

安全专项施工方案报审表

工程名称：常平镇电子元器件生产项目一号厂房、二号厂房、三号门卫 编号：GDAQ21103

致：中策恒睿建设有限公司（监理单位）

我方已完成 高大模板 安全专项施工方案的编制，并经公司技术负责人批准，请予以审查。

附：高大模板安全专项施工方案



2026年4月5日

专业监理工程师审查意见：

通过审批并予组织实施工。

专业监理工程师（签名）：[Signature]

2026年4月7日

总监理工程师审查意见：

同意审批此方案组织实施工。



2026年4月20日

____高大模板____安全专项施工方案

工程名称：常平镇电子元器件生产项目一号厂房、二号厂房、
三号门卫

施工单位：中鑫建设集团有限公司
(公章)



编制人：

符晓峰

2026年4月10日

审核人：

钟常梅

2026年4月12日

审批人：
(企业技术负责人)

李伟平

2026年4月14日

目 录

第一章 工程概况	1
第一节 模板支撑体系工程概况和特点	1
第二节 施工平面及立面布置图	5
第三节 施工要求和技术保证条件	5
第四节 环境特征	7
第五节 风险辨识与分级	7
第二章 编制依据	11
第一节 法律依据	11
第二节 项目文件	12
第三节 施工组织设计	13
第三章 施工计划	14
第一节 施工进度计划	14
第二节 材料与设备计划	14
第三节 劳动力计划	15
第四章 施工工艺技术	17
第一节 盘扣式支撑系统参数表	17
第二节 扣件式支撑系统参数表	20
第三节 侧模计算参数表	22
第四节 工艺流程	24
第五节 施工方法	34
第六节 检查要求	47
第五章 施工安全保证措施	48
第一节 组织保证	48
第二节 技术措施	53
第三节 监测措施	62
第四节 专项施工方案严重缺陷清单自查表（试行）	64
第六章 劳动力计划	69
第一节 管理人员组织与岗位职责	69
第二节 特种作业人员	79
第七章 验收要求	86
第一节 检查与验收	86
第二节 验收程序	88
第三节 验收内容	88
第四节 验收人员	97
第八章 应急处置措施	99
第一节 概况	99
第二节 应急救援组织架构图	100
第三节 应急响应	101
第四节 救援器材	102
第五节 应急救援物质准备	103
第六节 应急教育及演练	105
第七节 应急教育及演练	105
第九章 计算书及相关图纸	112
第一节 盘扣式模板计算书	112

第二节 扣件式模板计算书	173
第三节 侧模板模板计算书	203
第四节 高大模板施工图	209

第一章 工程概况

第一节 模板支撑体系工程概况和特点

（一）工程信息

工程名称	常平镇电子元器件生产项目一号厂房、二号厂房、三号门卫		
工程地点	东莞市常平镇陈屋贝村		
参建单位	单位名称	负责人	联系电话
建设单位	东莞市大京九实业投资集团有限公司	林昌锐	15815207664
勘察单位	广东省东莞地质工程勘察院有限公司	华金平	13790274286
设计单位	广州建筑产业开发有限公司	叶伙胜	13922369848
施工单位	中鑫建设集团有限公司	钟常梅	13728387712
监理单位	中策恒睿建设有限公司	徐琴	13537304377

工程概况：本项目占地面积 10565.61 m²，总建筑面积 31190.97 m²，地下建筑面积 782.74 m²，包括：一号厂房、二号厂房、三号门卫室。其中地上最大层数 7 层，最大建筑高度 56.15 米，地下结构最大层数为 1 层，结构类别为框架结构，抗震设防烈度 6 度，建筑使用年限 50 年。

主要使用盘扣式钢管支模架，盘扣式钢管支撑架立杆应按先梁后板原则布置，且盘扣式属于模数型支模架，有固定布置，因此在支模区域模数不匹配无法形成整体区域，采用扣件连接水平拉杆把盘扣式脚手架拉成一个整体的支模体系。方案中各支模区域均按施工图设置竖向剪刀撑和水平剪刀撑以加强整体性，另外施工过程中注意与已浇筑的砼结构进行顶紧或抱箍处理，以防止架体坍塌。

（二）高大模板信息

1、支模高度支撑高度大于 8m 的高支模区域

项目名称	位置	楼板标高 /m	板厚 /m	支模高度 /m	支撑体系基础	支模面积 /m ²	梁规格/mm	备注
------	----	---------	-------	---------	--------	----------------------	--------	----

高支模 区域一	1号厂房 二层板 A1~A6轴交 Aa~Ad轴	+12.00	150	12.00	首层板	1142.4	200x600 250x700 300x700 300x800 300x900 300x1050 400x1050 450x900 450x1050 550x850 600x900	盘扣式
高支模 区域二、 三	1号厂房 二、三层板 A1~A6轴交 Aa~Ad轴	+22.00 +32.00	120	10.00	二层板 二层板	962	200x600 250x700 300x700 300x800 300x900 300x1050 400x1050 450x900 450x1050 550x850 600x900	盘扣式
高支模 区域四	1号厂房 二、三层板 A1~A2轴交 Ab轴	+42.00	120	10.00	三层板	30	200x800 200x650 300x600 500x600	盘扣式
高支模 区域五	2号厂房 二层板 B1~B8轴交 Ba~Bf轴	+12.00	150	12.00	首层板	3360	200x600 250x700 300x700 300x800 300x900 300x1050 400x1050 450x900 450x1050 550x850 600x900	盘扣式

高支模 区域六、 七	2号厂房 三、四层板 B1~B8轴交 Ba~Bf轴	+22.00	120	10.00	三层板 四层板	3360	200x600	盘扣式
		+32.00	150				250x700	
							300x700	
							300x800	
							300x900	
							300x1050	
							400x1050	
							450x900	
							450x1050	
							550x850	
		600x900						

2、大荷载梁情况说明

当梁的线荷载大于 20kN/m，属于大荷载梁。见下表：

大荷载梁规格见下表：

项目名称	空间位置	支模高度 (m)	标高 (m)	板厚 (mm)	梁规格 (mm)	梁截面面积 (m ²)
1号厂房	二、三层 A2~A5 轴交 Aa~Ad 轴	12、10	12.00、22.00	150	600x900	0.54
2号厂房	二、三层 B2~B6 轴交 Ba~Bf 轴	12、10	12.00、22.00	150	600x900	0.54

(三) 高大模板设计规划

综上所述，针对高大模板情况，其计算参数如下：

高大模板区域设计规划

1、盘扣式钢管支架体系

1) 提取支模高度 12m，150mm（盘扣）板作为计算参数一，板厚 $h \leq 150\text{mm}$ 参照执行；

2) 提取支模高度 12m，250×700mm（盘扣）梁作为计算参数二，梁截面面积 $S \leq 0.175 \text{ m}^2$ 的支模梁参照执行；

2) 提取支模高度 12m，450×1050mm（盘扣）梁作为计算参数三，梁截面面积 $0.175 \leq S \leq 0.475 \text{ m}^2$ 的支模梁参照执行；

3) 提取支模高度 12m，600×900mm（盘扣）梁作为支模计算参数四，梁截面面积 $0.475 \leq S \leq 0.54 \text{ m}^2$ 的支模梁参照执行；

4) 提取支模高度 12m，300×1050mm（盘扣、边梁）梁作为支模计算参数五，梁截面面积

$S \leq 0.315 \text{ m}^2$ 的支模边梁参照执行；

2、扣件式支模板：

1) 提取支模高度 12m， $300 \times 1200\text{mm}$ （扣件、边梁）梁作为计算参数一；

2) 提取支模高度 12m， $600 \times 900\text{mm}$ （扣件）梁作为计算参数二；

3、梁的侧模计算参数：

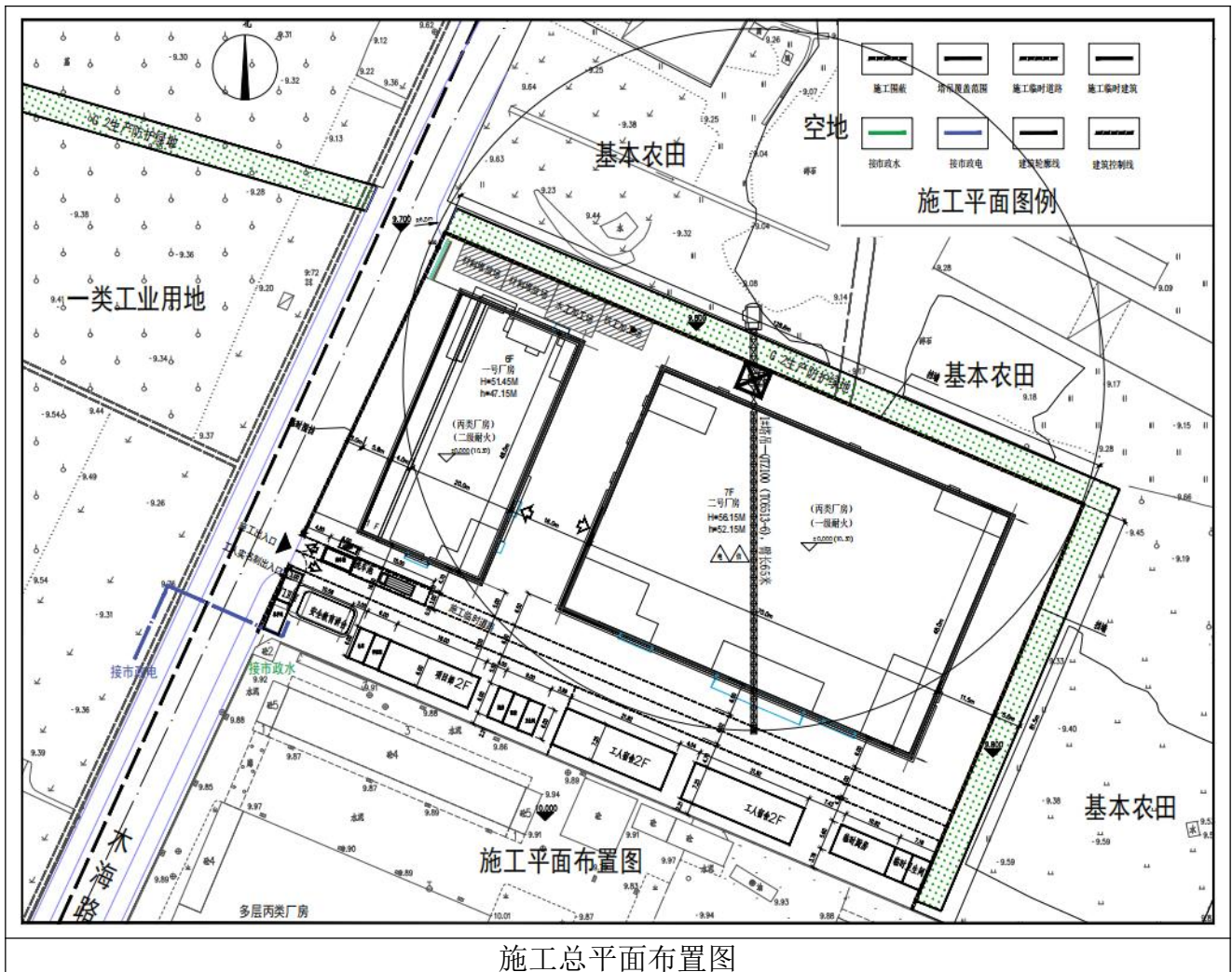
1) 梁高小于等于 1050mm 的梁，提取 $450 \times 1050\text{mm}$ 为侧模计算参数；

（四）地基处理

本工程支撑体系立杆基础为首层基础或楼层面，根据设计要求，首层地面满足施工需求，不做额外处理，楼层楼面须保留原支模体系进行回顶。

第二节 施工平面及立面布置图

(一) 施工总平面布置图



(二) 支撑体系平面图、立面图

见本方案图纸部分。

第三节 施工要求和技术保证条件

(一) 工期要求

实际开工时间以发包人或监理人书面进场通知所载明时间为准。

(二) 施工要求

模板工程的施工质量符合《混凝土结构工程施工质量验收规范》的要求，保证工程结构和构件各部位尺寸及相互位置的正确性。对模板及其支撑结构进行检算，以保证其具有足够

的强度、刚度和稳定性，不致发生不允许的变形与下沉。

模板安装后仔细检查各构件是否牢固，固定在模板上的预埋件和预留孔洞是否有所遗漏，安装是否牢固，位置是否准确，模板及支撑系统的整体稳定性是否良好，不留施工隐患。

高大支模体系和普通楼板的支模体系连为一体，另外对大跨度、大荷载梁底增加支模立杆，大跨度梁严格按跨度的 2%进行预起拱。对高大模板支模区域相邻的非高大模板区域的支架最少保留两跨以上拉结，与已浇筑砼的结构进行顶紧、抱箍处理或设置连墙件，以防支撑体系整体倾侧。

混凝土主体结构，应先浇筑竖向结构（如柱、墙），待柱、墙砼强度达到 75%及以上，支架与相遇混凝土顶紧和柱设抱箍后才能浇筑梁板混凝土，大梁分层浇筑厚度不大于 0.4m。

（三）技术保证条件

1、设计图纸应先由有资质的审图公司按照国家规范要求完成审图程序；

2、该项目相关单位完成设计交底和图纸会审；

3、参建单位熟悉现场、了解工程现状和材料、设备等供应情况；

4、施工用的材料和设备按规定检测合格；

5、施工方案通过专家论证后，施工现场管理人员应当向作业人员进行安全技术交底，并由双方和项目专职安全生产管理人员共同签字确认，并组织操作人员认真熟悉图纸，了解工程建筑体形特征，掌握搭设要点；

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

7、根据设计图纸结合现场实际情况综合考虑编制高大模板专项施工方案；

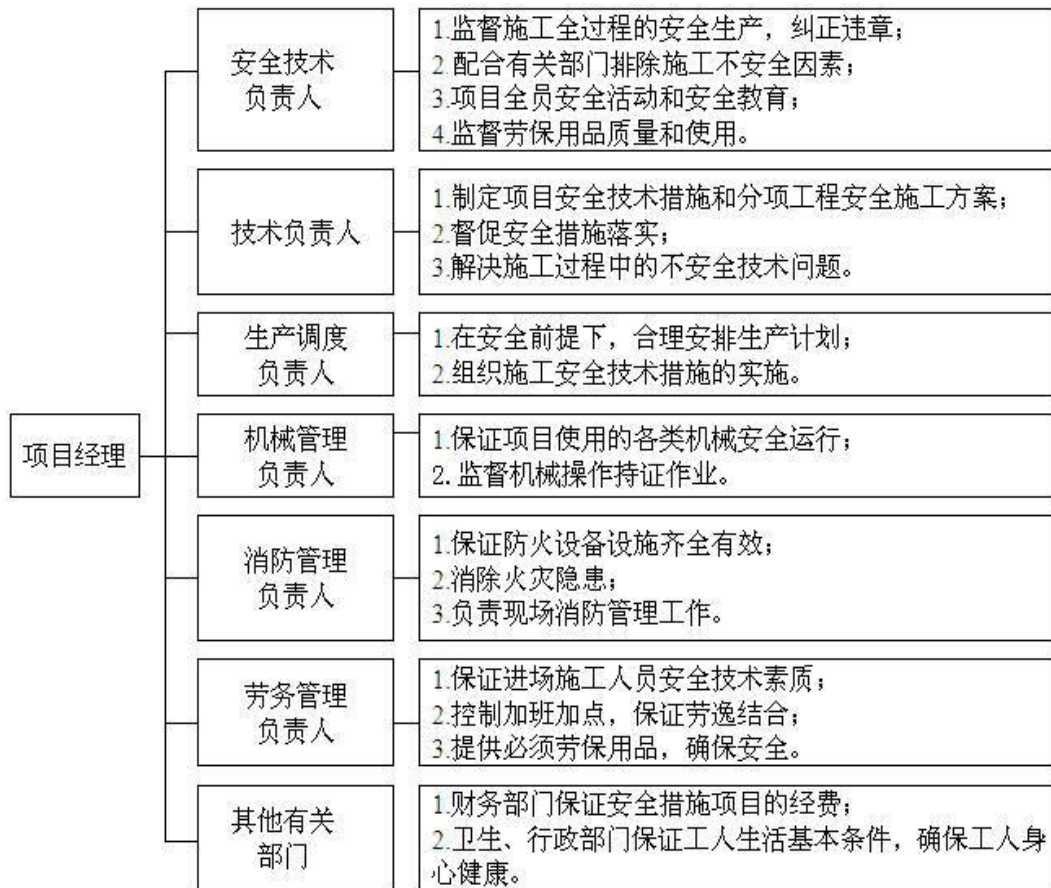
8、按照相关要求编制专项施工方案并完成相关审批、论证和修改完善手续；

9、施工单位应当对危大工程施工作业人员进行登记，项目负责人应当在施工现场履职；

10、项目专职安全生产管理人员应当对专项施工方案实施情况进行现场监督，对未按照专项施工方案施工的，应当要求立即整改，并及时报告项目负责人，项目负责人应当及时组织限期整改。施工单位应当按照规定对危大工程进行施工监测和安全巡视，发现危及人身安全的紧急情况，应当立即组织作业人员撤离危险区域；

11、参加支模搭设及拆除的操作人员必须经培训合格，持证上岗，且身体健康，并配有安全帽、安全带等个人防护用品及施工工具；

12、根据单位工程施工组织设计、工程形象进度及月度计划，以及实际施工要求，参照施工方案，及时编制材料计划，组织材料进场，以免因脚手架滞后而影响工程进度。



第四节 环境特征

本工程地址位于广东省东莞市。东莞市属亚热带季风气候，长夏无冬，日照充足，雨量充沛，温差振幅小，季风明显。累年年平均气温为 22.2℃，一年中最冷为 1 月份，最热为 7 月份。一年中 2—3 月份日照最少，7 月份日照最多。累年年平均降水量为 1802mm，雨量集中在 4—9 月份，其中 4—6 月为前汛期，以锋面低槽降水为多。7—9 月为后汛期，台风降水活跃。常受台风、暴雨的侵袭。

第五节 风险辨识与分级

序号	分部分项工程	安全风险分类	事故类型	分级标识	控制措施	管控等级
1		施工单位的主要负责人、项目负责人、专职安全生产管理人员未取得安全生产考核合格证书从事相关工作	生产事故	IV	施工单位的主要负责人、项目负责人、专职安全生产管理人员依法取得安全生产考核合格证书	公司管控
2		危险性较大的分部分项工程	生产	IV	危险性较大的分部分项工程按	公司

		未编制、未审核专项施工方案,或专项施工方案存在严重缺陷的,或未按规定组织专家对“超过一定规模的危险性较大的分部分项工程范围”的专项施工方案进行论证	事故		规定编制专项施工方案,“超过一定规模的危险性较大的分部分项工程范围”专项施工方案进行论证。	管控
3		按照规定需要验收的危险性较大的分部分项工程,未经验收合格即进入下一道工序或投入使用	生产事故	IV	按照规定开展危险性较大的分部分项工程验收,验收合格后进入下一道工序或投入使用	公司管控
4		使用国家明令禁止和限制使用的危害程度较大、可能导致群死群伤或造成重大经济损失的施工工艺、设备和材料	生产事故	IV	严格执行禁止和限制使用技术目录要求,进行技术交底,定期检查验收	公司管控
5		其他严重违反房屋市政工程安全生产法律法规、部门规章及强制性标准,且存在危害程度较大、可能导致群死群伤或造成重大经济损失的现实危险	生产事故	IV	严格按照安全生产法律法规、部门规章及强制性标准施工	公司管控
6		未按分部分项进行安全技术交底,交底内容不全面或针对性不强	生产事故	III	施工前进行详细安全技术交底	分公司管控
7		施工人员入场未进行安全教育和考核	生产事故	II	按规定开展入场安全教育及教育培训	项目管控
8	模板工程	组合大模板吊点设置不合理	高处坠落	III	进行安全交底,遵守专项方案,检查	分公司管控
9		模板堆放高度过高	其他伤害	II	进行安全交底,检查	项目管控
10		机械上方未设置防护棚或防护棚设置不符合要求	物体打击	I	进行安全交底,检查	项目管控
11		作业人员戴手套操作平刨	机械伤害	I	进行安全交底,检查	项目管控
12		手持电锯作业完毕未切断电源	其他伤害	I	进行安全交底,检查	项目管控
13		模板加工区未配备消防器材	火灾	I	进行安全交底,检查	项目管控
14		散件未采用吊装工具	高处坠落	I	进行安全交底,检查	项目管控
15		存放过于集中,荷载过大	高处坠落	II	进行安全交底,检查	项目管控
16		模板支架的基础承载力和变形不满足设计要求	坍塌	IV	执行专项施工方案,进行安全交底,施工前组织检查验收	公司管控

17		模板支架承受的施工荷载超过设计值	坍塌	IV	进行安全交底, 遵守专项方案或操作规程, 检查	公司管控
18		危险性较大的混凝土模板支撑工程未按专项施工方案要求的顺序或分层厚度浇筑混凝土	坍塌	IV	进行安全交底, 遵守专项方案浇筑顺序及分层要求, 做好过程旁站	公司管控
19		后浇带无支撑加固措施	坍塌	IV	执行专项施工方案, 进行安全交底, 组织检查验收	公司管控
20		结构顶板重车行走无加固措施	坍塌	IV	执行专项施工方案, 进行安全交底, 组织检查验收	公司管控
21		后浇带模板未独立设置, 先拆除后回顶	坍塌	III	执行专项施工方案, 进行安全交底, 组织检查验收	分公司管控
22		混凝土浇筑顺序未按方案执行	坍塌	III	进行安全交底, 遵守专项方案或操作规程, 检查	分公司管控
23		高宽比大于3的支撑架与既有结构未进行刚性连接或采取增加抗倾覆措施	坍塌	III	进行安全交底, 遵守专项方案或操作规程, 检查	分公司管控
24		模板支撑架搭设(安装)不符合要求	坍塌	II	进行安全交底, 检查	项目管控
25		支架材料不符合要求	坍塌	I	进行安全交底, 检查	项目管控
26		模板支架拆除及滑模、爬模爬升时, 混凝土强度未达到设计或规范要求	坍塌	IV	执行专项施工方案和技术规范, 遵守操作规程, 进行安全交底, 检查	公司管控
27		拆除顺序不当	坍塌	II	进行安全交底, 检查	项目管控
28		拆除区域无警示线或无监护人	坍塌	II	进行安全交底, 遵守专项方案或操作规程, 检查	项目管控
29		留有未拆除的悬空模板	坍塌	II	进行安全交底, 遵守专项方案或操作规程, 检查	项目管控
30		模板高度超过2m无防护措施	坍塌	I	进行安全交底, 检查	项目管控
31	高处作业	钢结构、网架安装用支撑结构基础承载力和变形不满足设计要求, 钢结构、网架安装用支撑结构超过设计承载力或未按设计要求设置防倾覆装置	坍塌 高处坠落	IV	执行专项施工方案和技术规范, 遵守操作规程, 进行安全交底, 检查	公司管控
32		安全带、安全帽、安全网材质不符合要求	高处 坠落 物体 打击	II	安全教育, 进场验收, 检查	项目管控
33		未按要求配备或不能正确使用	高处	II	培训教育, 安全交底, 检查	项目

		用安全带、安全帽、安全网	坠落物体打击			管控
34		安全带、安全帽、安全网过期未进行检验	高处坠落物体打击	I	安全交底，定期检查，定期检测	项目管控
35		未进行防护	触电	III	执行专项施工方案和技术规范，遵守操作规程，进行安全交底，检查	项目管控
36	施工用电	未采用 TN-S 三相五线制系统	触电	III	执行专项施工方案和技术规范，遵守操作规程，进行安全交底，检查	项目管控
37		配电系统未按要求进行重复接地	触电	II	进行安全交底，遵守专项方案或操作规程，检查	项目管控
38		电缆线敷设不符合要求、电缆破损	触电	II	进行安全交底，遵守专项方案或操作规程，检查	项目管控
39		被吊物吊装方式不符合方案要求	起重伤害	IV	执行专项方案，进行安全交底，检查验收	公司管控
40	起重吊装	被吊物体吊点不符合设计规定位置	起重伤害	IV	进行安全交底，遵守专项方案，检查	公司管控
41		超载作业或被吊物体重量不明	起重伤害	III	安全交底，检查	分公司管控
42	有限空间作业	有限空间作业未履行“作业审批制度”，未对施工人员进行专项安全教育培训，未执行“先通风、再检测、后作业”原则	中毒和窒息	IV	严格落实“作业审批制度”，对施工人员进行专项安全教育培训,作业时“先通风、再检测、后作业”	公司管控
43		有限空间作业时现场无专人负责监护工作，或无专职安全生产管理人员现场监督	中毒和窒息	IV	进行安全交底，遵守专项方案或操作规程，现场设专人监护	公司管控
44		有限空间作业现场未配备必要的气体检测、机械通风、呼吸防护及应急救援设施设备	中毒和窒息	IV	配备必要的气体检测、机械通风、呼吸防护及应急救援设施设备	公司管控
45	恶劣天气	夏天炎热天气进行施工	中暑	I	进行安全交底，检查	项目管控

第二章 编制依据

第一节 法律依据

（一）相关法规文件

- 1、《建设工程安全生产管理条例》国务院（国务院令第 393 号）；
- 2、《危险性较大的分部分项工程安全管理规定》中华人民共和国住房和城乡建设部令第 37 号；
- 3、《住房和城乡建设部办公厅关于实施〈危险性较大的分部分项工程安全管理规定〉有关问题的通知》（建办质〔2018〕31 号）；
- 4、广东省住房和城乡建设厅发布《关于进一步加强房屋、市政工程脚手架支撑体系使用的钢管扣件等文件管理通知》（粤建质[2013]96 号）；
- 5、《广东省住房和城乡建设厅关于认真贯彻落实〈危险性较大的分部分项工程安全管理规定〉切实管控建筑施工重大安全风险的通知》（粤建质函〔2018〕980 号）；
- 6、《建设工程高大模板支撑系统施工安全监督管理导则》建质 2009 年 254 号文；
- 7、《住房和城乡建设部办公厅关于进一步加强危险性较大的分部分项工程安全管理的通知》（住建部建办质〔2017〕39 号）；
- 8、《广东省住房和城乡建设厅关于房屋市政工程危险性较大的分部分项工程安全管理的实施细则》粤建规范〔2019〕2 号；
- 9、《关于进一步加强房屋市政工程脚手架支撑体系使用的钢管扣件等构配件管理的通知》（粤建质函〔2011〕796 号）；
- 10、应急管理部关于修改《生产安全事故应急预案管理办法》的决定（国家应急管理部令第 2 号）；
- 11、《广东省安全生产委员会办公室广东省住房和城乡建设厅关于严格落实危险性较大的分部分项工程“六不施工”要求的通知》（粤安办〔2020〕151 号）；
- 12、东莞市住房和城乡建设局《关于进一步加强模板支架主要构配件监管的通知》；
- 13、《房屋市政工程生产安全重大事故隐患判定标准》（2024 版）；
- 14、危险性较大的分部分项工程专项施工方案编制指南的通知（建办质〔2021〕48 号）；
- 15、《住房和城乡建设部关于落实建设单位工程质量首要责任的通知》（建质规〔2020〕9 号）；
- 16、《广东省住房和城乡建设厅关于印发房屋市政工程建设单位落实质量安全首要责任

管理规定（试行）的通知》（粤建规范[2022]1号）。

17、《房屋市政工程危险性较大的分部分项工程安全管理实施细则》（粤建规范[2024]1号）。

18、《危险性较大的分部分项工程专项施工方案严重缺陷单(试行)》（建办质(2024)63号)

（二）相关规范、标准

- 1、《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；
- 2、《建筑施工脚手架安全技术统一标准》GB51210-2016；
- 3、《建筑施工高处作业安全技术规范》JGJ80-2016；
- 4、《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ130-2011；
- 5、《建筑结构荷载规范》GB50009-2012；
- 6、《建筑施工临时支撑结构技术规范》JGJ300-2013；
- 7、《木结构设计标准》GB50005-2017；
- 8、《钢结构设计标准》GB50017-2017；
- 9、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204-2015；
- 11、《建筑施工安全检查标准》JGJ59-2011；
- 12、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008；
- 13、《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011；
- 13、《建筑地基基础工程施工质量验收标准》GB50202-2018；
- 14、《建筑工程施工质量验收统一标准》GB50300-2013；
- 15、《建筑与市政施工现场临时用电安全技术标准》JGJ/T 46-2024；
- 16、《施工现场临时建筑物技术规范》JGJ/T 188-2009；
- 17、《建设工程施工现场消防安全技术规范》GB50720-2011；
- 18、《混凝土模板用胶合板》GB/T 17656-2018；
- 19、《钢结构工程施工质量验收标准》GB50205-2020；
- 20、《建筑施工易发事故防治安全标准》JGJ/T429-2018；
- 21、《施工脚手架通用规范》GB55023-2022；
- 22、《建筑与市政施工现场安全卫生与职业健康通用规范》GB55034-2022；

第二节 项目文件

- 1、本工程的设计图纸。

- 2、本工程建设工程施工合同。
- 3、地址勘察报告。

第三节 施工组织设计

- 1、本工程总施工组织设计
- 2、公司拥有的施工工艺、施工方法成果、机械设备、管理水平、技术装备及多年积累的类似工程施工经验。

第三章 施工计划

第一节 施工进度计划

序号	区域	施工内容	搭设时间	混凝土浇筑时间	拆除时间	备注
1	1号厂房二层	结构施工	2026/5/10	2026/5/20	2026/6/4	搭设与拆除时间应按现场确定，因特殊原因情况雷雨天等，可适时调整；支模脚手架拆除前应完成拆模手续，如拆模令、同条件试块检验等，满足条件后可拆除下层脚手架。
2	1号厂房三层	结构施工	2026/5/23	2026/6/2	2026/6/17	
3	1号厂房四层	结构施工	2026/6/5	2026/6/15	2026/6/30	
4	2号厂房二层	结构施工	2026/5/20	2026/5/30	2026/6/15	
5	2号厂房三层	结构施工	2026/6/2	2026/6/12	2026/6/27	
6	2号厂房四层	结构施工	2026/6/15	2026/6/25	2026/7/10	

注：同楼层混凝土浇筑完成后，在常温下养护时间 ≥ 48 小时+混凝土强度 $\geq 75\%$ ，满足此项条件后，方可搭设上层脚手架。冬季/低温（5天持续温度 $< 5^{\circ}$ ）情况下适时延长养护时间，以试块强度为准。

第二节 材料与设备计划

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

材料表

序号	材料名称	规格 (mm)	单位	数量	备注
1	盘扣式钢管	48*3.2 (计算使用 48*3.0)	吨	以实际用量为准	脚手架搭设前进场
2	盘扣横杆	$\phi 48 \times 2.5$	吨	以实际用量为准	脚手架搭设前进场
3	盘扣斜杆	$\phi 42 \times 2.5$	吨	以实际用量为准	脚手架搭设前进场
4	方钢管	40*40*3	吨	以实际用量为准	脚手架搭设前进场
5	扣件式钢管	48*3.5 (计算使用 48*3.0)	吨	以实际用量为准	脚手架搭设前进场
6	对接扣件	/	米	以实际用量为准	脚手架搭设前进场
7	旋转扣件	/	个	以实际用量为准	脚手架搭设前进场
8	模板	15mm	m ²	以实际用量为准	模板安装前进场

9	木方	45*95mm	米	以实际用量为准	模板安装前进场
10	步步紧	/	m2	以实际用量为准	脚手架搭设前进场
11	可调顶托	/	吨	以实际用量为准	脚手架搭设前进场
12	对拉螺栓	M14	根	以实际用量为准	模板安装前进场
13	密目安全网	/	m2	以实际用量为准	脚手架完成前进场
备注	本工程当中的脚手架材料使用量在同时施工时其使用量较大，因此可考虑材料循环使用。因此所需准备材料考虑。扣件钢管使用尺寸偏差差钢管壁厚偏差应 $\leq \pm 0.35$ mm，钢管外径偏差不应大于 ± 0.5 mm；盘扣钢管使用尺寸偏差钢管壁厚偏差应 $\leq \pm 0.15$ mm，钢管外径偏差不应大于 ± 0.3 mm				

主要机具设备

拟投入的机械备一览表

设备名称	规格	单位	数量
锤子	重量 1KG	个	20
单扳手	开口宽 22—24mm	把	10
活动扳手	最大开口宽 65 mm	把	10
钢丝钳	长 150、175 mm	把	10
墨斗、粉丝带		个	2
水准仪	DZS3-1/AL332	台	1
水平尺	长 450、500 mm	个	3
钢卷尺	5M/30M	把	3
工程测量尺	2M	把	2
拧紧力矩检测扳手	配套	把	3

第三节 劳动力计划

根据本项目要求及特点，我司安排专业施工队伍进施工，具体安排数量如下：

工种	工作劳动力配置					
	准备工作	搭设架体	模板安装	模板维护	模板拆除	模板清理

放线定位	3	3	3			
普工	2	10	10	5	10	10
模板机械操作工	5	5	15	5	15	
架子工	5	15	5	5	10	
安装工	2	2	2	5	5	2
合计	18	35	35	20	40	12

第四章 施工工艺技术

第一节 盘扣式支撑系统参数表

(一) 高支模区域 150mm 板模板支架做法表 (盘扣式)

项目做法	楼板	计算参数
支模搭设高度 (m)	≤12m	12m
楼板浇筑厚度 (mm)	≤150mm	150mm
立杆横向间距或排距 (m) :	≤0.9m	0.9m
立杆纵向间距或排距 (m)	≤1.2m	1.2m
水平拉杆步距 (m)	≤1.5m	1.5m
水平剪刀撑步距	≤4.5m	4.5m
扫地杆	350mm	350mm
木楞下方支撑钢管	顶托+双钢管 (48*3.5)	顶托+双钢 (48*3.0)
木方的间隔距离 (mm)	木方宽度 45mm 高度 95mm 间距 250mm	木方宽度 45mm 高度 95mm 间距 250mm
立杆上端伸出至模板支撑点长度 (m) :	0.65m	0.65m

(二) 高支模区域梁 250*700mm 做法表 (盘扣式)

项目做法		梁截面面积小于等于 0.175m ² 的梁做法	计算参数 250*700mm
模板支撑及构造参数	楼板厚度 (mm)	150mm	150mm
	梁支撑架搭设高度 H(m)	≤12.0m	12.0m
	增加梁底承重立杆根数	0	0
	梁底立杆沿梁跨度方向纵距 (m)	≤0.9m	0.9m
	板底立杆横向间距或排距 (m)	≤0.9m	1.2m

	梁两侧立杆间距 (m)	$\leq 0.9\text{m}$	0.9m
	脚手架步距 (m)	1.5m	1.5m
	水平剪刀撑步距 (m)	4.5m	4.5m
	梁底大楞下方支撑钢管	双钢管	双钢管
	连接方式:	可调顶托	可调顶托
	立杆上端伸出至模板支撑点长度 (m):	0.65m	0.65m
梁底模板参数	面板厚度 (mm):	15	15
	梁底模板支撑的间距 (mm):	木方宽度 45mm 高度 95mm 梁下木方 3 根	木方宽度 45mm 高度 95mm 梁下木方 3 根

(三) 高支模区域梁 450*1050mm 做法表 (盘扣式)

项目做法		梁截面面积小于等于 0.475m^2 的梁做法	计算参数 450*1050mm
模板支撑及构造参数	楼板厚度 (mm)	150mm	150mm
	梁支撑架搭设高度 H(m)	$\leq 12.0\text{m}$	12.0m
	增加梁底承重立杆根数	1	1
	梁底立杆沿梁跨度方向纵距 (m)	$\leq 0.9\text{m}$	0.9m
	板底立杆横向间距或排距 (m)	$\leq 0.9\text{m}$	0.9m
	梁两侧立杆间距 (m)	$\leq 1.2 (0.6+0.6) \text{m}$	$1.2 (0.6+0.6) \text{m}$
	脚手架步距 (m)	1.5m	1.5m
	水平剪刀撑步距 (m)	4.5m	4.5m
	梁底大楞下方支撑钢管	双钢管	双钢管
	连接方式:	可调顶托	可调顶托
立杆上端伸出至模板支撑点长度 (m):	0.65m	0.65m	

梁底模板参数	面板厚度 (mm):	15	15
	梁底模板支撑的间距 (mm):	木方宽度 45mm 高度 95mm 梁下木方 4 根	木方宽度 45mm 高度 95mm 梁下木方 4 根

(四) 高支模区域梁 600*900mm 做法表 (盘扣式)

项目做法		梁截面面积大于 0.475m ² 小于等于 0.54m ² 梁的做法	计算参数 600*900mm
模板支撑及构造参数	楼板厚度 (mm)	150mm	150mm
	梁支撑架搭设高度 H(m)	≤12.0m	12.0m
	增加梁底承重立杆根数	2	2
	梁底立杆沿梁跨度方向纵距 (m)	≤0.9m	0.9m
	板底立杆横向间距或排距 (m)	≤0.9m	0.9m
	梁两侧立杆间距 (m)	≤1.8m (0.6+0.6+0.6) m	1.8m (0.6+0.6+0.6) m
	脚手架步距 (m)	1.5m	1.5m
	水平剪刀撑步距 (m)	4.5m	4.5m
	梁底大楞下方支撑钢管	双钢管	双钢管
	连接方式:	可调顶托	可调顶托
	立杆上端伸出至模板支撑点长度 (m):	0.65m	0.65m
梁底模板参数	面板厚度 (mm):	15	15
	梁底模板支撑的间距 (mm):	木方宽度 45mm 高度 95mm 梁下木方 6 根	木方宽度 45mm 高度 95mm 梁下木方 6 根

(五) 高支模区域边梁 300*1050mm 做法表 (盘扣式)

项目做法		梁截面面积小于等于 0.315m ² 的梁做法	计算参数 300*1050mm
模板支撑及构造参数	楼板厚度 (mm)	150mm	150mm
	梁支撑架搭设高度 H(m)	≤12.0m	12.0m

	增加梁底承重立杆根数	1	1
	梁底立杆沿梁跨度方向纵距(m)	$\leq 0.9m$	0.9m
	板底立杆横向间距或排距(m)	$\leq 0.9m$	0.9m
	梁两侧立杆间距(m)	$\leq 0.6m$	0.6m
	脚手架步距(m)	1.5m	1.5m
	水平剪刀撑步距(m)	4.5m	4.5m
	梁底大楞下方支撑钢管	双钢管	双钢管
	连接方式:	可调顶托	可调顶托
	立杆上端伸出至模板支撑点长度(m):	0.65m	0.65m
梁底模板参数	面板厚度(mm):	15	15
	梁底模板支撑的间距(mm):	木方宽度 45mm 高度 95mm 梁下木方 4 根	木方宽度 45mm 高度 95mm 梁下木方 4 根

第二节 扣件式支撑系统参数表

(一) 梁 300*950mm 做法表(扣件、12 米)

项目做法		梁截面面积 $\leq 0.285m^2$ 的梁做法	计算参数 300*950mm
模板支撑及构造参数	楼板厚度(mm)	/	/
	梁支撑架搭设高度 H(m)	$\leq 12m$	12m
	增加梁底承重立杆根数	1	1
	梁底立杆沿梁跨度方向纵距(m)	$\leq 0.75m$	0.75m
	板底立杆横向间距或排距(m)	$\leq 0.9m$	0.9m
	梁两侧立杆间距(m)	$\leq 0.9m (0.45*2m)$	0.9m (0.45*2m)
	脚手架步距(m)	1.5m	1.5m
	水平剪刀撑步距(m)	4.5m	4.5m

	梁底大楞下方支撑钢管	双钢管	双钢管
	连接方式:	可调顶托	可调顶托
	立杆上端伸出至模板支撑点长度(m):	0.5m	0.5m
梁底模板参数	面板厚度(mm):	15	15
	梁底模板支撑的间距(mm):	木方宽度 45mm 高度 95mm 梁下木方 4 根	木方宽度 45mm 高度 95mm 梁下木方 4 根

(二) 梁 600*900mm 做法表(扣件、12 米)

项目做法		梁截面面积 $\leq 0.54\text{m}^2$ 的梁做法	计算参数 600*900mm
模板支撑及构造参数	楼板厚度(mm)	/	/
	梁支撑架搭设高度 H(m)	$\leq 12\text{m}$	12m
	增加梁底承重立杆根数	2	1
	梁底立杆沿梁跨度方向纵距(m)	$\leq 0.75\text{m}$	0.75m
	板底立杆横向间距或排距(m)	$\leq 0.9\text{m}$	0.9m
	梁两侧立杆间距(m)	$\leq 1.2\text{m}$ (0.40m*3)	1.2m (0.45m*3)
	脚手架步距(m)	1.5m	1.5m
	水平剪刀撑步距(m)	4.5m	4.5m
	梁底大楞下方支撑钢管	双钢管	双钢管
	连接方式:	可调顶托	可调顶托
	立杆上端伸出至模板支撑点长度(m):	0.5m	0.5m
梁底模板参数	面板厚度(mm):	15	15
	梁底模板支撑的间距(mm):	木方宽度 45mm 高度 95mm 梁下木方 4 根	木方宽度 45mm 高度 95mm 梁下木方 4 根

(三) 梁 300*950mm 做法表(扣件、边梁、12 米)

项目做法		梁截面面积 $\leq 0.285\text{m}^2$ 的梁做法	计算参数 300*950mm
模板支撑及构造参数	楼板厚度(mm)	/	/
	梁支撑架搭设高度 H(m)	$\leq 12\text{m}$	12m
	增加梁底承重立杆根数	1	1
	梁底立杆沿梁跨度方向纵距(m)	$\leq 0.75\text{m}$	0.75m
	板底立杆横向间距或排距(m)	$\leq 0.9\text{m}$	0.9m
	梁两侧立杆间距(m)	$\leq 0.5\text{m}$	0.5m
	脚手架步距(m)	1.5m	1.5m
	水平剪刀撑步距(m)	4.5m	4.5m
	梁底大楞下方支撑钢管	双钢管	双钢管
	连接方式:	可调顶托	可调顶托
	立杆上端伸出至模板支撑点长度(m):	0.5m	0.5m
梁底模板参数	面板厚度(mm):	15	15
	梁底模板支撑的间距(mm):	木方宽度 45mm 高度 95mm 梁下木方 4 根	木方宽度 45mm 高度 95mm 梁下木方 4 根

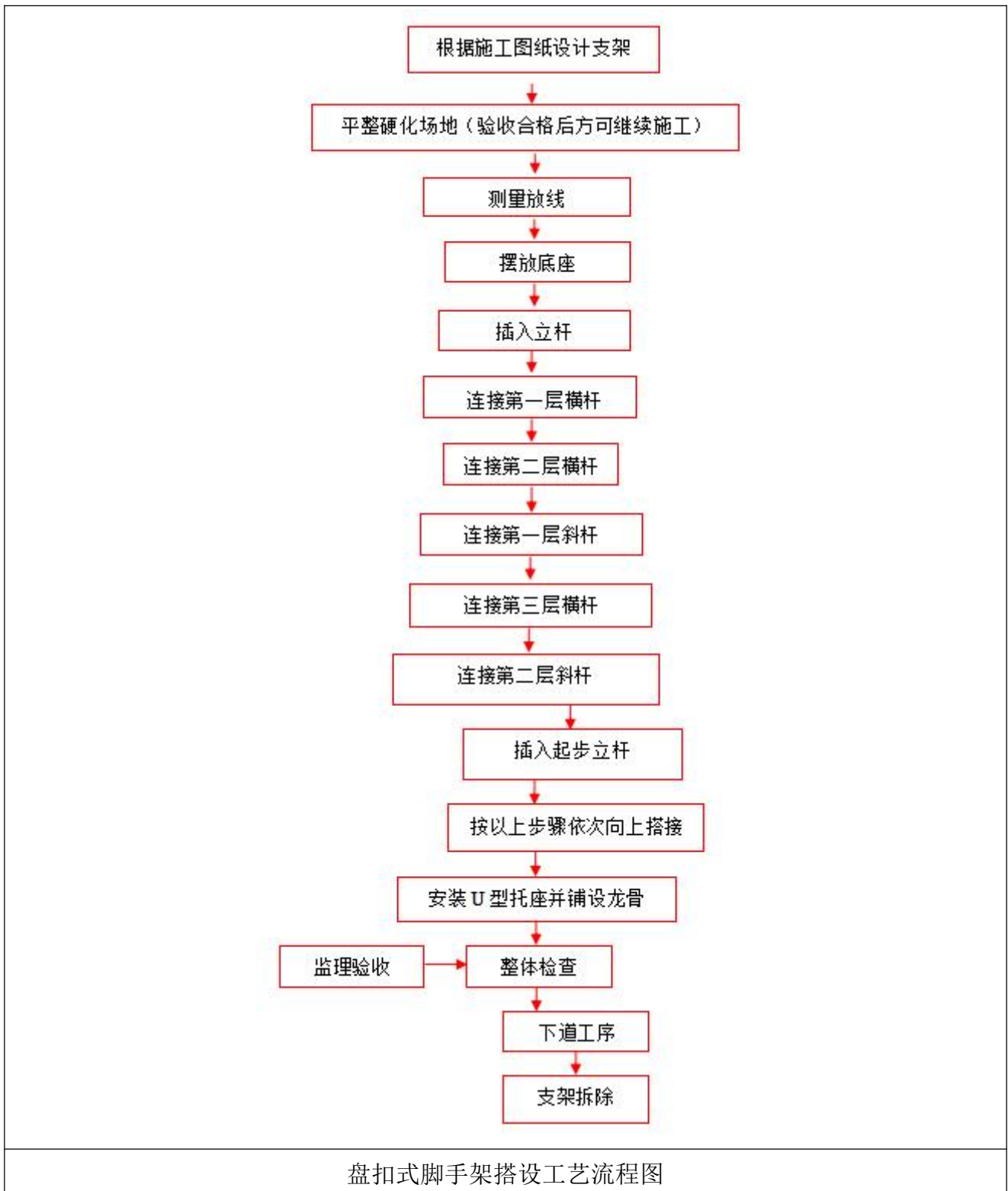
第三节 侧模计算参数表

(一) 梁高 1050 梁侧模做法表 (盘扣式)

项目	梁高小于 1050mm	计算参数 450*1050mm
主楞合并根数	1 根	1 根
主楞间距(mm)	≤ 500	500
小梁根数	5 根	5 根

穿梁螺栓道数	1	1
穿梁螺栓水平间距(mm)	500	500
穿梁螺栓竖向间距(mm)	500	500
穿梁螺栓直径(mm)	M14	M14
主楞龙骨材料	钢管	钢管
次楞龙骨材料	45×95mm 木方	45×95mm 木方

第四节 工艺流程



（一）盘扣式支撑系统搭设前的检查

（1）应有钢管支架产品标识及产品质量合格证，当对脚手架质量有疑问时，应进行质量抽检和实验。

- (2) 钢管应无裂纹、凹陷、锈蚀，不得采用对接焊接钢管；
- (3) 钢管应平直，两端面应平整，不得有斜口、毛刺；
- (4) 铸件表面应光滑，不得有砂眼、缩孔、裂纹、浇冒口残余的缺陷，表面粘砂应清除干净；
- (5) 冲压件不得有毛刺、裂纹、氧化皮等缺陷；
- (6) 检查横杆的锁销是否弯曲变形；斜杆的锁销是否变形和完整；立杆的圆盘是否有变形，所有检查出的不合格杆件均做标记打包出场。所使用的普通钢管也要符合要求，普通扣件必须是正规厂家生产的合格产品。

(二) 技术准备

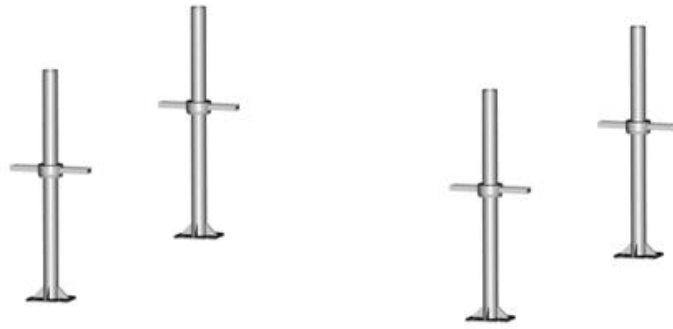
- (1) 施工前仔细阅读图纸、施工组织设计、详细了解现场情况，做到搭设脚手架前心中有数。
- (2) 脚手架施工人员进场前，必须进行三级安全教育和相应考核。考核合格人员办理进场手续，才可上岗操作，每周进行一次安全教育培训。
- (3) 各级负责人依据脚手架方案分别对安装人员和使用人员进行技术交底和安全技术交底。

(三) 施工人员要求

- (1) 施工人员进入现场之前，必须进行三级安全教育和相应考核。考核合格人员办理进场手续，方可上岗操作，脚手架施工人员每周进行一次安全教育，提高安全意识，防止安全隐患。
- (2) 各部门管理人员根据脚手架施工方案分别对施工人员和人员进行技术交底和安全交底。
- (3) 对脚手架施工人员的要求：架体搭设人员必须持证上岗（力工人员除外），要具有良好的安全意识和职业道德，并且要有很好的责任感和团结协作精神，要自觉遵守劳动纪律，讲究文明施工。要有健康的身体和较高的技术素质。

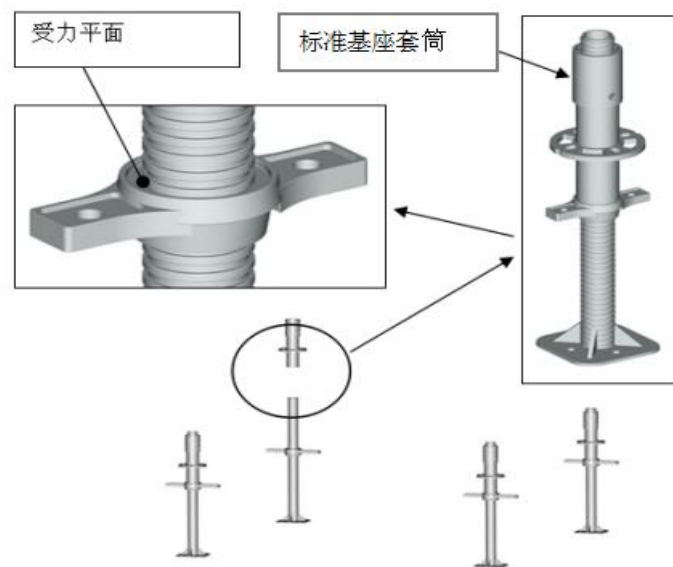
(四) 盘扣式支撑体系搭设步骤

- 1) 依脚手架配置图尺寸放样后，将「可调底座」排列至定点。



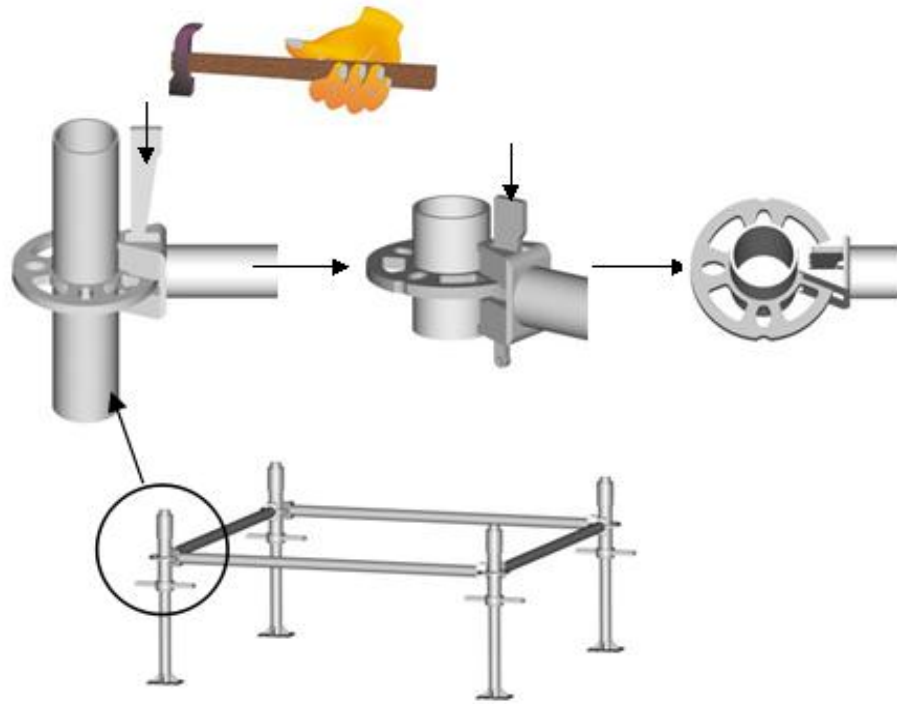
2) 标准基座:

