侧模包梁底模 次梁: 40×90mm 木方, 梁底 4 根, 梁有板一侧 5 根, 梁无板一侧 5 根 梁侧主梁: 双钢管, 沿梁跨度方向间距 600mm 对拉螺栓: 2 道 $\phi 16$ 螺栓, 距梁底间距 100mm、300mm, 梁底传力方式: U型顶托, 顶托内设 $\phi 48.3\times 3.0\text{mm}\times 2$ 钢管
2	梁	梁截面为 300×1350mm, 支撑高度: 5.35m;	纵距: 900mm 横距: 900mm, 梁底附加 1 根 附加立杆 步距: 1500mm 传力方式: U型顶托, 顶托内设 $\phi 48.3\times 3.0\text{mm}\times 2$ 钢管	模板: 15mm 厚胶合板, 板底模压梁侧模, 梁侧模包梁底模 次梁: 40×90mm 木方, 梁底 4 根, 梁有板一侧 5 根, 梁无板一侧 5 根 梁侧主梁: 双钢管, 沿梁跨度方向间距 600mm 对拉螺栓: 2 道 $\phi 16$ 螺栓, 距梁底间距 100mm、300mm, 梁底传力方式: U型顶托, 顶托内设 $\phi 48.3\times 3.0\text{mm}\times 2$ 钢管
3	梁	梁截面为 350×1150mm, 支撑高度: 5.35m;	纵距: 900mm 横距: 900mm, 梁底增加 1 根 附加立杆, 间距为 450mm, 450mm; 步距: 1500mm 传力方式: U型顶托, 顶托内设 $\phi 48.3\times 3.0\text{mm}\times 2$ 钢管	模板: 15mm 厚胶合板, 板底模压梁侧模, 梁侧模包梁底模 次梁: 40×90mm 木方, 梁底 4 根木方, 梁两侧各设置 8 根 梁侧梁: 双钢管, 沿梁跨度方向间距 400mm 对拉螺栓: 梁中设置 2 道 $\phi 16$ 螺杆

序号	部位	项目特征	支撑架体设计参数	模板安装设计参数
				梁底传力方式：采用 U 型顶托，顶托内设 $\phi 48.3 \times 3.0 \text{mm} \times 2$ 钢管
4	梁	梁截面为 $500 \times 1000 \text{mm}$ ，支撑高度：7.15m；	纵距：900mm 横距：900mm，梁底增加 1 根附加立杆 步距：1500mm 传力方式：U 型顶托，顶托内设 $\phi 48.3 \times 3.0 \text{mm} \times 2$ 钢管	模板：15mm 厚胶合板，板底模压梁侧模，梁侧模包梁底模 次梁：40×90mm 木方，梁底 5 根，梁两侧各设置 6 根 梁侧主梁：双钢管，沿梁跨度方向间距 600mm 对拉螺栓：梁中设置 3 道 $\phi 16$ 螺杆，距梁底 200mm、500mm、800mm 梁底传力方式：U 型顶托，顶托内设 $\phi 48.3 \times 3.6 \text{mm} \times 2$ 钢管

6.2 工艺流程

6.2.1 弹梁轴线并复核→搭支模架→调整托梁→摆主梁→安放梁底模并固定→梁底起拱→扎梁筋→安侧模→侧模拉线支撑（梁高加对拉螺栓）→复核梁模尺寸、标高、位置→与相邻模板连固→搭设板模板支架→安装横纵木楞→调整楼板下皮标高及起拱→铺设板模板→检查模板上皮标高、平整度

6.3 施工方法

6.3.1 柱模板搭设完毕经验收合格后，然后再绑扎梁板钢筋，梁板支模架与浇好并有足够强度的柱和原已做好的主体结构拉结牢固。经有关部门对钢筋和模板支架验收合格后方可浇捣梁板砼。

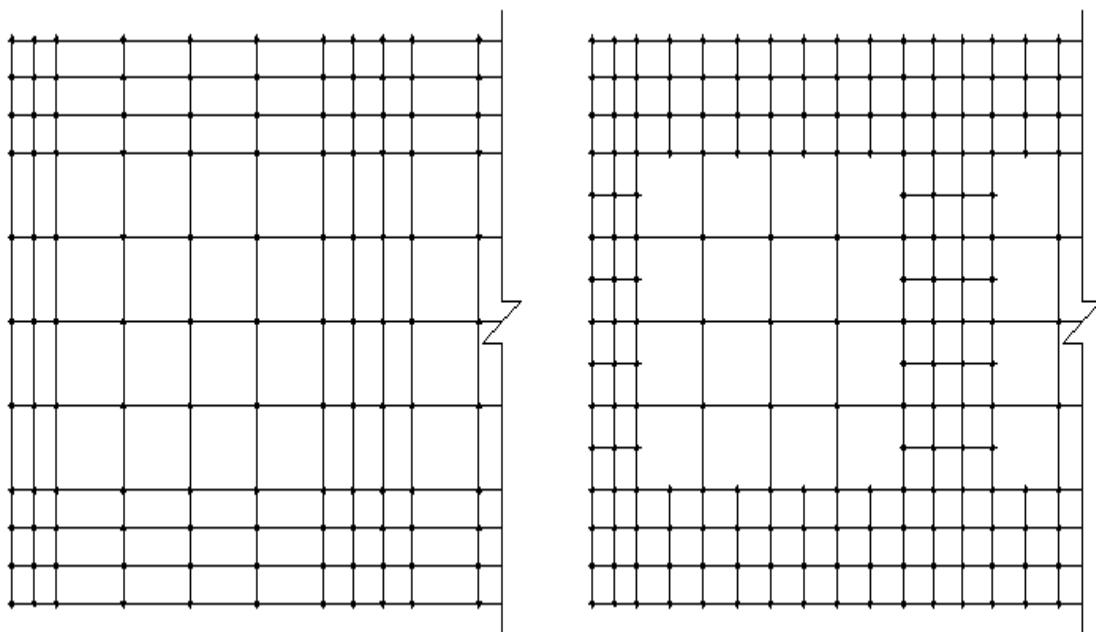
6.3.2 浇筑时按梁中间向两端对称推进浇捣，由标高低的地方向标高高的地方推进。本方案支模架支承点首层在回填土加 100 mm 厚 C15 垫层上，二~四支模架底下为钢筋混凝土梁板，回填土压实系数 0.94。

6.3.3 根据现场实际情况，结合设计要求和现场条件，决定采用承插型盘扣式钢管架作为本模板工程的支撑体系。

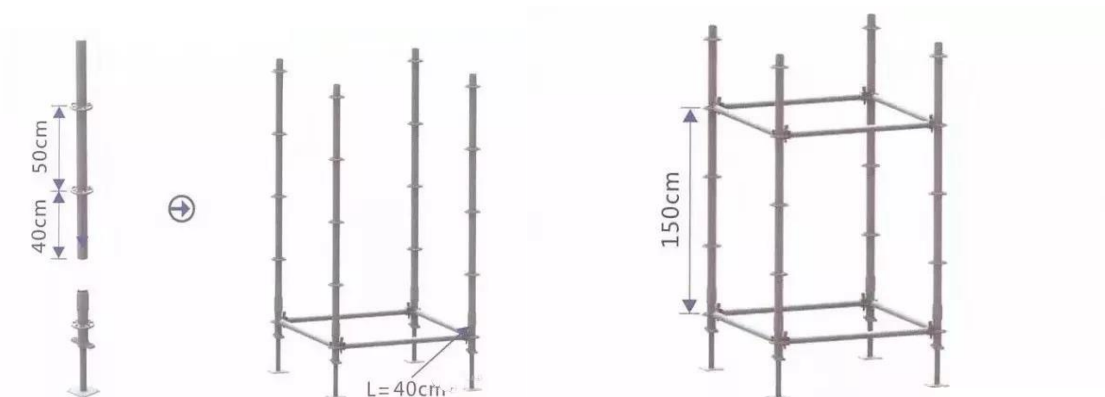
6.3.4 一般规定

- (1) 保证结构和构件各部分形状尺寸，相互位置的正确。
- (2) 具有足够的承载能力，刚度和稳定性，能可靠地承受施工过程中所产生的荷载。
- (3) 不同支架立柱不得混用。
- (4) 构造简单，装板方便，并便于钢筋的绑扎、安装，浇筑混凝土等要求。
- (5) 多层支撑时，上下二层的支点应在同一垂直线上，并应设底座和垫板。
- (6) 现浇钢筋混凝土梁、板，当跨度大于 4m，模板应起拱；按设计要求，起拱高度宜为全跨长度的 1/1000-3/1000。

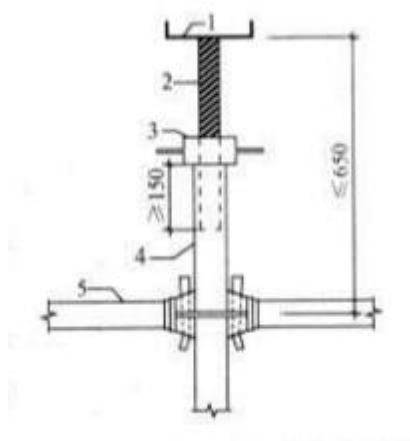
- (7) 拼装高度为 2m 以上的竖向模板，不得站在下层模板上拼装上层模板。安装过程中应设置临时固定措施。
- (8) 当支架立柱成一定角度倾斜，或其支架立柱的顶表面倾斜时，应采取可靠措施确保支点稳定，支撑底脚必须有防滑移的可靠措施。
- (9) 梁和板的立柱，其纵横向间距应相等或成倍数。示意图如下：



- (10) 模板支撑架底层纵、横向水平杆应作为扫地杆，距地面高度应小于或等于 550 mm。立杆底部应设置可调托座或固定底座。
 - (11) 模板支撑架周围有主体结构时，应设置连墙件；
 - (12) 模板支撑架高度比应小于或等于 3；当高宽比大于 3 时可采取扩大下部架体尺寸或采取其他构造措施；
 - (13) 支架搭设按本模板设计，不得随意更改；要更改必须得到相关负责人的认可。
- 6.3.5 立柱及其他杆件
- (1) 搭接要求：本工程所有部位立柱接长全部采用连接套管连接，严禁搭接，接头位置要求如下：



(2) 模板支架可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度严禁超过 650mm，且丝杆外露长度严禁超过 400mm，可调托座插入立杆长度不得少于 150mm；



1-可调托座；2-螺杆；3-调节螺母；

4-立杆；5-水平杆；

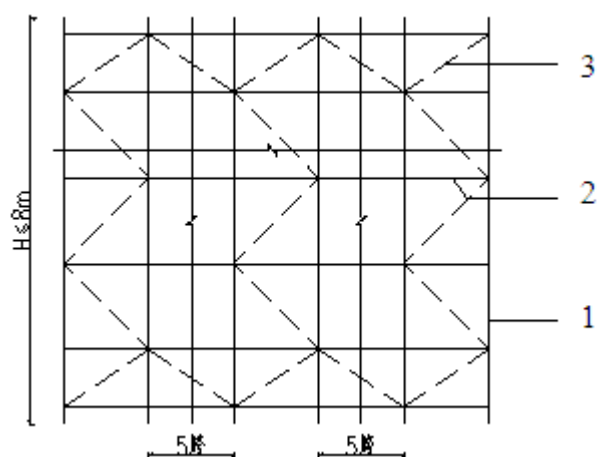
(3) 模板支架应根据施工方案计算得出的立杆排架尺寸选用定长的水平杆，并应根据支撑高度组合套插的立杆段、可调托座和可调底座。

6.3.6 水平拉杆

每步纵横向水平杆必须通过盘扣节点连接拉通；

6.3.7 斜杆

搭设高度不超过 8m 的模板支架时，支架架体四周外立面向内的第一跨每层均应设置竖向及竖向斜杆，架体整体底层以及顶层均应设置竖向斜杆，并应在架体内部区域每隔 5 跨由底至顶纵、横向均设置竖向斜杆或采用扣件钢管搭设的大剪刀撑。如下图：

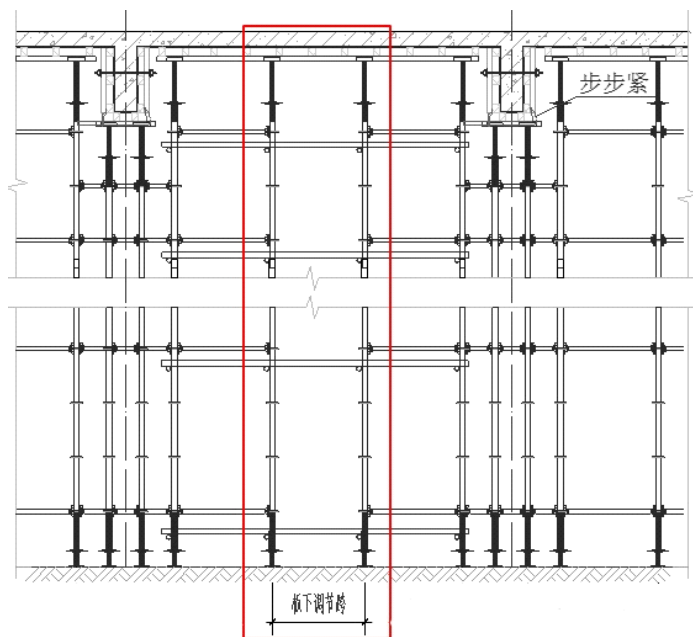


满堂架高度不大于 8m 斜杆设置立面

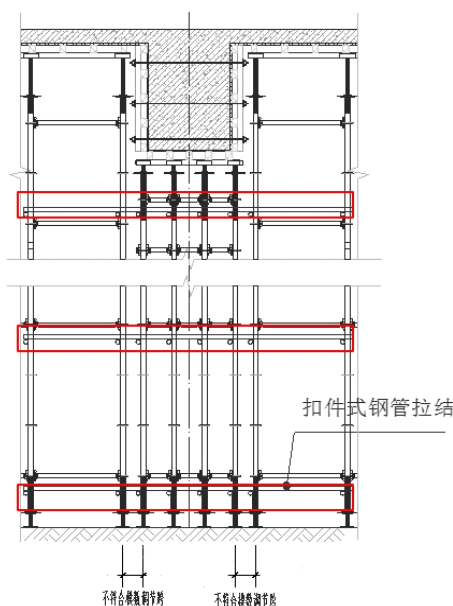
1-立杆；2-水平杆；3-斜杆；

6.3.8 支模架不符合模数处理方式

- (1) 模数不匹配时，在板的位置设置调节跨；
- (2) 调节跨应设置在板下承受荷载较小部位。用普通扣件钢管每步拉结成整体；
- (3) 水平杆向两端延伸至少扣接 2 根定型支架的立杆。如下图所示：



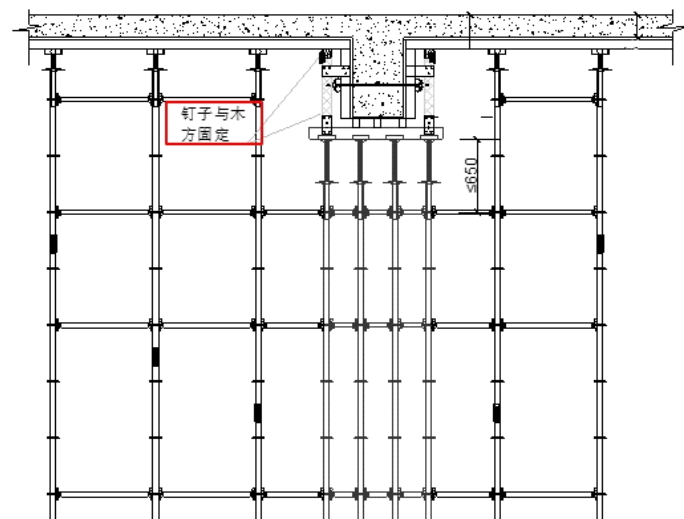
调节跨搭设示意图（一）（立杆数量仅为示意）



调节跨搭设示意图（二）（立杆数量仅为示意）

6.3.9 梁侧立杆距梁侧的间距过大做法

- (1) 梁高较小时，在梁侧板边用方木立柱支撑在梁底支模架的木方主楞上，方木立柱上部、中部、下部用钉子、木条与梁底木方主楞和板底木方次楞固定。方木立柱尽量与立杆对齐。



侧边间距过大加固示意图（一）（立杆数量仅为示意）

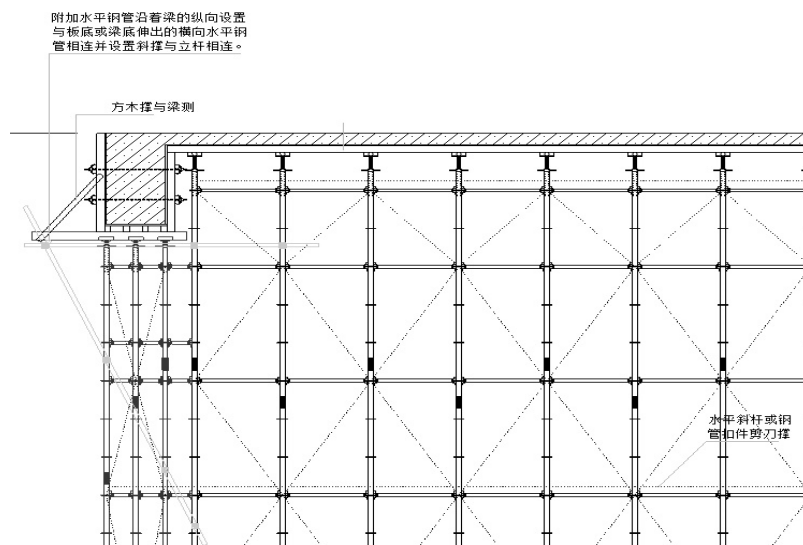
- (2) 楼梯段支模架底部、顶部应采用扣件式钢管拉结（沿坡度纵向，及横向水平杆）。

6.3.10 楼梯支模架做法

- (1) 楼梯段支模架底部、顶部应采用扣件式钢管拉结（沿坡度纵向，及横向水平杆）；
- (2) 台阶高差通过可调底座来调节；

6.3.11 边梁支模架做法

(1) 支架挑出斜杆固定



边梁处支模架做法

6.3.12 梁模安装

按设计间距要求整齐铺好 $40\text{mm} \times 90\text{mm}$ 方木，随即铺设梁底模，铺设时应先与柱头对接好并钉牢，用约 30mm 宽， 15mm 厚模板做压脚压紧侧模底部（或者使用铁制侧模卡勾步步紧代替侧模压脚）。之后吊直侧模，根据梁截面积不同，在梁高的中间加 $\Phi 14$ 穿墙螺杆。另外，当梁跨度大于 4 米时，跨中梁底处应按设计要求起拱，起拱高度为梁跨度的 $1/1000 \sim 3/1000$ ，主次梁交接时，应先主梁起拱，后次梁起拱。为了保证梁不出现下沉变形等质量事故，在大梁底模中间加一排到两排立杆与高支模排架相连接。

6.3.13 柱模安装

- (1) 柱模安装工艺流程：弹线找平定位组装柱模涂刷脱模剂安装柱箍安装拉杆或斜撑校正轴线、垂直度固定柱模预检封堵清扫口；
- (2) 先弹出柱的轴线及四周边线；
- (3) 根据测量标高抹水泥砂浆找平层调整柱底标高，并作为定位的基准，支侧模时应与其靠紧；
- (4) 通排柱(或多根柱)模板安装时，应先将柱脚互相搭牢固定，再将两端柱模板找正吊直，固定后，拉通线校正中间各柱模板。柱模除各柱单独固定外还应加设剪刀撑彼此拉牢，以免浇灌混凝土时偏斜；
- (5) 柱脚应预留清扫口，柱子较高时应预留浇灌口，高度不得高于柱脚 2 米；
- (6) 柱模应根据柱断面尺寸和混凝土的浇灌速度加设柱箍及对拉螺栓；
- (7) 柱模板的安装必须待钢筋检查无问题并办好验收手续后方可进行封模，封模前

必须将模内垃圾清理干净，施工时要留出梁口位置（或砼只浇到梁底），紧固夹具间距不大于 500mm，柱模安装时在下部留设清除口，待模板内垃圾清除干净后再封模。

- (8) 方圆扣安装时卡箍件的放置步骤。确保水平安装施工的各个加固件受力均匀，同时还要依次按照自下到上的顺序来进行安装施工。加固件的安装间隔距离为 25-40cm，首先在辅助支架上放置第一片加固件，然后将第二片卡箍的尾部直接穿过第一片卡箍端的弯折空间，随后水平的放置在辅助支架上，第三片卡箍的安装方式同第二片卡箍，最后将第四片卡箍尾端穿过第三片卡箍端弯折空间。模板合拢加固施工结束之后，模板底部离地面的距离宜为 0.5~1cm，并用混凝土填缝，以确保方柱拆模方便。

6.3.14 混凝土浇筑顺序及做法

框架结构垂直方向总体混凝土浇筑施工顺序按照施工方案进行浇筑。柱砼采用分层浇筑，振动棒采用 $\Phi 50$ 插入式振动棒，每浇一层振捣一遍，每两层之间的振动棒应插入下一层砼中约 5cm~10cm 左右，以消除两层之间的接缝，同时在振捣上层砼时，要在下一层砼初凝之前进行。砼浇筑前模板内的杂物应清除掉，提前半小时浇水湿润。砼浇筑应连续进行，尽量减少中途停歇，不留施工缝。天气炎热砼浇筑停留不能超过 45min，以防堵管。天气炎热砼间歇时间一般不能超过 4h，以防出现冷缝，砼振捣要掌握好振捣时间，振捣时间约 20~30 秒，过短不易捣实，过长可能引起砼产生离析现象。操作时要快插慢拔，上下略为振动，插点均匀排列，逐点移动，顺序进行，不得遗漏，使混凝土达到均匀振实。砼振捣时，应避免振捣棒将预埋件振歪斜，并在施工中应设专人负责预埋件的监护、纠偏，以保证在砼浇筑完毕后埋件位置的准确。砼浇筑过程中，如发现模板、支架、钢筋有变形、移位时，应停止浇筑，并在已浇筑的砼凝结前修整完好。面层砼要进行二次收光时做到内实外光。

框架柱在浇筑混凝土之前，柱子底部先填 50~100mm 厚与混凝土配合比相同的水泥砂浆，柱子底部表面应凿平，再垫上海绵条以夹紧模板，以免底部产生蜂窝现象。柱砼浇筑完毕后停歇 1~1.5 小时，使其获得初步沉实，再继续浇筑梁。梁砼浇筑应斜向分段进行。

6.4 操作要求

6.4.1 准备工作

(1) 模板拼装

模板组装要严格按照模板图尺寸拼装成整体，并控制模板的偏差在规范允许的

范围内，拼装好模板后要求逐块检查其背楞是否符合模板设计，模板的编号与所用的部位是否一致。

(2) 模板的基准定位工作：

- A 首先引测建筑的边柱或者墙轴线，并以该轴线为起点，引出每条轴线，并根据轴线与施工图用墨线弹出模板的内线、边线以及外侧控制线，施工前 5 线必须到位，以便于模板的安装和校正；
- B 标高测量，利用水准仪将建筑物水平标高根据实际要求，直接引测到模板的安装位置；
- C 竖向模板的支设应根据模板支设图；
- D 已经破损或者不符合模板设计图的零配件以及面板不得投入使用；
- E 支模前对前一道工序的标高、尺寸预留孔等位置按设计图纸做好技术复核工作。

6.4.2 模板支设

(1) 楼梯模板

- A 梯模施工前，根据实际斜度放样，先安平台梁及基础模板，然后安梯外帮侧板。外帮板先在其内侧弹楼梯底板厚度线，划出踏步侧板位置线，钉好固定踏步侧板的档木，在现场装钉侧板，梯高度要均匀一致，特别注意最下一步及最上一步的高度，必须考虑楼地面面层的粉刷厚度；
- B 楼梯模板支撑用钢管架支设牢固；
- C 模板搭设后应组织验收工作，认真填写验收单，内容要数量化，验收合格后方可进入下道工序，并做好验收记录存档工作。

(2) 梁、板模板

- A 梁、板的安装要密切配合钢筋绑扎，积极为钢筋分项提供施工面；
- B 所有跨度 $\geq 4\text{m}$ 的梁必须起拱 $1/1000\sim 3/1000$ ，防止挠度过大，梁模板上口应有锁口杆拉紧，防止上口变形；
- C 所有 $\geq 2\text{mm}$ 板缝必须用胶带纸封贴；
- D 梁模板铺排从梁两端往中间退，嵌木安排在梁中，梁的清扫口设在梁端；

6.4.3 模板支架搭设的构造要求

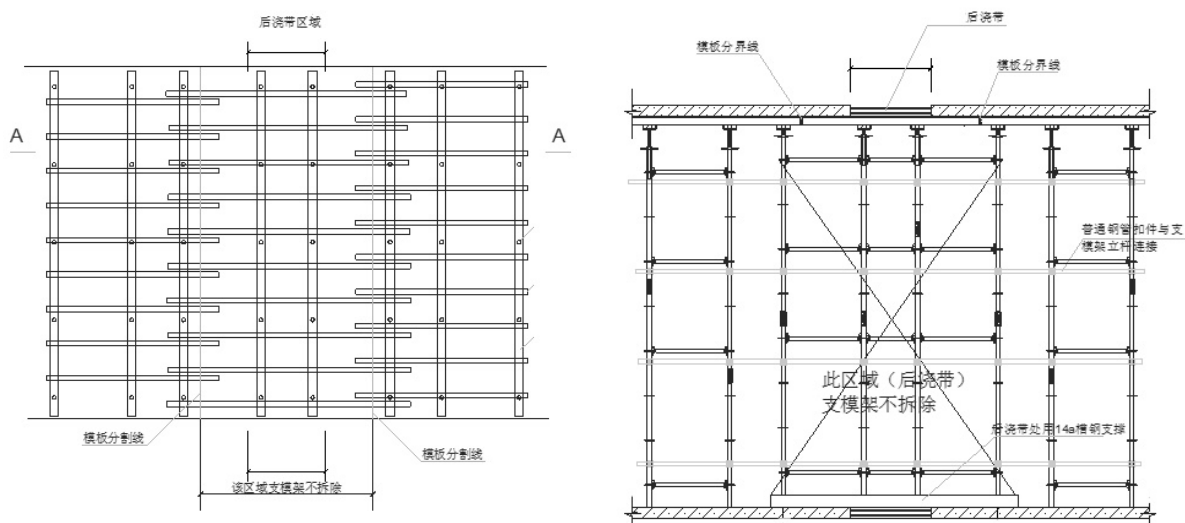
- (1) 梁和板的立柱，其纵横向间距应相等或成模数。
- (2) 钢管立杆底部应设垫木和底座，顶部应设可调支托，U 形支托与楞梁两侧间如有间隙，必须顶紧，其螺杆伸出钢管顶部不得大于 400mm ，螺杆外径与立柱钢管内径的间隙不得大于 2mm ，安装时应保证上下同心。
- (3) 在立柱底距地面 $\leq 550\text{mm}$ 高处，沿纵横水平方向设扫地杆，当单肢立杆荷载设计

值不大于 40kN 时，底层水平杆的步距可按标准步距设置，且应设置竖向斜杆，当单肢立杆荷载设计值大于 40kN 时，底层的水平杆应比标准步距缩小一个盘扣间距，且应设置竖向斜杆。

- (4) 钢管立柱的扫地杆、水平拉杆、斜杆应采用盘扣架配套的杆件，根据搭设间距选用相应模数的标准杆件；通过连接盘、插销与钢管立柱连接牢固。
- (5) 对于高大模板支撑体系，其高度与宽度相比大于两倍的独立支撑系统，应加设保证整体稳定的构造措施。
- (6) 高大模板工程搭设的构造要求应当符合相关技术规范要求，支撑系统立柱接长严禁搭接；应设置扫地杆、纵横向支撑及水平垂直斜杆，并与主体结构的墙、柱牢固拉接。
- (7) 搭设高度 2m 以上的支撑架体应设置作业人员登高措施。作业面应按有关规定设置安全防护设施。
- (8) 模板支撑系统应为独立的系统，禁止与物料提升机、施工升降机、塔吊等起重设备钢结构架体机身及其附着设施相连接；禁止与施工脚手架、物料周转料平台等架体相连接。

6.4.4 后浇带处支模架做法

- (1) 后浇带部位的支模架独立搭设，底部用槽钢横跨下部后浇带，立杆立在槽钢上，其它支模架拆除时后浇带支模架不拆除。
- (2) 超高结构的后浇带浇筑时，一般独立支模体系的高宽比都太大，应采取加强侧向稳定的措施。



后浇带处支模架做法

6.4.5 浇捣混凝土管理

- (1) 隐蔽工程，模板工程均验收合格后，方出商品砼采购单，采购单详细填写工程地址，施工部位，强度等级，需求方量，添加剂，坍落度，浇筑时间等相关信息，正式施工前 24 小时电话再次确认砼站材料储备，供应能力等相关信息。确保砼浇筑正常进行。
- (2) 根据实验室砼配合比，派相关人员在搅拌站进行监督和检测。
- (3) 开盘前检查砼配合比报告，实测砼坍落度，符合要求，方可进行浇筑，浇筑过程中按相关要求进行检查。
- (4) 砼浇筑前输送管线的布置方式符合方案要求，浇筑过程中坚决避免堆载过大现象。
- (5) 墙、柱和梁板分开浇筑，竖向结构达一定强度后方可作为模板支架的约束端。
- (6) 混凝土的浇捣技术措施及方法：
 - A 柱混凝土浇捣时必须分层间隔浇捣，梁、平板振捣点间距 30cm。振捣时应以砼不沉陷为度。梁板混凝土应按照指定的浇筑方向进行。
 - B 梁和板应同时浇筑混凝土，有主次梁的楼板宜顺着次梁的方向浇筑，单向板宜顺着板的长边方向浇筑。
 - C 商品混凝土流动性较大，要求混凝土流到哪里振动机振到哪里，对于梁板交接处钢筋较密部位要求边下料边振捣。
 - D 混凝土宜分层浇筑，分层振捣。每一振点的延续时间，应在混凝土不再往上冒气泡。表面呈现浮浆和不再下沉为止。当采用插入式振动器振捣混凝土时，应快插慢拔，移动间距不宜大于振动器作用半径的 1.5 倍，与模板的距离不应大于其作用半径的 0.5 倍，应避免碰撞钢筋、模板、芯管、吊环和预埋件。振动器在使用过程中，每一插点要掌握好振捣时间，振动器插点要均匀排列。
 - E 在振捣上一层时，应插入下一层混凝土的 5cm 左右以消除两层之间接缝，在振捣上层混凝土时，要在下层混凝土初凝之前进行。
 - F 在振捣混凝土时，禁止紧靠模板振动，且应尽量避免碰撞钢筋、预埋件等。
 - G 混凝土浇筑过程中，要保证混凝土保护层厚度及钢筋位置的准确性，不得踩踏钢筋，移动预埋件和预留洞的原来位置，如发现偏差和位移，要及时纠正。
 - H 混凝土浇捣过程中，应严格按照规定分批做坍落度试验，如有不满足规定要求时，及时调整配合比。

6.4.6 模板拆除

- (1) 拆模板前先进行针对性的安全技术交底，并做好记录，交底双方履行签字手续。

模板拆除前必须办理拆除模板审批手续，经技术负责人、监理审批签字后方可拆除。

- (2) 支拆模板时，2米以上高处作业设置可靠的立足点，并有相应的安全防护措施。拆模顺序应遵循先支后拆，后支先拆，从上往下的原则。
- (3) 模板拆除前必须有混凝土强度报告，强度达到规定要求后方可拆模。

底模拆除时的混凝土强度要求

构件类型	构件跨度(m)	达到设计的混凝土立方体抗压强度标准值的百分率(%)
板	≤ 2	≥ 50
	$> 2, \leq 8$	≥ 75
	> 8	≥ 100
梁、拱、壳	≤ 8	≥ 75
	> 8	≥ 100
悬臂构件	—	≥ 100

- A 侧模在混凝土强度能保证构件表面及棱角不因拆除模板而受损坏后方可拆除；
- B 底模拆除梁长 $>8\text{m}$ ，混凝土强度达到 100%； $\leq 8\text{m}$ ，混凝土强度达到 75%；悬臂构件达到 100%后方可拆除；
- C 板底模 $\leq 2\text{m}$ ，混凝土强度达到 50%； > 2 米、 $\leq 8\text{m}$ ，混凝土强度达到 75%； $> 8\text{m}$ ，混凝土强度达到 100%方可拆除。
- D 柱模拆除，混凝土强度不低于 1.5MPa，先拆除拉杆再卸掉柱箍，然后用撬棍轻轻撬动模板使模板与混凝土脱离，然后一块块往下传递到地面。
- E 墙模板拆除，混凝土强度不低于 1.2MPa，先拆除穿墙螺栓，再拆水平撑和斜撑，再用撬棍轻轻撬动模板，使模板离开墙体，然后一块块往下传递，不得直接往下抛。
- F 楼板、梁模拆除，应先拆除楼板底模，再拆除侧模，楼板模板拆除应先拆除水平拉杆，然后拆除板模板支柱，每排留 1~2 根支柱暂不拆，操作人员应站在已拆除的空隙，拆去近旁余下的支柱使木档自由坠落，再用钩子将模板钩下。等该段的模板全部脱落后，集中运出集中堆放，木模的堆放高度不超过 2 米。楼层较高，支模采用双层排架时，先拆除上层排架，使木档和模板落在底层排架上，上层模板全部运出后再拆底层排架，有穿墙螺栓的应先拆除穿墙螺杆，再拆除梁侧模和底模。

- G 当立柱的水平拉杆超过 2 层时，应首先拆除 2 层以上的拉杆。当拆除最后一道水平拉杆时，应和拆除立柱同时进行。
- H 当拆除 4~8m 跨度的梁下立柱时，应先从跨中开始，对称地分别向两端拆除。拆除时，严禁采用连梁底板向旁侧拉倒的拆除方法。

6.4.7 过程管理

(1) 施工前管理

- A 材料管理：材料质量满足方案设计和相关规程要求，搭设模板支架用的钢管、扣件，使用前必须进行抽样检测，抽检的数量按有关规定执行。未经检测和检测不合格的一律不得使用。
- B 交底管理：本次施工由项目总工对参与作业人员进行安全技术交底，所有参与交底人员需在交底记录上签字；严禁未交底就进行施工，不得后补、代签字等弄虚作假。

(2) 施工中管理要点

- A 竖向结构隐蔽工程质量符合设计要求，进入下道模板支架工序的施工；
- B 模板支架搭设方式符合施工方案要求，并通过相关部门验收；
- C 砼浇筑方式符合施工方案要求，控制堆载，避免上部荷载集中化；
- D 模板拆除方式符合施工方案要求，拆模时间符合相关检测结果和规范要求。拆模以接到拆模通知书为准，不得私自拆除任何构件。

(3) 质量管理措施

- A 认真仔细地学习和阅读施工图纸，吃透和领会施工图的要求，及时提出不明之处，遇工程变更或其他技术措施，均以施工联系单和签证手续为依据，施工前认真做好各项技术交底工作，严格按国家颁行《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204-2015 和其它有关规定施工和验收，并随时接受业主、总包单位、监理单位和质监站对本工程的质量监督和指导；
- B 认真做好各道工序的检查、验收关，对各工种的交接工作严格把关，做到环环扣紧，并实行奖罚措施。出了质量问题，无论是管理上的或是施工上的，均必须严肃处理，分析质量情况，加强检查验收，找出影响质量的薄弱环节，提出改进措施，把质量问题控制在萌芽状态；
- C 严格落实班组自检、互检、交接检及项目中质检“四检”制度，确保模板安装质量；
- D 混凝土浇筑过程中应派专人 2~3 名看模，严格控制模板的位移和稳定性，一旦产生移位应及时调整，加固支撑；

- E 对变形及损坏的模板及配件，应按规范要求及时修理校正，维修质量不合格的模板和配件不得发放使用；
- F 为防止模底烂根，放线后应用水泥砂浆找平并加垫海绵；
- G 所有柱子模板拼缝、梁与柱、柱与梁等节点处均用海绵胶带贴缝，楼板缝用胶带纸贴缝，以确保混凝土不漏浆；
- H 模板安装应严格控制轴线、平面位置、标高、断面尺寸、垂直度和平整度，模板接缝隙宽度、高度、脱模剂刷涂及预留洞口、门洞口断面尺寸等的准确性。严格控制预期拼模板精度；
- I 严格执行预留洞口的定位控制，预留洞口时，木工严格按照墨线留洞；
- J 每层主轴线和分部轴线放线后，规定负责测量记录人员及时记录平面尺寸测量数据，并要及时记录墙、柱、成品尺寸，目的是通过数据分析梁体和柱子的垂直度误差。并根据数据分析原因，将问题及时反馈到有关生产负责人，及时进行整改和纠正；
- K 所有竖向结构的阴、阳角均须加设橡胶海绵条于拼缝中，拼缝要牢固；
- L 阴、阳角模必须严格按照模板设计图进行加固处理；
- M 为防止梁模板安装出现梁身不平直、梁底不平下挠、梁侧模胀模等质量问题，支模时应将侧模包底模，梁模与柱模连接处，下料尺寸应略为缩短等。

6.5 检查要求

- 6.5.1 不满足要求的相关材料一律不得使用，采用问责式制度，相关人员签字。
- 6.5.2 施工过程中加强管理，加大检查力度，将隐患消灭在初始状态，避免遗留安全隐患和加固时人力、物力大量耗费。确保一次验收通过。
- 6.5.3 砼结构观感质量符合相关验收标准，少量的缺陷修补完善。
- 6.5.4 预埋件和预留孔洞的允许偏差如下表：

项目		允许偏差（mm）
预埋板中心线位置		3
预埋管、预留孔中心线位置		3
插筋	中心线位置	5
	外露长度	+10， 0
预埋螺栓	中心线位置	2
	外露长度	+10， 0
预留洞	中心线位置	10

	尺寸	+10, 0
--	----	--------

6.5.5 现浇结构模板安装的允许偏差及检查方法如下表:

项 目		允许偏差（mm）	检查方法
轴线位置		5	丈量
底模上表面标高		±5	水准仪或拉线、丈量
模板内部尺寸	基础	±10	丈量
	柱、墙、梁	±5	丈量
	楼梯相邻踏步高差	5	丈量
柱、墙垂直度	层高≤6m	8	经纬仪或吊线、丈量
	层高＞6m	10	经纬仪或吊线、丈量
相邻模板表面高差		2	丈量
表面平整度		5	2m靠尺和塞尺量测

6.5.6 整体式结构模板安装的质量检查除根据现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204-2015 的有关规定执行外, 尚应检查下列内容:

- (1) 扣件规格与对拉螺栓钢楞的配套和紧固情况;
- (2) 支柱斜撑的数量和着力点;
- (3) 对拉螺栓钢楞与支柱的间距;
- (4) 各种预埋件和预留孔洞的固定情况;
- (5) 模板结构的整体稳定;
- (6) 有关安全措施。

6.5.7 模板工程验收时应提供下列文件:

- (1) 模板工程的施工设计或有关模板排列图和支承系统布置图;
- (2) 模板工程质量检查记录及验收记录;
- (3) 模板工程支模的重大问题及处理记录。

6.6 砖胎膜

6.6.1 砖胎膜使用部位

- (1) 本工程砖胎膜主要用于基础阶段下柱墩、集水井、筏板变截面等部位。

6.6.2 工艺流程

- (1) 拌制砂浆→施工准备(放线、立皮数杆)→排砖撈底→砌砖墙→自检、检验评定

6.6.3 砖胎模砌筑方法

- (1) 砖胎模砌筑前，基础垫层表面应清扫干净，洒水湿润。先盘墙角，每次盘角高度不应超过五皮砖，随盘随靠平、吊直。
- (2) 放线时，在砖胎模内侧预留 20mm 的抹灰厚度，保证筏板结构截面尺寸。
- (3) 根据皮数杆最下面一层砖的底标高，拉线检查基础垫层表面标高，如第一层砖的水平灰缝大于 20mm 时，应先用细石混凝土找平，严禁在砌筑砂浆中掺细石代替或用砂浆垫平，更不允许砍砖找平。平整和垂直符合要求后再挂线砌墙。
- (4) 组砌方法应正确，砌体上下应错缝，里外咬槎，采用“三一”砌砖法（即一铲灰，一块砖，一挤揉），严禁用水冲砂浆灌缝的方法。
- (5) 灰缝厚度宜为 8mm-12mm，且应饱满、平直、通顺，立缝砂浆应填实。应挤压碰头灰，防止透亮或瞎缝。
- (6) 砖墙应拉通线砌筑，并应随砌随吊、靠，确保墙垂直、平整，不得砸砖修墙，几个人使用同一条通线，中间应设几个支线点，小线要拉紧，每层砖都要穿线看平，使水平灰缝均匀一致，平直通顺，砌筑时宜采用外手挂线，可以确保砖墙两面平整。
- (7) 砌砖时砖要放平，里手高，墙面就要张，里手低，墙面就要背，砌砖时一定要上跟线，下跟楞，左右相临要对平。
- (8) 墙体标高不一致或有局部加深部位，应从最低处往上砌筑，应经常拉线检查，以保持砌体通顺、平直，防止砌成“螺丝”墙。

6.6.4 质量规范

- (1) 主控项目留槎的作法必须符合施工规范的规定
 - A 砖的品种、强度等级必须符合设计要求不出现缺棱掉角等状况。
 - B 砂浆品种符合设计要求，配合比达到设计要求。
 - C 砌体砂浆必须饱满密实，实心砖砌体水平灰缝的砂浆饱满度不小于 80%。
 - D 转角处严禁留直槎，其它临时断头处必须严格留槎。
- (2) 一般项目
 - A 砖砌体上下错缝，每处无长度超过 500mm 以上的通缝。
 - B 砖砌体接槎处灰缝砂浆密实，缝、砖应平直。
- (3) 允许偏差

项目	允许偏差（mm）	检验方法
轴线位置	5	钢尺
垫层标高	±5	水准仪或拉线、钢尺检查

截面内部尺寸	±10	钢尺
垂直度	5	吊线
相邻两垫层表明高低差	3	水准仪或钢尺

6.6.5 砖胎膜施工注意事项

- (1) 做好施工人员现场技术交底，不能盲目进行施工；
- (2) 严格按照技术规范和方案要求进行操作施工；
- (3) 砖胎膜砌筑完成后应待 24 小时后方可进行回填土施工；
- (4) 做好地表水排放，防止地表水浸入回填土内，造成回填土质量问题；
- (5) 土方及地下室施工在雨季期内进行，砼垫层及砌砖模、抹灰工作不宜采用成片施工的方法，若采用成片成段施工极易受到不可预测的雨天的侵扰，应按承台个数和小面积进行。对每天工程量进行合理安排，合理组织人力，对开挖完成后的基础筏板及时进行砌筑胎膜、垫层施工，防止地表水侵蚀而造成返工。

