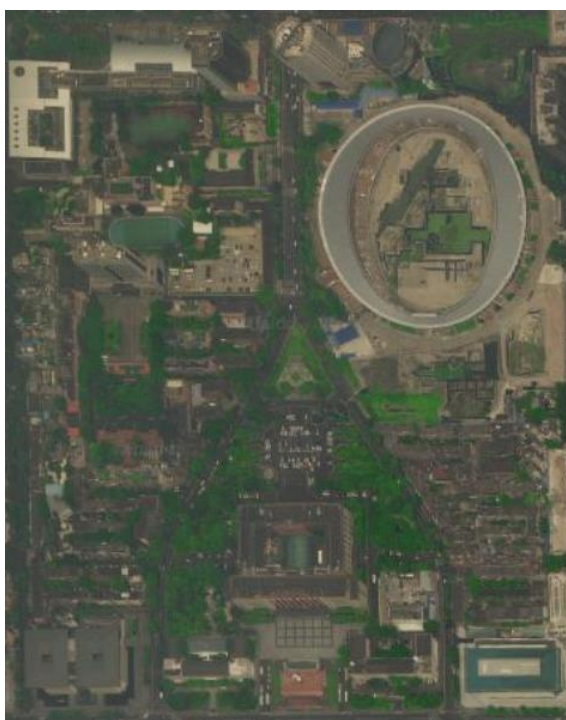


成都天府广场

东华门遗址展示设计方案

结构方案

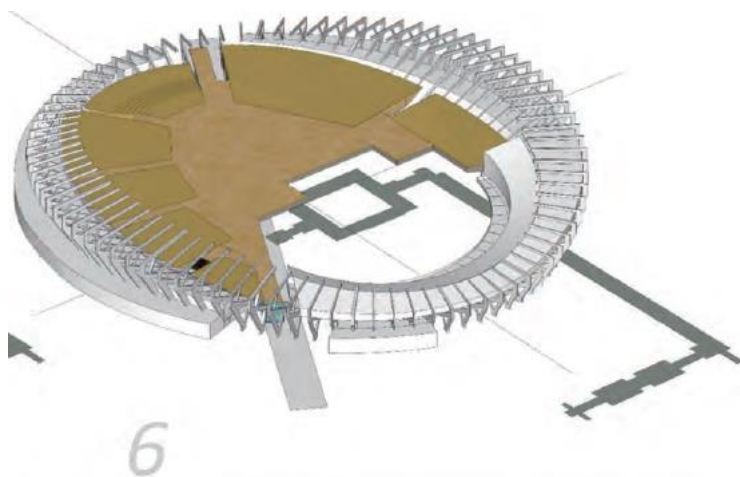


北京清华同衡规划设计研究院有限公司
BEIJING TSINGHUA TONGHENG URBAN PLANNING & DESIGN INSTITUTE

