第一节、工程概况

建设单位：武汉新天澜置业投资开发有限公司

设计单位：中信建筑设计研究总院有限公司

勘察单位：武汉华中岩土工程有限责任公司

监理单位：武汉飞虹建设监理有限公司

施工单位：浙江省建工集团有限责任公司

本工程位于武汉市汉阳区“四新片区”，南侧紧邻四新南路，北侧隔二、三期空场地为办公区及生活区，西侧紧邻连通港西路，东侧紧邻子期路；由C1#楼、C2#楼、C4#楼、C6#楼、C8#楼、C9#楼、C10#楼、C11#楼、1层地下室及室外工程组成，建筑总面积为104513平方米，其中地下室建筑总面积为33910.31平方米。包括有3栋高层住宅楼（C1，C4，C6）和1栋（C2）46层超高层住宅，C1，C4，C6楼栋设有一层商业裙房，同时地块设有2栋配电房建筑（C8，C9）和2栋门房（C10,C11）。工程设有一层地下室，为项目地下停车库及设备用房区域。住宅与商业裙房在地下室底板及顶板上设有多道沉降后浇带及温度后浇带。

C1#楼包括地下室1层地上32层，地下室为地下车库，层高为5.35m。地上32层层高均为3m，其中一层高5.4m，建筑面积为15933㎡。

C4#楼包括地下室1层地上29层，地下室为地下车库，层高为5.35m。地上29层层高均为3m，其中一层高5.4m，建筑面积为14020㎡。

C6#楼包括地下室1层地上32层，地下室为地下车库，层高为4.45m。地上32层层高均为3m，其中一层高6m，建筑面积为14505㎡。

第二节、编制说明

根据住建部[2009]87号《危险性较大分部分项工程安全管理办法》的规定，**危险性较大的分部分项工程范围为：**混凝土模板支撑工程：搭设高度5m及以上；搭设跨度10m及以上；施工总荷载10KN/㎡及以上；集中线荷载15KN/㎡及以上；**超过一定规模的危险性较大的分部分项工程范围：**混凝土模板支撑工程：搭设高度8m及以上；搭设跨度18m及以上；施工总荷载15KN/㎡及以上；集中线荷载20KN/m及以上。本工程混凝土模板支撑工程搭设高度超过5m但不超过8m的属于危险性较大的分部分项工程范围，施工前需编制专项方案，方案不需专家论证，

本工程C1#、C4#楼地下室高5.35m，首层高5.1m；C6#楼首层高6m，属于危险性较大的混凝土模板支撑工程，故编制此方案指导高支模板施工。地下室顶板及梁施工总荷载15KN/㎡及以上；集中线荷载20KN/m及以上的施工方案详见超限模板专项安全施工方案。

第三节、编制依据

1）城投·四新之光工程承包合同、施工用图纸及施工组织设计等；

2）《建筑结构荷载规范》GB50009-2012；

3）《混凝土结构设计规范》GB50010-2010；

4）《钢结构设计规范》GB 50017-2014；

5）《建筑施工模板安全技术规范》（JGJ162-2008）

6）《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ 130-2011

7）《建筑施工安全检查标准》JGJ59-2011

8）《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300-2013

第四节、高支模范围概况

本工程高支模范围：C1#楼地下室高5.35m，首层高5.4m；C4#楼地下室高5.35m，首层高5.1m；C6#楼首层高6m。

1、地下室层高5.35m的区域，梁的最大截面为250X1700（外侧部位），其他较大的梁截面有300X900、400X750不等，对于地下室的层高来说，梁底搭设高度从3.65m-4.95m不等；

2、层高5.1米的区域，梁的最大截面为300X600，其他较大的梁截面有200X800、300X550、400X550不等，对于首层5.1m的层高来说，梁底的搭设高度从4.3m-4.55m不等；

3、层高6米的区域，梁的最大截面为400X950，其他较大的梁截面有250X950、300X600不等，对于首层6m的层高来说，梁底的搭设高度从5.05m-5.6m不等；

4、最大板厚为250mm，最小板厚为100mm，故板底搭设高度为4.92m-5.9m。板的最大跨度为7.4m。

第五节、施工总体部署

1、方案选择

因为层高超过5米，故本支撑体统属高支模结构，全层均采用扣件式钢管脚手架来搭设满堂架。

2、劳动力安排

根据项目部的统一安排，本高支模系统的搭设由木工班组来承担。

3、材料的选择

模板的质量直接关系到混凝土结构的感观质量，为了保证混凝土的密实度及外观质量，柱、墙、楼板模板均采用18mm厚900\*1830优质多层胶合板，方木采用60×80方料，支模架宜采用Ф48×3.5mm的钢管和扣件，每根钢管的最大质量不应大于25kg，Ф14对拉螺栓和伞形卡（凡涉及到渗水部位的墙、柱均采用止水螺栓）。

4、工期要求

根据整体工期的要求，地下室一层高支模完成时间为12天，首层高支模完成时间为9天。

第六节、搭设技术方案

1、梁模板体系设计

梁模板体系按350\*850，层高6m进行设计。

梁底、梁侧模板均采用18mm厚胶合板，梁底设60\*80方木压脚，侧板设压楞枋，间距为200,；梁底板下设两层支承枋，为60mmX80mm木枋，与48X3.5mm钢管；上层枋间距150mm，下层钢管间距400mm。立杆的纵距(跨度方向) l=0.80m，立杆的步距 h=1.50m，梁底增加1道承重立杆,梁两侧立杆间距1.00m。

2、楼板模板体系设计

楼板模板面板采用18mm厚胶合板；面板下设两层枋支承，上层枋间距250mm，下层枋为48\*3.5mm双钢管间距1000mm，木枋采用60mm\*80mm；支撑体系立柱间距是1000mm(垂直梁方向)\*1000mm(平行梁方向),立杆步距1500mm。

3、水平拉杆设计

模板系统立杆在距地面200mm处设一道纵横水平扫地杆，立杆在扫地杆以上每隔1500mm加设一道纵横水平拉杆，立杆在距楼板模板下层支承枋约200mm处设一道纵横水平拉杆。

4、剪刀撑设计

模板系统周边及内部纵、横向每间隔6米或8米由底至顶连续设置设置一道纵向剪刀撑。高于4m的模板支架，其两端与中间每隔四排立杆从顶层开始向下每隔两步设置一道水平剪刀撑。

第七节、混凝土浇筑措施

1、在完成高支模安装工序后，进行混凝土浇筑之前，由项目质检部和安全部通知相关单位对该高支模体系进行专项验收并签字，验收合格后方可浇筑砼。

2、在混凝土浇筑过程中，项目经理、技术负责人、项目总监均应在现场监控混凝土浇筑施工的全过程。

3、砼浇筑施工中，组织班组5人进行看模，并配备约10人的待命应急人员随时纠偏、应急救援。

4、为确保模板支架施工过程中均衡受载，采用由结构中部向两边扩展的浇筑方式；项目部在施工过程中应严格控制实际施工荷载不超过设计荷载,施工荷载控制在2KN/㎡，人员荷载控制在1KN/㎡，因此浇捣时应避免砼的集中堆放，砼的堆放高度不能超过楼面高度一倍，泵管出料口配备专人及时将堆料扒开，防止堆高。同时在浇筑过程中，派人检查支架和支承情况，发现下沉、松动和变形情况立刻停止浇捣，防止支模架产生偏心受力的情况，并组织相关人员及时解决。