6.6.6 抹灰

- (1) 砖胎模砌筑完毕，用 M5 水泥砂浆在砖胎模内侧抹灰，抹灰厚度控制在 20mm 为准。
- (2) 抹灰过程中阴阳角都必须倒 R 角，R 角的半径不得小于 150mm，材料使用 M5 水泥砂浆。
- (3) 抹灰质量要求
- (4) 抹灰的面层不得有爆灰和裂缝且表面应光滑、洁净、接搓平顺、线角顺直平直。各层抹灰之间及抹灰层和基层之间必须粘结牢固，不得有脱层空鼓。
- (5) 立面垂直度允许偏差 3mm，表面平整度允许偏差 3mm，阴阳角方正，允许偏差 3mm。

7 施工安全保证措施

7.1 组织保障措施

7.1.1 安全监督组织机构

安全管理组织机构主要人员名单

序号	职 务	姓 名	联系方式
1.	项目经理	陈检胜	13865966553
2.	技术负责人	胡进	18655153566
3.	生产经理	汪元广	18356130607
4.	安全总监	邓懂君	17613292911

5.	质量主管	姚伟辉	18225880767
6.	材料主管	徐峰	18756957569

- 7.1.2 进入施工现场的人员必须体检、审核合格后进行三级安全教育培训，并考试合格后方可施工，进入施工现场正确佩戴安全帽和防护用品，严禁使用老弱病残或未满 16 周岁的童工。
- 7.1.3 开好每天的站班会，做到“三交三查”，责任落实到人。
- 7.1.4 所有作业人员应服从安全部门的统一安全管理，特殊工种作业人员应持有效的特殊工种证件上岗，禁无证人员违规作业。
- 7.1.5 严禁酒后上岗作业。遇有六级及以上大风或恶劣天气，不得进行脚手架搭设操作，大雨过后，要对脚手架进行全面检查、维护。
- 7.1.6 施工前对全体作业人员进行安全技术交底，作业项目危害和环境因素辨识要清楚、彻底，安全技术交底要有针对性。并对施工作业环境条件进行安全检查确认，合格后方可施工。
- 7.1.7 施工用电应符合规定采用三相五芯电源线。施工用电应由专业电工接线、检查、维修，必须有绝缘手套等防护措施，尤其雨天和潮湿处更应作好防护工作；夜间施工应有足够的照明，使用草地灯必须用木杆与钢筋等金属物隔离，照明灯具、线严禁直接搭设在钢筋、脚手架上。
- 7.1.8 高处作业人员的安全防护应使用安全带，做好“四口五临边”的防护工作，施工过程中应设专人监护。
- 7.1.9 登高作业使用的工器具须挂安全尾绳，材料须采取可靠的防坠落措施。
- 7.1.10 在脚手架上进行电、气焊作业时应专人看守。
- 7.1.11 危险作业区域的防护，应使用安全围栏或临时使用红白带，危险作业区域的警示，应使用安全标志。
- 7.1.12 脚手架上施工作业时不允许随手抛掷物品，对施工用扣件等应及时检查、整修和保养，并按品种规格随时堆码、存放。
- 7.1.13 作业人员必须戴好安全帽、系好安全带，安全带应挂在上方牢固可靠处，施工人员应衣着灵便，衣袖、裤脚应扎紧、穿软底鞋。
- 7.1.14 搭拆脚手架时，地面应设围栏和警戒标志，并派专人看护，严禁非操作人员进入警戒。
- 7.2 安全防护用
- 7.2.1 防护用品清单

安全防护用品清单

序号	名称	数 量	备注
1	防滑鞋	250双	
2	安全帽	250个	
3	安全带	250套	
4	警戒绳	3000米	
5	安全警示牌	75个	
6	密目网	30000m ²	
7	安全网	20000m ²	

7.3 技术措施

7.3.1 安全管理措施

- (1) 应遵守高处作业安全技术规范的有关规定。
- (2) 模板及其支撑系统在安装过程中必须设置防倾覆的可靠临时设施。施工现场应搭设工作梯，工作人员不得爬模上下。
- (3) 登高作业时，各种配件应放在工具箱或工具袋中严禁放在模板或脚手架上，各种工具应系挂在操作人员身上或放在工具袋中，不得吊落。
- (4) 装拆模板时，上下要有人接应，随拆随运，并应把活动的部件固定牢靠，严禁堆放在脚手板上和抛掷。
- (5) 装拆模板时，必须搭设脚手架。装拆施工时，除操作人员外，下面不得站人。高处作业时，操作人员要扣上安全带。
- (6) 安装墙、柱模板时，要随时支设固定，防止倾覆。
- (7) 对于预拼模板，当垂直吊运时，应采取两个以上的吊点，水平吊运应采取四个吊点。吊点要合理布置。
- (8) 对于预拼模板应整体拆除。拆除时，先挂好吊索，然后拆除支撑及拼装两片模板的配件，待模板离开结构表面再起吊。起吊时，下面不准站人。
- (9) 在支撑搭设、拆除和浇筑混凝土时，无关人员不得进入支模底下，应在适当位置挂设警示标志，并指定专人监护。
- (10) 在架空输电线路下安装板时，应停电作业。当不能停电时，应有隔离防护措施。
- (11) 搭设应由专业持证人员安装；安全责任人应向作业人员进行安全技术交底，并

做好记录及签证。

- (12) 模板拆除时，混凝土强度必须达到规定的要求，严禁混凝土未达到设计强度的规定要求时拆除模板。

7.3.2 起重吊装作业安全规定

- (1) 起重吊装属于特种作业，起重工是特种作业工人，必须进行安全技术培训。经考试合格后，取得合格证，方能上岗作业。
- (2) 起重吊装作业时，应用专人指挥。指挥人员所用于手势信号，音信号、旗语信号等起重吊运指挥语言，都必须执行国家规定的统一标准。
- (3) 起重机具在使用前必须进行全面检查、维修，安全保护设施必须齐全好用，严禁使用不符合安全要求的机具。
- (4) 参加起重吊装作业人员要明确分工，统一听从指挥员的命令，严禁各行其事和多头指挥。。
- (5) 起重时做到心中有数，绳索、吊钩等机具要符合安全规定，不许超负起吊。
- (6) 起吊物体时，应在物体上系好安全溜绳，防止吊件旋转和摇摆。
- (7) 遇有大风大雨、大雪等恶劣天气或夜间照明不足。看不清楚指挥信号时，不许进行吊装作业。
- (8) 禁止使用起重设备吊埋在地下或不明重量的物体，起吊作业必须进行试吊，检查机具是否符合安全要求，严禁机具超符合作业。
- (9) 起吊现场严禁非工作人员和任何无关车辆进入，特别危险的区域设有明显的警告标志，起吊物件的下方严禁站人，起吊的物体不许较长时间停在空，必要时应采取相应的安全措施。
- (10) 受力的绳索附近严禁停留和通行。使用开门滑轮时，应将开门铁环扣紧固，以防绳索跑出伤人。
- (11) 使用链式起重机时，拉链人应躲开事物并不得站在起重物上操作。
- (12) 起重吊装时，所有绳索不许栓绑在生产用设备上或管线上，且不得穿过交通要道及高压电气设备。特殊情况下应采取可靠的安全措施方可进行作业。
- (13) 起吊过程中，起重物体上和重物下严禁站人，并不准在吊壁下逗留或通行。

7.3.3 冬季施工措施

- (1) 做好冬期施工准备工作的检查，对职工进行安全技术培训，由工地专职安全员负责与公司或当地气象台联系，及时接收天气预报，防止寒流突然袭击。
- (2) 认真做好防雨雪、防冻、防滑、防火等准备工作，备齐必须的材料（如棉被、麻袋、草袋）和设施（如灭火器）。

- (3) 对施工用临时水管路进行检查，室外水管或掩埋或保温防冻。
- (4) 脚手架、斜跑道等登高设施须做好防滑措施，及时清理道路及脚手架上的积雪和冰冻，上下通道保持畅通，设置防滑条，检查扣件或绑扎铁丝是否松动。雨雪后检查脚手架下沉情况并及时采取加固措施。
- (5) 现场消防器材准备齐全，对消防器材做好保温防冻措施。
- (6) 大雪后，生活区、施工区应及时清扫道路和作业区的积雪，避免形成冻雪后影响安全。
- (7) 加强施工机械的上水管道、水箱等保温工作，机动车辆应使用防冻液，加设防滑措施，行驶要慢速。
- (8) 工具房、宿舍要加强防火巡视，严禁使用电炉、太阳灯、大灯泡，功率大于 100W 以上的电器等。
- (9) 施工现场用于保温防冻的草袋、棉被等易燃物应专人、专组（班）进行保管、注意及时回收，严禁临时堆放草包等易燃物。
- (10) 重点防火区域（如：油品、油漆存放间、木工间）要加强防火责任制，加强对易发生火灾区域的检查、监控工作，配置适量的灭火器材。指定专人负责，严禁动用明火或吸烟，违者重罚。
- (11) 油箱或容器内的油料或氧乙炔阀门冻结时采用热水溶化，不得火烤。
- (12) 冬期施工衣物较多，作业时不很灵活、方便，特别要注意高空坠落及高空落的防范，高空作业时必须正确佩带安全带。
- (13) 施工人员注意保暖，寒冷天气要穿棉鞋、戴棉芋套、棉安全帽，防止冻坏手脚。遇到大风、大雪、室外温度降到 -5° 停止施工。应避免夜间作业。
- (14) 室外明敷供水管道用草绳包紧后粉纸筋石灰水泥砂浆，其它盛水容器做好保温防冻措施，如有条件，在寒潮到来之前，将盛水放空。
- (15) 严格按照施工方案落实各项安全措施，确保临边有防护，孔洞有盖板，上下有通道，交叉作业有隔离。对堆积在上述设施的冰雪及时进行清理。并且做好防滑措施。
- (16) 对办公室、生活区域进行定期和不定期的安全检查。
- (17) 施工作业区域内的水、寒露在施工前应擦干，冰雪必须除清。
- (18) 脚手架搭设尽可能避开低温时间，管子上有霜露、冰雪不宜施工。
- (19) 现场、生活区水管必须做好防冻措施。
- (20) 冬季吊装作业时，风力超过五级时不得进行受风面大的起吊作业，当风级达到六级及六级以上时，不得进行起重作业，并作好相应的防风措施；遇到大雪、

- 大霜等恶劣气候或夜间照明不足时不得进行起重工作。
- (21) 起重操作人员雨雪天工作，应保持良好的视线，并要防止起重机各部制动器受潮失效。工作前应检查各部制动器并进行试吊，确认可靠后，方可进行工作。如遇大风，应将臂杆转到顺风方向，所有操纵杆放在空档位置，切断电源，吊车轮用铁契塞牢。
- (22) 冬季使用吊车时，起重机应置于平坦、坚实的地面上，停放或行驶，履带外侧与沟的边缘不得小于沟深度的 1.2 倍，吊物的钢丝绳系数不小于 5.5 倍，在架空输电线下工作，保持的安全距离应不小于 6m。
- (23) 严格执行各级安全防火责任制，要按照“谁施工、谁负责”的原则，在布置施工生产任务的同时必须进行安全技术措施交底，加强施工现场防火安全管理，使安全防火工作真正贯穿于施工中的全过程，确保安全生产。
- (24) 认真开展冬季安全防火大检查，重点检查各班组消防制度的贯彻落实情况，宣传明火场所。各类仓库、工具间和生活区等安全防火措施落实情况。
- (25) 对现场的施工用电线路进行不定期检查，切实落实一机、一闸、一保护，防止因大量用电造成火灾。
- (26) 在施工区域合理放置消防器材，木工场、易燃仓库等作为防火重点，周围严禁流动吸烟并配备足够的消防器材。木工场的木屑、刨花、下角料及施工现场的易燃物及时清除。对主要材料堆放区，放置消防水桶或设置灭火器。起重机操作室要配备干粉灭火器。
- (27) 加强对施工宣传明火作业及易燃易爆作业防火安全管理，严格执行三级动火审批手续，对动火区域都要派专人监火。
- (28) 严禁施工现场流动吸烟和明火取暖，尤其是在机械停放点和木料堆集附近。工具房内生炉子取暖，应有切实可行的防火措施，人走火灭。施工完毕后，应及时拉掉电源开关，防止人走后电源短路引起火灾。
- (29) 仓库、工具间内严禁使用取暖器，木工间、油漆间施工区域内，严禁使用碘钨灯和明火作业。
- (30) 加强电气线路和电加热器管理，严禁使用电炉，电加热器、碘钨灯取暖，宿舍内严禁使用大灯泡，确因工作需要必须使用电加热器单位和个人都要提出申请经批准后方可使用，使用时要落实措施，有专人负责，确保用电安全防止电气线路故障引起火灾事故。
- (31) 项目保卫消防员和安全员要深入现场，加强巡视，检查发现违章现象，必须严肃处理。施工现场的消防器材不得挪作他用和故意损坏，做倒现场消防器材和

安全消防人员始终处于临战状态。

- (32) 冬季使用的机械设备在入冬前应结合保养计划普遍进行一次换季保养，检查全部技术状况，换用适合本地区气温情况的防冻液、燃油、润滑油、液压油及安装预热、保温装置。
- (33) 电动机械入冬前应检查或更换轴承的润滑脂。
- (34) 有冷却系统的机械设备，在气温降到 5° 以下时，必须每日放水或加入防冻液，内燃机应将节温器装好，加盖保温套。
- (35) 机械设备加入防冻液以前，冷却系统应全部进行清洗并仔细检查水箱、水套、水管及接头等处，应无渗漏。
- (36) 加入防冻液后，应将“已加防冻液”的标志牌挂在机械明显处。
- (37) 作业中，如临时停车，应将保温套盖好，并放下通风口窗幕。
- (38) 施工机械启动后，应低速空转使温度上升，再逐步增加转速，严禁刚一启动即猛轰油门。
- (39) 混凝土搅拌机、砂浆搅拌机、灰浆泵、混凝土泵等机械在停止运转后，必须将机械内物料倒尽，用清水冲洗干净，并将积水放尽。
- (40) 空气压缩机停止运转后，应将储气罐内积水放尽。
- (41) 冬季施工期间节假日多，元旦、春节等节假日期间要加强安全管理工作，部署相关管理人员节假日期间值班值守，妥善安排值守应急和安全守卫工作，遇重大突发事件和重要紧急突发事件，按规定第一时间上报，并立即启动应急预案妥善处理，坚决杜绝迟报、漏报、瞒报。

7.3.4 文明施工及环保措施

- (1) 模板拆除后的材料应按编号分类堆放。
- (2) 模板每次使用后清理板面，涂刷脱模剂，涂刷隔离剂时要防止撒漏，以免污染环境。
- (3) 模板安装时，应注意控制噪声污染。
- (4) 模板加工过程中使用电锯、电刨等，应注意控制噪音，夜间施工应遵守当地规定，防止噪声扰民。
- (5) 加工和拆除木模板产生的锯末、碎木要严格按照固体废弃物处理程序处理，避免污染环境。
- (6) 每次下班时保证工完场清。

7.4 监测监控措施

7.4.1 监测目的

为了确保模板支撑体系的安全和砼结构施工的顺利进行，掌握模板支撑体系在搭设、钢筋安装、砼浇筑过程中及砼终凝前后的受力与变形状况，确保模板支撑体系在各种施工工况及荷载的作用下，获得模板支撑体系的实际变形数据，起到对模板支撑体系实时监控，最终达到最佳安全状况。

7.4.2 影响因素

本工程模板支架传力体系如下：上部荷载→梁或楼板底模→木楞→横向水平钢管→竖向钢管立杆→承载地基或结构层楼板。在荷载作用下，木楞、水平横杆会产生弯曲变形，钢管立杆会产生竖向压缩变形。一旦杆件变形过大，轻则对砼构件的质量产生影响（如标高不准确，平整度超过允许范围，甚至产生结构裂缝），重则使架体受力不均导致架体失稳坍塌，这要求杆件有足够的刚度来抵抗变形。

7.4.3 监测项目

立杆顶水平位移、支架整体水平位移及立杆的基础沉降。

7.4.4 监测点设置

支架监测点布设按监测项目分别选取在受力最大的立杆、支架周边稳定性薄弱的立杆及受力最大或地基承载力低的立杆设监测点。监测点布置根据支架平面大小设置各不少于 2 个立杆顶水平位移、支架整体水平位移及立杆基础沉降监测点。监测仪器精度满足现场监测要求，并设变形监测报警值

7.4.5 仪器设备配置

名称	规格	数量	精度
电子经纬仪	DT202C	1	
精密水准仪		1	±2"
全站仪一台	RXT—232	1	±2" ，最大允许误差±20"
自动安平水准仪		2	千米往返±3mm
红外线水准仪		1	
激光垂直仪	DZJ2	2	h/40000
对讲机		3	
检测板手		1	

7.4.6 监测标准

高支模搭设允许偏差及监测变形允许值、预警值

序号	项目	搭设允许偏差 (mm)	变形允许值 (mm)	变形预警值 (mm)	检查工具
1	立杆钢管弯曲 $3m < L \leq 4m$ $4m < L \leq 6.5m$	≤ 12 ≤ 20	/	/	经纬仪
2	水平杆、斜杆的钢管弯曲 $L \leq 6.5m$	≤ 30	/	/	经纬仪
3	立杆垂直度全高	± 50	/	/	经纬仪及钢板尺
4	立杆脚手架高度H内	± 50	/	/	经纬仪
5	立杆顶水平位移	/	± 15	± 10	经纬仪及钢板尺
6	支架整体水平位移	/	± 15	± 10	经纬仪及钢板尺
7	立杆基础沉降	/	-10	-5	经纬仪及钢板尺

7.4.7 监测频率

在浇筑混凝土过程中应实时监测，一般监测频率不宜超过 20~30 分钟一次，在混凝土初凝前后及混凝土终凝前至混凝土 7 天龄期应实施实时监测，终凝后的监测频率为每天一次。监测数据超过预警值时必须立即停止浇筑混凝土，疏散人员，并及时进行加固处理。

7.4.8 监测说明

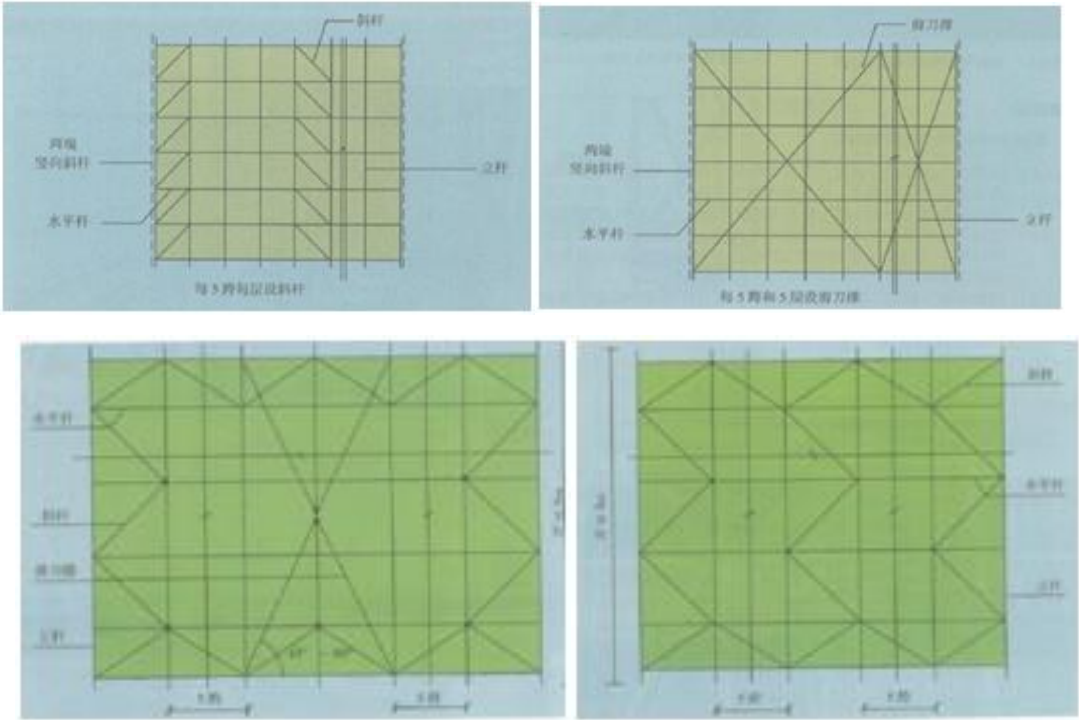
班组每日进行安全检查，项目部进行安全周检查，公司进行安全月检查，模板工程日常检查重点部位：

7.4.9 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；

- (1) 连墙件是否松动；
- (2) 架体是否有不均匀沉降，垂直度偏差；
- (3) 施工过程中是否有超载现象；
- (4) 安全防护措施是否符合规范要求；
- (5) 支架与杆件是否有变形现象；

7.4.10 施工过程检测标准：

- (1)架体基础：检查要点：架体基础应平整、坚实，符合专项施工方案要求；架体立杆底部应使用盘扣脚手架专用可调节底托，垫板的规格应符合规范要求；架体立杆底部应按要求设置可调底座；应按要求设置纵、横向扫地杆。
- (2)架体底部设置：检查要点：架体立杆底部应设置垫板和可调底座，并符合规范要求；架体纵、横向扫地杆设置应符合规范要求。说明：可调底座调节螺母离地高度不得大于 300mm，扫地杆的水平杆离地高度应小于 550mm，2 架体稳定。
- (3)架体稳定：连墙件检查要点：架体与建筑结构拉结应符合规范要求，并应从架体底层第一步水平杆处开始设置连墙件，当该处设置有困难时应采取其他可靠措施固定；架体拉结点应牢固可靠，连墙应采用刚性杆件。
- (4)说明：连墙件必须采用可承受拉压载荷的刚性杆件，连墙件与脚手架立面及墙体应保持垂直，与同层连墙杆应在同一平面，水平间距不应大于 3 跨；与架体的连接点至扣盘节点距离不得大于 300mm；当脚手架下部暂不能搭设连墙杆时，宜外扩搭设多排脚手架并设置斜杆形成外侧斜面状附加梯形架。
- (5)斜杆：检查要点：架体竖向斜杆设置应符合规范要求。



- (6)杆件扣盘节点：检查要求：竖向斜杆的两端固定在纵、横向水平杆与立杆汇交的扣盘节点处。

8 施工管理及作业人员配备和分工

8.1 施工管理人员

序号	岗位/工种	姓名	职 责	备注
----	-------	----	-----	----

1.	项目负责人	陈检胜	全面负责工程质量、安全、生产工作	
2.	技术负责人	胡进	全面负责技术工作	
3.	安全总监	邓懂君	负责具体的安全工作	
4.	技术员	韩琦	负责具体技术工作	
5.	施工员	武献报	组织施工	
6.	质检员	姚伟辉	质量检查、验收	
7.	测量员	陈志忠	定位放线，测量标高及垂直度	

8.2 作业人员

1.	架子工	7	脚手架搭设、拆除	
2.	电工	2	负责现场施工用电	
3.	塔吊司机	2	塔吊操作吊运材料	
4.	信号工	2	指挥塔吊吊运材料	
5.	司索工	2	负责材料吊运	
6.	普工	10	辅助作业	

注：所有进场管理及作业人员均进行安全教育培训，并考试合格方可进场作业

9 质量与验收要求

9.1 模板工程质量要求

项目		允许偏差（mm）		检验方法
		国家标准	本工程控标准	
轴线位置		5	4	钢尺检查
底模上表面标高		±5	±5	水准仪或拉线、钢尺检查
截面尺寸	基础	±10	+8，-5	钢尺检查
	柱、墙、梁	+4，-5	±3	钢尺检查
层高垂直度	不大于5米	6	6	经纬仪或吊线、钢尺检查
	大于5米	6	6	经纬仪或吊线、钢尺检查
相邻两板表面高低差		2	2	钢尺检查
表面平整度		3	3	2m靠尺和塞尺检查

9.2 模板工程质量通病要求

模板工程质量通病控制表

序号	质量通病	控制措施
1	烂根	浇筑混凝土时在墙根支设模板处分别用4m和2m刮杠刮平，并控制墙体两侧及柱四周板标高，标高偏差控制在2mm以内，并用铁抹子找平，支模时加设海绵条，切忌将其伸入混凝土墙体位置内，加强混凝土浇筑过程中的振捣工作。
2	漏浆	在模板板面接缝处和梁侧模及底模交接处，采用贴海绵条的措施解决漏浆问题。
3	涨模偏位	模板设计强度控制，背楞加密。模板支设前放好定位线、控制轴线，墙模安装就位前采取定位措施，如采用梯子筋控制模板支设位置。

序号	质量通病	控制措施
4	垂直偏差	支模时要反复用线坠吊靠, 支模完毕经校正后如遇较大的冲撞, 应重新校正, 变形严重的模板不得使用。
5	平整偏差	加强模板的维修, 每次浇筑混凝土前将模板检修一次。板面有缺陷时, 应随时进行修理, 不得用大锤或振捣器猛振模板, 撬棍击打模板。
6	墙体钢筋移位	钢筋安装就位前采取定位措施, 如采用梯子筋控制钢筋位置; 同时采用塑料卡环做保护层垫块。
7	阴角不垂直不方正	修理好大模板, 阴角角模。支撑时要控制其垂直偏差, 并且角模内用顶固件加固, 保证阴角模或阴角部位的模板的每个翼缘至少设有一个顶件, 顶件不得使用易生锈的钢筋或角铁。
8	外角不垂直	保证拼模准确, 角部夹具夹紧边框, 在必要的位置做加强处理, 使角部线条顺直, 棱角分明。

9.3 验收要求

9.3.1 模板支架应在下列阶段进行检查与验收:

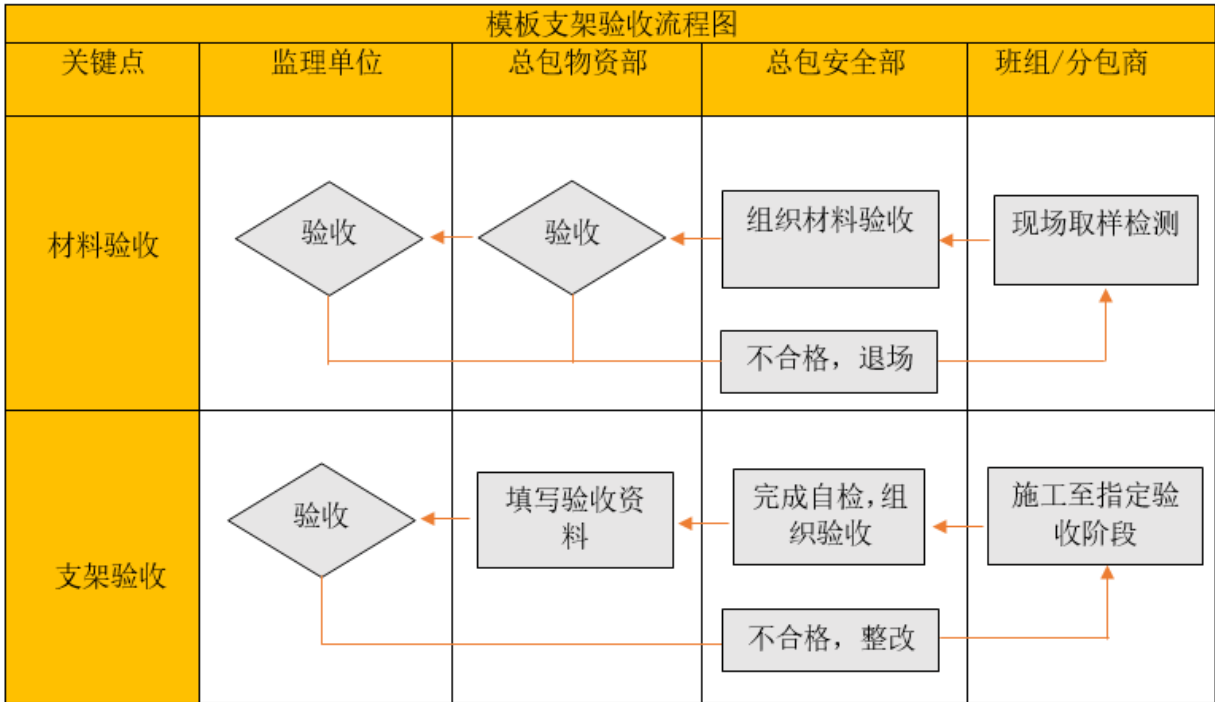
- (1) 施工准备阶段, 对进场构配件进行检查验收;
- (2) 在基础完工后模板支架搭设前; 对基础进行检查验收;
- (3) 每搭设完两层后; 在搭设完成后, 对模板支架进行检查验收;
- (4) 在模板施工完成后混凝土浇筑前, 对安全防护设施进行检查验收;
- (5) 剪刀撑: 梁支模架剪刀撑与周围楼板支模架的剪刀撑同步搭设并连成整体。上下层支撑立杆应对称设置支撑体系内部一般每四跨不大于 5m 搭设竖向和水平向剪刀撑。水平剪刀撑设置在架体底部扫地杆位置一道。

9.3.2 验收时应具备下列文件

- (1) 根据编制依据相关文件规范、标准要求所形成的施工组织设计文件;
- (2) 专项施工方案及变更文件;
- (3) 安全技术交底文件;
- (4) 模板支架构配件的出厂合格证或质量分类合格标志;
- (5) 模板工程的施工记录及质量检查记录;
- (6) 模板支架搭设过程中出现的重要问题及处理记录;
- (7) 模板工程的施工验收报告。

9.3.3 架子搭设和组装完毕, 使用前必须由项目经理、技术负责人、项目安全负责人、架子班长等人员组成验收小组, 进行验收, 并填写验收单。

9.4 验收程序



9.5 验收内容

9.5.1 支架原材料检查验收

支架原材料构配件进场后要检查验收其材质、规格尺寸、焊缝质量、外观质量等。并且需要产品标识及产品质量合格证和供应商配套提供的管材、铸件、冲压件等材料的材质、产品性能检验报告。对于重复使用的支架材料及构配件，要检查合格后方可使用，必要时要通过荷载试验确定其实际承载能力。

承插型盘扣式钢管支架主要构配件材质

立杆	水平杆	竖向斜杆	水平斜杆	扣接头	连接套管	可调底座、可调托座	可调螺母	连接盘、插销
Q355	Q235B	Q235	Q235B	ZG230-450	Q355	Q235B	ZG270-500	ZG230-450或Q235B

构配件外观质量及技术资料检查验收表

项目	要求	抽检数量	检查方法
盘扣式钢管	有产品质量合格证、性能检验报告	---	检查资料

项目	要求	抽检数量	检查方法
	钢管表面平直光滑，不得有裂缝、结疤、分层、错位、硬弯、毛刺、压痕、深的划道及严重锈蚀等缺陷，严禁打孔；钢管外壁使用前必须涂刷防锈漆，钢管内壁宜涂刷防锈漆。	全数	目测
钢管外径及壁厚	符合JGT503-2016中表5.3.4中相关规定。	3%	游标卡尺测量
主龙骨	表面不应有裂缝、折叠、结疤、分层和夹杂。	全数	目测
	符合GB/T 706-2016中表1中相关尺寸允许偏差。	3%	游标卡尺、钢板尺测量
安全网	安全网绳不得损坏和腐朽，平支安全网宜使用锦纶安全网；密目式阻燃安全网除满足网目要求外，其锁扣间距控制在300mm以内。	全数	目测

9.5.2 钢管原材检查验收内容

钢管无裂纹、凹陷、锈蚀，不得采用接长钢管。铸造件表面光整，不得有砂眼、缩孔、裂纹、浇帽口残余等缺陷，表面粘砂清除干净。冲压件不得有毛刺、裂纹、氧化皮等缺陷。各焊缝饱满，焊药清除干净，不得有未焊透、夹砂、咬肉、裂纹等缺陷。构配件防锈漆涂层均匀、牢固，主要构、配件上的生产厂标识清晰。

9.5.3 木胶板原材检查验收内容

木胶板不允许存在裂缝、涡纹及树脂条纹。木节距指端的净距不小于木节直径的3倍。在指长范围内及离指根75mm的距离内，允许存在钝棱或边缘缺损，但不得超过两个角，且任一角的钝棱面积不得大于木板正常截面面积的1%。胶合木板宽度方向的厚度允许偏差不超过 $\pm 0.2\text{mm}$ ，每块木板长度方向的厚度允许偏差不超过 $\pm 0.3\text{mm}$ 。表面加工的截面允许偏差：宽度 $\pm 2.0\text{mm}$ ；高度 $\pm 6.0\text{mm}$ ；规方以承载处的截面为准，最大的偏离为1/200。

9.5.4 盘扣式模板支架验收表

序号	验收项目	搭设要求	验收结果
1	施工方案	1) 模板支架搭设应编制专项施工方案，结构设计应进行计算，并应按规定进行审核、审批；	
2	架体基础	1) 基础应坚实、平整，承载力应符合设计要求，并应能承受支架部全部荷载； 2) 支架底部应按规范要求设置底座、垫板，垫板规格应符合规范	

		要求: 3) 支架底部纵、横向扫地杆的设置应符合规范要求, 4) 基础应采取排水设施, 并应排水畅通; 5) 当支架设在楼面结构上时, 应对楼面结构强度进行验算, 必要时应对楼面结构采取加固措施。	
3	支架构造	1) 立杆间距应符合设计和规范要求; 2) 水平杆步距应符合设计和规范要求, 水平杆应按规也要求连续设置; 3) 竖向、水平剪刀撑或专用斜杆、水平斜杆的设置应符合规范要求。	
4	支架稳定	1) 当支架高宽比大于规定值时, 应按规定设置连墙杆或采用增加架体宽度的加强措施; 2) 立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度应符合规范要求; 3) 浇筑混凝土时应对架体基础沉降、架体变形进行监控, 基础沉降、架体变形应在规定允许范围内。	
5	施工荷载	1) 施工均布荷载、集中荷载应在设计允许范围内; 2) 当浇筑混凝土时, 应对混凝土堆积高度进行控制	
6	杆件连接	1) 立杆应采用对接、套接或承插式连接方式, 并应符合规范要求; 2) 水平杆的连接应符合规范要求; 3) 当剪刀撑斜杆采用搭接时, 搭接长度不应小1m; 4) 杆件各连接点的紧固应符合规范要求。	
7	底座与托撑	1) 可调底座、托撑螺杆直径应与立杆内径匹配, 配合间隙应符合规范要求; 2) 螺杆旋入螺母内长度不应少于5 倍的螺距。	
8	构配件材质	1) 钢管壁厚应符合规范要求; 2) 构配件规格、型号、材质应符合规范要求; 3) 杆件弯曲、变形、锈蚀量应在规范允许范围内。	

10 应急处置措施

10.1 生产安全事故应急救援组织机构

10.1.1 项目按需要建立以项目部主要负责人为首的生产安全事故应急救援领导组织机构, 领导小组由项目部领导班子相关人员组成, 项目经理对应急救援全面负责。救援领导小组成员必须保持 24 小时畅通, 当接到事故报告后, 领导小组成员应以最快的速度集合, 并迅速到达事故现场。

10.1.2 组织机构

成立以项目部为核心、各承（分）包单位共同参与的应急救援体系, 负责在紧急情况下的救援指挥和协调工作。组织机构如下:

安全责任人	岗位	姓名	联系方式
组长	项目经理	陈检胜	13865966553
副组长	安全总监	邓懂君	17613292911

安全责任人	岗位	姓名	联系方式
组员	技术负责人	胡进	18655153566
组员	生产经理	汪元广	18356130607
组员	机电经理	丁金梁	18505610581
组员	商务经理	赵超	18505516140

10.1.3 职责

10.1.4 组长职责：

- (1) 负责组建应急救援队伍。
- (2) 负责事故救援过程中的指挥和协调。
- (3) 负责应急救援预案中所需资源的配置。
- (4) 向公司和其他上级应急救援领导小组上报相关应急信息。

10.1.5 副组长职责：

- (1) 负责所分管范围内应急物资的调运和储备。
- (2) 组织有关部门对应急救援人员进行专业急救技能的培训。
- (3) 在组长的授权下进行组织和协调应急救援工作。
- (4) 对应急救援预案进行审核。

10.1.6 组员职责：

- (1) 负责职责范围内应急物资的准备工作。
- (2) 负责组织应急救援人员的日常培训工作。
- (3) 负责组织应急救援人员的日常演习。

10.1.7 现场事态控制组接到应急响应后，应迅速赶到事故现场，在指挥员的统一指挥下，立即对事故现场采取保护措施，防止无关人员进入现场或故意破坏现场，保障事故现场交通畅通。对现场有关在场人员进行安全疏散，防止事故蔓延扩大，并尽快了解和掌握事故发生的资料。

10.1.8 接到应急响应后，携带药品和器材应迅速赶到事故现场，在指挥员的统一指挥下，对受伤人员进行抢救或及时把受伤人员护送到医院救治。

10.1.9 项目经理部各班组建各班应急救援小组，并抽调人员参加项目应急救援小组的应急救援演习。

10.1.10 相关联系方式：

报警电话：110（公安）、120（急救）、119（火警）。

10.2 应急响应

- 10.2.1 重大事故发生后，项目部应立即启动应急救援预案，事故现场主要负责人或现场人员应当积极采取有效的抢救措施，进行全方位的抢救和应急处理；项目部的主要负责人在抢险和事故调查处理期间不得擅自离职守，同时向公司领导报告，公司领导根据实际情况法定时间内，向安全生产监督管理职责的政府部门报告。
- 10.2.2 采取有效措施，积极组织抢救，防止事故蔓延扩大；
- 10.2.3 保护事故现场，如需要移动物体的应在现场做好记号；
- 10.2.4 通讯电话：如发生火灾，立即采取现场灭火器材进行扑灭，如火势不能控制，立即拨打（火警）119 报警，如发生人员伤亡、中毒、传染性等疾病等事故，现场应积极采取必要的医疗救护措施，并立即拨打 120 急救请求电话求助，任何人不得隐瞒（缓报）谎报或者授意他人隐瞒（缓报）谎报安全事故；
- 10.2.5 项目部确定重大事故未能有效控制时，应当立即向公司提出启动上一级的重大事故应急救援预案的建议；启动公司的重大事故应急救援预案及申请启动上级预案，必须由公司经理批准，公司应急预案领导小组立即组织实施；
- 10.2.6 项目在应急预案启动后，项目部各部门各专业组应当根据预案规定的职责要求，服从项目部安全生产应急救援领导小组统一指挥，立即到达规定岗位，采取有效的制措施；
- 10.3 应急救援工作程序
 - 10.3.1 当事故发生时发现人员立即向组长汇报，由组长立即上报公司及业主，必要时，在规定时间内汇报当地有关部门，以取得政府部门的帮助。
 - 10.3.2 由应急救援小组组织项目部全体员工投入事故应急救援抢险工作中，尽快控制险情蔓延，并配合、协助事故的处理调查工作。
 - 10.3.3 事故发生时，组长不在现场时，由在现场的其他组员作为临时负责人指挥安排。
 - 10.3.4 事故发生时，应急救援小组立即组织营救受害人员，组织撤离或者采取其他措施保护危害区域内的其他人员。抢救受害人是应急救援的首要任务，在应急救援行动中，快速、有序、有效地实施现场急救与安全转送伤员降低伤亡率，减少事故的损失。
 - 10.3.5 事故发生后迅速控制危险源，对事故造成的危害进行监测、测定事故危害区域、危害性质及危害程度。做好现场清洁，消除危害后果。查清事故原因，查明人员伤亡情况，协助上级部门对事故调查。
 - 10.3.6 项目部指定专人负责事故的收集、统计、审核和上报工作，并严格遵守事故报告的真实性和时效性。
 - 10.3.7 规划应急线路，确定医院位置，便于事故发生后及时送治。

10.4 应急救援措施

10.4.1 物体打击急救措施

- (1) 当发生物体打击事故后,抢救的重点放在对颅脑损伤、胸部骨折和出血上进行处理。
- (2) 发生物体打击事故,应马上组织抢救伤者脱离危险现场,以免再发生损伤。
- (3) 在移动昏迷的颅脑损伤伤员时,应保持头、颈、胸在一直线上,不能任意旋曲。若伴颈椎骨折,更应避免头颈的摆动,以防引起颈部血管神经及脊髓的附加损伤。观察伤者的受伤情况、受伤部位、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 200,尽快送医院进行治疗。
- (4) 出现颅脑损伤,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。遇有凹陷骨折、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。

10.4.2 高空坠落急救措施

- (1) 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。
- (2) 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,去除伤员身上的用具和口袋中的硬物。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°,尽快送医院进行治疗。在搬运和转送过程中,颈部和躯干不能前屈或扭转,而应使脊柱伸直,绝对禁止一个抬肩一个抬腿的搬法,以免发生或加重截瘫。
- (3) 出现颅脑损伤,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。遇有凹陷骨折、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。
- (4) 颌面部伤员首先应保持呼吸道畅通,摘除义齿,清除移位的组织碎片、血凝块、口腔分泌物等,同时松解伤员的颈、胸部钮扣。若舌已后坠或口腔内异物无法清除时,可用 12 号粗针穿刺环甲膜,维持呼吸,尽可能早作气管切开。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。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。

10.4.3 触电事故急救措施

- (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，并应防止触电者二次触电或抢救者触电。
- (2) 隔离电源方法：
 - A 断开电源开头；
 - B 使用绝缘物（如干燥的竹枝、木枝）隔离或挑开电源或带电体；
 - C 用导电体使电源接地或短路，迫使漏电保护器和短路保护器跳闸而断开。
- (3) 抢救方法：
 - A 口对口、口对鼻人工呼吸法：（停止呼吸者）
 - B 使触电者头部尽量后仰，鼻孔朝天。解开领口和衣服，仰卧在比较坚实（如木板、干燥的泥地等）的地方。
 - C 一只手捏紧鼻孔，另一只手掰开嘴巴（如果掰不开嘴巴，可用口对鼻人工呼吸法贴鼻吹气）。
 - D 深吸气后，紧贴嘴巴或鼻孔吹气，一般吹二秒，放松三秒。
 - E 救护人换气时放松触电者的嘴和鼻，让其自然呼吸。