意大利n!studio 建筑事务所

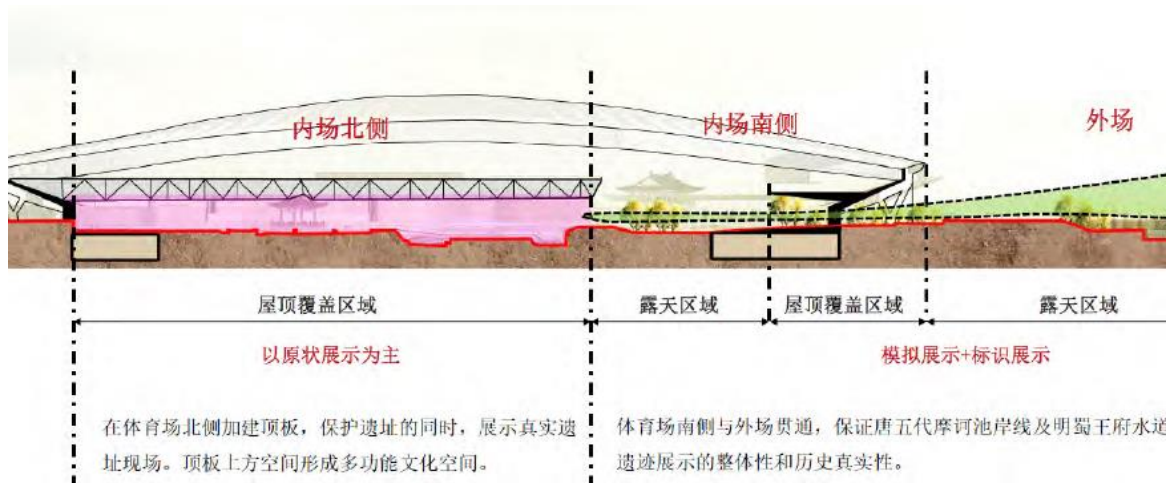
2020年10月

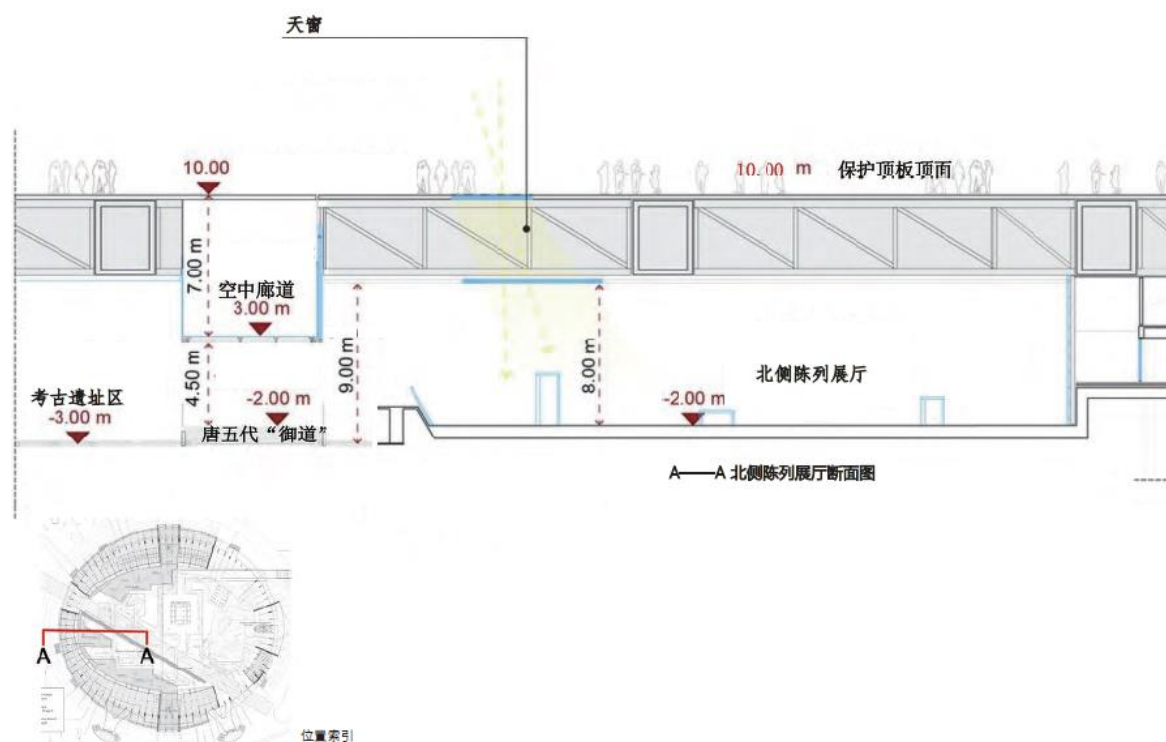
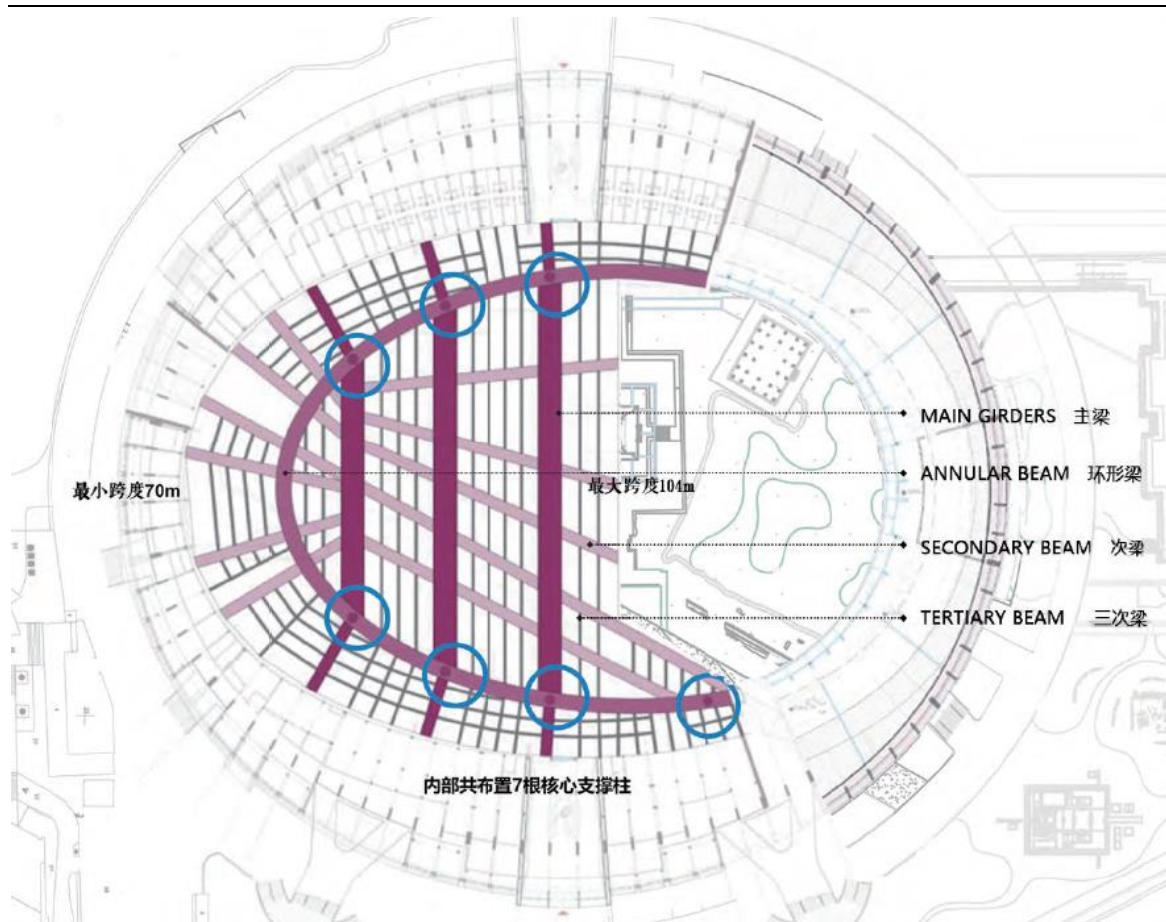