第八节、监测措施

一、模板支撑体系位移的监测目的

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

二、模板支撑体系位移影响因素

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

导致模板支撑体系位移的影响因素主要有局部堆载过大导致偏心受力、放置在楼面上的泵管泵送时产生的单侧推力、施工人员过于集中导致偏心受力、支架基础沉降导致位移等因素。

三、模板支撑体系位移变形报警值

梁板高支模架体的水平位移和挠度变化，水平位移内控允许值15mm, 挠度内控允许值L/150。

支架立杆垂直度控制，高度的垂直允许偏差为≤7.5‰支架立杆高度，但全高≯60mm。

监测报警：位移、挠度值、垂直度超过以上规定允许值时,应及时通知技术管理人员，以便采取应急措施。

四、模板支撑体系位移变形监测方法

1、模板支撑体系搭设完成后应对模板支架的垂直度、挠度、间距、高差、剪刀撑加设、扣件安装等多角度进行施工控制验收，安排3个测量人员并配备钢卷尺、线锤、水准仪、经纬仪等若干测量设备辅助监测。首先在超限超高结构中的主要杆件位置用油漆做好标记，作为首次观测竖向位移的原始位置；对超限超高结构中的主要杆件悬挂线锤（吊线与支撑体系外立杆齐平），作为首次观测水平位移的原始依据。

2、钢筋安装完成后对支撑立杆垂直度、水平杆挠度进行复测，与前一次测的数据进行比较，并形成书面记录。

3、砼浇捣过程中，利用水准仪密切观测支模架的竖向位移，利用线锤或经纬仪观测支模架的水平位移，使支撑架的位移变形控制在规范允许的范围之内。

4、整个支模架位移变形观测延续至砼终凝前后止。如有位移变形超出规范允许值时，应立即停止砼施工，组织人员按照应急预案要求，积极采取补救抢险加固措施。

5、对于扣件安装检查，及时采用红色记号笔做出标记，确保一个不漏的全面检查。

6、严格控制实际施工荷载不超过设计荷载，特别是对砼堆高、振捣工艺、人员安排、设备摆放等应严格管理。

7、由技术负责对施工作业人员进行支架监测和观察的安全技术交底，做好应急响应准备。具体由测量员进行支模架监测，在浇筑混凝土前，一天一次，并记录归档。在砼浇筑时，由测量员对高大支模架的竖向位移和水平位移进行全程实时观测。

8、将测量所得的数据及时整理，与前几次的成果做比较，及时汇报给应急领导小组。

五、砼支模架监测措施

1、水平沉降监测：观测点用红油漆三角形标注于梁下立杆扣件的上口。实时进行观测，若砼浇筑过程中发现扣件处油漆与立杆上的油漆脱开，且超过5mm，立即停止浇筑，待加固支模架后再行浇捣。

2、垂直位移监测：砼浇筑前对选定的立杆用经纬仪进行初始标定，在砼浇筑时进行倾斜观测。若砼浇筑过程中发现立杆倾斜严重，立即停止浇筑，待加固支模架后再行浇捣。

六、砼浇筑时监测人员安排

每次高支模区域砼浇注时，派驻施工员和安全员并带领4~5名木工进行支架观测，发现上述情况或支架有异响时立即报告项目技术人，同时停止砼浇注，撤离楼面施工人员。立即派架子工对支模架进行加固，完成后再恢复砼浇注。

第九节、高支模的拆除

1、模板拆除根据现场同条件的试块指导强度，符合设计要求的百分率后，由甲方和监理同意，方可拆模。­

2、模板及其支架在拆除时混凝土强度要达到如下要求。在拆除侧模时，混凝土强度要达到1.2MPa（依据拆模试块强度而定），保证其表面及棱角不因拆除模板而受损后方可拆除。混凝土的底模，其混凝土强度必须符合规定后方可拆除。­ 当板跨度小于等于2米时，待混凝土强度达50％方可拆除模板及支撑；当板的跨度大于2米和小于等于8米时，待混凝土强度达75%方可拆模；当板的跨度大于8米时，待混凝土强度达100%时方能拆模。梁的跨度小于等于8米时，强度达到75%可以拆模，跨度大于8米时，混凝土强度必须达到100%方能拆模。

3、拆除模板的顺序与安装模板顺序相反，先支的模板后拆，后支的先拆。­

（1）墙模板拆除­ 墙模板在混凝土强度达到1.2MPa，能保证其表面及棱角不因拆除而损坏时方能拆除，模板拆除顺序与安装模板顺序相反，先外墙后内墙，先拆外墙外侧模板，再拆除内侧模板，先模板后角模。拆墙模板时，首先拆下穿墙螺栓，再松开地脚螺栓，使模板向后倾斜与墙体脱开。不得在墙上撬模板，或用大锤砸模板，保证拆模时不晃动混凝土墙体，尤其拆门窗阴阳角模时不能用大锤砸模板。门窗洞口模板在墙体模板拆除结束后拆除，先松动四周固定用的角钢，再将各面模板轻轻振出拆除，严禁直接用撬棍从混凝土与模板接缝位置撬动洞口模板，以防止拆除时洞口的阳角被损坏，跨度大于1m 的洞口拆模后要加设临时支撑。­

（2） 楼板模板拆除­ 楼板模板拆除时，先调节顶部支撑头，使其向下移动，达到模板与楼板分离的要求，保留养护支撑及其上的养护木方或养护模板，其余模板均落在满堂脚手架上。拆除板模板时要保留板的养护支撑。

4、模板拆除吊至存放地点时，模板保持平放，然后用铲刀、湿布进行清理。支模前刷脱模剂。模板有损坏的地方及时进行修理，以保证使用质量。

5、模板拆除后，及时进行板面清理，涂刷隔离剂，防止粘结灰浆。

6、成品保护：

1）吊装模板时轻起轻放，不准碰撞已完楼板等处，防止模板变形；

2）拆模时不得用大锤硬砸或用撬棍硬撬，以免损伤混凝土表面和棱角；

3）拆下的模板发现不平时或肋边损伤变形及时修理。

第十节、危险源的辨识及监控措施

（一）**重大危险源辨识**

1、重大危险源的主要类型

（1）重大危险源的分类：施工、生活使用的危险化学品及压力容器是第一类危险源，人的不安全行为、料机、工艺的不安全状态和不良环境条件为第二类危险源。建筑工地绝大部分危险和有害因素都属第二类危险源。根据场所不同可分为：施工现场重大危险源和临建设施重大危险源两类。对危险和有害因素的辨识应从人、材、机、工艺、环境等入手，动态分析辨识评价可能存在的危险有害因素的种类和危险程度，从而采取整改措施来加以治理。

（2）施工现场重大危险源：

①、存在于人的重大危险源主要是不安全行为即“三违”：违章指挥、违章作业、违反劳动纪律，主要集中表现在那些施工现场经验不丰富、素质较低的人员当中。事故原因统计分析表明70%以上事故是由“三违”造成的，因此应严禁“三违”。

②、存在于分部、分项工艺过程、施工机械运行过程和物料的重大危险源：

脚手架、模板和支撑、起重塔吊等局部结构工程失稳，造成机械设备倾覆、结构坍塌、人亡等意外；

施工高处建筑或高度大于2m的作业面（包括高空、四口、五临边作业），因安全防护不到位或安全兜网内存在建筑垃圾、人员未配备安全带等原因造成人员踏空、滑倒等高处坠落摔伤或坠落物体打击下方人员等意外；