10.4.4 火灾事故急救措施

- (1) 事故发生后，最早发现者应迅速向事故现场负责人报告，并迅速切断事故现场的电源。
- (2) 事故现场负责人接到报告后，一边组织现场人员扑救，尽力控制火势蔓延，疏散人员，爆炸事故应迅速朝压力容器喷水，并转移临近的易燃易爆物品到安全地方；一边向当地公安消防部门报警，同时向公司应急救援指挥部报告。
- (3) 发生火灾时，如有人员被火围困，要立即组织力量抢救，应坚持救人第一，救人重于救火的原则，救人是火场上的首要任务。救人时应注意安全，进入火场要带手电和绳子。火场烟雾弥漫，没有防毒面具，可用湿毛巾捂嘴，防止中毒。可用棉被、毯子浸水后盖在身上，防止灼伤。
- (4) 火场疏散物资是减少火灾损失，控制火势，防止蔓延的有效方法。首先要及时疏散受火灾威胁的易燃易爆物品及压缩气体钢瓶等，对不能移动的上述物品，要集中一部分水枪均匀地冷却其外壁，降低其温度；其次要疏散重要文件、资料和贵重设备及物品等，并把疏散出来的物资集中存放到安全地点，指定专人看管，防止丢失，被窃或坏人乘机破坏。人员、物质疏散后应在指定地点集中

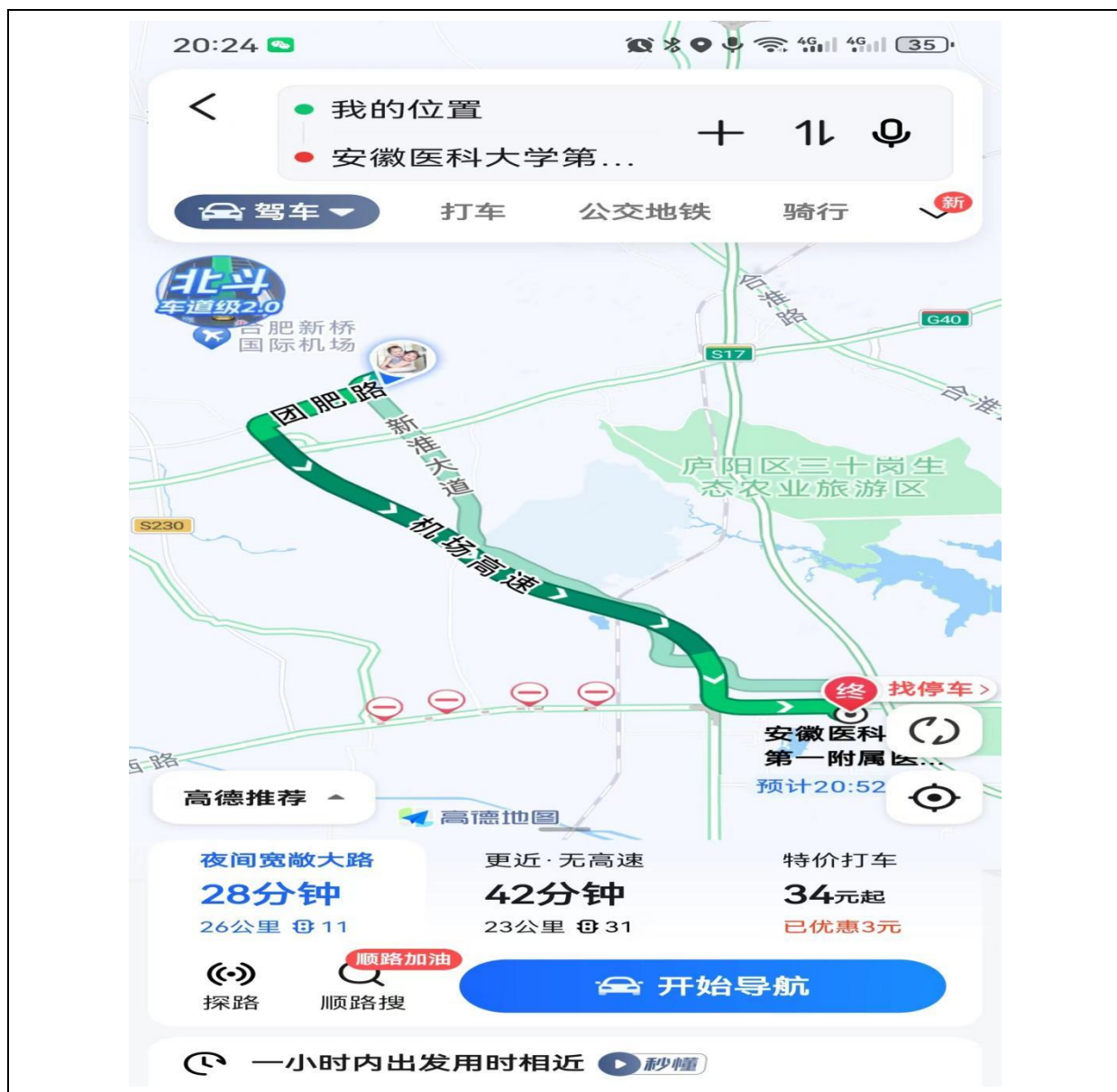
清点，并查明有关情况，及时向指挥部报告。

10.4.5 脚手架倒塌应急措施

- (1) 事故发生后，迅速将伤员脱离危险地方，移至安全地带。
- (2) 组织人员抢救伤员尽快解除重物压迫，减少挤压力综合症的发生，并转移至安全地方。
- (3) 若挤压部位有开放创伤及出血者，应及时止血。
- (4) 若有骨折时应及时用夹板等简易固定后立即送医院。
- (5) 立即向急救中心讲明事故地点、受伤程度、联系电话并派人到路口接应。
- (6) 及时拨打现场值班电话和通知有关负责人员。

10.4.6 应急救援路线图

本次应急救援医院为安徽医科大学第一附属医院西区，从项目施工现场至医院共约 26 公里，驾车约 28 分钟，具体线图见下图。地址：安徽省合肥市皖水路 120 号，联系电话：0551-65908534



11 计算书

计算依据:

- 1、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
- 2、《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T 231-2021
- 3、《混凝土结构设计规范》GB 50010-2010
- 4、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 5、《钢结构设计标准》GB 50017-2017

250mm 厚板模板（盘扣式）计算书

一、工程属性

新浇混凝土楼板名称	B1	新浇混凝土楼板计算厚度(mm)	250
模板支架高度H(m)	5.35	模板支架纵向长度L(m)	90.7
模板支架横向长度B(m)	50.4		

二、荷载设计

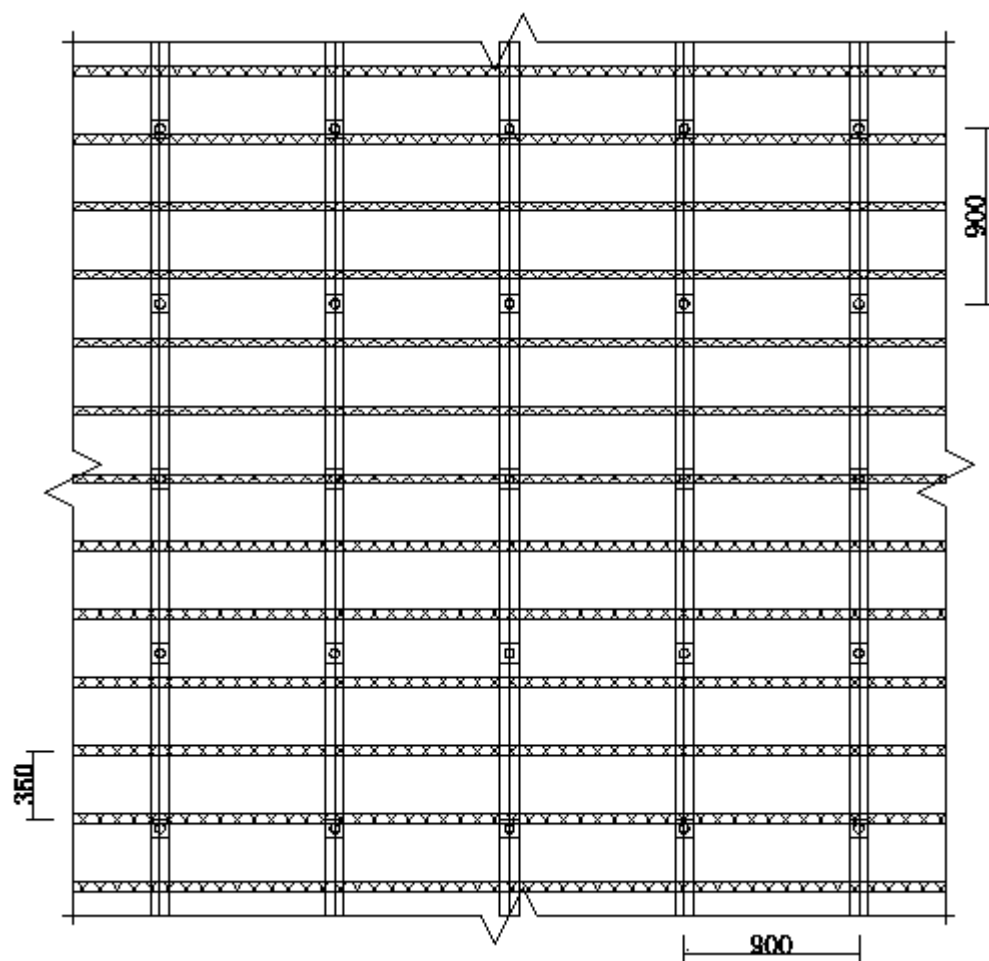
模板及其支架自重标准值 $G_{1k}(\text{kN/m}^2)$	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.5
混凝土自重标准值 $G_{2k}(\text{kN/m}^3)$	24	钢筋自重标准值 $G_{3k}(\text{kN/m}^3)$	1.1
施工人员及设备产生的荷载标准值 $Q_{1k}(\text{kN/m}^2)$	3		
泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷载标准值 $Q_{2k}(\text{kN/m}^2)$	0.136		
风荷载标准值 $\omega_k(\text{kN/m}^2)$	基本风压 $\omega_0(\text{kN/m}^2)$	0.3	0.15
	地基粗糙程度	B类(城市郊区)	
	模板支架顶部距地面高度(m)	9	

	风压高度变化系数 μ_z	1	
	风荷载体型系数 μ_s	0.5	
风荷载作用方向		沿模板支架横向作用	

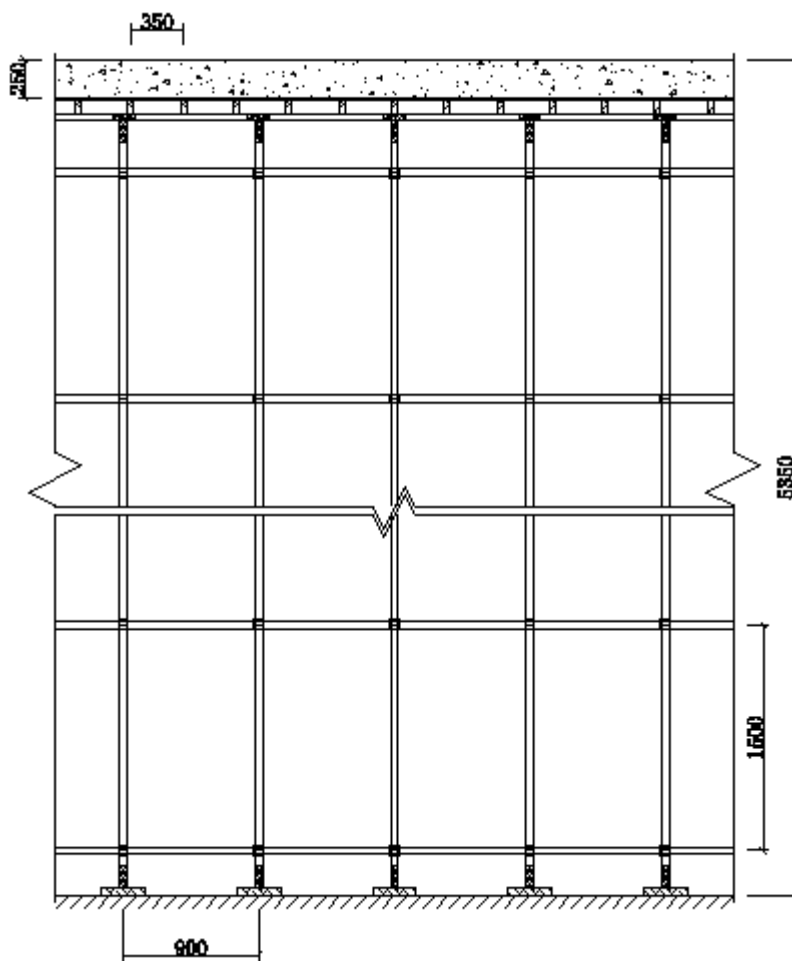
三、模板体系设计

结构重要性系数 γ_0	1	脚手架安全等级	II级
主梁布置方向	平行立杆纵向方向	立杆纵向间距 l_a (mm)	900
立杆横向间距 l_b (mm)	900	步距 h (mm)	1500
顶层步距 h' (mm)	1000	支架可调托座支撑点至顶层水平杆中心线的距离 a (mm)	450
小梁间距 s (mm)	350	小梁最大悬挑长度 l_1 (mm)	150
主梁最大悬挑长度 l_2 (mm)	100	承载力设计值调整系数 γ_R	1

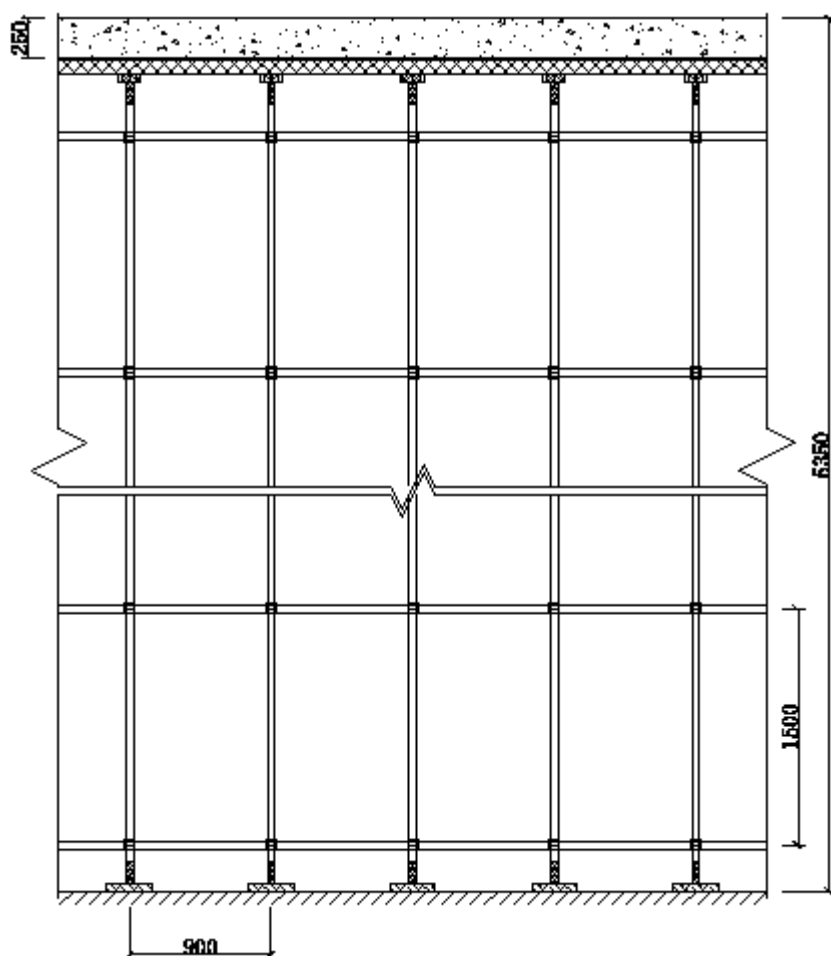
设计简图如下：



模板设计平面图



纵向剖面图



横向剖面图

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度 $t(\text{mm})$	15
面板抗弯强度设计值 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	15	面板抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N}/\text{mm}^2)$	1.4
面板弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	10000	面板计算方式	简支梁

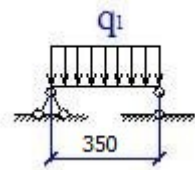
按简支梁，取1m单位宽度计算。

$$W = bh^2/6 = 1000 \times 15 \times 15 / 6 = 37500 \text{mm}^3, I = bh^3/12 = 1000 \times 15 \times 15 \times 15 / 12 = 281250 \text{mm}^4$$

1、荷载计算

面板承受的单位宽度线荷载设计值： $q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times b = 1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.1) \times 0.25) + 1.5 \times 3] \times 1 = 12.788 \text{kN/m}$

计算简图如下：



2、强度验算

$M_{max}=q_1l^2/8=12.788\times0.35^2/8=0.196\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{max}/W=0.196\times10^6/37500=5.222\text{N}/\text{mm}^2\leq[f]/\gamma_R=15/1=15\text{N}/\text{mm}^2$

满足要求！

3、挠度验算

面板承受的单位宽度线荷载标准值： $q=(1\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1\times Q_{1k})\times b$

$=1\times(0.1+(24+1.1)\times0.25)+1\times3\times1=9.375\text{kN}/\text{m}$

$v_{max}=5q_1^4/(384EI)=5\times9.375\times350^4/(384\times10000\times281250)=0.651\text{mm}$

$v_{max}=0.651\text{mm}\leq\min\{350/150,\ 10\}=2.333\text{mm}$

满足要求！

五、小梁验算

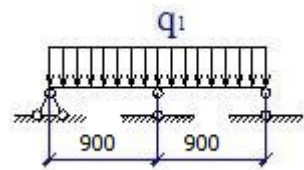
小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	15.444	小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.782
小梁截面抵抗矩W(cm ³)	54	小梁弹性模量E(N/mm ²)	9350
小梁截面惯性矩I(cm ⁴)	243	小梁计算方式	二等跨连续梁
小梁间距s(mm)	350		

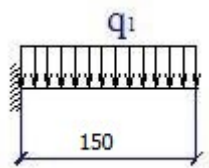
1、荷载计算

小梁承受的线荷载设计值： $q_1=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}$

$+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times s=1\times[1.3\times(0.3+(24+1.1)\times0.25)+1.5\times3]\times0.35=4.567\text{kN}/\text{m}$

计算简图如下：





2、强度验算

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

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times s = 1 \times 1.5 \times 3 \times 0.35 = 1.575 \text{ kN/m}$$

$$M_1 = 0.125 q_{1\text{静}} L^2 + 0.125 q_{1\text{活}} L^2 = 0.125 \times 2.992 \times 0.9^2 + 0.125 \times 1.575 \times 0.9^2 = 0.462 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = q_1 L_1^2 / 2 = 4.567 \times 0.15^2 / 2 = 0.051 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max} = \max[M_1, M_2] = \max[0.462, 0.051] = 0.462 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.462 \times 10^6 / 54000 = 8.562 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 15.444 / 1 = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算

$$V_1 = 0.625 q_{1\text{静}} L + 0.625 q_{1\text{活}} L = 0.625 \times 2.992 \times 0.9 + 0.625 \times 1.575 \times 0.9 = 2.569 \text{ kN}$$

$$V_2 = q_1 L_1 = 4.567 \times 0.15 = 0.685 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = \max[V_1, V_2] = \max[2.569, 0.685] = 2.569 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3 V_{\max} / (2 b h_0) = 3 \times 2.569 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 1.07 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 1.782 / 1 = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算

小梁承受的线荷载标准值 q : $q = (1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1 \times Q_{1k}) \times s = (1 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.25) + 1 \times 3) \times 0.35 = 3.351 \text{ kN/m}$

挠度, 跨中 $v_{\max} = 0.521 q L^4 / (100 EI) = 0.521 \times 3.351 \times 900^4 / (100 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.504 \text{ mm} \leq [v] = \min(L/150, 10) = \min(900/150, 10) = 6 \text{ mm}$;

悬臂端 $v_{\max} = q l_1^4 / (8 EI) = 3.351 \times 150^4 / (8 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.009 \text{ mm} \leq [v] = \min(2 \times l_1/150, 10) = \min(2 \times 150/150, 10) = 2 \text{ mm}$

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： $R_{\max}=1.25q_1L=1.25\times4.567\times0.9=5.137\text{kN}$

边支座的最大支座反力设计值： $R_1=(0.375q_{1\text{静}}+0.437q_{1\text{活}})L+q_1l_1=(0.375\times2.992+0.437\times1.575)\times0.9+4.567\times0.15=2.314\text{kN}$

正常使用极限状态

中间支座的最大支座反力标准值： $R'_{\max}=1.25qL=1.25\times3.351\times0.9=3.77\text{kN}$

边支座的最大支座反力标准值： $R'_1=0.375qL+q_1l_1=0.375\times3.351\times0.9+3.351\times0.15=1.634\text{kN}$

六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	$\Phi 48.3\times 3.2$
主梁计算截面类型(mm)	$\Phi 48\times 3$	主梁抗弯强度设计值 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	205
主梁抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N}/\text{mm}^2)$	125	主梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49
主梁弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	206000	主梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78
主梁计算方式	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	0.6		

承载能力极限状态

主梁2根合并，其主梁受力不均匀系数=0.6

单根主梁所受小梁支座反力设计值： $R=\max[R_{\max}, R_1]\times 0.6=\max[5.137, 2.314]\times 0.6=3.082\text{kN}$;

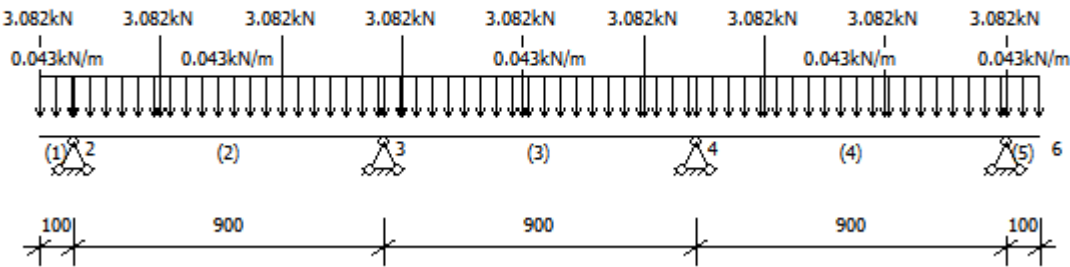
单根主梁自重设计值： $q=1\times 1.3\times 0.033=0.043\text{kN}/\text{m}$

正常使用极限状态

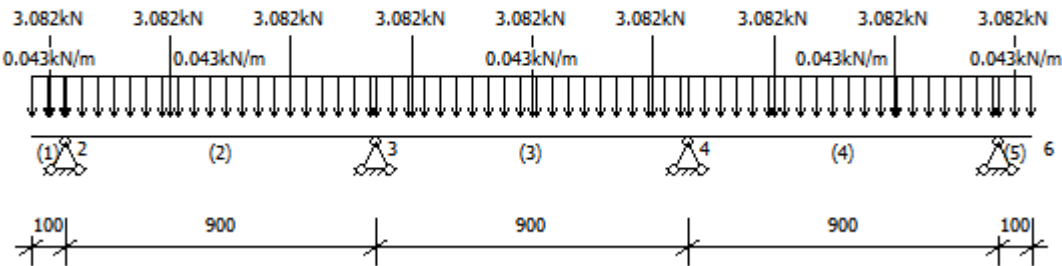
单根主梁所受小梁支座反力标准值： $R'=\max[R'_{\max}, R'_1]\times 0.6=\max[3.77, 1.634]\times 0.6=2.262\text{kN}$;

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

计算简图如下：

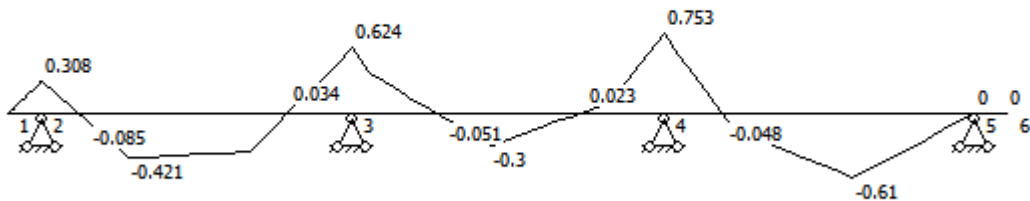


主梁计算简图一

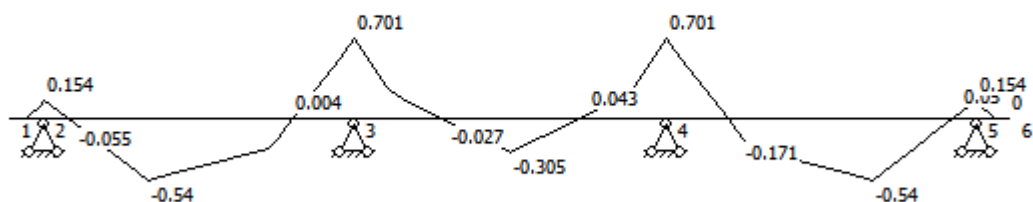


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)

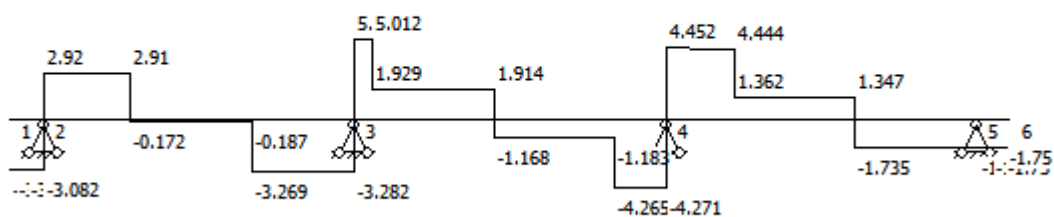


主梁弯矩图二(kN·m)

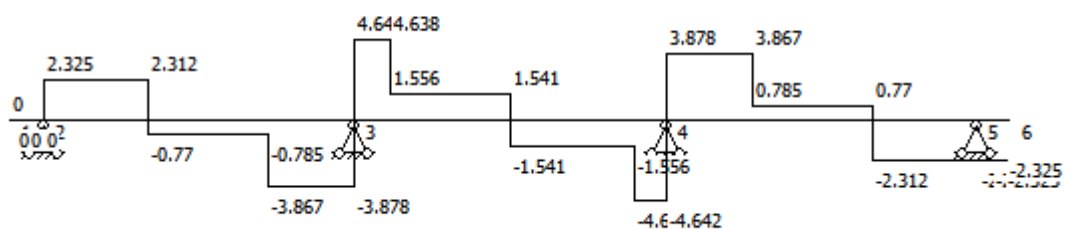
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.753 \times 10^6 / 4490 = 167.693 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)

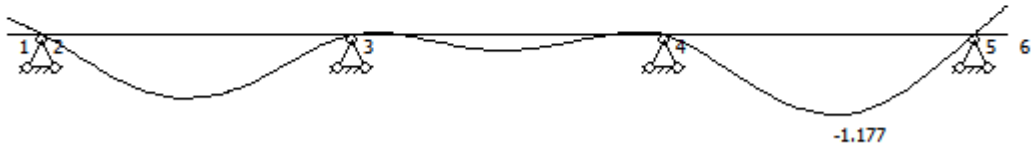


主梁剪力图二(kN)

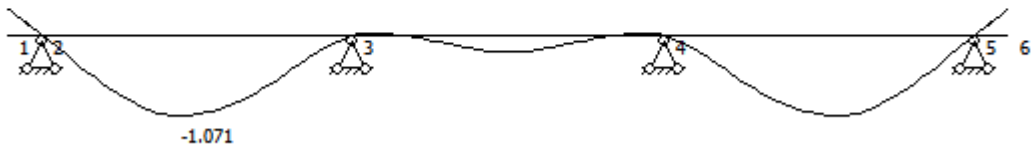
$$\tau_{\max}=2V_{\max}/A=2\times 5.014\times 1000/424=23.649\text{N/mm}^2\leq[\tau]/\gamma_R=125/1=125\text{N/mm}^2$$

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 $v_{\max}=1.177\text{mm}\leq[v]=\min\{900/150, 10\}=6\text{mm}$
悬挑段 $v_{\max}=0.448\text{mm}\leq[v]=\min(2\times100/150,10)=1.333\text{mm}$

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 $R_1=6.007\text{kN}$ ， $R_2=8.296\text{kN}$ ， $R_3=8.723\text{kN}$ ， $R_4=4.837\text{kN}$

图二

支座反力依次为 $R_1=5.411\text{kN}$ ， $R_2=8.521\text{kN}$ ， $R_3=8.521\text{kN}$ ， $R_4=5.411\text{kN}$

主梁2根合并，其主梁受力不均匀系数=0.6，因此主梁传递至立杆的集中力：

$R_{\max}=\text{Max}[R_1,R_2,R_3,R_4]/0.6=8.723/0.6=14.539\text{kN}$

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)	100
-----------	------	-------------------	-----

按上节计算可知，可调托座受力 $N=R_{\max}=14.539\text{kN}\leq[N]/\gamma_R=100/1=100\text{kN}$

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)	450	立杆钢管截面类型(mm)	Φ48.3×3.2
立杆钢管计算截面类型(mm)	Φ48×3	钢材等级	Q355
立杆截面面积A(mm ²)	424	立杆截面回转半径i(mm)	15.9
立杆截面抵抗矩W(cm ³)	4.49	抗压强度设计值[f](N/mm ²)	300
支架自重标准值q(kN/m)	0.15	支架立杆计算长度修正系数η	1.05
悬臂端计算长度折减系数k	0.6	支撑架搭设高度调整系数β _H	1
架体顶层步距修正系数γ	0.9	步距h(mm)	1500
顶部步距h'(mm)	1000		

1、长细比验算

$$l_{01} = \beta_H \gamma h' + 2ka = 1 \times 0.9 \times 1000 + 2 \times 0.6 \times 450 = 1440 \text{ mm}$$

$$l_0 = \beta_H \eta h = 1 \times 1.05 \times 1500 = 1575 \text{ mm}$$

$$\lambda = \max[l_{01}, l_0] / i = 1575 / 15.9 = 99.057 \leq [\lambda] = 150$$

满足要求!

2、立杆稳定性验算

根据《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T 231-2021公式5.3.1-2，考虑风荷载时，可变荷载需考虑0.9组合系数：

小梁验算

$$q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times 0.9 \times Q_{1k}] \times s = 1 \times [1.3 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.25) + 1.5 \times 0.9 \times 3] \times 0.35 = 4.409 \text{ kN/m}$$

同上四～六步计算过程，可得：

$$R_1 = 5.801 \text{ kN}, R_2 = 8.229 \text{ kN}, R_3 = 8.425 \text{ kN}, R_4 = 5.225 \text{ kN}$$

$$R_{\max} = \max[R_1, R_2, R_3, R_4] / 0.6 = 8.425 / 0.6 = 14.041 \text{ kN}$$

顶部立杆段：

$$\lambda_1 = l_{01} / i = 1440.000 / 15.9 = 90.566$$

查表得, $\varphi=0.55$

不考虑风荷载:

$$N_1=R_{\max}=14.539\text{kN}$$

$$f=N_1/(\varphi A)=14539.085/(0.55\times 424)=62.346\text{N/mm}^2\leq [f]/\gamma_R=300/1=300\text{N/mm}^2$$

满足要求!

考虑风荷载:

$$M_w=\gamma_0\times\gamma_Q\varphi_c\omega_k\times l_a\times h^2/10=1\times 1.5\times 0.9\times 0.15\times 0.9\times 1.5^2/10=0.041\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{1w}=R_{\max}+M_w/l_b=14.041+0.041/0.9=14.087\text{kN}$$

$$f=N_{1w}/(\varphi A)+M_w/W=14087/(0.55\times 424)+0.041\times 10^6/4490=69.538\text{N/mm}^2\leq [f]/\gamma_R=300/1=300\text{N/mm}^2$$

满足要求!

非顶部立杆段:

$$\lambda=l_0/i=1575.000/15.9=99.057$$

查表得, $\varphi_1=0.482$

不考虑风荷载:

$$N=N_1+\gamma_0\times\gamma_G\times q\times H=14.539+1\times 1.3\times 0.15\times 5.35=15.582\text{kN}$$

$$f=N/(\varphi_1 A)=15.582\times 10^3/(0.482\times 424)=76.246\text{N/mm}^2\leq [f]/\gamma_R=300/1=300\text{N/mm}^2$$

满足要求!

考虑风荷载:

$$M_w=\gamma_0\times\gamma_Q\varphi_c\omega_k\times l_a\times h^2/10=1\times 1.5\times 0.9\times 0.15\times 0.9\times 1.5^2/10=0.041\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$N_w=R_{\max}+\gamma_0\times\gamma_G\times q\times H+M_w/l_b=14.041+1\times 1.3\times 0.15\times 5.35+0.041/0.9=15.13\text{kN}$$

$$f=N_w/(\varphi_1 A)+M_w/W=15.13\times 10^3/(0.482\times 424)+0.041\times 10^6/4490=83.165\text{N/mm}^2\leq [f]/\gamma_R=300/1=300\text{N/mm}^2$$

满足要求!

九、高宽比验算

根据《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T 231-2021 第6.2.1: 支撑架的高宽比宜控制在3以内

$$H/B=5.35/50.4=0.106\leq 3$$

满足要求！

十、抗倾覆验算

模板支架高度H(m)	5.35	模板支架纵向长度L(m)	90.7
模板支架横向长度B(m)	50.4		

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

$$M_T = \gamma_0 \times \varphi_c \gamma_Q (\omega_k L H^2 / 2) = 1 \times 1 \times 1.5 \times (0.15 \times 90.7 \times 5.35^2 / 2) = 292.057 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G (G_{1k} + 0.15 H / (l_a l_b)) L B^2 / 2 = 0.9 \times (0.5 + 0.15 \times 5.35 / (0.9 \times 0.9)) \times 90.7 \times 50.4^2 / 2 = 154554.977 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 292.057 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 154554.977 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$M_T = \gamma_0 \times \varphi_c \gamma_Q (Q_{2k} L H^2) = 1 \times 1 \times 1.5 \times (0.136 \times 90.7 \times 5.35^2) = 529.596 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G [(G_{2k} + G_{3k}) \times h_0 + (G_{1k} + 0.15 H / (l_a l_b))] L B^2 / 2 = 0.9 \times [(24 + 1.1) \times 0.25 + (0.5 + 0.15 \times 5.35 / (0.9 \times 0.9))] \times 90.7 \times 50.4^2 / 2 = 805125.833 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 529.596 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 805125.833 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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	C30
混凝土的龄期(天)	7	混凝土的实测抗压强度 $f_c(\text{N}/\text{mm}^2)$	8.294
混凝土的实测抗拉强度 $f_t(\text{N}/\text{mm}^2)$	0.829	立杆垫板长a(mm)	200
立杆垫板宽b(mm)	100		

$$F_1 = N = 15.582 \text{ kN}$$

1、受冲切承载力计算

根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010第6.5.1条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_l \leq (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0$	F_1	局部荷载设计值或集中反力设计值
	β_h	截面高度影响系数：当 $h \leq 800\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 1.0$ ；当 $h \geq 2000\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 0.9$ ；中间线性插入取用。
	f_t	混凝土轴心抗拉强度设计值
	$\sigma_{pc,m}$	临界面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值控制在 $1.0\sim 3.5\text{N/mm}^2$ 范围内
	u_m	临界截面周长：距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长。
	h_0	截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值
$\eta = \min(\eta_1, \eta_2)$ $\eta_1 = 0.4 + 1.2/\beta_s, \eta_2 = 0.5 + a_s \times h_0 / 4U_m$	η_1	局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数
	η_2	临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数
	β_s	局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸比较， β_s 不宜大于4；当 $\beta_s < 2$ 时取 $\beta_s = 2$ ，当面积为圆形时，取 $\beta_s = 2$
	a_s	板柱结构类型的影响系数：对中柱，取 $a_s = 40$ ，对边柱，取 $a_s = 30$ ；对角柱，取 $a_s = 20$
说明	本工程无预应力，不考虑上式中 $\sigma_{pc,m}$ 之值，将其取为0。	

可得： $\beta_h = 1$ ， $f_t = 0.829\text{N/mm}^2$ ， $\eta = 1$ ， $h_0 = h - 20 = 100\text{mm}$ ，

$u_m = 2[(a + h_0) + (b + h_0)] = 1000\text{mm}$

$$F = (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0 = (0.7 \times 1 \times 0.829 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 1000 \times 100 / 1000 = 58.03\text{kN} \geq F_1 = 15.582\text{kN}$$

满足要求！

2、局部受压承载力计算

根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010第6.6.1条规定，见下表

公式	参数剖析
----	------

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

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

$$\beta_l = (A_b/A_l)^{1/2} = [(a+2b) \times (b+2b)/(ab)]^{1/2} = [(400) \times (300)/(200 \times 100)]^{1/2} = 2.449, A_{ln} = ab = 20000 \text{ mm}^2$$

$$F = 1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln} = 1.35 \times 1 \times 2.449 \times 8.294 \times 20000/1000 = 548.534 \text{ kN} \geq F_l = 15.582 \text{ kN}$$

满足要求！

截面200*600梁模板（盘扣式，梁板立柱共用）计算书

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL200*600	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	200×600
梁侧楼板计算厚度(mm)	250	模板支架高度H(m)	5.35
模板支架横向长度B(m)	50.4	模板支架纵向长度L(m)	95.7

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
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

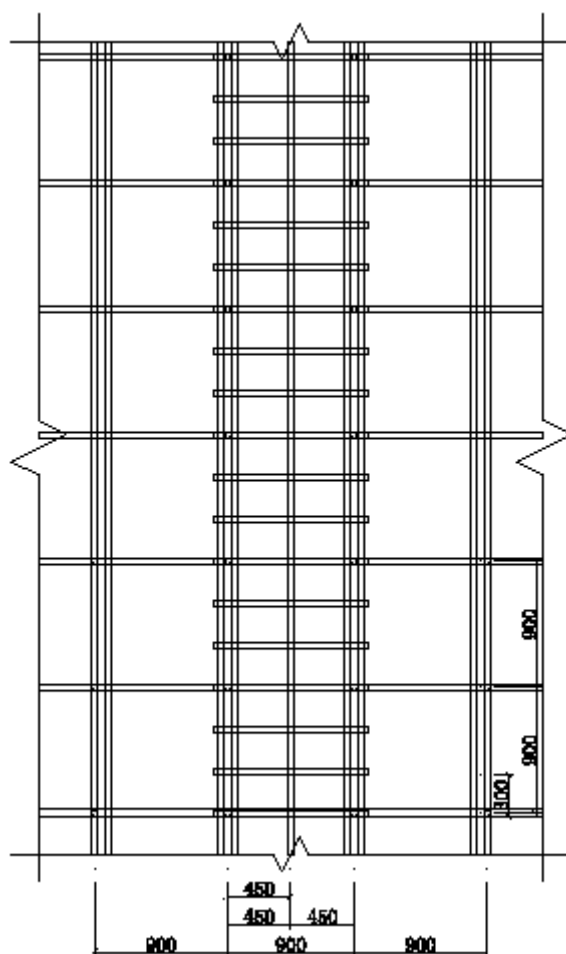
施工人员及设备荷载标准值 $Q_{1k}(kN/m^2)$	3		
泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷载标准值 $Q_{2k}(kN/m^2)$	0.136		
风荷载标准值 $\omega_k(kN/m^2)$	基本风压 $\omega_0(kN/m^2)$	0.3	非自定义:0.39
	地基粗糙程度	B类(城市郊区)	
	模板支架顶部距地面高度(m)	6	
	风压高度变化系数 μ_z	1	
	风荷载体型系数 μ_s	1.3	
	风荷载作用方向	沿模板支架横向作用	

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	梁两侧有板，梁底小梁垂直梁跨方向
梁跨度方向立杆纵距是否相等	是
梁跨度方向立杆间距 $l_a(mm)$	900
梁两侧立杆横向间距 $l_b(mm)$	900
最大步距 $h(mm)$	1500
顶层步距 $h'(mm)$	1000
可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度 $a(mm)$	450
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 $l'_a(mm)$ 、 $l'_b(mm)$	900、900
混凝土梁距梁两侧立杆中的位置	居中
梁左侧立杆距梁中心线距离 (mm)	450

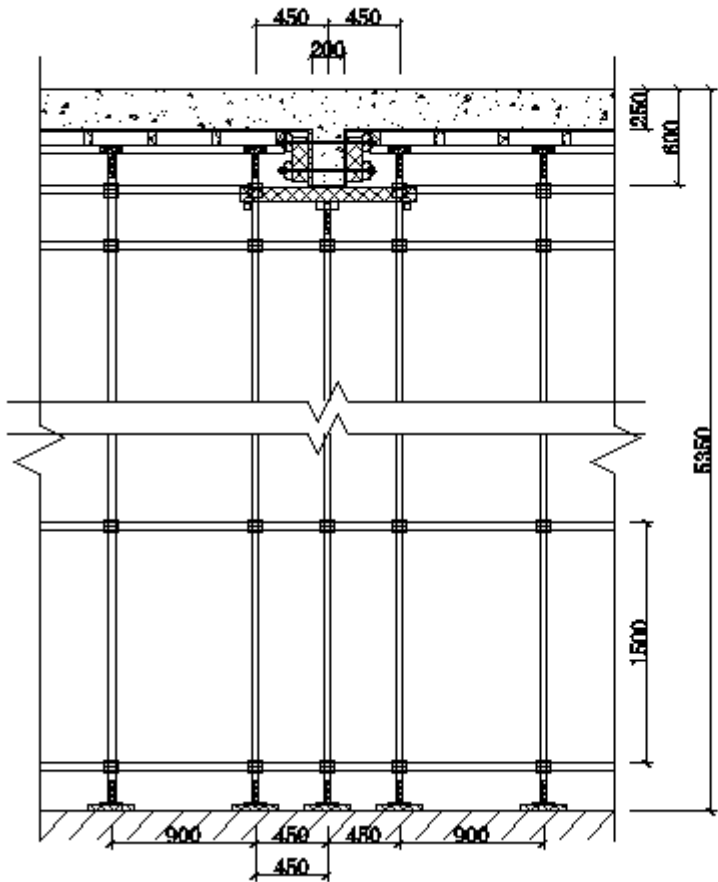
梁底增加立杆根数	1
梁底增加立杆布置方式	按梁两侧立杆间距均分
梁底增加立杆依次距梁左侧立杆距离(mm)	450
梁底支撑主梁最大悬挑长度(mm)	200
每跨距内梁底支撑小梁根数	4
每跨距内梁底支撑小梁间距(mm)	300
承载力设计值调整系数 γ_R	1
模板及支架计算依据	《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T 231-2021

设计简图如下:



平面图

本图梁侧支撑构造仅作示意，具体详见梁侧模板设计



立面图

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度t(mm)	15
面板抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	15	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)	10000	验算方式	简支梁