加建保护顶板

在体育场北侧加建顶板，保护遗址同时提供可直观展示遗址的环境，并且其顶面可形成开放展演空间。





4.1 工程概述：

本项目位于成都市青羊区，为成都东华门体育场内土遗址区域北侧屋顶覆盖建筑，主要功能分为两部分，建筑下部为土遗址提供保护和展示空间，建筑上部提供大型舞台演绎场地和观众席区域。

建筑单体为地上一层建筑，地面以上高度约为 12 米，结构最大跨度约 115 米，最大悬挑跨度约为 30 米，屋面为平屋面（需结构找坡排水），结构层空间高度约 4 米，可根据使用要求在一定平面范围内布置建筑使用空间（后文以夹层使用空间描述）。

结构采用巨型箱式钢结构梁体系形成平面整体支撑体系，落于下部主要 7 根支撑柱，周边设外围柱，根据受力特点，分为受压柱和受拉柱两种类型。

4.2 设计依据：

4.2.1 主体结构的设计使用年限：50 年。

4.2.2 自然条件

4.2.2.1 基本风压值：根据《建筑结构荷载规范》（GB50009-2012）

附录 E.5 规定基本风压： $\omega_0=0.35\text{kN/m}^2$ （100 年重现期）； $\omega_0=0.30\text{kN/m}^2$ （50 年重现期）；

地面粗糙度 B 类；风载体型系数、风压高度变化系数等均按《建筑结构荷载规范》（GB50009-2012）和《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ3-2010）取值。

4.2.2.2 基本雪压：根据《建筑结构荷载规范》（GB50009-2012）附

录 E.5 规定基本雪压： $s_0=0.15\text{kN/m}^2$ （100 年重现期）； $s_0=0.10\text{kN/m}^2$ （50

年重现期);