焊接、金属切割等施工、临时电漏电遇地下室积水及各种施工电器设备的安全保护（如漏电、绝缘、接地保护、一机一闸）不符合要求，造成人员触电、局部火灾等意外；

工程材料、构件及设备的堆放与频繁吊运、搬运等过程中因各种原因易发生堆放散落、高空坠落、撞击人员等意外；

➂、存在于施工自然环境中的重大危险源：

挖掘机作业时损坏地下燃气管道等通风排气不畅造成人员窒息或中毒意外；

基坑施工中因支护、支撑等设施失稳、坍塌，不但造成施工场所破坏、人员伤亡，往往还引起地面、周边建筑设施的倾斜、塌陷、坍塌、爆炸与火灾等意外；

（3）临建设施重大危险源：

厨房与临建宿舍安全间距不符合要求，施工用易燃易爆危险化学品临时存放或使用不符合要求、防护不到位，造成火灾或人员窒息中毒意外；工地饮食卫生不符合卫生标准，造成集体中毒或疾病等意外；

电线私拉乱接，直接与金属结构或钢管接触，易发生触电及火灾等意外；

2、重大危险源的主要危害：

重大危险源可能造成的事故危害主要有：高处坠落、坍塌、物体打击、起重伤害、触电、机械伤害、中毒窒息、火灾、爆炸和其他伤害等几种类型。

**（二）监控措施**

1、建立重大危险源的公示和跟踪整改制度。加强现场巡视，对可能影响安全生产的重大危险源进行辨识，并进行登记，掌握重大危险源的数量和分布情况，经常性地公示出重大危险源名录、整改措施及治理情况。重大危险源登记的主要内容应包括：工程名称、危险源类别、地段部位、联系人、联系方式、重大危险源可能造成的伤害、施工安全主要措施和应急预案。

2、对人的不安全行为，要严禁“三违”，加强教育，搞好传、帮、带，加强现场巡视，严格检查处罚。

3、淘汰落后的技术、工艺，适度提高工程施工安全设防标准，从而提升施工安全技术与管理水平，降低施工安全风险。

4、制定和实行施工现场大型施工机械安装、运行、拆卸和外架工程安装的检验检测、维护保养、验收制度。

5、对不良自然环境条件中的危险源要制定有针对性的应急预案，并选定适当时机进行演练，做到人人心中有数，遇到情况不慌不乱，从容应对。

①、脚手架坍塌事故的预防控制措施：

脚手架必须设在坚实、可靠的地基上，防止地基沉降引起脚手架局部变形。

脚手架赖以生根的悬挑钢梁扰度变形超过规定值：应对悬挑钢梁后锚固点进行加固，预埋钢筋环与钢梁之间有空隙，应用木楔塞紧；吊挂钢梁外端的钢丝绳逐根检查，全部紧固，保证均匀受力。

脚手架卸荷、拉接体系局部发生破坏：要立即按原方案制定的卸荷、拉接方法将其恢复，并对已经发生变形的部位及杆件进行纠正。如纠正脚手架向外张的变形，先按每个房间设一个5t倒链与结构绷紧，松开刚性拉结点，各点同时向内收紧倒链，至变形被纠正，做好刚性拉接，并将各卸荷点钢丝绳收紧，使其受力均匀，最后放开倒链。

②、高处坠落和物体打击事故的预防控制措施：

易发生高处坠落和物体打击事故的环节：临边、洞口防护不到位；高处作业物料堆放不稳；架上嬉戏、打闹、向下抛物；不使用劳保用品；酒后上岗，不遵守劳动纪律。

预防措施：凡在距地2m以上有可能发生坠落的楼板边、阳台边、屋面边、基坑边、基槽边、电梯井口、预留洞口、通道口等高处作业时，都必须设置有效可靠的防护措施，防止高处坠落和物体打击；施工现场使用的升降机必须制定安装和拆除施工方案，严格遵守安装和拆除顺序，配备齐全有效限位装置。在运行前，要对超高限位、制动装置、断绳保险等安全设施进行检查验收，经确认合格有效方可使用。脚手架外侧边缘用密目式安全网封闭。搭设脚手架必须编制施工方案，操作层的脚手板必须满铺并设置踢脚板，搭设前做好详细的安全技术交底；模板工程的支撑体系必须进行计算并制定施工方案；塔吊使用过程中必须具有力矩限位器和超高、变幅及限位装置，要求灵敏可靠，严禁架上嬉戏、打闹、向下抛物和酒后上岗。

➂、塔式起重机控制措施：

塔吊出轨与基础下沉、倾斜：应立即停止作业，并将回转机构锁住，限制其转动；根据情况设置地锚，控制塔吊的倾斜。

塔吊平衡臂、起重臂折臂：塔吊不能做任何动作；按照抢险方案，根据情况采用焊接等手段，将塔吊结构加固，或用连接方法将塔吊结构与其他物体联接，防止塔吊倾翻和在拆除过程中发生意外；用2-3台适量吨位起重机吊起塔吊保持平衡；将起重臂或平衡臂连接件中变形的连接件取下，用气焊割开，用起重机将臂杆取下；再按正常程序将塔吊拆除。

塔吊倾翻：采取焊接、连接方法，在不破坏失稳受力情况下增加平衡力矩，控制险情发展；选用适量吨位起重机按照抢险方案将塔吊拆除；

锚固系统险情：将塔式平衡臂对应到建筑物，转臂过程要平稳并锁住，将塔吊锚固系统加固；如需更换锚固系统部件，先将塔机降至规定高度后，再进行更换。

塔身结构变形：将塔式平衡臂对应到变形部位，转臂过程要平稳并锁住，根据情况采用焊接等手段，将塔吊结构变形或断裂、开焊部位加固，落塔更换破坏结构。

④、消防事故预防措施：

建立各项防火制度、健全消防机构，开展定期和不定期的防火检查，及时消灭火灾隐患；根据防火需要，配备一定数量的消防器材和设备，存放地点应明显；建筑物和临时建筑应符合消防的规定；各类消防用品均应妥善管理，严禁挪作他用，并定期检查检验；宿舍、办公室、休息室内严禁存放易燃易爆物品，严格执行用火审批制度。

⑤、模板工程安全管理措施：

严格执行安全措施：

高支模搭设的所有架子工需持证上岗，必须佩戴安全帽、安全带，穿防滑鞋；钢管扣件等材料应符合规范要求，弯曲变形的钢管不得使用；高空作业人员必须配备工具包，小型工具放入包内，防止高空坠物。

满堂钢管架的搭设需按照制定的方案执行；

架体搭设完成后组织验收，发现隐患及时整改，验收合格经由建设方、监理方认可方可浇筑砼；

砼浇筑时，设多名专职安全员观察模板及支撑体系变形情况，发现异常及时根据制定的预案进行整改；

拆模区域要设置警戒线，排专人看管，严禁非操作人员进入。拆下的模板应堆放整齐，堆放高度不得超过1.5米，以防滑下伤人。

⑥、施工临时用电：施工临时用电包括外电防护、接地与接零保护系统、配电线路、配电箱、开关箱、现场照明、电气设备等安全保护（如漏电、绝缘、接地保护、一机一闸）不符合，造成人员触电、局部火灾等意外，主要危害有触电、火灾。

预防措施：每天由专职电工巡查，对不符合接电要求的拆除重接，对使用不符合规范的电缆、电线给予没收；每周由安全员牵头组织电工、施工员对整个施工现场用电全面检查，对不符合规范用电的责任电工整改并根据奖罚制度给予一定的处罚。