将「标准基座」的套筒部份朝上套入调整座上方，标准基座下缘需完全置入扳手受力平面的凹槽内。



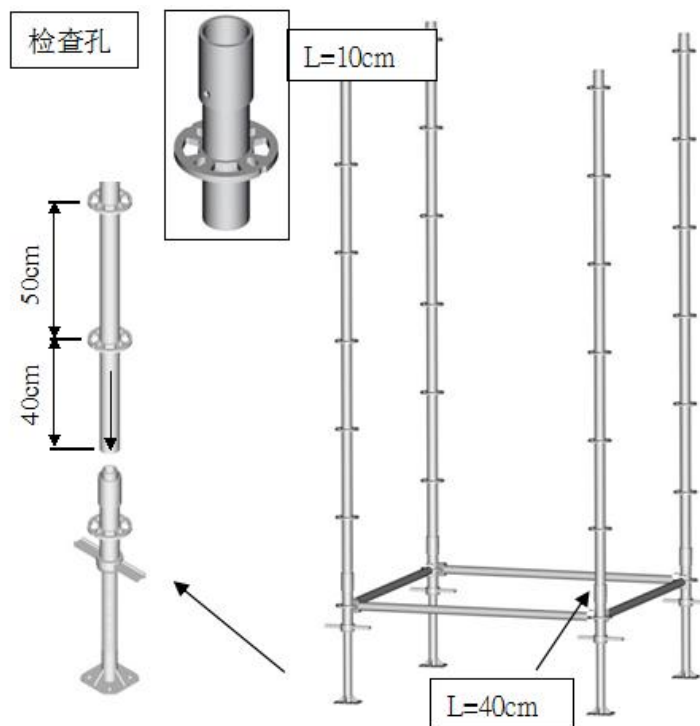
3) 第一层横杆:

将横杆头套入圆盘小孔位置使横杆头前端抵住标准基座圆管，再以斜楔贯穿小孔敲紧固定。

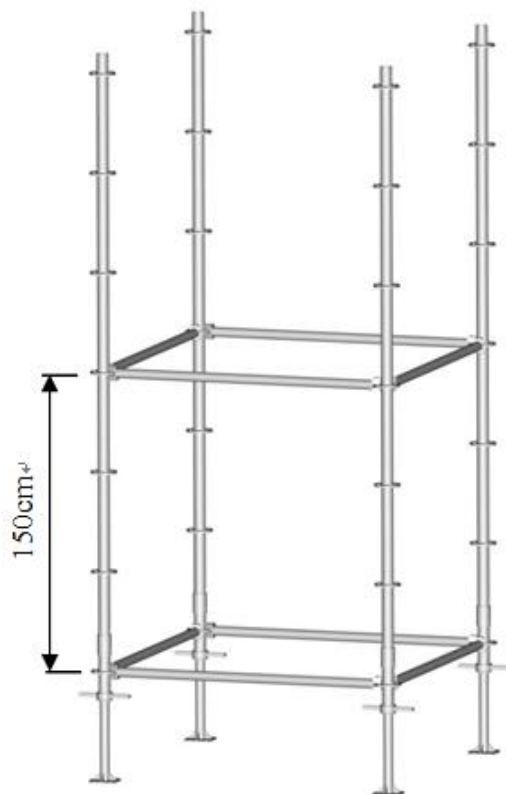


4) 起步立杆:

未加装（连接棒）的立杆统称为「起步立杆」，依下图所示将「起步立杆」长端插入标准基座的套筒中。以检查孔位置查看起步立杆是否插至套筒底部。「起步立杆」仅使用在第一层搭接，第二层往上均使用「立杆」。

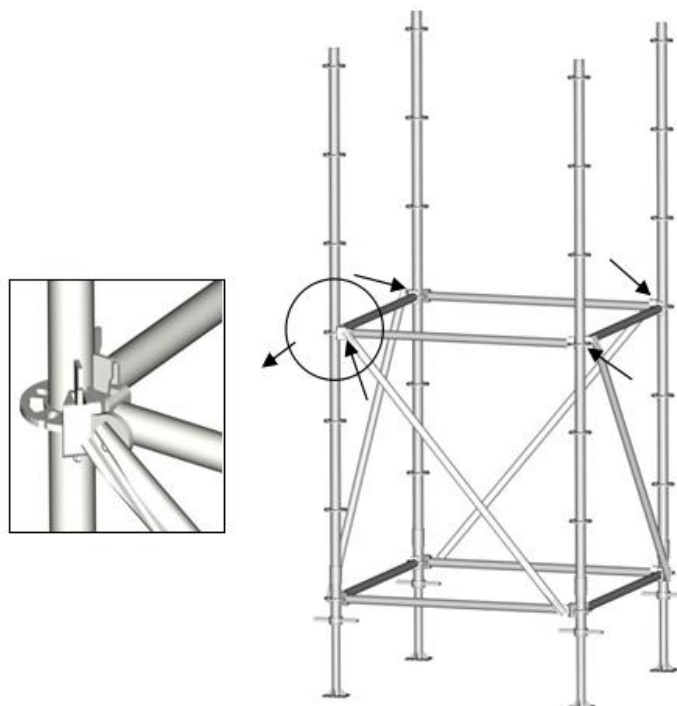


5) 第二层横杆如下图位置，依步聚 3 安装第二层横杆。



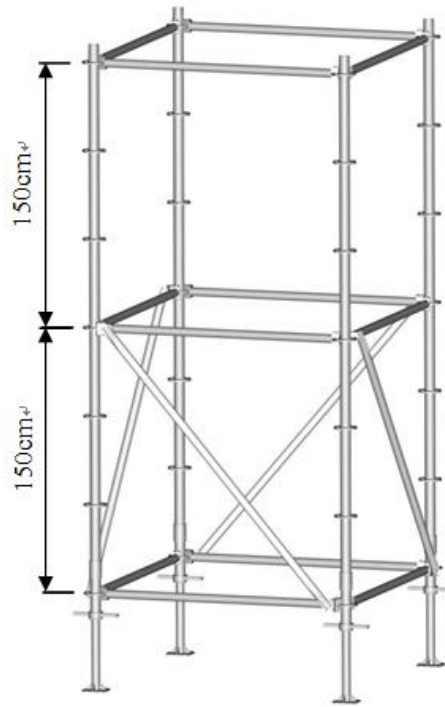
6) 第一层斜杆:

将「斜杆」全部依顺时针或全部依逆时针方向组搭，如下图。将「斜杆」套入圆盘大孔位置，使斜杆头前端抵住立杆圆管，再以斜楔贯穿大孔敲紧固定。注意！斜杆具有方向性，方向相反即无法搭接。



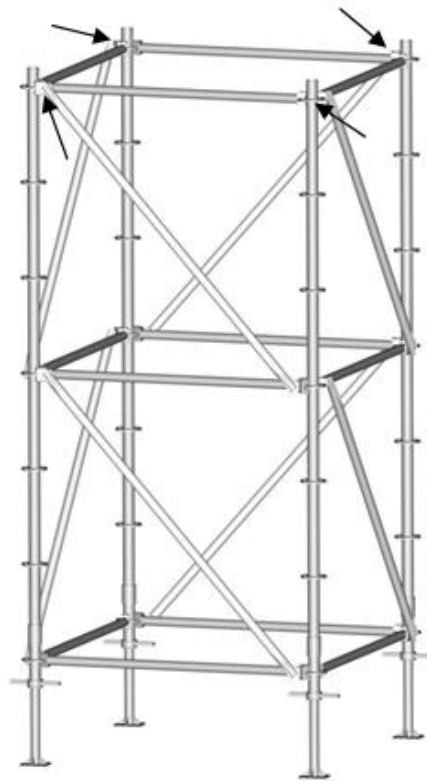
7) 第三层横杆:

如下图位置，依步聚 3 安装第三层横杆。



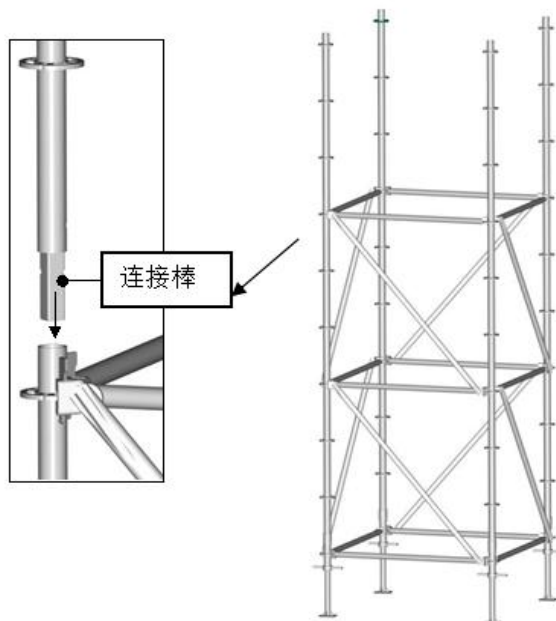
8) 第二层斜杆:

如下图所示，依步骤 6 组搭方式，和第一层相同方向搭接第二层「斜杆」。
若第一层为逆时针方向组装，则第二层以上的斜杆同样需以逆时针方向组装。



9) 立杆:

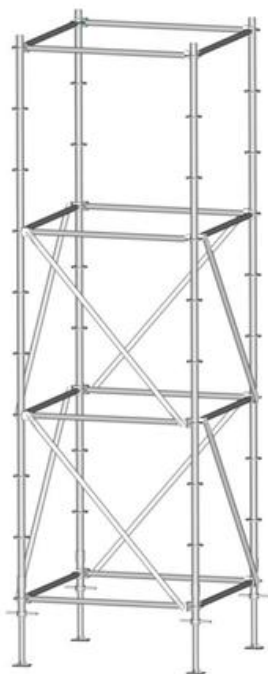
「立杆」以四方管（连接棒）连接，如下图所示将连接棒插入下层管中即可。若需使用「立杆插销」则务必检查圆盘对齐孔是否在同一方向。



10) 第四层横杆:

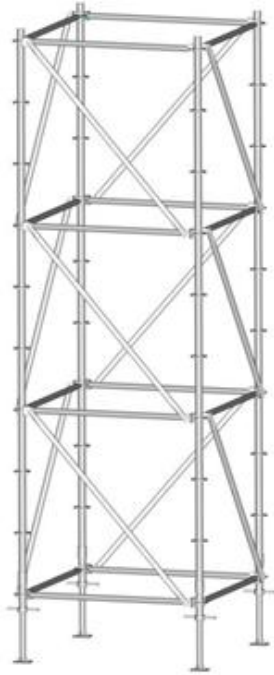
如下图位置，依步聚 3 安装第四层横杆。

横杆需每 1.5m 安装一层，依实际高度组装。若安装于支撑架最上层（即 U 型可调顶托下方），不管高度搭接几层，每层间距都不得超过 1.5m。



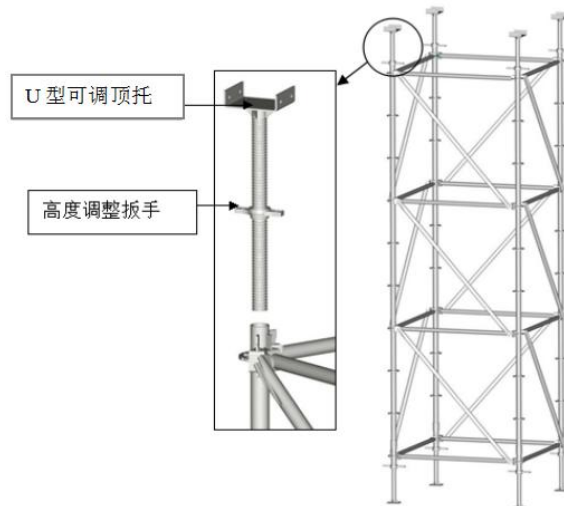
11) 第三层斜杆:

如下图所示，依步骤 6 组搭方式，和第一层、第二层相同方向搭接第三层「斜杆」。



12) U型可调顶托:

如下图所示，立杆搭设到设计高度时再将「U型可调顶托」牙管插入立杆中，再以扳手调整至所需高度。



说明:

本文所述组装流程为盘扣式支撑系统各项构件的组搭方式及注意事项，每种杆件均有不同长度规格提供设计者设计规划，实际搭接需使用的规格及搭架高度需依照「支撑架施工图」按图施工。

(五) 盘扣式支撑架搭设方法及要求

(1) 模板支架立杆搭设位置应按专项施工方案放线确定。支撑架搭设前应在现场对杆件、

配件再次进行检查，禁止使用不合格的杆件、配件进行安装。

(2) 支撑架安装前必须进行技术、安全交底方可施工。统一指挥，并严格按照支撑架的搭设程序进行安装。

(3) 在架体搭设前必须对搭设基础进行检查，基础周围要求铺设木板或木方，对基础不符合安全施工的部位坚决不准许施工。待基础处理合格后方可施工。

(4) 搭设范围根据设计图纸或甲方指定。随着支撑架的搭设随时进行校正。

(5) 支撑架搭设应根据立杆放置可调底座，应按先立杆后水平杆再斜杆的顺序搭设，形成基本的架体单元，应以此扩展搭设成整体支架体系。

(6) 可调底座及可调托座丝杆与螺母旋和长度不得小于 5 扣，螺母厚度不得小于 30mm，可调底座和可调托座插入立杆内的长度不得小于 150mm，可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度严禁超过 500mm，且丝杆外露长度严禁超过 400mm。

(7) 可调底座调节丝杆外露长度不应大于 300mm，作为扫地杆的最底层水平杆离地高度不大于 550mm。

(8) 梁底模板：按设计标高调整支柱的标高，然后安装梁底模板，并拉线找平。当梁底跨度大于及等于 4m 时，跨中梁底处应按设计要求起拱，如设计无要求时，起拱高度为梁跨度的 1/1000~3/1000。主次梁交接时，先主梁起拱，后次梁起拱。悬挑梁均需在悬臂端起拱 0.6%。

(9) 水平杆扣接头与连接盘的插销应用铁锤击紧至规定插入深度的刻度线。

(10) 每搭完一步支架后，应及时校正水平杆步距，立杆的纵、横距，立杆的垂直偏差和水平杆的水平偏差。立杆的垂直偏差不应大于模板支架总高度的 1/500，且不得大于 50mm。

(11) 在搭设过程中不得随意改变原设计、减少材料使用量、配件使用量或卸载。节点搭设方式不得混乱、颠倒。现场确实需要改变搭设方式时，必须经项目负责人或支撑架设计人员同意签字后方可改变搭设。

(12) 架体搭设完毕后施工管理人员组织对搭设架体、龙骨进行验收，并应确认符合专项施工方案要求后浇筑混凝土。

(六) 支架拆除

(1) 模板拆除前必须办理拆除模板审批手续，经单位工程技术负责人、监理审批确认并签署拆除许可令后拆除。

(2) 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。

(3) 底模拆除，混凝土强度达到 100%；悬臂构件达到 100%后方可拆除。

(4) 板底模 ≤ 2 米,混凝土强度达到 50%; $>2\text{m}$ 、 $\leq 8\text{m}$ 混凝土强度达到 75%; $>8\text{m}$,混凝土强度达到 100%方可拆除。

(5) 柱模拆除,在混凝土初凝后先拆除 KZ 钢模,再拆除四周校模加固配件。在强度能保证其表面及棱角不致因拆模而受损坏时方可拆除,通常为浇筑后 8h 以上。拆除钢模时先拆除对拉螺栓,然后分别吊出两片钢模,注意不能与柱发生碰撞。不得使用震动构件方式拆模,钢模起吊前,应确认构件与模具间的连接部分螺栓完全拆除方可起吊。

(6) 楼板、梁模拆除,应先拆除楼板底模,再拆除侧帮模,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。

(7) 模板支撑架拆除前应派专人检查模板支撑架上的材料、杂物是否清理干净,模板支撑架拆除前必须划出安全区,并设置警示标志。派专人进行警戒,架体拆除时下方不得有其他人员作业。

(8) 模板支撑架拆除顺序应遵循后搭设的先拆,先搭设的后拆原则。从顶层开始,逐层向下进行,严禁上下同时拆除,严禁抛掷。

(9) 拆除的支撑架杆件及配件用安全的方式逐层拆除、分类、打包、运输装车,并保护现场物品安全。在拆除时做好协调、配合工作,禁止单人拆除较重杆件、配件。

(10) 模板支撑架拆除时,为使架体保持稳定,拆除的最小留置区段的高宽比不准大于 3:1,拆除的每根杆件都用安全绳和安全钩放置地面,决不能抛掷。在每个步距内要先拆除斜杆,其次是横杆,最后将立杆拆除以此类推。

(11) 架体从底部支撑至顶部,当上层结构混凝土未浇筑完成,下层支撑架不应拆除。

(七) 盘扣式支撑架的使用

(1) 严禁在支撑架上集中堆放任何超重物料。

(2) 在支撑架上的最大作业高度,可以进行正常作业为限,禁止在支撑架上以任意方式增加任何超高物体。

(3) 作业人员不得随意拆除支撑架的基本构件、整体性杆件、连接件、防护措施等。确因操作需要临时拆除的,必须经过技术部门同意后由专业人员拆除,并按照规定要求进行相应补强,在作业完成后及时恢复。

(4) 每次施工前必须对施工区域内的支撑架进行检查，发现问题及时提出，并由专业人员排除隐患，在确认无安全隐患后，方可继续施工作业。

(5) 每天架上作业完成后，必须对工作面上的可移动物体进行清理，防止移动物体坠落。不论任何原因严禁自支撑架上向下抛掷、丢弃任何物品。

(6) 支撑架上不得有任何超载荷施工作业，如果确实需要超载荷作业时，必须通过技术部门同意，签字后方可施工作业。

(6) 高度大于 8m 在架体 3m 高位置增设一道水平安全网，在顶层水平剪刀撑位置增设一道水平安全网。

第五节 施工方法

(一) 盘扣式钢管脚手架体系

(1) 支撑架立杆搭设位置应按专项施工方案放线确定。

(2) 支撑架搭设应根据立杆放置垫板，应按先立杆后水平杆再斜杆的顺序搭设，形成基本的架体单元，应以此扩展搭设成整体脚手架体系。

(3) 可调底座和土层基础上垫板应水平放置在定位线上，应保持水平。垫板应平整、无翘曲，不得采用已开裂木垫板。

(4) 支撑架搭设完成后，项目负责人组织相关人员对架体进行验收，符合专项施工方案要求后再进入下道工序施工。

(5) 可调底座和可调托撑安装完成后，立杆外表面应与可调螺母吻合，立杆外径与螺母台阶内径差不应大于 2mm。

(6) 水平杆及斜杆插销安装完成后，应采用锤击方法抽查插销，连续下沉量不应大于 3mm。

(7) 当架体吊装时，立杆间连接应增设立杆连接件。

(8) 架体搭设与拆除过程中，可调托撑、基座等小型构件宜采用人工传递。吊装作业应由专人指挥信号，不得碰撞架体。

(9) 脚手架搭设完成后，立杆的垂直偏差不应大于支撑架总高度的 1/500，且不得大于 50mm。

(10) 拆除作业应按先装后拆、后装先拆的原则进行，应从顶层开始、逐层向下进行，不得上下同时作业，不应抛掷。

(11) 当分段或分立面拆除时，应确定分界处的技术处理方案，分段后架体应稳定。

(12) 应根据施工方案计算得出的立杆纵横向间距选用定长的水平杆和斜杆，并应根据

搭设高度组合立杆、基座、可调托撑和可调底座。

(13) 杆端扣接头与连接盘的插销连接锤击自锁后不应拔脱。搭设脚手架时，宜采用不小于 0.5kg 锤子敲击插销顶面不少于 2 次，直至插销插紧。插紧后应再次击打，插销下沉量不应大于 3mm。

(14) 插销插紧后，扣接头端部弧面应与立杆外表面贴合。

(15) 支撑架的高宽比宜控制在 3 以内，高宽比大于 3 的支撑架应与既有结构进行刚性连接或采取增加抗倾覆措施。

(16) 对标准步距为 1.5m 的支撑架，应根据支撑架搭设高度、支撑架型号及立杆轴向力设计值进行竖向斜杆布置，竖向斜杆布置型式选用应符合表 1 的要求。

表 1 标准型(B 型)支撑架竖向斜杆布置型式

立杆轴力设计值 N (KN)	搭设高度 H (m)			
	H≤8	8<H≤16	16<H≤24	H>24
N≤25	间隔 3 跨	间隔 3 跨	间隔 2 跨	间隔 1 跨
25<N≤40	间隔 2 跨	间隔 1 跨	间隔 1 跨	间隔 1 跨
N>40	间隔 1 跨	间隔 1 跨	间隔 1 跨	每跨

1) 立杆轴力设计值和脚手架搭设高度为同一独立架体内的最大值。

2) 每跨表示竖向斜杆沿纵横向每跨搭设（图 1）；间隔 1 跨表示竖向斜杆沿

纵横向每间隔 1 跨搭设（图 2）；间隔 2 跨表示竖向斜杆沿纵横向每间隔 2 跨搭设（图

3）；间隔 3 跨表示竖向斜杆沿纵横向每间隔 3 跨搭设（图 4）。

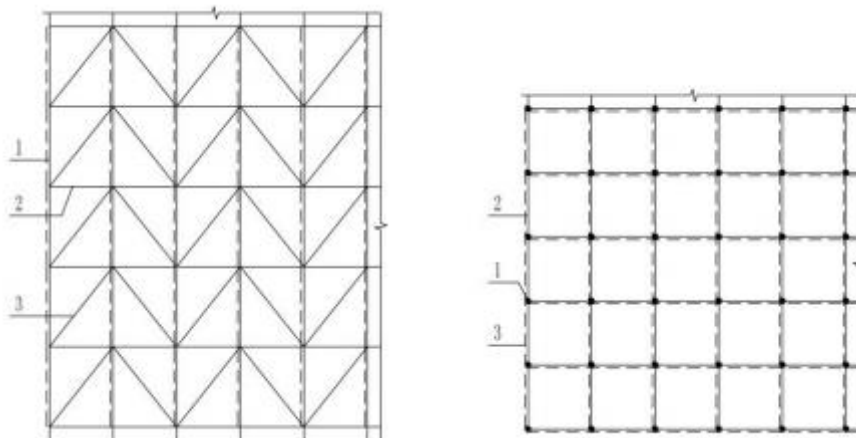


图 1 每跨型式支撑架斜杆设置图

1--立杆； 2--水平杆； 3--竖向斜杆

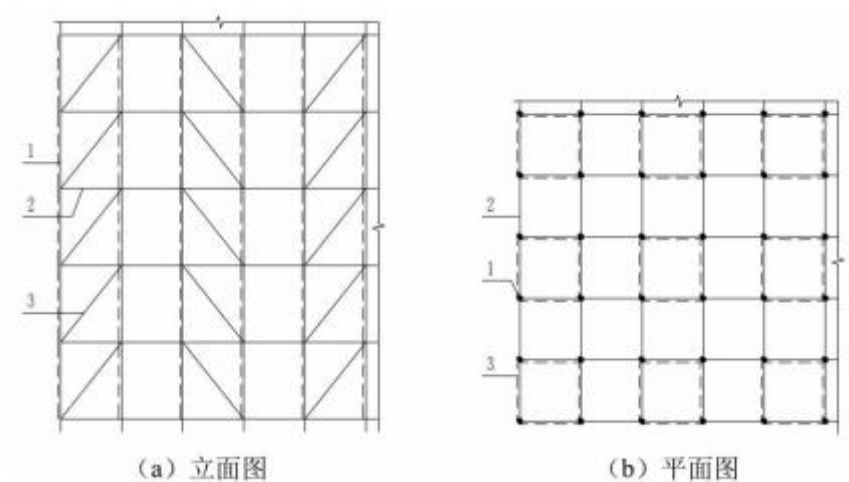


图 2 每隔 1 跨型式支撑架斜杆设置图

1--立杆； 2--水平杆； 3--竖向斜杆

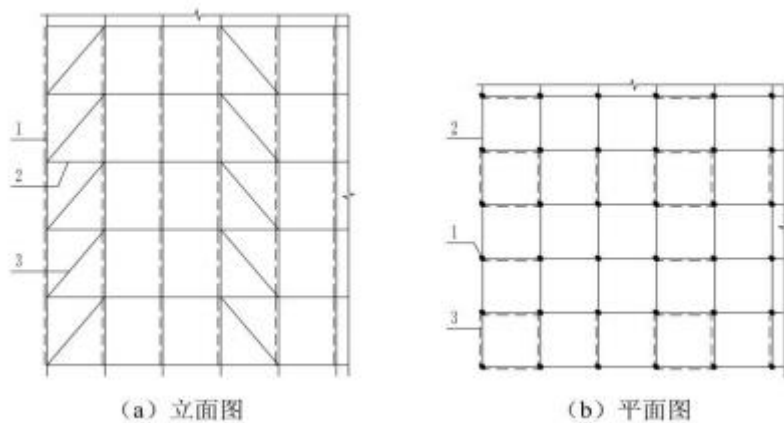


图 3 每隔 2 跨型式支撑架斜杆设置图

1--立杆； 2--水平杆； 3--竖向斜杆

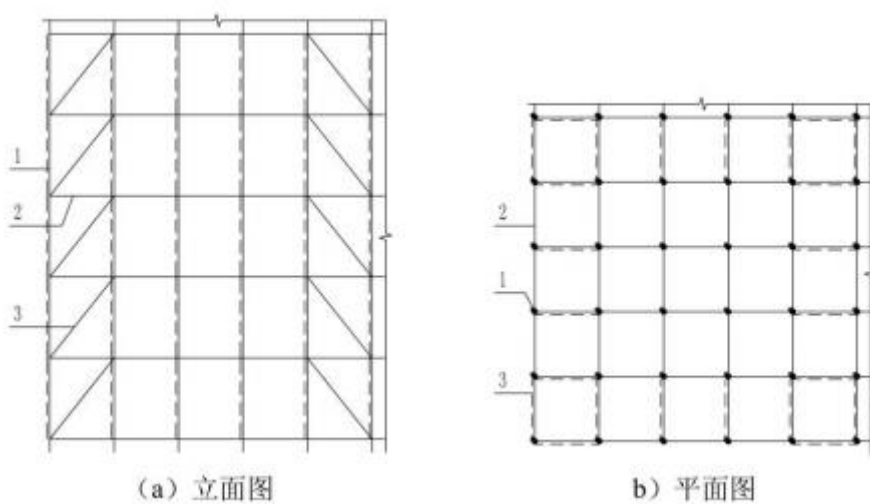


图 4 每隔 3 跨型式支撑架斜杆设置图

1--立杆； 2--水平杆； 3--竖向斜杆

(17) 当支撑架搭设高度大于 16m 时，顶层步距内应每跨布置竖向斜杆。

(18) 支撑架可调托撑伸出顶层水平杆或双槽托梁中心线的悬臂长度 (图 5) 不应超过 650mm, 且丝杆外露长度不应超过 400mm, 可调托撑插入立杆或双槽托梁长度不得小于 150mm。

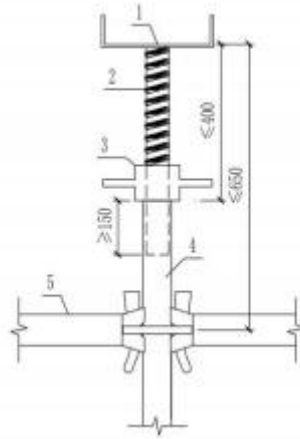


图 5 可调托撑伸出顶层水平杆的悬臂长度

1--立可调托撑；2--螺杆；3--调节螺母；4--立杆；5--水平杆

(19) 支撑架可调底座丝杆插入立杆长度不得小于 150mm, 丝杆外露长度不宜大于 300mm, 作为扫地杆的最底层水平杆中心线高度离可调底座的底板高度不应大于 500mm。

(20) 当支撑架搭设高度超过 8m、有既有建筑结构时, 应沿高度每间隔 4~6 个步距与周围已建成的结构进行可靠拉结。

(21) 插销销紧后, 扣接头端部弧面应与立杆外表面贴合。

(22) 模板支撑架高度不超 8m 时, 应在顶层设置水平剪刀撑; 模板支架高度超过 8m 时, 应在模架顶层及沿高度每隔 4~6m 设置水平剪刀撑。水平剪刀撑宽度为 3m~5m, 采用旋转扣件固定在立杆上, 扣件中心至主节点的距离不大于 150mm。

(23) 当以独立塔架形式搭设支撑架时, 应沿高度间隔 2 个步距与相邻的独立塔架水平拉结。遇到框架柱, 则通过扣件、钢管与柱抱接, 抱柱钢管需与盘扣架体至少拉结两跨, 钢管末端深入架体立杆长度 $\geq 150\text{mm}$, 扫地杆处、顶部有顶横杆处必须设置一道; 并优先布置在水平剪刀撑处; 架体两端有砼墙体时, 采用钢管+可调 U 托撑墙对顶, 对顶在两端墙体应对称设置;

(24) 当地基高差较大时, 可利用立杆节点位差配合可调底座进行调整 (图 6)。

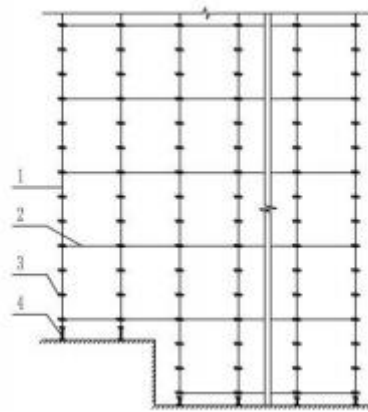


图 6 可调底座调整立杆连接盘示意

1--立杆；2--水平杆；3--连接盘；4--可调底座

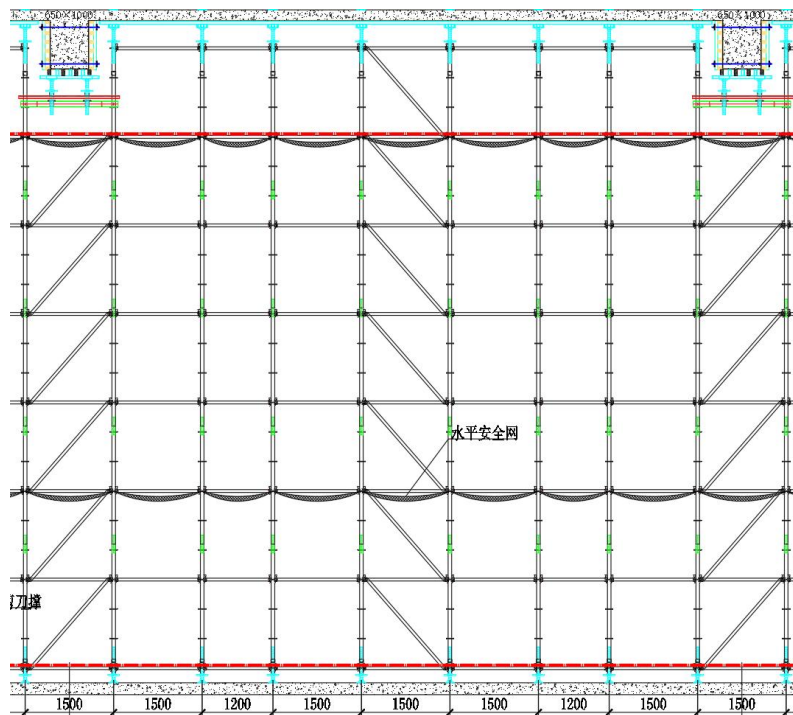
(25) 模板支撑架高度 $H < 5.0\text{m}$ ，设置 1 道水平网；高度 $H \geq 5.0\text{m}$ ，两道水平网。

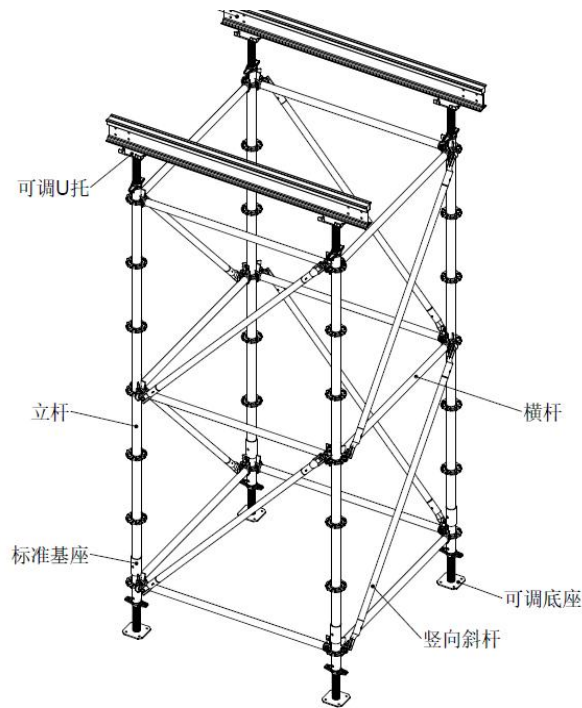
(26) 后浇带的模板支撑应独立设置不拆除（2 侧各保留 2 根立杆与纵横向水平杆，并设剪刀撑），但在大面积混凝土浇筑期间应与周围支撑架连成整体，具体节点详见附图大样。

(27) 梁板下采用的支撑类型不一致时，梁下水平横杆应伸至板下支撑架体至少两跨，并与立杆扣接。

(28) 楼板支撑立杆距离墙边或两边的距离 $\leq 300\text{mm}$ 。

(29) 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)，盘扣式满堂支架的斜杆矩阵形搭设立面示意图，单元斜杆竖向布置采用螺旋式。

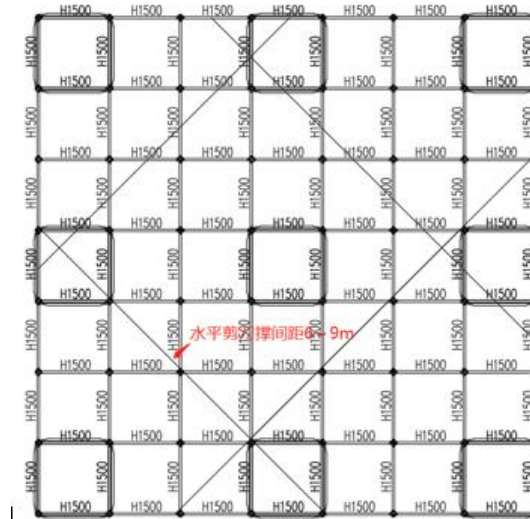




斜杆螺旋布置示意图

(30) 水平剪刀撑布置应符合下列规定：

当搭设架体高度不满足 8m 时，满堂支架架体高度不超过四个步距时可不设置水平剪刀撑，当架体高度超过四个步距时，应设置顶层水平剪刀撑。当架体高度超过 8m 时应沿高度方向每隔 4~6 个步距设置水平剪刀撑。剪刀撑接长时应采用搭接，搭接长度不应小于 1000mm，并应等距离设置不少于 3 个旋转扣件，且两端扣件应在离杆端不小于 100mm 处固定。

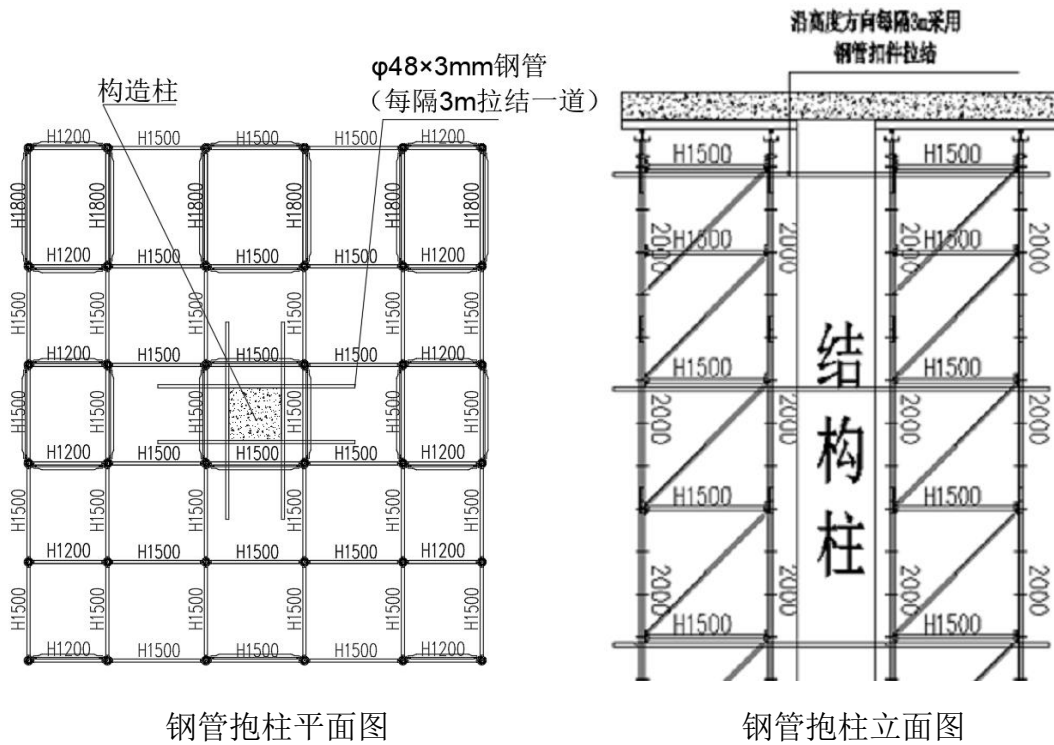


剪刀撑平面布置示意图

(31) 抱柱连接

将现有架体与既有结构柱进行抱柱连接，具体方法为：上中下设置层抱柱（每隔 3m 拉

结一道），抱柱位置尽量与剪刀撑位置在同一高度，施工流水段内所有结构柱均应进行抱柱（如图）。

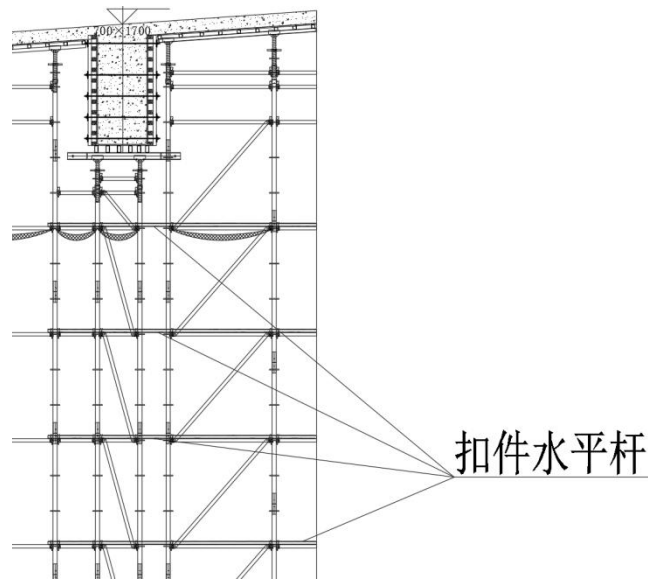


钢管抱柱平面图

钢管抱柱立面图

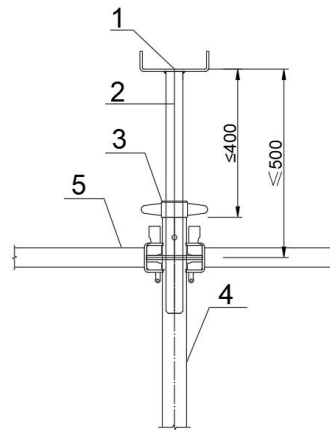
(32) 断开位置拉结方式

当立杆间距不符合盘扣模数立杆间距采用扣件水平杆拉结应每跨设置，并至少拉结两根立杆以上扣件连接固定形成整体，具体详见下图。



架体断开位置采用钢管扣件拉结示意图

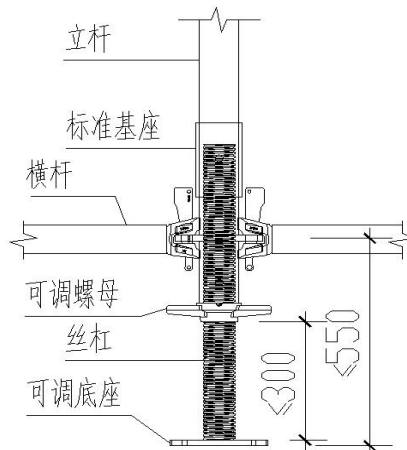
(33) 模板支架可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度严禁超过 500mm，且丝杆外露长度严禁超过 400mm，可调托座插入立杆长度不得小于 150mm。



带可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度示意图

1—可调托座；2—螺杆；3—调节螺母；4—水平杆；5—立杆

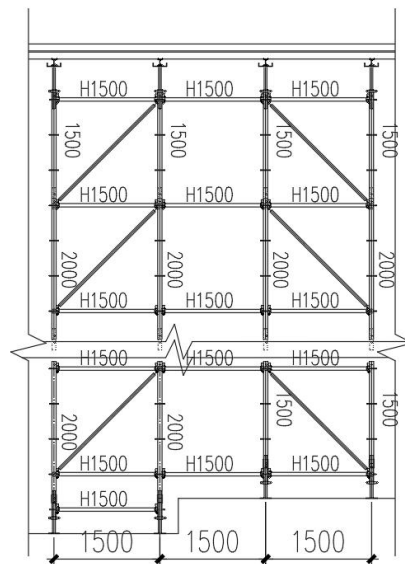
(34) 模板支架可调底座调节丝杆外露长度不应大于 300mm，作为扫地杆的最底层水平杆离地高度不应大于 550mm。



可调底座调节丝杆外露长度示意图

(35) 高低差位置处理

当地基高差高差较大时，可利用立杆 0.5m 节点位差配合可调底座进行调整：



高低差位置处理示意图

(36) 水平安全网

当架体高度超过 4 个标准步距且小于 10m 时，在架体顶部设置一道水平安全网，当架体高度超过 10m，沿高度方向每隔 4~6 个步距设置一道水平安全网。

(二) 高大模板支撑系统操作要点

1) 高大模板支撑系统应作专门设计，并应在中间纵横向每隔 4m~6m 左右设置由下至上的连续竖向盘扣式钢管剪刀撑或扣件式钢管剪刀撑，同时四周设置由下至上的连续竖向盘扣式钢管剪刀撑或扣件式钢管剪刀撑，并在顶层、底层及中间层每隔 4 个布局设置扣件式钢管水平剪刀撑等整体稳定措施；重荷载梁应在梁两侧设置竖向连续交叉剪刀撑。

2) 梁板支撑的纵横向横杆应拉通设置，当梁板下支撑立杆的间距尺寸与横杆长度模数不匹配时，应增设扣件式钢管立杆及横杆，将梁板支撑架连成整体。

3) 先浇筑墙柱混凝土，待其强度达到设计强度 70%且模板支撑架验收合格后方可浇筑梁板混凝土。梁高大于等于 1.2 米，分层浇筑厚度不大于 400mm。

4) 遇 5 级或 5 级以上大风时，应暂停室外的高处作业。雨后应先清扫施工现场积水，方可进行工作。

(三) 混凝土浇筑方法及采用的施工设备

先浇筑墙柱混凝土，待其强度达到设计强度 70%且模板支撑架验收合格后方可浇筑梁板混凝土。浇筑悬挑工字钢支撑架的混凝土前，下一层混凝土强度应达到设计强度 100%。梁高大于等于 1.2 米，分层浇筑厚度不大于 400mm。

（1）混凝土浇筑顺序

本工程混凝土浇筑采用商品混凝土，全部采用汽车泵浇筑。浇捣作业安排在白天且天气晴朗时进行，各专业负责人及专业工程师、质量工程师、安全工程师跟班作业，负责检查督促，同时做好各方协调工作。混凝土采用一次浇筑成形，从混凝土配合比到现场浇筑、养护均需采取一定的技术措施以保证混凝土施工质量和支架的安全稳定，任何人不得进入架体下。

（2）准备工作

1、浇筑前应将模板内的垃圾、泥土，钢筋上的油污等杂物清除干净，并检查钢筋的水泥砂浆垫块、塑料垫块是否垫好。如使用木模板时应浇水使模板湿润。柱子模板的扫除口应在清除杂物及积水后再封闭。

2、钢筋的隐蔽检查工作已经完成，并已核实预埋件、线管、孔洞的位置、数量固定情况无误。

3、模板的预检工作已经完成，模板标高、位置、尺寸准确符合设计要求，支架稳定，支撑和模板固定可靠，模板拼缝严密，符合规范要求。

4、由商品混凝土搅拌站试验室确定配合比。

5、混凝土浇筑前组织施工人员进行方案的学习，由技术部门讲述施工方案，对重点部位单独交底，设专人负责，做到人人心中有数。

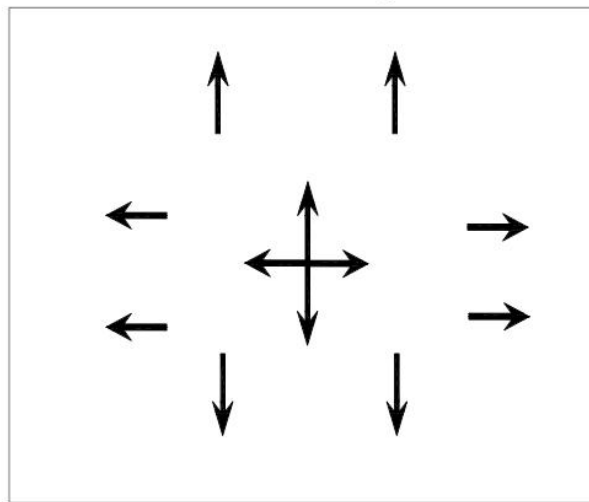
6、浇筑混凝土用架子、走道及工作平台，安全稳固，能够满足浇筑要求。

7、混凝土浇筑前，仔细清理泵管内残留物，确保泵管畅通，仔细检查泵管加固情况。

（3）混凝土浇筑和振捣

本工程砼浇筑顺序：框架柱→楼面梁、板，由中间向两端；混凝土振捣：以插入式振捣器为主，

平板振捣器为辅，顺序浇筑路线：由内向外，浇筑顺序框架柱→梁→板



1、本工程砼一次浇筑完毕，每一条梁混凝土应连续浇筑。如必须间歇，间歇时间应尽量缩短，并下层混凝土初凝前将上层混凝土浇筑完毕。

2、浇筑混凝土时设专人在远距离安全区域看模，观察模板、支架、钢筋、预埋件和预留孔洞的情况，当发生变形移位时立即停止浇筑，采取有效措施后，在已浇筑的混凝土初凝前修整完好。

3、使用 50 插入式振捣棒要快插慢拔，插点呈梅花形布置，按顺序进行，不得遗漏。移动间距不大于振捣棒作用半径的 1.5 倍(50 棒应为 52.5cm，取 50 cm)，振捣上一层时插入下一层混凝土 5cm 以消除两层间的接缝。振捣时间以混凝土表面出现浮浆及不出现气泡、下沉为宜。

4、结构柱等竖向构件先浇筑并达到一定强度后，将梁分层(厚度为 400mm)浇筑，当达到板底位置时即与板的混凝土一起浇筑，随着阶梯形的不断延展，则可连续向前推进，倾倒混凝土方向与浇筑方向相反。当浇注至梁截面的 3/4 高时，应加强对支顶变形的监控。

5、梁侧及梁底部位要用 $\phi 50$ 插入式振捣棒振捣密实，振捣时不得触动钢筋和预埋件。梁、柱节点钢筋较密时要用小直径振捣棒振捣，并加密振点。浇筑板的混凝土虚铺厚度要略大于板厚，振捣完毕后用 2m 刮尺刮平。

6、柱高在 3 米之内，可在柱顶直接下灰浇筑，柱高超过 3 米时应采取措施用串筒分段浇筑。每段的高度不得超过 2 米。

7、梁板按框架顺序浇筑，每框架内先将梁按高度水平分层浇筑，浇筑时对称浇筑，悬挑板部位应先浇筑室内后浇筑向室外，楼面混凝土浇筑堆进方向应从中间开始向两边推进。

混凝土分层浇筑设计表

梁高 (mm)	分层厚度 (mm)	层数
800	400, 800	2
1000	400, 700, 1000	3

1100	400, 800, 1100	3
2000	400, 800, 1200, 1600, 2000	5
2100	400, 800, 1200, 1600, 2100	5

8、泵送砼应随浇、随捣、随平整，砼不得堆积在泵管口附近。

(4) 混凝土养护

1、浇筑完梁、板后在 12 小时以内对混凝土加以覆盖并保湿养护。

2、 养护时间不少于 14d。

4.5.4 试块制作

在现场制作试块应以 600℃·d 同条件养护为主，同时还要制作 28d 标准养护及拆模试块。同条件试块置于现场，并带篦加锁铁笼中做好标识同条件养护。

(5) 质量要求

1、商品混凝土要有出厂合格证，混凝土所用的水泥、骨料、外加剂等必须符合规范及有关规定，使用前检查出厂合格证及有关试验报告。

2、混凝土的养护和施工缝处理必须符合施工质量验收规范及本方案的要求。

3、混凝土强度的试块取样、制作、养护和试验要符合规定。

4、混凝土振捣密实，不得有蜂窝、孔洞、露筋、缝隙、夹渣等缺陷。

5、预留洞宽度大于 1m 的洞底，在洞底平模处开振捣口和观察口，避免出现缺灰或漏振现象。

6、钢筋、模板工长跟班作业，发现问题及时解决，同时设专人检查钢筋。

7、浇筑前由专人经常注意天气变化，如有大雨，缓时开盘并及时通知搅站。

8、浇筑时要有专门的清理人员和抹面人员。楼面板必须用 1.5~2.5m 刮尺刮平。

9、做好混凝土浇筑记录。

10、每次开始浇砼前必须做好开盘鉴定，项目部技术人员与搅拌站技术人员同时签认后方可开始，并且随机抽查混凝土配合比情况和坍落度情况，塌落度检测须有监理人员现场见证，并留存记录和影像资料。

(6) 混凝土浇筑时注意事项

1) 梁浇筑时一定要注意分层浇筑，每浇筑厚度不宜超过 0.5m，分层时间间隔不宜过长以保证上下层混凝土的可靠粘结，必须在下层混凝土初凝前浇筑完上一层混凝土。

2) 使用插入式振捣器应快插慢拔，插点要均匀排列，逐点移动，顺序进行，不得遗漏，做到均匀振实。移动间距不大于振捣作用半径的 1.5 倍（一般为 30—40cm）。振捣上一层时应插入下层 5—10cm，以使两层砼结合牢固。表面振动器（或称平板振动器）的移动间距，应保证振动器的平板覆盖已振实部分的边缘。

3) 浇筑混凝土时应经常观察模板、钢筋、预留孔洞、预埋件和插筋等有无移动、变形或堵塞情况，发现问题应立即处理，并应在已浇筑的混凝土初凝前修正完好。

4) 浇筑完后，应及时将伸出砼面的搭接钢筋整理到位。

5) 浇筑水平结构混凝土时，不得在同一处连续布料，应在 3m 范围内水平移动，且宜垂直板面。

6) 在框架柱达到设计强度之后，进行模板拆除工作，拆除后进行梁、顶板模板及支撑体系的搭设。搭设过程中要做好架体与既有结构的可靠拉结措施，确保架体的稳定。

7) 现场钢筋堆放不得超过 3.0kN/m^2

(7) 施工缝、后浇带

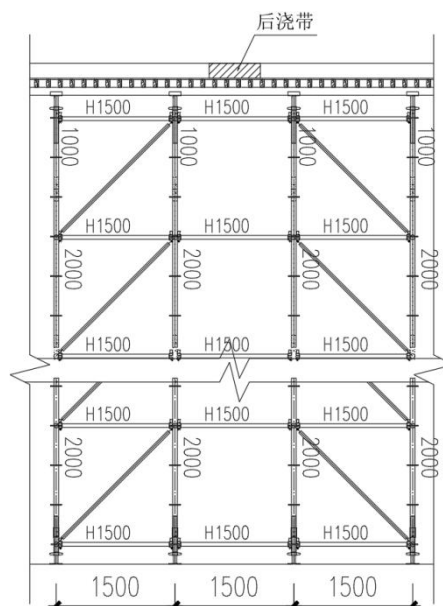
1) 施工缝处的混凝土必须振捣密实，表面不抹光，并一直保持湿润养护状态，浇筑施工缝混凝土前必须彻底清除施工缝出残渣，并用压力水冲洗干净，充分湿润后刷高一等级水泥浆后再进行混凝土浇筑。