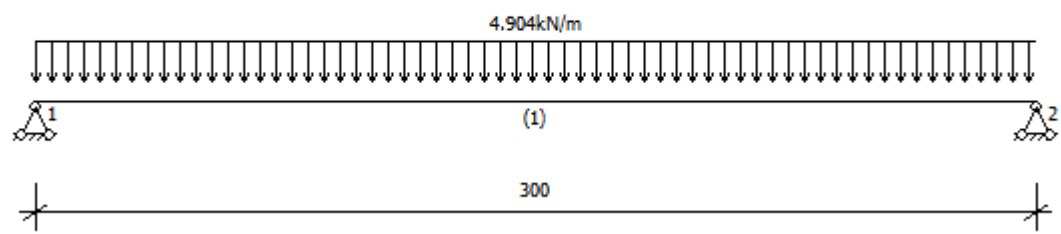
按简支梁计算：

截面抵抗矩： $W=bh^2/6=200\times15\times15/6=7500\text{mm}^3$ ，截面惯性矩： $I=bh^3/12=200\times15\times15\times15/12=56250\text{mm}^4$

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$q_1=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times b=1\times[1.3\times(0.1+(24+1.5)\times0.6)+1.5\times3]\times0.2=4.904\text{kN/m}$

简图如下：



1、抗弯验算

$$M_{\max}=0.125q_1L^2=0.125\times4.904\times0.3^2=0.055\text{kN}\cdot\text{m}$$
$$\sigma=M_{\max}/W=0.055\times10^6/7500=7.356\text{N}/\text{mm}^2\leq[f]/\gamma_R=15/1=15\text{N}/\text{mm}^2$$

满足要求！

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值：

$$q_2=[1\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1\times Q_{1k}]\times b=[1\times(0.1+(24+1.5)\times0.6)+1\times3]\times0.2=3.68\text{kN}/\text{m}$$

$$v_{\max}=5q_2L^4/(384EI)=5\times3.68\times300^4/(384\times10000\times56250)=0.69\text{mm}\leq[v]=\min[L/150, 10]=\min[300/150, 10]=2\text{mm}$$

满足要求！

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_{\max}=1q_1L=1\times4.904\times0.3=1.471\text{kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R'_{\max}=1q_2L=1\times3.68\times0.3=1.104\text{kN}$$

五、小梁验算

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

每跨距内梁底支撑小梁间距(mm)	300
------------------	-----

1、梁底小梁荷载计算

计算梁底支撑小梁所受荷载，其中梁侧楼板的荷载取板底立杆至梁侧边一半的荷载。

1) 梁底小梁荷载设计值计算

面板传递给小梁 $q_1=1.471/0.2=7.356\text{kN/m}$

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

梁左侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_1=\gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离}$

$\text{梁宽}/2)/2 \times \text{小梁间距} + \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高}-\text{板厚}) \times \text{小梁间距}=1 \times [1.3 \times (0.5 + (24+1.1) \times 0.25) + 1.5 \times 3] \times (0.45-0.2)/2 \times 0.3 + 1 \times 1.3 \times 0.5 \times (0.6-0.25) \times 0.3=0.767\text{kN}$

梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=\gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times ((l_b$

$\text{梁宽}/2)/2 \times \text{小梁间距} + \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高}-\text{板厚}) \times \text{小梁间距}=1 \times [1.3 \times (0.5 + (24+1.1) \times 0.25) + 1.5 \times 3] \times ((0.9-0.45)-0.2)/2 \times 0.3 + 1 \times 1.3 \times 0.5 \times (0.6-0.25) \times 0.3=0.767\text{kN}$

2) 梁底小梁荷载标准值计算

面板传递给小梁 $q_1=1.104/0.2=5.52\text{kN/m}$

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

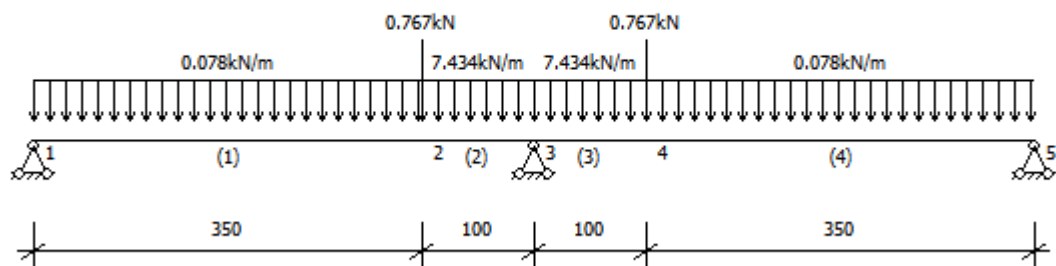
梁左侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_1=(1 \times G_{1k} + 1 \times (G_{2k} + G_{3k}) \times h + 1 \times Q_{1k}) \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离}$

$\text{梁宽}/2)/2 \times \text{小梁间距} + 1 \times G_{1k} \times (\text{梁高}-\text{板厚}) \times \text{小梁间距}=(1 \times 0.5 + 1 \times (24+1.1) \times 0.25 + 1 \times 3) \times (0.45-0.2)/2 \times 0.3 + 1 \times 0.5 \times (0.6-0.25) \times 0.3=0.566\text{kN}$

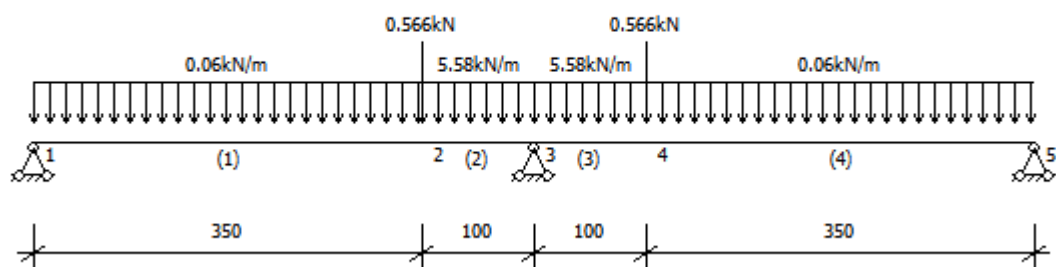
梁右侧楼板及侧模传递给小梁荷载 $F_2=(1 \times G_{1k} + 1 \times (G_{2k} + G_{3k}) \times h + 1 \times Q_{1k}) \times ((l_b$

$\text{梁宽}/2)/2 \times \text{小梁间距} + 1 \times G_{1k} \times (\text{梁高}-\text{板厚}) \times \text{小梁间距}=(1 \times 0.5 + 1 \times (24+1.1) \times 0.25 + 1 \times 3) \times ((0.9-0.45)-0.2)/2 \times 0.3 + 1 \times 0.5 \times (0.6-0.25) \times 0.3=0.566\text{kN}$

计算简图如下：

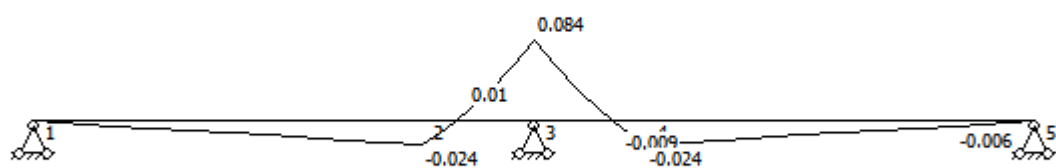


承载力极限状态



正常使用极限状态

2、抗弯验算

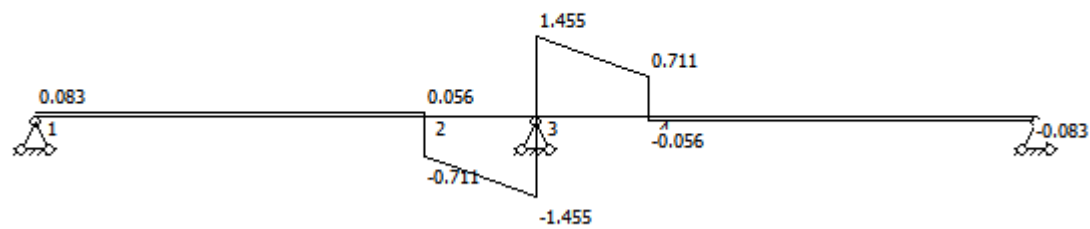


小梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.084 \times 10^6 / 54000 = 1.557 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 15.444 / 1 = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算



小梁剪力图(kN)

$V_{\max}=1.455\text{kN}$

$\tau_{\max}=3V_{\max}/(2bh_0)=3\times1.455\times1000/(2\times40\times90)=0.606\text{N/mm}^2\leq[\tau]/\gamma_R=1.782/1=1.782\text{N/mm}^2$

满足要求！

4、挠度验算



小梁变形图(mm)

$v_{\max}=0.011\text{mm}\leq[v]=\min[L/150, 10]=\min[450/150, 10]=3\text{mm}$

满足要求！

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$R_1=0.083\text{kN}, R_2=2.91\text{kN}, R_3=0.083\text{kN}$

正常使用极限状态

$R'_1=0.062\text{kN}, R'_2=2.166\text{kN}, R'_3=0.062\text{kN}$

六、主梁验算

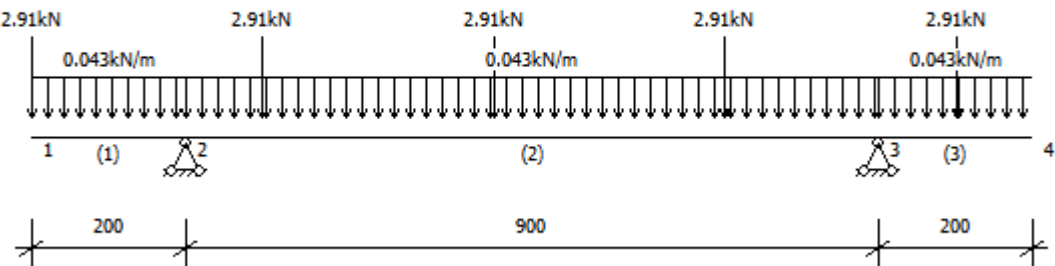
主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.5
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	主梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	205

主梁抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N}/\text{mm}^2)$	125	主梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49
主梁弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	206000	主梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78
主梁计算方式	简支梁	可调托座内主梁根数	1

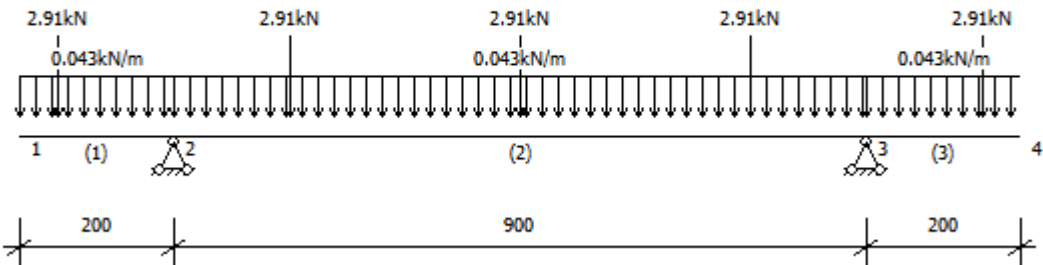
由上节可知 $P=\max[R_2]=\max[2.91]=2.91\text{kN}$ ， $P'=\max[R_2']=\max[2.166]=2.166\text{kN}$

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

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

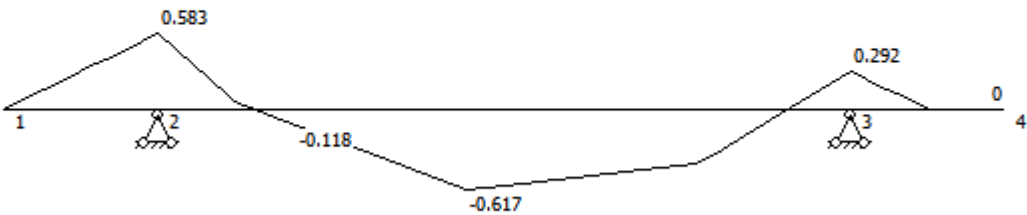


主梁计算简图一

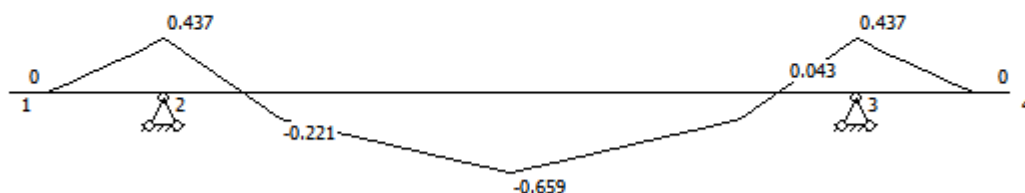


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一(kN·m)

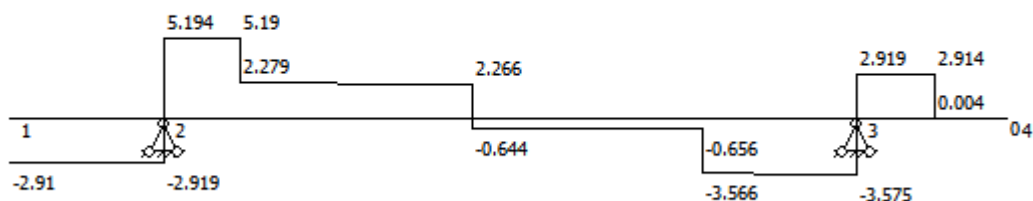


主梁弯矩图二(kN·m)

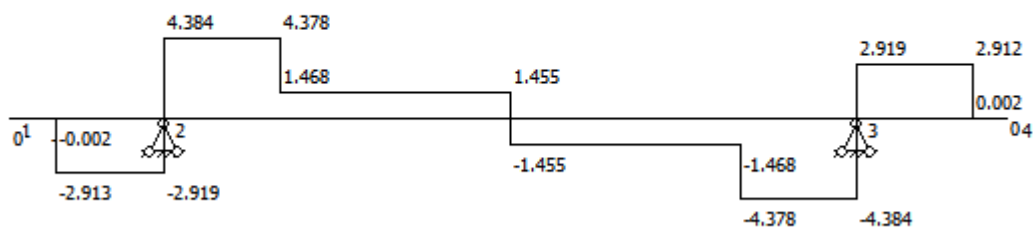
$$\sigma = M_{\max}/W = 0.659 \times 10^6 / 4490 = 146.771 \text{ N/mm}^2 \leq [f]/\gamma_R = 205/1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图一(kN)



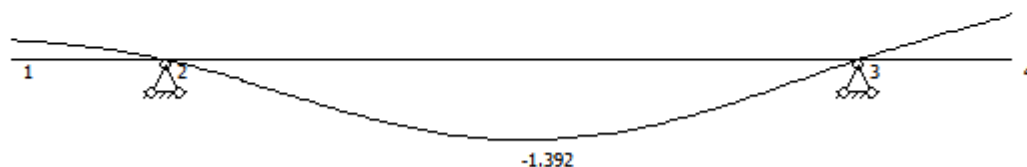
主梁剪力图二(kN)

$$V_{\max} = 5.194 \text{ kN}$$

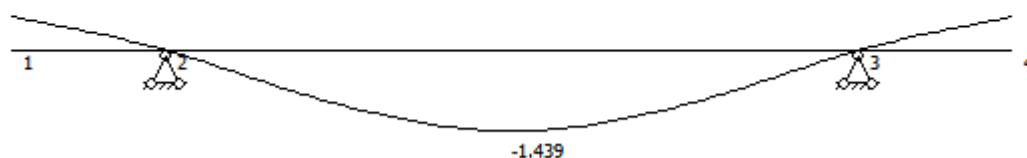
$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 5.194 \times 1000 / 424 = 24.5 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau]/\gamma_R = 125/1 = 125 \text{ N/mm}^2$$

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 $v_{\max} = 1.439\text{mm} \leq [v] = \min[l_1/150, 10] = \min[900/150, 10] = 6\text{mm}$

满足要求!

悬臂端 $v_{\max} = 0.791\text{mm} \leq [v] = \min[2l_2/150, 10] = \min[2 \times 200/150, 10] = 2.667\text{mm}$

满足要求!

4、支座反力计算

图一: $R_{\max} = 8.112\text{kN}$

图二: $R_{\max} = 7.303\text{kN}$

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: $R_2 = 8.112\text{kN}$

图二

立杆2: $R_2 = 7.303\text{kN}$

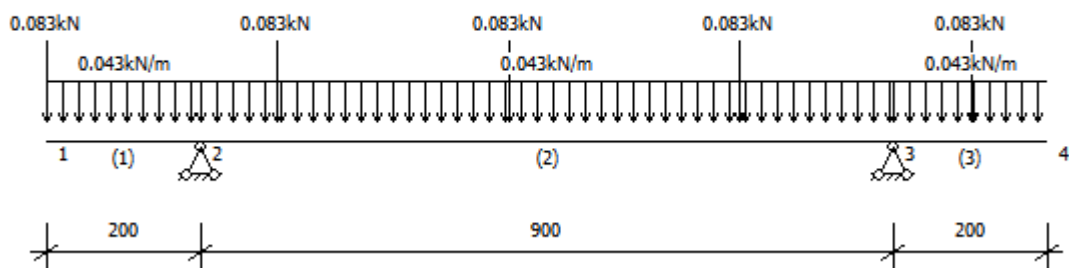
七、纵向水平钢管验算

钢管截面类型(mm)	Φ48.3×3.2	钢管计算截面类型(mm)	Φ48×3
钢管截面面积 $A(\text{mm}^2)$	424	钢管截面回转半径 $i(\text{mm})$	15.9
钢管弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	206000	钢管截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78
钢管截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	4.49	钢管抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	205
钢管抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	125		

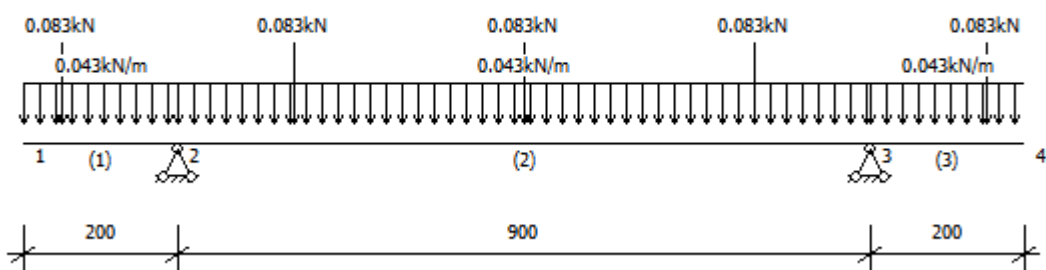
由小梁验算一节可知 $P=\max[R_1, R_3]=0.083\text{kN}$, $P'=\max[R_1', R_3']=0.062\text{kN}$

纵向水平钢管自重设计值: $q=1\times 1.3\times 0.033=0.043\text{kN/m}$

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

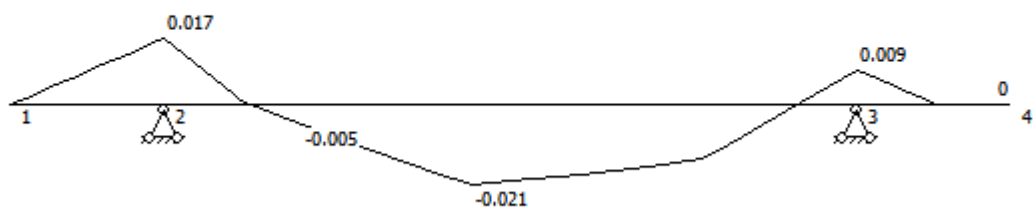


纵向水平钢管计算简图一

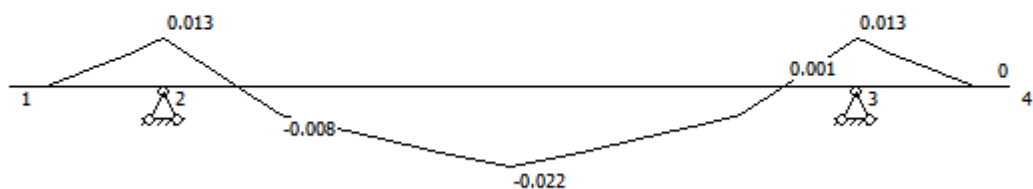


纵向水平钢管计算简图二

1、抗弯验算



纵向水平钢管弯矩图一(kN·m)

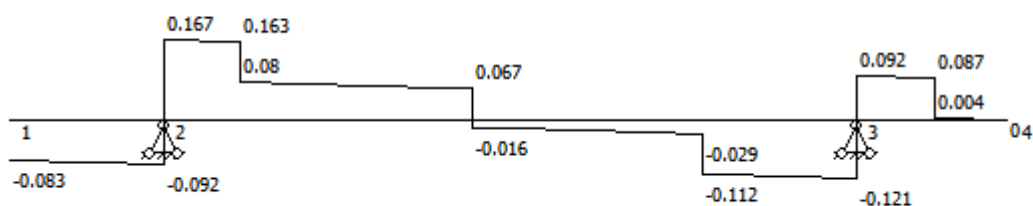


纵向水平钢管弯矩图二(kN·m)

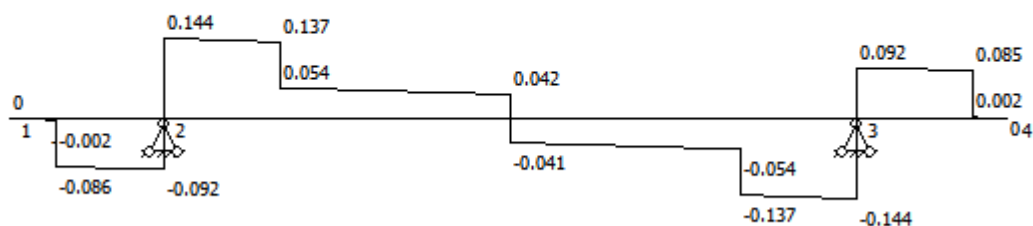
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.022 \times 10^6 / 4490 = 4.9 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



纵向水平钢管剪力图一(kN)



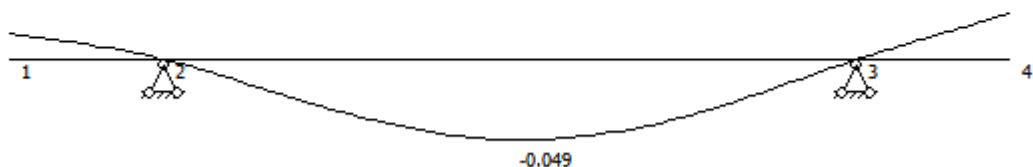
纵向水平钢管剪力图二(kN)

$$V_{\max} = 0.167 \text{ kN}$$

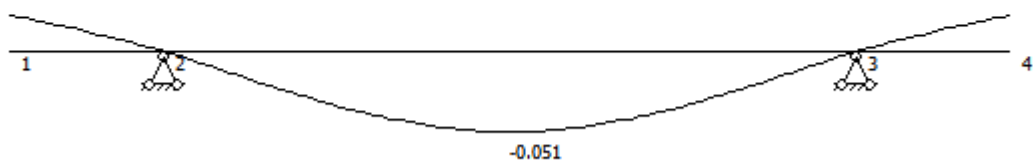
$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 0.167 \times 1000 / 424 = 0.787 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 125 / 1 = 125 \text{ N/mm}^2$$

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)

$$\text{跨中 } v_{\max} = 0.051 \text{ mm} \leq [v] = \min[l_1/150, 10] = \min[900/150, 10] = 6 \text{ mm}$$

满足要求!

$$\text{悬臂端 } v_{\max} = 0.029 \text{ mm} \leq [v] = \min[2l_2/150, 10] = \min[2 \times 200/150, 10] = 2.667 \text{ mm}$$

满足要求！

4、支座反力计算

图一： $R_{\max}=0.259\text{kN}$

图二： $R_{\max}=0.235\text{kN}$

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： $R_1=0.259\text{kN}$ ，立杆3： $R_3=0.259\text{kN}$

图二：

立杆1： $R_1=0.235\text{kN}$ ，立杆3： $R_3=0.235\text{kN}$

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)	100
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 $N=\max[R_1,R_3]=\max[0.259,0.259]=0.259\text{kN}\leq 0.85\times 8=6.8\text{kN}$

单扣件在扭矩达到40~65N·m且无质量缺陷的情况下，单扣件能满足要求！

2、可调托座验算

可调托座最大受力 $N=\max[R_2]=8.112\text{kN}\leq [N]/\gamma_R=100/1=100\text{kN}$

满足要求！

九、立杆验算

立杆钢管截面类型(mm)	Φ48.3×3.2	立杆钢管计算截面类型(mm)	Φ48×3
钢材等级	Q355	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	1.05	悬臂端计算长度折减系数 k	0.6
支撑架搭设高度调整系数 β_H	1	架体顶层步距修正系数 γ	0.9
抗压强度设计值 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	300	支架自重标准值 $q(\text{kN}/\text{m})$	0.15
步距 $h(\text{mm})$	1500	顶层步距 $h'(\text{mm})$	1000

可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度a (mm)	450
---------------------------	-----

1、长细比验算

$$h_{\max} = \max(\beta_H \eta h, \beta_H \gamma h' + 2ka) = \max(1 \times 1.05 \times 1500, 1 \times 0.9 \times 1000 + 2 \times 0.6 \times 450) = 1575 \text{ mm}$$

$$\lambda = h_{\max} / i = 1575 / 15.9 = 99.057 \leq [\lambda] = 150$$

长细比满足要求！

查表得， $\varphi = 0.482$

2、风荷载计算

$$M_w = \gamma_0 \times \varphi_c \times 1.5 \times \omega_k \times l_a \times h^2 / 10 = 1 \times 0.9 \times 1.5 \times 0.39 \times 0.9 \times 1.5^2 / 10 = 0.107 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

根据《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T

231-2021公式5.3.1-2，考虑风荷载时，可变荷载需考虑0.9组合系数：

1) 面板验算

$$q_1 = 1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.6) + 1.5 \times 0.9 \times 3] \times 0.2 = 4.814 \text{ kN/m}$$

2) 小梁验算

$$F_1 = 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.25) + 1.5 \times 0.9 \times 3]$$

$$\times (0.45 - 0.2/2) / 2 \times 0.3 + 1 \times 1.3 \times 0.5 \times (0.6 - 0.25) \times 0.3 = 0.743 \text{ kN}$$

$$F_2 = 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.25) + 1.5 \times 0.9 \times 3]$$

$$\times ((0.9 - 0.45) - 0.2/2) / 2 \times 0.3 + 1 \times 1.3 \times 0.5 \times (0.6 - 0.25) \times 0.3 = 0.743 \text{ kN}$$

$$q_1 = 7.221 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 0.078 \text{ kN/m}$$

同上四～七计算过程，可得：

$$R_1 = 0.253 \text{ kN}, R_2 = 7.912 \text{ kN}, R_3 = 0.253 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{立杆最大受力 } N_w = & \max[R_1 + N_{\text{边}1}, R_2, R_3 + N_{\text{边}2}] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times (H - \text{梁高}) + M_w / l_b = \\ & \max[0.253 + 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.25) + 1.5 \times 0.9 \times 3] \times (0.9 + 0.45 - 0.2/2) / 2 \times 0.9, 7.912, 0.253 + 1 \times \\ & [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.25) + 1.5 \times 0.9 \times 3] \times (0.9 + 0.9 - 0.45 - 0.2/2) / 2 \times 0.9] + 1 \times 1.3 \times 0.15 \times (5.35 - 0.6) + 0. \\ & 107 / 0.9 = 8.957 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$f = N_w / (\varphi A) + M_w / W = 8956.942 / (0.482 \times 424) + 0.107 \times 10^6 / 4490 = 67.658 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 300 / 1 = 300 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

十、高宽比验算

根据《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T 231-2021 第6.2.1: 支撑架的高宽比宜控制在3以内

$$H/B=5.35/50.4=0.106\leq 3$$

满足要求！

十一、架体抗倾覆验算

模板支架高度H(m)	5.35	模板支架纵向长度L(m)	95.7
模板支架横向长度B(m)	50.4		

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

$$M_T=\gamma_0\times\varphi_c\times\gamma_Q(\omega_k LH^2/2)=1\times 1\times 1.5\times(0.39\times 95.7\times 5.35^2/2)=801.208\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_R=\gamma_G[G_{1k}+0.15\times H/(l_a'\times l_b')]\text{LB}^2/2=0.9\times[0.5+0.15\times 5.35/(0.9\times 0.9)]\times 95.7\times 50.4^2/2=163075.097\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_T=801.208\text{kN}\cdot\text{m}\leq M_R=163075.097\text{kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_T=\gamma_0\times\varphi_c\times\gamma_Q(Q_{2k} LH^2)=1\times 1\times 1.5\times(0.136\times 95.7\times 5.35^2)=558.791\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_R=\gamma_G[G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})h_0+0.15\times H/(l_a'\times l_b')]\text{LB}^2/2=0.9\times[0.5+(24+1.1)\times 0.25+0.15\times 5.35/(0.9\times 0.9)]\times 95.7\times 50.4^2/2=849509.837\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_T=558.791\text{kN}\cdot\text{m}\leq M_R=849509.837\text{kN}\cdot\text{m}$$

满足要求！

十二、立杆支承面承载力验算

支撑层楼板厚度h(mm)	150	混凝土强度等级	C30
--------------	-----	---------	-----

混凝土的龄期(天)	7	混凝土的实测抗压强度 $f_c(N/mm^2)$	8.294
混凝土的实测抗拉强度 $f_t(N/mm^2)$	0.829	立杆垫板长 $a(mm)$	200
立杆垫板宽 $b(mm)$	200		

$F_1=N=8.957kN$

1、受冲切承载力计算

根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010第6.5.1条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_1 \leq (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0$	F_1	局部荷载设计值或集中反力设计值
	β_h	截面高度影响系数：当 $h \leq 800mm$ 时，取 $\beta_h=1.0$ ；当 $h \geq 2000mm$ 时，取 $\beta_h=0.9$ ；中间线性插入取用。
	f_t	混凝土轴心抗拉强度设计值
	$\sigma_{pc,m}$	临界面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值控制在 $1.0-3.5N/mm^2$ 范围内
	u_m	临界截面周长：距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长。
	h_0	截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值
$\eta = \min(\eta_1, \eta_2)$ $\eta_1 = 0.4 + 1.2/\beta_s, \eta_2 = 0.5 + a_s \times h_0 / 4U_m$	η_1	局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数
	η_2	临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数
	β_s	局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸比较， β_s 不宜大于4；当 $\beta_s < 2$ 时取 $\beta_s=2$ ，当面积为圆形时，取 $\beta_s=2$
	a_s	板柱结构类型的影响系数：对中柱，取 $a_s=40$ ，对边柱，取 $a_s=30$ ；对角柱，取 $a_s=20$
说明	本工程无预应力，不考虑上式中 $\sigma_{pc,m}$ 之值，将其取为0。	

可得： $\beta_h=1$ ， $f_t=0.829N/mm^2$ ， $\eta=1$ ， $h_0=h-20=130mm$ ，

$u_m = 2[(a+h_0)+(b+h_0)]=1320mm$

$$F=(0.7\beta_{hf}+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0=(0.7\times 1\times 0.829+0.25\times 0)\times 1\times 1320\times 130/1000=99.579\text{kN}\geq F_1=8.957\text{kN}$$

满足要求!

2、局部受压承载力计算

根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010第6.6.1条规定，见下表

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

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

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

$$F=1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}=1.35\times 1\times 3\times 8.294\times 40000/1000=1343.628\text{kN}\geq F_1=8.957\text{kN}$$

满足要求!

梁侧模板计算书

计算依据：

- 1、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
- 2、《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
- 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

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL14, 标高24.00m	混凝土梁截面尺寸(mm×mm)	200×600
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	《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008	混凝土重力密度 $\gamma_c(\text{kN/m}^3)$	24
结构重要性系数 γ_0	1	可变荷载调整系数 γ_L	0.9
新浇混凝土初凝时间 $t_0(\text{h})$	4		
外加剂影响修正系数 β_1	1	混凝土坍落度影响修正系数 β_2	1.15
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}	$\min\{0.22\gamma_c t_0 \beta_1 \beta_2^{1/2}, \gamma_c H\} = \min\{0.22 \times 24 \times 4 \times 1 \times 1.15 \times 2^{1/2}, 24 \times 0.6\} = \min\{34.348, 14.4\} = 14.4 \text{ kN/m}^2$	
振捣混凝土时对垂直面模板荷载标准值 $Q_{2k}(\text{kN/m}^2)$		4	

下挂部分：承载能力极限状态设计值 $S_{\text{承}} = \gamma_0(1.3 \times G_{4k} + \gamma_L \times 1.5 Q_{2k}) = 1 \times (1.3 \times 14.4 + 0.9 \times 1.5 \times 4) = 24.12 \text{ kN/m}^2$

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	水平向布置	主梁间距(mm)	600
主梁合并根数	2	小梁最大悬挑长度(mm)	100
结构表面的要求	结构表面隐蔽	对拉螺栓水平向间距(mm)	600

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

小梁道数(下挂)	3	3
----------	---	---

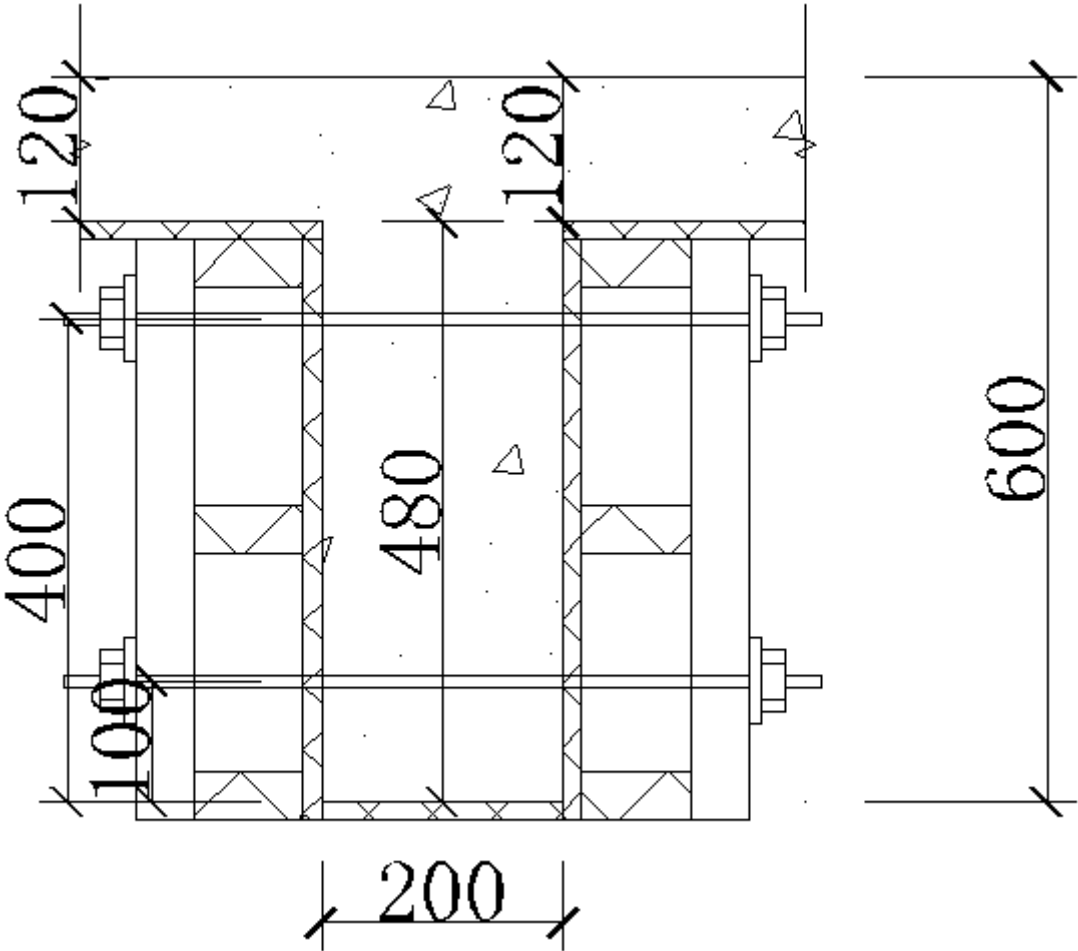
左侧支撑表:

第i道支撑	距梁底距离(mm)	支撑形式
1	100	对拉螺栓
2	400	对拉螺栓

右侧支撑表:

第i道支撑	距梁底距离(mm)	支撑形式
1	100	对拉螺栓
2	400	对拉螺栓

设计简图如下:



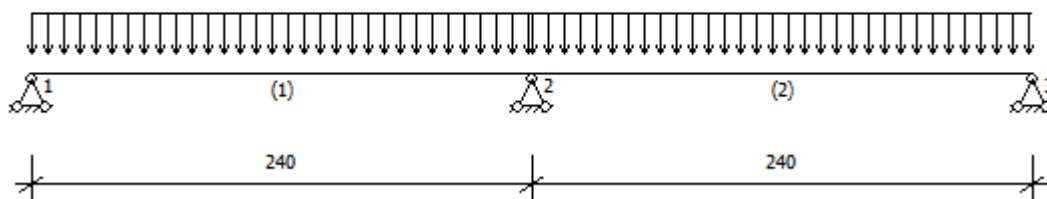
模板设计剖面图

四、面板验算

模板类型	覆面木胶合板	模板厚度(mm)	15
模板抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15	模板抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	1.5
模板弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	10000		

1、下挂侧模

梁截面宽度取单位长度， $b=1000\text{mm}$ 。 $W=bh^2/6=1000\times 15^2/6=37500\text{mm}^3$ ， $I=bh^3/12=1000\times 15^3/12=281250\text{mm}^4$ 。面板计算简图如下：



2、抗弯验算

$$q_1 = bS_{\text{承}} = 1 \times 24.12 = 24.12 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{4k} \times b = 1 \times 1.3 \times 14.4 \times 1 = 18.72 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times \gamma_L \times 1.5 \times Q_{2k} \times b = 1 \times 0.9 \times 1.5 \times 4 \times 1 = 5.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = 0.125q_1L^2 = 0.125 \times 24.12 \times 0.24^2 = 0.174 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma = M_{\text{max}}/W = 0.174 \times 10^6 / 37500 = 4.631 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算

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

$$v_{\text{max}} = 0.521qL^4/(100EI) = 0.521 \times 14.4 \times 240^4 / (100 \times 10000 \times 281250) = 0.089 \text{ mm} \leq 240/250 = 0.96 \text{ mm}$$

满足要求！

4、最大支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_{\text{下挂max}} = 1.25 \times q_1 \times l_{\text{左}} = 1.25 \times 24.12 \times 0.24 = 7.236 \text{ kN}$$

正常使用极限状态

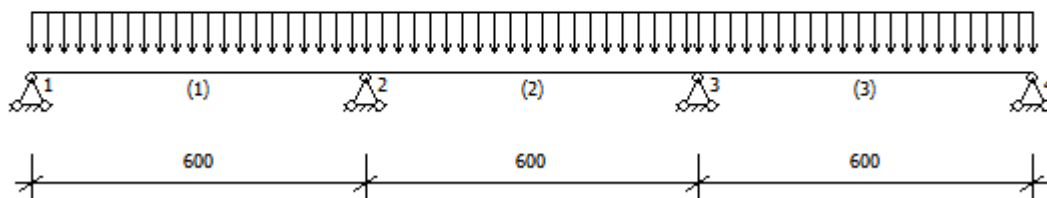
$$R'_{\text{下挂max}} = 1.25 \times l_{\text{左}} \times q = 1.25 \times 0.24 \times 14.4 = 4.32 \text{ kN}$$

五、小梁验算

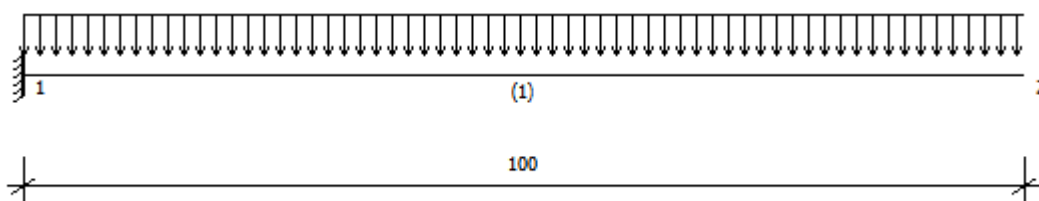
小梁最大悬挑长度(mm)	100	小梁计算方式	三等跨连续梁
小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁弹性模量E(N/mm ²)	9350	小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.782
小梁截面抵抗矩W(cm ³)	54	小梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	15.444
小梁截面惯性矩I(cm ⁴)	243		

1、下挂侧模

计算简图如下：



跨中段计算简图



悬挑段计算简图

2、抗弯验算

$q=7.236\text{kN/m}$

$M_{\max}=\max[0.1\times q\times l^2,0.5\times q\times l_1^2]=\max[0.1\times 7.236\times 0.6^2, \ 0.5\times 7.236\times 0.1^2]=0.26\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{\max}/W=0.26\times 10^6/54000=4.824\text{N/mm}^2\leq[f]=15.444\text{N/mm}^2$

满足要求！

3、抗剪验算

$V_{\max}=\max[0.6\times q\times l,q\times l_1]=\max[0.6\times 7.236\times 0.6, \ 7.236\times 0.1]=2.605\text{kN}$

$\tau_{\max}=3V_{\max}/(2bh_0)=3\times 2.605\times 1000/(2\times 40\times 90)=1.085\text{N/mm}^2\leq[\tau]=1.782\text{N/mm}^2$

满足要求！

4、挠度验算

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

跨中 $v_{1\max}=0.677qL^4/(100EI)=0.677\times 4.32\times 600^4/(100\times 9350\times 2430000)=0.167\text{mm}\leq 600/250=2.4\text{mm}$

悬挑段 $v_{2\max}=qL^4/(8EI)=4.32\times 100^4/(8\times 9350\times 2430000)=0.002\text{mm}\leq 2\times 100/250=0.8\text{mm}$

满足要求！

5、最大支座反力计算

承载能力极限状态

$R_{\text{下挂}\max}=\max[1.1\times 7.236\times 0.6, \ 0.4\times 7.236\times 0.6+7.236\times 0.1]=4.776\text{kN}$

正常使用极限状态

$R'_{\text{下挂}\max}=\max[1.1\times 4.32\times 0.6, \ 0.4\times 4.32\times 0.6+4.32\times 0.1]=2.851\text{kN}$

六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48.3×3.0
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×2.8	主梁合并根数	2
主梁弹性模量E(N/mm ²)	206000	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)	125	主梁截面惯性矩I(cm ⁴)	10.19
主梁截面抵抗矩W(cm ³)	4.25	主梁受力不均匀系数	0.6

1、下挂侧模

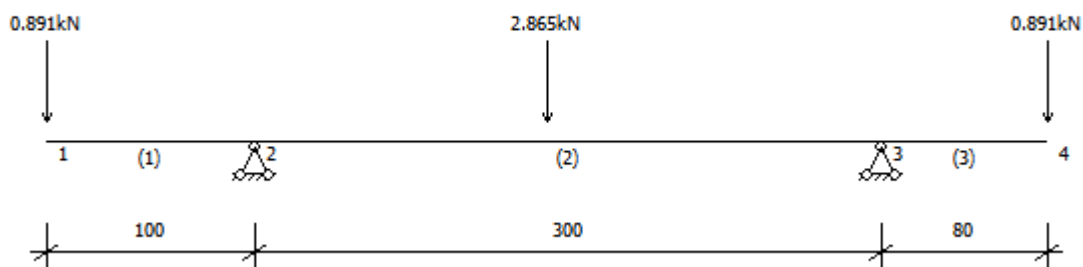
因主梁2根合并，验算时主梁受力不均匀系数为0.6。

同前节计算过程，可依次解得：

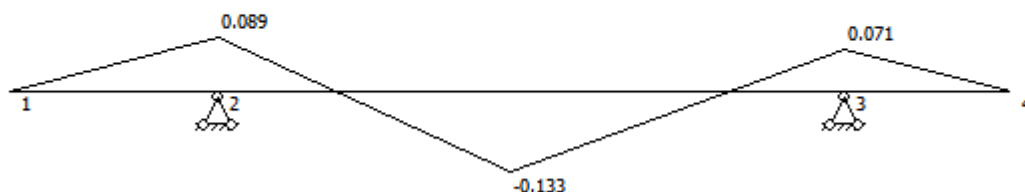
承载能力极限状态： $R_1=0.891\text{kN}$ ， $R_2=2.865\text{kN}$ ， $R_3=0.891\text{kN}$

正常使用极限状态： $R'_1=0.513\text{kN}$ ， $R'_2=1.711\text{kN}$ ， $R'_3=0.513\text{kN}$

计算简图如下：



2、抗弯验算

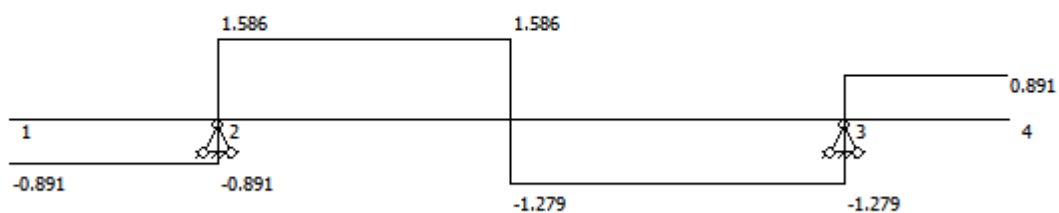


主梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma_{\max} = M_{\max}/W = 0.133 \times 10^6 / 4250 = 31.332 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算

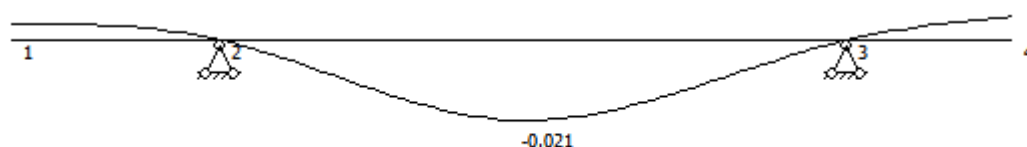


主梁剪力图(kN)

$$\tau_{\max}=2V_{\max}/A=2\times 1.586\times 1000/398=7.972\text{N/mm}^2\leq[\tau]=125\text{N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算



主梁变形图(mm)

$$\text{跨中 } v_{1\max}=0.021\text{mm}\leq 300/250=1.2\text{mm}$$

$$\text{悬挑段 } v_{2\max}=0.006\text{mm}\leq 2\times 100/250=0.8\text{mm}$$

满足要求!