第十一节、质量保证措施

1、高支模系统应严格按本方案执行，施工前，技术负责人应将本方案的主要内容先施工员、班组长、施工人员作技术交底。

2、立杆搭设前，应先在基础上画出立杆位置，严格按设计尺寸搭设；立杆和纵横水平杆的接头均应错开在不同的框架层中设置。立杆的垂直度连接接口在同一平面内，接头率应＜25%且必须用直扣连接。

3、施工人员在搭设过程中，必须保证杆件横平、竖直，确保垂直度水平偏差小于规范要求（垂直度＜50mm，水平＜30-50mm）。每搭设完一步脚手架后，应按规定校正步距、纵距、横距及立杆的垂直度。

4、应确保每个扣件螺栓的拧紧力矩都控制在40N.m-60N.m，并不得小于40N.m。

5、加固杆、剪刀撑必须与支架同步搭设。水平加固杆应设与立杆内侧，剪刀撑应设与立杆外侧并连牢。

6、可调底座或顶托伸出杆件的长度不得大于200mm，各杆件端头伸出扣件边缘长度不应小于100mm。

7、严格按材料表的要求选用材料，对不符合要求、外观检查不合格的材料严禁在架体上使用。

第十二节、安全保证措施

1、项目部在班组搭设和拆除高支模支撑前必须进行安全技术交底及安全教育，严禁违章作业。

2、所有架子工必须是持证上岗，作业时必须戴好安全帽，系好安全带，穿好防滑鞋。

3、高支模工程的模板支架体系及其地基基础应在下列阶段进行检查与验收：

（1）基础完工后模板支架体系搭设前；

（2）作业层上施加荷载前；

（3）整体或分段达到设计高度后；

（4）停用超过一个月后；

4、高支撑体系在使用过程中，应定期检查下列项目：

（1）承载杆件、加固杆件、连接件、斜撑、剪刀撑等是否符合要求；

（2）立杆是否悬空，外侧外立杆是否被外物冲撞过；

（3）立杆的沉降与垂直度的偏差是否符合要求；立杆的纵横距及步距是否符合要求；

（4）扣件、连接件是否松动；杆件的受力是否在同一轴线上；

（5）是否超载；

5、在支架上进行点、气作业时，必须有防火措施和专人看守。

6、对高支撑架应设专人负责进行经常性检查和保修工作。

第十三节、应急预案

一、应急组织结构

1、应急组织机构

（1）项目部成立应急救援小组

组 长：付伟军（项目负责人） 13307113650

副组长：蔡 亮（项目经理） 18971463701

郭海霞（总 监） 15927055108

组 员：尹章亮（生产负责人） 15377091312

组 员：余 威（技术负责人） 18062606676

赵 俊（项目施工员） 18602752775

喻春雷（项目安全员） 15377056321

杨 阳（项目材料员） 13995601476

龚福雍（木工班班长） 13477068223

焦家勤（泥工班班长） 13697349878

靖春喜（钢筋班班长） 13871019162

在项目内抽调15人的应急救援队伍，要求为中青年。

2、应急救援领导小组办公地点设在项目部安全办公室。

（1）项目部应急救援领导小组主要职责

A、负责制定、修订和完善项目部应急救援预案；审核并监督检查下属各施工单位应急救援预案的制定完善和执行情况。

B、监督检查下属各施工单位组建应急救援专业队伍并纳入项目统一管理。

C、负责组织抢险组、救援组、医护组的实际训练等工作。

D、负责建立通信与报警系统，储备抢险、救援、救护方面的装备和物资。

E、负责督促做好事故的预防工作和安全措施的定期检查工作。

F、发生事故时，发布和解除应急救援命令和信号。

G、向上级部门、当地政府和友邻单位通报事故的情况。

H、必要时向当地政府和有关单位发出紧急救援请求。

I、负责事故调查和善后的组织工作。

J、负责协助上级部门总结事故的经验教训和检查应急救援预案的实施情况。

(2)项目部应急救援领导小组指挥人员职责分工

组 长：负责主持实施中的全面工作。

副组长：负责应急救援协调指挥工作。

组 员：负责应急救援物资的保证；负责组织保安人员对现场的警戒；负责救援的车辆保障；负责组织人员现场救援；负责救援过程中技术方面的保证；负责消防设施的保障；负责救援过程的现场停、送电指挥；负责在大门口指挥车辆；负责现场急救；负责报警、保护现场。

2、职责

（1）应急小组组长

1）负责各应急联动分工负责人的任命；

2）组织应急救援预案的编写、审定和签发；

3）统一指挥和协调应急准备、应急响应和应急救援工作；

4）负责组织对预案的演习、评估和修改完善情况的考核；

5）负责监督应急救援体系的建设和运转，审查应急救援工作报告；

6）负责对事故应急救援情况的通报以及向上级报告的签发；

7）协调内部各应急部门的关系。

（2）应急救援领导小组

负责各类事故的应急决策和指挥，主要职责有：

1）在组长的领导下，进行事故现场的指挥和协调；

2）及时向应组长报告现场情况；

3）向各应急组员及施工班组发布启动预案的指令，以及所启动的具体预案；

4）如果现场情况发生变化，及时调整救援方案，并传达到各班组；

5）宣布应急结束。

二、危险源分析及应急措施

支模架体系危险源分析及应急措施表

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 序号 | 危险源 | | 可能导致的事故 | 控制措施 |
| 1 | 脚手架 | 钢管、扣件材质不合格 | 脚手架倾覆 | 材质进场时严格验收 |
| 2 | 搭设时螺丝拧紧力矩不够 | 脚手架坍塌 | 扣件紧固力矩应符合要求 |
| 3 | 架体下部无扫地杆 | 脚手架坍塌 | 按方案要求搭设扫地杆 |
| 5 | 基础不平、不实、无垫木 | 脚手架坍塌 | 找平、夯实、加垫木或按要求做 |
| 6 | 未张挂密目网 | 落物伤人 | 张挂安全网 |
| 7 | 密目网未挂严 | 落物伤人 | 用密目网全封闭 |
| 8 | 作业层未挂平网 | 坠落伤人 | 施工层以下每10米应挂平网封闭 |
| 9 | 未设防护栏杆 | 坠落伤人 | 设防护栏杆 |
| 10 | 拉结点数量不足 | 脚手架倾覆 | 按方案要求设拉结点 |
| 11 | 拉结不坚固 | 脚手架倾覆 | 按方案要求设拉结点 |
| 12 | 未设剪刀撑 | 脚手架变形 | 按方案要求设置剪刀撑 |
| 13 | 剪刀撑设置不符合要求 | 脚手架变形 | 按方案要求设置剪刀撑 |
| 14 | 脚手板未满铺 | 坠落伤人 | 满铺脚手板 |
| 15 | 脚手板材质不符合要求 | 坠落伤人 | 使用合格的脚手板 |
| 16 | 脚手板存在探头板现象 | 坠落伤人 | 按要求铺设脚手板 |
| 17 | 私自拆除杆件、扣件 | 脚手架坍塌 | 加强教育、教育，对工人交底，杜绝私拆现象 |
| 18 | 荷载超过规定 | 脚手架坍塌 | 加强检查，严格荷载超过规定 |
| 19 | 卸料平台同脚手架连接 | 脚手架坍塌 | 禁止卸料平台同脚手架连接 |
| 20 | 搭设、拆除脚手架 | 作业人员未系安全带 | 坠落伤人 | 作业时系好安全带 |
| 21 | 作业人员未戴安全帽 | 碰伤、物体击伤 | 进入施工现场必须戴安全帽 |
| 22 | 未设置警戒区、无专人看护 | 物体打击伤人 | 设警戒区、有专人看护 |
| 23 | 无证人员上岗 | 坠落伤人 | 严禁无证人员上岗 |
| 24 | 违章作业 | 坠落伤人、物体打击伤人 | 加强检查、教育，做好交底，杜绝违章 |
| 25 | 雨雪天作业 | 坠落伤人 | 严禁雨雪天作业 |
| 26 | 四口防护 | 未设防护栏杆 | 坠落伤人 | 按要求搭设防护栏杆 |
| 27 | 未按要求搭设安全网 | 坠落伤人 | 按要求搭设安全网 |
| 28 | 未按要求设防护门（电梯井） | 坠落伤人 | 按要求设置防护门 |
| 29 | 未按要求搭设防护通道 | 落物伤人 | 按要求搭设防护通道 |
| 30 | 违章作业 | 坠落、打击 | 加强检查、教育，做好交底，杜绝违章 |
| 31 | 临边防护 | 未按要求搭设防护栏杆 | 坠落伤人 | 按要求搭设防护栏杆 |
| 32 | 临边作业 | 未按要求佩带防护用品 | 坠落、打击 | 按要求佩带防护用品 |
| 33 | 违章作业 | 坠落、打击 | 加强教育、检查、杜绝违章 |