2) 在施工缝处继续浇筑混凝土时，已浇筑的施工缝处混凝土抗压强度应不低于 1.2MPa ，且不小于留置施工缝后 48 小时，以免破坏已浇筑混凝土的内部结构。

3) 后浇带内采用比两侧混凝土高一等级的微膨胀混凝土封灌，底板及外墙处后浇带混凝土抗渗等级同后浇带浇筑完毕应保湿养护 28 天。

4) 梁板后浇带底模与支撑与其他部位梁板模板和支撑完全断开，不允许拆完梁板模板后，在重新支顶后浇带两侧梁板。顶板后浇带采用单独支设体系。

浇筑后浇带混凝土时，后浇带下模板支架应保存至少 3 跨 4 排立杆（架体高宽比 < 3 ），以保证支撑架体的稳定性。



板后浇带模板示意图

（四）高大模板的拆除

（1）现浇结构拆模时所需混凝土强度

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

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

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

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

（5）工作前，应检查所有的工具是否集中，防止钉子扎脚和从空中滑落。

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

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

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

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

第六节 检查要求

超限模板及支撑施工所需多层板、钢管、木方等材料按施工部位提前进场，堆放整齐备用。模板工程用盘扣构配件、钢管、木方及主要构配件等材料进场应有产品质量证明文件、质量检验报告，并由现场材料员对材料的尺寸、表面质量和外形进行检查验收。钢管、构配

件、安全网等材料进场均须按照国家现行标准抽取试样做相关性能试验，合格后方可使用。

施工过程中应重点检查以下内容：

- (1) 立杆间距、步距是否符合设计要求；
- (2) 与柱及周边构件连接方式是否符合设计要求；
- (3) 斜拉杆及剪刀撑间距、布置方式及与立杆连接是否满足设计要求；
- (4) 梁、板底扣件及螺栓紧固力矩是否满足要求(不应小于 $40\text{N}\cdot\text{m}$ ，且不大于 $65\text{N}\cdot\text{m}$)，

超重梁梁底支撑架扣件扭力矩应全数检查；

- (5) 立杆垂直度检查；
- (6) 钢管连接点是否满足本方案构造要求；
- (7) 检查立杆底与楼板是否采用了垫板；
- (8) 立杆底座与基础面的接触有无松动或悬空情况。
- (9) 扫地杆、水平杆等设置应符合规定，牢固可靠；
- (10) 可调托撑受力状况，自由端长度、顶托螺杆伸出长度是否符合设计要求；
- (11) 安全网和各种防护设施符合要求。
- (12) 盘扣架连接插销是否紧固。满足抗拔力 3KN 。

第五章 施工安全保证措施

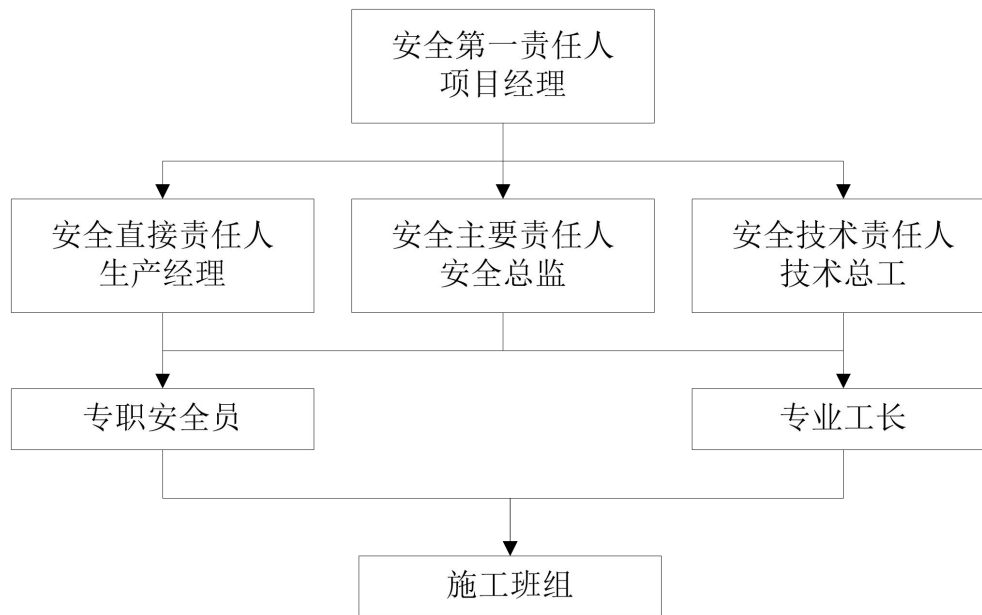
第一节 组织保证

(一) 安全管理机构

项目经理部各班组建立安全管理小组，安全管理小组组成如下：

组 长：钟常梅

组 员：林志昂、林佰超、梁家辉、梁周祥、陈德强、项国栋、孟鼎鼎、陈树妹



（二）安全施工岗位职责：

1、项目经理

（1）项目经理是本施工部安全生产第一责任人，对承包施工部工程施工中的安全生产负领导责任。

（2）落实施工组织设计、施工方案中各项安全技术要求、严格执行安全技术措施审批制度、施工部安全交底制度及设备设施交接、验收、使用制度。

（3）严格遵守特殊工种及农民工使用的安全生产管理规定，领导组织职工（含外包队）的各项安全生产教育。

（4）贯彻执行安全生产方针政策、法规和各项规章制度，结合项目工程特点及施工全过程的情况，制定本施工部工程各项安全生产管理办法，并监督其实施。

（5）成立以项目经理为组长的安全生产领导小组，配置专职安全员(1万平方米以下的工程不少于1人；1万~5万平方米的工程不少于2人；5万平方米及以上的工程不少于3人，且按专业配备专职安全生产管理人员。)，明确安全责任和考核指标，支持、指导安全管理人员的工作，专职安全员和特种作业人员必须持证上岗。

（6）组织落实施工组织设计中安全技术措施，组织并监督项目工程施工中安全技术交底制度和设施、设备验收制度的实施。

（7）健全和完善用工管理手续，录用外部劳务队伍必须经公司批准，认真做好自有职工和外部劳务队伍人员上岗安全教育，保证他们的健康与安全。

（8）提取和用好安全技术措施经费，落实各项安全防护措施，实现工地安全指标。

（9）项目经理每周组织一次对施工现场的安全生产检查，发现隐患，及时采取措施

解决，对上级提出的安生生产与管理上的问题，要定人、定时间、定措施予以解决。

(10) 发生事故，要做好现场保护与抢救工作，及时上报，组织配合事故的调查，及时落实制定的防范措施，认真吸取事故教训。

2、生产经理

(1) 协助项目经理，对施工部的安全生产负直接领导责任。

(2) 认真落实安全生产的法规、标准、规范及规章制度，定期检查落实情况。

(3) 组织实施各项安全技术措施，检查指导安全技术交底与安全设施验收工作。

(4) 组织参与每天的现场安全巡视，组织有关人员定期进行安全生产和文明施工检查工作，并对发现的问题组织整改。

(5) 加强对施工部管理人员的安全教育，提高管理层的安全意识。

(6) 发生伤亡事故时，组织抢救人员、保护现场，并及时上报。

3、项目总工

(1) 贯彻落实安全生产方针政策，严格执行安全技术规程、规范、标准。结合工程项目特点，主持施工部工程的相关安全方案及安全技术交底。对项目工程施工中的安全生产技术负责。

(2) 组织编制施工组织设计，在编制和审查施工方案时，要制定、审查安全技术措施，保护其可行性和针对性，并随时检查、监督、落实。

(3) 项目工程应用新材料、新技术、新工艺要及时上报，经批准后方可实施，同时要组织上岗人员的安全技术培训、教育，认真执行相应的安全技术措施与安全操作工艺。

(4) 主持安全防护设施和设备的验收，发现不正常情况及时采取措施，严格控制不合标准要求或国家明令淘汰的设施、设备投入使用。

(5) 参加安全生产检查，对施工中存在的不安全因素，从技术方面提出整改意见和办法予以消除。

(6) 参加、配合因工伤亡及重大未遂事故的调查，从技术上分析事故原因，提出防范措施和意见。

4、项目安全员

(1) 负责掌握和监督、检查项目部对国家有关安全生产和劳动保护的方针政策、法规和公司安全生产规章制度的贯彻执行情况，及时反映情况，研究解决存在的问题；

(2) 根据公司有关安全规章制度，制定施工部的安全生产规章制度，主持施工部日常安全管理工作；

(3) 负责制定施工部年度安全生产工作规划和安全工作目标，参与重要环境因素、危险

源识别和重大危害因素的识别、控制和管理工作；

(4) 做好安全生产宣传教育工作，总结推广安全生产的先进经验；

(5) 负责安全生产运行控制，监督检查指导施工部的安全生产工作，及时消除事故隐患、督促隐患整改和持续改进；

(6) 参与合格分包商、供应商安全资质的评审、评价工作；

(7) 参与各项施工方案中专项安全技术措施的评审工作；

(8) 组织制定并实施事故应急救援预案，参加各种因工伤亡事故的调查，进行伤亡事故统计、分析，并按规定及时上报，对伤亡事故和重大未遂事故的责任者提出处理意见。

6、专业工长

(1) 认真执行上级有关安全生产的规定，对所管辖的班组(含外部劳务队伍)的安全生产负直接领导责任。

(2) 认真执行安全技术措施及安全操作规程，针对工程施工任务特点，向班组(包括外部劳务队伍)进行书面安全技术交底，明示本工种操作的危险性，且履行签字手续，并对规程、措施、交底要求执行情况经常检查，随时纠正违章作业。

(3) 经常检查所辖班组(包括外部劳务队伍)作业环境及各种设施、设备的安全状况，发现问题及进纠正解决。对重点、特殊部位施工，必须检查作业人员及各种设施设备是否符合安全要求，严格执行安全技术交底，落实安全技术措施，并监督执行，做到不违章指挥、不强令工人冒险作业。

(4) 定期或不定期的组织所辖班组学习操作规程，开展安全教育活动，接受安全部门的安全监督检查，及时解决提出的不安全问题。

(5) 对分管工程项目应用的新设备、新材料、新技术和新工艺严格执行申报、审批制度，发现问题，立即停止使用，并上报有关部门或领导。

(6) 发生因工伤亡及未遂事故要保护现场，进行抢救，立即上报。

8、班组长

(1) 认真执行安全生产规章制度及本工种的安全操作规程，严格执行项目经理、工长的安全技术交底，合理组织班组人员安全作业，对本班组人员在作业中的安全和健康负责。

(2) 坚持班组安全日活动，经常组织班组人员学习安全操作规程和其他有关安全生产的规章制度，监督班组人员正确使用个人劳保用品，不断提高自我防护能力。

(3) 认真落实安全技术交底，做好班前安全讲话，不违章指挥，冒险蛮干。

(4) 经常检查班组作业点的安全状况，发现问题及时解决并上报有关领导。

(5) 认真做好新工人的岗位安全教育。

(6) 发生因工伤亡事故，要保护好现场，立即上报有关领导。

9、生产工人

(1) 积极参加各项安全活动，认真学习并严格遵守安全操作规程和其他安全规章制度，服从管理，正确佩戴和使用个人劳保用品，进入施工现场必须戴好安全帽，高处作业系安全带，安全带挂于固定物上。

(2) 认真听取工长的安全技术交底，服从领导指挥，遵章守纪，不违章作业。

(3) 有权拒绝各种违章指挥，并对上级单位和领导人忽视施工人员安全、健康的错误决定和行为提出批评或控告。遇有重大事故隐患或明显的险情有权先停止作业或者采取可能的应急措施后撤离作业场所，并立即报告有关领导。

(4) 学习安全生产知识，增强自我防护意识，提高操作技术水平，积极促进技术革新，提合理化建议，改善作业环境和劳动条件。

(5) 及时反映、处理安全隐患问题，积极参加事故抢救工。

(三) 安全生产组织保证措施

1. 组织施工技术人员在施工前认真学习技术规范、标准、操作规程、工艺流程、施工方案和专项交底措施。使管理人员熟悉图纸，了解设计意图，核对建筑和结构及土建与设备安装专业图纸之间的尺寸是否一致。

2. 编制本模板施工方案，由方案设计师对技术员或施工员进行交底，技术员或施工员对施工班组进行技术交底。

3. 对施工人员进行安全和技术培训，加强班组的技术素质。

4. 脚手架搭设过程中，由安全员负责安全管理，由技术负责人技术指导，施工员进行指挥。施工时应按专项方案施工，不得擅自更改；

5. 脚手架工程的搭设人员必须是经过按现行国家标准《特种作业人员安全技术培训考核管理规定》（国家安全生产监督管理总局令第 30 号）考核合格的专业架子工，上岗人员应定期体检，合格者方可持证上岗。凡患有高血压，心脏病者不得上脚手架操作，进场时检查每一个架子工有无登高架设特种作业上岗证；

6. 搭拆前应有书面安全技术交底，书面交底须履行签字手续；

7. 架体使用前必须经过验收（可分段）合格后挂牌使用，并有验收签字手续；拆除时严格按安全技术操作规程要求进行；

8. 承重支架搭设、验收、拆除必须按有关规定，搭设质量必须由质量检查部门验收。质检部门应配力距扳手一付；

9. 加强对钢管、扣件的管理、检测、维修保养，并落实到人。
10. 施工现场带电线路如无可靠的安全措施，一律不准通过支撑系统的脚手架，非电工不准擅自拉接电线和电器装置。
11. 在支撑系统上进行电、气焊作业时，必须有防火措施和专人看守。
12. 搭拆支撑系统时，地面应设围栏和警戒标志，并派专人看守，严禁非操作人员入内；

第二节 技术措施

（一）安全保证措施

- （1）建立安全施工保证体系，落实安全施工岗位责任制。派安全员专职看守。
- （2）建立健全安全生产责任制，签定安全生产责任书，将目标层层分解落实到人。
- （3）在施工现场显著位置公告危大工程名称、施工时间和具体责任人员，并在危险区域设置安全警示标志。危大工程公示牌可设置在办公室、生活区、施工现场大门口左侧或并列与九牌一图之后，公示牌尺寸根据公示内容而定，不小于 2000*1000，红边宽度不小于 50mm，字体为黑体。
- （4）模架搭设人员必须是经过按现行国家标准《特种作业人员安全技术考核管理规则》(GB5036)考核合格的专业架子工。
- （5）强化安全法制观念，各项工序施工前必须进行书面安全交底，交底双方签字齐全后，交项目安全部检查、存档。
- （6）现场临电设施定期检查，保证临电接地、漏电保护器、开关齐备有效。夜间施工，施工现场及道路上必须有足够的照明，现场必须配置专职电工 24 小时值班。
- （7）落实“安全第一、预防为主、综合治理”的方针，现场内各种安全标牌齐全、醒目，严禁违章作业及指挥。现场危险地区悬挂“危险”或“禁止通行”的明显标志，夜间设红灯警示。对现场安全事故进行综合排查，综合治理，并派专人进行落实及监管，及时做好预防措施，防止安全事故发生。
- （8）搭设人员必须戴安全帽、系安全带、穿防滑鞋。
- （9）在架面上严禁码放材料。严禁上架人员在架面上奔跑、退行。
- （10）作业层上的构配件质量与搭设质量，应符合要求，并按方案进行检查验收，合格后方准使用。
- （11）作业层上的施工荷载符合方案要求，不得超载。
- （12）作业人员在架上的最大作业高度应以可进行正常操作为度，禁止在架板上加垫器物或单块脚手板以增加操作高度。

(13) 在作业中，禁止拆除支撑架的主节点处的纵、横水平杆、纵、横扫地杆。其它杆件确因操作要求需要临时拆除时，必须经主管人员同意，采取相应弥补措施，并在作业完毕后，及时予以恢复。

(14) 工人在架上作业中，应注意自我安全保护和他人的安全，避免发生碰撞、闪失和落物。严禁在架上戏闹和坐在栏杆上等不安全处休息。

(15) 每班工人上架作业时，应先行检查有无影响安全作业的问题存在，在排除和解决后方许开始作业。在作业中发现有不安全的情况和迹象时，应立即停止作业进行检查，解决以后才能恢复正常作业；发现有异常和危险情况时，应立即通知所有架上人员撤离。

(16) 在每步架的作业完成之后，必须将架上剩余物品移至室内；每日收工前应清理架面，垃圾清运出去；在作业期间，应及时清理落入安全网内的材料和物品。在任何情况下，严禁自架上向下抛掷材料物品和倾倒垃圾。

(二) 质量技术保障措施

(1) 全体施工人员都必须严格执行现行的有关质量验收标准和各项规范规定，对全体施工人员进行经常性的质量教育，施工的全过程中要做好质量的检验，检查和评比工作，并且落实逐级技术交底制度。

(2) 工程开工前工地技术负责人应将工程概况，施工方案技术措施及注意事项向全体施工人员进行全面交底。施工员、班组长每天要对工人进行施工要求及技术操作规程的交底和落实教育，做到责任到人。

(3) 建立各项检查制度，做到有章必依，违章必究的原则，确定树立“质量第一，信誉第一”的观念，使得每道工序，每一个环节，从原材料进场把关，现场抽样检查，在施工过程中，绝不能忽视任何一个环节，合理使用材料，并且做到按规范要求施工。

(4) 测量放线时严格控制各轴线的位置和水平标高的测设以及复查工作，各楼层之间的水平标高，垂直度均由仪器引测，并经常对经纬仪、水准仪检验校对。

(5) 认真执行技术交底，各分部高大模板工程施工之前，根据工程特点和施工方案制定具体技术措施，操作工艺流程，工艺标准，质量标准，可能发生的质量原因分析，质量管理控制和保证措施。

(6) 认真做好质量评定，在施工过程中，由技术负责人、质检员会同相关人员进行各分项工程质量的检测和评定工作，防止质量隐患发生。

(7) 严格执行质量检查制度，各分项工程，必须做到“自检、互检、交接检”的三检制度。

（三）文明施工措施

（1）要严格按照有关施工安全操作程序和模板施工说明中的规定执行，电梯井门在每层施工完后，要安装封堵防护门，不得在井筒内操作。

（2）楼板混凝土浇筑时，针对模板支撑架，要设专人看护。随时监测监控模板的挠度、稳定性、倾斜度发生，存在危险性情况下立即通知上面操作人员停止浇筑混凝土并从支撑架上下来到安全地方。检查问题发生处的漏洞及时进行整改。整改后经检查达到安全要求再继续进行本部位施工作业。

（3）施工现场不准吸烟。模板堆放区、木工房、木料堆放区应有完善的防火、灭火措施。

（4）梁、板模板支撑架搭设，自由端高度不得大于 650mm。

（5）模板支撑系统应针对施工现场情况设置水平安全网进行安全防护。

（6）不得在支撑架上堆放木料、模板及其它材料。

（7）对工人进行现场教育，要求工人举止文明，各施工队伍之间团结合作，施工管理人员对工人应平等尊重，整个施工场区营造出一个紧张向上的气象。

（8）施工现场各种材料、机具等按施工现场总平面规划图放置整齐,设标志牌，材料库房的管理也须分类清楚，整洁有序。

（9）施工场地道路畅通，场地四周有排雨水措施。施工道路及施工现场全部硬化及绿化，并经常洒水，保持清洁不起灰尘。

（10）施工现场严禁私拉、乱接线，夜间场地光线明亮。

（11）在电梯间进行模板施工时，必须逐层搭设安全防护平台，层层挂设安全网。电梯门、外墙落地门等处应做好封闭防护。

（12）管道井、吊装孔等水平洞口以及靠近临边的支撑架或模板支架施工时，应注意水平防护网的搭设。可以做硬防护的直接覆盖模板进行封闭。

（13）进入现场必须佩戴安全帽，高空作业必须系安全带。

（四）环境保护措施

（1）噪声的排放符合《GB12523-2011 建筑施工场界噪声限值》达标排放，设专职环保员进行管理。实行在封闭场所作业，如木工棚等；对敏感部位施工前用密目网等进行围挡降噪；用声级计检测。

1) 严格控制施工时间,充分利用沧州市规定的早上至晚上的正常施工时间,合理安排好施工程序,并采取有效措施进行消声。

2) 对人为的施工噪声严格控制,最大限度的减少噪声扰民。

3) 强噪声半成品、成品加工制造尽量安排在车间内完成, 并尽量使用低噪声或有消声降噪设备的施工机械。

4) 执行公司《噪声管理办法》严格控制噪声值, 昼间不超过 70dB, 夜间不超过 55dB。

(2) 扬尘及固体废弃物, 现场目测无尘; 重要运输道路硬化率 100%, 设专职环保员进行管理。水泥库封闭; 施工现场设洗车池; 主要运输道路面硬化; 定时定员洒水降尘。

(3) 有毒有害废弃物排放, 最大限度控制用量, 使排放量最小。设专职环保员进行管理。严格控制用量; 分类堆放、专人负责; 委托有资质的单位处理。

(4) 杜绝重大火灾发生, 施工前必须做书面防火交底, 负责人须签字; 在施工场界内严禁吸烟、严禁乱接电源; 合理控制施工现场及库房存量, 做到随用随进场; 加强施工残液回收, 不得随意倾倒残液; 加强现场的通风, 控制现场挥发浓度。

(五) 季节性施工措施

冬季

(1) 入冬前根据冬季施工方案, 向项目管理人员及施工班组做好技术交底, 提前做好模板支撑搭设准备工作。

(2) 及时掌握当地气象变化, 以便了解当地近期天气情况, 防止寒流突然袭击。

(3) 各租赁站、施工队要提前做好防冻、防寒、防火、防风等技术和物资准备工作。

(4) 冬季施工时, 要采取防滑措施, 大雪、霜冻过后, 支撑架及支撑架材料上要清理干净; 并注意防护各种火源及危险品的存放和保管。

(5) 不得在未经处理的冻结土上搭设支撑架, 必要时冻结土要经过处理, 支撑架基础周围必须设置排水沟。

(6) 遇到六级及以上大风、大雪、强霜冻等, 应立即停止露天搭设作业, 大雪、强霜冻后作业采取防滑措施。

(7) 大雪后及时清理脚手板上的积雪和冻块, 施工区的人行通道应加设防滑条, 各部位应加设牢固, 防止化冻而增加事故。

雨季

(1) 做好汛前和雨季来临前的检查工作, 及时认真整改存在隐患, 做到防患于未然。汛期和雨季来临期间要组织昼夜值班, 做好记录, 密切注意天气预报和暴雨警报。安排好应急疏散通道及安全集结中心。

(2) 雨季来临之前, 加固临时设施, 大标志牌, 临时围墙等处设警告牌; 疏通好施工场地内的下水管道和雨水井, 保证排水畅通, 保证场地雨后不陷、不滑、不泥泞、不存水。

(3) 雨天作业必须设专人看护,存在险情的地方未采取可靠的安全措施之前禁止作业施工。

(4) 检查机械防雷接地装置是否良好,各类机械设备的电气开关应做好防雨准备。大风雷雨天气应切断电源,以免引起火灾或触电伤亡事故。风雨过后,要对现场的临时设施、用电线路等进行全面的检查,当确认安全无误后方可继续施工。

(5) 各区高支模,必须设置避雷装置,且其周围有排水设施。

(6) 机电设施要经常检查接零、接地保护,所有机械棚要搭设严密,防止漏雨,并随时检查漏电装置功能是否灵敏有效。

(7) 脚手架底部地基要做好排水,在基层处理完成后四周设置排水沟。

(8) 浇筑混凝土前,要随时掌握天气预报,尽量避免在雨天进行。现场足够的覆盖材料,要保证新浇筑的混凝土不被雨水冲刷,已喷脱模剂的模板不被雨水冲掉。

(9) 雨后要架体上的脚手板、安全网等做作业前检查。

(10) 模板存放地面要做好排水措施。对各类模板加强防风紧固措施,在临时停放时防止大风失稳。

(11) 雨天不应露天电焊。在潮湿地带作业时,操作人员应站在铺有绝缘物品的地方并穿好绝缘鞋。闸箱防雨漏电接地保护必须灵敏有效。

(六) 重要环境因素管理措施

1、噪声的排放符合《GB12523-2011 建筑施工场界噪声限值》达标排放,设专职环保员进行管理。实行在封闭场所作业,如木工棚等;对敏感部位施工前用密目网等进行围挡降噪;用声级计检测。

(1) 严格控制施工时间,充分利用市规定的早上至晚上的正常施工时间,合理安排好施工程序,并采取有效措施进行消声。

(2) 对人为的施工噪声严格控制,最大限度的减少噪声扰民。

(3) 强噪声半成品、成品加工制造尽量安排在车间内完成,并尽量使用低噪声或有消声降噪设备的施工机械。

(4) 执行公司《噪声管理办法》严格控制噪声值,昼间不超过 70dB,夜间不超过 55dB。

2、扬尘及固体废弃物,现场目测无尘;重要运输道路硬化率 100%,设专职环保员进行管理。水泥库封闭;施工现场设洗车池;主要运输道路面硬化;定时定员洒水降尘。

3、有毒有害废弃物排放,最大限度控制用量,使排放量最小。设专职环保员进行管理。严格控制用量;分类堆放、专人负责;委托有资质的单位处理。

4、杜绝重大火灾发生，施工前必须做书面防火交底，负责人须签字；在施工场界内严禁吸烟、严禁乱接电源；合理控制施工现场及库房存量，做到随用随进场；加强施工残液回收，不得随意倾倒残液；加强现场的通风，控制现场挥发浓度。

（七）预防坍塌事故安全技术措施

1、模板作业前，根据设计要求、施工工艺、作业条件及周边环境编制专项施工方案，经单位负责人审批签字，有关部门验收合格签字后，方可作业。

2、模板作业时，支撑系统采用钢管和钢扣件，不得使用严重锈蚀、变形、断裂、脱焊、螺栓松动的钢管和钢扣件。支撑立杆基础应坚固稳定，并经承载力验算合格。支撑立杆底部应加设满足支撑承载力要求的垫板。剪刀撑和立杆应牢固连接，形成整体。

3、模板作业时，指定专人指挥、监护，出现位移时，必须立即停止施工，将作业人员撤离作业现场，待险情排除后，方可继续作业。

4、堆放模板时，严格控制数量、重量，防止超载。堆放数量较多时，应对架体进行加固。

5、楼面模板，在下班时对已铺好而来不及钉牢的模板要拿起稳妥堆放，以防坍塌事故发生。

6、安装外围柱、梁、板模板，应先搭设支撑架，并挂好安全网，支撑架搭设高度要高于施工作业面至少 1.5m。

7、拆模间歇时，应将已活动的模板、拉杆、支撑等固定牢固，严防突然掉落、倒塌伤人。

（八）预防高空坠落事故安全技术措施

1、架子搭设组装完成后，必须经公司相关部门人员及项目安全员、技术负责人、工长对其进行验收，经检查验收合格后填写验收单，经技术负责人、安全员签字后方可投入使用。架子未经检查验收严禁其他人员攀登，验收合格后任何人不得擅自拆改，需做局部拆改时，须经施工技术负责人同意，由架子工进行整改。

2、所有高处作业人员应学习高处作业安全知识及安全操作规程，工人上岗前应依据有关规定接受专门的安全技术交底，并办好签字手续。特种高处作业人员应持证上岗。

3、项目部应按类别，有针对性地将各类安全警示标志悬挂于施工现场各相应部位。

4、高处作业人员应经过体检，合格后方可上岗。对身体不适或上岗前喝过酒的工人不准上岗作业。施工现场项目部应为作业人员提供合格的安全帽、安全带等必备的安全防护用具。

5、安全带使用前必须经过严格检查，合格后方可使用。作业人员应按规定正确佩戴和使用安全带。安全带的系扣点应就高不就低，扣环应悬挂在腰部的上方，并要注意带子不能与锋利或毛刺的地方接触，以防摩擦割断。

6、支、拆模板时应保证作业人员有可靠立足点，作业面应按规定设置安全防护设施。模板及其支撑体系的施工荷载应均匀，并不得超过设计允许荷载。

7、已支好模板的楼层四周必须用临时护栏围好，护栏要牢固可靠，护栏高度不低于 1.5m，然后在护栏上再铺一层密目安全网。

8、浇筑混凝土时应派专人检查模板支撑有无松动、倾斜、弯曲变形、位移等情况，发现问题应立即停止混凝土浇筑，并即刻进行加固整改。

9、混凝土泵管应用支架垫固放在梁上，不得直接与楼板接触。

（九）班前安全活动措施

1、班前安全活动要求

（1）项目部及各施工班组都要做班前活动。

（2）班组安全活动必须有专用记录本，安全员及班组长要认真搞好项目部及班组的每天活动记录。

（3）项目安全管理人员应将每天班前的安全作业条件检查情况及时向班组施工人员交待和部署。并要逐项记录到安全活动记录中，同时也应把安全技术交底有关的其他事项记录到安全活动记录中，并向班组人员进行交底。

（4）班前安全活动记录应当细致填写，注意保存，用完或工程竣工之时，移交给安全管理资料员统一保存，以备查用。

2、班前安全活动内容

（1）每个项目施工前，工地负责人应向施工班组进行安全技术交底，并讲述有关须知。

（2）班组长必须天天在持证前进行详细的安全作业检查。

（3）对检查出的较大隐患应立即通知管理部门盲点进行整改。

（4）应参加与本组施工安全有关防护设施的验收。

（5）班组长自身不得违章指挥，告诫班组人员不得违章作业。

（十）其他安全措施

1、扣件、架管等刷油保养时，地面应有接油盒，防止污染地面。

2、所有架子在装、拆过程中，下方必须设安全禁区，围挡范围距操作点中心半径 $>20m$ ，并设专人看管，严禁其他人员穿行。

3、所有操作人员必须戴好安全带，安全带应挂在牢固的物件上。加强操作人员安全教育和安全防护意识，严格按操作规程进行操作，搞好自身的安全防护工作，严禁违章操作，做好“四口五临边”和作业面安全防护工作。

4、遇5级以上大风及雨、雪天气要停止操作，大风及雨后要及时检查和加固各连接部位，搞好防风、防滑工作，保证施工安全。

5、架子在使用过程中应保持整洁，不许随意堆放工具、材料等物品。

6、在进行模板安装时，模板的支、拆、起吊严禁碰撞钢管架。钢管架在拆除前认真检查并清除零散物品。拆除顺序先上后下，先外后内，逐段进行。

7、搞好安全文明施工和成品保护工作，在搭拆架子过程中材料不得集中堆放，对混凝土柱面及阴阳角要注意保护。材料要分类分规格一头齐码放整齐扣件等零散物品要装袋存放。

（十一）临时用电安全技术措施

（1）防雷

根据规范要求，施工现场内大型机械设备、正在施工的金属结构，在相邻建筑物、构筑物等设施的防雷装置接闪器的保护范围以外时，需要对设备进行做防雷。

机械设备或设施的防雷引下线可利用该设备或设施的金属结构体，但应保证电气连接。机械设备上的避雷针（接闪器）长度应为1~2m。

东莞市的平均雷暴日为24.2天，需要重视防雷接地接错，拟采用壁厚3.5mm，长250cm的扁铁作为接地体。防雷接地的同时，PE线必须同时作重复接地，重复接地和防雷接地共用同一组接地体，保证接地阻值不大于10欧姆。

（2）防护措施

1) 接地及接零

保护接零：在总配电箱处做工作接地并引出保护零线，各种箱体以及箱内电器正常不带电金属底座、外壳等做保护接零，保护零线经过接线端子板连接。

保护接地：对于整个系统，各机械设备除做保护接零外，还要做重复接地，另外各二级配电箱也做了重复接地，保证接地电阻都不大于10欧，以稳定整个系统零线电位。

严禁将保护接零与工作零线混用。

2) 安全电压

在照明灯具安装高度小于2.5m、潮湿、易触及带电体场所内照明采用36V的安全电压。照明灯具以及发热、产生电火花的电器设备，在安装、使用过程中都不允许与易燃物靠近，应保持一定的距离。

3) 操作与维修人员

项目临时用电施工和维修人员是经过培训且有上岗证。电工每天对线路进行检查，发现问题及时整改或反映给机电管理人员。使用设备时按规定穿戴和配备防护用品，检查电气装

置和保护设施，设备完好后方可运转，严禁设备带病运行。每台设备定机定人，设备停用时必须拉闸断电，锁好开关箱。

4) 电气设备的使用与维护

施工现场的所有配电箱每天进行巡视，填写巡查记录，每周一次安全检查，维修时必须将其前一级相应的电源开关分闸断电，并悬挂停电标志牌。

5) 电缆的防护

电缆埋设要有标示，在潮湿场所或埋地非电缆配线必须穿管敷设，管口密封。

(3) 其他管理要求

施工现场应按照临时用电平面布置图施工，如现场临时用电布置调整时，绘制调整后的临时用电平面布置图。

建立技术交底制度。向专业电工、用电人员进行施工用电施工方案交底。完成技术交底文字资料的交底人和被交底人签字手续，注明交底日期。

建立安全用电责任制，对临时用电工程线路和设备的监护、维护分片落实到维护责任人。

项目部与分包单位必须订立临时用电管理协议，明确相关责任。项目部必须按照规定落实对分包单位的用电设施和日常施工的监督管理。

建立安全检测制度。电工使用的安全用具应检测合格。并定期对配电设施、接地装置进行检测。检测的主要内容：接地电阻值；电气设备绝缘电阻值，漏电保护器动作参数，并做好检测记录，其检测值应符合有关规定。

建立电气维修制度。加强日常和定期维修，及时发现和消除隐患，建立维修记录，记录维修时间、地点、设备、维修内容、技术措施、处理结果、维修人员。

建立安全教育培训制度。定期对专业电工和用电人员进行用电安全教育和培训，禁止无电气特种操作证人员单独上岗进行维修工作。

(4) 电气防火措施

1) 建立易燃、易爆和强腐蚀介质的管理制度。

2) 建立电器防火责任制，加强电器防火重点场所烟火控制，设禁火标牌。

3) 建立电器防火教育制度，要经常开展电器防火知识的宣传教育，特别是加强对民工的安全用电教育。

4) 严格执行用火证制度，动火周围不得存放易燃易爆物体且备好防火设备。

5) 定期开展电器防火专项检查或同平时防火检查结合起来开展工作。

6) 配电箱、开关箱内严禁存放杂物及易燃物品。

7) 现场的总配电房、分配电箱、对焊机工作房等应配置灭火器、砂袋等灭火设施；灭火

器应设专人定期检查，确保有效。

8) 严格按照规定选用与电器设备的用电负荷相匹配的开关、电器，导线规格也要与负载匹配；照明灯具以及发热、产生电火花的电器设备，从安装、使用过程中都不允许与易燃物靠近，应保持一定的距离。

第三节 监测措施

（一）监测内容

1、班组日常进行安全检查，项目部每周进行安全检查，公司每季度进行安全检查，所有安全检查记录必须形成书面材料。

2、超限模板支撑架日常检查，巡查重点部位：

- （1）杆件的设置和连接、连墙件、支撑、剪刀撑等构件是否符合要求；
- （2）底座是否松动，立杆是否悬空；
- （3）连接扣件是否松动；

3、支撑架变形观测

混凝土浇筑完成时；在浇筑混凝土过程中应派专人进行实施实时观测，若发现突变或位移量增大时应及时将观测数据上报有关部门和领导。并及时采取相应加固措施。

（二）监测方法

1、水准仪+钢尺一套：标称精度 2mm；线锤 2 个；测量人员：2 人。

2、测点布置

监测点的布置分为基准点与位移监测点，其中基准点的位置，对水平位移监测起到决定性的作用，位于监测区域以外，便于观测、不易破坏、土质坚实。可利用现场内设置的水平位移基准点；

监测点应设置在支架监测点布设应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。监测点在每次所浇模架周边布点，每个断面设顶部与底部两个测点，浇筑时不得在模架内观测和布点，支架立杆上端的点位采用挂钢丝垂球作检测点的办法，上端固定，下端不落地不固定，利用经纬仪观测，观察点设置详施工附图。

3、观测阶段

采用水准仪在模板面测设水平标准（基准）点，在混凝土浇筑到一定区域时，立即对已施工完成的区域水平标准点比对原始基准点，一旦发现水平标准点有下沉现象，应立即停止

浇筑混凝土。查明原因后，方可继续进行浇筑混凝土。另在沉降观测过程中，每一次观测均找测量监理工程师抽检，并将观测结果报监理工程师认可同意。

（三）监测设备

序号	仪器名称	数量	备注
1	Topcon-601 全站仪	1	
2	T2 经纬仪	2	
3	Na-20 水准仪	2	

（四）监测人员

单位	部门名称	人员	备注
总包	工程部	测量员	2 名

（五）监测频率

支撑架变形观测共分三个阶段：

- （1）支撑架搭设好以及未上模板钢筋时，频率为每天一次；
- （2）模板铺设完成以及钢筋绑扎完成时，频率为每天一次；
- （3）浇筑前观测二次；浇筑时，每隔 30 分钟观测一次。
- （4）浇筑完成后结束监测。

（六）监测允许值及预警值

- （1）监测项目：水平位移
- （2）监测预警值：

限 值	
模板支撑架挠度	模板构件跨度的 1/400

（七）安全巡查

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；

日常检查重点部位：

- （1）杆件的设置和连接、扫地杆、支撑、剪刀撑等构件是否符合要求。
- （2）连接扣件是否松动。

- (3) 垂直度偏差是否超出规范要求。
- (4) 施工过程中是否有超载的现象。
- (5) 安全防护措施是否符合规范要求。
- (6) 支撑架体和架体杆件是否有变形的现象。

(八) 处理措施

浇筑过程中，由监测人员随时观测架体变形。发现隐患，立即停工整改，隐患消除后再施工。

监测数据接近或达到报警值时，应组织有关各方立即采取应急或抢险措施，同时须按项目经理部应急响应流程图向有关部门报告。

(九) 监测结果的反馈

在现场监测数据经检查无误后形成监测报表。监测成果当天提交给业主、监理及其它有关单位。现场监测人员分析监测数据及累计数据变化规律，并经监测组负责人审核无误后提交正式报告。正式报告宜包含监测方案、变形记录、监测分析及结论。同事根据相关单位要求提供监测阶段报告，并附带变化曲线汇总图；监测工程结束后一个月内提供监测总结报告。

第四节 专项施工方案严重缺陷清单自查表（试行）

专项施工方案严重缺陷清单自查表（试行）

项目名称：常平镇电子元器件生产项目

方案名称：高大模板安全专项施工方案

编制日期：

序号	分类	专项施工方案严重缺陷情形	对应页码	自查情况	备注
—	通用条款	1. 无工程及周边环境情况描述。	P1-7	符合要求	
		2. 无施工风险辨识、风险分级及相应的风险管控措施。	P7-11	符合要求	
		3. 无施工现场布置图和资源配置计划表。	P3、15-17	符合要求	
		4. 施工工艺技术不满足设计和现场实际情况。	P18-48	符合要求	
		5. 无施工安全保证措施（含组织保障措施、技术保障措施、监测监控措施）。	P49-62	符合要求	

		6. 无施工管理及作业人员配备和分工、安全职责（含施工管理人员、专职安全生产管理人员、建筑施工特种作业人员和其他作业人员）。	P63-84	符合要求	
		7. 无关键工序检验与验收要求。	P85-97	符合要求	
		8. 无应急处置措施。	P98-110	符合要求	
		9. 设计和计算不符合强制性规范要求。	P111-208	符合要求	
		10. 无相关施工图纸。	后附图	符合要求	
		11. 采用禁止使用的施工工艺、设备和材料。		不涉及	
		12. 涉及有限空间作业，无通风、有害和可燃气体检测、专人监护等相应安全技术措施。		不涉及	
		13. 涉及地下水，无地下水控制措施。		不涉及	
		14. 涉及高空作业，无防高坠安全技术措施。	P59	符合要求	
		15. 涉及临时用电，无临时施工用电安全技术措施。	P60-62	符合要求	
		16. 涉及因建设工程施工可能造成损害的毗邻建筑物、构筑物、道路及地下管线等，无专项防护措施。		不涉及	
		17. 存在其他重大施工安全风险，但无针对性施工安全保证措施。		不涉及	
二	基坑工程	1. 未明确土方开挖施工工艺。		不涉及	实施前编制专项施工方案
		2. 无支护体系施工工艺及要求。		不涉及	
		3. 地下水位之下施工锚杆，无防漏水漏砂措施。		不涉及	
		4. 支撑结构与围护结构未实现有效连接。		不涉及	
		5. 未明确支撑工程拆撑条件及拆撑顺序。		不涉及	
三	模板及支撑体系工程	1. 爬模无附着支撑、承载体设计。		不涉及	实施前编制专项施工方案
		2. 滑模无支撑节点构造设计。		不涉及	
		3. 滑模施工无混凝土强度保证及监测措施。		不涉及	
		4. 支撑架基础存在沉陷、坍塌、滑移风险，无防范措施。		不涉及	
		5. 高宽比大于3的独立支撑架无架体稳定构造措施。		不涉及	
		6. 模板及支撑体系未明确安装、拆除顺序及安全保证措施。	P25-35	符合要求	

四	起重 吊装 及安 装拆 卸工 程	1. 采用汽车起重机或流动式起重机, 未明确站车位置和行走路线, 未对支撑面、行走路线的平整度、承载能力进行验算。			实施前 编制专 项施工 方案
		2. 借用既有建筑结构的, 未对既有建筑的承载能力进行验算。			
		3. 未进行起重机械的选择计算、未明确吊装工艺 (至少应包含施工工艺、吊装参数表、机具、吊点及加固、工艺图)。			
		4. 架桥机架梁工程, 未对纵、横向的稳定性进行校核, 未明确支腿的稳固措施。			
		5. 起重机械作业安全距离不满足规范要求, 覆盖人员密集场所无有效措施。			
		6. 多机联合起重工程, 未对荷载分配和起重能力进行校核, 无多机协调作业的安全技术措施。			
		7. 对构件翻身、空中姿态控制、夺吊、递吊等关键环节要求较高的操作技能和配合协调指挥, 无工艺描述。			
		8. 未对刚性较差的被吊物吊装工况进行力学验算。			
		9. 无吊具、索具安全使用说明和起重能力的验算。			
		10. 起重机械安装、拆除专项方案中未明确安装拆除方法。			
		11. 现场制作吊耳的, 未对吊耳承载能力进行验算。			
五	脚手 架工 程	1. 脚手架基础或附着结构不满足承载力要求。			实施前 编制专 项施工 方案
		2. 高度超过 50 米落地脚手架及高度超过 20 米悬挑脚手架无架体卸荷措施。			
		3. 吊挂平台操作架及索网式脚手架工程无搭设和拆除的施工工序设计。			
		4. 非标准吊篮无构件规格、材质、连接螺栓、焊缝及连接板的设计要求。			
		5. 附着式升降脚手架架体悬臂高度超规范且无加强措施。			
六	拆除 工程	1. 施工场区存在需要保护的结构、管线、设施和树木但无相应的安全技术措施。		不涉及	实施前 编制专 项施工
		2. 无拆除施工作业顺序安排和主要拆除方法。		不涉及	

		3. 影响保留部分结构安全的局部拆除无先加固或者支撑措施。		不涉及	方案
		4. 无拆除吊运和拆除作业平台（装置、结构、场地）设计或设置。		不涉及	
		5. 采用机械破碎缺口定向倾倒拆除高耸构筑物或者爆破拆除时无预估塌散范围、减振、控制飞散物等安全技术措施。		不涉及	
七	暗挖工程	1. 矿山法施工，无超前预支护施工的技术参数。		不涉及	
		2. 马头门处无加固措施及开洞顺序。		不涉及	
		3. 无土方开挖与支护结构施工步序图。		不涉及	
		4. 无拆除临时支撑的安全技术措施。		不涉及	
		5. 风险较高的区段（仰挖、俯挖、转弯、挑高、扩宽、平顶直墙、邻近工程等），无施作方法及其安全技术措施。		不涉及	
		6. 无盾构设备选型及适应性、可靠性评估。		不涉及	
		7. 无盾构始发与接收的安全技术措施。		不涉及	
		8. 盾构穿越特殊地段的掘进无安全技术措施。		不涉及	
		9. 盾构开仓作业或临时停机，无开挖面稳定和周边环境保护的安全技术措施。		不涉及	
		10. 无顶管设备选型及适应性评估。		不涉及	
		11. 无顶管始发与接收的安全技术措施。		不涉及	
八	建筑幕墙安装工程	1. 无型钢悬挑梁、U型环和锚固螺栓的规格型号。		不涉及	
		2. 非标吊篮无构件规格、材质、连接螺栓、焊缝及连接板设计要求。		不涉及	
		3. 无相关运输设备及设施（轨道吊、轨道吊篮、小吊车、炮车、卸料平台等）的构件规格型号。		不涉及	
		4. 无材料运输、安装设备运输安装工艺。		不涉及	
		5. 采用轨道吊篮时，无吊篮与环轨连接构造；无缆风绳稳固措施。		不涉及	
		6. 同一立面内交叉作业，无安全技术措施。		不涉及	
九	人工挖孔桩工程	1. 无混凝土护壁施工工序。		不涉及	
		2. 开挖范围内有易塌方地层，无防塌方措施。		不涉及	
		3. 孔底扩孔部位无防塌落措施。		不涉及	
		4. 无防止物体打击措施。		不涉及	

		5. 相邻挖孔桩之间无挖孔和灌注混凝土间隔施工的工序安排。		不涉及	
十	钢结构安装工程	1. 无起重设备吊装工况分析及未明确起重设备站位和行走路线图。		不涉及	实施前编制专项施工方案
		2. 无吊具、索具安全使用说明和起重能力的验算。		不涉及	
		3. 对支承流动式起重设备的地面和楼面,尤其是支承面处于边坡或临近边坡时,未对支承面及行走路线的承载能力进行确认,未采取相关安全技术措施。		不涉及	
		4. 对未形成稳定单元体系的安装流水段或结构单元,未及时采取相应的安全技术措施。		不涉及	
		5. 对吊装易变形失稳的构件或吊装单元,未采取防变形措施。		不涉及	
		6. 对被提升、顶升、平移(滑移)或转体的结构,未进行相关的工况分析或采取相应的工艺措施。		不涉及	
		7. 无临时支承结构(含承重脚手架)搭设和拆除施工工艺。		不涉及	
		8. 采用双机抬吊或多机联合起升的,未对荷载分配和额定起重能力进行校核,无双机或多机协调起重作业的安全技术措施。		不涉及	
		9. 无索结构安装张拉力控制标准。		不涉及	
备注:	1. 本表由项目负责自查填报,执行一方案一表格机制; 2. 本表中自查情况填报“符合要求”或“不涉及”,有特殊情况请在备注中说明。 3. 本表填报后应经项目负责人或项目技术负责人审查并出具意见,签字盖项目章后作为方案评审附件上传。				
项目负责人或项目技术负责人审查意见			项目负责人或项目技术负责人(签字、盖项目章)		

第六章 施工及作业人员备和分工

第一节 管理人员组织与岗位职责

（一）管理人员配置

为完成本工程，公司设立项目部，管理人员配置如下表：

序号	职务	人员	联系电话	备注
1	项目负责人	钟常梅	13728387712	
2	项目技术负责人	林志昂	13542660989	
3	专业质量检查员	林佰超	15987981818	
4	施工员	梁家辉	13829277616	
5	施工员	梁周祥	13680573198	
6	资料员	陈德强	15999897002	
7	专职安全员	项国栋	13712363386	
8	专职安全员	孟鼎鼎	13580868432	
9	材料员	陈树妹	13538365355	

其余相关特种作业人员详见后附件。

（二）岗位及部门职责

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

1、项目经理

- 1) 负责贯彻执行国家及上级主管部门有关法律、法规政策和标准及企业的各项规章制度。
- 2) 负责项目施工的工程生产、质量及安全管理工作，并负责组织推进项目实施公司职业健康安全管理体系、质量管理体系、环境管理体系。
- 3) 负责项目施工的成本控制，并负责项目工程款的追收工作。
- 4) 负责组织开展创建安全文明工地活动，并负责协调综合治理工作。
- 5) 负责项目施工的进度监控。
- 6) 负责项目各岗位协调工作。

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

2、技术负责人

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

3) 负责组织分部分项工程的评定验收及工程竣工验收前的自检，并审核工程竣工资料。

4) 负责主持项目现场的计量工作管理。

5) 负责组织建立项目现场的管理资料。

3、施工员

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

2) 负责解决施工图纸及实际施工的技术接口和提出变更要求。

3) 负责项目工程的测量和放线工作。

4) 了解公司环保及职业健康安全管理方针、程序文件有关内容。

4、安全员和质检员

1) 具体负责项目现场有关质量、安全的管理工作。

2) 负责参与项目工程及关键部位和特殊工序的质安措施的编制和研讨。

- 3) 负责项目工程施工质量的分项工程质量核定工作。
- 4) 负责办理工序的质量核定。
- 5) 负责协助组织项目现场的周检和竣工工程的质量自检工作。
- 6) 负责参与工程质量事故、工伤事故的调查处理工作，并负责项目工程有关质量、工伤报表的报送工作。
- 7) 负责计量管理的具体工作。
- 8) 负责现场材料进货检验和过程检验的监控。
- 9) 负责组织建立项目现场有关安全、文明施工、消防等方面管理资料。
- 10) 组织落实人员实施安全技术方案，在实施中给予指导、把关，并负责组织相关人员每半月进行安全检查，对查出的隐患填写《安全隐患整改通知单》。
- 11) 针对定期、不定期检查发现的环境方面的不符合项，填写《纠正措施计划表》。

(三) 专职安全人员

岗位名称	姓名	岗 位 责 任
安全员	孟鼎鼎 项国栋	监督实施安全技术措施和安全技术交底情况。认真做好内部专业队和劳务队人员上岗教育。督促与检查危险物品的安全管理和使用。认真做好安全台账资料记录和归档。对特种作业人员持证上岗情况进行检查，定期对防护、脚手架、临电、机械进行安全检查，对发现的问题下发整改通知单并限期整改。

(四) 管理人员资质证书

使用有效期: 2025年11月04日
- 2026年05月03日

中华人民共和国一级建造师注册证书

姓 名: 钟常梅

性 别: 女

出生日期: 1978年11月07日

注册编号: 浙1332021202205347

聘用企业: 中鑫建设集团有限公司

注册专业: 建筑工程(有效期: 2025-10-17至2028-10-16)





请登录中国建造师网
微信公众号扫一扫查询

钟常梅

个人签名: 钟常梅

签名日期: 2025.11.4



中华人民共和国
住房和城乡建设部
行政审批专用章

签发日期: 2025年11月15日

项目负责人一建证件

建筑施工企业项目负责人
安全生产考核合格证书

编号：浙建安B(2023)3400015

姓 名： 钟常梅
 性 别： 女
 出生年月： 1978年11月
 企业名称： 中鑫建设集团有限公司
 职 务： 项目负责人（项目经理）
 初次领证日期： 2021年10月09日
 有效 期： 2024年08月05日 至 2027年10月08日



发证机关：浙江省住房和城乡建设厅

发证日期：2024年08月05日



中华人民共和国住房和城乡建设部 监制

项目负责人安全生产合格证

梁周祥 同志于 2023 年 07月21日至 2023 年08月09日 参加住房和城乡建设领域专业技术 管理人员 施工员（土建）职业 培训，经考核成绩合格，特发此证。



姓 名 梁周祥
身份证号 441723197610034257
证书编号 2301010100199298
工作单位 中鑫建设集团有限公司



2023 年 08 月 13 日
有效期止：2026 年 08 月 13 日

施工员

建筑施工企业综合类专职安全生产管理人员

安全生产考核合格证书

编号：浙建安C3(2024)6401302

姓 名： 孟鼎鼎
 性 别： 男
 出 生 年 月： 1985年03月
 企 业 名 称： 中鑫建设集团有限公司
 职 务： 专职安全生产管理人员
 初次领证日期： 2024年06月26日
 有 效 期： 2024年06月26日 至 2027年06月25日



发证机关：浙江省住房和城乡建设厅

发证日期：2024年06月26日



中华人民共和国住房和城乡建设部 监制

安全管理人员

建筑施工企业综合类专职安全生产管理人员
安全生产考核合格证书

编号：浙建安C3(2023)6405648

姓名：项国栋
性别：男
出生年月：1975年06月
企业名称：中鑫建设集团有限公司
职务：专职安全生产管理人员
初次领证日期：2023年10月26日
有效期：2023年10月26日 至 2026年09月14日