5、最大支座反力计算

$$R_{\text{下挂}\max}=2.477/0.6=4.129\text{kN}$$

七、对拉螺栓验算

对拉螺栓类型	M14	轴向拉力设计值 N_t^b (kN)	17.8
--------	-----	----------------------	------

同主梁计算过程，取有对拉螺栓部位的侧模主梁最大支座反力。可知对拉螺栓受力 $N=0.95\times\text{Max}[4.129]=3.923\text{kN}\leq N_t^b=17.8\text{kN}$

满足要求!

截面300*1350梁模板（盘扣式，梁板立柱共用）计算书

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL300*1350	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	300×1350
----------	------------	-------------------	----------

梁侧楼板计算厚度(mm)	160	模板支架高度H(m)	4.5
模板支架横向长度B(m)	50.4	模板支架纵向长度L(m)	90.7

二、荷载设计

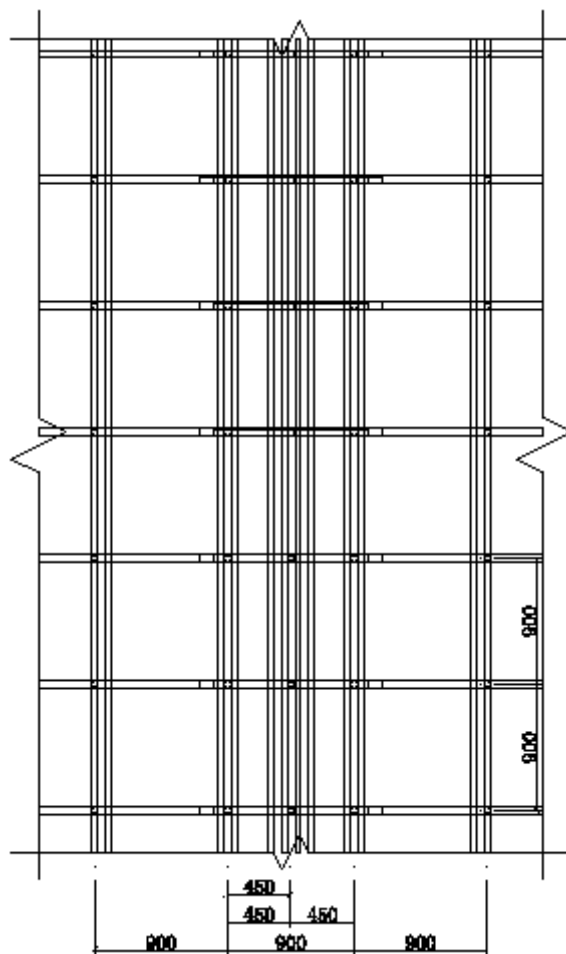
模板及其支架自重标准值G1k(kN/m ²)	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.5
新浇筑混凝土自重标准值G2k(kN/m ³)	24		
混凝土梁钢筋自重标准值G3k(kN/m ³)	1.5	混凝土板钢筋自重标准值G3k(kN/m ³)	1.1
施工人员及设备荷载标准值Q1k(kN/m ²)	3		
泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷载标准值Q2k(kN/m ²)	0.09		
风荷载标准值ωk(kN/m ²)	基本风压ω0(kN/m ²)	0.25	非自定义:0.325
	地基粗糙程度	B类(城市郊区)	
	模板支架顶部距地面高度(m)	5.35	
	风压高度变化系数μz	1	
	风荷载体型系数μs	1.3	
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	梁两侧有板，梁底小梁平行梁跨方向
梁跨度方向立杆纵距是否相等	是

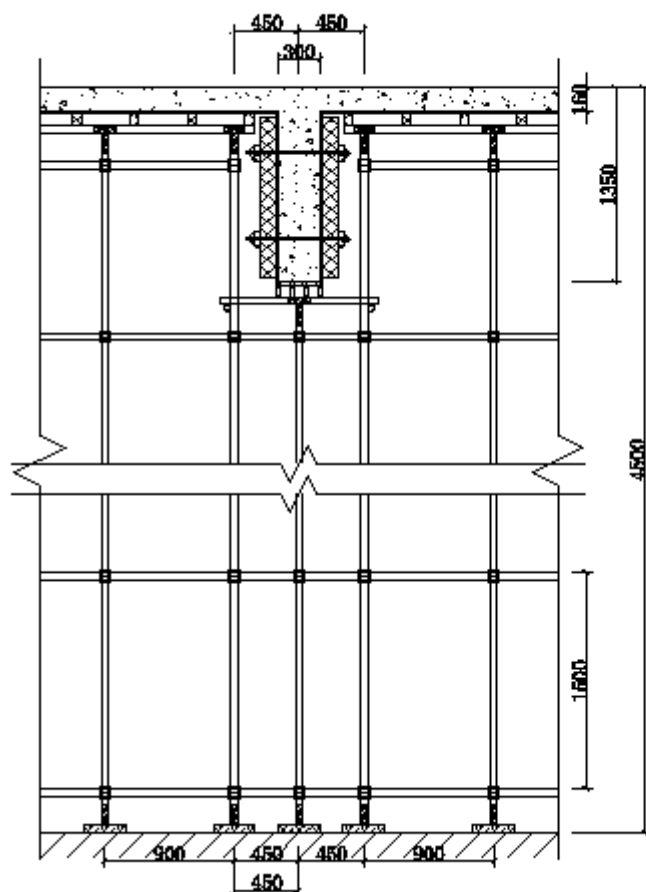
梁跨度方向立杆间距 l_a (mm)	900
梁两侧立杆横向间距 l_b (mm)	900
最大步距 h (mm)	1500
顶层步距 h' (mm)	1240
可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度 a (mm)	500
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 l'_a (mm)、 l'_b (mm)	900、900
混凝土梁距梁两侧立杆中的位置	居中
梁左侧立杆距梁中心线距离(mm)	450
梁底增加立杆根数	1
梁底增加立杆布置方式	按梁两侧立杆间距均分
梁底增加立杆依次距梁左侧立杆距离(mm)	450
梁底支撑小梁最大悬挑长度(mm)	200
梁底支撑小梁根数	4
梁底支撑小梁间距(mm)	100
每纵距内附加梁底支撑主梁根数	0
承载力设计值调整系数 γ_R	1
模板及支架计算依据	《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T 231-2021

设计简图如下：



平面图

本图梁侧支撑构造仅作示意，具体详见梁侧模板设计



立面图

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度 $t(\text{mm})$	15
面板抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15	面板抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	1.4
面板弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	10000		

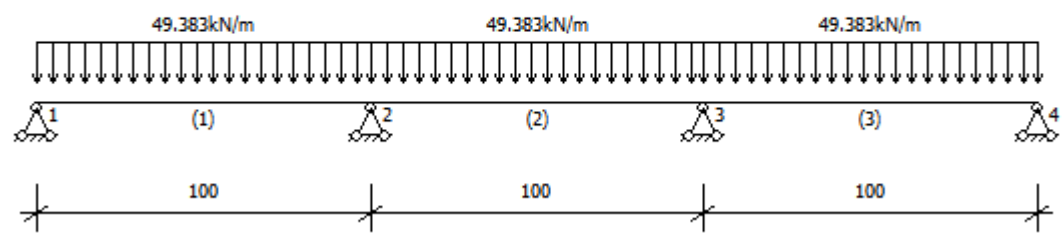
取梁纵向单位宽度 $b=1000\text{mm}$ ，按三等跨连续梁计算：

$$W=bh^2/6=1000\times 15\times 15/6=37500\text{mm}^3, I=bh^3/12=1000\times 15\times 15\times 15/12=281250\text{mm}^4$$

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$$q_1=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times b=1\times[1.3\times(0.1+(24+1.5)\times 1.35)+1.5\times 3]\times 1=49.383\text{kN/m}$$

计算简图如下：



1、强度验算

$$q_{1静} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times 1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1.35) \times 1 = 44.883 \text{ kN/m}$$
$$q_{1活} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times b = 1 \times 1.5 \times 3 \times 1 = 4.5 \text{ kN/m}$$
$$M_{max} = 0.1 q_{1静} L^2 + 0.117 q_{1活} L^2 = 0.1 \times 44.883 \times 0.1^2 + 0.117 \times 4.5 \times 0.1^2 = 0.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$\sigma = M_{max} / W = 0.05 \times 10^6 / 37500 = 1.337 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 15 / 1 = 15 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值：

$$q_2 = [1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1 \times Q_{1k}] \times b = [1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1.35) + 1 \times 3] \times 1 = 37.525 \text{ kN/m}$$

$$v_{max} = 0.677 q_2 L^4 / (100 EI) = 0.677 \times 37.525 \times 100^4 / (100 \times 10000 \times 281250) = 0.009 \text{ mm} \leq [v] = \min[L / 150, 10] = \min[100 / 150, 10] = 0.667 \text{ mm}$$

满足要求！

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_1 = R_4 = 0.4 q_{1静} L + 0.45 q_{1活} L = 0.4 \times 44.883 \times 0.1 + 0.45 \times 4.5 \times 0.1 = 1.998 \text{ kN}$$
$$R_2 = R_3 = 1.1 q_{1静} L + 1.2 q_{1活} L = 1.1 \times 44.883 \times 0.1 + 1.2 \times 4.5 \times 0.1 = 5.477 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R'_1 = R'_4 = 0.4 q_2 L = 0.4 \times 37.525 \times 0.1 = 1.501 \text{ kN}$$
$$R'_2 = R'_3 = 1.1 q_2 L = 1.1 \times 37.525 \times 0.1 = 4.128 \text{ kN}$$

五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
------	----	------------	-------

小梁抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15.444	小梁抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	1.782
小梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	54	小梁弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	9350
小梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	243	小梁计算方式	简支梁
梁左侧立杆距梁中心线距离 (mm)	450	主梁间距 $l_1(\text{mm})$	900

1、梁底各道小梁线荷载计算

分别计算梁底各道小梁所受线荷载，其中梁侧楼板的荷载取板底立杆至梁侧边一半的荷载。

小梁自重设计值： $q_2 = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁宽} / (\text{小梁根数} - 1) = 1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.3 / 3$
 $= 0.026 \text{ kN/m}$

1) 左侧小梁线荷载设计值计算

梁底面板传递给左边小梁线荷载： $q_{1\text{左}} = R_1 / b = 1.998 / 1 = 1.998 \text{ kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.026 \text{ kN/m}$

梁左侧模板传递给左边小梁荷载 $q_{3\text{左}} = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) = 1 \times 1.3 \times 0.5 \times (1.35 - 0.16) = 0.774 \text{ kN/m}$

梁左侧楼板传递给左边小梁荷载 $q_{4\text{左}} = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽} / 2) / 2 = 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.16) + 1.5 \times 3] \times (0.45 - 0.3 / 2) / 2 = 1.556 \text{ kN/m}$

左侧小梁总荷载 $q_{\text{左}} = q_{1\text{左}} + q_2 + q_{3\text{左}} + q_{4\text{左}} = 1.998 + 0.026 + 0.774 + 1.556 = 4.353 \text{ kN/m}$

2) 中间小梁线荷载设计值计算

梁底面板传递给中间小梁最大线荷载： $q_{1\text{中}} = \text{Max}[R_2, R_3] / b = \text{Max}[5.477, 5.477] / 1 = 5.477 \text{ kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.026 \text{ kN/m}$

中间小梁总荷载 $q_{\text{中}} = q_{1\text{中}} + q_2 = 5.477 + 0.026 = 5.503 \text{ kN/m}$

3) 右侧小梁线荷载设计值计算

梁底面板传递给右边小梁线荷载： $q_{1\text{右}} = R_4 / b = 1.998 / 1 = 1.998 \text{ kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.026 \text{ kN/m}$

梁右侧模板传递给右边小梁荷载 $q_{3右}=\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times(\text{梁高}-\text{板厚})=1\times 1.3\times 0.5\times(1.35-0.16)=0.774\text{kN/m}$

梁右侧楼板传递给右边小梁荷载 $q_{4右}=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times((l_b-\text{梁左侧立杆距梁中心线距离})$

$\text{梁宽}/2)/2=1\times[1.3\times(0.5+(24+1.1)\times 0.16)+1.5\times 3]\times((0.9-0.45)-0.3/2)/2=1.556\text{kN/m}$

右侧小梁总荷载 $q_{右}=q_{1右}+q_2+q_{3右}+q_{4右}=1.998+0.026+0.774+1.556=4.353\text{kN/m}$

4) 各道小梁最大线荷载设计值计算

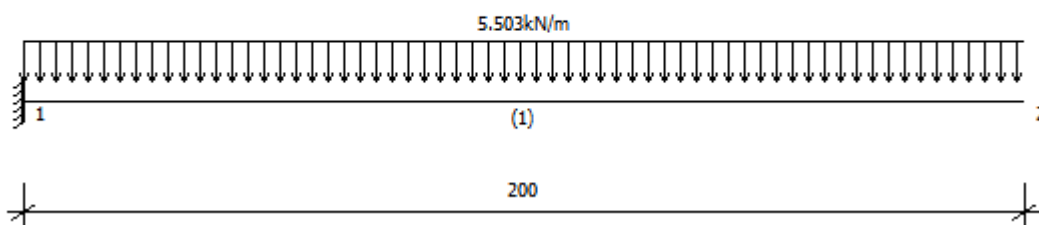
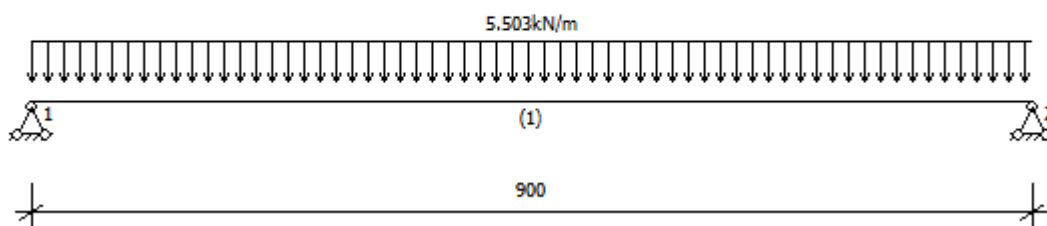
小梁最大荷载 $q=\text{Max}[q_{左}, q_{中}, q_{右}]=\text{Max}[4.353, 5.503, 4.353]=5.503\text{kN/m}$

5) 各道小梁最大线荷载标准值计算

参考小梁线荷载设计值计算步骤，将荷载标准值代入后得到：

小梁最大荷载标准值： $q'=\text{Max}[q'_{左}, q'_{中}, q'_{右}]=\text{Max}[3.243, 4.148, 3.243]=4.148\text{kN/m}$

为简化计算，按简支梁和悬臂梁分别计算，如下图：



2、抗弯验算

$M_{\max}=\text{max}[0.125ql_1^2, 0.5ql_2^2]=\text{max}[0.125\times 5.503\times 0.9^2, 0.5\times 5.503\times 0.2^2]=0.557\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{\max}/W=0.557\times 10^6/54000=10.318\text{N/mm}^2\leq[f]/\gamma_R=15.444/1=15.444\text{N/mm}^2$

满足要求！

3、抗剪验算

$$V_{\max}=\max[0.5q_1l_1, q_1l_2]=\max[0.5\times 5.503\times 0.9, 5.503\times 0.2]=2.476\text{kN}$$
$$\tau_{\max}=3V_{\max}/(2bh_0)=3\times 2.476\times 1000/(2\times 40\times 90)=1.032\text{N/mm}^2\leq[\tau]/\gamma_R=1.782/1=1.782\text{N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算

$$v_1=5q_1^4l_1^4/(384EI)=5\times 4.148\times 900^4/(384\times 9350\times 243\times 10^4)=1.56\text{mm}\leq[v]=\min[l_1/150, 10]=\min[900/150, 10]=6\text{mm}$$
$$v_2=q_1^4l_2^4/(8EI)=4.148\times 200^4/(8\times 9350\times 243\times 10^4)=0.037\text{mm}\leq[v]=\min[2l_2/150, 10]=\min[400/150, 10]=2.667\text{mm}$$

满足要求！

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_{\max}=\max[qL_1,0.5qL_1+qL_2]=\max[5.503\times 0.9,0.5\times 5.503\times 0.9+5.503\times 0.2]=4.953\text{kN}$$

同理可得：

将各道小梁所受线荷载设计值参照以上步骤分别代入，得到梁底支撑各道小梁所受最大支座反力设计值依次为 $R_1=3.918\text{kN},R_2=4.953\text{kN},R_3=4.953\text{kN},R_4=3.918\text{kN}$

正常使用极限状态

$$R_{\max}'=\max[q'L_1,0.5q'L_1+q'L_2]=\max[4.148\times 0.9,0.5\times 4.148\times 0.9+4.148\times 0.2]=3.733\text{kN}$$

同理可得：

各道小梁所受线荷载标准值参照以上步骤分别代入，得到梁底支撑各道小梁所受最大支座反力标准值依次为 $R_1'=2.919\text{kN},R_2'=3.733\text{kN},R_3'=3.733\text{kN},R_4'=2.919\text{kN}$

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)	125	主梁截面抵抗矩W(cm ³)	4.49

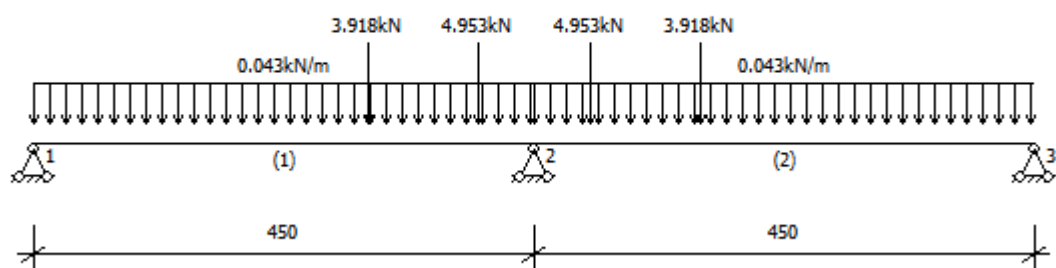
主梁弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	206000	主梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	10.78
可调托座内主梁根数	1		

承载能力极限状态

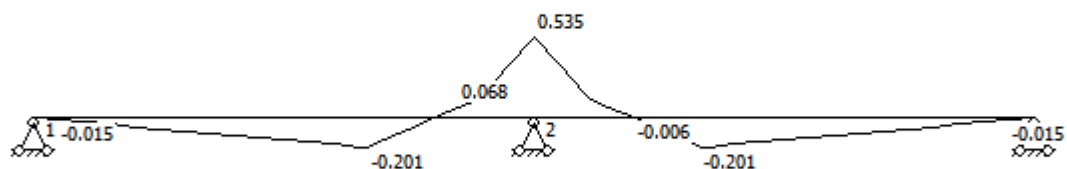
单根主梁自重设计值： $q=1\times 1.3\times 0.033=0.043\text{kN/m}$

正常使用极限状态

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



1、抗弯验算

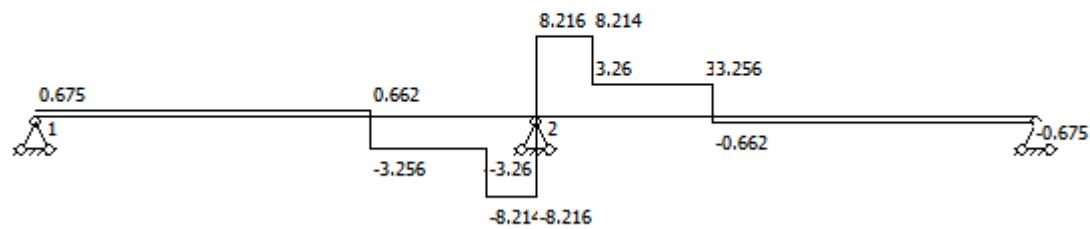


主梁弯矩图($\text{kN}\cdot\text{m}$)

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.535 \times 10^6 / 4490 = 119.204 \text{N/mm}^2 \leq [f]/\gamma_R = 205/1 = 205 \text{N/mm}^2$$

满足要求！

2、抗剪验算



主梁剪力图(kN)

$V_{\max}=8.216\text{kN}$

$\tau_{\max}=2V_{\max}/A=2\times 8.216\times 1000/424=38.753\text{N/mm}^2\leq[\tau]/\gamma_R=125/1=125\text{N/mm}^2$

满足要求！

3、挠度验算



主梁变形图(mm)

$v_{\max}=0.089\text{mm}\leq[v]=\min[L/150, 10]=\min[450/150, 10]=3\text{mm}$

满足要求！

4、支座反力计算

承载能力极限状态

支座反力依次为 $R_1=0.675\text{kN}$ ， $R_2=16.431\text{kN}$ ， $R_3=0.675\text{kN}$

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)	100
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 $N=\max[R_1,R_3]=\max[0.675,0.675]=0.675\text{kN}\leq 0.85\times 8=6.8\text{kN}$

单扣件在扭矩达到40~65N·m且无质量缺陷的情况下，单扣件能满足要求！

2、可调托座验算

可调托座最大受力 $N=\max[R_2]=16.431\text{kN}\leq[N]/\gamma_R=100/1=100\text{kN}$

满足要求！

八、立杆验算

立杆钢管截面类型(mm)	Φ48.3×3.2	立杆钢管计算截面类型(mm)	Φ48×3
钢材等级	Q355	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	1.05	悬臂端计算长度折减系数k	0.6
支撑架搭设高度调整系数β _H	1	架体顶层步距修正系数γ	0.9
抗压强度设计值[f](N/mm ²)	300	支架自重标准值q(kN/m)	0.15
步距h(mm)	1500	顶层步距h'(mm)	1240
可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度a (mm)	500		

1、长细比验算

$h_{\max}=\max(\beta_H\eta h,\beta_H\gamma h'+2ka)=\max(1\times1.05\times1500,1\times0.9\times1240+2\times0.6\times500)=1716\text{mm}$

$\lambda=h_{\max}/i=1716/15.9=107.925\leq[\lambda]=150$

长细比满足要求！

查表得，φ=0.424

2、风荷载计算

$M_w=\gamma_0\times\varphi_c\times1.5\times\omega_k\times l_a\times h^2/10=1\times0.9\times1.5\times0.325\times0.9\times1.5^2/10=0.089\text{kN}\cdot\text{m}$

3、稳定性计算

根据《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T

231-2021公式5.3.1-2，考虑风荷载时，可变荷载需考虑0.9组合系数：

1)面板验算

$q_1=1\times[1.3\times(0.1+(24+1.5)\times1.35)+1.5\times0.9\times3]\times1=48.932\text{kN/m}$

2)小梁验算

$$q_1 = \max\{1.978 + 1 \times 1.3 \times [(0.3 - 0.1) \times 0.3 / 3 + 0.5 \times (1.35 - 0.16)] + 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.16) + 1.5 \times 0.9 \times 3] \times \max[0.45 - 0.3 / 2, (0.9 - 0.45) - 0.3 / 2] / 2 \times 1, 5.423 + 1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.3 / 3\} = 5.449 \text{ kN/m}$$

同上四~六计算过程，可得：

$$R_1 = 0.662 \text{ kN}, R_2 = 16.199 \text{ kN}, R_3 = 0.662 \text{ kN}$$

$$\text{立杆最大受力 } N_w = \max[R_1 + N_{\text{边}1}, R_2, R_3 + N_{\text{边}2}] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times (H - \text{梁高}) + M_w / l_b = \max[0.662 + 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.16) + 1.5 \times 0.9 \times 3] \times (0.9 + 0.45 - 0.3 / 2) / 2 \times 0.9, 16.199, 0.662 + 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.16) + 1.5 \times 0.9 \times 3] \times (0.9 + 0.9 - 0.45 - 0.3 / 2) / 2 \times 0.9] + 1 \times 1.3 \times 0.15 \times (4.5 - 1.35) + 0.089 / 0.9 = 16.912 \text{ kN}$$

$$f = N_w / (\varphi A) + M_w / W = 16911.543 / (0.424 \times 424) + 0.089 \times 10^6 / 4490 = 113.892 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 300 / 1 = 300 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

九、高宽比验算

根据《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T 231-2021 第6.2.1: 支撑架的高宽比宜控制在3以内

$$H/B = 4.5/50.4 = 0.089 \leq 3$$

满足要求！

十、架体抗倾覆验算

模板支架高度H(m)	4.5	模板支架纵向长度L(m)	90.7
模板支架横向长度B(m)	50.4		

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

$$M_T = \gamma_0 \times \varphi_c \times \gamma_Q (\omega_k L H^2 / 2) = 1 \times 1 \times 1.5 \times (0.325 \times 90.7 \times 4.5^2 / 2) = 447.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G [G_{1k} + 0.15 \times H / (l_a' \times l_b')] L B^2 / 2 = 0.9 \times [0.5 + 0.15 \times 4.5 / (0.9 \times 0.9)] \times 90.7 \times 50.4^2 / 2 = 138235.507 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 447.69 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 138235.507 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$M_T=\gamma_0\times\varphi_c\times\gamma_Q(Q_{2k}LH^2)=1\times1\times1.5\times(0.09\times90.7\times4.5^2)=247.951kN\cdot m$$

$$M_R=\gamma_G[G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})h_0+0.15\times H/(l_a'\times l_b')]]LB^2/2=0.9\times[0.5+(24+1.1)\times0.16+0.15\times4.5/(0.9\times0.9)]\times90.7\times50.4^2/2=554600.855kN\cdot m$$

$$M_T=247.951kN\cdot m\leq M_R=554600.855kN\cdot m$$

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

$$F_1=N=16.912kN$$

1、受冲切承载力计算

根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010第6.5.1条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_l\leq(0.7\beta_hf_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_mh_0$	F_1	局部荷载设计值或集中反力设计值
	β_h	截面高度影响系数：当 $h\leq800mm$ 时，取 $\beta_h=1.0$ ；当 $h\geq2000mm$ 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 $1.0\sim3.5N/mm^2$ 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: $\beta_h = 1, f_t = 0.829 \text{ N/mm}^2, \eta = 1, h_0 = h - 20 = 130 \text{ mm}$,

$$u_m = 2[(a + h_0) + (b + h_0)] = 1320 \text{ mm}$$

$$F = (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0 = (0.7 \times 1 \times 0.829 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 1320 \times 130 / 1000 = 99.579 \text{ kN} \geq F_1 = 16.912 \text{ kN}$$

满足要求!

2、局部受压承载力计算

根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010第6.6.1条规定, 见下表

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

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

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

$$F = 1.35\beta_c \beta_l f_c A_{ln} = 1.35 \times 1 \times 3 \times 8.294 \times 40000 / 1000 = 1343.628 \text{ kN} \geq F_1 = 16.912 \text{ kN}$$

满足要求!

梁侧模板300X1350计算书

计算依据:

- 1、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
- 2、《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
- 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

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL14	混凝土梁截面尺寸(mm×mm)	300×1350
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	《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008	混凝土重力密度 $\gamma_c(\text{kN/m}^3)$	24
结构重要性系数 γ_0	1	可变荷载调整系数 γ_L	0.9
新浇混凝土初凝时间 $t_0(\text{h})$	4		
外加剂影响修正系数 β_1	1	混凝土坍落度影响修正系数 β_2	1.15
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 $H_{\text{下挂}}(\text{m})$	1.35		
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}(\text{kN/m}^2)$	梁下挂侧模 G_{4k}	$\min\{0.22\gamma_{ct}\beta_1\beta_2v^{1/2}, \gamma_c H\} = \min\{0.22 \times 24 \times 1 \times 1.15 \times 2^{1/2}, 24 \times 1.35\} = \min\{34.348, 32.4\} = 32.4 \text{ kN/m}^2$	
振捣混凝土时对垂直面模板荷载标准值 $Q_{2k}(\text{kN/m}^2)$	4		

下挂部分：承载能力极限状态设计值 $S_{\text{承}} = \gamma_0(1.3 \times G_{4k} + \gamma_L \times 1.5Q_{2k}) = 1 \times (1.3 \times 32.4 + 0.9 \times 1.5 \times 4) = 47.52 \text{ kN/m}^2$

下挂部分：正常使用极限状态设计值 $S_{\text{正}} = G_{4k} = 32.4 \text{ kN/m}^2$

三、支撑体系设计

小梁布置方式	水平向布置	主梁间距(mm)	600
主梁合并根数	2	小梁最大悬挑长度(mm)	100
结构表面的要求	结构表面隐蔽	对拉螺栓水平向间距(mm)	600

	梁左侧	梁右侧
楼板厚度(mm)	120	120
梁下挂侧模高度(mm)	1230	1230
小梁道数(下挂)	7	7

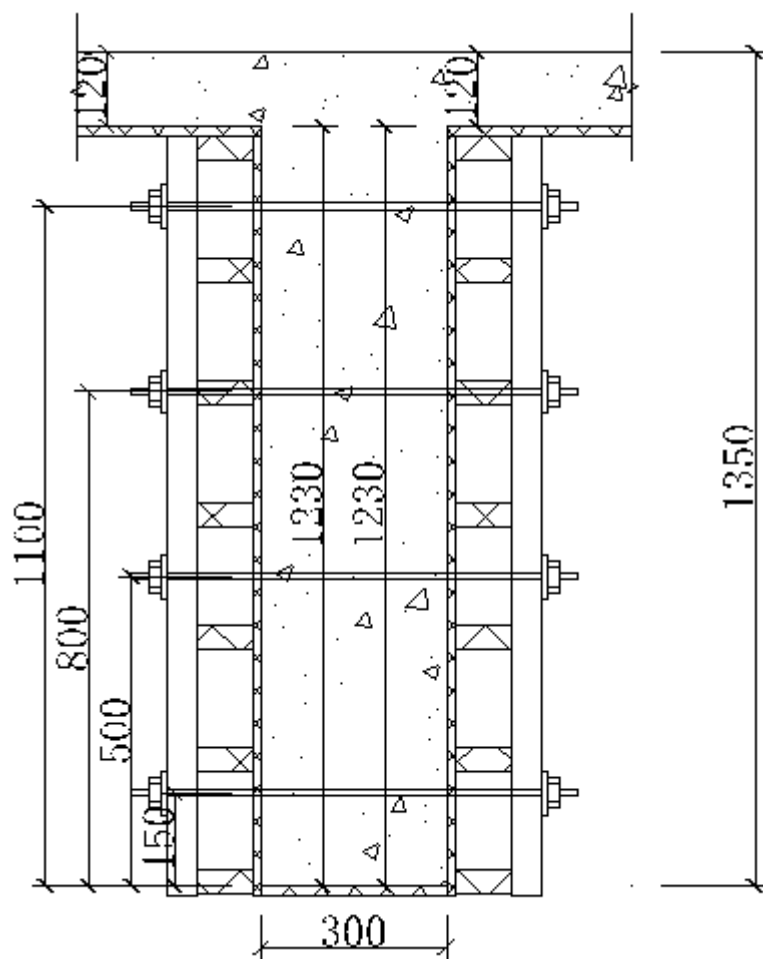
左侧支撑表:

第i道支撑	距梁底距离(mm)	支撑形式
1	150	对拉螺栓
2	500	对拉螺栓
3	800	对拉螺栓
4	1100	对拉螺栓

右侧支撑表:

第i道支撑	距梁底距离(mm)	支撑形式
1	150	对拉螺栓
2	500	对拉螺栓
3	800	对拉螺栓
4	1100	对拉螺栓

设计简图如下:



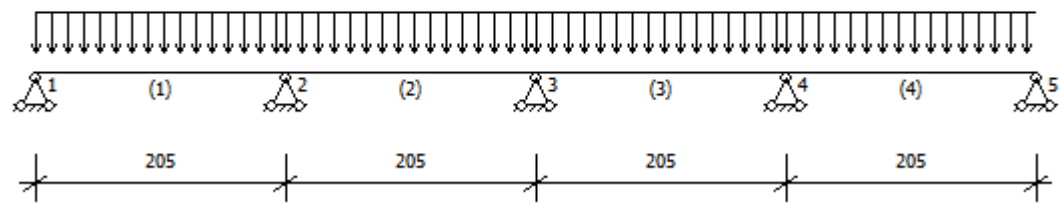
模板设计剖面图

四、面板验算

模板类型	覆面木胶合板	模板厚度(mm)	15
模板抗弯强度设计值 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	15	模板抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N}/\text{mm}^2)$	1.5
模板弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	10000		

1、下挂侧模

梁截面宽度取单位长度， $b=1000\text{mm}$ 。 $W=bh^2/6=1000\times 15^2/6=37500\text{mm}^3$ ， $I=bh^3/12=1000\times 15^3/12=281250\text{mm}^4$ 。面板计算简图如下：



2、抗弯验算

$q_1=bS_{\text{承}}=1\times47.52=47.52\text{kN/m}$

$q_{1\text{静}}=\gamma_0\times1.3\times G_{4k}\times b=1\times1.3\times32.4\times1=42.12\text{kN/m}$

$q_{1\text{活}}=\gamma_0\times\gamma_L\times1.5\times Q_{2k}\times b=1\times0.9\times1.5\times4\times1=5.4\text{kN/m}$

$M_{\text{max}}=0.107q_{1\text{静}}L^2+0.121q_{1\text{活}}L^2=0.107\times42.12\times0.205^2+0.121\times5.4\times0.205^2=0.217\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{\text{max}}/W=0.217\times10^6/37500=5.783\text{N/mm}^2\leq[f]=15\text{N/mm}^2$

满足要求！

3、挠度验算

$q=bS_{\text{正}}=1\times32.4=32.4\text{kN/m}$

$v_{\text{max}}=0.632qL^4/(100EI)=0.632\times32.4\times205^4/(100\times10000\times281250)=0.129\text{mm}\leq205/250=0.82\text{m}$

m

满足要求！

4、最大支座反力计算

承载能力极限状态

$R_{\text{下挂max}}=1.143\times q_{1\text{静}}\times l_{\text{左}}+1.223\times q_{1\text{活}}\times l_{\text{左}}=1.143\times42.12\times0.205+1.223\times5.4\times0.205=11.223\text{kN}$

正常使用极限状态

$R'_{\text{下挂max}}=1.143\times l_{\text{左}}\times q=1.143\times0.205\times32.4=7.592\text{kN}$

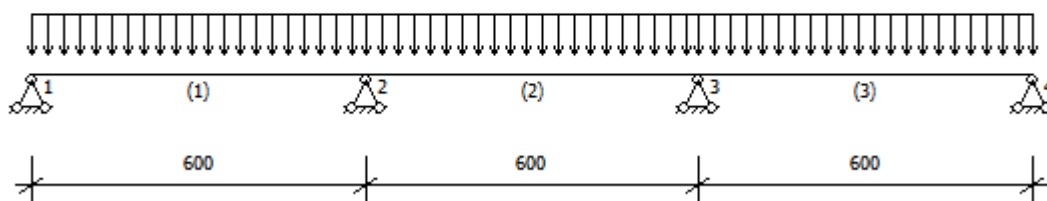
五、小梁验算

小梁最大悬挑长度(mm)	100	小梁计算方式	三等跨连续梁
小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁弹性模量E(N/mm ²)	9350	小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.782

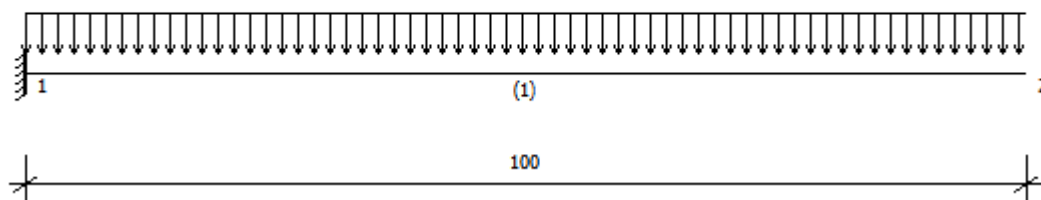
小梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	54	小梁抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15.444
小梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	243		

1、下挂侧模

计算简图如下：



跨中段计算简图



悬挑段计算简图

2、抗弯验算

$$q = 11.223 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = \max[0.1 \times q \times l^2, 0.5 \times q \times l_1^2] = \max[0.1 \times 11.223 \times 0.6^2, 0.5 \times 11.223 \times 0.1^2] = 0.404 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.404 \times 10^6 / 54000 = 7.482 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算

$$V_{\max} = \max[0.6 \times q \times l, q \times l_1] = \max[0.6 \times 11.223 \times 0.6, 11.223 \times 0.1] = 4.04 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 4.04 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 1.683 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算

$q=7.592\text{kN/m}$

跨中 $v_{1\max}=0.677qL^4/(100EI)=0.677\times7.592\times600^4/(100\times9350\times2430000)=0.293\text{mm}\leq600/250=2.4\text{mm}$

悬挑段 $v_{2\max}=qL^4/(8EI)=7.592\times100^4/(8\times9350\times2430000)=0.004\text{mm}\leq2\times100/250=0.8\text{mm}$

满足要求！

5、最大支座反力计算

承载能力极限状态

$R_{\text{下挂}\max}=\max[1.1\times11.223\times0.6, 0.4\times11.223\times0.6+11.223\times0.1]=7.407\text{kN}$

正常使用极限状态

$R'_{\text{下挂}\max}=\max[1.1\times7.592\times0.6, 0.4\times7.592\times0.6+7.592\times0.1]=5.011\text{kN}$

六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48.3×3.0
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×2.8	主梁合并根数	2
主梁弹性模量E(N/mm ²)	206000	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)	125	主梁截面惯性矩I(cm ⁴)	10.19
主梁截面抵抗矩W(cm ³)	4.25	主梁受力不均匀系数	0.6

1、下挂侧模

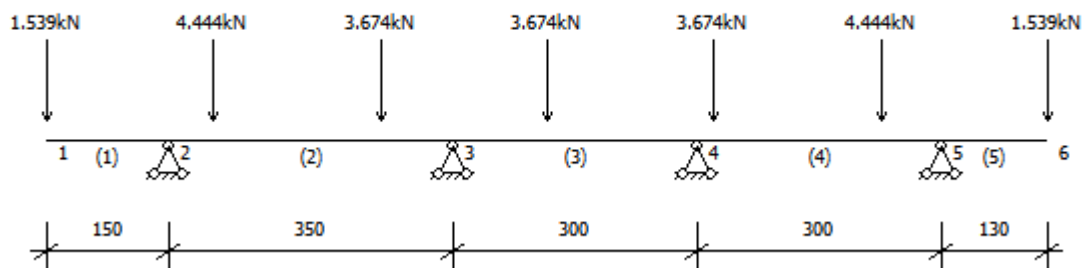
因主梁2根合并，验算时主梁受力不均匀系数为0.6。

同前节计算过程，可依次解得：

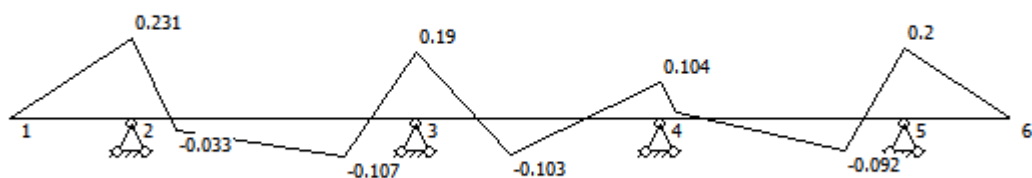
承载能力极限状态： $R_1=1.539\text{kN}$ ， $R_2=4.444\text{kN}$ ， $R_3=3.674\text{kN}$ ， $R_4=3.674\text{kN}$ ， $R_5=3.674\text{kN}$ ， $R_6=4.444\text{kN}$ ， $R_7=1.539\text{kN}$

正常使用极限状态： $R'_1=1.034\text{kN}$ ， $R'_2=3.006\text{kN}$ ， $R'_3=2.441\text{kN}$ ， $R'_4=2.441\text{kN}$ ， $R'_5=2.441\text{kN}$ ， $R'_6=3.006\text{kN}$ ， $R'_7=1.034\text{kN}$

计算简图如下：



2、抗弯验算

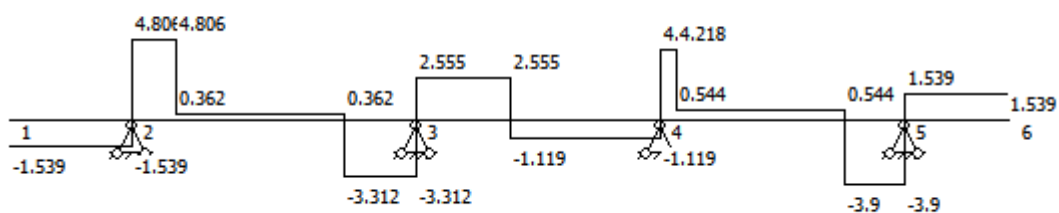


主梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma_{\max} = M_{\max}/W = 0.231 \times 10^6 / 4250 = 54.318 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算

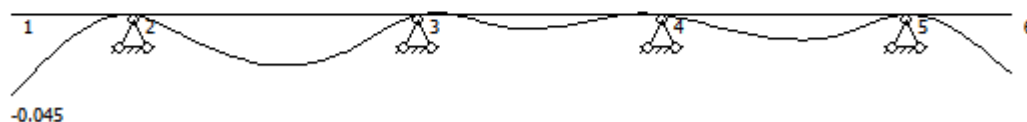


主梁剪力图(kN)

$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 4.806 \times 1000 / 398 = 24.151 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 125 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算



主梁变形图(mm)

$$\text{跨中 } v_{1\max} = 0.029\text{mm} \leq 350/250 = 1.4\text{mm}$$

$$\text{悬挑段 } v_{2\max} = 0.045\text{mm} \leq 2 \times 150/250 = 1.2\text{mm}$$

满足要求!