三、施工现场安全事故救护程序

1、为确保项目部在突发事件发生后，能迅速有效地开展抢救工作。最大限度地降低员工及相关方财产和人身安全风险，项目部组成应急响应指挥组，全面负责应急抢救工作，全盘统筹应急救援的事务，了解掌握事故情况，及时布置现场抢救，保持与就近医院、派出所、安监站、集团公司等有关部门的沟通，并及时通知当事人的亲属。

2、突发事件发生后，立即做好现场秩序维护工作，保护事发现场，采取行之有效的措施制止事故变延扩大，做好当事人周围人员的询问的详细记录，以及有关事故突发的起因，受害人当时的防护措施情况，工作量、操作程序、操作时的动作（或位置）等情况。事发现场保护由协调救护组负责，事件的有关人员询问、调查由善后处理组负责。

3、与事故有关的物件、痕迹、状态不得破坏，如为抢救受伤者需移动的某些物件，必须做好现场标志，现场所有物件应保持原样，不准冲洗擦试，包括破损物体、残留物、残留物的位置等。

4、当突发事件发生，项目部管理人员获得信息并确认突发事件后，应立即向项目经理安志华报告事件，项目部立即启动突发事件应急响应程序，抢救组组织项目职工自我救护队进行施救，将伤者转移至地面同时由对外联系组联系有关部门求助。信息传递组及时向公司生产管理部经理上报突发事件的种类，受伤人员的数量、受伤的轻、重等一系列的详细情况和突发事件发展趋势等。

5、突发事件调查、处理等要求根据集团公司程序文件事故调查处理程序进行。

四、应急材料准备

1、应急救援材料包括值班人员和值班室电话、无线对讲机、消防灭火器材、应急药箱、塔吊、铁锹及担架等。

2、外用药品：双氧水、红药水、碘酒、酒精、消毒棉签、药棉、纱布、绷带、创可贴、跌打万花油、眼药水、眼膏、磺胺结晶、烫伤膏、急救包等。

3、内服药品：藿香蒸汽水、消炎药等。

其余事宜、梁计算书详见（模板承重架专项施工方案）。

**附：楼板厚度250mm、层高6米的模板支撑架计算书**

**依据规范:**

《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008

《建筑结构荷载规范》GB50009-2012

《钢结构设计规范》GB50017-2003

《混凝土结构设计规范》GB50010-2010

《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011

《建筑施工木脚手架安全技术规范》JGJ 164-2008

**计算参数:**

钢管强度为205.0 N/mm2，钢管强度折减系数取1.00。

模板支架搭设高度为5.8m，

立杆的纵距 b=1.00m，立杆的横距 l=1.00m，立杆的步距 h=1.50m。

面板厚度18mm，剪切强度1.4N/mm2，抗弯强度15.0N/mm2，弹性模量6000.0N/mm2。

木方60×80mm，间距250mm，

木方剪切强度1.3N/mm2，抗弯强度15.0N/mm2，弹性模量9000.0N/mm2。

梁顶托采用双钢管φ48×3.5mm。

模板自重0.20kN/m2，混凝土钢筋自重25.10kN/m3。

倾倒混凝土荷载标准值0.00kN/m2，施工均布荷载标准值2.50kN/m2。

扣件计算折减系数取1.00。

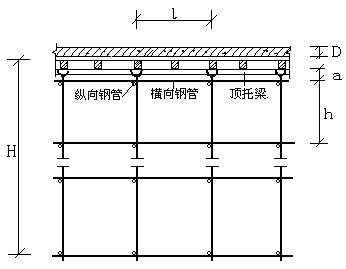


图1 楼板支撑架立面简图

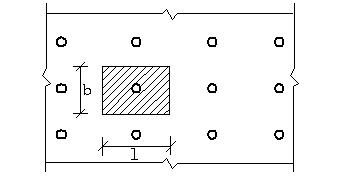


图2 楼板支撑架荷载计算单元

按照模板规范4.3.1条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合S=1.2×(25.10×0.25+0.20)+1.40×2.50=11.270kN/m2

由永久荷载效应控制的组合S=1.35×25.10×0.25+0.7×1.40×2.50=10.921kN/m2

由于可变荷载效应控制的组合S最大，永久荷载分项系数取1.2，可变荷载分项系数取1.40

采用的钢管类型为φ48×3.5。

钢管惯性矩计算采用 I=π(D4-d4)/64，抵抗距计算采用 W=π(D4-d4)/32D。

**一、模板面板计算**

面板为受弯结构,需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照三跨连续梁计算。

考虑0.9的结构重要系数，静荷载标准值 q1 = 0.9×(25.100×0.250×1.000+0.200×1.000)=5.827kN/m

考虑0.9的结构重要系数，活荷载标准值 q2 = 0.9×(0.000+2.500)×1.000=2.250kN/m

本算例中，截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为:

截面抵抗矩 W = bh2/6 = 100.00×1.80×1.80/6 = 54.00cm3；

截面惯性矩 I = bh3/12 = 100.00×1.80×1.80×1.80/12 = 48.60cm4；

式中：b为板截面宽度，h为板截面高度。

**(1)抗弯强度计算**

f = M / W < [f]

其中 f —— 面板的抗弯强度计算值(N/mm2)；

　　 M —— 面板的最大弯距(N.mm)；

　　 W —— 面板的净截面抵抗矩；

[f] —— 面板的抗弯强度设计值，取15.00N/mm2；

M = 0.100ql2

其中 q —— 荷载设计值(kN/m)；

经计算得到 M = 0.100×(1.20×5.827+1.40×2.250)×0.250×0.250=0.063kN.m

经计算得到面板抗弯强度计算值 f = 0.063×1000×1000/54000=1.174N/mm2

面板的抗弯强度验算 f < [f],满足要求!

**(2)抗剪计算**

T = 3Q/2bh < [T]

其中最大剪力 Q=0.600×(1.20×5.827+1.4×2.250)×0.250=1.521kN

　　截面抗剪强度计算值 T=3×1521.0/(2×1000.000×18.000)=0.127N/mm2

　　截面抗剪强度设计值 [T]=1.40N/mm2

面板抗剪强度验算 T < [T]，满足要求!