发证机关：浙江省住房和城乡建设厅
发证日期：2023年10月26日



中华人民共和国住房和城乡建设部 监制

安全员



资料员



质量员

陈树妹 同志于 2023 年 07月 21日至 2023 年 08月 09日 参加住房和城乡建设领域专业技术 管理人员 材料员 职业 培训，经考核成绩合格，特发此证。

姓名 陈树妹
身份证号 441723198104092424
证书编号 2301040000195410
工作单位 中鑫建设集团有限公司

发证单位 2023 年 08月 12日
有效期至: 2026 年 08月 12日

材料员

第二节 特种作业人员

（一）特种人员配置

序号	姓名	岗位职责
1	魏峰	<p>(1) 遵守各项规章制度，遵守劳动纪律和职业道德，不违章作业。</p> <p>(2) 上岗必须按规定穿戴劳保用品，保证岗位安全防护装置及设施齐全、灵敏、有效。</p> <p>(3) 负责本岗所用机械设备的安全检查，保护作业环境整洁，搞好文明生产。</p> <p>(4) 熟练掌握架子工安全操作技能和故障排除方法，按规定巡回检查，不断进行危险和环境因素识别，并采取措施使其削减至最低限度。发生事故时，立即如实向上级汇报，并采取控制措施。</p> <p>(5) 架子搭设多人作业时协同配合，共同搞好安全生产。有权拒绝违章指令，对他人违章作业要劝阻和制止。</p>
2	魏志泉	
3	吴立凯	
4	罗天平	
5	石永章	
6		
7		
8		

注：特种人员为拟定人员，实际作业人员应以后期进场为准。

（二）特种人员资质证书

建筑施工特种作业操作资格证书

编号：粤S012023044066

姓 名： 魏峰

性 别： 男

操作类别： 建筑电工

初次领证日期： 2023年05月18日

有效 期： 2025年04月03日至 2027年05月17日



仅供全国工程质量安全监管信息平台信息公开使用



发证机关：广东省住房和城乡建设厅

发证日期：2023年04月03日



中华人民共和国住房和城乡建设部 监制

建筑电工

建筑施工特种作业操作资格证书

编号：粤S012023023773

姓 名：魏志泉
性 别：男
操 作 类 别：建筑电工



初次领证日期：2015年02月04日

有 效 期：2024年12月19日 至 2027年02月03日

全国工程质量安全监管信息平台
信息公开使用



发证机关：广东省住房和城乡建设厅

发证日期：2024年12月19日



中华人民共和国住房和城乡建设部 监制

建筑电工

中华人民共和国特种作业操作证

档案编码: A44170044324011245



备注: 本证书应于2027-11-04前进行复审

本电子证书和实体证书具有同等法律效力。

建筑焊工

中华人民共和国特种作业操作证

档案编号: A45070045324005258



本电子证书和实体证书具有同等法律效力。

建筑焊工

建筑施工特种作业操作资格证书

编号：粤S022023208613

姓 名： 罗天平

性 别： 男

操 作 类 别： 普通脚手架建筑架子工



初次领证日期： 2023年09月20日

有 效 期： 2025年09月20日 至 2023年09月19日

仅供全国工程质量安全监管信息平台
信息公开使用



发证机关：广东省住房和城乡建设厅

发证日期：2023年09月20日



中华人民共和国住房和城乡建设部 监制

特种作业架子工

建筑施工特种作业操作资格证书

编号：粤N022023092061

姓 名：毛贵伟

性 别：男

操 作 类 别：普通脚手架建筑架子工



初次领证日期：2022年08月18日

有 效 期：2024年06月17日 至 2026年08月17日



发证机关：广东省住房和城乡建设厅

发证日期：2024年06月17日



中华人民共和国住房和城乡建设部 监制

特种作业架子工

第七章 验收要求

第一节 检查与验收

1 检查与验收

(1) 地基与基础检查与验收

1.1 模板支撑架的地基与基础必须结合搭设场地条件、承担荷载及搭设高度综合考虑，应按《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB50202 的有关规定进行。

1.2 立杆底部应设置可调底座，地基应采取压实、铺设块石或浇筑混凝土垫层等加固措施，防止不地基承载力验算的要求。均匀沉陷，也可在立杆底部垫设垫板，垫板的长度不宜少于 2 跨。

1.3 模板支撑架立杆基础验收合格后，应按专项施工方案的要求进行放线、定位，方可搭设。

(2) 构配件检查与验收

2.1 对进入现场的模板文撑架构配件的检查与验收应符合下列规定：

- 1) 应有钢管脚手架产品标识及产品质量合格证；
- 2) 应有钢脚手架产品主要技术参数及产品使用说明书；
- 3) 钢管表面应平直光滑，不应有裂缝、结疤、分层、错位、硬弯、毛刺、压痕和深的划道；
- 4) 钢管外径及壁厚偏差，应符合本规程表 3.2.2 的规定；
- 5) 钢管应涂有防锈漆。
- 6) 当对支架质量有疑问时，应进行质量抽检和试验。

2.2 在施工现场每使用一个安装拆除周期，应对钢管脚手架构配件采用目测、尺量的方法检查一次。锈蚀深度检查时，应在锈蚀严重的钢管中抽取三根，在每根锈蚀严重的部位横向截断取样检查，当锈蚀深度超过规定值时不得使用。

2.3 盘扣高度及厚度偏差，应符合本规程表 3.2.2 的规定。

2.4 水平杆端接头厚度及长度偏差，应符合本规程表 3.2.2 的规定。

2.5 可调螺杆的检查应符合下列规定：

- 1) 应有产品质量合格证和质量检验报告；
- 2) 托座板厚不应小于 6mm，变形不应大于 1mm；
- 3) 严禁使用有裂缝的托座、底座、调位螺母等。

(3) 模板支撑架的检查与验收

3.1 搭设前，对模板支撑架的地基与基础应进行检查，经验收合格后方可搭设。

3.2 承插型盘扣式钢管脚手架每搭设完 6m~8m 高度、搭设完毕后；满堂脚手架、模板支撑架每搭设 4 步高度、搭设完毕，应对搭设质量及安全进行一次检查，经检验合格后方可交付使用或继续搭设。

3.3 在模板支撑架搭设质量验收时，应具备下列文件：

- 1) 按要求编制的专项施工方案；
- 2) 钢管架体构配件与材料质量的检验记录；
- 3) 安全技术交底及搭设质量检验记录；
- 4) 模板支撑架的施工验收报告。

3.4 模板支撑架的验收，除应坚持验收文件外，还应对搭设质量进行现场核验在对搭设质量进行全面检查的基础上，对下列项目应进行重点检验：

1) 基础应符合设计要求，并应平整坚实，立杆与基础间应无松动、悬空现象，底座、支垫应符合规定：

2) 搭设的架体三维尺寸应符合设计要求，搭设方法和钢管剪刀撑等设置应符合本规程规定；

3) 可调托座和可调底座伸出水平杆的悬臂长度应符合设计限定要求：

4) 杆件的设置和连接，连墙件、文撑、门洞桁架等的构造应符合本规程和专项施工方案要求；

5) 水平杆端接头与立杆盘扣应击紧至所需插入深度的要求：

6) 连墙件设置应符合设计要求，应与主体结构、架体可靠连接；

7) 外侧安全立网、内侧层间水平网的张挂及防护栏杆的设置应齐全、牢固：

8) 周转使用的架体构配件使用前应作外观检查，并应作记录：

9) 搭设的施工记录和质量校查记录应及时、齐全。

3.5 模板支撑架在使用过程中应进行日常检查，发现问题应及时处理，下列项目应进行检查：

1) 盘扣、水平杆端接头、连墙件应无松动，架体应无明显变形：

2) 地基应无积水，垫板及底座应无松动，立杆应无悬空：

3) 安全防护措施应符合本规程要求：

4) 应无超载使用。

3.6 模板文撑架在使用过程中遇到下列情况时，应进行检查，确认安全后方可继续使用：

- 1) 遇有五级及以上强风或大雨后:
- 2) 停用超过一个月:
- 3) 架体遭受外力撞击等作用:
- 4) 架体部分拆除:
- 5) 其他特殊情况。

3.7 满堂脚手架与模板支撑架在施加荷载或浇筑混凝土时, 应设专人看护检查, 发现异常情况应及时处理。

3.8 模板支撑架在拆除前, 应检查架体构造、连墙件设置、节点连接, 当发现有连墙件、剪刀撑等加固杆件缺少、架体倾斜失稳或立杆悬空情况时, 对架体应先行加固后再拆除。

3.9 模板支撑架在拆除前, 应检查架体各部位的连接构造、加固件的设置, 应明确拆除顺序和拆除方法。

3.10 在拆除作业前, 对拆除作业场地及周围环境应进行检查, 拆除作业区内应无障碍物, 作业场地临近的输电线路等设施应采取防护措施。

3.11 模板支撑架验收后应形成记录, 记录表应符合本规程附录的要求。

第二节 验收程序

脚手架的检查与验收由项目经理组织, 项目组其他人员参与, 同时邀请项目总监、专业监理工程师参与, 按照技术规范、施工方案、技术交底等有关技术文件, 对脚手架进行分段验收, 在确认符合要求后, 方可投入使用。

第三节 验收内容

1、材料构配件及质量

(1) 进场产品应有质量合格证、主要技术参数使用说明书。

(2) 应对进入现场的盘扣构配件全数外观检查, 对管径、构件壁厚等抽样核查, 检测合格之后, 才能应用到工程中。

(3) 如有必要可对盘扣构配件进行质量抽检和复试。

2、搭设场地及架体基础完工后

验收基础及楼面平整度、承载力、排水、底座或木板等; 立杆与基础间应无松动, 悬空现象, 底座、支垫、扫地杆高度应符合规定。

3、阶段搭设及搭设高度达到设计高度后和混凝土浇筑前

搭设的架体应符合规范要求, 搭设方法和斜杆、剪刀撑等设置应符合本方案第 4 章的规

定。重点验收立杆间距、步距、插销抗拔力、扣件拧紧力矩、纵横向水平杆设置、水平杆连接与接长方式，上、下层支架的立柱应对准等。对立杆间距、步距、插销抗拔力、扣件拧紧力矩等必须实测实量，不符合方案要求、不符合标准、规范的立即责令整改。

4、依据 JGJ130—2011《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》、DBJ/T 15-98-2019《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术规程》，脚手架搭设应符合其标准，验收内容为整体脚手架所有构件，验收应形成记录，记录表复核附录的要求。

盘扣式钢管模板支撑架验收表

GDAQ209020204

工程名称							
施工单位						项目负责人	
专业分包单位						项目负责人	
施工执行标准及编号							
验收部位						安装日期	
立柱材料和规格						模板材料和规格	
搭设 跨度		搭设高 度		施工总 荷载	kN/m^2	集中线 荷载	kN/m
序号	检查项目	检查内容与要求					检查结果
1	资料部分	搭设高度5m及以上；搭设跨度10m及以上；施工总荷载 10kN/m^2 及以上；集中线荷载 15kN/m 及以上；高度大于支撑水平投影宽度且相对独立无联系构件的，搭设前必须编制专项方案，审批手续完备					
2		搭设高度8m及以上；搭设跨度18m及以上；施工总荷载 15kN/m^2 及以上；集中线荷载 20kN/m 及以上的，搭设前必须编制专项方案，专项施工方案必须通过施工单位审核、总监理工程师审查及专家论证报告同意通过，审批手续完备					
3		特种作业人员持资格证书上岗					
4		有方案交底、安全技术交底和安全操作规程					
5		根据混凝土输送方法制定有针对性的安全技术措施					
6	构配件	钢管应有产品标识及产品质量合格证、主要技术参数及使用说明书					
7		钢管及其配件的规格，质量应符合规范和施工方案设计的要求					
8		使用的钢管无裂纹、弯曲、压扁、锈蚀。主要受力杆件变形较严重，锈蚀深度超过规定值时不得使用					
9	架体基础	基础经验收合格，平整坚实与方案一致，有排水设施					
10		立杆底部有底座或垫板符合方案要求并应准确放线定位。当立杆底部不在同一高度时，应综合考虑配架组合或采用分区搭设					
11		立杆不应有因地基下沉悬空的情况					

盘扣式钢管模板支撑架验收表(续表一)

GDAQ209020204-1

序号	检查项目	检查内容与要求	检查结果
12	立杆、水平杆与剪刀撑	模板支撑架的立杆纵距、横距和步距应根据施工方案按计算确定，并根据支撑架的搭设高度选配立杆及可调托座或可调螺杆。且梁和板的立杆，其纵横向间距应相等或成倍数	
13		对于同一个满堂承插式钢管和碗扣式模板支撑架的搭设单元，其立杆的纵距、横距应与水平杆的长度相匹配，在个别立杆间距与水平杆长度不匹配的跨间，宜采用可调水平杆搭设，或采用水平钢管和扣件将该跨间的立杆以及其两侧各不少于一个跨距的立杆连接成整体	
14		立杆应采用连接套管连接，在同一水平高度内相邻立杆连接位置宜错开，错开高度不宜小于600mm	
15		钢管立杆顶部应设可调之托，U形支托与楞梁两侧间如有间隙，必须楔紧，可调螺杆或可调托座的螺杆插入立杆顶端的长度不应小于150mm，顶层水平杆中心线至模板支撑点的高度不应大于650mm	
16		盘扣式水平杆端接头应与盘扣匹配，水平杆端接头插入盘扣内，且外表面应与盘扣内表面相吻合，且端接头与盘扣的对位孔宜对中	
17		钢管立杆扫地杆离地高度 $\leq 0.55\text{m}$ ，立杆顶层步距宜较最大步距减少一个扣的距离	
18		严禁将上段的钢管立柱与下段钢管立柱错开固定在水平拉杆上	
19		搭设高度不大于5m的模板支撑架，当高宽比大于2小于3且与周边建筑结构无可靠拉结时，应在架体外周由底至顶设置连续竖向剪刀撑，剪刀撑的宽度为3m~5m，在架体上部设置一道连续水平剪刀撑	
20		搭设高度大于5m且小于8m的模板支撑架，应在架体外周及内部纵、横向每4m~6m由底至顶设置连续竖向剪刀撑，在架体上部和下部各设置一道连续水平剪刀撑，剪刀撑宽度为4m~6m	
21		搭设高度8m及以上的模板支撑架以及施工总荷载大于 15kN/m^2 或集中线荷载大于 20kN/m 的模板支撑架步距不应大于1.2m，并应在架体外周及内部纵、横向每3m~5m，由底至顶设置连续竖向剪刀撑；在架体上部、下部和中间每隔3m~4m设置一道连续水平剪刀撑，剪刀撑的宽度为3m~5m	
22		剪刀撑可采用扣件式钢管剪刀撑或盘扣式撑杆剪刀撑，并应符合《建筑施工承插型盘扣式钢管脚手架安全技术规程》DBJ/15-98-2019规范第6.1.9的要求	
23	架体的高宽比大于3和高度8m及以上的模板支撑架，应在架体的四周和内部与建筑结构进行刚性连接，连接构件的水平间距宜为6m~9m，竖向间距宜为3m~4m。在无建筑结构构件进行连接时，应在架体四周采用钢丝绳张拉固定等措施		

盘扣式钢管模板支撑架验收表(续表二)

GDAQ209020204-2

序号	检查项目	检查内容与要求	检查结果
24	作业环境	模板及其支架在安装过程中,必须设置有效防倾覆的临时固定设施	
25		高支模施工现场应设置人员上下通道、作业人员不得爬支模上下	
26		高支模上高空临边有足够操作平台和安全防护	
27		作业面临边防护及孔洞封严措施应到位	
28		垂直交叉作业上下应有隔离防护措施	
29		邻近高压线,应保持安全距离或有相关的屏蔽防护措施	
30		跨公路的门洞或紧邻快车道必须有相应的防撞设施	
31	其他		
验收结论		验收日期:	
参加验收人员	施工单位	专业分包单位	监理单位
	专项方案编制人(签名):	专项方案编制人(签名):	专业监理工程师(签名):
	项目技术负责人(签名):	项目技术负责人(签名):	总监理工程师(签名):
	项目负责人(签名):	项目负责人(签名):	
	专职安全员(签名):	专职安全员(签名):	
	企业技术负责人或授权委派 的专业技术人员(签名):	企业技术负责人或授权委派 的专业技术人员(签名):	
	(项目章)	(项目章)	(项目章)

注: 1. 危大工程应由企业技术负责人或授权委派的专业技术人员进行验收。


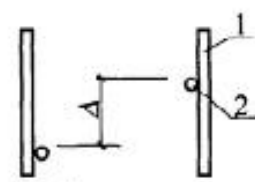
2. 危大工程必须由总监理工程师参与验收及签名, 其他工程可由专业监理工程师参与验收及签名。

扣件式钢管模板支撑架验收

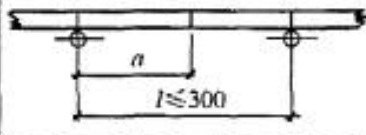
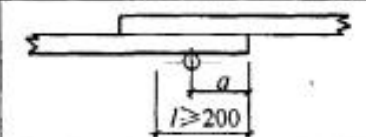
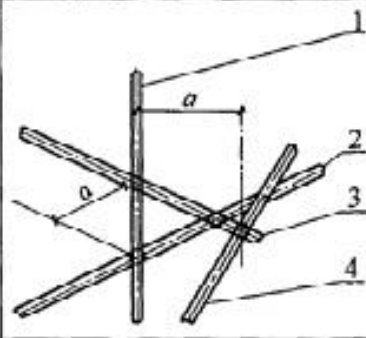
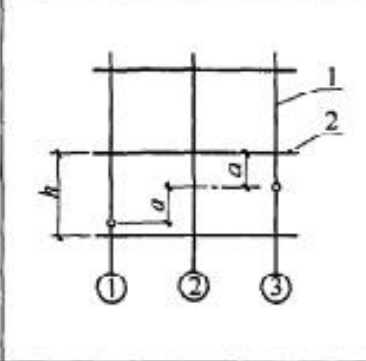
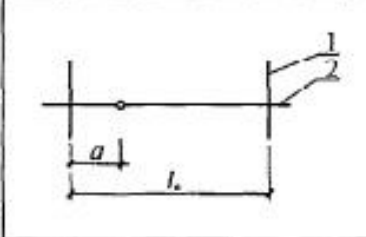

表 8.2.4 脚手架搭设的技术要求、允许偏差与检验方法

项次	项目	技术要求	允许偏差 Δ (mm)	示意图	检查方法与工具	
1	地基基础	表面	坚实平整	—	—	观察
		排水	不积水			
		垫板	不晃动			
		底座	不滑动			
			不沉降	-10		
2	单、双排与满堂脚手架立杆垂直度	最后验收立杆垂直度 (20~50)m	—	± 100		用经纬仪或吊线和卷尺
		下列脚手架允许水平偏差 (mm)				
		搭设中检查偏差的高度 (m)	总高度			
			50m	40m	20m	
		$H=2$	± 7	± 7	± 7	
		$H=10$	± 20	± 25	± 50	
$H=20$	± 40	± 50	± 100			
$H=30$	± 60	± 75				
$H=40$	± 80	± 100				
$H=50$	± 100					
中间档次用插入法						

续表 8.2.4

项次	项 目	技术要求	允许偏差 Δ (mm)	示意图	检查方法与工具	
3	最后验收 垂直度 30m	—	± 90		用经纬仪 或吊线 和卷尺	
	下列满堂支撑架允许水平偏差 (mm)					
	满堂支 撑架立 杆垂 直度	搭设中检查 偏差的高度 (m)	总高度			
			30m			
			$H=2$	± 7		
		$H=10$	± 30			
		$H=20$	± 60			
		$H=30$	± 90			
中间档次用插入法						
4	单双排、 满堂脚手 架间距	步距	—	± 20	—	钢板尺
		纵距	—	± 50		
		横距	—	± 20		
5	满堂支撑 架间距	步距	—	± 20	—	钢板尺
		立杆 间距	—	± 30		
6	纵向 水平 杆高 差	一根杆 的两端	—	± 20		水平仪 或水 平尺
		同跨内 两根纵 向水平 杆高差	—	± 10		

续表 8.2.4

项次	项 目		技术要求	允许偏差 Δ (mm)	示意图	检查方法与工具
7	剪刀撑斜杆与地面的倾角		$45^\circ \sim 60^\circ$	—	—	角尺
8	脚手板外伸长度	对接	$a = (130 \sim 150) \text{mm}$ $l \leq 300 \text{mm}$	—		卷尺
		搭接	$a \geq 100 \text{mm}$ $l \geq 200 \text{mm}$	—		卷尺
9	扣件安装	主节点处各扣件中心点相互距离	$a \leq 150 \text{mm}$	—		钢板尺
		同步立杆上两个相隔对接扣件的高差	$a \geq 500 \text{mm}$	—		钢卷尺
		立杆上的对接扣件至主节点的距离	$a \leq h/3$	—		钢卷尺
		纵向水平杆上的对接扣件至主节点的距离	$a \leq l_a/3$	—		钢卷尺
		扣件螺栓拧紧扭力矩	$(40 \sim 65) \text{N} \cdot \text{m}$	—	—	—

注：图中 1—立杆；2—纵向水平杆；3—横向水平杆；4—剪刀撑。

表 3.2.2 承插型盘扣式钢管脚手架主要构配件的制作质量及允许公差要求

构配件名称	检查项目	公称尺寸(mm)	允许偏差(mm)	检测工具
立杆	长度	600、900、1200、1800、2100、2400、3000、3600、4200	±0.5	钢卷尺
	厚度	3.2	±0.32	游标卡尺
	外径	48.3	±0.5	游标卡尺
	盘扣间距	600	±0.5	钢卷尺
	杆件垂直度	—	L/1000	专用量具
水平杆	长度	与立杆常用的纵距、横距600、750、900、1000、1200和1500等相匹配	±0.5	钢卷尺
可调水平杆	长度	400至600、600至1000、1000至1500	±0.5	钢卷尺
水平直撑杆	长度	与立杆常用的纵、横距等相匹配	±0.5	钢卷尺
水平斜撑杆	长度	与立杆常用的纵、横距等相匹配	±0.5	钢卷尺
竖向斜撑杆	长度	与立杆常用的纵、横距及步距等相匹配	±0.5	钢卷尺
连接拉杆	长度	680	±0.5	钢卷尺
盘扣	厚度	≥5	±0.3	游标卡尺
	高度	≥32	±0.5	游标卡尺
端接头	厚度	≥10	±0.3	游标卡尺
	长度	≥40	±0.5	游标卡尺
专用端接头	厚度	≥5	±0.3	游标卡尺
	长度	≥40	±0.5	游标卡尺
活动盘扣座	盘扣厚度	≥5	±0.3	游标卡尺
	盘扣高度	≥32	±0.5	钢卷尺
	钢管长度	120	±0.5	钢卷尺
可调螺杆	螺杆长度	1200	±0.5	钢卷尺
	托座板厚度	≥6	±0.2	游标卡尺
	实心杆直径	33	±2	游标卡尺
	空心杆外径	36	±2	游标卡尺
	空心杆壁厚	5	±0.3	游标卡尺

第四节 验收人员

制定安全验收计划。验收的范围包括：危险性较大的分部分项工程、个人安全防护用品、安全检验检测设备、安全防护设施、机械设备、脚手架及模板支架等，明确验收的内容、参与验收人员、验收的标准、验收的方式等。

危险性较大的分部分项工程验收依据专项方案的规定进行，由项目部技术负责人或方案编制人组织，相关部门参与。

验收合格并经验收人员签字确认后，方可进入下一道工序。验收合格后，应在施工现场明显位置设置验收标识牌，公示验收时间及责任人员。

危大工程验收人员应当包括：总承包单位和分包单位技术负责人或授权委派的技术人员、项目经理、项目总工、专项施工方案编制人员、项目专职安全生产管理人员及相关人员；监理单位项目总监及专业监理人员；有关勘察、设计和监测单位项目总工程师。验收负责人对验收的结果负责，并由此承担责任。

应以项目部管理人员为基准组织验收小组。

1、施工单位

组 长：钟常梅

组 员：林志昂、林佰超、梁家辉、梁周祥、陈德强、项国栋、孟鼎鼎、陈树妹

2、监理单位

总监理工程师：徐琴

专业监理工程师：李七夜

第八章 应急处置措施

第一节 概况

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

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

（1）应急救援领导小组组成如下：

组 长：钟常梅

组 员：林志昂、林佰超、梁家辉、梁周祥、陈德强、项国栋、孟鼎鼎、陈树妹

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

（3）相关联系方式：

项目经理电话：15815207664

东莞市公安局：110

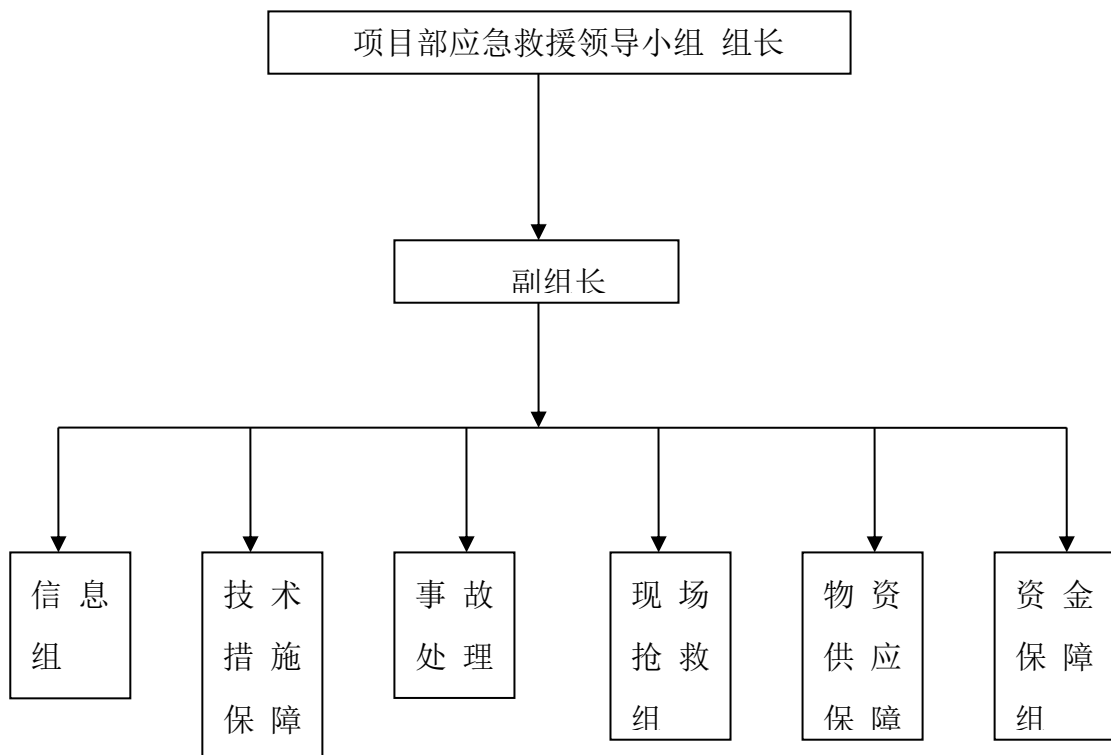
暨南大学附属第六医院(东莞市东部中心医院)：0769-83912333

联系地址：广东省东莞市常平镇常东路 88 号

（4）应急救援路线图



第二节 应急救援组织架构图



组长 钟常梅 13728387712

副组长 林志昂 13542660989

信息组 项国栋 13712363386 技术组 林志昂 13542660989 事故处理组 林佰超
15987981818

现场抢救组 梁家辉 13829277616 物资保障组 刘兆波 13712201812 资金保障组 陈树
妹 13538365355

项目应急救援小组任务与分配

组长：负责统筹整体救援任务，负责向建设方、监理方、总包单位急事汇报情况，并安
排救援任务。

副组长：负责现场各班、组协调任务，负责救援任务现场指挥，并向组长急事汇报情况，
实时解决现场任务。

信息组：负责联系各相关单位，及时通知和通报各方情况，以便及时处理相关事情。

技术措施保障组：负责现场实际突发情况处理，给出及时正确的处理指令，以完成救援。

事故处理组：救援完成后针对各方情况进行事故分析，整理事故后续情况，交由组长进
行处理与汇报各参建单位。

现场救援组：负责按照组长、副组长的指令暂开救援行动。

物资供应保障组：各已经救援物资采买供应，保证救援任务后勤补给充足。

资金保障组：保证项目救援资金充足，及时向公司总部申请相关资金。

第三节 应急响应

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

2、采取有效措施，积极组织抢救，防止事故蔓延扩大；

3、保护事故现场，如需要移动物体的，应在现场作好记号；

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

5、项目部确定重大事故未能有效控制时，应当立即向公司提出启动上一级的重大事故应

急救援预案的建议；启动公司的重大事故应急救援预案及申请启动上级预案，必须由经理批准，公司应急预案领导小组立即组织实施；

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

7、应急救援领导小组及应急抢救人员分工如下：

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

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

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

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

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

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

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

第四节 救援器材

1. 应急领导小组应配备下列救援器材：

①医疗器材：担架、氧气袋、塑料袋、备用药箱；

②抢救工具：一般工地常备工具即基本满足使用；

③照明器材：手电筒、应急灯 36V 以下安全线路、灯具；

④通讯器材：电话、手机、对讲机、报警器；

⑤交通工具：工地常备一辆值班面包车，该车轮值班时不应跑长途；

⑥消防器材：灭火器日常按要求就位，紧急情况下集中使用。

2. 应急知识培训

应急小组成员在项目安全教育时必须附带接受紧急救援培训。

培训内容：伤员急救常识、灭火器材使用常识、各类重大事故抢险常识等。务必使应急小组成员在发生重大事故时能较熟练地履行抢救职责。

3. 通信联络

项目部必须将 110、119；120、项目部应急领导小组成员的手机号码、企业应急领导组织成员手机号码、当地安全监督部门电话号码，明示于工地显要位置。工地抢险指挥及保安员应熟知这些号码。

4. 事故报告

工地发生安全事故后，企业、项目部除立即组织抢救伤员，采取有效措施防止事故扩大和保护事故现场，做好善后工作外，还应按下列规定报告有关部门：

轻伤事故：应由施工班组在 1 小时内报告项目部领导。

重伤事故：项目部应在接到施工班组报告后 4 小时内报告上级各主管单位，安全生产监督管理局和工会组织：

重伤三人以上或死亡一至二人的事故：企业应在接到项目部报告后 4 小时内报告上级主管单位、安全监督部门、工会组织和人民检察机关，填报《事故快报表》，企业工程部负责安全生产的领导接到项目部报告后 4 小时应到达现场；

死亡三人以上的重大、特别重大事故：企业应立即报告当地市级人民政府，同时报告市安全生产监督管理局、工会组织、人民检察机关和监督部门，企业安全生产第一责任人(或委托人)应在接到项目部报告后 4 小时内到达现场；

急性中毒、中暑事故：应同时报告当地卫生部门；

易爆物品爆炸和火灾事故：应同时报告当地公安部门。

员工受伤后，轻伤的送工地现场医务室医治，重伤、中毒的送医院救治。因伤势过重抢救无效死亡的，企业应在 8 小时内通知劳动行政部门处理。

第五节 应急救援物质准备

1、值班制度

项目部实行昼夜轮流值班制度，项目部值班时间如下：

7：30~20：30；20：30~7：30

值班人员在接到紧急情况报告后必须在 2 分钟内将情况报告到紧急情况领导小组组长和

副组长。小组组长组织讨论后在最短的时间内发出如何进行现场处置的指令。分派人员车辆等到现场进行抢救、警戒、疏散和保护现场等。由领导小组组长在第一时间以小组名义打电话向上一级有关部门报告。

2、应急物资及设备

表 8.2-1 应急物资及设备

序号	名称	型号规格	单位	数量	存放位置	备注
1	医疗箱		个	2	工地卫生室	常备：酒精、紫药水、创可贴、绷带、无菌敷料、仁丹、红花油、消炎药
2	常用小夹板		副	3		常备
3	担架		个	1		常备
4	止血袋		袋	1		常备
5	氧气袋		袋	1		常备
6	铁锹		把	60	工地办公及生活区	
7	撬棍		根	20		
8	氧气焊割机		套	2		
9	小型金属切割机		台	3		
10	泡沫灭火器		个	20		
11	干粉灭火器		个	30		
12	消防桶		个	10		
13	消防铲		把	10		
14	消防沙		立方	15		
15	电工配套工具		套	1		
16	绝缘鞋		双	10		
17	应急灯		盏	20		
18	电焊机		台	5		仓库
19	潜水泵		台	12	防洪防汛	
20	防雨布		平方	500	工程材料防雨	
21	千斤顶		个	2		
22	手提电锯		台	1		
23	砂轮切割机		台	1		
24	汽车吊		台	1	仓库	
25	挖掘机		台	1		
26	砂袋		个	500		
27	小汽车		辆	1	仓库	
28	其它工具				仓库	

3、其他应急设备和设施

由于在事故发生现场上经常会伴随出现一些不安全的险兆情况，甚至导致再次发生事故，在事故发生现场应急处理时还需有用于危险区域隔离的警戒带、安全禁止、警告、指令、提示标志牌，以防止围观人员和其他闲杂人等进入事故现场造成混乱，导致现场施救困难和其

他事故发生。

第六节 应急教育及演练

1、应急预案培训

项目部在新工程开工前，将组织应急小组成员进行培训，进一步地撑握自身安全防护措施和救护、熟练消防知识和对受伤人员的急救方法以及急救器材的使用技术，达到急救的目的。

应急预案由组长组织每季度对应急指挥中心所有成员进行一次培训学习，根据周围其他地方所发生的事故加以学习，分析事故，进行理论上的学习，提高每个人的意识。确保发生事故时能有一个很好的思维安排，准确无误有条有理的安排抢险。

如果有发生事故时，事故后所有人员要总结学习事故所不足的地方，找出原因进行学习分析。找出不足的地方再进行一次全面的学习。并由组长以及副组长对所有人员进行考核。

2、公众宣传教育

项目部定期对员工进行日常安全教育，使他们掌握可能发生的事实的性质和特性，掌握必要的应急救援知识和技能，了解预先指定的主要和备用疏散路线，了解学习自救的方法，了解各种警报的含义和应急工作的有关要求等。

3、应急预案演练

项目部定期进行演练（开工前期组织一次，中途每季度组织一次，并根据上级相关指示不定时组织演练），所有人员都必须参加，使应急人员更清晰地明确各自的职责和工作程序，提高协同作战的能力，保证应急救援工作的协调、有效、迅速地开展，找出应急救援工作中存在的不足和问题。明确演习的周期、范围，检验各类重大事故的应急救援组织的执行任务的能力。

演练结束后，要对演习的结果进行分析评价，对演习中暴露的问题和不足及时进行解决并做记录。根据项目部的状况变化，应急救援预案应及时修改完善，以保持其有效性，并进行演习。

第七节 应急教育及演练

（一）坍塌事故的预防与应急；

坍塌事故往往伤害人员多，后果严重，多为重大或特大人身伤亡事故，本工程必须做好连墙件、悬挑工字钢、钢丝绳、立杆、大、小横杆、剪刀撑等设备设施的连接处理，确保各个节点的连接必须牢固可靠。本工程绝不允许发生坍塌事故。

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

（二）高处坠落事故预防与应急：

1、预防

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

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

③严禁穿硬塑料底等易滑鞋、高跟鞋进入施工现场。

④作业人员严禁互相打闹，以免失足发生坠落事故。

⑤不得攀爬脚手架。⑥进行悬空作业是，应有牢靠的立足点并正确系挂安全带。

⑦建筑物临边、基坑周边等，必须设置 1.2m 高且能承受任何方向的 100N 外力的临时护栏，护栏围密目式（2000 目）的安全网。

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

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

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

2、应急预案：

当发生高处坠落事故后，抢救的重点放在对休克、骨折和出血上进行处理。

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

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

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

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

⑤遇有创伤性出血的伤员，应迅速包扎止血，使伤员保持在头低脚高的卧位，并注意保暖。正确的现场止血处理措施：

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

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

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

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

（三）触电事故的预防与应急：

1、预防工作，主要必须明确在脚手架上禁止拉电缆电源线，这是主要的预防措施。

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

3、触电人脱离电源后，如果触电人神志清醒，但有些心慌、四肢麻木、全身无力；或者

触电人在触电过程中曾一度昏迷，但已清醒过来，应使触电人安静休息，不要走动，严密观察，必要时送医院诊治。

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

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

（四）物体打击的预防与应急；

1、防护物体打击事故的防护措施

1) 加强对员工的安全知识教育，提高安全意识和技能。

2) 凡现场人员必须正确佩戴符合标准要求的安全帽。

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

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

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

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

2、物体打击事故应急求援措施

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

2) 及时速报上级预案指挥部，伤势严重的应及时拨打 120 求救。

3) 出血性外伤应及时采取应急止血措施，避免伤员因失血过多造成生命危险。

4) 骨折性伤员，在挪动伤员时冷静小心，采取正确的方法救护避免伤势扩大。

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

6) 对事故现场要注意保护，以便调查组调查。

（五）火灾应急预案；

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

导，便于及时扑救处置火灾事故。

2、组织扑救火灾。当施工现场发生火灾时，应急准备与响应指挥部除及时报警，并要立即组织基地或施工现场义务消防队员和职工进行扑救火灾，义务消防队员选择相应器材进行扑救。扑救火灾时要按照“先控制，后灭火；救人重于救火；先重点，后一般”的灭火战术原则。派人切断电源，接通消防水泵电源，组织抢救伤亡人员，隔离火灾危险源和重点物资，充分利用项目中的消防设施器材进行灭火。A、灭火组：在火灾初期阶段使用灭火器、室内消火栓进行火灾扑救。B、疏散组：根据情况确定疏散、逃生通道，指挥撤离，并维持秩序和清点人数。C、救护组：根据伤员情况确定急救措施，并协助专业医务人员进行伤员救护。D、保卫组：做好现场保护工作，设立警示牌，防止二次火险。

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

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



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

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

（六）台风、暴雨等恶劣天气预防与应急；

1、现场安全员每天采集天气预报数据，并在工地播报。

2、在通风良好位置设置简易风速仪。安全员每小时用电子风速仪检查一次风速，风速超过 4 级每 15-30 分钟检查一次，5 级大风应停止施工。

	
电子风速仪	简易风速仪

3、雨季施工应尽量避免雨中作业，必要时在雨停止时可能采取赶补措施，现场施工时注意安全带的使用，用电作业注意防护，使用电焊时应检查焊接、焊把、电源线是否干燥，以保证施工安全。

4、平时加强职工素质教育，当大雨来临时，以便切时做好防雨、防雷措施。

5、雨天施工的时候，要做到雨期前对现场各种机具、电器、工棚都加强检查，尤其是吊船、焊机、冲击钻、手电钻等，要采取防雷击、防漏电等一系列技术措施；要认真编制雨期施工的施工安全措施，加强对员工的教育，防止各种事故发生。

6、保护好露天电气设备，以防雨淋和潮湿，检查漏电保护装置的灵敏度，使用移动式和手持电动设备时，一要有漏电保护装置，二要使用绝缘护具，三要电线绝缘良好。

7、风力达到5级以上时，启动《防台、防汛应急预案》，做好行车、井架、排架、平台等垂直高度较高的施工设备加固工作。

8、风力达到12级以上时，吊装设备、行车控制器应挂零档，扒杆摆至顺风方向，钓钩收起，靠塔身放置，应停靠轨道中间位置，轮轨装上限位置，地面起重设备扒杆放下地面，用垫块支撑好；其他起重、运输及土方设备应集中停放到安全场所，避免被台风刮倒。

9、台风来临前，应对支撑架、模板等的拉结点进行全面检查，局部增加与结构的拉结，支撑架上所有材料或其它活动物件必须清除。

10、对临建设施状况及生活区的用电进行检查，并作好排水措施检查，保证场区排水畅通。对施工现场的大型临时设施，在雨期前应整修加固完毕，保证不漏、不塌、不倒，防止漏水冲入设施、设备内。

11、台风、暴雨期间，现场停止施工，并切断电源，尽量调整安排在室内施工。

12、台风、暴雨期间，项目部将对全体管理及施工员工进行紧急管理，避免外出。

13、加强施工电缆、电线的检查加固，使电缆、电线固定于建筑物或其它固定物上。对台风暴雨期间不使用的电器设备，将其电源全部切断。

14、关闭煤气来源，非绝对必要，不可生火。生火时应严格戒备。

15、施工人员全部转移到安全地带，值班人员密切注意事态的发展，发生情况时按照应急预案处理。安全监督员会同项目成员应彻底检查整个建筑，确保所有的防风措施都落实到位。台风期间，现场应加强巡查，发现问题立即采取措施进行处理，并报告项目低责人。

16、风雨过后，由专职机电人员对电缆、电线、机电设备等进行检查合格，并经试运转正常后方能投入使用。

第九章 计算书及相关图纸

部位	材料规格	规格与参数
模板	15mm 夹板	弹性模量 $E=6000 \text{ N/mm}^2$ ，抗弯强度设计值 $[f]=13 \text{ N/mm}^2$ ，抗剪强度设计值 $[\tau]=1.4 \text{ N/mm}^2$
支模立杆	盘扣式 $\Phi 48 \times 3.2$ 钢管 (计算采用 $\Phi 48 \times 3.0$)	钢材等级 Q235，立柱截面抵抗矩 $W=4.49 \text{ cm}^3$ ，抗压强度设计值 $[f]=205 \text{ N/mm}^2$
	扣件式 $\Phi 48 \times 3.5$ 钢管 (计算采用 $\Phi 48 \times 3.0$)	
支模小楞	45×95 木方	弹性模量 $E=9000 \text{ N/mm}^2$ ，抗弯强度设计值 $[f]=13 \text{ N/mm}^2$ ，抗剪强度设计值 $[\tau]=1.4 \text{ N/mm}^2$
支模大楞	$\Phi 48 \times 3.5$ 双钢管 (计算采用 $\Phi 48 \times 3.0$)	弹性模量 $E=206000 \text{ N/mm}^2$ ，抗弯强度设计值 $[f]=205 \text{ N/mm}^2$ ，抗剪强度设计值 $[\tau]=125 \text{ N/mm}^2$
侧模内楞	45×95 木方	弹性模量 $E=9000 \text{ N/mm}^2$ ，抗弯强度设计值 $[f]=13 \text{ N/mm}^2$ ，抗剪强度设计值 $[\tau]=1.4 \text{ N/mm}^2$
侧模外楞	$\Phi 48 \times 3.5$ 双钢管 (计算采用 $\Phi 48 \times 3.0$)	弹性模量 $E=206000 \text{ N/mm}^2$ ，抗弯强度设计值 $[f]=205 \text{ N/mm}^2$ ，抗剪强度设计值 $[\tau]=125 \text{ N/mm}^2$

第一节 盘扣式模板计算书

(一) 150mm 板模板支架计算书 (盘扣式)

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

一、工程属性

新浇混凝土楼板名称	B2, 标高 9.00m	新浇混凝土楼板计算厚度 (mm)	150
模板支架高度 H(m)	12	模板支架纵向长度 L(m)	20
模板支架横向长度 B(m)	20		

二、荷载设计

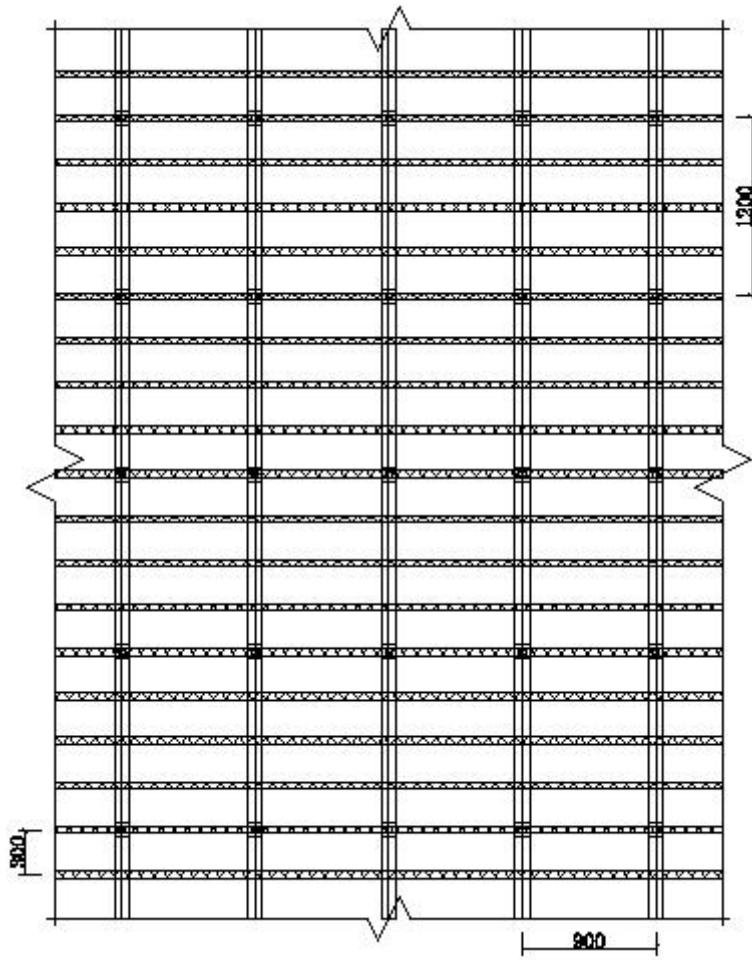
模板及其支架自重标准值 $G_{1k} (\text{kN/m}^2)$	面板	0.1	
	面板及小梁	0.3	
	楼板模板	0.5	
混凝土自重标准值 $G_{2k} (\text{kN/m}^3)$	24	钢筋自重标准值 $G_{3k} (\text{kN/m}^3)$	1.1

施工人员及设备产生的荷载标准值 Q_{1k} (kN/m ²)	2.5		
泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷载标准值 Q_{2k} (kN/m ²)	1.706		
风荷载标准值 ω_k (kN/m ²)	基本风压 ω_0 (kN/m ²)	0.35	0.114
	地基粗糙程度	C类(有密集建筑群市区)	
	模板支架顶部距地面高度 (m)	9	
	风压高度变化系数 μ_z	0.65	
	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		

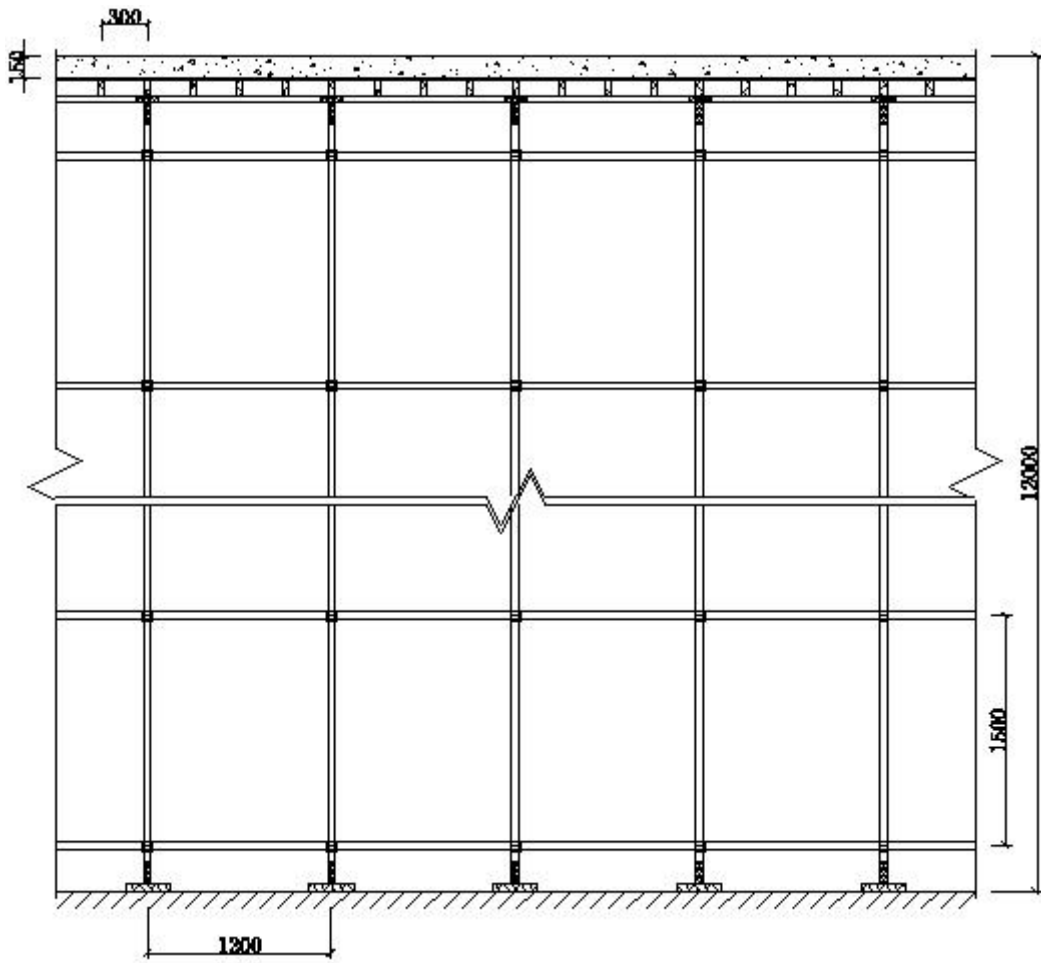
三、模板体系设计

结构重要性系数 γ_0	1.1	脚手架安全等级	I级
主梁布置方向	平行立杆纵向方向	立杆纵向间距 l_a (mm)	1200
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)	650
小梁间距 s (mm)	300	小梁最大悬挑长度 l_1 (mm)	150
主梁最大悬挑长度 l_2 (mm)	100	结构表面的要求	结构表面外露
承载力设计值调整系数 γ_R	1		

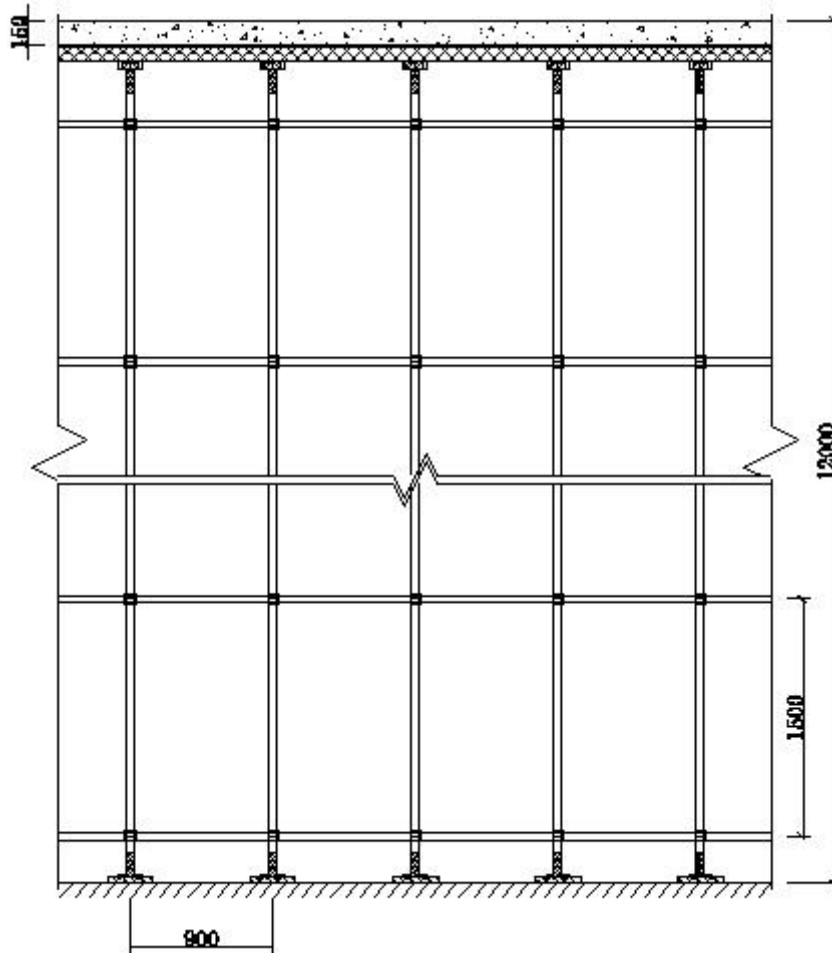
设计简图如下：



模板设计平面图



纵向剖面图



横向剖面图

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度 t (mm)	15
面板抗弯强度设计值 [f] (N/mm^2)	13	面板抗剪强度设计值 [τ] (N/mm^2)	1.4
面板弹性模量 E (N/mm^2)	10000	面板计算方式	二等跨连续梁

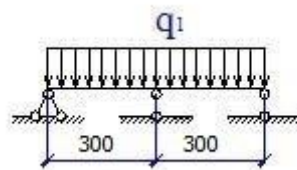
按二等跨连续梁，取 1m 单位宽度计算。

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

1、荷载计算

面板承受的单位宽度线荷载设计值： $q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times b = 1.1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 9.652 \text{kN/m}$

计算简图如下：



2、强度验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times [\gamma_G (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) h)] b = 1.1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.1) \times 0.15)] \times 1 = 5.527 \text{kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times (\gamma_Q \times Q_{1k}) \times b = 1.1 \times (1.5 \times 2.5) \times 1 = 4.125 \text{kN/m}$$

$$M_{\max} = 0.125q_{1\text{静}}L^2 + 0.125q_{1\text{活}}L^2 = 0.125 \times 5.527 \times 0.3^2 + 0.125 \times 4.125 \times 0.3^2 = 0.109 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.109 \times 10^6 / 37500 = 2.896 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 13/1 = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算

面板承受的单位宽度线荷载标准值： $q = (1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h)) \times b = (1 \times (0.1 + (24 + 1.1) \times 0.15)) \times 1 = 3.865 \text{ kN/m}$

$$v_{\max} = 0.521q_1^4 / (100EI) = 0.521 \times 3.865 \times 300^4 / (100 \times 10000 \times 281250) = 0.058 \text{ mm}$$

$$v = 0.058 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 300/400 = 0.75 \text{ mm}$$

满足要求!