5、最大支座反力计算

$$R_{\text{下挂}\max} = 6.345/0.6 = 10.575\text{kN}$$

七、对拉螺栓验算

对拉螺栓类型	M14	轴向拉力设计值 N_t^b (kN)	17.8
--------	-----	----------------------	------

同主梁计算过程，取有对拉螺栓部位的侧模主梁最大支座反力。可知对拉螺栓受力 $N=0$ 。

$$95 \times \text{Max}[10.575] = 10.046\text{kN} \leq N_t^b = 17.8\text{kN}$$

满足要求!

截面350*1150梁模板（盘扣式，梁板立柱共用）计算书

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL350*1150	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	350×1150
梁侧楼板计算厚度(mm)	150	模板支架高度H(m)	5.35
模板支架横向长度B(m)	50.4	模板支架纵向长度L(m)	95.7

二、荷载设计

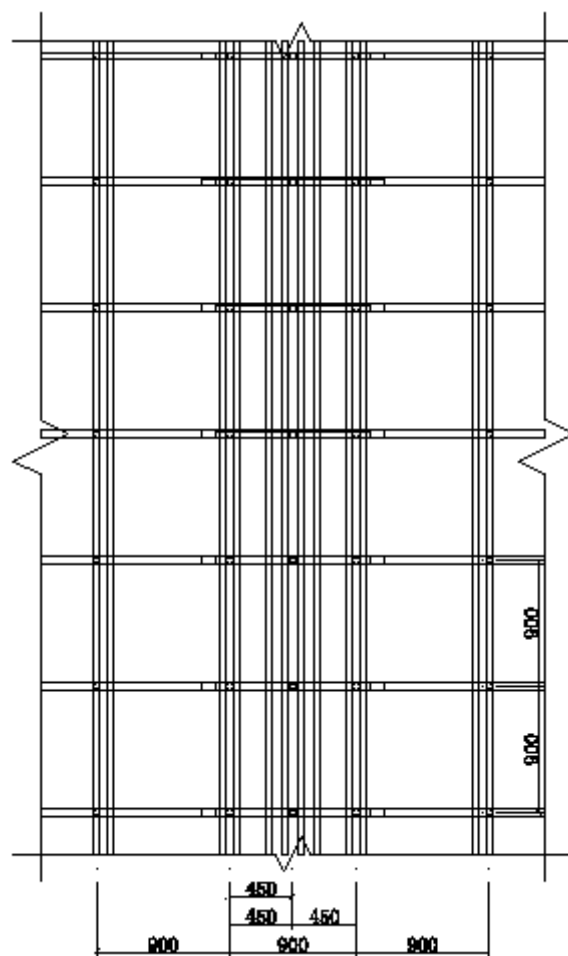
模板及其支架自重标准值G _{1k} (kN/m ²)	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.5
新浇筑混凝土自重标准值G _{2k} (kN/m ³)	24		
混凝土梁钢筋自重标准值G _{3k} (kN/m ³)	1.5	混凝土板钢筋自重标准值G _{3k} (kN/m ³)	1.1
施工人员及设备荷载标准值Q _{1k} (kN/m ²)	3		
泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷载标准值Q _{2k} (kN/m ²)	0.085		
风荷载标准值ω _k (kN/m ²)	基本风压ω ₀ (kN/m ²)	0.3	非自定义:0.39
	地基粗糙程度	B类(城市郊区)	
	模板支架顶部距地面高度(m)	6	
	风压高度变化系数μ _z	1	
	风荷载体型系数μ _s	1.3	
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	梁两侧有板，梁底小梁平行梁跨方向
梁跨度方向立杆纵距是否相等	是
梁跨度方向立杆间距 $l_a(\text{mm})$	900
梁两侧立杆横向间距 $l_b(\text{mm})$	900

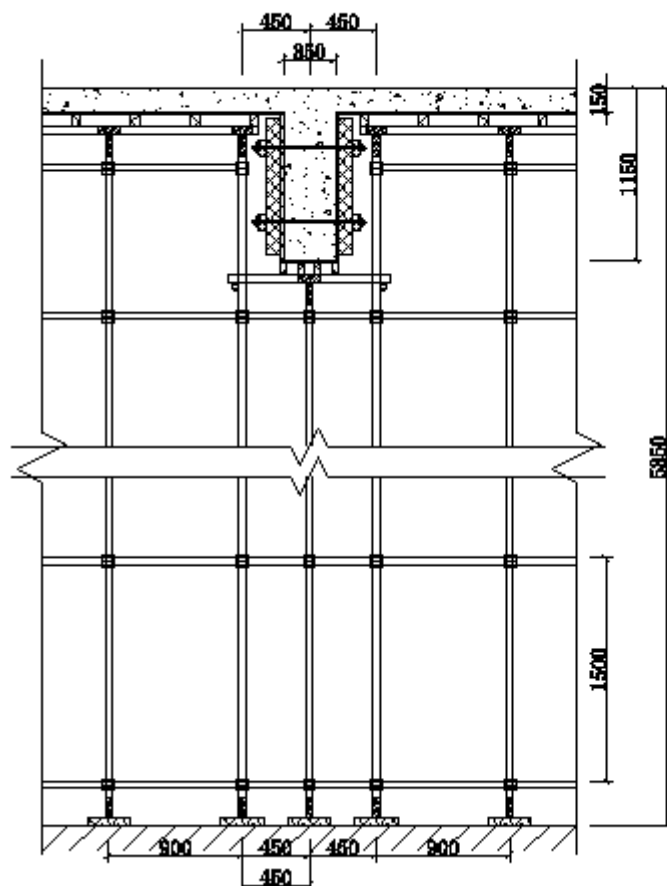
最大步距 h (mm)	1500
顶层步距 h' (mm)	1200
可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度 a (mm)	500
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 l_a (mm)、 l_b (mm)	900、900
混凝土梁距梁两侧立杆中的位置	居中
梁左侧立杆距梁中心线距离(mm)	450
梁底增加立杆根数	1
梁底增加立杆布置方式	按梁两侧立杆间距均分
梁底增加立杆依次距梁左侧立杆距离(mm)	450
梁底支撑小梁最大悬挑长度(mm)	200
梁底支撑小梁根数	4
梁底支撑小梁间距(mm)	117
每纵距内附加梁底支撑主梁根数	0
承载力设计值调整系数 γ_R	1
模板及支架计算依据	《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T 231-2021

设计简图如下：



平面图

本图梁侧支撑构造仅作示意，具体详见梁侧模板设计



立面图

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度 $t(\text{mm})$	15
面板抗弯强度设计值 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	15	面板抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N}/\text{mm}^2)$	1.4
面板弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	10000		

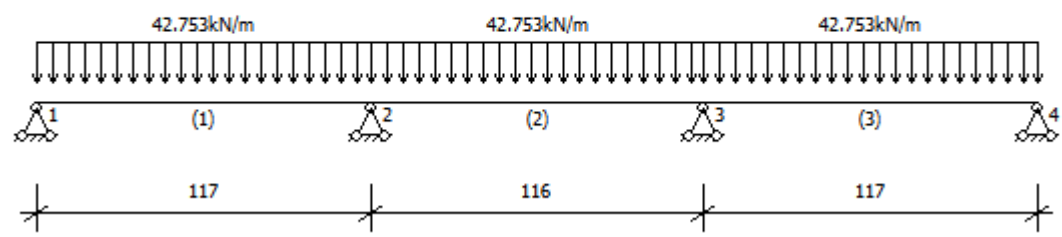
取梁纵向单位宽度 $b=1000\text{mm}$ ，按三等跨连续梁计算：

$$W=bh^2/6=1000\times 15\times 15/6=37500\text{mm}^3, I=bh^3/12=1000\times 15\times 15\times 15/12=281250\text{mm}^4$$

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$$q_1=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times b=1\times[1.3\times(0.1+(24+1.5)\times 1.15)+1.5\times 3]\times 1=42.753\text{kN/m}$$

计算简图如下：



1、强度验算

$$q_{1静} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times 1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1.15) \times 1 = 38.253 \text{ kN/m}$$

$$q_{1活} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times b = 1 \times 1.5 \times 3 \times 1 = 4.5 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = 0.1q_{1静}L^2 + 0.117q_{1活}L^2 = 0.1 \times 38.253 \times 0.117^2 + 0.117 \times 4.5 \times 0.117^2 = 0.059 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{max} / W = 0.059 \times 10^6 / 37500 = 1.58 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 15 / 1 = 15 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值：

$$q_2 = [1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1 \times Q_{1k}] \times b = [1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1.15) + 1 \times 3] \times 1 = 32.425 \text{ kN/m}$$

$$v_{max} = 0.677q_2L^4 / (100EI) = 0.677 \times 32.425 \times 116.667^4 / (100 \times 10000 \times 281250) = 0.014 \text{ mm} \leq [v] = \min$$

$$[L/150, 10] = \min[116.667/150, 10] = 0.778 \text{ mm}$$

满足要求！

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_1 = R_4 = 0.4q_{1静}L + 0.45q_{1活}L = 0.4 \times 38.253 \times 0.117 + 0.45 \times 4.5 \times 0.117 = 2.021 \text{ kN}$$

$$R_2 = R_3 = 1.1q_{1静}L + 1.2q_{1活}L = 1.1 \times 38.253 \times 0.117 + 1.2 \times 4.5 \times 0.117 = 5.539 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R_1' = R_4' = 0.4q_2L = 0.4 \times 32.425 \times 0.117 = 1.513 \text{ kN}$$

$$R_2' = R_3' = 1.1q_2L = 1.1 \times 32.425 \times 0.117 = 4.161 \text{ kN}$$

五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
------	----	------------	-------

小梁抗弯强度设计值 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	15.444	小梁抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N}/\text{mm}^2)$	1.782
小梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	54	小梁弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	9350
小梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	243	小梁计算方式	二等跨连续梁
梁左侧立杆距梁中心线距离(mm)	450	主梁间距 $l_1(\text{mm})$	900

1、梁底各道小梁线荷载计算

分别计算梁底各道小梁所受线荷载，其中梁侧楼板的荷载取板底立杆至梁侧边一半的荷载。

小梁自重设计值： $q_2 = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁宽} / (\text{小梁根数} - 1) = 1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.35 / 3 = 0.03 \text{ kN/m}$

1) 左侧小梁线荷载设计值计算

梁底面板传递给左边小梁线荷载： $q_{1左} = R_1 / b = 2.021 / 1 = 2.021 \text{ kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.03 \text{ kN/m}$

梁左侧模板传递给左边小梁荷载 $q_{3左} = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) = 1 \times 1.3 \times 0.5 \times (1.15 - 0.15) = 0.65 \text{ kN/m}$

梁左侧楼板传递给左边小梁荷载 $q_{4左} = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽} / 2) / 2 = 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 3] \times (0.45 - 0.35 / 2) / 2 = 1.381 \text{ kN/m}$

左侧小梁总荷载 $q_{左} = q_{1左} + q_2 + q_{3左} + q_{4左} = 2.021 + 0.03 + 0.65 + 1.381 = 4.083 \text{ kN/m}$

2) 中间小梁线荷载设计值计算

梁底面板传递给中间小梁最大线荷载： $q_{1中} = \text{Max}[R_2, R_3] / b = \text{Max}[5.539, 5.539] / 1 = 5.539 \text{ kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.03 \text{ kN/m}$

中间小梁总荷载 $q_{中} = q_{1中} + q_2 = 5.539 + 0.03 = 5.569 \text{ kN/m}$

3) 右侧小梁线荷载设计值计算

梁底面板传递给右边小梁线荷载： $q_{1右} = R_4 / b = 2.021 / 1 = 2.021 \text{ kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.03 \text{ kN/m}$

梁右侧模板传递给右边小梁荷载 $q_{3右}=\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times(\text{梁高}-\text{板厚})=1\times 1.3\times 0.5\times(1.15-0.15)=0.65$ kN/m

梁右侧楼板传递给右边小梁荷载 $q_{4右}=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times((l_b$ -
梁左侧立杆距梁中心线距离) -

梁宽/2)/2=1×[1.3×(0.5+(24+1.1)×0.15)+1.5×3]×((0.9-0.45)-0.35/2)/2=1.381kN/m

右侧小梁总荷载 $q_{右}=q_{1右}+q_2+q_{3右}+q_{4右}=2.021+0.03+0.65+1.381=4.083$ kN/m

4) 各道小梁最大线荷载设计值计算

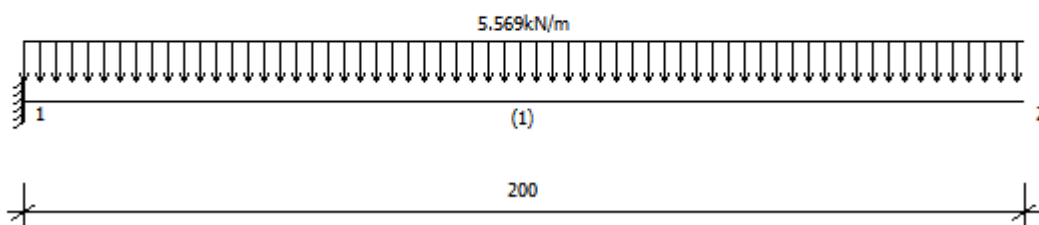
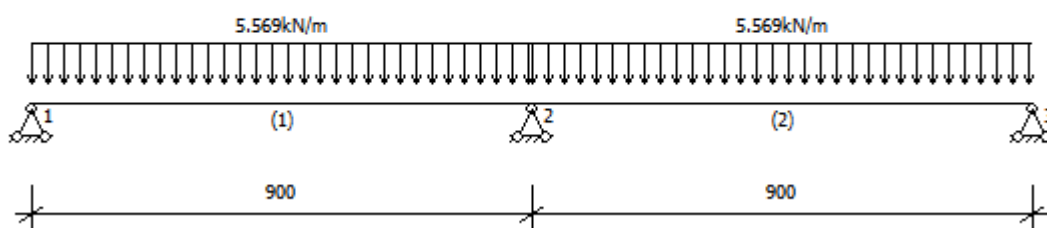
小梁最大荷载 $q=\text{Max}[q_{左}, q_{中}, q_{右}]=\text{Max}[4.083, 5.569, 4.083]=5.569$ kN/m

5) 各道小梁最大线荷载标准值计算

参考小梁线荷载设计值计算步骤，将荷载标准值代入后得到：

小梁最大荷载标准值： $q'=\text{Max}[q'_{左}, q'_{中}, q'_{右}]=\text{Max}[3.035, 4.185, 3.035]=4.185$ kN/m

为简化计算，按二等跨连续梁和悬臂梁分别计算，如下图：



2、抗弯验算

$M_{\max}=\text{max}[0.125q_1l_1^2, 0.5ql_2^2]=\text{max}[0.125\times 5.569\times 0.9^2, 0.5\times 5.569\times 0.2^2]=0.564$ kN·m

$\sigma=M_{\max}/W=0.564\times 10^6/54000=10.442\text{N/mm}^2\leq[f]/\gamma_R=15.444/1=15.444\text{N/mm}^2$

满足要求！

3、抗剪验算

$$V_{\max} = \max[0.625q_1l_1, q_1l_2] = \max[0.625 \times 5.569 \times 0.9, 5.569 \times 0.2] = 3.133\text{kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 3.133 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 1.305\text{N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 1.782 / 1 = 1.782\text{N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算

$$v_1 = 0.521q_1l_1^4 / (100EI) = 0.521 \times 4.185 \times 900^4 / (100 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.63\text{mm} \leq [v] = \min[l_1/150, 10] = \min[900/150, 10] = 6\text{mm}$$

$$v_2 = q_1l_2^4 / (8EI) = 4.185 \times 200^4 / (8 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.037\text{mm} \leq [v] = \min[2l_2/150, 10] = \min[400/150, 10] = 2.667\text{mm}$$

满足要求！

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_{\max} = \max[1.25q_1L_1, 0.375q_1L_1 + q_1L_2] = \max[1.25 \times 5.569 \times 0.9, 0.375 \times 5.569 \times 0.9 + 5.569 \times 0.2] = 6.265\text{kN}$$

同理可得：

将各道小梁所受线荷载设计值参照以上步骤分别代入，得到梁底支撑各道小梁所受最大支座反力设计值依次为 $R_1=4.593\text{kN}$, $R_2=6.265\text{kN}$, $R_3=6.265\text{kN}$, $R_4=4.593\text{kN}$

正常使用极限状态

$$R_{\max}' = \max[1.25q_1'L_1, 0.375q_1'L_1 + q_1'L_2] = \max[1.25 \times 4.185 \times 0.9, 0.375 \times 4.185 \times 0.9 + 4.185 \times 0.2] = 4.708\text{kN}$$

同理可得：

各道小梁所受线荷载标准值参照以上步骤分别代入，得到梁底支撑各道小梁所受最大支座反力标准值依次为 $R_1'=3.414\text{kN}$, $R_2'=4.708\text{kN}$, $R_3'=4.708\text{kN}$, $R_4'=3.414\text{kN}$

六、主梁验算

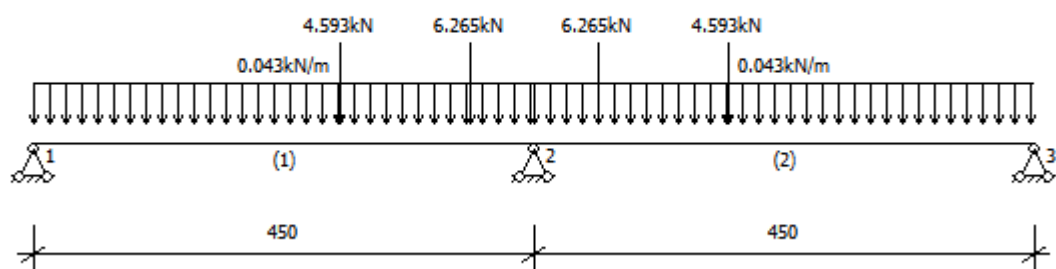
主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.5
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	主梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	205
主梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	125	主梁截面抵抗矩W(cm ³)	4.49
主梁弹性模量E(N/mm ²)	206000	主梁截面惯性矩I(cm ⁴)	10.78
可调托座内主梁根数	1		

承载能力极限状态

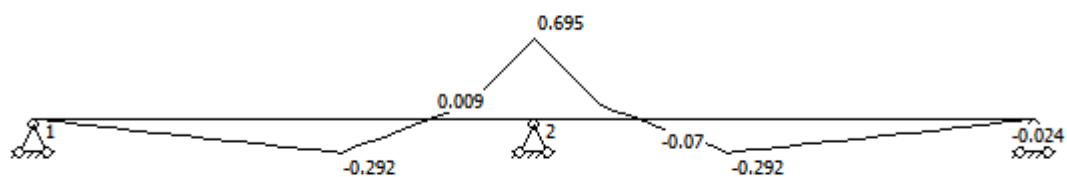
单根主梁自重设计值： $q=1\times 1.3\times 0.033=0.043\text{kN/m}$

正常使用极限状态

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



1、抗弯验算

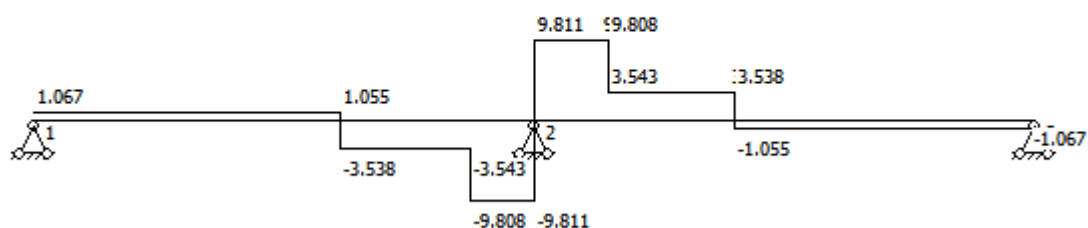


主梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.695 \times 10^6 / 4490 = 154.77 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图(kN)

$$V_{\max} = 9.811 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 9.811 \times 1000 / 424 = 46.277 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 125 / 1 = 125 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算



主梁变形图(mm)

$$v_{\max} = 0.13 \text{ mm} \leq [v] = \min[L/150, 10] = \min[450/150, 10] = 3 \text{ mm}$$

满足要求！

4、支座反力计算

承载能力极限状态

支座反力依次为 $R_1=1.067 \text{ kN}$ ， $R_2=19.622 \text{ kN}$ ， $R_3=1.067 \text{ kN}$

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)	100
扣件抗滑移折减系数 k_c	0.85		

1、扣件抗滑移验算

$$\text{两侧立杆最大受力 } N = \max[R_1, R_3] = \max[1.067, 1.067] = 1.067 \text{ kN} \leq 0.85 \times 8 = 6.8 \text{ kN}$$

单扣件在扭矩达到40~65N·m且无质量缺陷的情况下，单扣件能满足要求！

2、可调托座验算

可调托座最大受力 $N=\max[R_2]=19.622\text{kN}\leq[N]/\gamma_R=100/1=100\text{kN}$

满足要求！

八、立杆验算

立杆钢管截面类型(mm)	Φ48.3×3.2	立杆钢管计算截面类型(mm)	Φ48×3
钢材等级	Q355	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	1.05	悬臂端计算长度折减系数k	0.6
支撑架搭设高度调整系数β _H	1	架体顶层步距修正系数γ	0.9
抗压强度设计值[f](N/mm ²)	300	支架自重标准值q(kN/m)	0.15
步距h(mm)	1500	顶层步距h'(mm)	1200
可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度a (mm)	500		

1、长细比验算

$h_{\max}=\max(\beta_H\eta h,\beta_H\gamma h'+2ka)=\max(1\times1.05\times1500,1\times0.9\times1200+2\times0.6\times500)=1680\text{mm}$

$\lambda=h_{\max}/i=1680/15.9=105.66\leq[\lambda]=150$

长细比满足要求！

查表得，φ=0.438

2、风荷载计算

$M_w=\gamma_0\times\varphi_c\times1.5\times\omega_k\times l_a\times h^2/10=1\times0.9\times1.5\times0.39\times0.9\times1.5^2/10=0.107\text{kN}\cdot\text{m}$

3、稳定性计算

根据《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T

231-2021公式5.3.1-2，考虑风荷载时，可变荷载需考虑0.9组合系数：

1)面板验算

$q_1=1\times[1.3\times(0.1+(24+1.5)\times1.15)+1.5\times0.9\times3]\times1=42.303\text{kN/m}$

2)小梁验算

$$q_1 = \max\{1.998 + 1 \times 1.3 \times [(0.3 - 0.1) \times 0.35/3 + 0.5 \times (1.15 - 0.15)] + 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 0.9 \times 3] \times \max[0.45 - 0.35/2, (0.9 - 0.45) - 0.35/2]/2 \times 1, 5.476 + 1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.35/3\} = 5.506 \text{ kN/m}$$

同上四～六计算过程，可得：

$$R_1 = 1.046 \text{ kN}, R_2 = 19.329 \text{ kN}, R_3 = 1.046 \text{ kN}$$

$$\text{立杆最大受力 } N_w = \max[R_1 + N_{\text{边}1}, R_2, R_3 + N_{\text{边}2}] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times (H - \text{梁高}) + M_w/l_b = \max[1.046 + 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 0.9 \times 3] \times (0.9 + 0.45 - 0.35/2)/2 \times 0.9, 19.329, 1.046 + 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 0.9 \times 3] \times (0.9 + 0.9 - 0.45 - 0.35/2)/2 \times 0.9] + 1 \times 1.3 \times 0.15 \times (5.35 - 1.15) + 0.107/0.9 = 20.266 \text{ kN}$$

$$f = N_w/(\varphi A) + M_w/W = 20266.462/(0.438 \times 424) + 0.107 \times 10^6/4490 = 132.959 \text{ N/mm}^2 \leq [f]/\gamma_R = 300/1 = 300 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

九、高宽比验算

根据《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T 231-2021 第6.2.1: 支撑架的高宽比宜控制在3以内

$$H/B = 5.35/50.4 = 0.106 \leq 3$$

满足要求！

十、架体抗倾覆验算

模板支架高度H(m)	5.35	模板支架纵向长度L(m)	95.7
模板支架横向长度B(m)	50.4		

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

$$M_T = \gamma_0 \times \varphi_c \times \gamma_Q (\omega_k L H^2 / 2) = 1 \times 1 \times 1.5 \times (0.39 \times 95.7 \times 5.35^2 / 2) = 801.208 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G [G_{1k} + 0.15 \times H / (l_a' \times l_b')] L B^2 / 2 = 0.9 \times [0.5 + 0.15 \times 5.35 / (0.9 \times 0.9)] \times 95.7 \times 50.4^2 / 2 = 163075.097 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 801.208 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 163075.097 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$M_T=\gamma_0\times\varphi_c\times\gamma_Q(Q_{2k}LH^2)=1\times1\times1.5\times(0.085\times95.7\times5.35^2)=349.245\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_R=\gamma_G[G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})h_0+0.15\times H/(l_a'\times l_b')]]LB^2/2=0.9\times[0.5+(24+1.1)\times0.15+0.15\times5.35/(0.9\times0.9)]\times95.7\times50.4^2/2=574935.941\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_T=349.245\text{kN}\cdot\text{m}\leq M_R=574935.941\text{kN}\cdot\text{m}$$

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)	150	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 $f_c(\text{N}/\text{mm}^2)$	9.686
混凝土的实测抗拉强度 $f_t(\text{N}/\text{mm}^2)$	0.911	立杆垫板长a(mm)	200
立杆垫板宽b(mm)	200		

$$F_1=N=20.266\text{kN}$$

1、受冲切承载力计算

根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010第6.5.1条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_l\leq(0.7\beta_hf_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_mh_0$	F_1	局部荷载设计值或集中反力设计值
	β_h	截面高度影响系数：当 $h\leq800\text{mm}$ 时，取 $\beta_h=1.0$ ；当 $h\geq2000\text{mm}$ 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 $1.0\sim3.5\text{N}/\text{mm}^2$ 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
η=min(η ₁ ,η ₂) η ₁ =0.4+1.2/β _s ,η ₂ =0.5+as×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β _s <2时取β _s =2，当面积为圆形时，取β _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σ _{pc,m} 之值，将其取为0。	

可得：β_h=1，f_t=0.911N/mm²，η=1，h₀=h-20=130mm，

u_m =2[(a+h₀)+(b+h₀)]=1320mm

F=(0.7β_hf_t+0.25σ_{pc, m})ηu_mh₀=(0.7×1×0.911+0.25×0)×1×1320×130/1000=109.429kN≥F₁=20.266kN

满足要求！

2、局部受压承载力计算

根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010第6.6.1条规定，见下表

公式	参数剖析	
F _l ≤1.35β _c β _l f _c A _{ln}	F ₁	局部受压面上作用的局部荷载或局部压力设计值
	f _c	混凝土轴心抗压强度设计值；可按本规范表4.1.4-1取值
	β _c	混凝土强度影响系数，按本规范第6.3.1条的规定取用
	β _l	混凝土局部受压时的强度提高系数
	A _{ln}	混凝土局部受压净面积
β _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=9.686N/mm²，β_c=1，

β_l=(A_b/A_l)^{1/2}=[(a+2b)×(b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(600)×(600)/(200×200)]^{1/2}=3，A_{ln}=ab=40000mm²

F=1.35β_cβ_lf_cA_{ln}=1.35×1×3×9.686×40000/1000=1569.132kN≥F₁=20.266kN

满足要求！

梁侧模板300X1350计算书

计算依据：

- 1、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
- 2、《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
- 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

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL14	混凝土梁截面尺寸(mm×mm)	350×1150
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	《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008	混凝土重力密度 $\gamma_c(\text{kN/m}^3)$	24
结构重要性系数 γ_0	1	可变荷载调整系数 γ_L	0.9
新浇混凝土初凝时间 $t_0(\text{h})$	4		
外加剂影响修正系数 β_1	1	混凝土坍落度影响修正系数 β_2	1.15
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 $H_{\text{下挂}}(\text{m})$		1.15	
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}(\text{kN/m}^2)$	梁下挂侧模 G_{4k}	$\min\{0.22\gamma_{ct0}\beta_1\beta_2v^{1/2}, \gamma_c H\} = \min\{0.22 \times 24 \times 4 \times 1 \times 1.15 \times 2^{1/2}, 24 \times 1.15\} = \min\{34.348, 27.6\} = 27.6 \text{ kN/m}^2$	
振捣混凝土时对垂直面模板荷载标准值 $Q_{2k}(\text{kN/m}^2)$		4	

下挂部分：承载能力极限状态设计值 $S_{\text{承}} = \gamma_0(1.3 \times G_{4k} + \gamma_L \times 1.5Q_{2k}) = 1 \times (1.3 \times 27.6 + 0.9 \times 1.5 \times 4) = 41.28 \text{ kN/m}^2$

下挂部分：正常使用极限状态设计值 $S_{\text{正}} = G_{4k} = 27.6 \text{ kN/m}^2$

三、支撑体系设计

小梁布置方式	水平向布置	主梁间距(mm)	500
主梁合并根数	2	小梁最大悬挑长度(mm)	250
结构表面的要求	结构表面隐蔽	对拉螺栓水平向间距(mm)	500

	梁左侧	梁右侧
楼板厚度(mm)	120	120
梁下挂侧模高度(mm)	1030	1030
小梁道数(下挂)	5	5

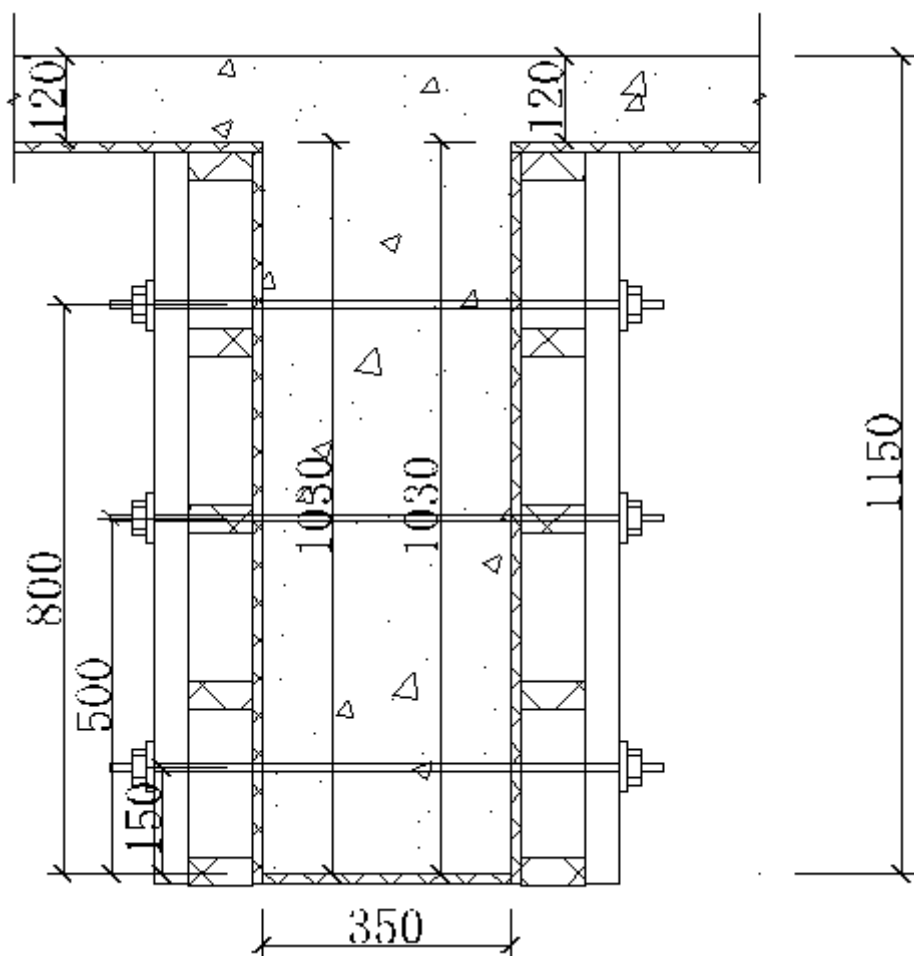
左侧支撑表：

第i道支撑	距梁底距离(mm)	支撑形式
1	150	对拉螺栓
2	500	对拉螺栓
3	800	对拉螺栓

右侧支撑表：

第i道支撑	距梁底距离(mm)	支撑形式
1	150	对拉螺栓
2	500	对拉螺栓
3	800	对拉螺栓

设计简图如下：



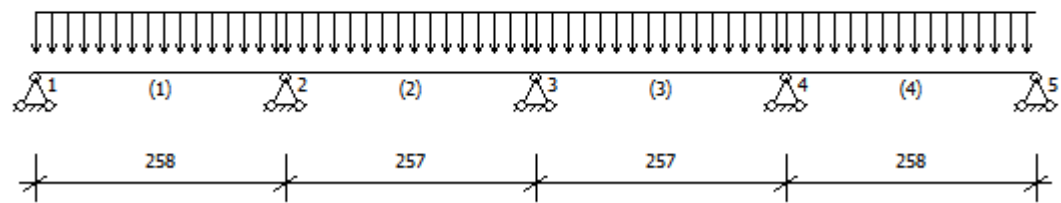
模板设计剖面图

四、面板验算

模板类型	覆面木胶合板	模板厚度(mm)	15
模板抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15	模板抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	1.5
模板弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	10000		

1、下挂侧模

梁截面宽度取单位长度， $b=1000\text{mm}$ 。 $W=bh^2/6=1000\times 15^2/6=37500\text{mm}^3$ ， $I=bh^3/12=1000\times 15^3/12=281250\text{mm}^4$ 。面板计算简图如下：



2、抗弯验算

$q_1=bS_{承}=1\times41.28=41.28\text{kN/m}$

$q_{1静}=\gamma_0\times1.3\times G_{4k}\times b=1\times1.3\times27.6\times1=35.88\text{kN/m}$

$q_{1活}=\gamma_0\times\gamma_L\times1.5\times Q_{2k}\times b=1\times0.9\times1.5\times4\times1=5.4\text{kN/m}$

$M_{max}=0.107q_{1静}L^2+0.121q_{1活}L^2=0.107\times35.88\times0.258^2+0.121\times5.4\times0.258^2=0.298\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{max}/W=0.298\times10^6/37500=7.944\text{N/mm}^2\leq[f]=15\text{N/mm}^2$

满足要求！

3、挠度验算

$q=bS_{正}=1\times27.6=27.6\text{kN/m}$

$v_{max}=0.632qL^4/(100EI)=0.632\times27.6\times257.5^4/(100\times10000\times281250)=0.273\text{mm}\leq257.5/250=1.03\text{mm}$

满足要求！

4、最大支座反力计算

承载能力极限状态

$R_{下挂max}=1.143\times q_{1静}\times l_{左}+1.223\times q_{1活}\times l_{左}=1.143\times35.88\times0.258+1.223\times5.4\times0.258=12.261\text{kN}$

正常使用极限状态

$R'_{下挂max}=1.143\times l_{左}\times q=1.143\times0.258\times27.6=8.123\text{kN}$

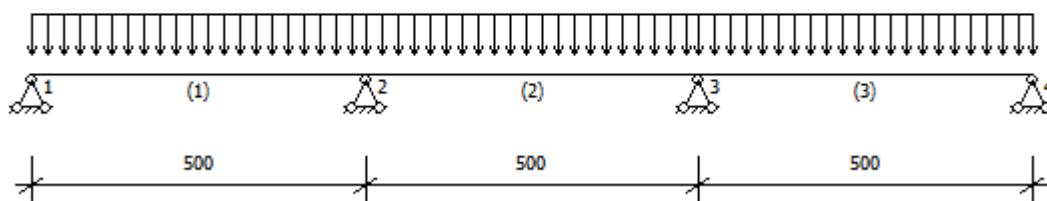
五、小梁验算

小梁最大悬挑长度(mm)	250	小梁计算方式	三等跨连续梁
小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁弹性模量E(N/mm ²)	9350	小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.782

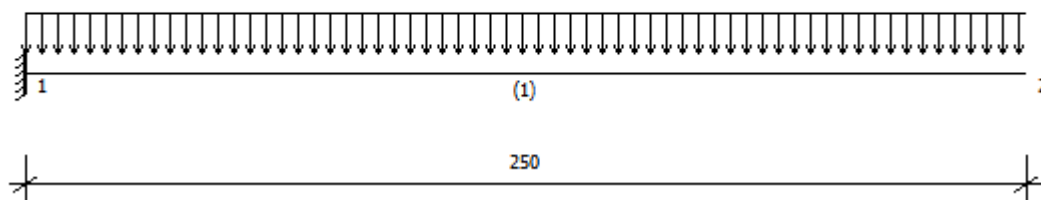
小梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	54	小梁抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15.444
小梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	243		

1、下挂侧模

计算简图如下：



跨中段计算简图



悬挑段计算简图

2、抗弯验算

$$q = 12.261 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = \max[0.1 \times q \times l^2, 0.5 \times q \times l_1^2] = \max[0.1 \times 12.261 \times 0.5^2, 0.5 \times 12.261 \times 0.25^2] = 0.383 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.383 \times 10^6 / 54000 = 7.095 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算

$$V_{\max} = \max[0.6 \times q \times l, q \times l_1] = \max[0.6 \times 12.261 \times 0.5, 12.261 \times 0.25] = 3.678 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 3.678 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 1.533 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算

$q=8.123\text{kN/m}$

跨中 $v_{1\max}=0.677qL^4/(100EI)=0.677\times 8.123\times 500^4/(100\times 9350\times 2430000)=0.151\text{mm}\leq 500/250=2\text{mm}$

悬挑段 $v_{2\max}=qL^4/(8EI)=8.123\times 250^4/(8\times 9350\times 2430000)=0.175\text{mm}\leq 2\times 250/250=2\text{mm}$

满足要求！

5、最大支座反力计算

承载能力极限状态

$R_{\text{下挂}\max}=\max[1.1\times 12.261\times 0.5, 0.4\times 12.261\times 0.5+12.261\times 0.25]=6.743\text{kN}$

正常使用极限状态

$R'_{\text{下挂}\max}=\max[1.1\times 8.123\times 0.5, 0.4\times 8.123\times 0.5+8.123\times 0.25]=4.468\text{kN}$

六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48.3×3.0
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×2.8	主梁合并根数	2
主梁弹性模量E(N/mm ²)	206000	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)	125	主梁截面惯性矩I(cm ⁴)	10.19
主梁截面抵抗矩W(cm ³)	4.25	主梁受力不均匀系数	0.6

1、下挂侧模

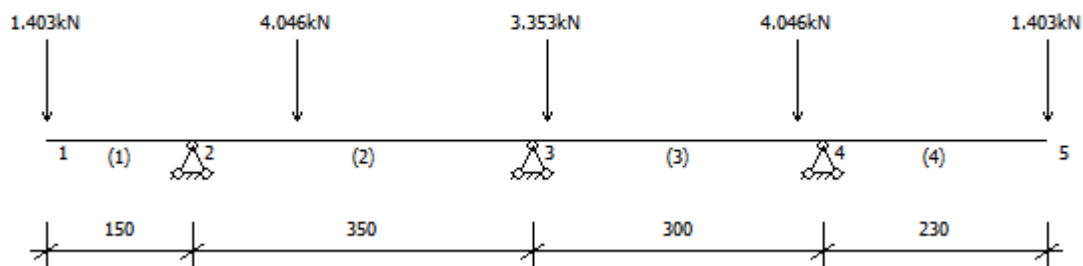
因主梁2根合并，验算时主梁受力不均匀系数为0.6。

同前节计算过程，可依次解得：

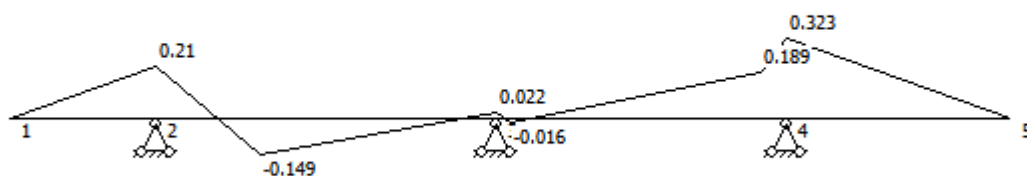
承载能力极限状态： $R_1=1.403\text{kN}$ ， $R_2=4.046\text{kN}$ ， $R_3=3.353\text{kN}$ ， $R_4=4.046\text{kN}$ ， $R_5=1.403\text{kN}$

正常使用极限状态： $R'_1=0.922\text{kN}$ ， $R'_2=2.681\text{kN}$ ， $R'_3=2.176\text{kN}$ ， $R'_4=2.681\text{kN}$ ， $R'_5=0.922\text{kN}$

计算简图如下：



2、抗弯验算

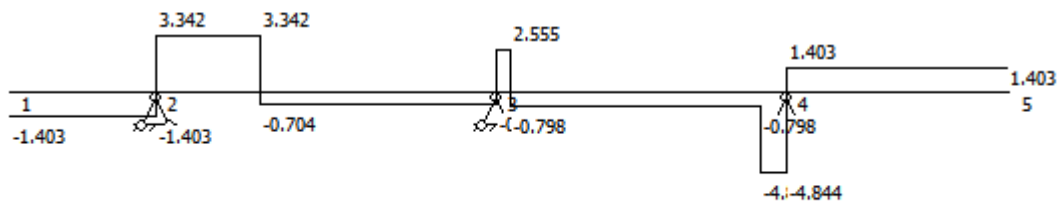


主梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma_{\max} = M_{\max}/W = 0.323 \times 10^6 / 4250 = 75.927 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算

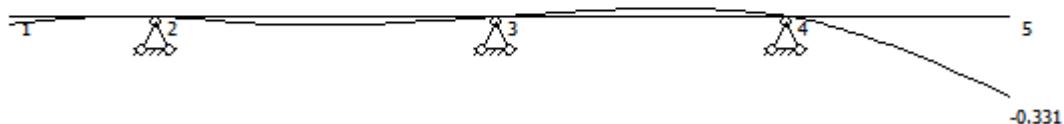


主梁剪力图(kN)

$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 4.844 \times 1000 / 398 = 24.341 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 125 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算



主梁变形图(mm)

$$\text{跨中 } v_{1\max} = 0.036 \text{ mm} \leq 350/250 = 1.4 \text{ mm}$$

$$\text{悬挑段 } v_{2\max} = 0.331 \text{ mm} \leq 2 \times 230/250 = 1.84 \text{ mm}$$

满足要求!