**(3)挠度计算**

v = 0.677ql4 / 100EI < [v] = l / 250

面板最大挠度计算值 v = 0.677×5.827×2504/(100×6000×486000)=0.053mm

面板的最大挠度小于250.0/250,满足要求!

**(4) 2.5kN集中荷载作用下抗弯强度计算**

经过计算得到面板跨中最大弯矩计算公式为 M = 0.2Pl+0.08ql2

面板的计算宽度为7400.000mm；集中荷载 P = 2.5kN

考虑0.9的结构重要系数，静荷载标准值

q = 0.9×(25.100×0.250×7.400+0.200×7.400)=43.124kN/m

面板的计算跨度 l = 250.000mm，经计算得到

M = 0.200×0.9×1.40×2.5×0.250+0.080×1.20×43.124×0.250×0.250=0.416kN.m

经计算得到面板抗弯强度计算值 f = 0.416×1000×1000/54000=7.708N/mm2

面板的抗弯强度验算 f < [f],满足要求!

**二、模板支撑木方的计算**

木方按照均布荷载计算。

**1.荷载的计算**

(1)钢筋混凝土板自重(kN/m)： q11 = 25.100×0.250×0.250=1.569kN/m

(2)模板的自重线荷载(kN/m)：q12 = 0.200×0.250=0.050kN/m

(3)活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载(kN/m)：

经计算得到，活荷载标准值 q2 = (2.500+0.000)×0.250=0.625kN/m

考虑0.9的结构重要系数，静荷载

q1 = 0.9×(1.20×1.569+1.20×0.050)=1.748kN/m

考虑0.9的结构重要系数，活荷载 q2 = 0.9×1.40×0.625=0.787kN/m

计算单元内的木方集中力为(0.787+1.748)×1.000=2.535kN

**2.木方的计算**

按照三跨连续梁计算，计算公式如下:

均布荷载 q = P/l = 2.536/1.000=2.536kN/m

最大弯矩 M = 0.1ql2=0.1×2.54×1.00×1.00=0.254kN.m

最大剪力 Q=0.6ql = 0.6×1.000×2.536=1.521kN

最大支座力 N=1.1ql = 1.1×1.000×2.536=2.789kN

木方的截面力学参数为

本算例中，截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为:

截面抵抗矩 W = bh2/6 = 6.00×8.00×8.00/6 = 64.00cm3；

截面惯性矩 I = bh3/12 = 6.00×8.00×8.00×8.00/12 = 256.00cm4；

式中：b为板截面宽度，h为板截面高度。

**(1)木方抗弯强度计算**

抗弯计算强度 f = M/W =0.254×106/64000.0=3.96N/mm2

木方的抗弯计算强度小于15.0N/mm2,满足要求!

**(2)木方抗剪计算**

最大剪力的计算公式如下: Q = 0.6ql

截面抗剪强度必须满足: T = 3Q/2bh < [T]

截面抗剪强度计算值 T=3×1521/(2×60×80)=0.475N/mm2

截面抗剪强度设计值 [T]=1.30N/mm2

木方的抗剪强度计算满足要求!

**(3)木方挠度计算**

挠度计算按照规范要求采用静荷载标准值，

均布荷载通过变形受力计算的最大支座力除以木方计算跨度(即木方下小横杆间距)，得到q=1.457kN/m，最大变形

v=0.677ql4/100EI=0.677×1.457×1000.04/(100×9000.00×2560000.0)=0.428mm

木方的最大挠度小于1000.0/250,满足要求!

**(4)2.5kN集中荷载作用下抗弯强度计算**

经过计算得到跨中最大弯矩计算公式为 M = 0.2Pl+0.08ql2

考虑荷载重要性系数0.9，集中荷载 P = 0.9×2.5kN

经计算得到

M = 0.200×1.40×0.9×2.5×1.000+0.080×1.748×1.000×1.000=0.770kN.m

抗弯计算强度 f = M/W =0.770×106/64000.0=12.03N/mm2

木方的抗弯计算强度小于15.0N/mm2,满足要求!

**三、托梁的计算**

托梁按照集中与均布荷载下多跨连续梁计算。

集中荷载取木方的支座力 P= 2.789kN

均布荷载取托梁的自重 q= 0.092kN/m。



托梁计算简图



托梁弯矩图(kN.m)



托梁剪力图(kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



托梁变形计算受力图



托梁变形图(mm)

经过计算得到最大弯矩 M= 1.159kN.m

经过计算得到最大支座 F= 12.409kN

经过计算得到最大变形 V= 0.911mm

顶托梁的截面力学参数为

截面抵抗矩 W = 10.16cm3；截面惯性矩 I = 24.38cm4；

**(1)顶托梁抗弯强度计算**

抗弯计算强度 f = M/W =1.159×106/1.05/10160.0=108.64N/mm2

顶托梁的抗弯计算强度小于205.0N/mm2,满足要求!

**(2)顶托梁挠度计算**

最大变形 v = 0.911mm

顶托梁的最大挠度小于1000.0/400,满足要求!

**四、模板支架荷载标准值(立杆轴力)**

作用于模板支架的荷载包括静荷载、活荷载和风荷载。

**1.静荷载标准值包括以下内容：**

(1)脚手架的自重(kN)： NG1 = 0.158×5.750=0.906kN

(2)模板的自重(kN)： NG2 = 0.200×1.000×1.000=0.200kN

(3)钢筋混凝土楼板自重(kN)： NG3 = 25.100×0.250×1.000×1.000=6.275kN

考虑0.9的结构重要系数，经计算得到静荷载标准值 NG = 0.9×(NG1+NG2+NG3)= 6.642kN。

**2.活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载。**

考虑0.9的结构重要系数，经计算得到活荷载标准值

NQ = 0.9×(2.500+0.000)×1.000×1.000=2.250kN

**3.不考虑风荷载时,立杆的轴向压力设计值计算公式**

N = 1.20NG + 1.40NQ

**五、立杆的稳定性计算**

不考虑风荷载时,立杆的稳定性计算公式为：



其中 N —— 立杆的轴心压力设计值，N = 11.12kN

　　 i —— 计算立杆的截面回转半径，i=1.58cm；

　　 A —— 立杆净截面面积，A=4.890cm2；

　　 W —— 立杆净截面模量(抵抗矩),W=5.080cm3；

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值，[f] = 205.00N/mm2；

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度，a=0.20m；

h —— 最大步距，h=1.50m；

l0 —— 计算长度，取1.500+2×0.200=1.900m；

λ —— 长细比，为1900/15.8=120 <150 长细比验算满足要求!

φ —— 轴心受压立杆的稳定系数,由长细比 l0/i 查表得到0.452；

经计算得到σ=11121/(0.452×489)=50.315N/mm2；

不考虑风荷载时立杆的稳定性计算 σ < [f],满足要求!

考虑风荷载时,立杆的稳定性计算公式为：



风荷载设计值产生的立杆段弯矩 MW依据模板规范计算公式5.2.5-15:

MW=0.9×0.9×1.4Wklah2/10

其中 Wk —— 风荷载标准值(kN/m2)；

Wk=uz×us×w0 = 0.300×1.250×0.600=0.225kN/m2

h —— 立杆的步距，1.50m；

la —— 立杆迎风面的间距，1.00m；

lb —— 与迎风面垂直方向的立杆间距，1.00m；

风荷载产生的弯矩 Mw=0.9×0.9×1.4×0.225×1.000×1.500×1.500/10=0.057kN.m；

Nw —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值，参照模板规范公式5.2.5-14；

Nw=1.2×6.642+0.9×1.4×2.250+0.9×0.9×1.4×0.057/1.000=10.871kN

经计算得到σ=10871/(0.452×489)+57000/5080=60.485N/mm2；

考虑风荷载时立杆的稳定性计算 σ < [f],满足要求!