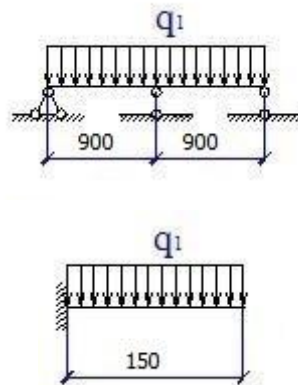
五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型 (mm)	45×95
小梁抗弯强度设计值 [f] (N/mm ²)	13	小梁抗剪强度设计值 [τ] (N/mm ²)	1.4
小梁截面抵抗矩 W (cm ³)	67.688	小梁弹性模量 E (N/mm ²)	9350
小梁截面惯性矩 I (cm ⁴)	321.516	小梁计算方式	二等跨连续梁
小梁间距 s (mm)	300		

1、荷载计算

小梁承受的线荷载设计值： $q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times s = 1.1 \times [1.3 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 2.5] \times 0.3 = 2.981 \text{ kN/m}$

计算简图如下：



2、强度验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times s = 1.1 \times 1.3 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.15) \times 0.3 = 1.744 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times s = 1.1 \times 1.5 \times 2.5 \times 0.3 = 1.238 \text{ kN/m}$$

$$M_1 = 0.125q_{1\text{静}}L^2 + 0.125q_{1\text{活}}L^2 = 0.125 \times 1.744 \times 0.9^2 + 0.125 \times 1.238 \times 0.9^2 = 0.302 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = q_1 L_1^2 / 2 = 2.981 \times 0.15^2 / 2 = 0.034 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max} = \max[M_1, M_2] = \max[0.302, 0.034] = 0.302 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.302 \times 10^6 / 67688 = 4.46 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 13/1 = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算

$$V_1 = 0.625q_{1\text{静}}L + 0.625q_{1\text{活}}L = 0.625 \times 1.744 \times 0.9 + 0.625 \times 1.238 \times 0.9 = 1.677 \text{ kN}$$

$$V_2 = q_1 L_1 = 2.981 \times 0.15 = 0.447 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = \max[V_1, V_2] = \max[1.677, 0.447] = 1.677 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 1.677 \times 1000 / (2 \times 45 \times 95) = 0.588 \text{N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 1.4 / 1 = 1.4 \text{N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算

小梁承受的线荷载标准值 q : $q = (1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h)) \times s = (1 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.15)) \times 0.3 = 1.22 \text{kN/m}$

挠度, 跨中 $v_{\max} = 0.521qL^4 / (100EI) = 0.521 \times 1.22 \times 900^4 / (100 \times 9350 \times 321.516 \times 10^4) = 0.139 \text{mm} \leq [v] = L/400 = 900/400 = 2.25 \text{mm}$;

悬臂端 $v_{\max} = ql_1^4 / (8EI) = 1.22 \times 150^4 / (8 \times 9350 \times 321.516 \times 10^4) = 0.003 \text{mm} \leq [v] = 2 \times l_1 / 400 = 2 \times 150 / 400 = 0.75 \text{mm}$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

中间支座的最大支座反力设计值: $R_{\max} = 1.25q_1L = 1.25 \times 2.981 \times 0.9 = 3.354 \text{kN}$

边支座的最大支座反力设计值: $R_1 = (0.375q_{1\text{静}} + 0.437q_{1\text{活}})L + q_1l_1 = (0.375 \times 1.744 + 0.437 \times 1.238) \times 0.9 + 2.981 \times 0.15 = 1.522 \text{kN}$

正常使用极限状态

中间支座的最大支座反力标准值: $R'_{\max} = 1.25qL = 1.25 \times 1.22 \times 0.9 = 1.372 \text{kN}$

边支座的最大支座反力标准值: $R'_1 = 0.375qL + q_1l_1 = 0.375 \times 1.22 \times 0.9 + 1.22 \times 0.15 = 0.595 \text{kN}$

六、主梁验算

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

承载能力极限状态

主梁 2 根合并, 其主梁受力不均匀系数=0.5

单根主梁所受小梁支座反力设计值: $R = \max[R_{\max}, R_1] \times 0.5 = \max[3.354, 1.522] \times 0.5 = 1.677 \text{kN}$;

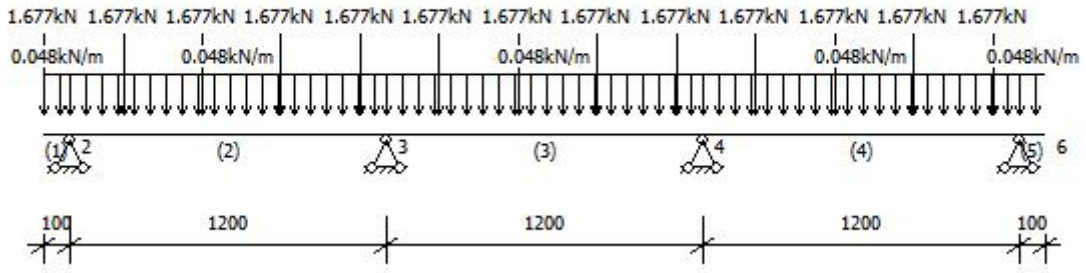
单根主梁自重设计值: $q = 1.1 \times 1.3 \times 0.033 = 0.048 \text{kN/m}$

正常使用极限状态

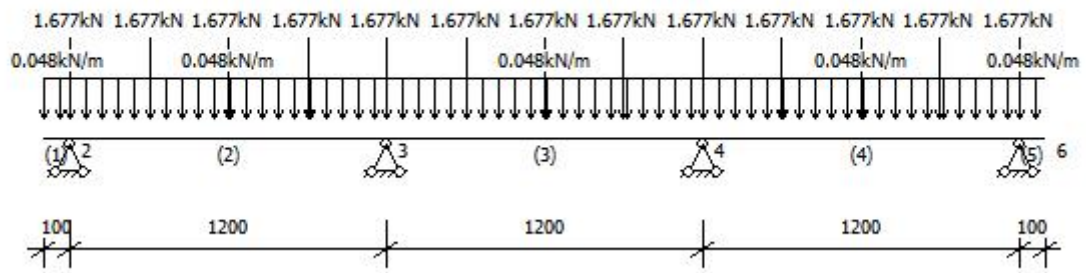
单根主梁所受小梁支座反力标准值: $R' = \max[R'_{\max}, R'_1] \times 0.5 = \max[1.372, 0.595] \times 0.5 = 0.686 \text{kN}$;

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

计算简图如下:

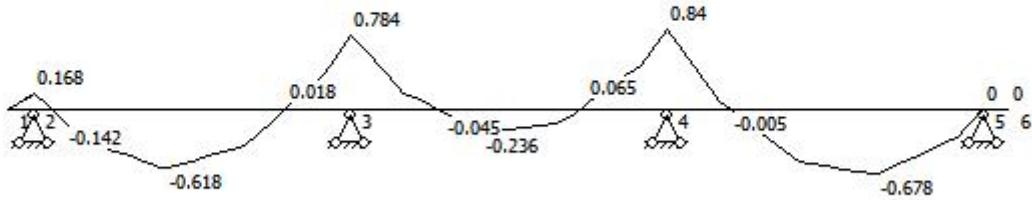


主梁计算简图一

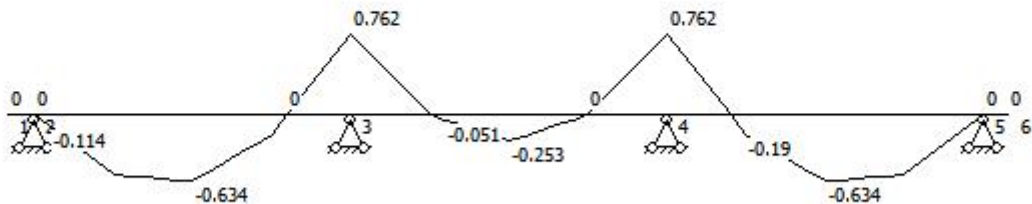


主梁计算简图二

1、抗弯验算



主梁弯矩图一 (kN·m)

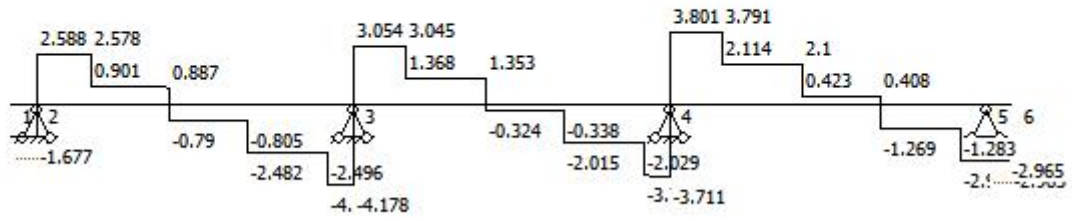


主梁弯矩图二 (kN·m)

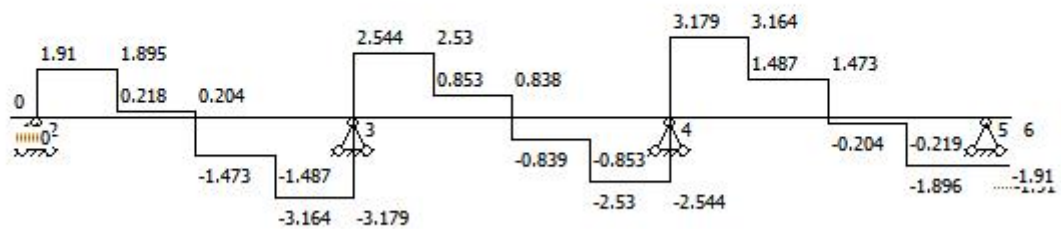
$$\sigma = M_{\max} / W = 0.84 \times 10^6 / 4490 = 187.002 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图一 (kN)



主梁剪力图二 (kN)

$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 7.512 \times 1000 / 424 = 35.432 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 120 / 1 = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图一 (mm)



主梁变形图二 (mm)

跨中 $v_{\max} = 1.491\text{mm} \leq [v] = 1200/400 = 3\text{mm}$

悬挑段 $v_{\max} = 0.458\text{mm} \leq [v] = 2 \times 100/400 = 0.5\text{mm}$

满足要求!

4、支座反力计算

承载能力极限状态

图一

支座反力依次为 $R_1 = 4.27\text{kN}$, $R_2 = 7.232\text{kN}$, $R_3 = 7.512\text{kN}$, $R_4 = 2.97\text{kN}$

图二

支座反力依次为 $R_1 = 3.592\text{kN}$, $R_2 = 7.4\text{kN}$, $R_3 = 7.4\text{kN}$, $R_4 = 3.592\text{kN}$

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

$R_{\max} = \text{Max}[R_1, R_2, R_3, R_4]/0.5 = 7.512/0.5 = 15.023\text{kN}$

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 $N = R_{\max} = 15.023\text{kN} \leq [N]/\gamma_R = 100/1 = 100\text{kN}$

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)	650	立杆钢管截面类型 (mm)	$\Phi 48.3 \times 3.2$
立杆钢管计算截面类型 (mm)	$\Phi 48 \times 3$	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	1.05
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

$l_{01} = \beta_H \gamma h' + 2ka = 1.05 \times 0.9 \times 1000 + 2 \times 0.6 \times 650 = 1725\text{mm}$

$l_0 = \beta_H \eta h = 1.05 \times 1.05 \times 1500 = 1653.75\text{mm}$

$\lambda = \text{max}[l_{01}, l_0]/i = 1725/15.9 = 108.491 \leq [\lambda] = 150$

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

$$q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times 0.9 \times Q_{1k}] \times s = 1.1 \times [1.3 \times (0.3 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times 0.3 = 2.858 \text{ kN/m}$$

同上四~六步计算过程，可得：

$$R_1 = 4.093 \text{ kN}, R_2 = 7.094 \text{ kN}, R_3 = 7.201 \text{ kN}, R_4 = 3.443 \text{ kN}$$

$$R_{\max} = \text{Max}[R_1, R_2, R_3, R_4] / 0.5 = 7.201 / 0.5 = 14.402 \text{ kN}$$

顶部立杆段：

$$\lambda_1 = l_{01} / i = 1725.000 / 15.9 = 108.491$$

查表得， $\phi = 0.418$

不考虑风荷载：

$$N_1 = R_{\max} = 15.023 \text{ kN}$$

$$f = N_1 / (\phi A) = 15023.366 / (0.418 \times 424) = 84.767 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 300 / 1 = 300 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

考虑风荷载：

$$M_w = \gamma_0 \times \gamma_Q \phi_c \omega_k \times l_a \times h^2 / 10 = 1.1 \times 1.5 \times 0.9 \times 0.114 \times 1.2 \times 1.5^2 / 10 = 0.046 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{1w} = R_{\max} + M_w / l_b = 14.402 + 0.046 / 0.9 = 14.453 \text{ kN}$$

$$f = N_{1w} / (\phi A) + M_w / W = 14453 / (0.418 \times 424) + 0.046 \times 10^6 / 4490 = 91.793 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 300 / 1 = 300 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

非顶部立杆段：

$$\lambda = l_0 / i = 1653.750 / 15.9 = 104.009$$

查表得， $\phi_1 = 0.445$

不考虑风荷载：

$$N = N_1 + \gamma_0 \times \gamma_G \times q \times H = 15.023 + 1.1 \times 1.3 \times 0.15 \times 12 = 17.597 \text{ kN}$$

$$f = N / (\phi_1 A) = 17.597 \times 10^3 / (0.445 \times 424) = 93.266 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 300 / 1 = 300 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

考虑风荷载：

$$M_w = \gamma_0 \times \gamma_Q \phi_c \omega_k \times l_a \times h^2 / 10 = 1.1 \times 1.5 \times 0.9 \times 0.114 \times 1.2 \times 1.5^2 / 10 = 0.046 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_w = R_{\max} + \gamma_0 \times \gamma_G \times q \times H + M_w / l_b = 14.402 + 1.1 \times 1.3 \times 0.15 \times 12 + 0.046 / 0.9 = 17.027 \text{ kN}$$

$$f = N_w / (\phi_1 A) + M_w / W = 17.027 \times 10^3 / (0.445 \times 424) + 0.046 \times 10^6 / 4490 = 100.486 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 300 / 1 = 300 \text{ N/mm}^2$$

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

$$H/B = 12/20 = 0.6 \leq 3$$

满足要求！

十、抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	12	模板支架纵向长度 L(m)	20
模板支架横向长度 B(m)	20		

混凝土浇筑前，倾覆力矩主要由风荷载产生，抗倾覆力矩主要由模板及支架自重产生

$$M_T = \gamma_0 \times \phi_c \gamma_Q (\omega_k L H^2 / 2) = 1.1 \times 1 \times 1.5 \times (0.114 \times 20 \times 12^2 / 2) = 270.864 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G (G_{1k} + 0.15H / (1_a 1_b)) LB^2 / 2 = 0.9 \times (0.5 + 0.15 \times 12 / (1.2 \times 0.9)) \times 20 \times 20^2 / 2 = 7800 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 270.864 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 7800 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足要求!

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

$$M_T = \gamma_0 \times \phi_c \gamma_Q Q_{2k} \times L \times H = 1.1 \times 1 \times 1.5 \times 1.706 \times 20 \times 12 = 675.576 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G [(G_{2k} + G_{3k}) \times h_0 + (G_{1k} + 0.15H / (1_a 1_b))] LB^2 / 2 = 0.9 \times [(24 + 1.1) \times 0.15 + (0.5 + 0.15 \times 12 / (1.2 \times 0.9))] \times 20 \times 20^2 / 2 = 21354 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 675.576 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 21354 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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)	100	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)	150
立杆垫板宽 b (mm)	150		

$$F_1 = N = 17.597 \text{ kN}$$

1、受冲切承载力计算

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

公式	参数剖析	
$F_1 \leq (0.7 \beta_h f_t + 0.25 \sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0$	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。	

$$\text{可得: } \beta_h = 1, f_t = 0.829 \text{ N/mm}^2, \eta = 1, h_0 = h - 20 = 80 \text{ mm},$$

$$u_m = 2[(a + h_0) + (b + h_0)] = 920 \text{ mm}$$

$$F = (0.7 \beta_{ht} + 0.25 \sigma_{pc,m}) \eta_u m h_0 = (0.7 \times 1 \times 0.829 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 920 \times 80 / 1000 = 42.71 \text{ kN} \geq F_1 = 17.597 \text{ kN}$$

满足要求!

2、局部受压承载力计算

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

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

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

$$\beta_1 = (A_b/A_1)^{1/2} = [(a+2b) \times (b+2b)/(ab)]^{1/2} = [(450) \times (450)/(150 \times 150)]^{1/2} = 3$$

$$A_{1n} = ab = 22500 \text{ mm}^2$$

$$F = 1.35 \beta_c \beta_1 f_c A_{1n} = 1.35 \times 1 \times 3 \times 8.294 \times 22500 / 1000 = 755.791 \text{ kN} \geq F_1 = 17.597 \text{ kN}$$

满足要求!

(二) 250x700mm 梁模板支架计算书（盘扣式）

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

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	新建结构梁	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	250×700
梁侧楼板计算厚度(mm)	150	模板支架高度H(m)	12

模板支架横向长度 B(m)	8	模板支架纵向长度 L(m)	10
---------------	---	---------------	----

二、荷载设计

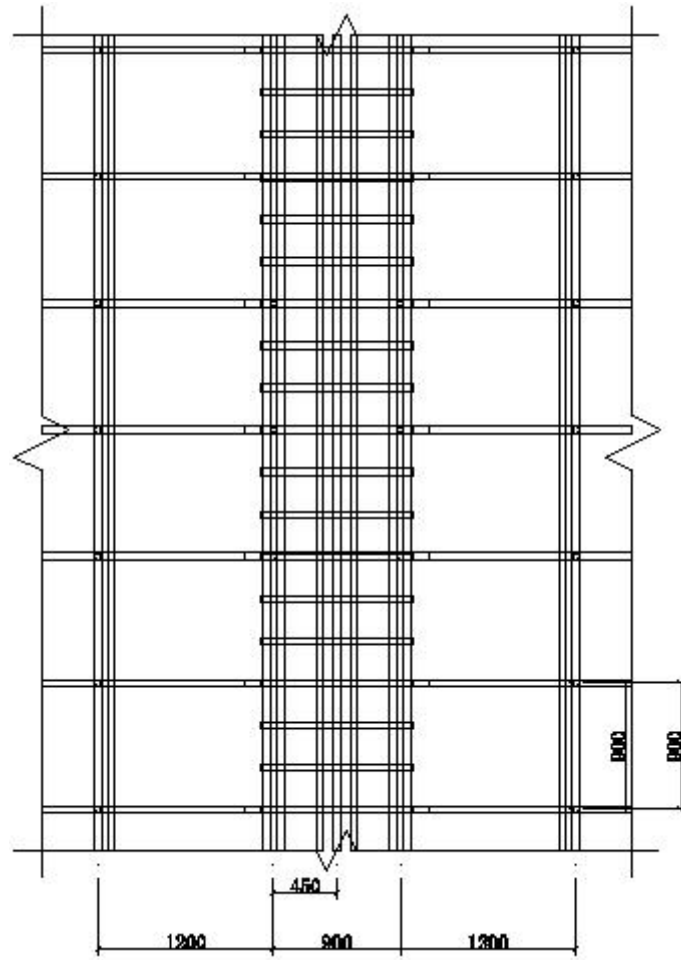
模板及其支架自重标准值 G_{1k} (kN/m ²)	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.5
新浇筑混凝土自重标准值 G_{2k} (kN/m ³)	24		
混凝土梁钢筋自重标准值 G_{3k} (kN/m ³)	1.5	混凝土板钢筋自重标准值 G_{3k} (kN/m ³)	1.1
施工人员及设备荷载标准值 Q_{1k} (kN/m ²)	2.5		
泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷载标准值 Q_{2k} (kN/m)	0.682		
风荷载标准值 ω_k (kN/m ²)	基本风压 ω_0 (kN/m ²)	0.35	非 自 定 义:0.296
	地基粗糙程度	C类(有密集建筑群市区)	
	模板支架顶部距地面高度 (m)	12	
	风压高度变化系数 μ_z	0.65	
	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

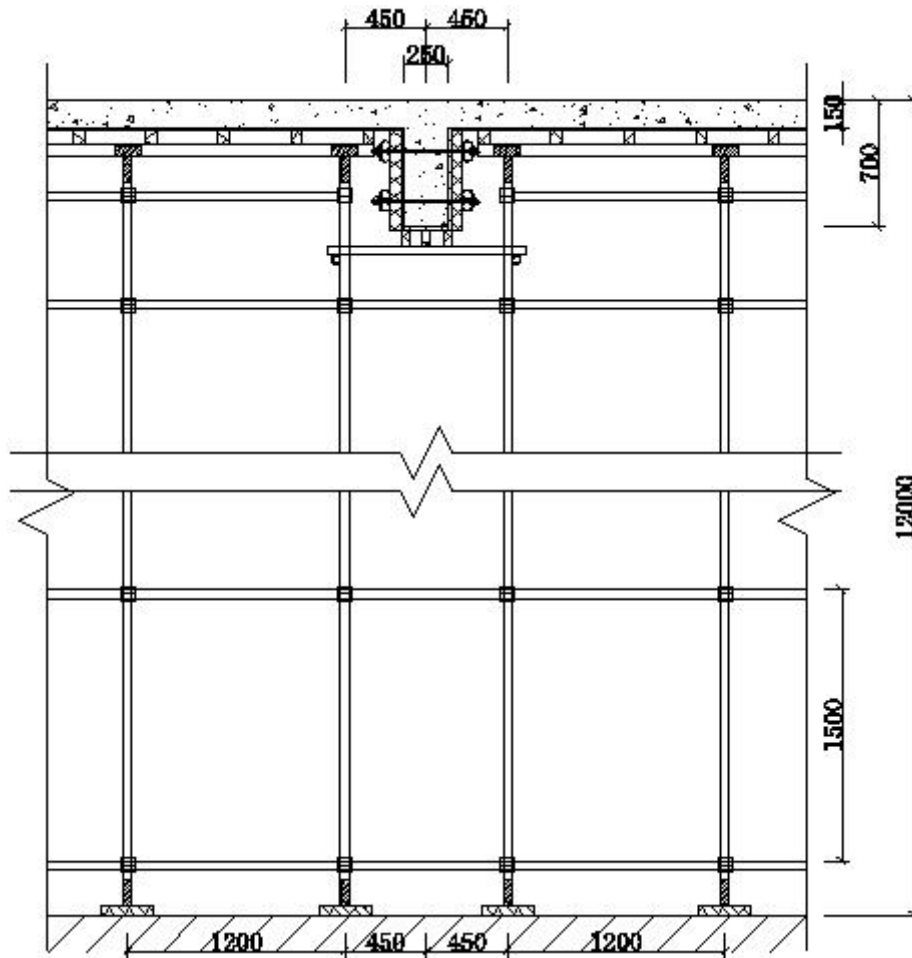
结构重要性系数 γ_0	1.1
脚手架安全等级	I 级

新浇混凝土梁支撑方式	梁两侧有板，梁底小梁平行梁跨方向
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)	1000
可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度 a (mm)	650
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 l'_a (mm)、 l'_b (mm)	900、1200
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
梁侧立杆与主梁连接形式	扣件
梁底增加立杆根数	0
梁底支撑小梁最大悬挑长度 (mm)	200
梁底支撑小梁根数	3
梁底支撑小梁间距 (mm)	125
每纵距内附加梁底支撑主梁根数	2
承载力设计值调整系数 γ_R	1
结构表面的要求	结构表面外露
模板及支架计算依据	《建筑施工承插型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



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)	13	面板抗剪强度设计值 [τ] (N/mm^2)	1.4
面板弹性模量 E (N/mm^2)	10000		

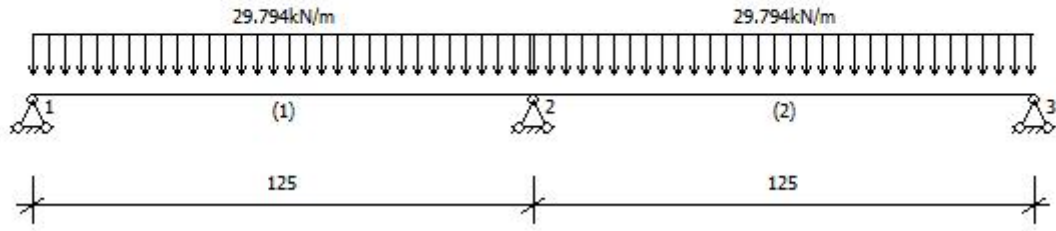
取梁纵向单位宽度 $b=1000\text{mm}$ ，按二等跨连续梁计算：

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

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$$q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times b = 1.1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.7) + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 29.794\text{kN/m}$$

计算简图如下：



1、强度验算

$$q_{1静} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1.1 \times 1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.7) \times 1 = 25.669 \text{ kN/m}$$

$$q_{1活} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times b = 1.1 \times 1.5 \times 2.5 \times 1 = 4.125 \text{ kN/m}$$

$$M_{max} = 0.125 q_1 L^2 = 0.125 \times 29.794 \times 0.125^2 = 0.058 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{max} / W = 0.058 \times 10^6 / 37500 = 1.552 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 13 / 1 = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值:

$$q_2 = 1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.7) \times 1 = 17.95 \text{ kN/m}$$

$$v_{max} = 0.521 q_2 L^4 / (100EI) = 0.521 \times 17.95 \times 125^4 / (100 \times 10000 \times 281250) = 0.008 \text{ mm} \leq [v]$$

$$= L / 400 = 125 / 400 = 0.312 \text{ mm}$$

满足要求!

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_1 = R_3 = 0.375 q_{1静} L + 0.437 q_{1活} L = 0.375 \times 25.669 \times 0.125 + 0.437 \times 4.125 \times 0.125 = 1.429 \text{ kN}$$

$$R_2 = 1.25 q_1 L = 1.25 \times 29.794 \times 0.125 = 4.655 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R_1' = R_3' = 0.375 q_2 L = 0.375 \times 17.95 \times 0.125 = 0.841 \text{ kN}$$

$$R_2' = 1.25 q_2 L = 1.25 \times 17.95 \times 0.125 = 2.805 \text{ kN}$$

五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	45×95
小梁抗弯强度设计值	13	小梁抗剪强度设计值	1.4

[f] (N/mm ²)		[τ] (N/mm ²)	
小梁截面抵抗矩 W (cm ³)	67.688	小梁弹性模量 E (N/mm ²)	9350
小梁截面惯性矩 I (cm ⁴)	321.516	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 (mm)	300

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： $q_2 = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁宽} / (\text{小梁根数} - 1) = 1.1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.25 / 2 = 0.036 \text{ kN/m}$

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： $q_{1左} = R_1 / b = 1.429 / 1 = 1.429 \text{ kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.036 \text{ kN/m}$

梁左侧模板传递给左边小梁荷载 $q_{3左} = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) = 1.1 \times 1.3 \times 0.5 \times (0.7 - 0.15) = 0.393 \text{ kN/m}$

梁左侧楼板传递给左边小梁荷载 $q_{4左} = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽} / 2) / 2 = 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 2.5] \times (0.45 - 0.25 / 2) / 2 = 1.661 \text{ kN/m}$

左侧小梁总荷载 $q_{左} = q_{1左} + q_2 + q_{3左} + q_{4左} = 1.429 + 0.036 + 0.393 + 1.661 = 3.519 \text{ kN/m}$

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： $q_{1中} = \text{Max}[R_2] / b = \text{Max}[4.655] / 1 = 4.655 \text{ kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.036 \text{ kN/m}$

中间小梁总荷载 $q_{中} = q_{1中} + q_2 = 4.655 + 0.036 = 4.691 \text{ kN/m}$

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： $q_{1右} = R_3 / b = 1.429 / 1 = 1.429 \text{ kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.036 \text{ kN/m}$

梁右侧模板传递给右边小梁荷载 $q_{3右} = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) = 1.1 \times 1.3 \times 0.5 \times (0.7 - 0.15) = 0.393 \text{ kN/m}$

梁右侧楼板传递给右边小梁荷载 $q_{4右} = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽} / 2) / 2 = 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 2.5]$

$$\times ((0.9-0.45)-0.25/2)/2=1.661\text{kN/m}$$

$$\text{右侧小梁总荷载 } q_{\text{右}}=q_{1\text{右}}+q_2+q_{3\text{右}}+q_{4\text{右}}=1.429+0.036+0.393+1.661=3.519\text{kN/m}$$

4) 各道小梁最大线荷载设计值计算

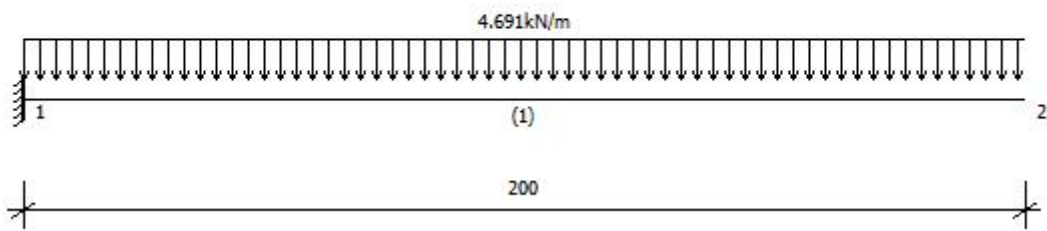
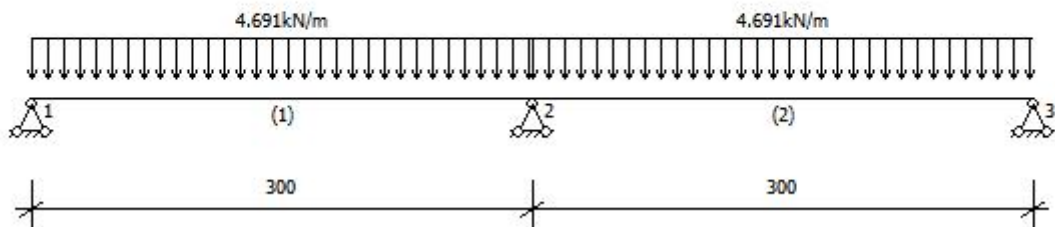
$$\text{小梁最大荷载 } q=\text{Max}[q_{\text{左}}, q_{\text{中}}, q_{\text{右}}]=\text{Max}[3.519, 4.691, 3.519]=4.691\text{kN/m}$$

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：

$$\text{小梁最大荷载标准值：} q'=\text{Max}[q'_{\text{左}}, q'_{\text{中}}, q'_{\text{右}}]=\text{Max}[1.834, 2.83, 1.834]=2.83\text{kN/m}$$

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

$$M_{\text{max}}=\text{max}[0.125q_1l_1^2, 0.5q_1l_2^2]=\text{max}[0.125 \times 4.691 \times 0.3^2, 0.5 \times 4.691 \times 0.2^2]=0.094\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma=M_{\text{max}}/W=0.094 \times 10^6/67688=1.386\text{N/mm}^2 \leq [f]/\gamma_R=13/1=13\text{N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算

$$V_{\text{max}}=\text{max}[0.625q_1l_1, q_1l_2]=\text{max}[0.625 \times 4.691 \times 0.3, 4.691 \times 0.2]=0.938\text{kN}$$

$$\tau_{\text{max}}=3V_{\text{max}}/(2bh_0)=3 \times 0.938 \times 1000/(2 \times 45 \times 95)=0.329\text{N/mm}^2 \leq [\tau]/\gamma$$

$$R=1.4/1=1.4\text{N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算

$$v_1=0.521q'l_1^4/(100EI)=0.521\times 2.83\times 300^4/(100\times 9350\times 321.516\times 10^4)=0.004\text{mm}$$

$$\leq [v]=l_1/400=300/400=0.75\text{mm}$$

$$v_2=q'l_2^4/(8EI)=2.83\times 200^4/(8\times 9350\times 321.516\times 10^4)=0.019\text{mm}\leq [v]=2l_2/400=2$$

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

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_{\max}=\max[1.25qL_1, 0.375qL_1+qL_2]=\max[1.25\times 4.691\times 0.3, 0.375\times 4.691\times 0.3+4.691\times 0.2]=1.759\text{kN}$$

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 $R_1=1.32\text{kN}$, $R_2=1.759\text{kN}$, $R_3=1.32\text{kN}$

正常使用极限状态

$$R_{\max}'=\max[1.25q'l_1, 0.375q'l_1+q'l_2]=\max[1.25\times 2.83\times 0.3, 0.375\times 2.83\times 0.3+2.83\times 0.2]=1.061\text{kN}$$

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 $R_1'=0.688\text{kN}$, $R_2'=1.061\text{kN}$, $R_3'=0.688\text{kN}$

六、主梁验算

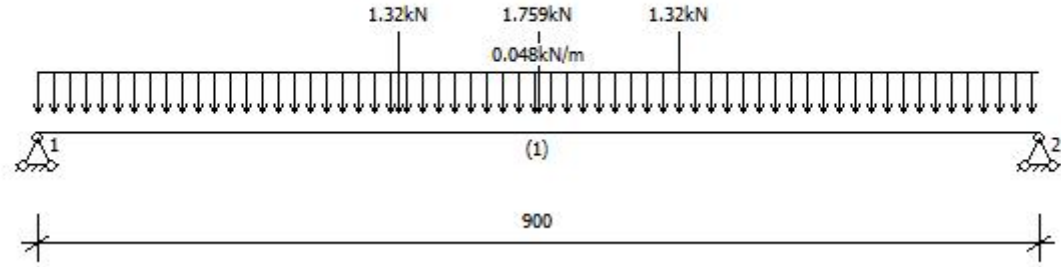
主梁类型	钢管	主梁截面类型(mm)	$\Phi 48\times 3.5$
主梁计算截面类型(mm)	$\Phi 48\times 3$	主梁抗弯强度设计值 [f](N/mm ²)	205
主梁抗剪强度设计值 [τ](N/mm ²)	120	主梁截面抵抗矩 W(cm ³)	4.49
主梁弹性模量 E(N/mm ²)	206000	主梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	10.78

承载能力极限状态

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

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)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.83 \times 10^6 / 4490 = 184.745 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



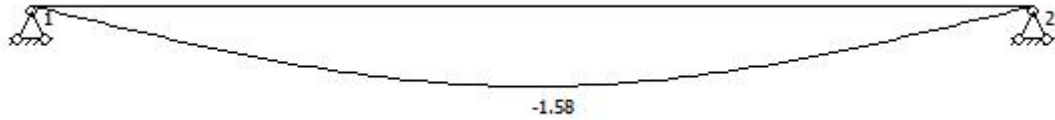
主梁剪力图 (kN)

$$V_{\max} = 2.221 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 2.221 \times 1000 / 424 = 10.477 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 120 / 1 = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图(mm)

$$v_{\max} = 1.58 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 900/400 = 2.25 \text{ mm}$$

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 $R_1 = 2.221 \text{ kN}$, $R_2 = 2.221 \text{ kN}$

正常使用极限状态

支座反力依次为 $R_1' = 1.233 \text{ kN}$, $R_2' = 1.233 \text{ kN}$

七、纵向水平钢管验算

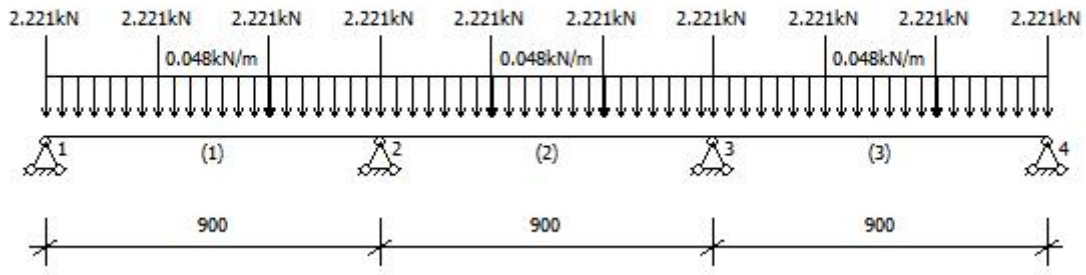
钢管计算截面类型(mm)	$\Phi 48 \times 3$	钢管截面面积 $A (\text{mm}^2)$	424
钢管弹性模量 $E (\text{N/mm}^2)$	206000	钢管截面惯性矩 $I (\text{cm}^4)$	10.78
钢管截面抵抗矩 $W (\text{cm}^3)$	4.49	钢管抗弯强度设计值 $[f] (\text{N/mm}^2)$	205
钢管抗剪强度设计值 $[\tau] (\text{N/mm}^2)$	120		

$$R = \max[R_1, R_2] = \max[2.221, 2.221] = 2.221 \text{ kN}, \quad R' = \max[R_1', R_2'] = \max[1.233, 1.233] = 1.233 \text{ kN}$$

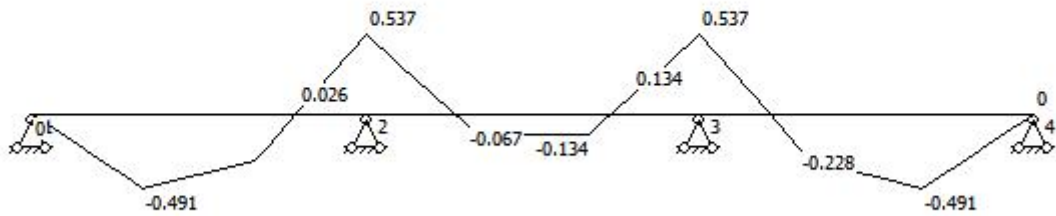
纵向水平钢管自重设计值: $q = 1.1 \times 1.3 \times 0.033 = 0.048 \text{ kN/m}$

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

计算简图如下:



1、抗弯验算

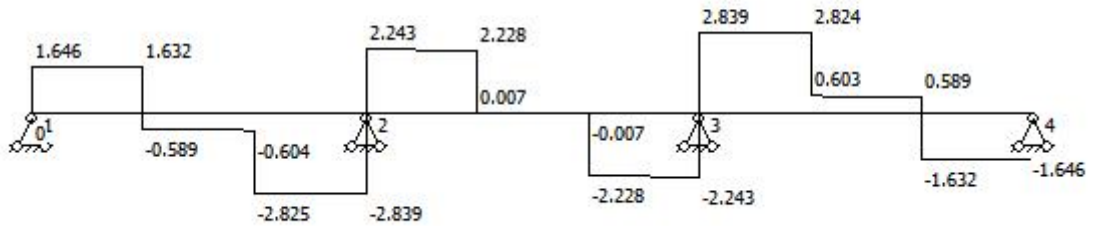


纵向水平钢管弯矩图 (kN · m)

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.537 \times 10^6 / 4490 = 119.527 \text{N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



纵向水平钢管剪力图 (kN)

$$V_{\max} = 2.839 \text{kN}$$

$$\tau_{\max} = 2V_{\max}/A = 2 \times 2.839 \times 1000 / 424 = 13.391 \text{N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 120 / 1 = 120 \text{N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



纵向水平钢管变形图 (mm)

$$v_{\max}=0.78\text{mm}\leq[v]=L/400=900/400=2.25\text{mm}$$

满足要求!

4、支座反力计算

支座反力依次为 $R_1=3.867\text{kN}$, $R_2=7.303\text{kN}$, $R_3=7.302\text{kN}$, $R_4=3.867\text{kN}$

同理可得：两侧立杆所受支座反力依次为 $R_1=7.303\text{kN}$, $R_2=7.303\text{kN}$

八、扣件抗滑移验算

扣件抗滑移折减系数 k_c	0.85		
-----------------	------	--	--

1、扣件抗滑移验算

$0.85 \times 8 = 6.8\text{kN} < \text{两侧立杆最大受力 } N = \max[R_1, R_2] = \max[7.303, 7.303] = 7.303\text{kN} \leq 0.85 \times 12 = 10.2\text{kN}$

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

九、立杆验算

立杆钢管截面类型 (mm)	$\Phi 48.3 \times 3.2$	立杆钢管计算截面类型 (mm)	$\Phi 48 \times 3$
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	1.05	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	650		

悬臂长度 a (mm)	
-------------	--

1、长细比验算

$$h_{\max} = \max(\beta_H \eta h, \beta_H \gamma h' + 2ka) = \max(1.05 \times 1.05 \times 1500, 1.05 \times 0.9 \times 1000 + 2 \times 0.6 \times 650) = 1725\text{mm}$$

$$\lambda = h_{\max}/i = 1725/15.9 = 108.491 \leq [\lambda] = 150$$

长细比满足要求!

查表得, $\phi = 0.418$

2、风荷载计算

$$M_w = \gamma_0 \times \phi_c \times 1.5 \times \omega_k \times l_a \times h^2/10 = 1.1 \times 0.9 \times 1.5 \times 0.296 \times 0.9 \times 1.5^2/10 = 0.089\text{kN} \cdot \text{m}$$

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

$$q_1 = 1.1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.7) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times 1 = 29.381\text{kN/m}$$

2) 小梁验算

$$q_1 = \max\{1.406 + 1.1 \times 1.3 \times [(0.3 - 0.1) \times 0.25/2 + 0.5 \times (0.7 - 0.15)] + 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times \max[0.45 - 0.25/2, (0.9 - 0.45) - 0.25/2]/2 \times 1, 4.591 + 1.1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.25/2\} = 4.627\text{kN/m}$$

同上四~七计算过程, 可得:

$$R_1 = 7.152\text{kN}, R_2 = 7.152\text{kN}$$

$$\begin{aligned} \text{立杆最大受力 } N_w &= \max[R_1 + N_{\text{边}1}, R_2 + N_{\text{边}2}] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times H + M_w/1_b = \\ &= \max[7.152 + 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times [1.2/2 + (0.45 - 0.25/2)/2] \times 0.9, \\ &7.152 + 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times [1.2/2 + (0.9 - 0.45 - 0.25/2)/2] \times 0.9] + 1.1 \times 1.3 \times 0.15 \times 12 + 0.089/0.9 = 16.558\text{kN} \end{aligned}$$

$$f = N_w / (\phi A) + M_w / W = 16558.262 / (0.418 \times 424) + 0.089 \times 10^6 / 4490 = 113.249\text{N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 300/1 = 300\text{N/mm}^2$$

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

$$H/B=12/8=1.5 \leq 3$$

满足要求!

十一、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	12	模板支架纵向长度 L(m)	10
模板支架横向长度 B(m)	8		

混凝土浇筑前，倾覆力矩主要由风荷载产生，抗倾覆力矩主要由模板及支架自重产生

$$M_T = \gamma_0 \times \phi_c \times \gamma_q (\omega_k L H^2 / 2) = 1.1 \times 1 \times 1.5 \times (0.296 \times 10 \times 12^2 / 2) = 351.648 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G [G_{1k} + 0.15 \times H / (1_a' \times 1_b')] L B^2 / 2 = 0.9 \times [0.5 + 0.15 \times 12 / (0.9 \times 1.2)] \times 10 \times 8^2 / 2 = 624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 351.648 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 624 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足要求!

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

$$M_T = \gamma_0 \times \phi_c \times \gamma_q (Q_{2k} L H) = 1.1 \times 1 \times 1.5 \times (0.682 \times 10 \times 12) = 135.036 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G [G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) h_0 + 0.15 \times H / (1_a' \times 1_b')] L B^2 / 2 = 0.9 \times [0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15 + 0.15 \times 12 / (0.9 \times 1.2)] \times 10 \times 8^2 / 2 = 1708.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 135.036 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 1708.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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)	150
立杆垫板宽 b (mm)	150		

$$F_1 = N = 16.558 \text{ kN}$$

1、受冲切承载力计算

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

公式	参数剖析
----	------

$F_1 \leq (0.7 \beta_h f_t + 0.25 \sigma_{pc, m}) \eta u_m h_0$	F_1	局部荷载设计值或集中反力设计值
	β_h	截面高度影响系数：当 $h \leq 800\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 1.0$ ；当 $h \geq 2000\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 0.9$ ；中间线性插入取用。
	f_t	混凝土轴心抗拉强度设计值
	$\sigma_{pc, m}$	临界面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值控制在 $1.0\text{--}3.5\text{N/mm}^2$ 范围内
	u_m	临界截面周长：距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长。
	h_0	截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值
$\eta = \min(\eta_1, \eta_2) \eta$ $\eta_1 = 0.4 + 1.2/\beta_s, \eta_2 = 0.5 + a_s \times h_0/4U_m$	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： $\beta_h = 1$ ， $f_t = 0.829\text{N/mm}^2$ ， $\eta = 1$ ， $h_0 = h - 20 = 80\text{mm}$ ，

$u_m = 2[(a+h_0) + (b+h_0)] = 920\text{mm}$

$F = (0.7 \beta_h f_t + 0.25 \sigma_{pc, m}) \eta u_m h_0 = (0.7 \times 1 \times 0.829 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 920 \times 80 / 1000 = 42.71\text{kN} \geq$

$F_1 = 16.558\text{kN}$

满足要求！

2、局部受压承载力计算

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

公式	参数剖析	
$F_1 \leq 1.35 \beta_c \beta_1 f_c A_{ln}$	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_1	混凝土局部受压时的强度提高系数
	A_{1n}	混凝土局部受压净面积
$\beta_1 = (A_b/A_1)^{1/2}$	A_1	混凝土局部受压面积
	A_b	局部受压的计算底面积，按本规范第 6.6.2 条确定

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

$$\beta_1 = (A_b/A_1)^{1/2} = [(a+2b) \times (b+2b)/(ab)]^{1/2} = [(450) \times (450)/(150 \times 150)]^{1/2} = 3$$

$$A_{1n} = ab = 22500\text{mm}^2$$

$$F = 1.35 \beta_c \beta_1 f_c A_{1n} = 1.35 \times 1 \times 3 \times 8.294 \times 22500/1000 = 755.791\text{kN} \geq F_1 = 16.558\text{kN}$$

满足要求！

(三) 450x1050mm 梁模板支架计算书（盘扣式）

计算依据：

- 1、《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
- 2、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024年版）
- 3、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 4、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 5、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
- 6、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 7、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 8、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL14	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	450×1050
梁侧楼板计算厚度(mm)	150	模板支架高度H(m)	12
模板支架横向长度B(m)	10	模板支架纵向长度L(m)	10

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	

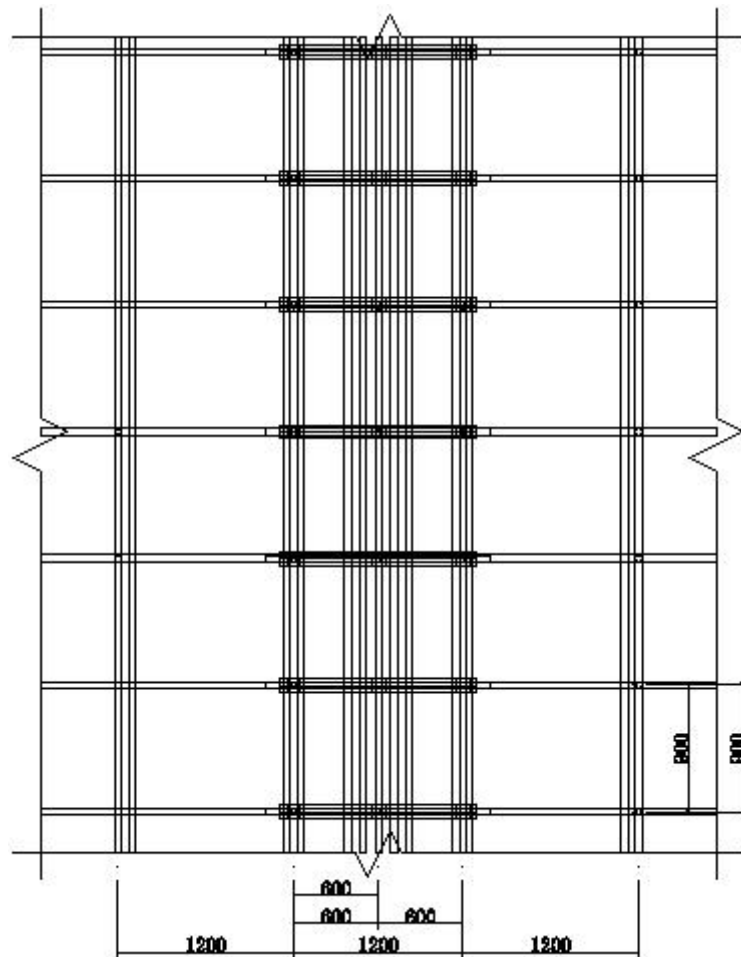
混凝土梁钢筋自重标准值 G_{3k} (kN/m ³)	1.5	混凝土板钢筋自重标准值 G_{3k} (kN/m ³)	1.1	
施工人员及设备荷载标准值 Q_{1k} (kN/m ²)	2.5			
泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷载标准值 Q_{2k} (kN/m)	0.853			
风荷载标准值 ω_k (kN/m ²)	基本风压 ω_0 (kN/m ²)	0.35	非 自 定 义:0.296	
	地基粗糙程度	C类(有密集建筑群市区)		
	模板支架顶部距地面高度 (m)	12		
	风压高度变化系数 μ_z	0.65		
	风荷载体型系数 μ_s	1.3		
风荷载作用方向	沿模板支架横向作用			

三、模板体系设计

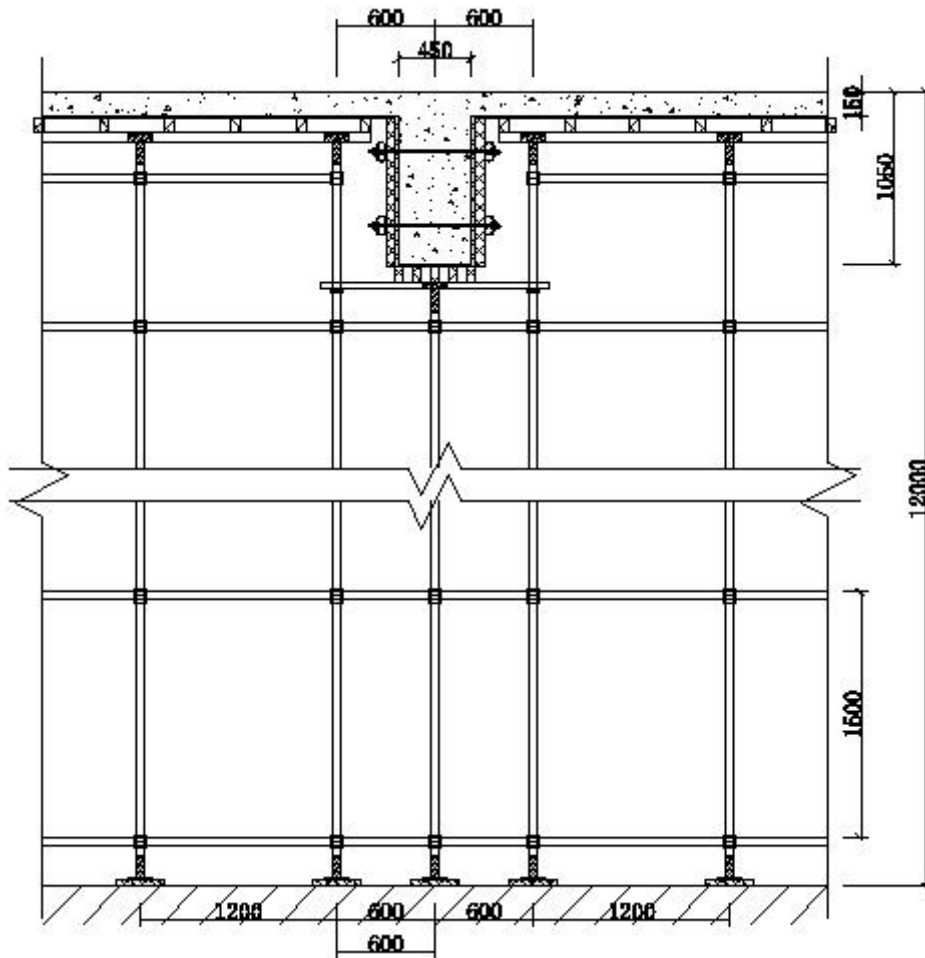
结构重要性系数 γ_0	1.1
脚手架安全等级	I级
新浇混凝土梁支撑方式	梁两侧有板，梁底小梁平行梁跨方向
梁跨度方向立杆纵距是否相等	是
梁跨度方向立杆间距 l_a (mm)	900
梁两侧立杆横向间距 l_b (mm)	1200
最大步距 h (mm)	1500
顶层步距 h' (mm)	1000
可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度 a (mm)	650
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 l'_a (mm)、 l'_b (mm)	900、1200
混凝土梁距梁两侧立杆中的位置	居中
梁左侧立杆距梁中心线距离 (mm)	600
梁侧立杆与主梁连接形式	盘扣连接盘
梁底增加立杆根数	1
梁底增加立杆布置方式	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)	600
梁底支撑小梁最大悬挑长度 (mm)	200
梁底支撑小梁根数	5

梁底支撑小梁间距(mm)	112
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
结构表面的要求	结构表面外露
模板及支架计算依据	《建筑施工承插型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



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)	13	面板抗剪强度设计值 [τ] (N/mm ²)	1.4
面板弹性模量 E (N/mm ²)	10000		

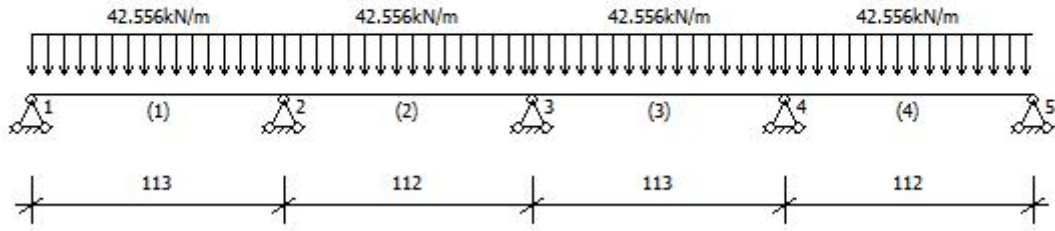
取梁纵向单位宽度 $b=1000\text{mm}$ ，按四等跨连续梁计算：

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

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$$q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times b = 1.1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1.05) + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 42.556\text{kN/m}$$

计算简图如下：



1、强度验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1.1 \times 1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1.05) \times 1 = 38.431 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times b = 1.1 \times 1.5 \times 2.5 \times 1 = 4.125 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = 0.107q_{1\text{静}}L^2 + 0.121q_{1\text{活}}L^2 = 0.107 \times 38.431 \times 0.113^2 + 0.121 \times 4.125 \times 0.113^2 = 0.058 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\text{max}}/W = 0.058 \times 10^6 / 37500 = 1.556 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 13 / 1 = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值:

$$q_2 = 1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1.05) \times 1 = 26.875 \text{ kN/m}$$

$$v_{\text{max}} = 0.632q_2L^4 / (100EI) = 0.632 \times 26.875 \times 112.5^4 / (100 \times 10000 \times 281250) = 0.01 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 112.5/400 = 0.281 \text{ mm}$$

满足要求!