5、最大支座反力计算

$$R_{\text{下挂max}} = 6.247/0.6 = 10.412 \text{ kN}$$

七、对拉螺栓验算

对拉螺栓类型	M14	轴向拉力设计值 N_t^b (kN)	17.8
--------	-----	----------------------	------

同主梁计算过程，取有对拉螺栓部位的侧模主梁最大支座反力。可知对拉螺栓受力 $N=0$ 。

$$95 \times \text{Max}[10.412] = 9.891 \text{ kN} \leq N_t^b = 17.8 \text{ kN}$$

满足要求!

截面500*1000梁模板（盘扣式，梁板立柱共用）计算书

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL500*1000	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	500×1000
梁侧楼板计算厚度(mm)	250	模板支架高度H(m)	5.35

模板支架横向长度B(m)	50.4	模板支架纵向长度L(m)	95.7
--------------	------	--------------	------

二、荷载设计

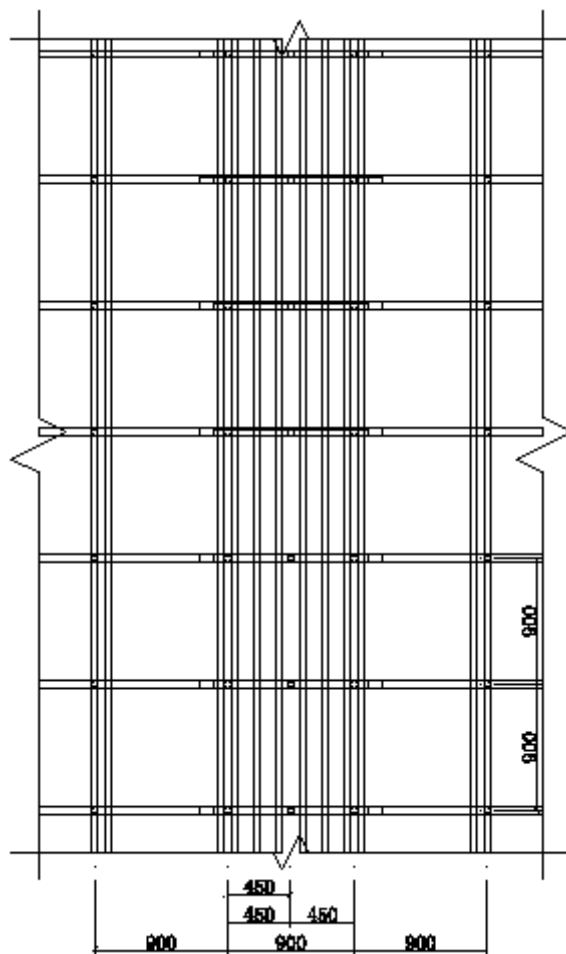
模板及其支架自重标准值G _{1k} (kN/m ²)	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.5
新浇筑混凝土自重标准值G _{2k} (kN/m ³)	24		
混凝土梁钢筋自重标准值G _{3k} (kN/m ³)	1.5	混凝土板钢筋自重标准值G _{3k} (kN/m ³)	1.1
施工人员及设备荷载标准值Q _{1k} (kN/m ²)	3		
泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷载标准值Q _{2k} (kN/m ²)	0.136		
风荷载标准值ω _k (kN/m ²)	基本风压ω ₀ (kN/m ²)	0.3	非自定义:0.39
	地基粗糙程度	B类(城市郊区)	
	模板支架顶部距地面高度(m)	5.35	
	风压高度变化系数μ _z	1	
	风荷载体型系数μ _s	1.3	
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	梁两侧有板，梁底小梁平行梁跨方向
梁跨度方向立杆纵距是否相等	是
梁跨度方向立杆间距 $l_a(\text{mm})$	900

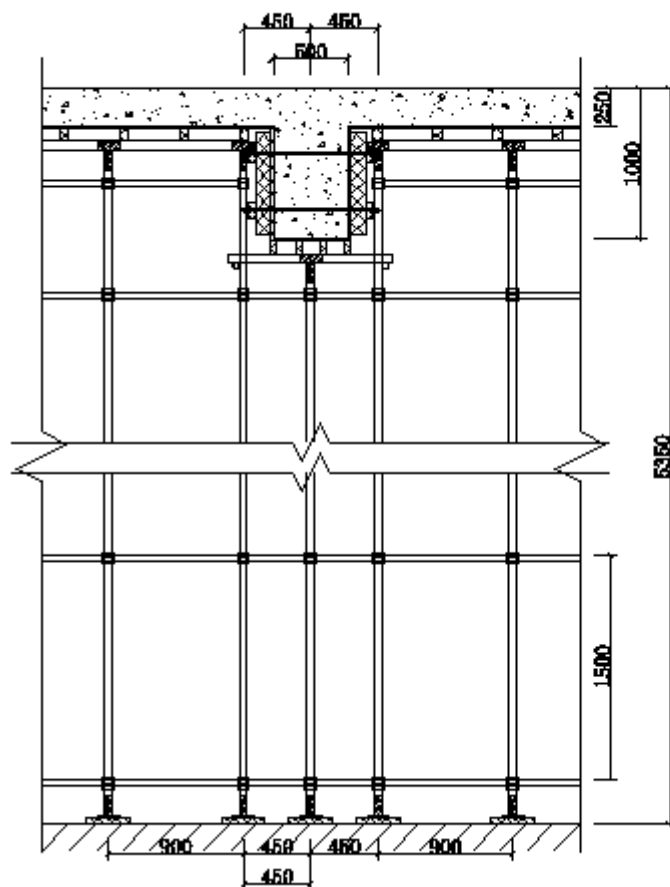
梁两侧立杆横向间距 l_b (mm)	900
最大步距 h (mm)	1500
顶层步距 h' (mm)	1000
可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度 a (mm)	500
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 l'_a (mm)、 l'_b (mm)	900、900
混凝土梁距梁两侧立杆中的位置	居中
梁左侧立杆距梁中心线距离(mm)	450
梁底增加立杆根数	1
梁底增加立杆布置方式	按梁两侧立杆间距均分
梁底增加立杆依次距梁左侧立杆距离(mm)	450
梁底支撑小梁最大悬挑长度(mm)	200
梁底支撑小梁根数	4
梁底支撑小梁间距(mm)	167
每纵距内附加梁底支撑主梁根数	0
承载力设计值调整系数 γ_R	1
模板及支架计算依据	《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T 231-2021

设计简图如下：



平面图

本图梁侧支撑构造仅作示意，具体详见梁侧模板设计



立面图

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度 $t(\text{mm})$	15
面板抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15	面板抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	1.4
面板弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	10000		

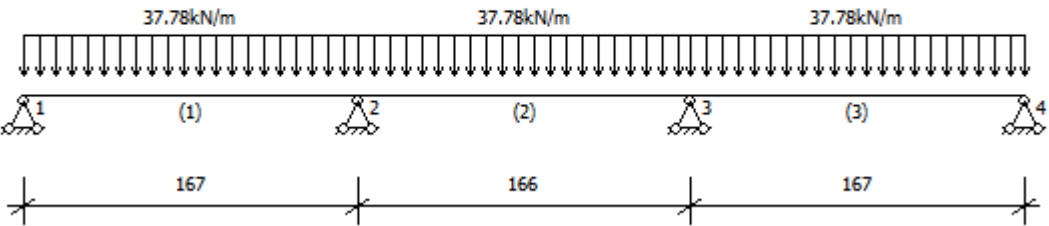
取梁纵向单位宽度 $b=1000\text{mm}$ ，按三等跨连续梁计算：

$$W=bh^2/6=1000\times 15\times 15/6=37500\text{mm}^3, I=bh^3/12=1000\times 15\times 15\times 15/12=281250\text{mm}^4$$

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$$q_1=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times b=1\times[1.3\times(0.1+(24+1.5)\times 1)+1.5\times 3]\times 1=37.78\text{kN/m}$$

计算简图如下：



1、强度验算

$$q_{1静} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times 1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1) \times 1 = 33.28 \text{ kN/m}$$
$$q_{1活} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times b = 1 \times 1.5 \times 3 \times 1 = 4.5 \text{ kN/m}$$
$$M_{max} = 0.1 q_{1静} L^2 + 0.117 q_{1活} L^2 = 0.1 \times 33.28 \times 0.167^2 + 0.117 \times 4.5 \times 0.167^2 = 0.107 \text{ kN}\cdot\text{m}$$
$$\sigma = M_{max} / W = 0.107 \times 10^6 / 37500 = 2.855 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 15 / 1 = 15 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值：

$$q_2 = [1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1 \times Q_{1k}] \times b = [1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1) + 1 \times 3] \times 1 = 28.6 \text{ kN/m}$$

$$v_{max} = 0.677 q_2 L^4 / (100EI) = 0.677 \times 28.6 \times 166.667^4 / (100 \times 10000 \times 281250) = 0.053 \text{ mm} \leq [v] = \min[L / 150, 10] = \min[166.667 / 150, 10] = 1.111 \text{ mm}$$

满足要求！

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_1 = R_4 = 0.4 q_{1静} L + 0.45 q_{1活} L = 0.4 \times 33.28 \times 0.167 + 0.45 \times 4.5 \times 0.167 = 2.556 \text{ kN}$$
$$R_2 = R_3 = 1.1 q_{1静} L + 1.2 q_{1活} L = 1.1 \times 33.28 \times 0.167 + 1.2 \times 4.5 \times 0.167 = 7.001 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R_1' = R_4' = 0.4 q_2 L = 0.4 \times 28.6 \times 0.167 = 1.907 \text{ kN}$$
$$R_2' = R_3' = 1.1 q_2 L = 1.1 \times 28.6 \times 0.167 = 5.243 \text{ kN}$$

五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
------	----	------------	-------

小梁抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15.444	小梁抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	1.782
小梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	54	小梁弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	9350
小梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	243	小梁计算方式	二等跨连续梁
梁左侧立杆距梁中心线距离(mm)	450	主梁间距 $l_1(\text{mm})$	900

1、梁底各道小梁线荷载计算

分别计算梁底各道小梁所受线荷载，其中梁侧楼板的荷载取板底立杆至梁侧边一半的荷载。

小梁自重设计值： $q_2 = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁宽} / (\text{小梁根数} - 1) = 1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.5 / 3 = 0.043 \text{ kN/m}$

1) 左侧小梁线荷载设计值计算

梁底面板传递给左边小梁线荷载： $q_{1左} = R_1 / b = 2.556 / 1 = 2.556 \text{ kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.043 \text{ kN/m}$

梁左侧模板传递给左边小梁荷载 $q_{3左} = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) = 1 \times 1.3 \times 0.5 \times (1 - 0.25) = 0.488 \text{ kN/m}$

梁左侧楼板传递给左边小梁荷载 $q_{4左} = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽} / 2) / 2 = 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.25) + 1.5 \times 3] \times (0.45 - 0.5 / 2) / 2 = 1.331 \text{ kN/m}$

左侧小梁总荷载 $q_{左} = q_{1左} + q_2 + q_{3左} + q_{4左} = 2.556 + 0.043 + 0.488 + 1.331 = 4.418 \text{ kN/m}$

2) 中间小梁线荷载设计值计算

梁底面板传递给中间小梁最大线荷载： $q_{1中} = \text{Max}[R_2, R_3] / b = \text{Max}[7.001, 7.001] / 1 = 7.001 \text{ kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.043 \text{ kN/m}$

中间小梁总荷载 $q_{中} = q_{1中} + q_2 = 7.001 + 0.043 = 7.045 \text{ kN/m}$

3) 右侧小梁线荷载设计值计算

梁底面板传递给右边小梁线荷载： $q_{1右} = R_4 / b = 2.556 / 1 = 2.556 \text{ kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.043 \text{ kN/m}$

梁右侧模板传递给右边小梁荷载 $q_{3右}=\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times(\text{梁高}-\text{板厚})=1\times 1.3\times 0.5\times(1-0.25)=0.488\text{kN/m}$

梁右侧楼板传递给右边小梁荷载 $q_{4右}=\gamma_0\times[1.3\times(G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times((l_b$
梁左侧立杆距梁中心线距离)

梁宽/2)/2=1\times[1.3\times(0.5+(24+1.1)\times 0.25)+1.5\times 3]\times((0.9-0.45)-0.5/2)/2=1.331\text{kN/m}

右侧小梁总荷载 $q_{右}=q_{1右}+q_2+q_{3右}+q_{4右}=2.556+0.043+0.488+1.331=4.418\text{kN/m}$

4) 各道小梁最大线荷载设计值计算

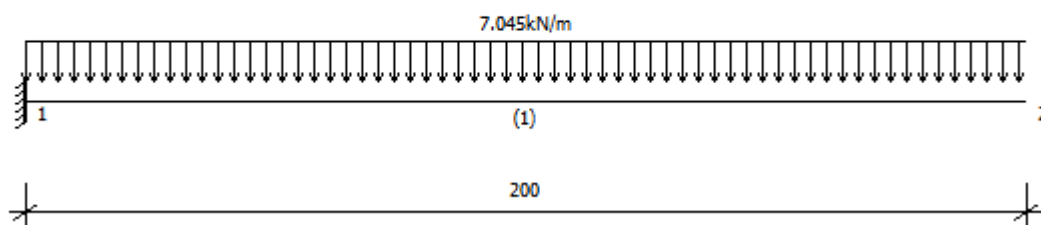
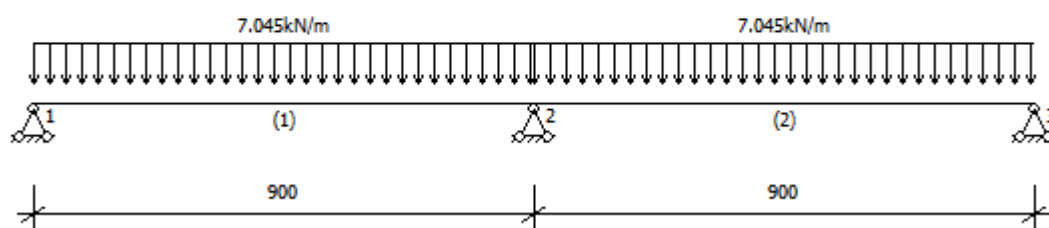
小梁最大荷载 $q=\text{Max}[q_{左}, q_{中}, q_{右}]=\text{Max}[4.418, 7.045, 4.418]=7.045\text{kN/m}$

5) 各道小梁最大线荷载标准值计算

参考小梁线荷载设计值计算步骤，将荷载标准值代入后得到：

小梁最大荷载标准值： $q'=\text{Max}[q'_{左}, q'_{中}, q'_{右}]=\text{Max}[3.292, 5.277, 3.292]=5.277\text{kN/m}$

为简化计算，按二等跨连续梁和悬臂梁分别计算，如下图：



2、抗弯验算

$M_{\max}=\text{max}[0.125q_1l_1^2, 0.5q_1l_2^2]=\text{max}[0.125\times 7.045\times 0.9^2, 0.5\times 7.045\times 0.2^2]=0.713\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{\max}/W=0.713\times 10^6/54000=13.209\text{N/mm}^2\leq[f]/\gamma_R=15.444/1=15.444\text{N/mm}^2$

满足要求！

3、抗剪验算

$$V_{\max} = \max[0.625q_1l_1, q_1l_2] = \max[0.625 \times 7.045 \times 0.9, 7.045 \times 0.2] = 3.963 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 3.963 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 1.651 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 1.782 / 1 = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算

$$v_1 = 0.521q'l_1^4 / (100EI) = 0.521 \times 5.277 \times 900^4 / (100 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.794 \text{ mm} \leq [v] = \min[l_1/150, 10] = \min[900/150, 10] = 6 \text{ mm}$$

$$v_2 = q'l_2^4 / (8EI) = 5.277 \times 200^4 / (8 \times 9350 \times 243 \times 10^4) = 0.046 \text{ mm} \leq [v] = \min[2l_2/150, 10] = \min[400/150, 10] = 2.667 \text{ mm}$$

满足要求！

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_{\max} = \max[1.25q'L_1, 0.375q'L_1 + q'L_2] = \max[1.25 \times 7.045 \times 0.9, 0.375 \times 7.045 \times 0.9 + 7.045 \times 0.2] = 7.926 \text{ kN}$$

同理可得：

将各道小梁所受线荷载设计值参照以上步骤分别代入，得到梁底支撑各道小梁所受最大支座反力设计值依次为 $R_1=4.97 \text{ kN}$, $R_2=7.926 \text{ kN}$, $R_3=7.926 \text{ kN}$, $R_4=4.97 \text{ kN}$

正常使用极限状态

$$R_{\max}' = \max[1.25q'L_1, 0.375q'L_1 + q'L_2] = \max[1.25 \times 5.277 \times 0.9, 0.375 \times 5.277 \times 0.9 + 5.277 \times 0.2] = 5.937 \text{ kN}$$

同理可得：

各道小梁所受线荷载标准值参照以上步骤分别代入，得到梁底支撑各道小梁所受最大支座反力标准值依次为 $R_1'=3.704 \text{ kN}$, $R_2'=5.937 \text{ kN}$, $R_3'=5.937 \text{ kN}$, $R_4'=3.704 \text{ kN}$

六、主梁验算

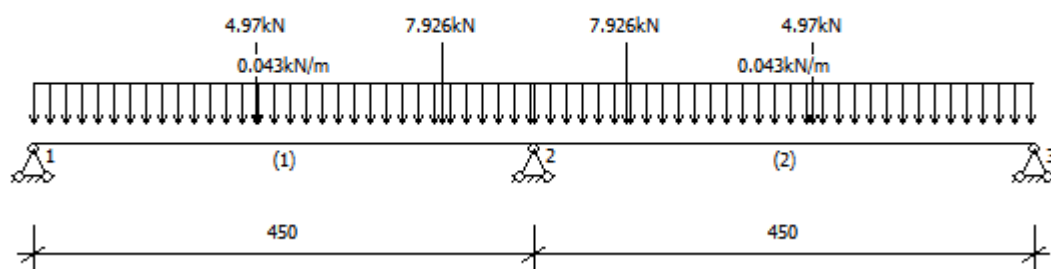
主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48×3.5
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×3	主梁抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	205
主梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	125	主梁截面抵抗矩W(cm ³)	4.49
主梁弹性模量E(N/mm ²)	206000	主梁截面惯性矩I(cm ⁴)	10.78
可调托座内主梁根数	1		

承载能力极限状态

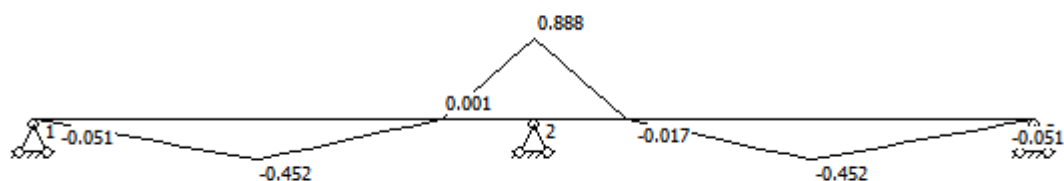
单根主梁自重设计值： $q=1\times 1.3\times 0.033=0.043\text{kN/m}$

正常使用极限状态

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



1、抗弯验算

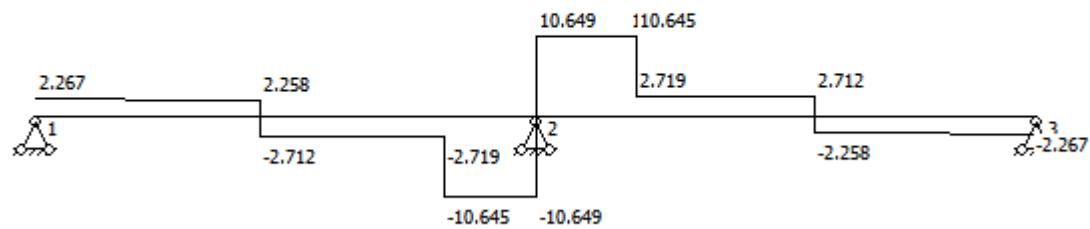


主梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.888 \times 10^6 / 4490 = 197.715 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

2、抗剪验算



主梁剪力图(kN)

$V_{\max}=10.649\text{kN}$

$\tau_{\max}=2V_{\max}/A=2\times 10.649\times 1000/424=50.23\text{N/mm}^2\leq[\tau]/\gamma_R=125/1=125\text{N/mm}^2$

满足要求！

3、挠度验算



主梁变形图(mm)

$v_{\max}=0.206\text{mm}\leq[v]=\min[L/150, 10]=\min[450/150, 10]=3\text{mm}$

满足要求！

4、支座反力计算

承载能力极限状态

支座反力依次为 $R_1=2.267\text{kN}$ ， $R_2=21.298\text{kN}$ ， $R_3=2.267\text{kN}$

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)	100
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 $N=\max[R_1,R_3]=\max[2.267,2.267]=2.267\text{kN}\leq 0.85\times 8=6.8\text{kN}$

单扣件在扭矩达到40~65N·m且无质量缺陷的情况下，单扣件能满足要求！

2、可调托座验算

可调托座最大受力 $N=\max[R_2]=21.298\text{kN}\leq[N]/\gamma_R=100/1=100\text{kN}$

满足要求！

八、立杆验算

立杆钢管截面类型(mm)	Φ48.3×3.2	立杆钢管计算截面类型(mm)	Φ48×3
钢材等级	Q355	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	1.05	悬臂端计算长度折减系数k	0.6
支撑架搭设高度调整系数β _H	1	架体顶层步距修正系数γ	0.9
抗压强度设计值[f](N/mm ²)	300	支架自重标准值q(kN/m)	0.15
步距h(mm)	1500	顶层步距h'(mm)	1000
可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度a (mm)	500		

1、长细比验算

$h_{\max}=\max(\beta_H\eta h,\beta_H\gamma h'+2ka)=\max(1\times1.05\times1500,1\times0.9\times1000+2\times0.6\times500)=1575\text{mm}$

$\lambda=h_{\max}/i=1575/15.9=99.057\leq[\lambda]=150$

长细比满足要求！

查表得，φ=0.482

2、风荷载计算

$M_w=\gamma_0\times\varphi_c\times1.5\times\omega_k\times l_a\times h^2/10=1\times0.9\times1.5\times0.39\times0.9\times1.5^2/10=0.107\text{kN}\cdot\text{m}$

3、稳定性计算

根据《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T

231-2021公式5.3.1-2，考虑风荷载时，可变荷载需考虑0.9组合系数：

1)面板验算

$q_1=1\times[1.3\times(0.1+(24+1.5)\times1)+1.5\times0.9\times3]\times1=37.33\text{kN/m}$

2)小梁验算

$$q_1 = \max\{2.522 + 1 \times 1.3 \times [(0.3 - 0.1) \times 0.5 / 3 + 0.5 \times (1 - 0.25)] + 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.25) + 1.5 \times 0.9 \times 3] \times \max[0.45 - 0.5 / 2, (0.9 - 0.45) - 0.5 / 2] / 2 \times 1, 6.911 + 1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.5 / 3\} = 6.955 \text{ kN/m}$$

同上四~六计算过程，可得：

$$R_1 = 2.228 \text{ kN}, R_2 = 20.993 \text{ kN}, R_3 = 2.228 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{立杆最大受力 } N_w &= \max[R_1 + N_{\text{边}1}, R_2, R_3 + N_{\text{边}2}] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times (H - \text{梁高}) + M_w / l_b = \max \\ &= \max[2.228 + 1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.25) + 1.5 \times 0.9 \times 3] \times (0.9 + 0.45 - 0.5 / 2) / 2 \times 0.9, 20.993, 2.228 + 1 \\ &\times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.25) + 1.5 \times 0.9 \times 3] \times (0.9 + 0.9 - 0.45 - 0.5 / 2) / 2 \times 0.9] + 1 \times 1.3 \times 0.15 \times (5.35 - 1) + 0.1 \\ &07 / 0.9 = 21.959 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$f = N_w / (\varphi A) + M_w / W = 21959.375 / (0.482 \times 424) + 0.107 \times 10^6 / 4490 = 131.281 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 300 / 1 = 300 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

九、高宽比验算

根据《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术标准》JGJ/T 231-2021 第6.2.1: 支撑架的高宽比宜控制在3以内

$$H/B = 5.35 / 50.4 = 0.106 \leq 3$$

满足要求！

十、架体抗倾覆验算

模板支架高度H(m)	5.35	模板支架纵向长度L(m)	95.7
模板支架横向长度B(m)	50.4		

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

$$M_T = \gamma_0 \times \varphi_c \times \gamma_Q (\omega_k L H^2 / 2) = 1 \times 1 \times 1.5 \times (0.39 \times 95.7 \times 5.35^2 / 2) = 801.208 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G [G_{1k} + 0.15 \times H / (l_a' \times l_b')] L B^2 / 2 = 0.9 \times [0.5 + 0.15 \times 5.35 / (0.9 \times 0.9)] \times 95.7 \times 50.4^2 / 2 = 163075.097 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 801.208 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 163075.097 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$M_T=\gamma_0\times\varphi_c\times\gamma_Q(Q_{2k}LH^2)=1\times1\times1.5\times(0.136\times95.7\times5.35^2)=558.791kN\cdot m$$

$$M_R=\gamma_G[G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})h_0+0.15\times H/(l_a'\times l_b')]LB^2/2=0.9\times[0.5+(24+1.1)\times0.25+0.15\times5.35/(0.9\times0.9)]\times95.7\times50.4^2/2=849509.837kN\cdot m$$

$$M_T=558.791kN\cdot m\leq M_R=849509.837kN\cdot m$$

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)	150	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		

$$F_1=N=21.959kN$$

1、受冲切承载力计算

根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010第6.5.1条规定，见下表

公式	参数剖析	
$F_l\leq(0.7\beta_hf_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_mh_0$	F ₁	局部荷载设计值或集中反力设计值
	β _h	截面高度影响系数：当h≤800mm时，取β _h =1.0；当h≥2000mm时，取β _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
	σ _{pc,m}	临界面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值控制在1.0-3.5N/mm ² 范围内
	u _m	临界截面周长：距离局部荷载或集中反力作用面积周边h ₀ /2处板垂直截面的最不利周长。
	h ₀	截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值

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

可得： $\beta_h=1$ ， $f_t=0.911\text{N/mm}^2$ ， $\eta=1$ ， $h_0=h-20=130\text{mm}$ ，
 $u_m=2[(a+h_0)+(b+h_0)]=1320\text{mm}$

$F=(0.7\beta_hf_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_mh_0=(0.7\times 1\times 0.911+0.25\times 0)\times 1\times 1320\times 130/1000=109.429\text{kN}\geq F_1=21.959\text{kN}$

满足要求！

2、局部受压承载力计算

根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010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： $f_c=9.686\text{N/mm}^2$ ， $\beta_c=1$ ，
 $\beta_l=(A_b/A_l)^{1/2}=[(a+2b)\times(b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(600)\times(600)/(200\times 200)]^{1/2}=3$ ， $A_{ln}=ab=40000\text{mm}^2$
 $F=1.35\beta_c\beta_l f_c A_{ln}=1.35\times 1\times 3\times 9.686\times 40000/1000=1569.132\text{kN}\geq F_1=21.959\text{kN}$

满足要求！

梁侧模板500X1000计算书

计算依据：

- 1、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
- 2、《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
- 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

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL14	混凝土梁截面尺寸(mm×mm)	500×1000
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	《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008	混凝土重力密度 $\gamma_c(kN/m^3)$	24
结构重要性系数 γ_0	1	可变荷载调整系数 γ_L	0.9
新浇混凝土初凝时间 $t_0(h)$	4		
外加剂影响修正系数 β_1	1	混凝土坍落度影响修正系数 β_2	1.15
混凝土浇筑速度 $V(m/h)$	2		
梁下挂侧模，侧压力计算位置距梁顶面高度 $H_{下挂}(m)$		1	
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}(kN/m^2)$	梁下挂侧模 G_{4k}	$\min\{0.22\gamma_{ct}\beta_1\beta_2v^{1/2}, \gamma_c H\} = \min\{0.22 \times 24 \times 1 \times 1.15 \times 2^{1/2}, 24 \times 1\} = \min\{34.348, 24\} = 24kN/m^2$	
振捣混凝土时对垂直面模板荷载标准值 $Q_{2k}(kN/m^2)$		4	

下挂部分：承载能力极限状态设计值 $S_{承}=\gamma_0(1.3\times G_{4k}+\gamma_L\times 1.5Q_{2k})=1\times(1.3\times 24+0.9\times 1.5\times 4)=36.6kN/m^2$

下挂部分：正常使用极限状态设计值 $S_{正}=G_{4k}=24\text{ kN/m}^2$

三、支撑体系设计

小梁布置方式	水平向布置	主梁间距(mm)	600
主梁合并根数	2	小梁最大悬挑长度(mm)	100
结构表面的要求	结构表面隐蔽	对拉螺栓水平向间距(mm)	600

	梁左侧	梁右侧
楼板厚度(mm)	250	250
梁下挂侧模高度(mm)	750	750
小梁道数(下挂)	5	5

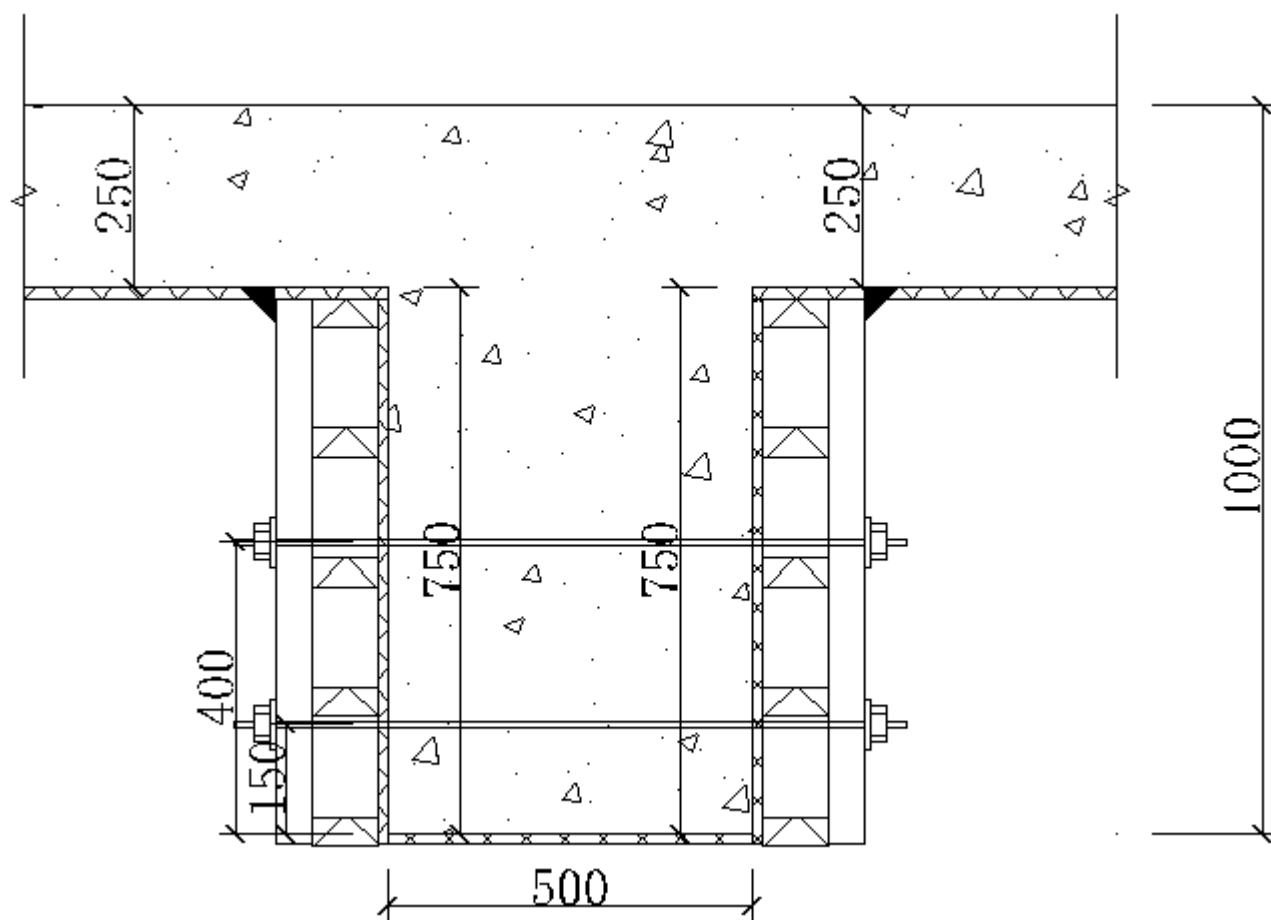
左侧支撑表：

第i道支撑	距梁底距离(mm)	支撑形式
1	150	对拉螺栓
2	400	对拉螺栓
3	750	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	150	对拉螺栓
2	400	对拉螺栓
3	750	固定支撑

设计简图如下：



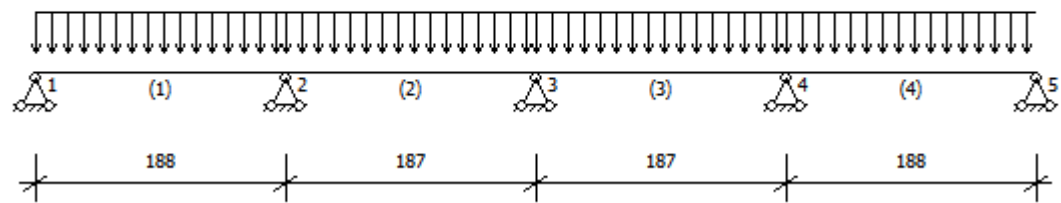
模板设计剖面图

四、面板验算

模板类型	覆面木胶合板	模板厚度(mm)	15
模板抗弯强度设计值 $[f](\text{N}/\text{mm}^2)$	15	模板抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N}/\text{mm}^2)$	1.5
模板弹性模量 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	10000		

1、下挂侧模

梁截面宽度取单位长度， $b=1000\text{mm}$ 。 $W=bh^2/6=1000\times 15^2/6=37500\text{mm}^3$ ， $I=bh^3/12=1000\times 15^3/12=281250\text{mm}^4$ 。面板计算简图如下：



2、抗弯验算

$q_1=bS_{承}=1\times36.6=36.6\text{kN/m}$

$q_{1静}=\gamma_0\times1.3\times G_{4k}\times b=1\times1.3\times24\times1=31.2\text{kN/m}$

$q_{1活}=\gamma_0\times\gamma_L\times1.5\times Q_{2k}\times b=1\times0.9\times1.5\times4\times1=5.4\text{kN/m}$

$M_{max}=0.107q_{1静}L^2+0.121q_{1活}L^2=0.107\times31.2\times0.188^2+0.121\times5.4\times0.188^2=0.14\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{max}/W=0.14\times10^6/37500=3.742\text{N/mm}^2\leq[f]=15\text{N/mm}^2$

满足要求！

3、挠度验算

$q=bS_{正}=1\times24=24\text{kN/m}$

$v_{max}=0.632qL^4/(100EI)=0.632\times24\times187.5^4/(100\times10000\times281250)=0.067\text{mm}\leq187.5/250=0.75\text{mm}$

满足要求！

4、最大支座反力计算

承载能力极限状态

$R_{下挂max}=1.143\times q_{1静}\times l_{左}+1.223\times q_{1活}\times l_{左}=1.143\times31.2\times0.188+1.223\times5.4\times0.188=7.925\text{kN}$

正常使用极限状态

$R'_{下挂max}=1.143\times l_{左}\times q=1.143\times0.188\times24=5.144\text{kN}$

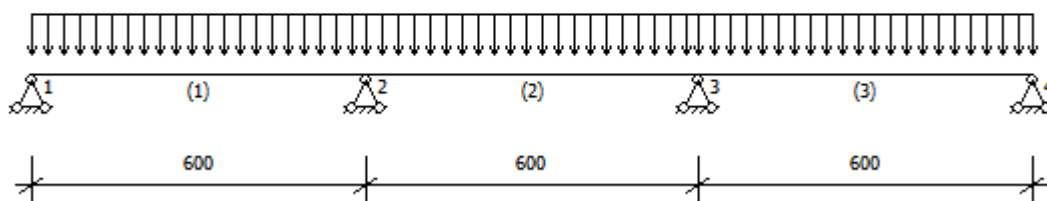
五、小梁验算

小梁最大悬挑长度(mm)	100	小梁计算方式	三等跨连续梁
小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁弹性模量E(N/mm ²)	9350	小梁抗剪强度设计值[τ](N/mm ²)	1.782

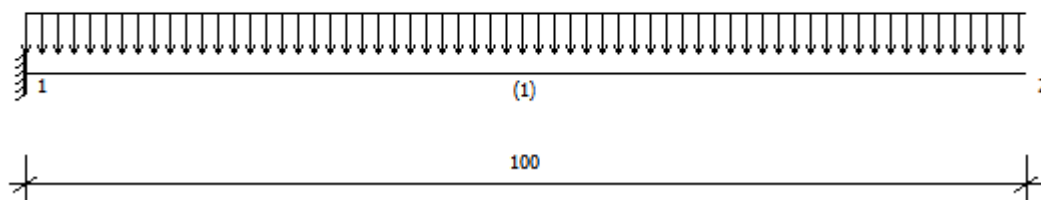
小梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	54	小梁抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15.444
小梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	243		

1、下挂侧模

计算简图如下：



跨中段计算简图



悬挑段计算简图

2、抗弯验算

$$q = 7.925 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = \max[0.1 \times q \times l^2, 0.5 \times q \times l_1^2] = \max[0.1 \times 7.925 \times 0.6^2, 0.5 \times 7.925 \times 0.1^2] = 0.285 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.285 \times 10^6 / 54000 = 5.283 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 15.444 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算

$$V_{\max} = \max[0.6 \times q \times l, q \times l_1] = \max[0.6 \times 7.925 \times 0.6, 7.925 \times 0.1] = 2.853 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 2.853 \times 1000 / (2 \times 40 \times 90) = 1.189 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.782 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

4、挠度验算

$q=5.144\text{kN/m}$

跨中 $v_{1\max}=0.677qL^4/(100EI)=0.677\times 5.144\times 600^4/(100\times 9350\times 2430000)=0.199\text{mm}\leq 600/250=2.4\text{mm}$

悬挑段 $v_{2\max}=qL^4/(8EI)=5.144\times 100^4/(8\times 9350\times 2430000)=0.003\text{mm}\leq 2\times 100/250=0.8\text{mm}$

满足要求！

5、最大支座反力计算

承载能力极限状态

$R_{\text{下挂}\max}=\max[1.1\times 7.925\times 0.6, 0.4\times 7.925\times 0.6+7.925\times 0.1]=5.23\text{kN}$

正常使用极限状态

$R'_{\text{下挂}\max}=\max[1.1\times 5.144\times 0.6, 0.4\times 5.144\times 0.6+5.144\times 0.1]=3.395\text{kN}$

六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	Φ48.3×3.0
主梁计算截面类型(mm)	Φ48×2.8	主梁合并根数	2
主梁弹性模量E(N/mm ²)	206000	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)	125	主梁截面惯性矩I(cm ⁴)	10.19
主梁截面抵抗矩W(cm ³)	4.25	主梁受力不均匀系数	0.6

1、下挂侧模

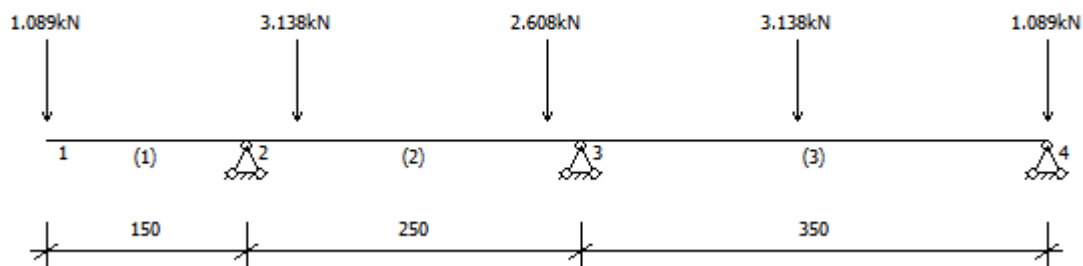
因主梁2根合并，验算时主梁受力不均匀系数为0.6。

同前节计算过程，可依次解得：

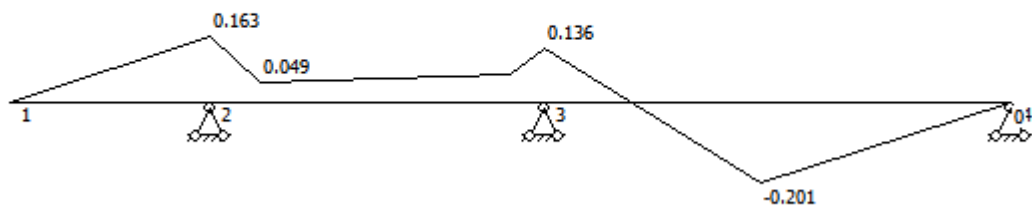
承载能力极限状态： $R_1=1.089\text{kN}$ ， $R_2=3.138\text{kN}$ ， $R_3=2.608\text{kN}$ ， $R_4=3.138\text{kN}$ ， $R_5=1.089\text{kN}$