**六、楼板强度的计算**

1.计算楼板强度说明

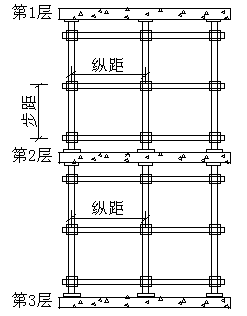
验算楼板强度时按照最不利考虑,楼板的跨度取7.40m，楼板承受的荷载按照线均布考虑。

宽度范围内配筋3级钢筋，配筋面积As=3330.0mm2，fy=360.0N/mm2。

板的截面尺寸为 b×h=4440mm×250mm，截面有效高度 h0=230mm。

按照楼板每9天浇筑一层，所以需要验算9天、18天、27天...的

承载能力是否满足荷载要求，其计算简图如下：



2.计算楼板混凝土9天的强度是否满足承载力要求

楼板计算长边7.40m，短边7.40×0.60=4.44m，

楼板计算范围内摆放8×5排脚手架，将其荷载转换为计算宽度内均布荷载。

第2层楼板所需承受的荷载为

q=1×1.20×(0.20+25.10×0.25)+

1×1.20×(0.91×8×5/7.40/4.44)+

1.40×(0.00+2.50)=12.59kN/m2

计算单元板带所承受均布荷载q=4.44×12.59=55.91kN/m

板带所需承担的最大弯矩按照四边固接双向板计算

Mmax=0.0793×ql2=0.0793×55.91×4.442=87.41kN.m

按照混凝土的强度换算

得到9天后混凝土强度达到65.94%，C35.0混凝土强度近似等效为C23.1。

混凝土弯曲抗压强度设计值为fcm=11.02N/mm2

则可以得到矩形截面相对受压区高度：

ξ= Asfy/bh0fcm = 3330.00×360.00/(4440.00×230.00×11.02)=0.11

查表得到钢筋混凝土受弯构件正截面抗弯能力计算系数为

αs=0.104

此层楼板所能承受的最大弯矩为：

M1=αsbh02fcm = 0.104×4440.000×230.0002×11.0×10-6=269.1kN.m

结论：由于∑Mi = 269.09=269.09 > Mmax=87.41

所以第9天以后的各层楼板强度和足以承受以上楼层传递下来的荷载。

第2层以下的模板支撑可以拆除。

钢管楼板模板支架计算满足要求！

**梁模板扣件钢管高支撑架计算书**

**依据规范:**

《建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范》JGJ130-2011

《建筑施工模板安全技术规范》JGJ 162-2008

《建筑结构荷载规范》GB50009-2012

《钢结构设计规范》GB50017-2003

《混凝土结构设计规范》GB50010-2010

《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011

《建筑施工木脚手架安全技术规范》JGJ 164-2008

**计算参数:**

钢管强度为205.0 N/mm2，钢管强度折减系数取0.80。

模板支架搭设高度为5.2m，

梁截面 B×D=350mm×850mm，立杆的纵距(跨度方向) l=0.80m，立杆的步距 h=1.50m，

梁底增加2道承重立杆。

面板厚度18mm，剪切强度1.4N/mm2，抗弯强度15.0N/mm2，弹性模量6000.0N/mm2。

木方60×80mm，剪切强度1.3N/mm2，抗弯强度15.0N/mm2，弹性模量9000.0N/mm2。

梁两侧立杆间距 1.00m。

梁底按照均匀布置承重杆4根计算。

模板自重0.20kN/m2，混凝土钢筋自重25.50kN/m3。

倾倒混凝土荷载标准值2.00kN/m2，施工均布荷载标准值0.00kN/m2。

扣件计算折减系数取0.80。



图1 梁模板支撑架立面简图

按照模板规范4.3.1条规定确定荷载组合分项系数如下：

由可变荷载效应控制的组合S=1.2×(25.50×0.85+0.20)+1.40×2.00=29.050kN/m2

由永久荷载效应控制的组合S=1.35×25.50×0.85+0.7×1.40×2.00=31.221kN/m2

由于永久荷载效应控制的组合S最大，永久荷载分项系数取1.35，可变荷载分项系数取0.7×1.40=0.98

采用的钢管类型为φ48×3.0。

钢管惯性矩计算采用 I=π(D4-d4)/64，抵抗距计算采用 W=π(D4-d4)/32D。

**一、模板面板计算**

面板为受弯结构,需要验算其抗弯强度和刚度。模板面板的按照多跨连续梁计算。

作用荷载包括梁与模板自重荷载，施工活荷载等。

**1.荷载的计算：**

(1)钢筋混凝土梁自重(kN/m)： q1 = 25.500×0.850×0.400=8.670kN/m

(2)模板的自重线荷载(kN/m)：q2 = 0.200×0.400×(2×0.850+0.350)/0.350=0.469kN/m

(3)活荷载为施工荷载标准值与振捣混凝土时产生的荷载(kN)：

经计算得到，活荷载标准值 P1 = (0.000+2.000)×0.350×0.400=0.280kN

均布荷载 q = 1.35×8.670+1.35×0.469=12.337kN/m

集中荷载 P = 0.98×0.280=0.274kN

面板的截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为:

本算例中，截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为:

截面抵抗矩 W = bh2/6 = 40.00×1.80×1.80/6 = 21.60cm3；

截面惯性矩 I = bh3/12 = 40.00×1.80×1.80×1.80/12 = 19.44cm4；

式中：b为板截面宽度，h为板截面高度。



计算简图



弯矩图(kN.m)



剪力图(kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



变形计算受力图



变形图(mm)

经过计算得到从左到右各支座力分别为

N1=0.555kN；N2=1.741kN；N3=1.741kN；N4=0.555kN

最大弯矩 M = 0.019kN.m；最大变形 V = 0.010mm

(1)抗弯强度计算

经计算得到面板抗弯强度计算值 f = M/W = 0.019×1000×1000/21600=0.880N/mm2

面板的抗弯强度设计值 [f]，取15.00N/mm2；

面板的抗弯强度验算 f < [f],满足要求!

(2)抗剪计算

截面抗剪强度计算值 T=3Q/2bh=3×884.0/(2×400.000×18.000)=0.184N/mm2

截面抗剪强度设计值 [T]=1.40N/mm2

面板抗剪强度验算 T < [T]，满足要求!

(3)挠度计算

面板最大挠度计算值 v = 0.010mm

面板的最大挠度小于116.7/250,满足要求!

**二、梁底支撑木方的计算**

梁底木方计算

按照三跨连续梁计算，计算公式如下:

均布荷载 q = P/l = 1.741/0.400=4.353kN/m

最大弯矩 M = 0.1ql2=0.1×4.35×0.40×0.40=0.070kN.m

最大剪力 Q=0.6ql = 0.6×0.400×4.353=1.045kN

最大支座力 N=1.1ql = 1.1×0.400×4.353=1.915kN

木方的截面力学参数为

本算例中，截面惯性矩I和截面抵抗矩W分别为:

截面抵抗矩 W = bh2/6 = 6.00×8.00×8.00/6 = 64.00cm3；

截面惯性矩 I = bh3/12 = 6.00×8.00×8.00×8.00/12 = 256.00cm4；

式中：b为板截面宽度，h为板截面高度。

**(1)木方抗弯强度计算**

抗弯计算强度 f = M/W =0.070×106/64000.0=1.09N/mm2

木方的抗弯计算强度小于15.0N/mm2,满足要求!