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_1 = R_5 = 0.393q_{1\text{静}}L + 0.446q_{1\text{活}}L = 0.393 \times 38.431 \times 0.113 + 0.446 \times 4.125 \times 0.113 = 1.906 \text{ kN}$$

$$R_2 = R_4 = 1.143q_{1\text{静}}L + 1.223q_{1\text{活}}L = 1.143 \times 38.431 \times 0.113 + 1.223 \times 4.125 \times 0.113 = 5.509 \text{ kN}$$

$$R_3 = 0.928q_{1\text{静}}L + 1.142q_{1\text{活}}L = 0.928 \times 38.431 \times 0.113 + 1.142 \times 4.125 \times 0.113 = 4.542 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R_1' = R_5' = 0.393q_2L = 0.393 \times 26.875 \times 0.113 = 1.188 \text{ kN}$$

$$R_2' = R_4' = 1.143q_2L = 1.143 \times 26.875 \times 0.113 = 3.456 \text{ kN}$$

$$R_3' = 0.928q_2L = 0.928 \times 26.875 \times 0.113 = 2.806 \text{ kN}$$

五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	45×95
小梁抗弯强度设计值 [f] (N/mm ²)	13	小梁抗剪强度设计值 [τ] (N/mm ²)	1.4
小梁截面抵抗矩 W (cm ³)	67.688	小梁弹性模量 E (N/mm ²)	9350
小梁截面惯性矩 I (cm ⁴)	321.516	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)	600	主梁间距 l ₁ (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： $q_2 = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁宽} / (\text{小梁根数} - 1) = 1.1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.45 / 4 = 0.032 \text{ kN/m}$

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： $q_{1左} = R_1 / b = 1.906 / 1 = 1.906 \text{ kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.032 \text{ kN/m}$

梁左侧模板传递给左边小梁荷载 $q_{3左} = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) = 1.1 \times 1.3 \times 0.5 \times (1.05 - 0.15) = 0.644 \text{ kN/m}$

梁左侧楼板传递给左边小梁荷载 $q_{4左} = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离} - \text{梁宽} / 2) / 2 = 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 2.5] \times (0.6 - 0.45 / 2) / 2 = 1.917 \text{ kN/m}$

左侧小梁总荷载 $q_{左} = q_{1左} + q_2 + q_{3左} + q_{4左} = 1.906 + 0.032 + 0.644 + 1.917 = 4.499 \text{ kN/m}$

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： $q_{1中} = \text{Max}[R_2, R_3, R_4] / b = \text{Max}[5.509, 4.542, 5.509] / 1 = 5.509 \text{ kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.032 \text{ kN/m}$

中间小梁总荷载 $q_{中} = q_{1中} + q_2 = 5.509 + 0.032 = 5.542 \text{ kN/m}$

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： $q_{1右} = R_5 / b = 1.906 / 1 = 1.906 \text{ kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.032 \text{ kN/m}$

梁右侧模板传递给右边小梁荷载 $q_{3右} = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) = 1.1 \times 1.3 \times 0.5 \times (1.05 - 0.15) = 0.644 \text{ kN/m}$

梁右侧楼板传递给右边小梁荷载 $q_{4右} = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times ((1_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽} / 2) / 2 = 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 2.5] \times ((1.2 - 0.6) - 0.45 / 2) / 2 = 1.917 \text{ kN/m}$

右侧小梁总荷载 $q_{右} = q_{1右} + q_2 + q_{3右} + q_{4右} = 1.906 + 0.032 + 0.644 + 1.917 = 4.499 \text{ kN/m}$

4) 各道小梁最大线荷载设计值计算

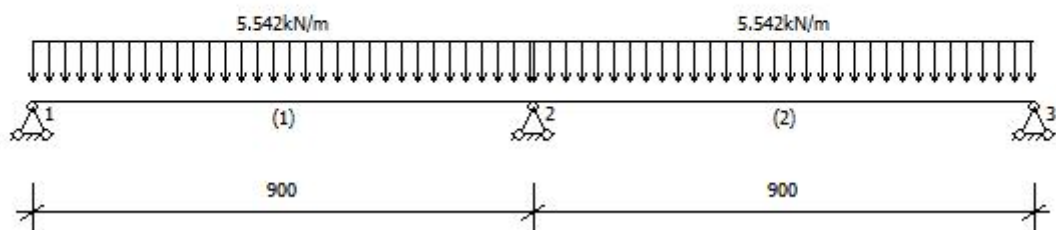
小梁最大荷载 $q = \text{Max}[q_{左}, q_{中}, q_{右}] = \text{Max}[4.499, 5.542, 4.499] = 5.542 \text{ kN/m}$

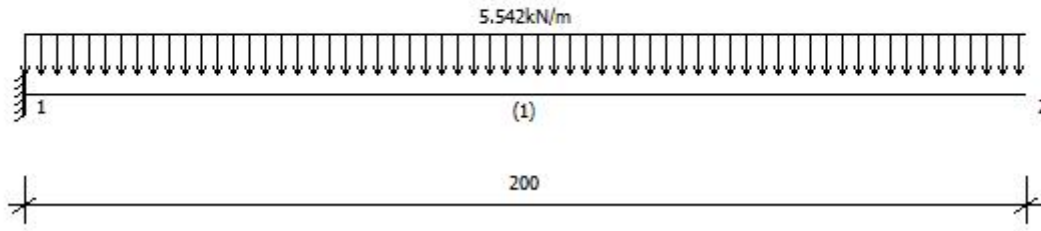
5) 各道小梁最大线荷载标准值计算

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： $q' = \text{Max}[q'_{左}, q'_{中}, q'_{右}] = \text{Max}[2.46, 3.478, 2.46] = 3.478 \text{ kN/m}$

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

$$M_{\max} = \max[0.125q_1 l_1^2, 0.5q_1 l_2^2] = \max[0.125 \times 5.542 \times 0.9^2, 0.5 \times 5.542 \times 0.2^2] = 0.561 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.561 \times 10^6 / 67688 = 8.29 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 13 / 1 = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算

$$V_{\max} = \max[0.625q_1 l_1, q_1 l_2] = \max[0.625 \times 5.542 \times 0.9, 5.542 \times 0.2] = 3.117 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 3.117 \times 1000 / (2 \times 45 \times 95) = 1.094 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 1.4 / 1 = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算

$$v_1 = 0.521q_1 l_1^4 / (100EI) = 0.521 \times 3.478 \times 900^4 / (100 \times 9350 \times 321.516 \times 10^4) = 0.395 \text{ mm} \leq [v] = l_1 / 400 = 900 / 400 = 2.25 \text{ mm}$$

$$v_2 = q_1 l_2^4 / (8EI) = 3.478 \times 200^4 / (8 \times 9350 \times 321.516 \times 10^4) = 0.023 \text{ mm} \leq [v] = 2l_2 / 400 = 2 \times 200 / 400 = 1 \text{ mm}$$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_{\max} = \max[1.25q_1 L_1, 0.375q_1 L_1 + q_1 L_2] = \max[1.25 \times 5.542 \times 0.9, 0.375 \times 5.542 \times 0.9 + 5.542 \times 0.2] = 6.235 \text{ kN}$$

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 $R_1 = 5.061 \text{ kN}$, $R_2 = 6.235 \text{ kN}$, $R_3 = 5.146 \text{ kN}$, $R_4 = 6.235 \text{ kN}$, $R_5 = 5.061 \text{ kN}$

正常使用极限状态

$$R_{\max}' = \max[1.25q_1' L_1, 0.375q_1' L_1 + q_1' L_2] = \max[1.25 \times 3.478 \times 0.9, 0.375 \times 3.478 \times 0.9 + 3.478 \times 0.2] = 3.913 \text{ kN}$$

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 $R_1' = 2.768 \text{ kN}$, $R_2' = 3.913 \text{ kN}$, $R_3' = 3.181 \text{ kN}$, $R_4' = 3.913 \text{ kN}$, $R_5' = 2.768 \text{ kN}$

六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型 (mm)	$\Phi 48 \times 3.5$
主梁计算截面类型 (mm)	$\Phi 48 \times 3$	主梁抗弯强度设计值 $[f]$ (N/mm ²)	205
主梁抗剪强度设计值 $[\tau]$ (N/mm ²)	120	主梁截面抵抗矩 W (cm ³)	4.49

主梁弹性模量 E (N/mm^2)	206000	主梁截面惯性矩 I (cm^4)	10.78
可调托座内主梁根数	2	主梁受力不均匀系数 K_s	0.5

主梁 2 根合并，其主梁受力不均匀系数 $K_s=0.5$ ，则：

承载能力极限状态

单根主梁所受集中力设计值：

$P_1=R_1 \times K_s=5.061 \times 0.5=2.531kN$, $P_2=R_2 \times K_s=6.235 \times 0.5=3.117kN$, $P_3=R_3 \times K_s=5.146 \times 0.5=2.573kN$, $P_4=R_4 \times K_s=6.235 \times 0.5=3.117kN$, $P_5=R_5 \times K_s=5.061 \times 0.5=2.531kN$

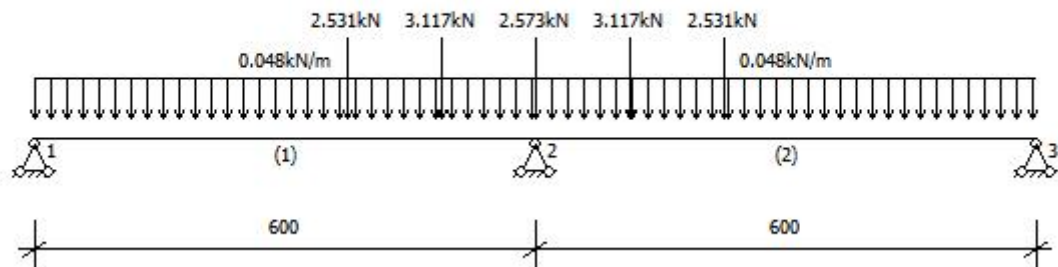
单根主梁自重设计值： $q=1.1 \times 1.3 \times 0.033=0.048kN/m$

正常使用极限状态

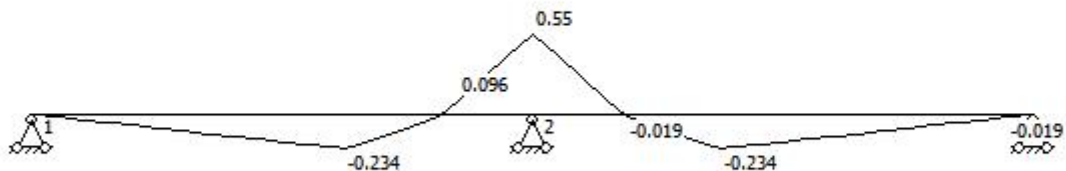
单根主梁所受集中力标准值：

$P_1'=R_1' \times K_s=2.768 \times 0.5=1.384kN$, $P_2'=R_2' \times K_s=3.913 \times 0.5=1.956kN$, $P_3'=R_3' \times K_s=3.181 \times 0.5=1.591kN$, $P_4'=R_4' \times K_s=3.913 \times 0.5=1.956kN$, $P_5'=R_5' \times K_s=2.768 \times 0.5=1.384kN$

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



1、抗弯验算

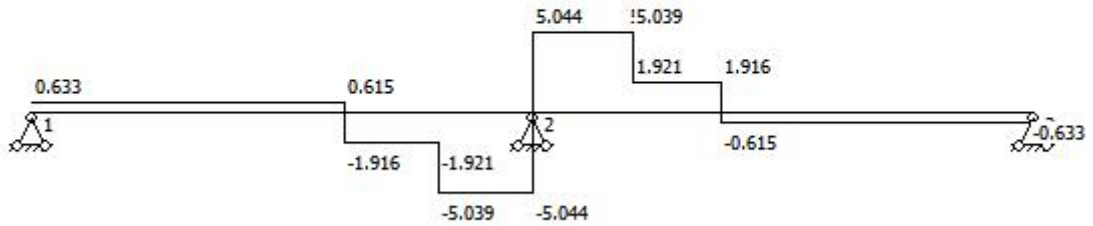


主梁弯矩图 ($kN \cdot m$)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.55 \times 10^6 / 4490 = 122.499 N/mm^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 N/mm^2$$

满足要求！

2、抗剪验算



主梁剪力图(kN)

$V_{max} = 12.661\text{kN}$

$\tau_{max} = 2V_{max}/A = 2 \times 12.661 \times 1000 / 424 = 59.721\text{N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 120 / 1 = 120\text{N/mm}^2$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图(mm)

$v_{max} = 0.146\text{mm} \leq [v] = L/400 = 600/400 = 1.5\text{mm}$

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 $R_1 = 0.633\text{kN}$, $R_2 = 12.661\text{kN}$, $R_3 = 0.633\text{kN}$

立杆所受主梁支座反力依次为 $P_1 = R_1/K_s = 0.633/0.5 = 1.266\text{kN}$, $P_2 = R_2/K_s = 12.661/0.5 = 25.322\text{kN}$, $P_3 = R_3/K_s = 0.633/0.5 = 1.266\text{kN}$

七、连接盘抗剪承载力验算

$F_R = \max[P_1, P_3] = \max[1.266, 1.266] = 1.266\text{kN} \leq Q_b / \gamma_R = 40 / 1 = 40\text{kN}$

满足要求!

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

1、可调托座验算

可调托座最大受力 $N = \max[P_2] = 25.322\text{kN} \leq [N] / \gamma_R = 100 / 1 = 100\text{kN}$

满足要求!

九、立杆验算

立杆钢管截面类型(mm)	$\Phi 48.3 \times 3.2$	立杆钢管计算截面类型(mm)	$\Phi 48 \times 3$
钢材等级	Q355	立杆截面面积 $A(\text{mm}^2)$	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	1.05	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)	650		

1、长细比验算

$h_{\max} = \max(\beta_H \eta h, \beta_H \gamma h' + 2ka) = \max(1.05 \times 1.05 \times 1500, 1.05 \times 0.9 \times 1000 + 2 \times 0.6 \times 650) = 1725\text{mm}$

$\lambda = h_{\max} / i = 1725 / 15.9 = 108.491 \leq [\lambda] = 150$

长细比满足要求!

查表得, $\phi = 0.418$

2、风荷载计算

$M_w = \gamma_0 \times \phi_c \times 1.5 \times \omega_k \times l_a \times h^2 / 10 = 1.1 \times 0.9 \times 1.5 \times 0.296 \times 0.9 \times 1.5^2 / 10 = 0.089\text{kN} \cdot \text{m}$

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

$q_1 = 1.1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1.05) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times 1 = 42.144\text{kN/m}$

2) 小梁验算

$q_1 = \max\{1.885 + 1.1 \times 1.3 \times [(0.3 - 0.1) \times 0.45 / 4 + 0.5 \times (1.05 - 0.15)] + 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times \max[0.6 - 0.45 / 2, (1.2 - 0.6) - 0.45 / 2] / 2 \times 1, 5.453 + 1.1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.45 / 4\} = 5.485\text{kN/m}$

同上四~六计算过程, 可得:

$P_1 = 1.242\text{kN}, P_2 = 24.961\text{kN}, P_3 = 1.242\text{kN}$

立杆最大受力 $N_w = \max[P_1 + N_{\text{边}1}, P_2, P_3 + N_{\text{边}2}] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times (H - \text{梁高}) + M_w / l_b$
 $= \max[1.242 + 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times [1.2 / 2 + (0.6 - 0.45 / 2) / 2] \times 0.9, 24.961, 1.242 + 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times [1.2 / 2 + (1.2 - 0.6 - 0.45 / 2) / 2] \times 0.9] + 1.1 \times 1.3 \times 0.15 \times (12 - 1.05) + 0.089 / 1.2 = 27.384\text{kN}$

$f = N_w / (\phi A) + M_w / W = 27383.747 / (0.418 \times 424) + 0.089 \times 10^6 / 4490 = 174.33\text{N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 300 / 1 = 300\text{N/mm}^2$

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

$H/B = 12/10 = 1.2 \leq 3$

满足要求!

十一、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H (m)	12	模板支架纵向长度 L (m)	10
----------------	----	------------------	----

模板支架横向长度 B(m)	10
---------------	----

混凝土浇筑前，倾覆力矩主要由风荷载产生，抗倾覆力矩主要由模板及支架自重产生

$$M_T = \gamma_0 \times \phi_c \times \gamma_Q (\omega_k LH^2/2) = 1.1 \times 1 \times 1.5 \times (0.296 \times 10 \times 12^2/2) = 351.648 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G [G_{1k} + 0.15 \times H / (l_a' \times l_b')] LB^2/2 = 0.9 \times [0.5 + 0.15 \times 12 / (0.9 \times 1.2)] \times 10 \times 10^2/2 = 975 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 351.648 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 975 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足要求!

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

$$M_T = \gamma_0 \times \phi_c \times \gamma_Q (Q_{2k} LH) = 1.1 \times 1 \times 1.5 \times (0.853 \times 10 \times 12) = 168.894 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G [G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) h_0 + 0.15 \times H / (l_a' \times l_b')] LB^2/2 = 0.9 \times [0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15 + 0.15 \times 12 / (0.9 \times 1.2)] \times 10 \times 10^2/2 = 2669.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 168.894 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 2669.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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)	100	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)	150
立杆垫板宽 b (mm)	150		

$$F_1 = N = 27.384 \text{ kN}$$

1、受冲切承载力计算

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

公式	参数剖析	
$F_1 \leq (0.7 \beta_h f_t + 0.25 \sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0$	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： $\beta_h=1$ ， $f_t=0.829\text{N/mm}^2$ ， $\eta=1$ ， $h_0=h-20=80\text{mm}$ ，

$u_m=2[(a+h_0)+(b+h_0)]=920\text{mm}$

$F=(0.7\beta_h f_t+0.25\sigma_{pc,m})\eta u_m h_0=(0.7\times 1\times 0.829+0.25\times 0)\times 1\times 920\times 80/1000=42.71\text{kN}\geq F_1=27.384\text{kN}$

满足要求！

2、局部受压承载力计算

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

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

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

$\beta_1=(A_b/A_1)^{1/2}=[(a+2b)\times(b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(450)\times(450)/(150\times 150)]^{1/2}=3$ ，

$A_{1n}=ab=22500\text{mm}^2$

$F=1.35\beta_c\beta_1 f_c A_{1n}=1.35\times 1\times 3\times 8.294\times 22500/1000=755.791\text{kN}\geq F_1=27.384\text{kN}$

满足要求！

（四）600x900mm 梁模板支架计算书（盘扣式）

计算依据：

- 1、《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
- 2、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024年版）
- 3、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 4、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 5、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
- 6、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 7、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 8、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL14	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	600×900
梁侧楼板计算厚度(mm)	150	模板支架高度H(m)	12
模板支架横向长度B(m)	10	模板支架纵向长度L(m)	10

二、荷载设计

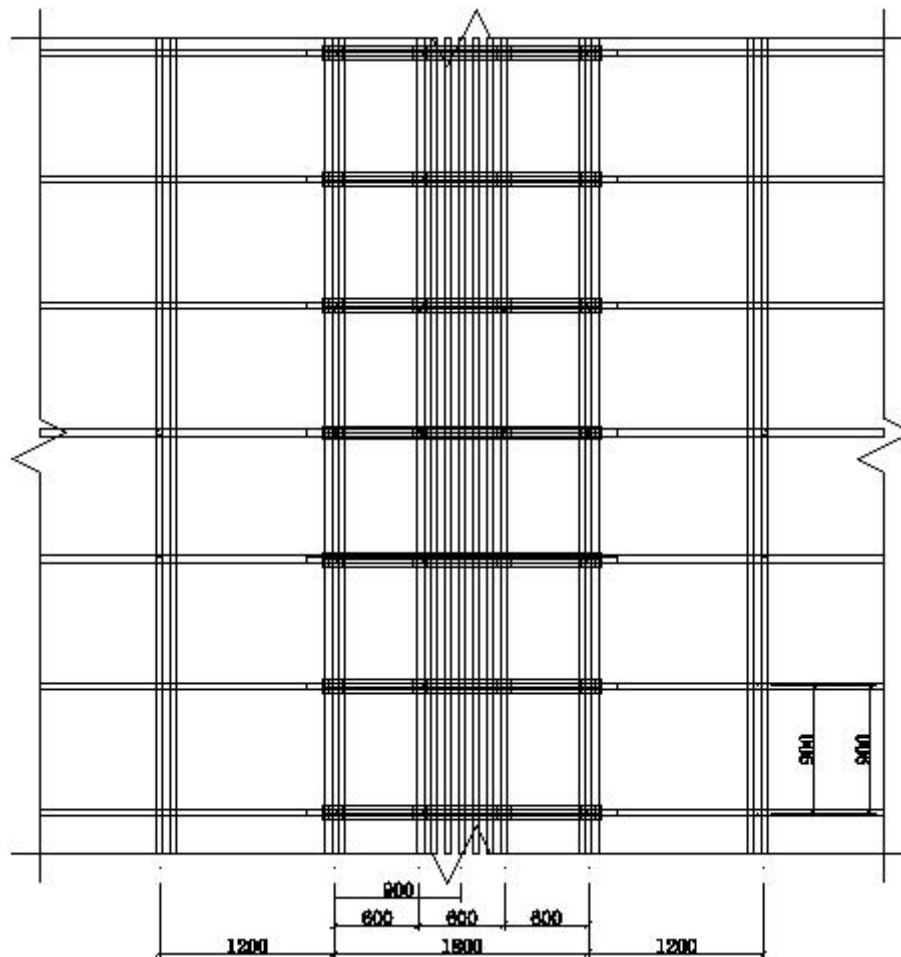
模板及其支架自重标准值 G_{1k} (kN/m ²)	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.5
新浇筑混凝土自重标准值 G_{2k} (kN/m ³)	24		
混凝土梁钢筋自重标准值 G_{3k} (kN/m ³)	1.5	混凝土板钢筋自重标准值 G_{3k} (kN/m ³)	1.1
施工人员及设备荷载标准值 Q_{1k} (kN/m ²)	2.5		
泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷载标准值 Q_{2k} (kN/m)	0.853		
风荷载标准值 ω_k (kN/m ²)	基本风压 ω_0 (kN/m ²)	0.35	非 自 定 义 :0.296
	地基粗糙程度	C类(有密集建筑群市区)	
	模板支架顶部距地面高度 (m)	12	
	风压高度变化系数 μ_z	0.65	
	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

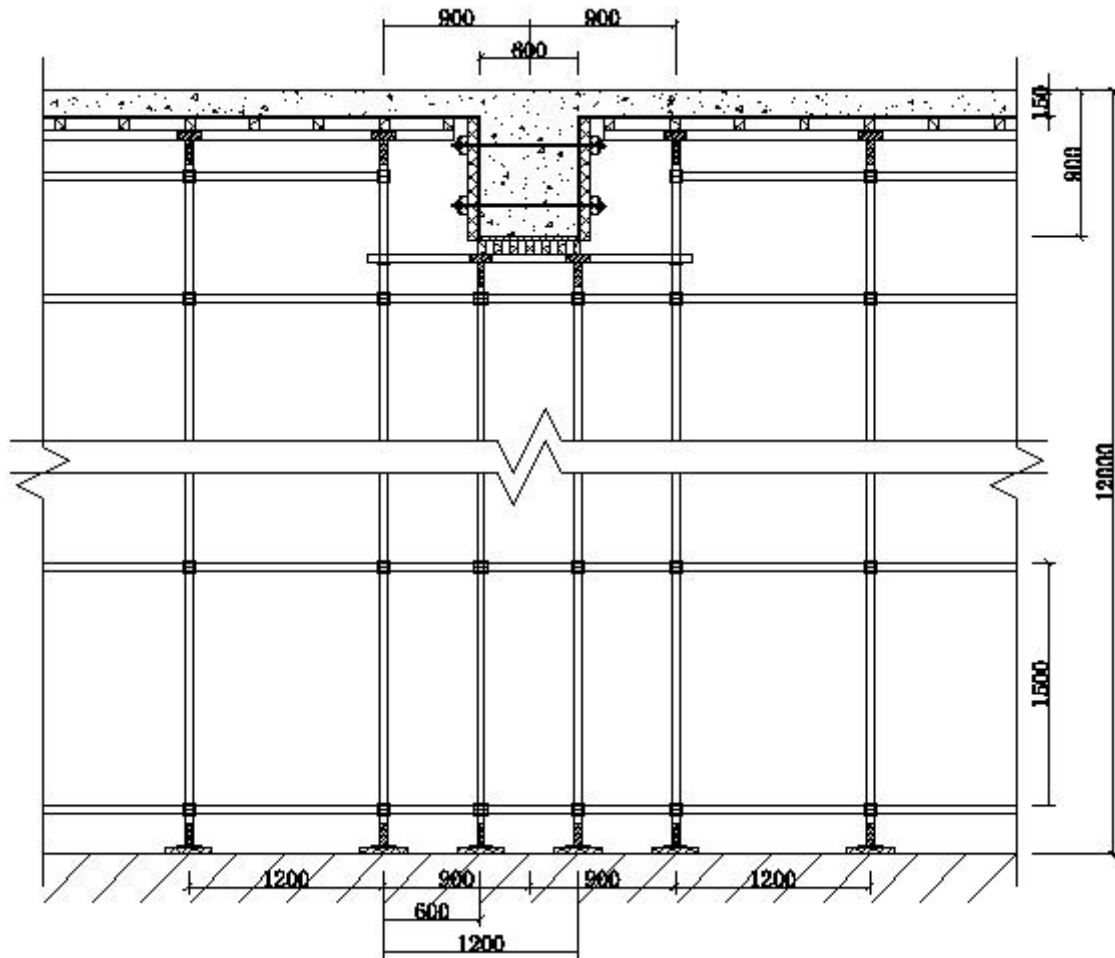
结构重要性系数 γ_0	1.1
脚手架安全等级	I级
新浇混凝土梁支撑方式	梁两侧有板，梁底小梁平行梁跨方向
梁跨度方向立杆纵距是否相等	是
梁跨度方向立杆间距 l_a (mm)	900
梁两侧立杆横向间距 l_b (mm)	1800
最大步距 h (mm)	1500
顶层步距 h' (mm)	1000
可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度 a (mm)	650
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 l'_a (mm)、 l'_b (mm)	900、1200
混凝土梁距梁两侧立杆中的位置	居中
梁左侧立杆距梁中心线距离 (mm)	900
梁侧立杆与主梁连接形式	盘扣连接盘

梁底增加立杆根数	2
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)	600, 1200
梁底支撑小梁最大悬挑长度(mm)	200
梁底支撑小梁根数	7
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
结构表面的要求	结构表面外露
模板及支架计算依据	《建筑施工承插型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



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)	13	面板抗剪强度设计值 [τ] (N/mm ²)	1.4
面板弹性模量 E (N/mm ²)	10000		

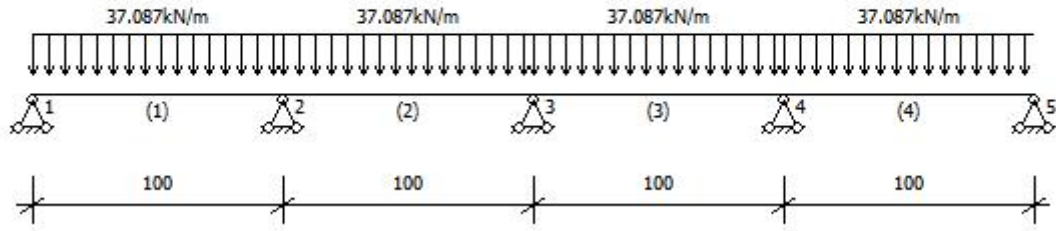
取梁纵向单位宽度 $b=1000\text{mm}$ ，按四等跨连续梁计算：

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

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$$q_1=\gamma_0\times [1.3\times (G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times b=1.1\times [1.3\times (0.1+(24+1.5)\times 0.9)+1.5\times 2.5]\times 1=37.087\text{kN/m}$$

计算简图如下：



1、强度验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1.1 \times 1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.9) \times 1 = 32.962 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times b = 1.1 \times 1.5 \times 2.5 \times 1 = 4.125 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = 0.107q_{1\text{静}}L^2 + 0.121q_{1\text{活}}L^2 = 0.107 \times 32.962 \times 0.1^2 + 0.121 \times 4.125 \times 0.1^2 = 0.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\text{max}}/W = 0.04 \times 10^6 / 37500 = 1.074 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 13 / 1 = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值:

$$q_2 = 1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.9) \times 1 = 23.05 \text{ kN/m}$$

$$v_{\text{max}} = 0.632q_2L^4 / (100EI) = 0.632 \times 23.05 \times 100^4 / (100 \times 10000 \times 281250) = 0.005 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 100/400 = 0.25 \text{ mm}$$

满足要求!

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_1 = R_5 = 0.393q_{1\text{静}}L + 0.446q_{1\text{活}}L = 0.393 \times 32.962 \times 0.1 + 0.446 \times 4.125 \times 0.1 = 1.479 \text{ kN}$$

$$R_2 = R_4 = 1.143q_{1\text{静}}L + 1.223q_{1\text{活}}L = 1.143 \times 32.962 \times 0.1 + 1.223 \times 4.125 \times 0.1 = 4.272 \text{ kN}$$

$$R_3 = 0.928q_{1\text{静}}L + 1.142q_{1\text{活}}L = 0.928 \times 32.962 \times 0.1 + 1.142 \times 4.125 \times 0.1 = 3.53 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R_1' = R_5' = 0.393q_2L = 0.393 \times 23.05 \times 0.1 = 0.906 \text{ kN}$$

$$R_2' = R_4' = 1.143q_2L = 1.143 \times 23.05 \times 0.1 = 2.635 \text{ kN}$$

$$R_3' = 0.928q_2L = 0.928 \times 23.05 \times 0.1 = 2.139 \text{ kN}$$

五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	45×95
小梁抗弯强度设计值 [f] (N/mm ²)	13	小梁抗剪强度设计值 [τ] (N/mm ²)	1.4
小梁截面抵抗矩 W (cm ³)	67.688	小梁弹性模量 E (N/mm ²)	9350
小梁截面惯性矩 I (cm ⁴)	321.516	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)	900	主梁间距 l ₁ (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。

$$\text{小梁自重设计值: } q_2 = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁宽} / (\text{小梁根数} - 1) = 1.1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.6 / 6$$

=0.029kN/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： $q_{1左}=R_1/b=1.479/1=1.479\text{kN/m}$

小梁自重： $q_2=0.029\text{kN/m}$

梁左侧模板传递给左边小梁荷载 $q_{3左}=\gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高}-\text{板厚})=1.1 \times 1.3 \times 0.5 \times (0.9-0.15)=0.536\text{kN/m}$

梁左侧楼板传递给左边小梁荷载 $q_{4左}=\gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k}) \times h)+1.5 \times Q_{1k}] \times (\text{梁左侧立杆距梁中心线距离}-\text{梁宽}/2)/2=1.1 \times [1.3 \times (0.5+(24+1.1) \times 0.15)+1.5 \times 2.5] \times (0.9-0.6/2)/2=3.067\text{kN/m}$

左侧小梁总荷载 $q_{左}=q_{1左}+q_2+q_{3左}+q_{4左}=1.479+0.029+0.536+3.067=5.111\text{kN/m}$

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： $q_{1中}=\text{Max}[R_2, R_3, R_4]/b=\text{Max}[4.272, 3.53, 4.272]/1=4.272\text{kN/m}$

小梁自重： $q_2=0.029\text{kN/m}$

中间小梁总荷载 $q_{中}=q_{1中}+q_2=4.272+0.029=4.301\text{kN/m}$

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： $q_{1右}=R_5/b=1.479/1=1.479\text{kN/m}$

小梁自重： $q_2=0.029\text{kN/m}$

梁右侧模板传递给右边小梁荷载 $q_{3右}=\gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高}-\text{板厚})=1.1 \times 1.3 \times 0.5 \times (0.9-0.15)=0.536\text{kN/m}$

梁右侧楼板传递给右边小梁荷载 $q_{4右}=\gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k}) \times h)+1.5 \times Q_{1k}] \times ((1_b-\text{梁左侧立杆距梁中心线距离})-\text{梁宽}/2)/2=1.1 \times [1.3 \times (0.5+(24+1.1) \times 0.15)+1.5 \times 2.5] \times ((1.8-0.9)-0.6/2)/2=3.067\text{kN/m}$

右侧小梁总荷载 $q_{右}=q_{1右}+q_2+q_{3右}+q_{4右}=1.479+0.029+0.536+3.067=5.111\text{kN/m}$

4) 各道小梁最大线荷载设计值计算

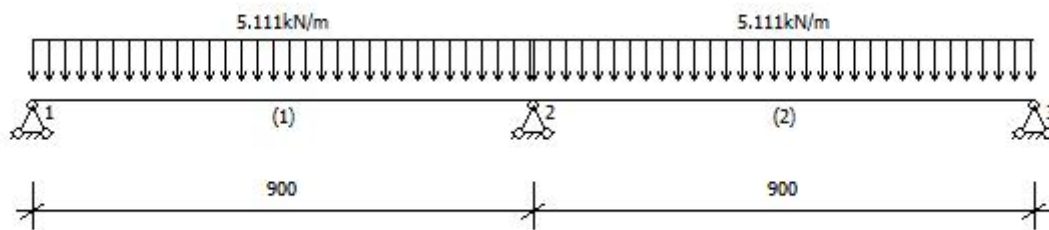
小梁最大荷载 $q=\text{Max}[q_{左}, q_{中}, q_{右}]=\text{Max}[5.111, 4.301, 5.111]=5.111\text{kN/m}$

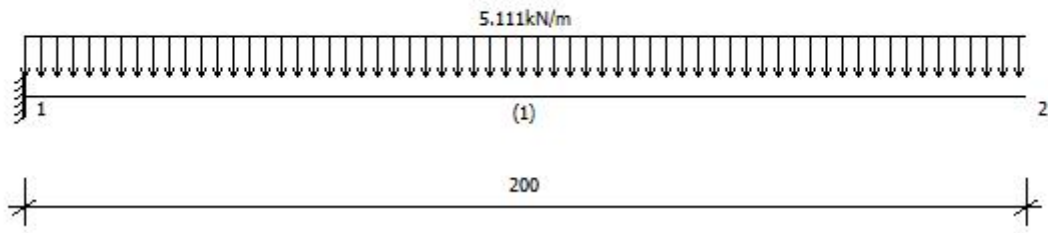
5) 各道小梁最大线荷载标准值计算

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： $q'=\text{Max}[q'_{左}, q'_{中}, q'_{右}]=\text{Max}[2.58, 2.655, 2.58]=2.655\text{kN/m}$

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

$$M_{\max} = \max[0.125ql_1^2, 0.5ql_2^2] = \max[0.125 \times 5.111 \times 0.9^2, 0.5 \times 5.111 \times 0.2^2] = 0.517 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.517 \times 10^6 / 67688 = 7.645 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 13 / 1 = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算

$$V_{\max} = \max[0.625ql_1, ql_2] = \max[0.625 \times 5.111 \times 0.9, 5.111 \times 0.2] = 2.875 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 2.875 \times 1000 / (2 \times 45 \times 95) = 1.009 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 1.4 / 1 = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算

$$v_1 = 0.521q'l_1^4 / (100EI) = 0.521 \times 2.655 \times 900^4 / (100 \times 9350 \times 321.516 \times 10^4) = 0.302 \text{ mm} \leq [v] = l_1 / 400 = 900 / 400 = 2.25 \text{ mm}$$

$$v_2 = q'l_2^4 / (8EI) = 2.655 \times 200^4 / (8 \times 9350 \times 321.516 \times 10^4) = 0.018 \text{ mm} \leq [v] = 2l_2 / 400 = 2 \times 200 / 400 = 1 \text{ mm}$$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_{\max} = \max[1.25qL_1, 0.375qL_1 + qL_2] = \max[1.25 \times 5.111 \times 0.9, 0.375 \times 5.111 \times 0.9 + 5.111 \times 0.2] = 5.75 \text{ kN}$$

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 $R_1 = 5.75 \text{ kN}$, $R_2 = 4.839 \text{ kN}$, $R_3 = 4.004 \text{ kN}$, $R_4 = 4.004 \text{ kN}$, $R_5 = 4.004 \text{ kN}$, $R_6 = 4.839 \text{ kN}$, $R_7 = 5.75 \text{ kN}$

正常使用极限状态

$$R'_{\max} = \max[1.25q'L_1, 0.375q'L_1 + q'L_2] = \max[1.25 \times 2.655 \times 0.9, 0.375 \times 2.655 \times 0.9 + 2.655 \times 0.2] = 2.987 \text{ kN}$$

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 $R'_1 = 2.903 \text{ kN}$, $R'_2 = 2.987 \text{ kN}$, $R'_3 = 2.429 \text{ kN}$, $R'_4 = 2.429 \text{ kN}$, $R'_5 = 2.429 \text{ kN}$, $R'_6 = 2.987 \text{ kN}$, $R'_7 = 2.903 \text{ kN}$

六、主梁验算

主梁类型	钢管	主梁截面类型 (mm)	$\Phi 48 \times 3.5$
主梁计算截面类型 (mm)	$\Phi 48 \times 3$	主梁抗弯强度设计值 [f] (N/mm ²)	205

主梁抗剪强度设计值 [τ](N/mm ²)	120	主梁截面抵抗矩 W(cm ³)	4.49
主梁弹性模量 E(N/mm ²)	206000	主梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	10.78
可调托座内主梁根数	2	主梁受力不均匀系数 K _s	0.5

主梁 2 根合并，其主梁受力不均匀系数 K_s=0.5，则：

承载能力极限状态

单根主梁所受集中力设计值：

$P_1=R_1 \times K_s=5.75 \times 0.5=2.875\text{kN}$, $P_2=R_2 \times K_s=4.839 \times 0.5=2.419\text{kN}$, $P_3=R_3 \times K_s=4.004 \times 0.5=2.002\text{kN}$, $P_4=R_4 \times K_s=4.004 \times 0.5=2.002\text{kN}$, $P_5=R_5 \times K_s=4.004 \times 0.5=2.002\text{kN}$, $P_6=R_6 \times K_s=4.839 \times 0.5=2.419\text{kN}$, $P_7=R_7 \times K_s=5.75 \times 0.5=2.875\text{kN}$

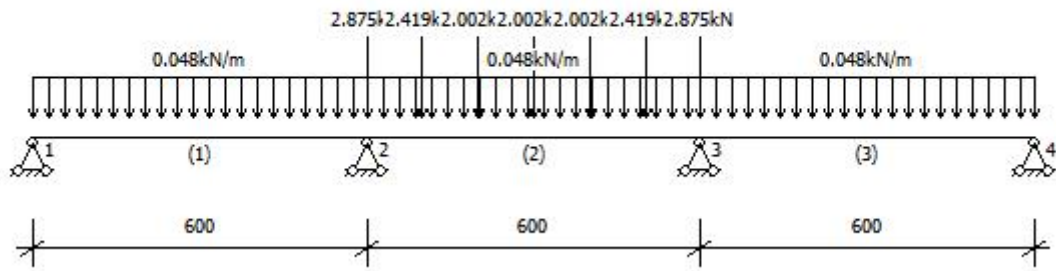
单根主梁自重设计值： $q=1.1 \times 1.3 \times 0.033=0.048\text{kN/m}$

正常使用极限状态

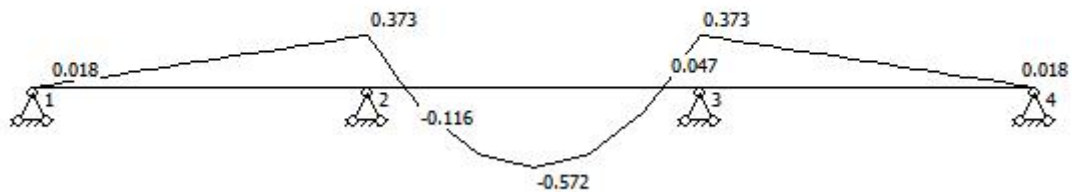
单根主梁所受集中力标准值：

$P_1'=R_1' \times K_s=2.903 \times 0.5=1.451\text{kN}$, $P_2'=R_2' \times K_s=2.987 \times 0.5=1.493\text{kN}$, $P_3'=R_3' \times K_s=2.429 \times 0.5=1.214\text{kN}$, $P_4'=R_4' \times K_s=2.429 \times 0.5=1.214\text{kN}$, $P_5'=R_5' \times K_s=2.429 \times 0.5=1.214\text{kN}$, $P_6'=R_6' \times K_s=2.987 \times 0.5=1.493\text{kN}$, $P_7'=R_7' \times K_s=2.903 \times 0.5=1.451\text{kN}$

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



1、抗弯验算

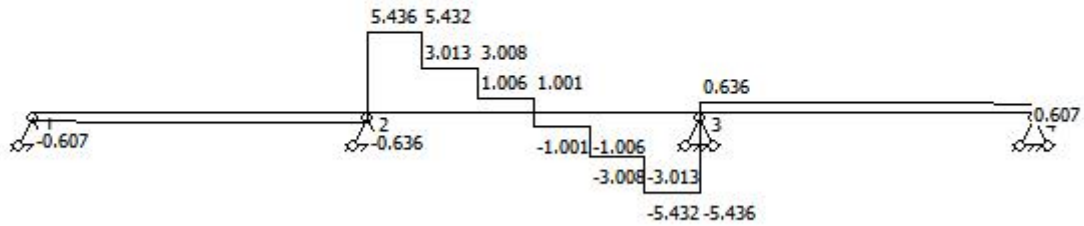


主梁弯矩图(kN·m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.572 \times 10^6 / 4490 = 127.35 \text{N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205 \text{N/mm}^2$$

满足要求！

2、抗剪验算



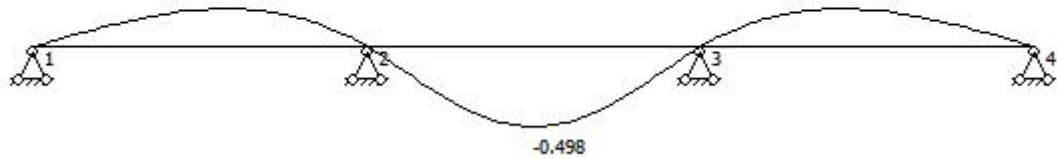
主梁剪力图 (kN)

$$V_{\max} = 8.948 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 8.948 \times 1000 / 424 = 42.206 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 120 / 1 = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图 (mm)

$$v_{\max} = 0.498 \text{ mm} \leq [v] = L / 400 = 600 / 400 = 1.5 \text{ mm}$$

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 $R_1 = 0.607 \text{ kN}$, $R_2 = 8.947 \text{ kN}$, $R_3 = 8.948 \text{ kN}$, $R_4 = 0.607 \text{ kN}$

立杆所受主梁支座反力依次为 $P_1 = R_1 / K_s = 0.607 / 0.5 = 1.215 \text{ kN}$, $P_2 = R_2 / K_s = 8.947 / 0.5 = 17.895 \text{ kN}$, $P_3 = R_3 / K_s = 8.948 / 0.5 = 17.895 \text{ kN}$, $P_4 = R_4 / K_s = 0.607 / 0.5 = 1.215 \text{ kN}$

七、连接盘抗剪承载力验算

$$F_R = \max [P_1, P_4] = \max [1.215, 1.215] = 1.215 \text{ kN} \leq Q_b / \gamma_R = 40 / 1 = 40 \text{ kN}$$

满足要求!

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

1、可调托座验算

$$\text{可调托座最大受力 } N = \max [P_2, P_3] = 17.895 \text{ kN} \leq [N] / \gamma_R = 100 / 1 = 100 \text{ kN}$$

满足要求!

九、立杆验算

立杆钢管截面类型 (mm)	$\Phi 48.3 \times 3.2$	立杆钢管计算截面类型 (mm)	$\Phi 48 \times 3$
钢材等级	Q355	立杆截面面积 $A (\text{mm}^2)$	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	1.05	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)	650		

1、长细比验算

$h_{\max} = \max(\beta_H \eta h, \beta_H \gamma h' + 2ka) = \max(1.05 \times 1.05 \times 1500, 1.05 \times 0.9 \times 1000 + 2 \times 0.6 \times 650) = 1725\text{mm}$

$\lambda = h_{\max}/i = 1725/15.9 = 108.491 \leq [\lambda] = 150$

长细比满足要求!

查表得, $\phi = 0.418$

2、风荷载计算

$M_w = \gamma_0 \times \phi_c \times 1.5 \times \omega_k \times I_a \times h^2/10 = 1.1 \times 0.9 \times 1.5 \times 0.296 \times 0.9 \times 1.5^2/10 = 0.089\text{kN} \cdot \text{m}$

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

$q_1 = 1.1 \times [1.3 \times (0.1 + (24+1.5) \times 0.9) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times 1 = 36.674\text{kN/m}$

2) 小梁验算

$q_1 = \max\{1.461 + 1.1 \times 1.3 \times [(0.3-0.1) \times 0.6/6 + 0.5 \times (0.9-0.15)] + 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24+1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times \max[0.9-0.6/2, (1.8-0.9)-0.6/2]/2 \times 1, 4.222 + 1.1 \times 1.3 \times (0.3-0.1) \times 0.6/6\} = 4.969\text{kN/m}$

同上四~六计算过程, 可得:

$P_1 = 1.199\text{kN}, P_2 = 17.582\text{kN}, P_3 = 17.582\text{kN}, P_4 = 1.199\text{kN}$

立杆最大受力 $N_w = \max[P_1 + N_{\text{边}1}, P_2, P_3, P_4 + N_{\text{边}2}] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times (H - \text{梁高}) + M_w/l_b$
 $= \max[1.199 + 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24+1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times [1.2/2 + (0.9-0.6/2)/2] \times 0.9, 17.582, 17.582, 1.199 + 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24+1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times [1.2/2 + (1.8-0.9-0.6/2)/2] \times 0.9] + 1.1 \times 1.3 \times 0.15 \times (12-0.9) + 0.089/1.8 = 20.013\text{kN}$

$f = N_w / (\phi A) + M_w/W = 20012.642 / (0.418 \times 424) + 0.089 \times 10^6 / 4490 = 132.74\text{N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 300/1 = 300\text{N/mm}^2$

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

$H/B = 12/10 = 1.2 \leq 3$

满足要求!