正常使用极限状态： $R'_1=0.7\text{kN}$ ， $R'_2=2.037\text{kN}$ ， $R'_3=1.654\text{kN}$ ， $R'_4=2.037\text{kN}$ ， $R'_5=0.7\text{kN}$

计算简图如下：



2、抗弯验算

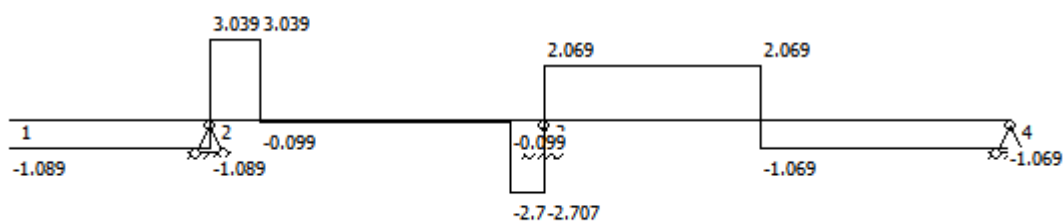


主梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma_{\max} = M_{\max}/W = 0.201 \times 10^6 / 4250 = 47.179 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算



主梁剪力图(kN)

$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 3.039 \times 1000 / 398 = 15.273 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 125 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算



主梁变形图(mm)

跨中 $v_{1\max}=0.054\text{mm}\leq 350/250=1.4\text{mm}$
悬挑段 $v_{2\max}=0.078\text{mm}\leq 2\times 150/250=1.2\text{mm}$
满足要求！

5、最大支座反力计算

$R_{\text{下挂}\max}=4.776/0.6=7.96\text{kN}$

七、对拉螺栓验算

对拉螺栓类型	M14	轴向拉力设计值 N_t^b (kN)	17.8
--------	-----	----------------------	------

同主梁计算过程，取有对拉螺栓部位的侧模主梁最大支座反力。可知对拉螺栓受力 $N=0.95\times \text{Max}[7.96]=7.562\text{kN}\leq N_t^b=17.8\text{kN}$

满足要求！

圆柱D1200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、《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
 - 3、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
 - 4、《钢结构设计标准》GB 50017-2017

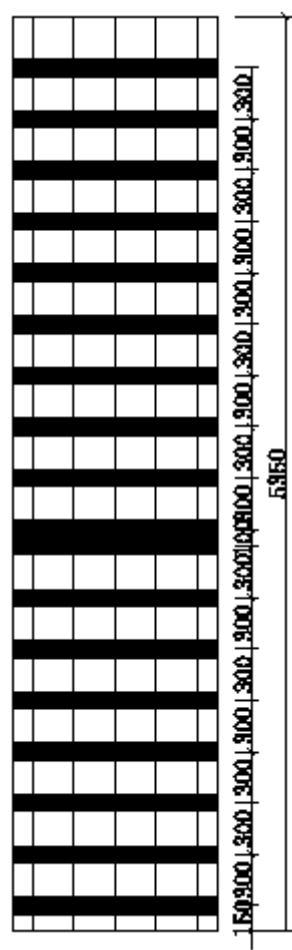
一、工程属性

新浇混凝土柱名称	圆柱	柱直径D(mm)	1200
新浇混凝土柱高度(mm)	5350	柱箍截面类型	钢带

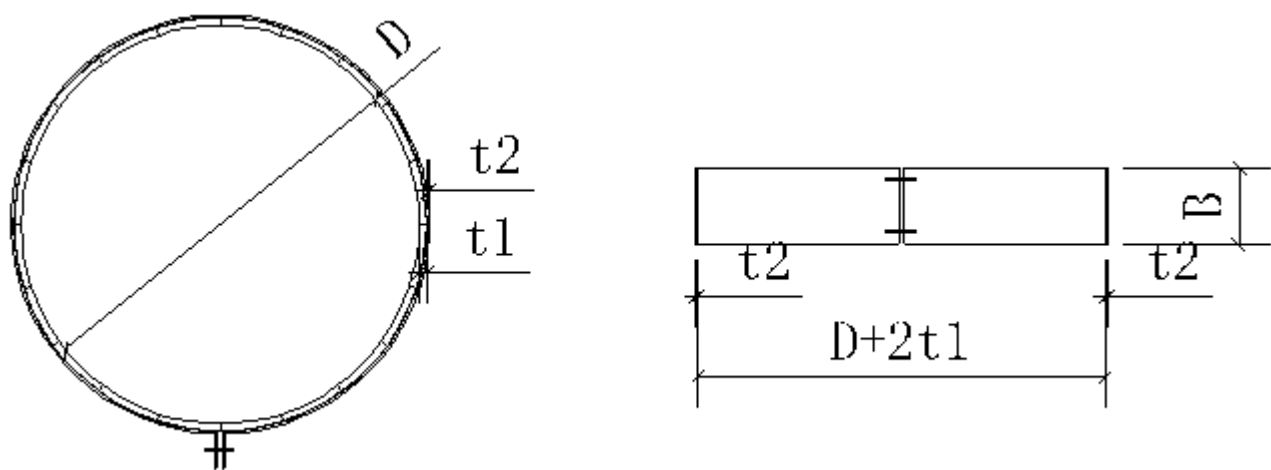
二、柱箍布置

序号	柱箍距柱底距离 h_i (mm)
第1道	150
第2道	450
第3道	750
第4道	1050
第5道	1350
第6道	1650
第7道	1950
第8道	2250
第9道	2350
第10道	2650
第11道	2950
第12道	3250
第13道	3550
第14道	3850
第15道	4150
第16道	4450
第17道	4750
第18道	5050

计算简图：



立面图



剖面图

三、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》JGJ16	混凝土重力密度 $\gamma_c(kN/m^3)$	24
-----------	---------------------	----------------------------	----

	2-2008		
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)	5.35		
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 G_{4k} (kN/m ²)	$\min\{0.22\gamma_{ct}\beta_1\beta_2v^{1/2}, \gamma_c H\} = \min\{0.22 \times 24 \times 4 \times 1 \times 2^{1/2}, 24 \times 5.35\} = \min\{29.868, 128.4\} = 29.868 \text{ kN/m}^2$		
倾倒混凝土时对垂直面模板荷载标准值 Q_{3k} (kN/m ²)	2		

有效压头高度 $h = G_{4k}/\gamma_c = 29.868/24 = 1.244\text{m}$

承载能力极限状态设计值

$$S_{\max} = 0.9\max[1.2G_{4k} + 1.4Q_{3k}, 1.35$$

$$G_{4k} + 1.4 \times 0.7Q_{3k}] = 0.9\max[1.2 \times 29.868 + 1.4 \times 2, 1.35 \times 29.868 + 1.4 \times 0.7 \times 2] = 38.054 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{\min} = 0.9 \times 1.4Q_{3k} = 0.9 \times 1.4 \times 2 = 2.52 \text{ kN/m}^2$$

正常使用极限状态设计值

$$S'_{\max} = G_{4k} = 29.868 \text{ kN/m}^2$$

$$S'_{\min} = 0 \text{ kN/m}^2$$

四、面板验算

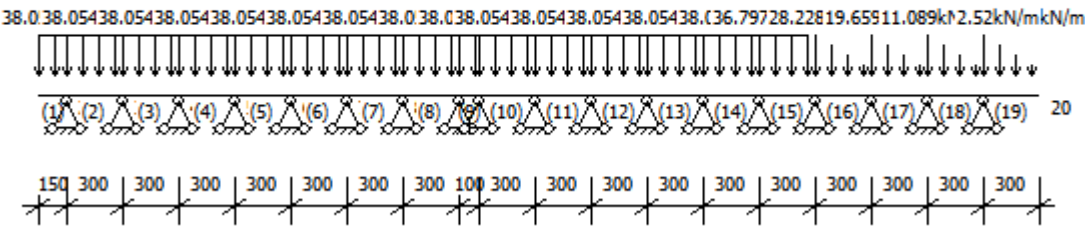
面板类型	复合木纤维板	面板厚度 t_l (mm)	15
面板抗弯强度设计值 $[f]$ (N/mm ²)	37	面板弹性模量 E (N/mm ²)	10584

面板截面宽度取单位宽度即 $b = 1000\text{mm}$ 。

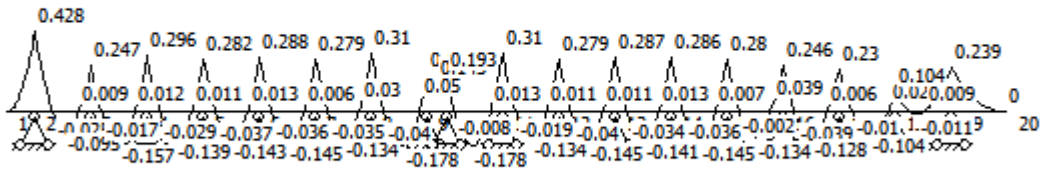
$$W = bh^2/6 = 1000 \times 15^2/6 = 37500 \text{ mm}^3$$

$$I = bh^3/12 = 1000 \times 15^3/12 = 281250 \text{ mm}^4$$

1、强度验算



验算简图



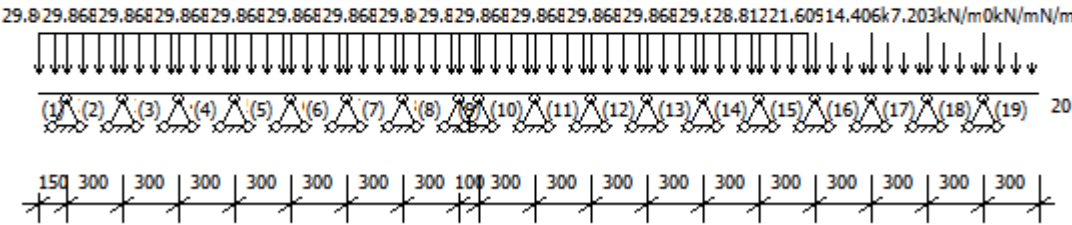
弯矩图(kN.m)

$M_{\max}=0.428\text{kN}\cdot\text{m}$

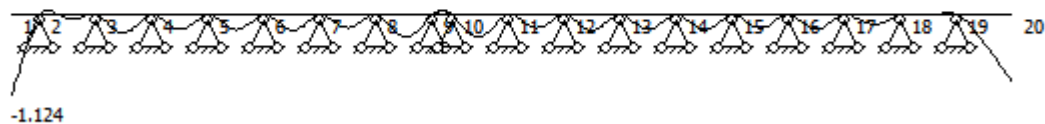
$\sigma=M_{\max}/W=0.428\times10^6/37500=11.413\text{N}/\text{mm}^2\leq[f]=37\text{N}/\text{mm}^2$

满足要求！

2、挠度验算



验算简图



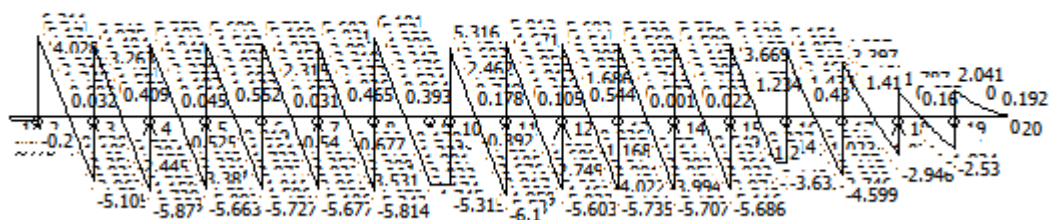
变形图(mm)

$$v_{\max} = 1.124 \text{ mm} \leq [v] = 2L/250 = 2 \times 150/250 = 1.2 \text{ mm}$$

满足要求!

3、支座反力计算

承载能力极限状态



剪力图(kN)

$$R_1 = 12.019 \text{ kN}$$

$$R_2 = 10.651 \text{ kN}$$

$$R_3 = 11.624 \text{ kN}$$

$$R_4 = 11.352 \text{ kN}$$

$$R_5 = 11.467 \text{ kN}$$

$$R_6 = 11.279 \text{ kN}$$

$$R_7 = 11.915 \text{ kN}$$

$$R_8 = 7.218 \text{ kN}$$

$$R_9 = 7.219 \text{ kN}$$

$$R_{10} = 11.913 \text{ kN}$$

$$R_{11} = 11.285 \text{ kN}$$

$$R_{12}=11.444\text{kN}$$

$$R_{13}=11.437\text{kN}$$

$$R_{14}=11.302\text{kN}$$

$$R_{15}=8.789\text{kN}$$

$$R_{16}=8.836\text{kN}$$

$$R_{17}=5.028\text{kN}$$

$$R_{18}=4.572\text{kN}$$

五、柱箍验算

钢带宽度B(mm)	100	钢带厚度 t_2 (mm)	6
钢带抗拉强度设计值 f (N/mm ²)	215	钢带弹性模量 E (N/mm ²)	206000
螺栓个数 n	4	螺栓强度等级	普4.6级、4.8级
螺栓直径	M30	螺栓抗拉强度设计值 f_t^b (N/mm ²)	170
螺栓有效截面积 A_e (mm ²)	561		

1、柱箍拉力

$$T=R_{\max} \times D/2=12.019 \times 1.2/2=7.211\text{kN}$$

2、柱箍强度

$$\sigma=T/(B \times t_2)=7211/(100 \times 6)=12.018\text{N/mm}^2 \leq [\sigma]=215\text{N/mm}^2$$

满足要求！

3、螺栓强度验算

螺栓设计拉力

$$N_t=nA_e f_t^b=4 \times 561 \times 170=381480\text{N}=381.48\text{kN} \geq T=7.211\text{kN}$$

满足要求！

截面1200*1200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、《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
- 3、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 4、《钢结构设计标准》GB 50017-2017

5、《混凝土结构工程施工规范》GB50666-2011

6、《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068-2018

一、工程属性

新浇混凝土柱名称	KZ	新浇混凝土柱的计算高度(mm)	5350
新浇混凝土柱长边边长(mm)	1200	新浇混凝土柱短边边长(mm)	1200

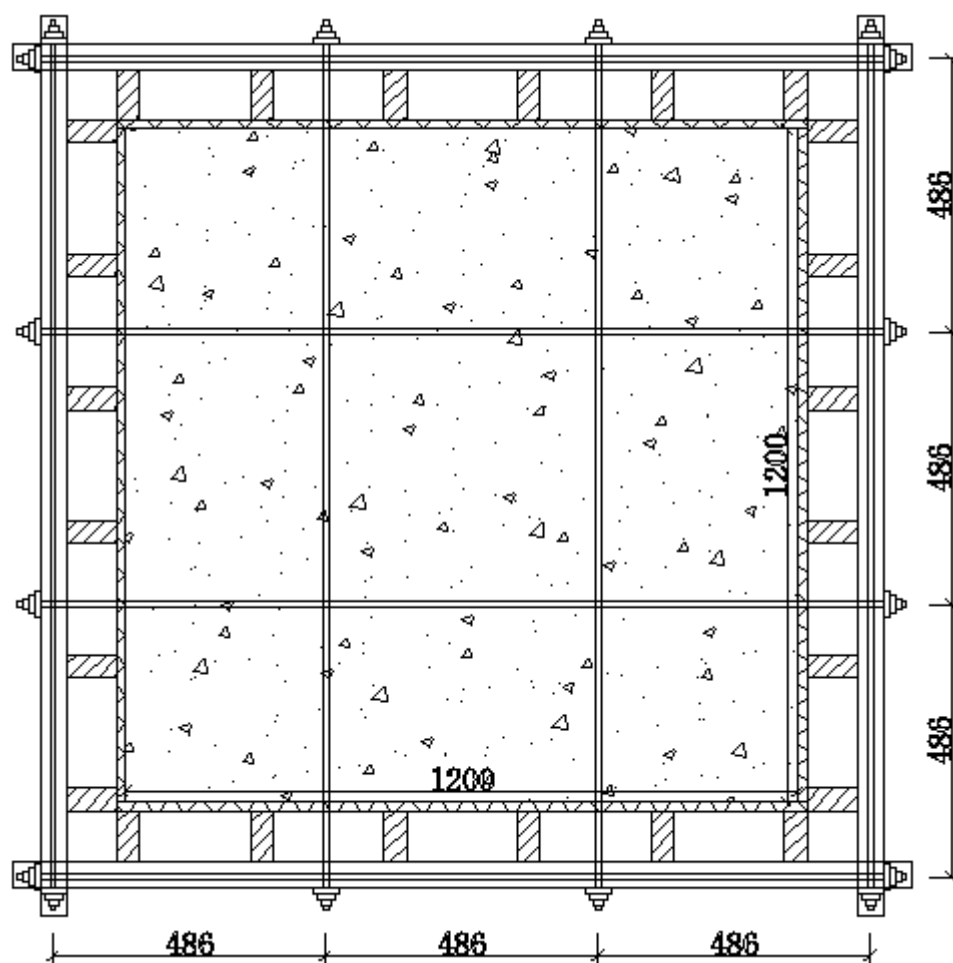
二、支撑体系设计

柱长边小梁根数	6	柱短边小梁根数	6
柱箍两端设置对拉螺栓	是	柱长边对拉螺栓根数	2
柱短边对拉螺栓根数	2	对拉螺栓布置方式	均分
柱长边对拉螺栓间距(mm)	486,486,486	柱短边对拉螺栓间距(mm)	486,486,486

柱箍搭设

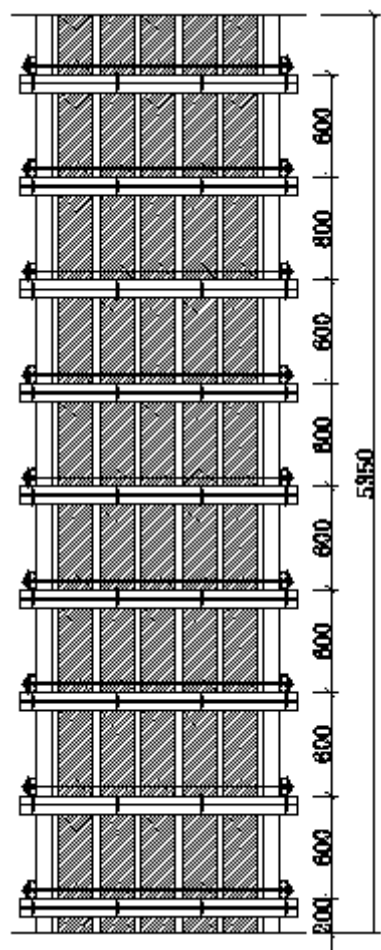
序号	柱箍距柱底距离 h_i (mm)	柱箍依次间距(mm)
1	200	200
2	800	600
3	1400	600
4	2000	600
5	2600	600
6	3200	600
7	3800	600
8	4400	600
9	5000	600

平面图：



平面图

立面图：



立面图

三、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 $\gamma_c(\text{kN}/\text{m}^3)$	24
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 $V(\text{m}/\text{h})$	2.5	混凝土侧压力计算位置处至新浇混凝土顶面总高度 $H(\text{m})$	5.35
新浇混凝土对模板的侧压力标准值 $G_{4k}(\text{kN}/\text{m}^2)$		$\min\{0.28\gamma_c t_0 \beta v^{1/2}, \gamma_c H\} = \min\{0.28 \times 24 \times 4 \times 0.9 \times 2.5^{1/2}, 24 \times 5.35\} = \min\{38.251, 128.4\} = 38.251 \text{kN}/\text{m}^2$	
混凝土下料产生的水平荷载标准值 $Q_{4k}(\text{kN}/\text{m}^2)$		2	
结构重要性系数 γ_0	1	可变荷载调整系数 γ_L	0.9

有效压头高度 $h=G_{4k}/\gamma_c=38.251/24=1.594\text{m}$

承载能力极限状态设计值

$S_{\max}=\gamma_0\times(1.3G_{4k}+\gamma_L\times1.5Q_{4k})=1\times(1.3\times38.251+0.9\times1.5\times2.000)=52.43\text{kN/m}^2$

$S_{\min}=\gamma_0\times\gamma_L\times1.5Q_{4k}=1\times0.9\times1.5\times2.000=2.70\text{kN/m}^2$

正常使用极限状态设计值

$S'_{\max}=G_{4k}=38.251\text{ kN/m}^2$

$S'_{\min}=0\text{ kN/m}^2$

四、面板验算

面板类型	复合木纤维板	面板厚度t(mm)	15
面板抗弯强度设计值[f](N/mm ²)	15.444	面板弹性模量E(N/mm ²)	9350

根据《建筑施工模板安全技术规范》(JGJ162-2008)，面板截面宽度取单位宽度即b=1000 mm。

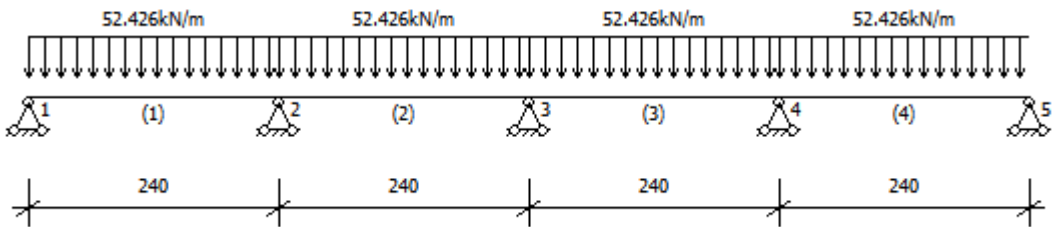
$W=bh^2/6=1000\times15^2/6=37500\text{mm}^3$ ， $I=bh^3/12=1000\times15^3/12=281250\text{mm}^4$

考虑到工程实际和验算简便，不考虑有效压头高度对面板的影响。

1、强度验算

最不利受力状态如下图，按【四等跨连续梁】验算

简图：



静载线荷载 $q_1=\gamma_0\times1.3\times bG_{4k}=1\times1.3\times1.0\times38.251=49.726\text{kN/m}$

活载线荷载 $q_2=\gamma_0\times\gamma_L\times1.5\times bQ_{4k}=1\times0.9\times1.5\times1.0\times2=2.7\text{kN/m}$

$M_{\max}=-0.107q_1l^2-0.121q_2l^2=-0.107\times49.726\times0.24^2-0.121\times2.7\times0.24^2=-0.325\text{kN}\cdot\text{m}$

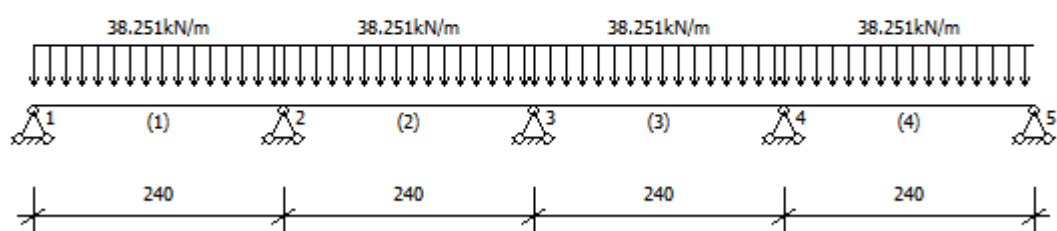
$\sigma=M_{\max}/W=0.325\times10^6/37500=8.667\text{N/mm}^2\leq[f]=15.444\text{N/mm}^2$

满足要求！

2、挠度验算

作用线荷载 $q'=bS'_{\max}=1.0\times 38.251=38.251\text{kN/m}$

简图：



$$v=0.632$$

$$q'l^4/(100EI)=0.632\times 38.251\times 240^4/(100\times 9350\times 281250)=0.305\text{mm}\leq[v]=1/400=240/400=0.6\text{mm}$$

满足要求！

五、小梁验算

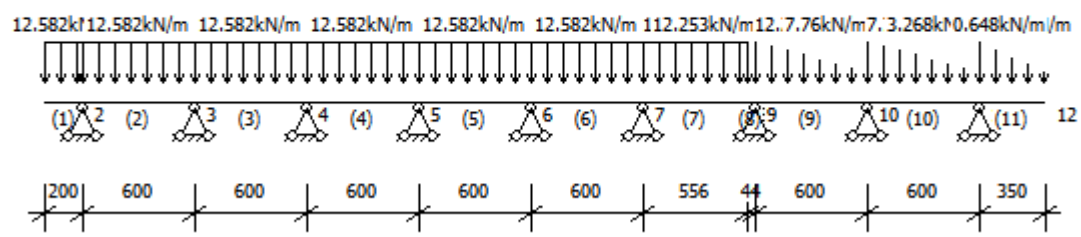
小梁材质及类型	方木	小梁截面类型(mm)	40×90
小梁截面惯性矩 $I(\text{cm}^4)$	243	小梁截面抵抗矩 $W(\text{cm}^3)$	54
小梁抗弯强度设计值 $[f](\text{N/mm}^2)$	15.444	小梁弹性模量 $E(\text{N/mm}^2)$	9350
小梁抗剪强度设计值 $[\tau](\text{N/mm}^2)$	1.782		

1、强度验算

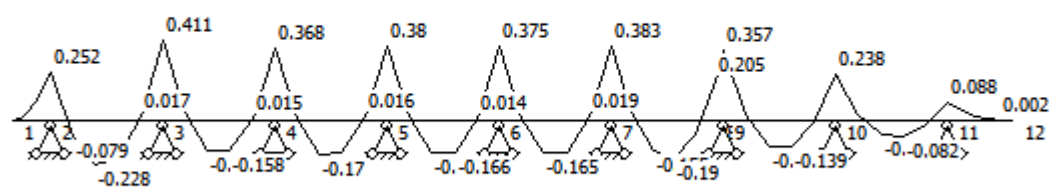
$$q_{\max}=lS_{\max}=0.24\times 52.426=12.582\text{kN/m}$$

$$q_{\min}=lS_{\min}=0.24\times 2.7=0.648\text{kN/m}$$

简图：



弯矩图：



(kN.m)

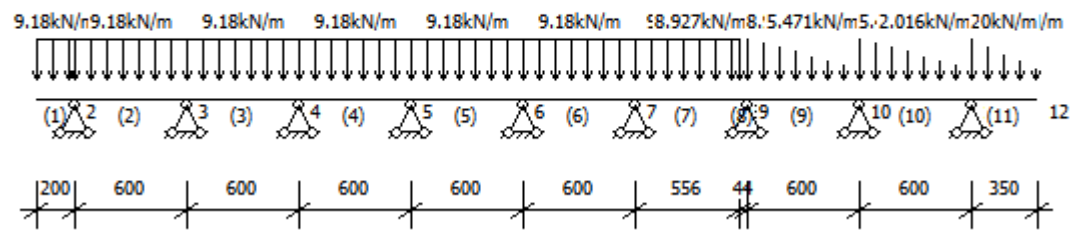
$M_{max}=0.411\text{kN}\cdot\text{m}$
 $\sigma=M_{max}/W=0.411\times10^6/54000=7.611\text{N}/\text{mm}^2\leq[f]=15.444\text{ N}/\text{mm}^2$

满足要求！

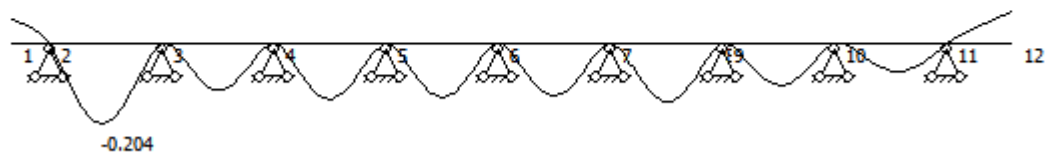
2、挠度验算

$q'_{max}=1S'_{max}=0.24\times38.251=9.18\text{kN}/\text{m}$
 $q'_{min}=1S'_{min}=0.24\times0=0\text{kN}/\text{m}$

简图：



变形图：



(mm)

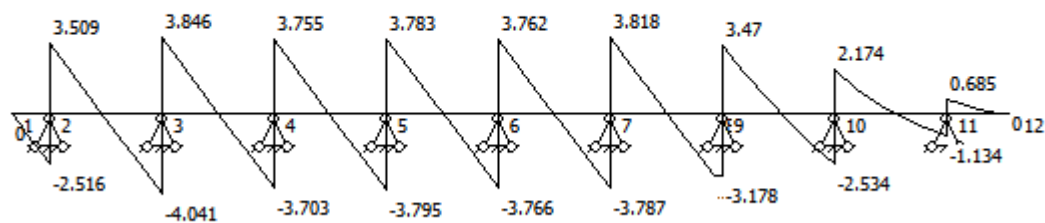
$$v_{\max}=0.204\text{mm}\leq[v]=L/400=600/400=1.5\text{mm}$$

满足要求!

3、支座反力计算

1) 承载能力极限状态

剪力图:



(kN)

$$R_1=6.025\text{kN}$$

$$R_2=7.887\text{kN}$$

$$R_3=7.458\text{kN}$$

$$R_4=7.577\text{kN}$$

$$R_5=7.528\text{kN}$$

$$R_6=7.605\text{kN}$$

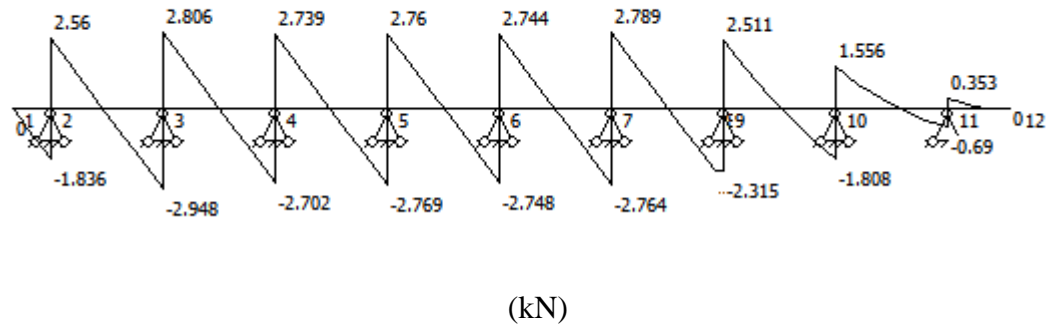
$$R_7=7.195\text{kN}$$

$$R_8=4.708\text{kN}$$

$$R_9=1.82\text{kN}$$

2) 正常使用极限状态

剪力图：



$R'_1=4.396\text{kN}$

$R'_2=5.754\text{kN}$

$R'_3=5.441\text{kN}$

$R'_4=5.529\text{kN}$

$R'_5=5.491\text{kN}$

$R'_6=5.554\text{kN}$

$R'_7=5.224\text{kN}$

$R'_8=3.364\text{kN}$

$R'_9=1.043\text{kN}$

4、抗剪验算

由承载能力极限状态的剪力图知

$V_{\max}=4.041\text{kN}$

$\tau=3V_{\max}/(2bh)=3\times4.041\times10^3/(2\times40\times90)=1.684\text{N/mm}^2\leq[\tau]=1.782\text{N/mm}^2$

满足要求！

六、柱箍验算

柱箍材质及类型	钢管	柱箍截面类型(mm)	Φ48.3×3.2
柱箍计算截面类型(mm)	Φ48×3	柱箍截面面积A(cm ²)	4.24
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
柱箍合并根数	2	柱箍受力不均匀系数η	0.6

由上节小梁"验算"的"支座反力计算"知，柱箍取小梁对其反力最大的那道验算

连续梁中间集中力取小梁最大支座；两边集中力取小梁荷载取半后，最大支座反力的一半。

1) 长边柱箍

取小梁计算中 $l=1200/(6-1)=240\text{mm}=0.24\text{m}$ 代入小梁计算中得到：

承载能力极限状态：

$$R_{\max} = \eta \text{Max}[6.025, 7.887, 7.458, 7.577, 7.528, 7.605, 7.195, 4.708, 1.82] = 0.6 \times 7.887 = 4.732\text{kN}$$

正常使用极限状态：

$$R'_{\max} = \eta \text{Max}[4.396, 5.754, 5.441, 5.529, 5.491, 5.554, 5.224, 3.364, 1.043] = 0.6 \times 5.754 = 3.452\text{kN}$$

2) 短边柱箍

取小梁计算中 $l=1200/(6-1)=240\text{mm}=0.24\text{m}$ 代入小梁计算中得到：

承载能力极限状态：

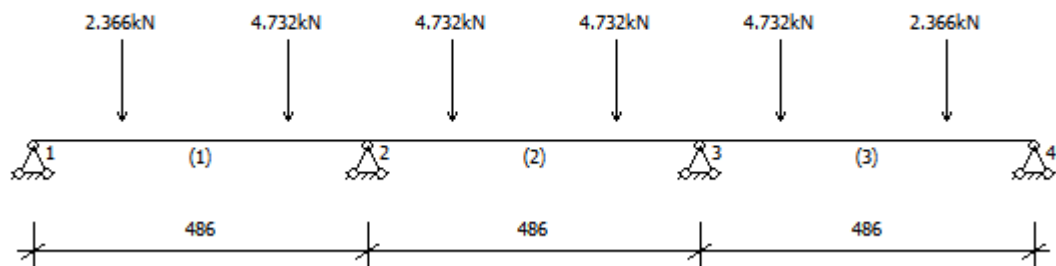
$$R_{\max} = \eta \text{Max}[6.025, 7.887, 7.458, 7.577, 7.528, 7.605, 7.195, 4.708, 1.82] = 0.6 \times 7.887 = 4.732\text{kN}$$

正常使用极限状态：

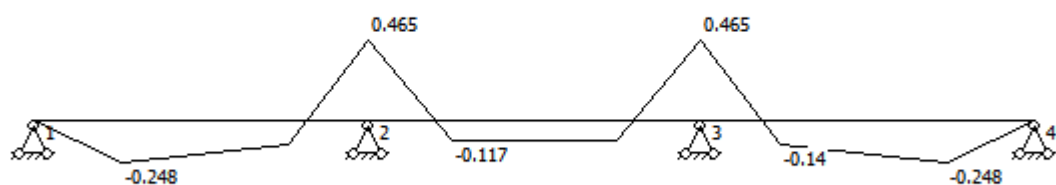
$$R'_{\max} = \eta \text{Max}[4.396, 5.754, 5.441, 5.529, 5.491, 5.554, 5.224, 3.364, 1.043] = 0.6 \times 5.754 = 3.452\text{kN}$$

1、强度验算

长边柱箍计算简图：

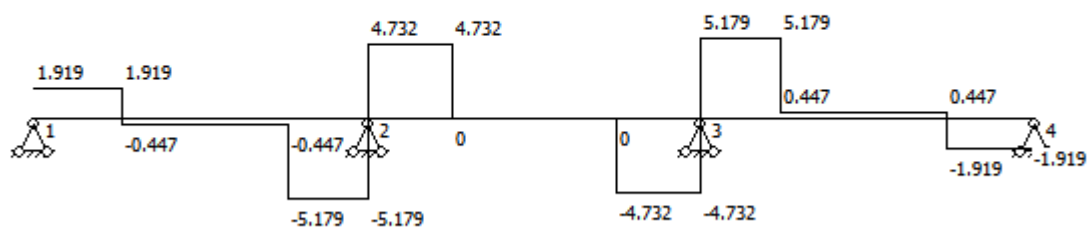


长边柱箍计算弯矩图:



(kN.m)

长边柱箍计算剪力图:



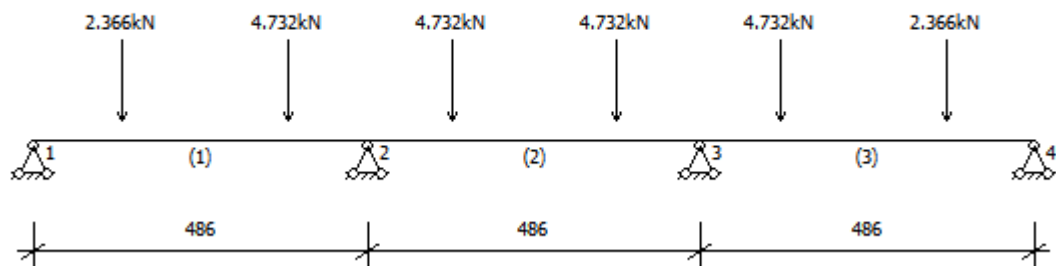
(kN)

$$M_{\max} = 0.465 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

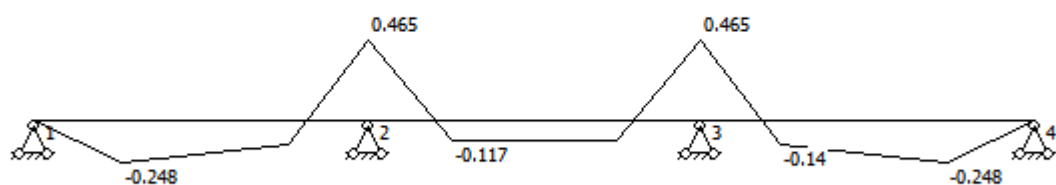
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.465 \times 10^6 / 4490 = 103.563 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

短边柱箍计算简图:

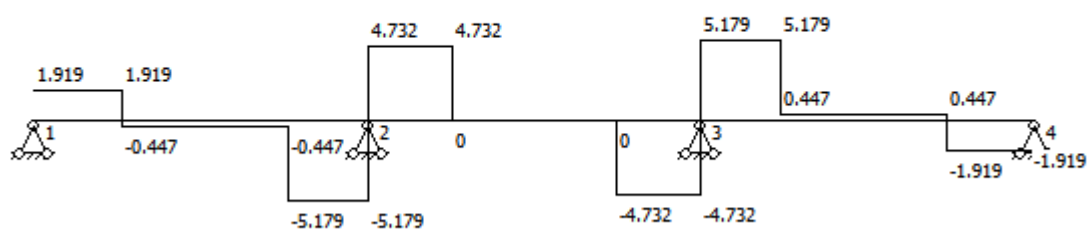


短边柱箍计算弯矩图:



(kN.m)

短边柱箍计算剪力图:



(kN)

$$M_{\max} = 0.465 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.465 \times 10^6 / 4490 = 103.563 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、支座反力计算

长边柱箍支座反力:

$$R_{c1} = 1.919 / \eta = 1.919 / 0.6 = 3.198 \text{ kN}$$

$$R_{c2}=9.911/\eta=9.911/0.6=16.518\text{kN}$$

$$R_{c3}=9.911/\eta=9.911/0.6=16.518\text{kN}$$

$$R_{c4}=1.919/\eta=1.919/0.6=3.198\text{kN}$$

短边柱箍支座反力：

$$R_{d1}=1.919/\eta=1.919/0.6=3.198\text{kN}$$

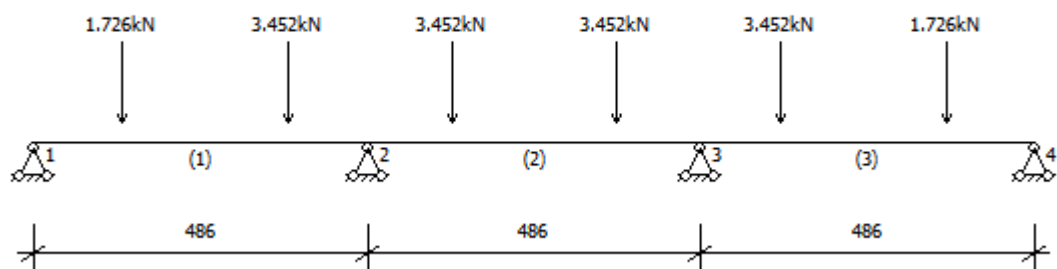
$$R_{d2}=9.911/\eta=9.911/0.6=16.518\text{kN}$$

$$R_{d3}=9.911/\eta=9.911/0.6=16.518\text{kN}$$

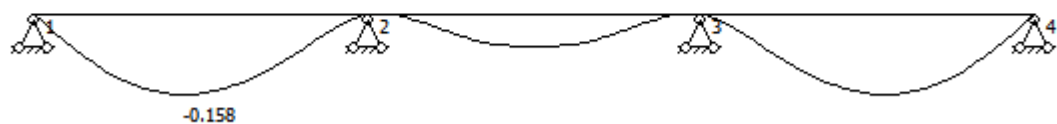
$$R_{d4}=1.919/\eta=1.919/0.6=3.198\text{kN}$$

3、挠度验算

长边柱箍计算简图：



长边柱箍计算变形图：

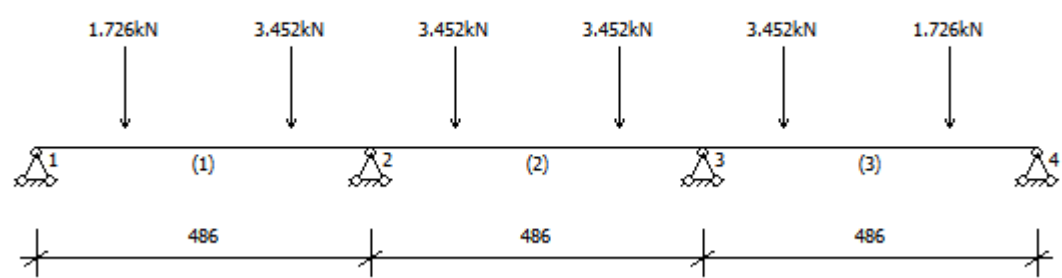


(mm)

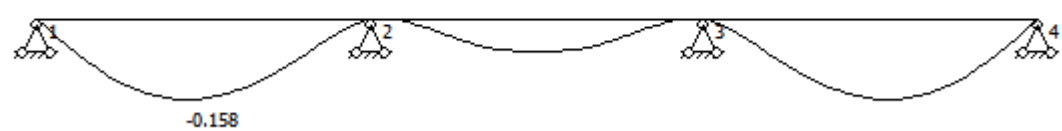
$$v_{\max}=0.158\text{mm}\leq[v]=l/400=486/400=1.215\text{mm}$$

满足要求！

短边柱箍计算简图：



短边柱箍计算变形图：



(mm)

$v_{\max}=0.158\text{mm}\leq[v]=l/400=486/400=1.215\text{mm}$

满足要求！

七、对拉螺栓验算

对拉螺栓类型	M16	轴向拉力设计值 N_t^b (kN)	24.5
扣件类型	3形26型	扣件容许荷载(kN)	26

$N=\text{Max}[R_{c1}, R_{c2}, R_{c3}, R_{c4}, R_{d1}, R_{d2}, R_{d3}, R_{d4}]=16.518\text{kN}\leq N_t^b=24.5\text{kN}$

满足要求！

$N=16.518\text{kN}\leq 26\text{kN}$

满足要求！

12 附录

方案各平面、立面附图详见计算书。