**(2)木方抗剪计算**

最大剪力的计算公式如下: Q = 0.6ql

截面抗剪强度必须满足:T = 3Q/2bh < [T]

截面抗剪强度计算值 T=3×1045/(2×60×80)=0.326N/mm2

截面抗剪强度设计值 [T]=1.30N/mm2

木方的抗剪强度计算满足要求!

**(3)木方挠度计算**

挠度计算按照规范要求采用静荷载标准值，

均布荷载通过变形受力计算的最大支座力除以木方计算跨度(即木方下小横杆间距)

得到q=2.932kN/m

最大变形v=0.677ql4/100EI=0.677×2.932×400.04/(100×9000.00×2560000.0)=0.022mm

木方的最大挠度小于400.0/250,满足要求!

**三、梁底支撑钢管计算**

**(一) 梁底支撑横向钢管计算**

横向支撑钢管按照集中荷载作用下的连续梁计算。

集中荷载P取木方支撑传递力。



支撑钢管计算简图



支撑钢管弯矩图(kN.m)



支撑钢管剪力图(kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



支撑钢管变形计算受力图



支撑钢管变形图(mm)

经过连续梁的计算得到

最大弯矩 Mmax=0.030kN.m；最大变形 vmax=0.012mm；最大支座力 Qmax=2.217kN

抗弯计算强度 f = M/W =0.030×106/4491.0=6.60N/mm2

支撑钢管的抗弯计算强度小于设计强度,满足要求!

支撑钢管的最大挠度小于441.7/150与10mm,满足要求!

**(二) 梁底支撑纵向钢管计算**

纵向支撑钢管按照集中荷载作用下的连续梁计算。

集中荷载P取横向支撑钢管传递力。



支撑钢管计算简图



支撑钢管弯矩图(kN.m)



支撑钢管剪力图(kN)

变形的计算按照规范要求采用静荷载标准值，受力图与计算结果如下：



支撑钢管变形计算受力图



支撑钢管变形图(mm)

经过连续梁的计算得到

最大弯矩 Mmax=0.310kN.m；最大变形 vmax=0.410mm；最大支座力 Qmax=4.766kN

抗弯计算强度 f = M/W =0.310×106/4491.0=69.10N/mm2

支撑钢管的抗弯计算强度小于设计强度,满足要求!

支撑钢管的最大挠度小于800.0/150与10mm,满足要求!

**四、扣件抗滑移的计算**

纵向或横向水平杆与立杆连接时，扣件的抗滑承载力按照下式计算:

R ≤ Rc

其中 Rc —— 扣件抗滑承载力设计值,单扣件取6.40kN,双扣件取9.60kN；

　　 R —— 纵向或横向水平杆传给立杆的竖向作用力设计值；

计算中R取最大支座反力，R=4.77kN

单扣件抗滑承载力的设计计算满足要求!

**五、立杆的稳定性计算**

不考虑风荷载时，立杆的稳定性计算公式



其中 N —— 立杆的轴心压力设计值，它包括：

横杆的最大支座反力 N1=4.77kN (已经包括组合系数)

脚手架钢管的自重 N2 = 1.35×0.644=0.869kN

顶部立杆段，脚手架钢管的自重 N2 = 1.35×0.250=0.337kN

非顶部立杆段 N = 4.766+0.869=5.635kN

顶部立杆段 N = 4.766+0.337=5.103kN

φ —— 轴心受压立杆的稳定系数,由长细比 l0/i 查表得到；

i —— 计算立杆的截面回转半径 (cm)；i = 1.60

A —— 立杆净截面面积 (cm2)； A = 4.24

W —— 立杆净截面抵抗矩(cm3)；W = 4.49

σ —— 钢管立杆抗压强度计算值 (N/mm2)；

[f] —— 钢管立杆抗压强度设计值，[f] = 164.00N/mm2；

l0 —— 计算长度 (m)；

参照《扣件式规范》2011，由公式计算

顶部立杆段：l0 = ku1(h+2a) (1)

非顶部立杆段：l0 = ku2h (2)

k —— 计算长度附加系数,按照表5.4.6取值为1.155,当允许长细比验算时k取1；

u1，u2 —— 计算长度系数，参照《扣件式规范》附录C表；

a —— 立杆上端伸出顶层横杆中心线至模板支撑点的长度；a = 0.50m；

顶部立杆段：a=0.2m时，u1=1.574,l0=3.454m；

λ=3454/16.0=216.561

允许长细比λ=187.499 <210 长细比验算满足要求!

φ=0.156

σ=5103/(0.156×423.9)=77.170N/mm2

a=0.5m时，u1=1.241,l0=3.583m；

λ=3583/16.0=224.664

允许长细比λ=194.514 <210 长细比验算满足要求!

φ=0.145

σ=5103/(0.145×423.9)=82.961N/mm2

依据规范做承载力插值计算 a=0.500时，σ=82.961N/mm2,立杆的稳定性计算 σ< [f],满足要求!

非顶部立杆段：u2=1.951,l0=3.380m；

λ=3380/16.0=211.919

允许长细比λ=183.480 <210 长细比验算满足要求!

φ=0.163

σ=5635/(0.163×423.9)=81.715N/mm2,立杆的稳定性计算 σ< [f],满足要求!

考虑风荷载时,立杆的稳定性计算公式为：



风荷载设计值产生的立杆段弯矩 MW依据扣件脚手架规范计算公式5.2.9

MW=0.9×1.4Wklah2/10

其中 Wk —— 风荷载标准值(kN/m2)；

Wk=uz×us×w0 = 0.300×1.250×0.600=0.225kN/m2

h —— 立杆的步距，1.50m；

la —— 立杆迎风面的间距，1.00m；

lb —— 与迎风面垂直方向的立杆间距，0.80m；

风荷载产生的弯矩 Mw=0.9×1.4×0.225×1.000×1.500×1.500/10=0.064kN.m；

Nw —— 考虑风荷载时，立杆的轴心压力最大值；

顶部立杆Nw=4.766+1.350×0.250+0.9×0.980×0.064/0.800=5.173kN

非顶部立杆Nw=4.766+1.350×0.644+0.9×0.980×0.064/0.800=5.705kN

顶部立杆段：a=0.2m时，u1=1.574,l0=3.454m；

λ=3454/16.0=216.561

允许长细比λ=187.499 <210 长细比验算满足要求!

φ=0.156

σ=5173/(0.156×423.9)+64000/4491=92.437N/mm2

a=0.5m时，u1=1.241,l0=3.583m；

λ=3583/16.0=224.664

允许长细比λ=194.514 <210 长细比验算满足要求!

φ=0.145

σ=5173/(0.145×423.9)+64000/4491=98.308N/mm2

依据规范做承载力插值计算 a=0.500时，σ=98.308N/mm2,立杆的稳定性计算 σ< [f],满足要求!

非顶部立杆段：u2=1.951,l0=3.38m；

λ=3380/16.0=211.919

允许长细比λ=183.480 <210 长细比验算满足要求!

φ=0.163

σ=5705/(0.163×423.9)+64000/4491=96.938N/mm2,立杆的稳定性计算 σ< [f],满足要求!

模板承重架应尽量利用剪力墙或柱作为连接连墙件，否则存在安全隐患。

模板支撑架计算满足要求！