十一、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H (m)	12	模板支架纵向长度 L (m)	10
模板支架横向长度 B (m)	10		

混凝土浇筑前，倾覆力矩主要由风荷载产生，抗倾覆力矩主要由模板及支架自重产生

$$M_T = \gamma_0 \times \phi_c \times \gamma_q (\omega_k LH^2/2) = 1.1 \times 1 \times 1.5 \times (0.296 \times 10 \times 12^2/2) = 351.648 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G [G_{1k} + 0.15 \times H / (1_a' \times 1_b')] LB^2/2 = 0.9 \times [0.5 + 0.15 \times 12 / (0.9 \times 1.2)] \times 10 \times 10^2/2 = 975 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 351.648 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 975 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足要求！

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

$$M_T = \gamma_0 \times \phi_c \times \gamma_q (Q_{2k} LH) = 1.1 \times 1 \times 1.5 \times (0.853 \times 10 \times 12) = 168.894 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G [G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) h_0 + 0.15 \times H / (1_a' \times 1_b')] LB^2/2 = 0.9 \times [0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15 + 0.15 \times 12 / (0.9 \times 1.2)] \times 10 \times 10^2/2 = 2669.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 168.894 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 2669.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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)	100	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)	150
立杆垫板宽 b (mm)	150		

$$F_1 = N = 20.013 \text{ kN}$$

1、受冲切承载力计算

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

公式	参数剖析	
$F_1 \leq (0.7 \beta_h f_t + 0.25 \sigma_{pc, m}) \eta u_m h_0$	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： $\beta_h=1$ ， $f_t=0.829\text{N/mm}^2$ ， $\eta=1$ ， $h_0=h-20=80\text{mm}$ ，

$u_m=2[(a+h_0)+(b+h_0)]=920\text{mm}$

$F=(0.7\beta_h f_t+0.25\sigma_{pc, m})\eta u_m h_0=(0.7\times 1\times 0.829+0.25\times 0)\times 1\times 920\times 80/1000=42.71\text{kN}\geq$

$F_1=20.013\text{kN}$

满足要求！

2、局部受压承载力计算

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

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

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

$\beta_1=(A_b/A_1)^{1/2}=[(a+2b)\times(b+2b)/(ab)]^{1/2}=[(450)\times(450)/(150\times 150)]^{1/2}=3$ ，

$A_{1n}=ab=22500\text{mm}^2$

$F=1.35\beta_c\beta_1 f_c A_{1n}=1.35\times 1\times 3\times 8.294\times 22500/1000=755.791\text{kN}\geq F_1=20.013\text{kN}$

满足要求！

(五) 300x1050mm 边梁模板支架计算书（盘扣式）

计算依据：

- 1、《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
- 2、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024年版）
- 3、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 4、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 5、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
- 6、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 7、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 8、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL14	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	300×1050
梁侧楼板计算厚度(mm)	150	模板支架高度 H(m)	12
模板支架横向长度 B(m)	10	模板支架纵向长度 L(m)	10

二、荷载设计

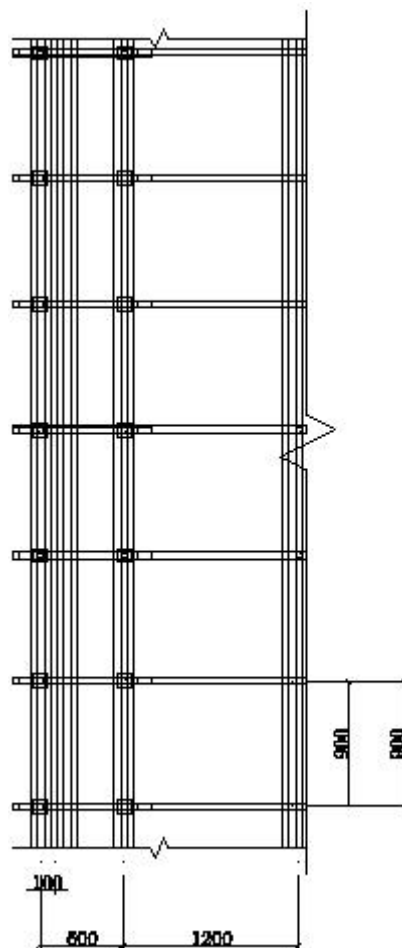
模板及其支架自重标准值 G_{1k} (kN/m ²)	面板		0.1
	面板及小梁		0.3
	楼板模板		0.5
新浇筑混凝土自重标准值 G_{2k} (kN/m ³)	24		
混凝土梁钢筋自重标准值 G_{3k} (kN/m ³)	1.5	混凝土板钢筋自重标准值 G_{3k} (kN/m ³)	1.1
施工人员及设备荷载标准值 Q_{1k} (kN/m ²)	2.5		
泵送、倾倒混凝土等因素产生的水平荷载标准值 Q_{2k} (kN/m ²)	0.853		
风荷载标准值 ω_k (kN/m ²)	基本风压 ω_0 (kN/m ²)	0.35	非 自 定 义 :0.296
	地基粗糙程度	C类(有密集建筑群市区)	
	模板支架顶部距地面高度 (m)	12	
	风压高度变化系数 μ_z	0.65	
	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

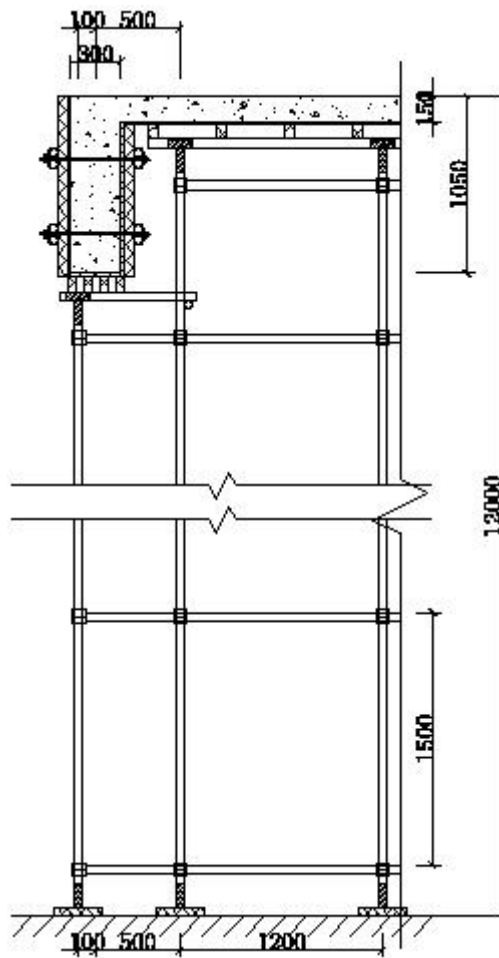
结构重要性系数 γ_0	1.1
脚手架安全等级	I级
新浇混凝土梁支撑方式	梁一侧有板，梁底小梁平行梁跨方向
梁跨度方向立杆纵距是否相等	是
梁跨度方向立杆间距 l_a (mm)	900
梁两侧立杆横向间距 l_b (mm)	600
最大步距 h (mm)	1500
顶层步距 h' (mm)	1000
可调托座伸出顶层水平杆的悬臂长度 a (mm)	500
新浇混凝土楼板立杆纵横向间距 l'_a (mm)、 l'_b (mm)	900、1200
混凝土梁距梁两侧立杆中的位置	自定义
梁左侧立杆距梁中心线距离 (mm)	100
梁右侧立杆与主梁连接形式	扣件

梁左侧立杆与主梁连接形式	可调托座
梁底增加立杆根数	0
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
结构表面的要求	结构表面外露
模板及支架计算依据	《建筑施工承插型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



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)	13	面板抗剪强度设计值 [τ] (N/mm ²)	1.4
面板弹性模量 E (N/mm ²)	10000		

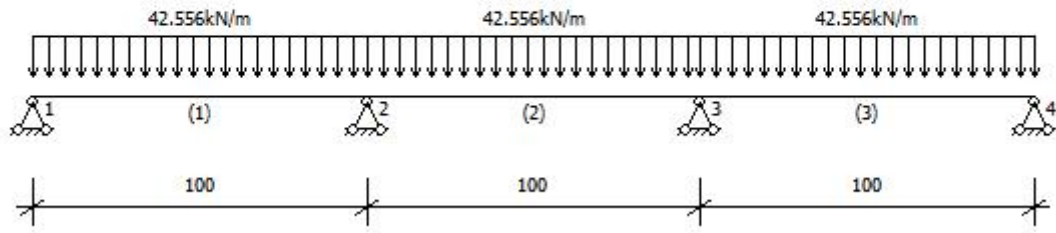
取梁纵向单位宽度 $b=1000\text{mm}$ ，按三等跨连续梁计算：

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

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$$q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times b = 1.1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1.05) + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 42.556\text{kN/m}$$

计算简图如下：



1、强度验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1.1 \times 1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1.05) \times 1 = 38.431 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times b = 1.1 \times 1.5 \times 2.5 \times 1 = 4.125 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = 0.1q_{1\text{静}}L^2 + 0.117q_{1\text{活}}L^2 = 0.1 \times 38.431 \times 0.1^2 + 0.117 \times 4.125 \times 0.1^2 = 0.043 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\text{max}}/W = 0.043 \times 10^6 / 37500 = 1.15 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 13 / 1 = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值:

$$q_2 = 1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1.05) \times 1 = 26.875 \text{ kN/m}$$

$$v_{\text{max}} = 0.677q_2L^4 / (100EI) = 0.677 \times 26.875 \times 100^4 / (100 \times 10000 \times 281250) = 0.006 \text{ mm} \leq [v]$$

$$= L/400 = 100/400 = 0.25 \text{ mm}$$

满足要求!

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_1 = R_4 = 0.4q_{1\text{静}}L + 0.45q_{1\text{活}}L = 0.4 \times 38.431 \times 0.1 + 0.45 \times 4.125 \times 0.1 = 1.723 \text{ kN}$$

$$R_2 = R_3 = 1.1q_{1\text{静}}L + 1.2q_{1\text{活}}L = 1.1 \times 38.431 \times 0.1 + 1.2 \times 4.125 \times 0.1 = 4.722 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R_1 = R_4 = 0.4q_2L = 0.4 \times 26.875 \times 0.1 = 1.075 \text{ kN}$$

$$R_2 = R_3 = 1.1q_2L = 1.1 \times 26.875 \times 0.1 = 2.956 \text{ kN}$$

五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	45×95
小梁抗弯强度设计值 [f] (N/mm ²)	13	小梁抗剪强度设计值 [τ] (N/mm ²)	1.4
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	67.688	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9350
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	321.516	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)	100	主梁间距 l ₁ (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。

$$\text{小梁自重设计值: } q_2 = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁宽} / (\text{小梁根数} - 1) = 1.1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.3 / 3 = 0.029 \text{ kN/m}$$

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： $q_{1左} = R_1/b = 1.723/1 = 1.723\text{kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.029\text{kN/m}$

梁左侧模板传递给左边小梁荷载 $q_{3左} = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁高} = 1.1 \times 1.3 \times 0.5 \times 1.05 = 0.751\text{kN/m}$

左侧小梁总荷载 $q_{左} = q_{1左} + q_2 + q_{3左} = 1.723 + 0.029 + 0.751 = 2.502\text{kN/m}$

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： $q_{1中} = \text{Max}[R_2, R_3]/b = \text{Max}[4.722, 4.722]/1 = 4.722\text{kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.029\text{kN/m}$

中间小梁总荷载 $q_{中} = q_{1中} + q_2 = 4.722 + 0.029 = 4.751\text{kN/m}$

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： $q_{1右} = R_4/b = 1.723/1 = 1.723\text{kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.029\text{kN/m}$

梁右侧模板传递给右边小梁荷载 $q_{3右} = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times (\text{梁高} - \text{板厚}) = 1.1 \times 1.3 \times 0.5 \times (1.05 - 0.15) = 0.644\text{kN/m}$

梁右侧楼板传递给右边小梁荷载 $q_{4右} = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times ((l_b - \text{梁左侧立杆距梁中心线距离}) - \text{梁宽}/2)/2 = 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 2.5] \times ((0.6 - 0.1) - 0.3/2)/2 = 1.789\text{kN/m}$

右侧小梁总荷载 $q_{右} = q_{1右} + q_2 + q_{3右} + q_{4右} = 1.723 + 0.029 + 0.644 + 1.789 = 4.184\text{kN/m}$

4) 各道小梁最大线荷载设计值计算

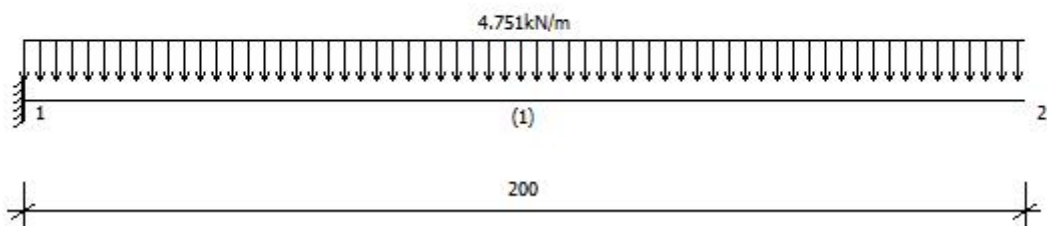
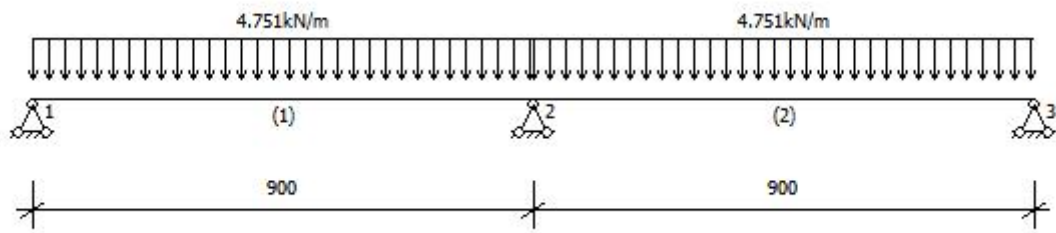
小梁最大荷载 $q = \text{Max}[q_{左}, q_{中}, q_{右}] = \text{Max}[2.502, 4.751, 4.184] = 4.751\text{kN/m}$

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： $q' = \text{Max}[q'_{左}, q'_{中}, q'_{右}] = \text{Max}[1.62, 2.976, 2.291] = 2.976\text{kN/m}$

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

$$M_{\max} = \max[0.125q_1 l_1^2, 0.5q_1 l_2^2] = \max[0.125 \times 4.751 \times 0.9^2, 0.5 \times 4.751 \times 0.2^2] = 0.481 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.481 \times 10^6 / 67688 = 7.107 \text{N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 13 / 1 = 13 \text{N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算

$$V_{\max} = \max[0.625q_1 l_1, q_1 l_2] = \max[0.625 \times 4.751 \times 0.9, 4.751 \times 0.2] = 2.672 \text{kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 2.672 \times 1000 / (2 \times 45 \times 95) = 0.938 \text{N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 1.4 / 1 = 1.4 \text{N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算

$$v_1 = 0.521q' l_1^4 / (100EI) = 0.521 \times 2.976 \times 900^4 / (100 \times 9350 \times 321.516 \times 10^4) = 0.338 \text{mm} \leq [v] = l_1 / 400 = 900 / 400 = 2.25 \text{mm}$$

$$v_2 = q' l_2^4 / (8EI) = 2.976 \times 200^4 / (8 \times 9350 \times 321.516 \times 10^4) = 0.02 \text{mm} \leq [v] = 2l_2 / 400 = 2 \times 200 / 400 = 1 \text{mm}$$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_{\max} = \max[1.25qL_1, 0.375qL_1 + qL_2] = \max[1.25 \times 4.751 \times 0.9, 0.375 \times 4.751 \times 0.9 + 4.751 \times 0.2] = 5.345 \text{kN}$$

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 $R_1 = 2.815 \text{kN}$, $R_2 = 5.345 \text{kN}$, $R_3 = 5.345 \text{kN}$, $R_4 = 4.707 \text{kN}$

正常使用极限状态

$$R_{\max}' = \max[1.25q' L_1, 0.375q' L_1 + q' L_2] = \max[1.25 \times 2.976 \times 0.9, 0.375 \times 2.976 \times 0.9 + 2.976 \times 0.2] = 3.348 \text{kN}$$

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 $R_1' = 1.823 \text{kN}$, $R_2' = 3.348 \text{kN}$, $R_3' = 3.348 \text{kN}$, $R_4' = 2.577 \text{kN}$

六、主梁验算

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

主梁 2 根合并, 其主梁受力不均匀系数 $K_s = 0.5$, 则:

承载能力极限状态

单根主梁所受集中力设计值:

$$P_1 = R_1 \times K_s = 2.815 \times 0.5 = 1.407 \text{kN}, P_2 = R_2 \times K_s = 5.345 \times 0.5 = 2.672 \text{kN}, P_3 = R_3 \times K_s = 5.345 \times 0.5 = 2.672 \text{kN}, P_4 = R_4 \times K_s = 4.707 \times 0.5 = 2.354 \text{kN}$$

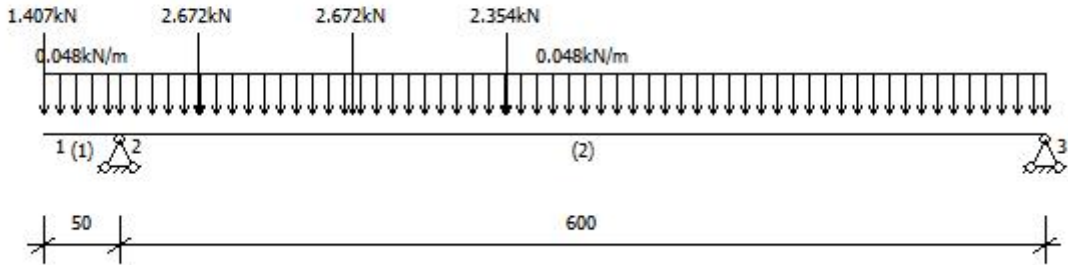
单根主梁自重设计值: $q = 1.1 \times 1.3 \times 0.033 = 0.048 \text{kN/m}$

正常使用极限状态

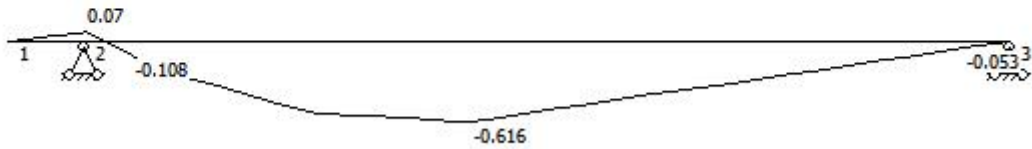
单根主梁所受集中力标准值：

$$P_1' = R_1' \times K_s = 1.823 \times 0.5 = 0.911\text{kN}, P_2' = R_2' \times K_s = 3.348 \times 0.5 = 1.674\text{kN}, P_3' = R_3' \times K_s = 3.348 \times 0.5 = 1.674\text{kN}, P_4' = R_4' \times K_s = 2.577 \times 0.5 = 1.289\text{kN}$$

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



1、抗弯验算

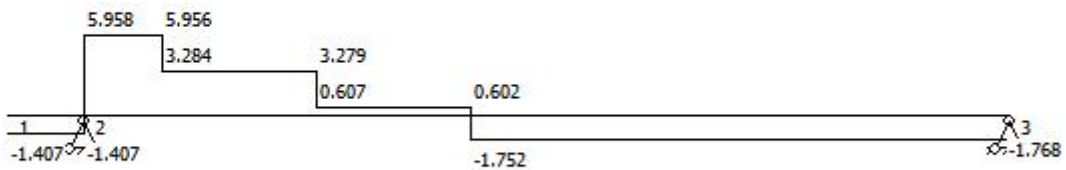


主梁弯矩图 (kN · m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.616 \times 10^6 / 4490 = 137.119\text{N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 205 / 1 = 205\text{N/mm}^2$$

满足要求！

2、抗剪验算



主梁剪力图 (kN)

$$V_{\max} = 7.368\text{kN}$$

$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 7.368 \times 1000 / 424 = 34.754\text{N/mm}^2 \leq [\tau] / \gamma_R = 120 / 1 = 120\text{N/mm}^2$$

满足要求！

3、挠度验算



主梁变形图 (mm)

$$v_{\max} = 0.529 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 600/400 = 1.5 \text{ mm}$$

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 $R_1 = 7.368 \text{ kN}$, $R_2 = 1.768 \text{ kN}$

立杆所受主梁支座反力依次为 $P_1 = R_1/K_s = 7.368/0.5 = 14.736 \text{ kN}$, $P_2 = R_2/K_s = 1.768/0.5 = 3.537 \text{ kN}$

七、连接节点验算

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

立杆最大受力 $N = R_2 = 1.768 \text{ kN} \leq 0.85 \times 8 = 6.8 \text{ kN}$

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

2、可调托座验算

可调托座最大受力 $N = \max[P_1] = 14.736 \text{ kN} \leq [N] / \gamma_R = 100/1 = 100 \text{ kN}$

满足要求!

八、立杆验算

立杆钢管截面类型 (mm)	$\Phi 48.3 \times 3.2$	立杆钢管计算截面类型 (mm)	$\Phi 48 \times 3$
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	1.05	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 $a (\text{mm})$	500		

1、长细比验算

$h_{\max} = \max(\beta_H \eta h, \beta_H \gamma h' + 2ka) = \max(1.05 \times 1.05 \times 1500, 1.05 \times 0.9 \times 1000 + 2 \times 0.6 \times 500) = 1653.75 \text{ mm}$

$$\lambda = h_{\max}/i = 1653.75/15.9 = 104.009 \leq [\lambda] = 150$$

长细比满足要求!

查表得, $\phi = 0.445$

2、风荷载计算

$$M_w = \gamma_0 \times \phi_c \times 1.5 \times \omega_k \times l_a \times h^2 / 10 = 1.1 \times 0.9 \times 1.5 \times 0.296 \times 0.9 \times 1.5^2 / 10 = 0.089 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$q_1 = 1.1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 1.05) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times 1 = 42.144 \text{ kN/m}$$

2) 小梁验算

$$q_1 = \max \{ 1.704 + 1.1 \times 1.3 \times [(0.3 - 0.1) \times 0.3 / 3 + 0.5 \times (1.05 - 0.15)] + 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times ((0.6 - 0.1) - 0.3 / 2) / 2 \times 1, 4.673 + 1.1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.3 / 3 \} = 4.702 \text{ kN/m}$$

同上四~六计算过程, 可得:

$$P_1 = 14.563 \text{ kN}, P_2 = 3.477 \text{ kN}$$

$$\text{立杆最大受力 } N_w = \max [P_1, P_2 + N_{\text{边}}] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times H + M_w / l_b = \max [14.563, 3.477 + 1.1 \times [1.3 \times (0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15) + 1.5 \times 0.9 \times 2.5] \times [1.2 / 2 + (0.6 - 0.1 - 0.3 / 2) / 2] \times 0.9] + 1.1 \times 1.3 \times 0.15 \times 12 + 0.089 / 0.6 = 17.286 \text{ kN}$$

$$f = N_w / (\phi A) + M_w / W = 17285.548 / (0.445 \times 424) + 0.089 \times 10^6 / 4490 = 111.435 \text{ N/mm}^2 \leq [f] / \gamma_R = 300 / 1 = 300 \text{ N/mm}^2$$

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

$$H/B = 12/10 = 1.2 \leq 3$$

满足要求!

十、架体抗倾覆验算

模板支架高度 H(m)	12	模板支架纵向长度 L(m)	10
模板支架横向长度 B(m)	10		

混凝土浇筑前, 倾覆力矩主要由风荷载产生, 抗倾覆力矩主要由模板及支架自重产生

$$M_T = \gamma_0 \times \phi_c \times \gamma_Q (\omega_k LH^2 / 2) = 1.1 \times 1 \times 1.5 \times (0.296 \times 10 \times 12^2 / 2) = 351.648 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G [G_{1k} + 0.15 \times H / (l_a' \times l_b')] LB^2 / 2 = 0.9 \times [0.5 + 0.15 \times 12 / (0.9 \times 1.2)] \times 10 \times 10^2 / 2 = 975 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 351.648 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 975 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

满足要求!

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

$$M_T = \gamma_0 \times \phi_c \times \gamma_Q (Q_{2k} LH) = 1.1 \times 1 \times 1.5 \times (0.853 \times 10 \times 12) = 168.894 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = \gamma_G [G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) h_0 + 0.15 \times H / (l_a' \times l_b')] LB^2 / 2 = 0.9 \times [0.5 + (24 + 1.1) \times 0.15 + 0.15 \times 12 / (0.9 \times 1.2)] \times 10 \times 10^2 / 2 = 2669.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_T = 168.894 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq M_R = 2669.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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)	100	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)	150
立杆垫板宽 b(mm)	150		

$$F_1=N=17.286\text{kN}$$

1、受冲切承载力计算

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

公式	参数剖析	
$F_1 \leq (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0$	F_1	局部荷载设计值或集中反力设计值
	β_h	截面高度影响系数：当 $h \leq 800\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 1.0$ ；当 $h \geq 2000\text{mm}$ 时，取 $\beta_h = 0.9$ ；中间线性插入取用。
	f_t	混凝土轴心抗拉强度设计值
	$\sigma_{pc,m}$	临界面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值控制在 $1.0\text{--}3.5\text{N/mm}^2$ 范围内
	u_m	临界截面周长：距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长。
	h_0	截面有效高度，取两个配筋方向的截面有效高度的平均值
$\eta = \min(\eta_1, \eta_2)$ $\eta_1 = 0.4 + 1.2/\beta_s$, $\eta_2 = 0.5 + a_s \times h_0/4U_m$	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： $\beta_h = 1$, $f_t = 0.829\text{N/mm}^2$, $\eta = 1$, $h_0 = h - 20 = 80\text{mm}$,

$$u_m = 2[(a+h_0) + (b+h_0)] = 920\text{mm}$$

$$F = (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 = (0.7 \times 1 \times 0.829 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 920 \times 80 / 1000 = 42.71\text{kN} \geq F_1 = 17.286\text{kN}$$

满足要求！

2、局部受压承载力计算

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

公式	参数剖析	
$F_1 \leq 1.35\beta_c \beta_1 f_c A_{ln}$	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_1	混凝土局部受压时的强度提高系数
	A_{1n}	混凝土局部受压净面积
$\beta_1 = (A_b/A_1)^{1/2}$	A_1	混凝土局部受压面积
	A_b	局部受压的计算底面积，按本规范第 6.6.2 条确定

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

$\beta_1 = (A_b/A_1)^{1/2} = [(a+2b) \times (b+2b)/(ab)]^{1/2} = [(450) \times (450)/(150 \times 150)]^{1/2} = 3$ ，
 $A_{1n} = ab = 22500 \text{mm}^2$

$F = 1.35 \beta_c \beta_1 f_c A_{1n} = 1.35 \times 1 \times 3 \times 8.294 \times 22500 / 1000 = 755.791 \text{kN} \geq F_1 = 17.286 \text{kN}$

满足要求！

第二节 扣件式模板计算书

(一) 梁 300*950mm（扣件、12 米）板模板计算书

计算依据：

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

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL14	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	300×950
模板支架高度 H(m)	12	模板支架横向长度 B(m)	6
模板支架纵向长度 L(m)	8		

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	
施工荷载标准值 Q_{1k} (kN/m ²)	2.5	
模板支拆环境是否考虑风荷	是	

载			
---	--	--	--

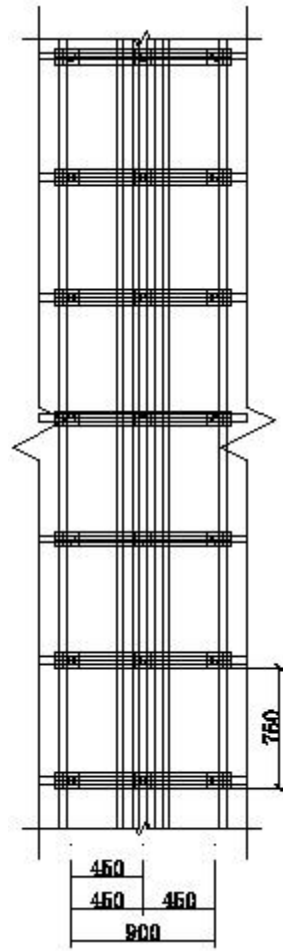
风荷载参数:

风荷载标准值 ω_k (kN/m ²)	基本风压 ω_0 (kN/m ²)	省份	浙江	0.3	$\omega_k = \omega_0 \mu_z \mu_{st} = 0.028$	
		地区	杭州市			
	风荷载高度变化系数 μ_z	地面粗糙度	C类(有密集建筑群市区)			0.65
		模板支架顶部离建筑物地面高度(m)	12			
风荷载体型系数 μ_s	单榀模板支架 μ_{st}		0.145			

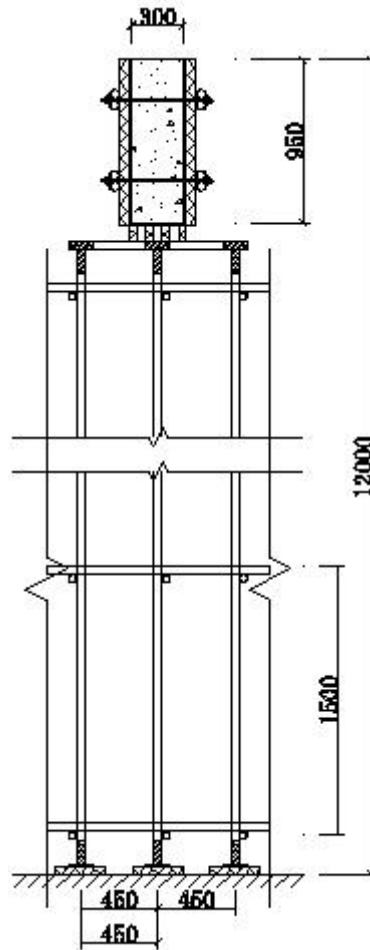
三、模板体系设计

结构重要性系数 γ_0	1.1
脚手架安全等级	I级
新浇混凝土梁支撑方式	梁侧无板，梁底小梁平行梁跨方向
梁跨度方向立杆间距 l_a (mm)	750
梁底两侧立杆横向间距 l_b (mm)	900
步距 h (mm)	1500
立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 a (mm)	200
混凝土梁距梁底两侧立杆中的位置	居中
梁底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底左侧立杆距离 (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
梁底支撑主梁左侧悬挑长度 a_1 (mm)	0
梁底支撑主梁右侧悬挑长度 a_2 (mm)	0

设计简图如下:



平面图



立面图

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度 t (mm)	15
面板抗弯强度设计值 [f] (N/mm ²)	13	面板抗剪强度设计值 [τ] (N/mm ²)	1.4
面板弹性模量 E (N/mm ²)	10000		

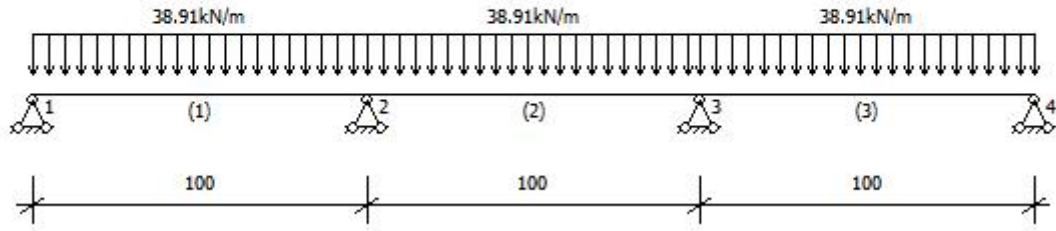
取梁纵向单位宽度 $b=1000\text{mm}$ ，按三等跨连续梁计算：

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

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$$q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times b = 1.1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.95) + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 38.91\text{kN/m}$$

计算简图如下：



1、强度验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1.1 \times 1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.95) \times 1 = 34.785 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times b = 1.1 \times 1.5 \times 2.5 \times 1 = 4.125 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = 0.1q_{1\text{静}}L^2 + 0.117q_{1\text{活}}L^2 = 0.1 \times 34.785 \times 0.1^2 + 0.117 \times 4.125 \times 0.1^2 = 0.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\text{max}}/W = 0.04 \times 10^6 / 37500 = 1.056 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值:

$$q_2 = 1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.95) \times 1 = 24.325 \text{ kN/m}$$

$$v_{\text{max}} = 0.677q_2L^4 / (100EI) = 0.677 \times 24.325 \times 100^4 / (100 \times 10000 \times 281250) = 0.006 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 100/400 = 0.25 \text{ mm}$$

满足要求!

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_1 = R_4 = 0.4q_{1\text{静}}L + 0.45q_{1\text{活}}L = 0.4 \times 34.785 \times 0.1 + 0.45 \times 4.125 \times 0.1 = 1.577 \text{ kN}$$

$$R_2 = R_3 = 1.1q_{1\text{静}}L + 1.2q_{1\text{活}}L = 1.1 \times 34.785 \times 0.1 + 1.2 \times 4.125 \times 0.1 = 4.321 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R_1 = R_4 = 0.4q_2L = 0.4 \times 24.325 \times 0.1 = 0.973 \text{ kN}$$

$$R_2 = R_3 = 1.1q_2L = 1.1 \times 24.325 \times 0.1 = 2.676 \text{ kN}$$

五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	45×95
小梁抗弯强度设计值 [f] (N/mm ²)	13	小梁抗剪强度设计值 [τ] (N/mm ²)	1.4
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	67.688	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9350
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	321.516	小梁计算方式	二等跨连续梁
主梁间距 l ₁ (mm)	750		

1、梁底各道小梁线荷载计算

$$\text{小梁自重设计值: } q_2 = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁宽} / (\text{小梁根数} - 1) = 1.1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.3 / 3 = 0.029 \text{ kN/m}$$

1) 左侧小梁线荷载设计值计算

$$\text{梁底面板传递给左边小梁线荷载: } q_{1\text{左}} = R_1/b = 1.577/1 = 1.577 \text{ kN/m}$$

$$\text{小梁自重: } q_2 = 0.029 \text{ kN/m}$$

$$\text{梁左侧模板传递给左边小梁荷载 } q_{3\text{左}} = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁高} = 1.1 \times 1.3 \times 0.5 \times$$

0.95=0.679kN/m

左侧小梁总荷载 $q_{左} = q_{1左} + q_2 + q_{3左} = 1.577 + 0.029 + 0.679 = 2.285\text{kN/m}$

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： $q_{1中} = \text{Max}[R_2, R_3]/b = \text{Max}[4.321, 4.321]/1 = 4.321\text{kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.029\text{kN/m}$

中间小梁总荷载 $q_{中} = q_{1中} + q_2 = 4.321 + 0.029 = 4.35\text{kN/m}$

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： $q_{1右} = R_4/b = 1.577/1 = 1.577\text{kN/m}$

小梁自重： $q_2 = 0.029\text{kN/m}$

梁右侧模板传递给右边小梁荷载 $q_{3右} = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁高} = 1.1 \times 1.3 \times 0.5 \times 0.95 = 0.679\text{kN/m}$

右侧小梁总荷载 $q_{右} = q_{1右} + q_2 + q_{3右} = 1.577 + 0.029 + 0.679 = 2.285\text{kN/m}$

4) 各道小梁最大线荷载设计值计算

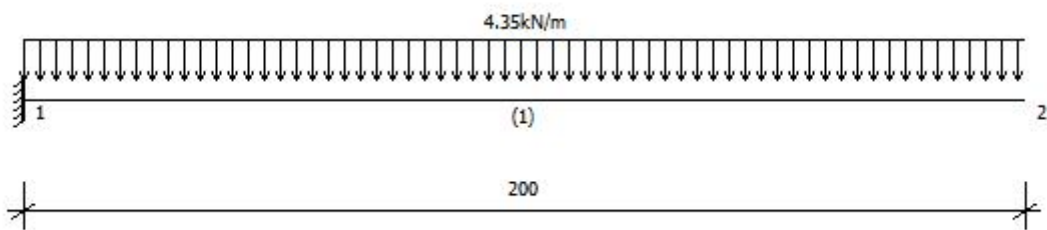
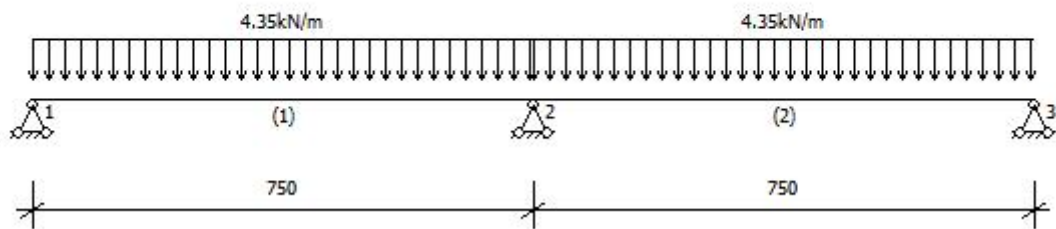
小梁最大荷载 $q = \text{Max}[q_{左}, q_{中}, q_{右}] = \text{Max}[2.285, 4.35, 2.285] = 4.35\text{kN/m}$

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： $q' = \text{Max}[q'_{左}, q'_{中}, q'_{右}] = \text{Max}[1.468, 2.696, 1.468] = 2.696\text{kN/m}$

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

$M_{\max} = \text{max}[0.125q_1l_1^2, 0.5q_1l_2^2] = \text{max}[0.125 \times 4.35 \times 0.75^2, 0.5 \times 4.35 \times 0.2^2] = 0.306\text{kN} \cdot \text{m}$

$\sigma = M_{\max}/W = 0.306 \times 10^6 / 67688 = 4.519\text{N/mm}^2 \leq [f] = 13\text{N/mm}^2$

满足要求!

3、抗剪验算

$V_{\max} = \text{max}[0.625q_1l_1, q_1l_2] = \text{max}[0.625 \times 4.35 \times 0.75, 4.35 \times 0.2] = 2.039\text{kN}$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 2.039 \times 1000 / (2 \times 45 \times 95) = 0.715 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算

$$v_1 = 0.521q' l_1^4 / (100EI) = 0.521 \times 2.696 \times 750^4 / (100 \times 9350 \times 321.516 \times 10^4) = 0.148 \text{ mm}$$

$$\leq [v] = l_1 / 400 = 750 / 400 = 1.875 \text{ mm}$$

$$v_2 = q' l_2^4 / (8EI) = 2.696 \times 200^4 / (8 \times 9350 \times 321.516 \times 10^4) = 0.018 \text{ mm} \leq [v] = 2l_2 / 400 = 2 \times 200 / 400 = 1 \text{ mm}$$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_{\max} = \max[1.25qL_1, 0.375qL_1 + qL_2] = \max[1.25 \times 4.35 \times 0.75, 0.375 \times 4.35 \times 0.75 + 4.35 \times 0.2] = 4.078 \text{ kN}$$

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 $R_1 = 2.142 \text{ kN}$, $R_2 = 4.078 \text{ kN}$, $R_3 = 4.078 \text{ kN}$, $R_4 = 2.142 \text{ kN}$

正常使用极限状态

$$R_{\max}' = \max[1.25q' L_1, 0.375q' L_1 + q' L_2] = \max[1.25 \times 2.696 \times 0.75, 0.375 \times 2.696 \times 0.75 + 2.696 \times 0.2] = 2.528 \text{ kN}$$

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 $R_1' = 1.376 \text{ kN}$, $R_2' = 2.528 \text{ kN}$, $R_3' = 2.528 \text{ kN}$, $R_4' = 1.376 \text{ kN}$

六、主梁验算

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

主梁 2 根合并, 其主梁受力不均匀系数 $K_s = 0.5$, 则:

承载能力极限状态

单根主梁所受集中力设计值:

$$P_1 = R_1 \times K_s = 2.142 \times 0.5 = 1.071 \text{ kN}, P_2 = R_2 \times K_s = 4.078 \times 0.5 = 2.039 \text{ kN}, P_3 = R_3 \times K_s = 4.078 \times 0.5 = 2.039 \text{ kN}, P_4 = R_4 \times K_s = 2.142 \times 0.5 = 1.071 \text{ kN}$$

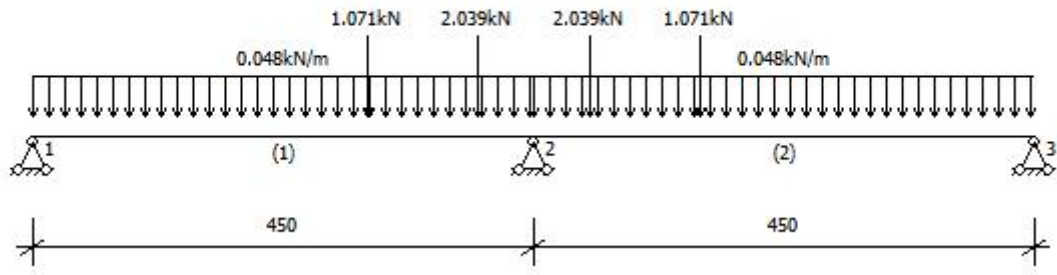
单根主梁自重设计值: $q = 1.1 \times 1.3 \times 0.033 = 0.048 \text{ kN/m}$

正常使用极限状态

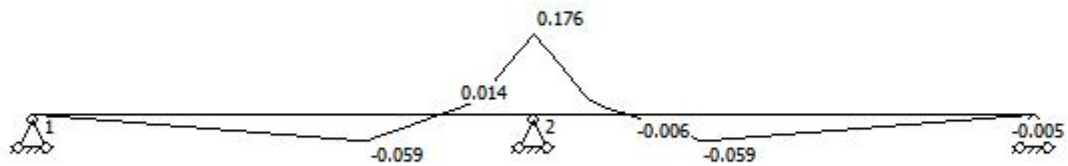
单根主梁所受集中力标准值:

$$P_1' = R_1' \times K_s = 1.376 \times 0.5 = 0.688 \text{ kN}, P_2' = R_2' \times K_s = 2.528 \times 0.5 = 1.264 \text{ kN}, P_3' = R_3' \times K_s = 2.528 \times 0.5 = 1.264 \text{ kN}, P_4' = R_4' \times K_s = 1.376 \times 0.5 = 0.688 \text{ kN}$$

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)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.176 \times 10^6 / 4490 = 39.188 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图 (kN)

$$V_{\max} = 5.858 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 5.858 \times 1000 / 424 = 27.631 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图 (mm)

$$v_{\max} = 0.023 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 450/400 = 1.125 \text{ mm}$$

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 $R_1=0.203\text{kN}$, $R_2=5.858\text{kN}$, $R_3=0.203\text{kN}$

立杆所受主梁支座反力依次为 $P_1=R_1/K_s=0.203/0.5=0.406\text{kN}$, $P_2=R_2/K_s=5.858/0.5=11.715\text{kN}$, $P_3=R_3/K_s=0.203/0.5=0.406\text{kN}$

七、可调托座验算

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

$$\text{可调托座最大受力 } N = \max [P_1, P_2, P_3] = 11.715 \text{ kN} \leq [N] = 30 \text{ kN}$$

满足要求!

八、立杆验算

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

1、长细比验算

顶部立杆段:

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

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

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

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

非顶部立杆段: $l_{02}=k \mu_2 h=1 \times 1.755 \times 1500=2632\text{mm}$ (验算立杆容许长细比时,取 $k=1$)

$$\lambda = \max[1_{01}, 1_{02}] / i = 2632 / 15.9 = 165.535 \leq [\lambda] = 210$$

长细比满足要求!

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

顶部立杆段: $1_{01}=2862\text{mm}$

非顶部立杆段: $1_{02}=3203\text{mm}$

$$\lambda = \max[1_{01}, 1_{02}] / i = 3203 / 15.9 = 201.447$$

查表得: $\phi = 0.179$

2、风荷载计算

$$M_{wd} = \gamma_0 \times \phi_w \times \gamma_q \times M_{\omega_k} = \gamma_0 \times \phi_w \times \gamma_q \times (\omega_k \times l_a \times h^2 / 10) = 1.1 \times 0.6 \times 1.5 \times (0.028 \times 0.75 \times 1.5^2 / 10) = 0.005 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3、稳定性计算

$$P_1 = 0.406 \text{ kN}, P_2 = 11.715 \text{ kN}, P_3 = 0.406 \text{ kN}$$

$$N_d = \max[P_1, P_2, P_3] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times (H - \text{梁高}) = \max[0.406, 11.715, 0.406] + 1.1 \times 1.3 \times 0.15 \times (12 - 0.95) = 14.086 \text{ kN}$$

$$f_d = N_d / (\phi A) + M_{wd} / W = 14085.589 / (0.179 \times 424) + 0.005 \times 10^6 / 4490 = 186.704 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

九、高宽比验算

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

$$H/B = 12/6 = 2 \leq 2$$

已按《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699-2020 要求, 架体与既有结构进行可靠连接。

满足要求!

十、立杆支承面承载力验算

支撑层楼板厚度 h (mm)	100	混凝土强度等级	C25
混凝土的龄期(天)	7	混凝土的实测抗压强度 f_c (N/mm ²)	6.902
混凝土的实测抗拉强度 f_t (N/mm ²)	0.737	立杆垫板长 a (mm)	150
立杆垫板宽 b (mm)	150		

$$F_1 = N = 14.086 \text{ kN}$$

1、受冲切承载力计算

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

公式	参数剖析	
$F_1 \leq (0.7 \beta_h f_t + 0.25 \sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0$	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 $1.0 - 3.5 \text{ N/mm}^2$ 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： $\beta_h = 1$, $f_t = 0.737\text{N/mm}^2$, $\eta = 1$, $h_0 = h - 20 = 80\text{mm}$,

$u_m = 2[(a+h_0) + (b+h_0)] = 920\text{mm}$

$F = (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 = (0.7 \times 1 \times 0.737 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 920 \times 80 / 1000 = 37.97\text{kN} \geq F_1 = 14.086\text{kN}$

满足要求！

2、局部受压承载力计算

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

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

可得： $f_c = 6.902\text{N/mm}^2$, $\beta_c = 1$,

$\beta_1 = (A_b/A_1)^{1/2} = [(a+2b) \times (b+2b)/(ab)]^{1/2} = [(450) \times (450)/(150 \times 150)]^{1/2} = 3$,

$A_{1n} = ab = 22500\text{mm}^2$

$F = 1.35 \beta_c \beta_1 f_c A_{1n} = 1.35 \times 1 \times 3 \times 6.902 \times 22500 / 1000 = 628.945\text{kN} \geq F_1 = 14.086\text{kN}$

满足要求！

(二) 梁 600*900mm（扣件、12 米）板模板计算书

计算依据：

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

- 4、《建筑施工模板安全技术规范》JGJ162-2008
- 5、《混凝土结构设计标准》GB /T50010-2010（2024年版）
- 6、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 7、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 8、《施工脚手架通用规范》GB 55023-2022
- 9、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 10、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 11、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL14	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	600×900
模板支架高度H(m)	12	模板支架横向长度B(m)	6
模板支架纵向长度L(m)	8		

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	
施工荷载标准值 Q_{1k} (kN/m ²)	2.5	
模板支拆环境是否考虑风荷载	是	

风荷载参数：

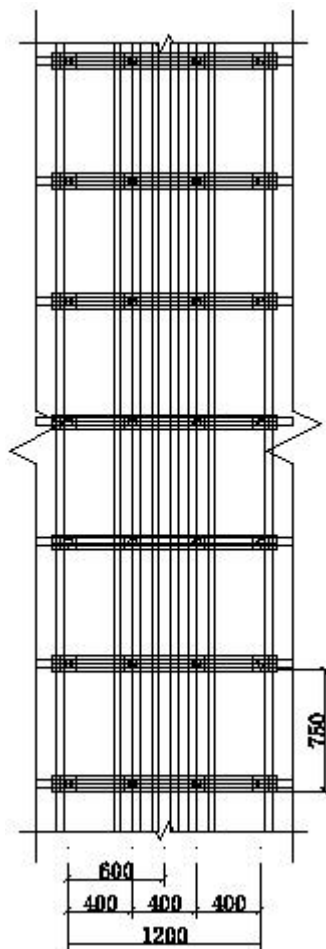
风荷载标准值 ω_k (kN/m ²)	基本风压 ω_0 (kN/m ²)	省份	广东	0.35	$\omega_k = \omega_0 \mu_z \mu_{st} = 0.033$	
		地区	东莞市			
	风荷载高度变化系数 μ_z	地面粗糙度	C类(有密集建筑群市区)			0.65
		模板支架顶部离建筑物地面高度(m)	12			
	风荷载体型系数 μ_s	单榀模板支架 μ_{st}		0.145		

三、模板体系设计

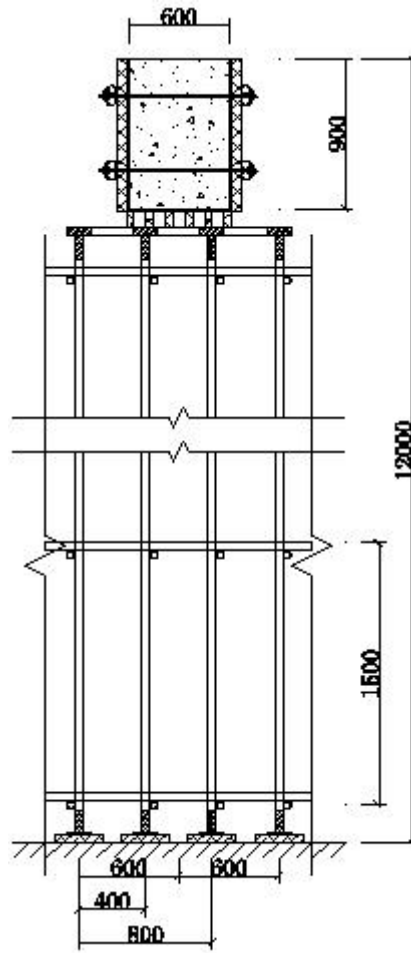
结构重要性系数 γ_0	1.1
脚手架安全等级	I级
新浇混凝土梁支撑方式	梁侧无板，梁底小梁平行梁跨方向
梁跨度方向立杆间距 l_a (mm)	750

梁底两侧立杆横向间距 l_b (mm)	1200
步距 h (mm)	1500
立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 a (mm)	200
混凝土梁距梁底两侧立杆中的位置	居中
梁底左侧立杆距梁中心线距离 (mm)	600
梁底增加立杆根数	2
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底左侧立杆距离 (mm)	400, 800
梁底支撑小梁最大悬挑长度 (mm)	200
梁底支撑小梁根数	6
梁底支撑小梁间距 (mm)	120
每纵距内附加梁底支撑主梁根数	0
梁底支撑主梁左侧悬挑长度 a_1 (mm)	0
梁底支撑主梁右侧悬挑长度 a_2 (mm)	0

设计简图如下：



平面图



立面图

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度 t (mm)	15
面板抗弯强度设计值 [f] (N/mm ²)	13	面板抗剪强度设计值 [τ] (N/mm ²)	1.4
面板弹性模量 E (N/mm ²)	10000		

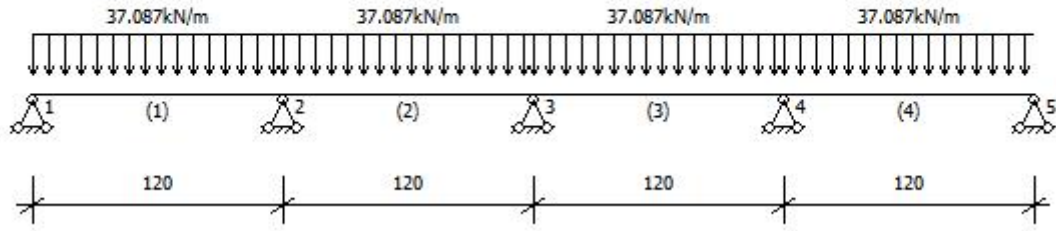
取梁纵向单位宽度 $b=1000\text{mm}$ ，按四等跨连续梁计算：

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

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$$q_1=\gamma_0\times [1.3\times (G_{1k}+(G_{2k}+G_{3k})\times h)+1.5\times Q_{1k}]\times b=1.1\times [1.3\times (0.1+(24+1.5)\times 0.9)+1.5\times 2.5]\times 1=37.087\text{kN/m}$$

计算简图如下：



1、强度验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1.1 \times 1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.9) \times 1 = 32.962 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times b = 1.1 \times 1.5 \times 2.5 \times 1 = 4.125 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = 0.107 q_{1\text{静}} L^2 + 0.121 q_{1\text{活}} L^2 = 0.107 \times 32.962 \times 0.12^2 + 0.121 \times 4.125 \times 0.12^2 = 0.058 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\text{max}} / W = 0.058 \times 10^6 / 37500 = 1.546 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值:

$$q_2 = 1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.9) \times 1 = 23.05 \text{ kN/m}$$

$$v_{\text{max}} = 0.632 q_2 L^4 / (100EI) = 0.632 \times 23.05 \times 120^4 / (100 \times 10000 \times 281250) = 0.011 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 120/400 = 0.3 \text{ mm}$$

满足要求!

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_1 = R_5 = 0.393 q_{1\text{静}} L + 0.446 q_{1\text{活}} L = 0.393 \times 32.962 \times 0.12 + 0.446 \times 4.125 \times 0.12 = 1.775 \text{ kN}$$

$$R_2 = R_4 = 1.143 q_{1\text{静}} L + 1.223 q_{1\text{活}} L = 1.143 \times 32.962 \times 0.12 + 1.223 \times 4.125 \times 0.12 = 5.126 \text{ kN}$$

$$R_3 = 0.928 q_{1\text{静}} L + 1.142 q_{1\text{活}} L = 0.928 \times 32.962 \times 0.12 + 1.142 \times 4.125 \times 0.12 = 4.236 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R_1' = R_5' = 0.393 q_2 L = 0.393 \times 23.05 \times 0.12 = 1.087 \text{ kN}$$

$$R_2' = R_4' = 1.143 q_2 L = 1.143 \times 23.05 \times 0.12 = 3.162 \text{ kN}$$

$$R_3' = 0.928 q_2 L = 0.928 \times 23.05 \times 0.12 = 2.567 \text{ kN}$$

五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	45×95
小梁抗弯强度设计值 [f] (N/mm ²)	13	小梁抗剪强度设计值 [τ] (N/mm ²)	1.4
小梁截面抵抗矩 W (cm ³)	67.688	小梁弹性模量 E (N/mm ²)	9350
小梁截面惯性矩 I (cm ⁴)	321.516	小梁计算方式	二等跨连续梁
主梁间距 l ₁ (mm)	750		

1、梁底各道小梁线荷载计算

$$\text{小梁自重设计值: } q_2 = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁宽} / (\text{小梁根数} - 1) = 1.1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.6 / 5 = 0.034 \text{ kN/m}$$

1) 左侧小梁线荷载设计值计算

$$\text{梁底面板传递给左边小梁线荷载: } q_{1\text{左}} = R_1 / b = 1.775 / 1 = 1.775 \text{ kN/m}$$

小梁自重： $q_2=0.034\text{kN/m}$

梁左侧模板传递给左边小梁荷载 $q_{3左}=\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times \text{梁高}=1.1\times 1.3\times 0.5\times 0.9=0.644\text{kN/m}$

左侧小梁总荷载 $q_{左}=q_{1左}+q_2+q_{3左}=1.775+0.034+0.644=2.453\text{kN/m}$

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： $q_{1中}=\text{Max}[R_2, R_3, R_4]/b=\text{Max}[5.126, 4.236, 5.126]/1=5.126\text{kN/m}$

小梁自重： $q_2=0.034\text{kN/m}$

中间小梁总荷载 $q_{中}=q_{1中}+q_2=5.126+0.034=5.161\text{kN/m}$

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： $q_{1右}=R_5/b=1.775/1=1.775\text{kN/m}$

小梁自重： $q_2=0.034\text{kN/m}$

梁右侧模板传递给右边小梁荷载 $q_{3右}=\gamma_0\times 1.3\times G_{1k}\times \text{梁高}=1.1\times 1.3\times 0.5\times 0.9=0.644\text{kN/m}$

右侧小梁总荷载 $q_{右}=q_{1右}+q_2+q_{3右}=1.775+0.034+0.644=2.453\text{kN/m}$

4) 各道小梁最大线荷载设计值计算

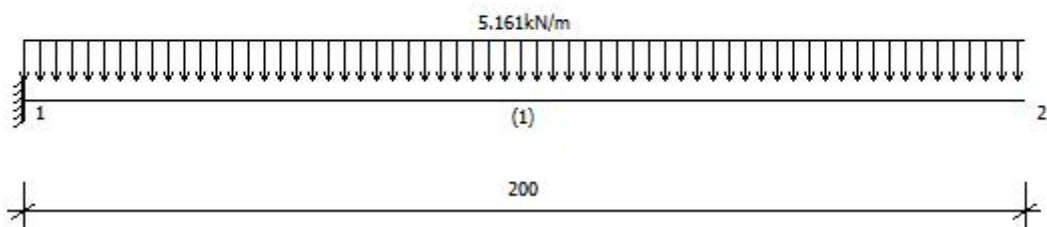
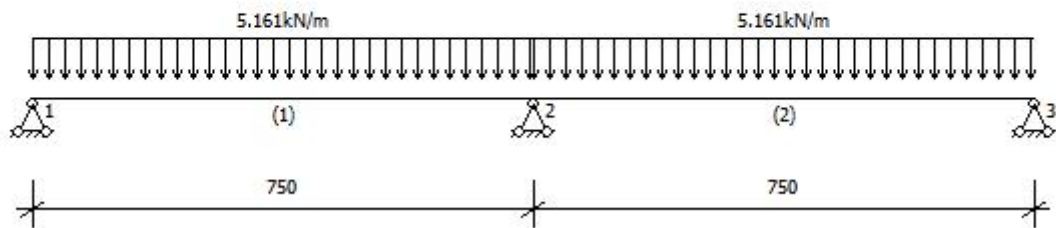
小梁最大荷载 $q=\text{Max}[q_{左}, q_{中}, q_{右}]=\text{Max}[2.453, 5.161, 2.453]=5.161\text{kN/m}$

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： $q'=\text{Max}[q'_{左}, q'_{中}, q'_{右}]=\text{Max}[1.561, 3.186, 1.561]=3.186\text{kN/m}$

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

$M_{\max}=\text{max}[0.125q_1l_1^2, 0.5q_1l_2^2]=\text{max}[0.125\times 5.161\times 0.75^2, 0.5\times 5.161\times 0.2^2]=0.363\text{kN}\cdot\text{m}$

$\sigma=M_{\max}/W=0.363\times 10^6/67688=5.361\text{N/mm}^2\leq [f]=13\text{N/mm}^2$

满足要求!

3、抗剪验算

$$V_{\max} = \max[0.625q_1l_1, q_1l_2] = \max[0.625 \times 5.161 \times 0.75, 5.161 \times 0.2] = 2.419\text{kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 2.419 \times 1000 / (2 \times 45 \times 95) = 0.849\text{N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.4\text{N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算

$$v_1 = 0.521q' l_1^4 / (100EI) = 0.521 \times 3.186 \times 750^4 / (100 \times 9350 \times 321.516 \times 10^4) = 0.175\text{mm}$$

$$\leq [v] = l_1 / 400 = 750 / 400 = 1.875\text{mm}$$

$$v_2 = q' l_2^4 / (8EI) = 3.186 \times 200^4 / (8 \times 9350 \times 321.516 \times 10^4) = 0.021\text{mm} \leq [v] = 2l_2 / 400 = 2 \times 200 / 400 = 1\text{mm}$$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_{\max} = \max[1.25qL_1, 0.375qL_1 + qL_2] = \max[1.25 \times 5.161 \times 0.75, 0.375 \times 5.161 \times 0.75 + 5.161 \times 0.2] = 4.838\text{kN}$$

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 $R_1=2.3\text{kN}$, $R_2=4.838\text{kN}$, $R_3=4.003\text{kN}$, $R_4=4.003\text{kN}$, $R_5=4.838\text{kN}$, $R_6=2.3\text{kN}$

正常使用极限状态

$$R_{\max}' = \max[1.25q' L_1, 0.375q' L_1 + q' L_2] = \max[1.25 \times 3.186 \times 0.75, 0.375 \times 3.186 \times 0.75 + 3.186 \times 0.2] = 2.987\text{kN}$$

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 $R_1'=1.463\text{kN}$, $R_2'=2.987\text{kN}$, $R_3'=2.429\text{kN}$, $R_4'=2.429\text{kN}$, $R_5'=2.987\text{kN}$, $R_6'=1.463\text{kN}$

六、主梁验算

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

主梁 2 根合并, 其主梁受力不均匀系数 $K_s=0.5$, 则:

承载能力极限状态

单根主梁所受集中力设计值:

$$P_1=R_1 \times K_s=2.3 \times 0.5=1.15\text{kN}, P_2=R_2 \times K_s=4.838 \times 0.5=2.419\text{kN}, P_3=R_3 \times K_s=4.003 \times 0.5=2.002\text{kN}, P_4=R_4 \times K_s=4.003 \times 0.5=2.002\text{kN}, P_5=R_5 \times K_s=4.838 \times 0.5=2.419\text{kN}, P_6=R_6 \times K_s=2.3 \times 0.5=1.15\text{kN}$$

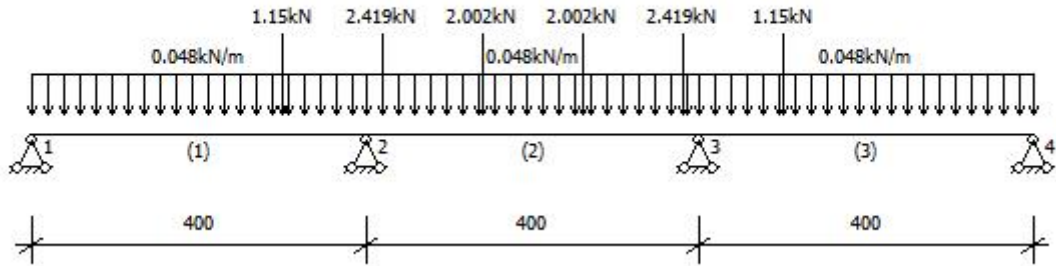
单根主梁自重设计值: $q=1.1 \times 1.3 \times 0.033=0.048\text{kN/m}$

正常使用极限状态

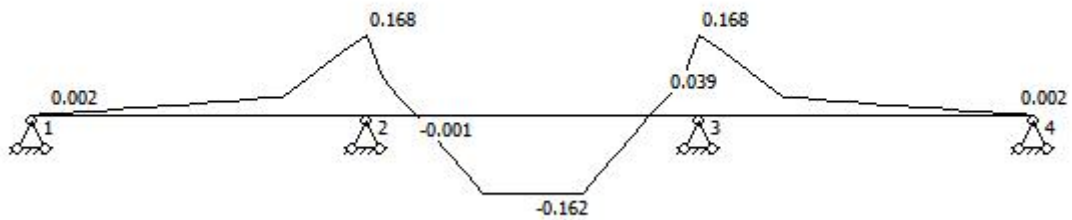
单根主梁所受集中力标准值:

$$P_1'=R_1' \times K_s=1.463 \times 0.5=0.732\text{kN}, P_2'=R_2' \times K_s=2.987 \times 0.5=1.493\text{kN}, P_3'=R_3' \times K_s=2.429 \times 0.5=1.215\text{kN}, P_4'=R_4' \times K_s=2.429 \times 0.5=1.215\text{kN}, P_5'=R_5' \times K_s=2.987 \times 0.5=1.493\text{kN}$$

1. 493kN , $P_6' = R_6' \times K_s = 1.463 \times 0.5 = 0.732\text{kN}$
 单根主梁自重标准值: $q' = 1 \times 0.033 = 0.033\text{kN/m}$



1、抗弯验算

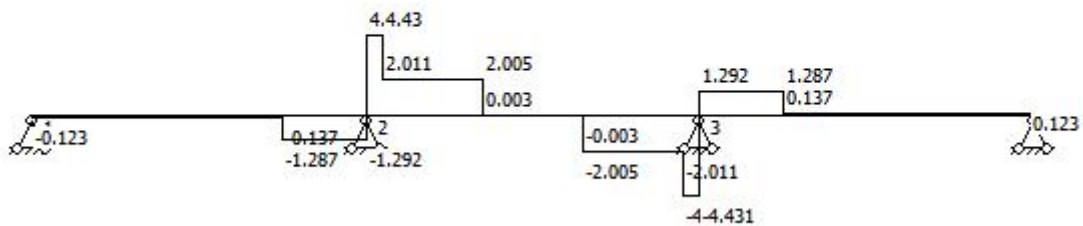


主梁弯矩图 (kN·m)

$\sigma = M_{\max} / W = 0.168 \times 10^6 / 4490 = 37.381\text{N/mm}^2 \leq [f] = 205\text{N/mm}^2$

满足要求!

2、抗剪验算



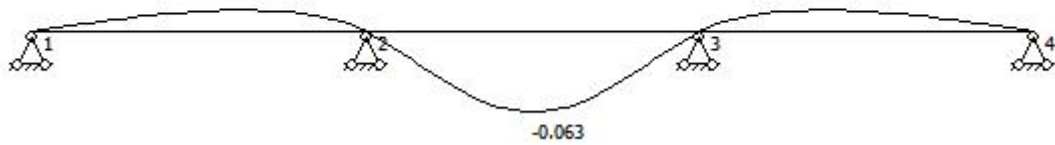
主梁剪力图 (kN)

$V_{\max} = 5.722\text{kN}$

$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 5.722 \times 1000 / 424 = 26.992\text{N/mm}^2 \leq [\tau] = 120\text{N/mm}^2$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图 (mm)

$$v_{\max} = 0.063 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 400/400 = 1 \text{ mm}$$

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 $R_1=0.123\text{kN}$, $R_2=5.722\text{kN}$, $R_3=5.722\text{kN}$, $R_4=0.123\text{kN}$

立杆所受主梁支座反力依次为 $P_1=R_1/K_s=0.123/0.5=0.245\text{kN}$, $P_2=R_2/K_s=5.722/0.5=11.445\text{kN}$, $P_3=R_3/K_s=5.722/0.5=11.445\text{kN}$, $P_4=R_4/K_s=0.123/0.5=0.245\text{kN}$

七、可调托座验算

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

$$\text{可调托座最大受力 } N = \max [P_1, P_2, P_3, P_4] = 11.445 \text{ kN} \leq [N] = 30 \text{ kN}$$

满足要求!

八、立杆验算

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

1、长细比验算

顶部立杆段:

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

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

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

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

非顶部立杆段: $l_{02}=k \mu_2 h=1 \times 1.755 \times 1500=2632\text{mm}$ (验算立杆容许长细比时, 取 $k=1$)

$$\lambda = \max[1_{01}, 1_{02}] / i = 2632 / 15.9 = 165.535 \leq [\lambda] = 210$$

长细比满足要求!

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

顶部立杆段: $1_{01}=2862\text{mm}$

非顶部立杆段: $1_{02}=3203\text{mm}$

$$\lambda = \max[1_{01}, 1_{02}] / i = 3203 / 15.9 = 201.447$$

查表得: $\phi = 0.179$

2、风荷载计算

$$M_{wd} = \gamma_0 \times \phi_w \times \gamma_q \times M_{\omega_k} = \gamma_0 \times \phi_w \times \gamma_q \times (\omega_k \times 1_a \times h^2 / 10) = 1.1 \times 0.6 \times 1.5 \times (0.033 \times 0.75 \times 1.5^2 / 10) = 0.006 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3、稳定性计算

$$P_1 = 0.245 \text{ kN}, P_2 = 11.445 \text{ kN}, P_3 = 11.445 \text{ kN}, P_4 = 0.245 \text{ kN}$$

$$N_d = \max[P_1, P_2, P_3, P_4] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times (H - \text{梁高}) = \max[0.245, 11.445, 11.445, 0.245] + 1.1 \times 1.3 \times 0.15 \times (12 - 0.9) = 13.826 \text{ kN}$$

$$f_d = N_d / (\phi A) + M_{wd} / W = 13825.556 / (0.179 \times 424) + 0.006 \times 10^6 / 4490 = 183.501 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

九、高宽比验算

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

$$H/B = 12/6 = 2 \leq 2$$

已按《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699-2020 要求, 架体与既有结构进行可靠连接。

满足要求!

十、立杆支承面承载力验算

支撑层楼板厚度 h (mm)	100	混凝土强度等级	C25
混凝土的龄期(天)	7	混凝土的实测抗压强度 f_c (N/mm ²)	6.902
混凝土的实测抗拉强度 f_t (N/mm ²)	0.737	立杆垫板长 a (mm)	150
立杆垫板宽 b (mm)	150		

$$F_1 = N = 13.826 \text{ kN}$$

1、受冲切承载力计算

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

公式	参数剖析	
$F_1 \leq (0.7 \beta_h f_t + 0.25 \sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0$	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 $1.0 - 3.5 \text{ N/mm}^2$ 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： $\beta_h = 1$, $f_t = 0.737\text{N/mm}^2$, $\eta = 1$, $h_0 = h - 20 = 80\text{mm}$,

$u_m = 2[(a+h_0) + (b+h_0)] = 920\text{mm}$

$F = (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0 = (0.7 \times 1 \times 0.737 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 920 \times 80 / 1000 = 37.97\text{kN} \geq F_1 = 13.826\text{kN}$

满足要求！

2、局部受压承载力计算

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

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

可得： $f_c = 6.902\text{N/mm}^2$, $\beta_c = 1$,

$\beta_1 = (A_b/A_1)^{1/2} = [(a+2b) \times (b+2b)/(ab)]^{1/2} = [(450) \times (450)/(150 \times 150)]^{1/2} = 3$,

$A_{1n} = ab = 22500\text{mm}^2$

$F = 1.35 \beta_c \beta_1 f_c A_{1n} = 1.35 \times 1 \times 3 \times 6.902 \times 22500 / 1000 = 628.945\text{kN} \geq F_1 = 13.826\text{kN}$

满足要求！

(三) 梁 300*950mm（扣件、边梁、12 米）板模板计算书

计算依据：

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

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

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL14	混凝土梁计算截面尺寸(mm×mm)	300×950
模板支架高度H(m)	12	模板支架横向长度B(m)	8
模板支架纵向长度L(m)	10		

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	
施工荷载标准值 Q_{1k} (kN/m ²)	2.5	
模板支拆环境是否考虑风荷载	是	

风荷载参数:

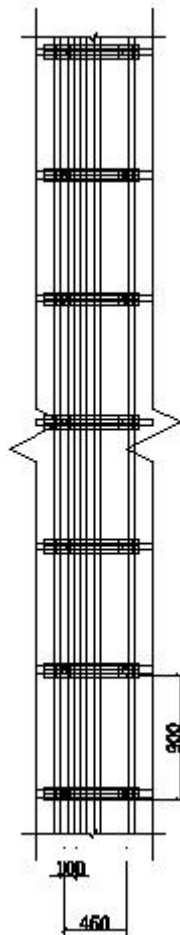
风荷载标准值 ω_k (kN/m ²)	基本风压 ω_0 (kN/m ²)	省份	广东	0.35	$\omega_k = \omega_0 \mu_z \mu_{st} = 0.033$	
		地区	东莞市			
	风荷载高度变化系数 μ_z	地面粗糙度	C类(有密集建筑群市区)			0.65
		模板支架顶部离建筑物地面高度(m)	12			
风荷载体型系数 μ_s	单槓模板支架 μ_{st}			0.145		

三、模板体系设计

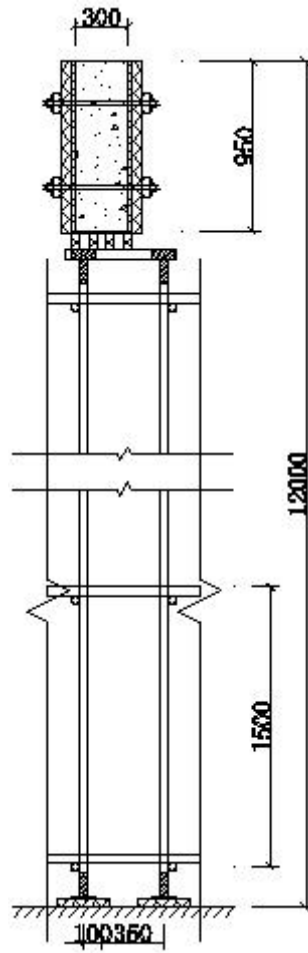
结构重要性系数 γ_0	1.1
脚手架安全等级	I级
新浇混凝土梁支撑方式	梁侧无板，梁底小梁平行梁跨方向
梁跨度方向立杆间距 l_a (mm)	900
梁底两侧立杆横向间距 l_b (mm)	450

步距 h (mm)	1500
立杆伸出顶层水平杆中心线至支撑点的长度 a (mm)	200
混凝土梁距梁底两侧立杆中的位置	自定义
梁底左侧立杆距梁中心线距离 (mm)	100
梁底增加立杆根数	0
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
梁底支撑主梁左侧悬挑长度 a_1 (mm)	50
梁底支撑主梁右侧悬挑长度 a_2 (mm)	0

设计简图如下：



平面图



立面图

四、面板验算

面板类型	覆面木胶合板	面板厚度 t (mm)	15
面板抗弯强度设计值 [f] (N/mm ²)	13	面板抗剪强度设计值 [τ] (N/mm ²)	1.4
面板弹性模量 E (N/mm ²)	10000		

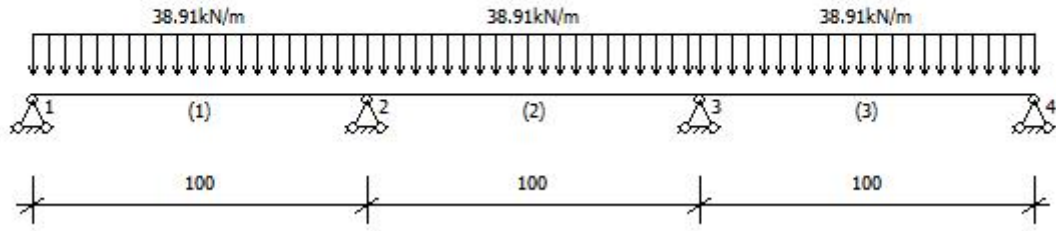
取梁纵向单位宽度 $b=1000\text{mm}$ ，按三等跨连续梁计算：

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

面板承受梁截面方向线荷载设计值：

$$q_1 = \gamma_0 \times [1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) + 1.5 \times Q_{1k}] \times b = 1.1 \times [1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.95) + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 38.91\text{kN/m}$$

计算简图如下：



1、强度验算

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1.1 \times 1.3 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.95) \times 1 = 34.785 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{1k} \times b = 1.1 \times 1.5 \times 2.5 \times 1 = 4.125 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = 0.1q_{1\text{静}}L^2 + 0.117q_{1\text{活}}L^2 = 0.1 \times 34.785 \times 0.1^2 + 0.117 \times 4.125 \times 0.1^2 = 0.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\text{max}}/W = 0.04 \times 10^6 / 37500 = 1.056 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、挠度验算

面板承受梁截面方向线荷载标准值:

$$q_2 = 1 \times (G_{1k} + (G_{2k} + G_{3k}) \times h) \times b = 1 \times (0.1 + (24 + 1.5) \times 0.95) \times 1 = 24.325 \text{ kN/m}$$

$$v_{\text{max}} = 0.677q_2L^4 / (100EI) = 0.677 \times 24.325 \times 100^4 / (100 \times 10000 \times 281250) = 0.006 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 100/400 = 0.25 \text{ mm}$$

满足要求!

3、支座反力计算

设计值(承载能力极限状态)

$$R_1 = R_4 = 0.4q_{1\text{静}}L + 0.45q_{1\text{活}}L = 0.4 \times 34.785 \times 0.1 + 0.45 \times 4.125 \times 0.1 = 1.577 \text{ kN}$$

$$R_2 = R_3 = 1.1q_{1\text{静}}L + 1.2q_{1\text{活}}L = 1.1 \times 34.785 \times 0.1 + 1.2 \times 4.125 \times 0.1 = 4.321 \text{ kN}$$

标准值(正常使用极限状态)

$$R_1 = R_4 = 0.4q_2L = 0.4 \times 24.325 \times 0.1 = 0.973 \text{ kN}$$

$$R_2 = R_3 = 1.1q_2L = 1.1 \times 24.325 \times 0.1 = 2.676 \text{ kN}$$

五、小梁验算

小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	45×95
小梁抗弯强度设计值 [f] (N/mm ²)	13	小梁抗剪强度设计值 [τ] (N/mm ²)	1.4
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	67.688	小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9350
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	321.516	小梁计算方式	二等跨连续梁
主梁间距 l ₁ (mm)	900		

1、梁底各道小梁线荷载计算

$$\text{小梁自重设计值: } q_2 = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁宽} / (\text{小梁根数} - 1) = 1.1 \times 1.3 \times (0.3 - 0.1) \times 0.3 / 3 = 0.029 \text{ kN/m}$$

1) 左侧小梁线荷载设计值计算

$$\text{梁底面板传递给左边小梁线荷载: } q_{1\text{左}} = R_1/b = 1.577/1 = 1.577 \text{ kN/m}$$

$$\text{小梁自重: } q_2 = 0.029 \text{ kN/m}$$

$$\text{梁左侧模板传递给左边小梁荷载 } q_{3\text{左}} = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁高} = 1.1 \times 1.3 \times 0.5 \times$$

$$0.95=0.679\text{kN/m}$$

左侧小梁总荷载 $q_{左}=q_{1左}+q_2+q_{3左}=1.577+0.029+0.679=2.285\text{kN/m}$

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： $q_{1中}=\text{Max}[R_2, R_3]/b = \text{Max}[4.321, 4.321]/1=$

$$4.321\text{kN/m}$$

小梁自重： $q_2=0.029\text{kN/m}$

中间小梁总荷载 $q_{中}=q_{1中}+q_2=4.321+0.029=4.35\text{kN/m}$

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： $q_{1右}=R_4/b=1.577/1=1.577\text{kN/m}$

小梁自重： $q_2=0.029\text{kN/m}$

梁右侧模板传递给右边小梁荷载 $q_{3右}=\gamma_0 \times 1.3 \times G_{1k} \times \text{梁高}=1.1 \times 1.3 \times 0.5 \times$

$$0.95=0.679\text{kN/m}$$

右侧小梁总荷载 $q_{右}=q_{1右}+q_2+q_{3右}=1.577+0.029+0.679=2.285\text{kN/m}$

4) 各道小梁最大线荷载设计值计算

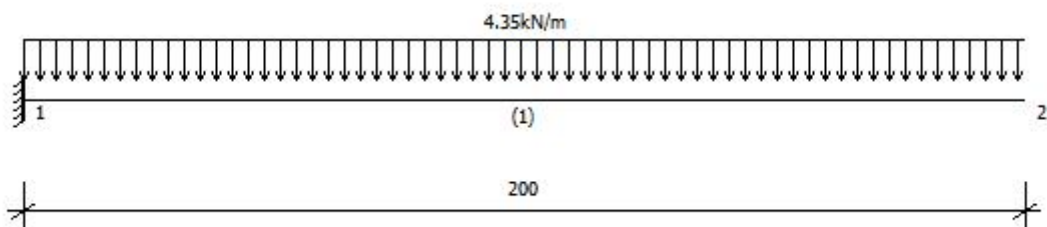
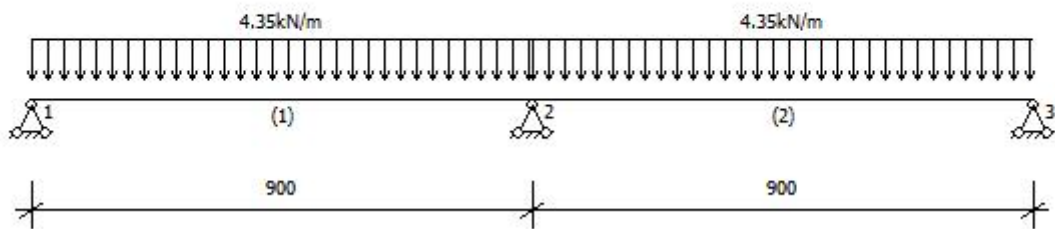
小梁最大荷载 $q=\text{Max}[q_{左}, q_{中}, q_{右}]=\text{Max}[2.285, 4.35, 2.285]=4.35\text{kN/m}$

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： $q'=\text{Max}[q'_{左}, q'_{中}, q'_{右}]=\text{Max}[1.468, 2.696, 1.468]=2.696\text{kN/m}$

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

$$M_{\max}=\text{max}[0.125q_1l_1^2, 0.5q_1l_2^2]=\text{max}[0.125 \times 4.35 \times 0.9^2, 0.5 \times 4.35 \times 0.2^2]=0.44\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma=M_{\max}/W=0.44 \times 10^6/67688=6.507\text{N/mm}^2 \leq [f]=13\text{N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算

$$V_{\max}=\text{max}[0.625q_1l_1, q_1l_2]=\text{max}[0.625 \times 4.35 \times 0.9, 4.35 \times 0.2]=2.447\text{kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 2.447 \times 1000 / (2 \times 45 \times 95) = 0.859 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.4 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算

$$v_1 = 0.521q' l_1^4 / (100EI) = 0.521 \times 2.696 \times 900^4 / (100 \times 9350 \times 321.516 \times 10^4) = 0.307 \text{ mm}$$

$$\leq [v] = l_1 / 400 = 900 / 400 = 2.25 \text{ mm}$$

$$v_2 = q' l_2^4 / (8EI) = 2.696 \times 200^4 / (8 \times 9350 \times 321.516 \times 10^4) = 0.018 \text{ mm} \leq [v] = 2l_2 / 400 = 2 \times 200 / 400 = 1 \text{ mm}$$

满足要求!

5、支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_{\max} = \max[1.25qL_1, 0.375qL_1 + qL_2] = \max[1.25 \times 4.35 \times 0.9, 0.375 \times 4.35 \times 0.9 + 4.35 \times 0.2] = 4.894 \text{ kN}$$

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 $R_1 = 2.571 \text{ kN}$, $R_2 = 4.894 \text{ kN}$, $R_3 = 4.894 \text{ kN}$, $R_4 = 2.571 \text{ kN}$

正常使用极限状态

$$R_{\max}' = \max[1.25q' L_1, 0.375q' L_1 + q' L_2] = \max[1.25 \times 2.696 \times 0.9, 0.375 \times 2.696 \times 0.9 + 2.696 \times 0.2] = 3.033 \text{ kN}$$

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 $R_1' = 1.651 \text{ kN}$, $R_2' = 3.033 \text{ kN}$, $R_3' = 3.033 \text{ kN}$, $R_4' = 1.651 \text{ kN}$

六、主梁验算

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

主梁 2 根合并, 其主梁受力不均匀系数 $K_s = 0.5$, 则:

承载能力极限状态

单根主梁所受集中力设计值:

$$P_1 = R_1 \times K_s = 2.571 \times 0.5 = 1.285 \text{ kN}, P_2 = R_2 \times K_s = 4.894 \times 0.5 = 2.447 \text{ kN}, P_3 = R_3 \times K_s = 4.894 \times 0.5 = 2.447 \text{ kN}, P_4 = R_4 \times K_s = 2.571 \times 0.5 = 1.285 \text{ kN}$$

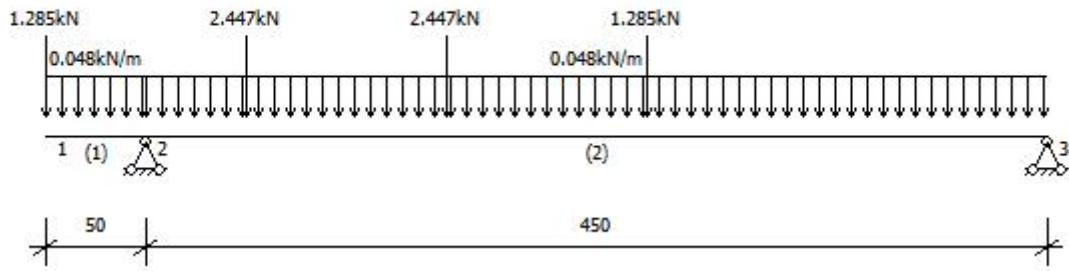
单根主梁自重设计值: $q = 1.1 \times 1.3 \times 0.033 = 0.048 \text{ kN/m}$

正常使用极限状态

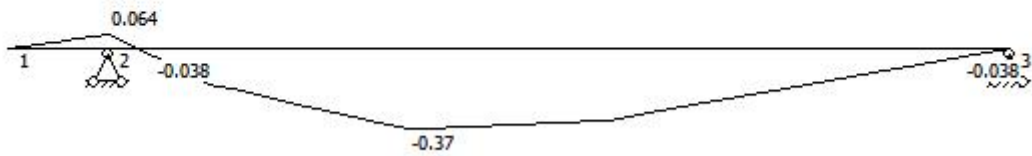
单根主梁所受集中力标准值:

$$P_1' = R_1' \times K_s = 1.651 \times 0.5 = 0.826 \text{ kN}, P_2' = R_2' \times K_s = 3.033 \times 0.5 = 1.517 \text{ kN}, P_3' = R_3' \times K_s = 3.033 \times 0.5 = 1.517 \text{ kN}, P_4' = R_4' \times K_s = 1.651 \times 0.5 = 0.826 \text{ kN}$$

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



1、抗弯验算

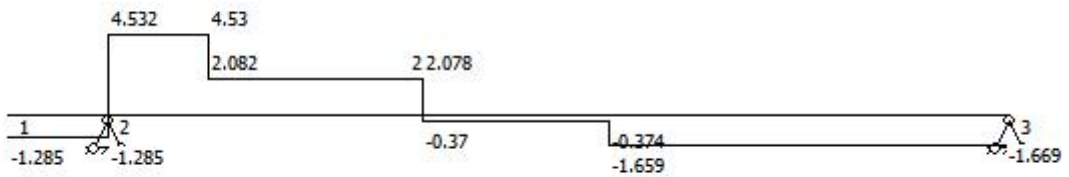


主梁弯矩图 (kN · m)

$$\sigma = M_{\max} / W = 0.37 \times 10^6 / 4490 = 82.357 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

2、抗剪验算



主梁剪力图 (kN)

$$V_{\max} = 5.819 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 5.819 \times 1000 / 424 = 27.449 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算



主梁变形图 (mm)

$$v_{\max} = 0.2 \text{ mm} \leq [v] = L/400 = 450/400 = 1.125 \text{ mm}$$

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 $R_1 = 5.819 \text{ kN}$, $R_2 = 1.669 \text{ kN}$

立杆所受主梁支座反力依次为 $P_1 = R_1/K_s = 5.819/0.5 = 11.638 \text{ kN}$, $P_2 = R_2/K_s = 1.669/0.5 = 3.338 \text{ kN}$

七、可调托座验算

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

可调托座最大受力 $N = \max [P_1, P_2] = 11.638 \text{ kN} \leq [N] = 30 \text{ kN}$

满足要求!

八、立杆验算

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

1、长细比验算

顶部立杆段:

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

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

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

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

非顶部立杆段: $l_{02} = k \mu_2 h = 1 \times 1.755 \times 1500 = 2632 \text{ mm}$ (验算立杆容许长细比时, 取 $k = 1$)

$$\lambda = \max[1_{01}, 1_{02}] / i = 2632 / 15.9 = 165.535 \leq [\lambda] = 210$$

长细比满足要求!

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

顶部立杆段: $1_{01}=2862\text{mm}$

非顶部立杆段: $1_{02}=3203\text{mm}$

$$\lambda = \max[1_{01}, 1_{02}] / i = 3203 / 15.9 = 201.447$$

查表得: $\phi = 0.179$

2、风荷载计算

$$M_{wd} = \gamma_0 \times \phi_w \times \gamma_q \times M_{\omega_k} = \gamma_0 \times \phi_w \times \gamma_q \times (\omega_k \times l_a \times h^2 / 10) = 1.1 \times 0.6 \times 1.5 \times (0.033 \times 0.9 \times 1.5^2 / 10) = 0.007 \text{kN} \cdot \text{m}$$

3、稳定性计算

$$P_1 = 11.638 \text{kN}, P_2 = 3.338 \text{kN}$$

$$N_d = \max[P_1, P_2] + \gamma_0 \times 1.3 \times \text{每米立杆自重} \times (H - \text{梁高}) = \max[11.638, 3.338] + 1.1 \times 1.3 \times 0.15 \times (12 - 0.95) = 14.009 \text{kN}$$

$$f_d = N_d / (\phi A) + M_{wd} / W = 14008.591 / (0.179 \times 424) + 0.007 \times 10^6 / 4490 = 186.135 \text{N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{N/mm}^2$$

满足要求!

九、高宽比验算

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

$$H/B = 12/8 = 1.5 \leq 2$$

已按《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术标准》T/CECS 699-2020 要求, 架体与既有结构进行可靠连接。

满足要求!

十、立杆支承面承载力验算

支撑层楼板厚度 h (mm)	1000	混凝土强度等级	C25
混凝土的龄期(天)	7	混凝土的实测抗压强度 f_c (N/mm ²)	6.902
混凝土的实测抗拉强度 f_t (N/mm ²)	0.737	立杆垫板长 a (mm)	150
立杆垫板宽 b (mm)	150		

$$F_1 = N = 14.009 \text{kN}$$

1、受冲切承载力计算

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

公式	参数剖析	
$F_1 \leq (0.7 \beta_h f_t + 0.25 \sigma_{pc,m}) \eta u_m h_0$	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 $1.0 - 3.5 \text{N/mm}^2$ 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： $\beta_h = 0.983$, $f_t = 0.737\text{N/mm}^2$, $\eta = 1$, $h_0 = h - 20 = 980\text{mm}$,

$u_m = 2[(a+h_0) + (b+h_0)] = 4520\text{mm}$

$F = (0.7\beta_h f_t + 0.25\sigma_{pc, m}) \eta u_m h_0 = (0.7 \times 0.983 \times 0.737 + 0.25 \times 0) \times 1 \times 4520 \times 980/1000 = 2247.143\text{kN} \geq F_1 = 14.009\text{kN}$

满足要求！

2、局部受压承载力计算

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

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

可得： $f_c = 6.902\text{N/mm}^2$, $\beta_c = 1$,

$\beta_1 = (A_b/A_1)^{1/2} = [(a+2b) \times (b+2b)/(ab)]^{1/2} = [(450) \times (450)/(150 \times 150)]^{1/2} = 3$,
 $A_{1n} = ab = 22500\text{mm}^2$

$F = 1.35\beta_c\beta_1f_cA_{1n} = 1.35 \times 1 \times 3 \times 6.902 \times 22500/1000 = 628.945\text{kN} \geq F_1 = 14.009\text{kN}$

满足要求！

第三节 侧模板模板计算书

（一）梁高 1050mm 梁侧模计算书

计算依据：

- 1、《混凝土结构工程施工规范》GB50666-2011
- 2、《混凝土结构设计标准》GB/T50010-2010（2024年版）

- 3、《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012
- 4、《钢结构设计标准》GB 50017-2017
- 5、《建筑施工承插型套扣式钢管脚手架安全技术规程》DBJ/T15-98-2019
- 6、《混凝土结构通用规范》GB 55008-2021
- 7、《钢结构通用规范》GB 55006-2021
- 8、《工程结构通用规范》GB 55001-2021

一、工程属性

新浇混凝土梁名称	KL14， 标高 24.00m	混凝土梁截面尺寸(mm×mm)	450×1050
新浇混凝土梁计算跨度(m)	10		

二、荷载组合

侧压力计算依据规范	《混凝土结构工程施工规范》 GB50666-2011	混凝土重力密度 γ_c (kN/m ³)	24
结构重要性系数 γ_0	1		
新浇混凝土初凝时间 t_0 (h)	4		
塌落度修正系数 β	0.9		
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 $H_{\text{下挂}}$ (m)	1.05		
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}	$\min\{0.28\gamma_c t_0 \beta v^{1/2}, \gamma_c H\} = \min\{0.28 \times 24 \times 4 \times 0.9 \times 2^{1/2}, 24 \times 1.05\} = \min\{34.213, 25.2\} = 25.2 \text{ kN/m}^2$	
混凝土下料产生的水平荷载标准值 Q_{4k} (kN/m ²)	2		

下挂部分：承载能力极限状态设计值 $S_{\text{承}} = \gamma_0(1.3 \times G_{4k} + 1.5Q_{4k}) = 1 \times (1.3 \times 25.2 + 1.5 \times 2) = 35.76 \text{ kN/m}^2$

下挂部分：正常使用极限状态设计值 $S_{\text{正}} = G_{4k} = 25.2 \text{ kN/m}^2$

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
对拉螺栓水平向间距 (mm)	500		

	梁左侧	梁右侧
楼板厚度 (mm)	150	150
梁下挂侧模高度 (mm)	900	900
小梁道数 (下挂)	5	5

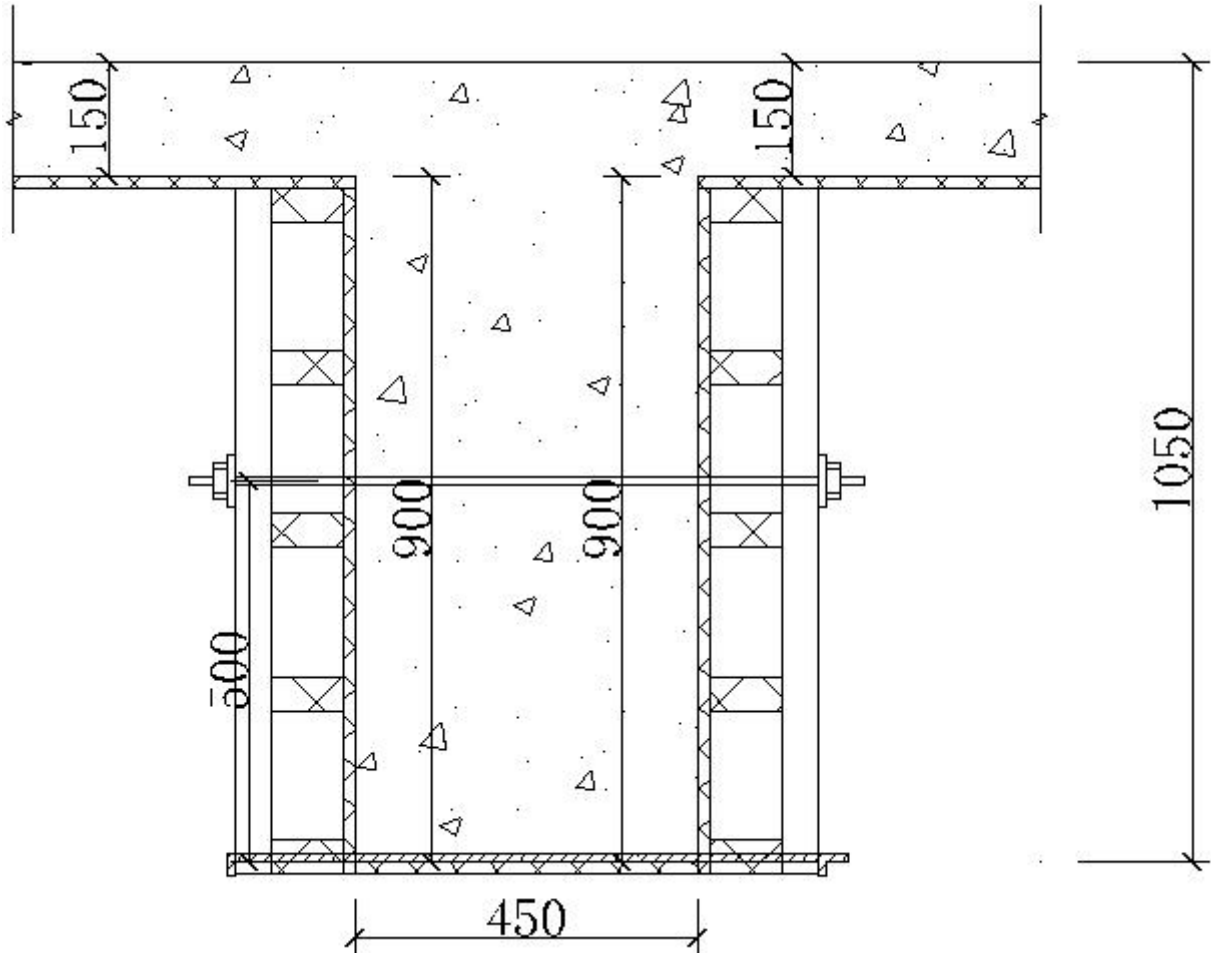
左侧支撑表：

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

设计简图如下:



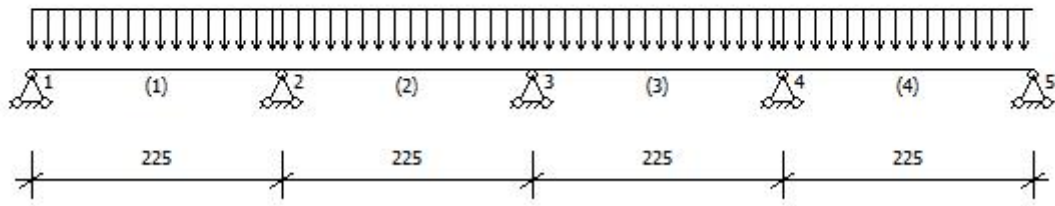
模板设计剖面图

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] (N/mm ²)	13	模板抗剪强度设计值 [τ] (N/mm ²)	1.4
模板弹性模量 E (N/mm ²)	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

$$q_1 = bS_{\text{承}} = 1 \times 35.76 = 35.76 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{静}} = \gamma_0 \times 1.3 \times G_{4k} \times b = 1 \times 1.3 \times 25.2 \times 1 = 32.76 \text{ kN/m}$$

$$q_{1\text{活}} = \gamma_0 \times 1.5 \times Q_{4k} \times b = 1 \times 1.5 \times 2 \times 1 = 3 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{max}} = 0.107q_{1\text{静}}L^2 + 0.121q_{1\text{活}}L^2 = 0.107 \times 32.76 \times 0.225^2 + 0.121 \times 3 \times 0.225^2 = 0.196 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\text{max}}/W = 0.196 \times 10^6 / 37500 = 5.222 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 13 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

3、挠度验算

$$q = bS_{\text{正}} = 1 \times 25.2 = 25.2 \text{ kN/m}$$

$$v_{\text{max}} = 0.632qL^4 / (100EI) = 0.632 \times 25.2 \times 225^4 / (100 \times 10000 \times 281250) = 0.145 \text{ mm} \leq \min[L/150, 10] = \min[225/150, 10] = 1.5 \text{ mm}$$

满足要求!

4、最大支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_{\text{下挂max}} = 1.143 \times q_{1\text{静}} \times l_{\text{左}} + 1.223 \times q_{1\text{活}} \times l_{\text{左}} = 1.143 \times 32.76 \times 0.225 + 1.223 \times 3 \times 0.225 = 9.251 \text{ kN}$$

正常使用极限状态

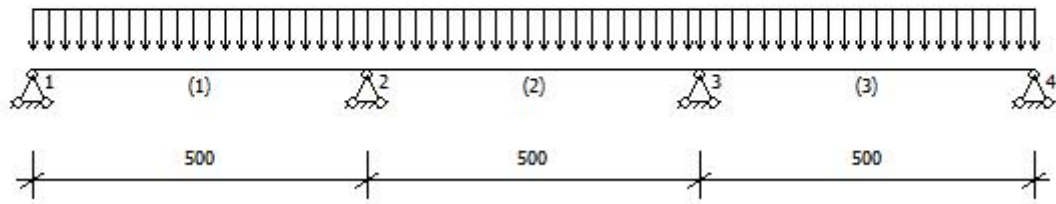
$$R'_{\text{下挂max}} = 1.143 \times l_{\text{左}} \times q = 1.143 \times 0.225 \times 25.2 = 6.481 \text{ kN}$$

五、小梁验算

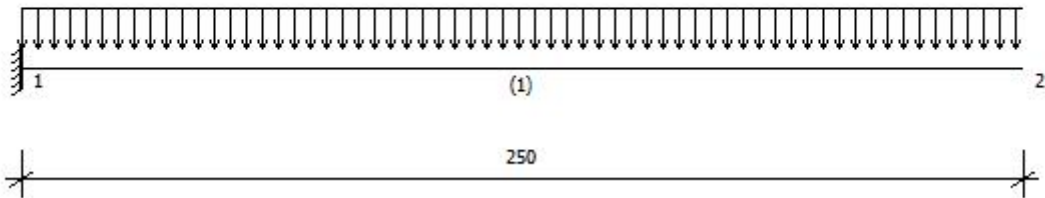
小梁最大悬挑长度(mm)	250	小梁计算方式	三等跨连续梁
小梁类型	方木	小梁截面类型(mm)	45×95
小梁弹性模量 E(N/mm ²)	9350	小梁抗剪强度设计值 [τ](N/mm ²)	1.4
小梁截面抵抗矩 W(cm ³)	67.688	小梁抗弯强度设计值 [f](N/mm ²)	13
小梁截面惯性矩 I(cm ⁴)	321.516		

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

$$q=9.251\text{kN/m}$$

$$M_{\max} = \max[0.1 \times q \times l^2, 0.5 \times q \times l_1^2] = \max[0.1 \times 9.251 \times 0.5^2, 0.5 \times 9.251 \times 0.25^2] = 0.289\text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma = M_{\max}/W = 0.289 \times 10^6 / 67688 = 4.271\text{N/mm}^2 \leq [f] = 13\text{N/mm}^2$$

满足要求!

3、抗剪验算

$$V_{\max} = \max[0.6 \times q \times l, q \times l_1] = \max[0.6 \times 9.251 \times 0.5, 9.251 \times 0.25] = 2.775\text{kN}$$

$$\tau_{\max} = 3V_{\max} / (2bh_0) = 3 \times 2.775 \times 1000 / (2 \times 45 \times 95) = 0.974\text{N/mm}^2 \leq [\tau] = 1.4\text{N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算

$$q=6.481\text{kN/m}$$

$$\text{跨中 } v_{1\max} = 0.677qL^4 / (100EI) = 0.677 \times 6.481 \times 500^4 / (100 \times 9350 \times 3215160) = 0.091\text{mm} \leq \min[1/150, 10] = \min[500/150, 10] = 3.333\text{mm}$$

$$\text{悬挑段 } v_{2\max} = qL^4 / (8EI) = 6.481 \times 250^4 / (8 \times 9350 \times 3215160) = 0.105\text{mm} \leq \min[2l/150, 10] = \min[2 \times 250/150, 10] = 3.333\text{mm}$$

满足要求!

5、最大支座反力计算

承载能力极限状态

$$R_{\text{下挂}\max} = \max[1.1 \times 9.251 \times 0.5, 0.4 \times 9.251 \times 0.5 + 9.251 \times 0.25] = 5.088\text{kN}$$

正常使用极限状态

$$R'_{\text{下挂}\max} = \max[1.1 \times 6.481 \times 0.5, 0.4 \times 6.481 \times 0.5 + 6.481 \times 0.25] = 3.564\text{kN}$$

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)	120	主梁截面惯性矩 I (cm ⁴)	10.78
主梁截面抵抗矩 W (cm ³)	4.49	主梁受力不均匀系数	0.5

1、下挂侧模

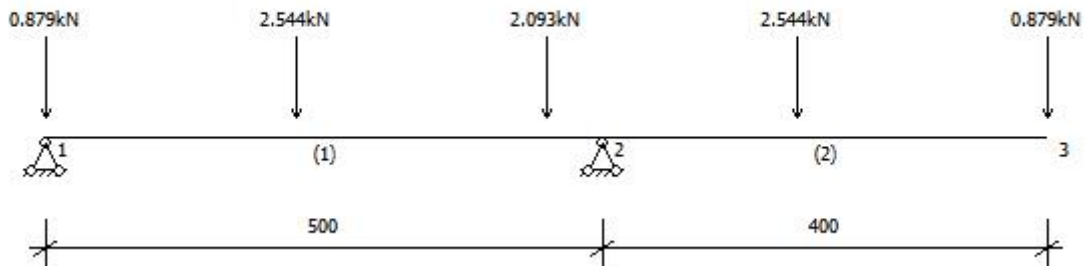
因主梁 2 根合并，验算时主梁受力不均匀系数为 0.5。

同前节计算过程，可依次解得：

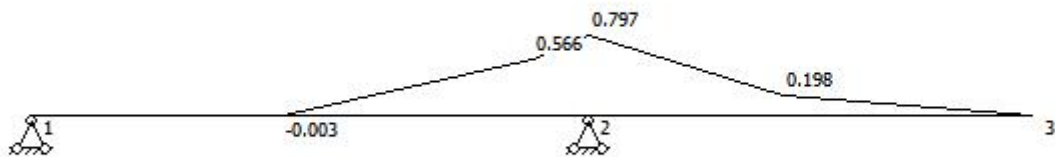
承载能力极限状态： $R_1=0.879\text{kN}$ ， $R_2=2.544\text{kN}$ ， $R_3=2.093\text{kN}$ ， $R_4=2.544\text{kN}$ ， $R_5=0.879\text{kN}$

正常使用极限状态： $R'_1=0.613\text{kN}$ ， $R'_2=1.782\text{kN}$ ， $R'_3=1.447\text{kN}$ ， $R'_4=1.782\text{kN}$ ， $R'_5=0.613\text{kN}$

计算简图如下：



2、抗弯验算



主梁弯矩图 (kN·m)

$$\sigma_{\max} = M_{\max} / W = 0.797 \times 10^6 / 4490 = 177.574 \text{ N/mm}^2 \leq [f] = 205 \text{ N/mm}^2$$

满足要求！

3、抗剪验算



主梁剪力图 (kN)

$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / A = 2 \times 4.623 \times 1000 / 424 = 21.807 \text{ N/mm}^2 \leq [\tau] = 120 \text{ N/mm}^2$$

满足要求!

4、挠度验算



主梁变形图 (mm)

$$\text{跨中 } v_{1\max} = 0.166 \text{ mm} \leq \min[1/150, 10] = \min[500/150, 10] = 3.333 \text{ mm}$$

$$\text{悬挑段 } v_{2\max} = 2.017 \text{ mm} \leq \min[21/150, 10] = \min[2 \times 400/150, 10] = 5.333 \text{ mm}$$

满足要求!

5、最大支座反力计算

$$R_{\text{下挂max}} = 8.046 / 0.5 = 16.092 \text{ kN}$$

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 $N = 0.95 \times \text{Max}[16.092] = 15.288 \text{ kN} \leq N_t^b = 17.8 \text{ kN}$

满足要求!

第四节 高大模板施工图