4.2.2.3 基本气温：根据《建筑结构荷载规范》(GB50009-2012)附录 E.5 规定基本气温：最低基本气温：-1℃，最高基本气温：34℃。

成都属亚热带季风气候，具有春早、夏热、秋凉、冬暖的气候特点，年平均气温 16℃，年降雨量 1000 毫米左右。成都气候的一个显著特点是多云雾，日照时间短。成都气候的另一个显著特点是空气潮湿，因此，夏天虽然气温不高（最高温度一般不超过 35℃），却显得闷热；冬天气温平均在 5℃ 以上，但由于阴天多，空气潮，却显得很阴冷。成都的雨水集中在 7、8 两个月，冬春两季干旱少雨，极少冰雪。

4.2.3 抗震设防烈度：根据《建筑抗震设计规范（2016 年版）》(GB50011-2010)及《中国地震动参数区划图》(GB18306-2015)规定：拟建场地抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度值为 0.10g，设计地震分组为第三组，设计特征周期为 0.45s；按使用功能、结构跨度及遗址保护特殊性，本项目中为单体建筑物，建筑抗震设防类别为重点设防类（乙类），地震作用应不低于本地区抗震设防烈度要求，抗震措施应不低于本地区抗震设防烈度提高一度要求。

4.2.4 地勘报告：

暂无

4.2.5 建设单位相关要求：

考虑增加夹层使用空间，如演艺舞台下作为舞台道具用房，观众席下作为体育实施用房。

4.2.6 本工程设计所采用的主要设计规范、规程：

《建筑结构可靠性设计统一标准》	(GB 50068-2018)
-----------------	-----------------

《建筑工程抗震设防分类标准》	(GB 50223-2008)
《砌体结构设计规范》	(GB 50003-2011)
《建筑地基基础设计规范》	(GB 50007-2011)
《建筑地基基础工程施工质量验收标准》	(GB 50202-2018)
《建筑结构荷载规范》	(GB 50009-2012)
《混凝土结构设计规范》(2015 年版)	(GB 50010-2010)
《混凝土结构工程施工质量验收规范》	(GB 50204-2015)
《建筑抗震设计规范》(2016 年版)	(GB 50011-2010)
《钢结构设计标准》	(GB 50017-2017)
《钢结构工程施工质量验收规范》	(GB 50205-2001)
《钢结构焊接规范》	(GB 50661-2011)
《建筑桩基技术规范》	(JGJ 94-2008)
《公路钢结构桥梁设计规范》	(JTG D64-2015)
《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》	(JTG/T D64-01-2015)
《钢-混凝土组合桥梁设计规范》	(GB 50917-2013)
《建筑设计防火规范》(2018 版)	(GB 50016-2014)
《房屋建筑制图统一标准》	(GB/T 50001-2010)
《建筑结构制图标准》	(GB/T 50105-2010)
《预防混凝土碱骨料反应技术规范》	(GB/T 50733-2011)
《钢筋焊接及验收规程》	(JGJ 18-2012)
《钢筋机械连接技术规程》	(JGJ 107-2016)
《建筑工程设计文件编制深度规定》(2016 版)	(建质[2016]247 号)

4.3 建筑的分类等级

编号	分项指标	参 数
1	设计使用年限	50 年
2	建筑结构安全等级	一级
3	结构重要性系数	1.1
4	建筑抗震设防类别	重点设防类（乙类）
5	结构抗震等级	钢结构抗震等级为三级
6	建筑防火等级	二级

4.4 主要荷载标准值

4.4.1 楼面附加恒荷载（ kN/m^2 ）

楼面附加恒荷载按建筑专业提供建筑楼屋面做法按实际体积或厚度计算确定。

建筑吊顶： 0.5 kN/m^2

结构构件自重按实际尺寸计算确定。

4.4.2 墙体荷载（ kN/m^2 ）

建筑墙体采用轻质墙体自重 $\leq 7.0 \text{ kN/m}^3$ 。

4.4.3 楼面活荷载标准值

演艺舞台： 5.0 kN/m^2 （特殊需求单独要求）

空中走廊： 3.5 kN/m^2

电梯厅、消防楼梯： 3.5 kN/m^2

遗址展厅： 3.5 kN/m^2

不上人屋面：

0.5kN/m²

其他未明确部分按“建筑结构荷载规范(GB50009—2012)”标准。

4.4.4 地震作用（抗震设防烈度为 7 度时）

结构的阻尼比为 0.04，水平地震影响系数最大值为 0.08(多遇地震)。

4.4.5 温度作用

考虑施工合拢温度和正常使用极端温度情况，整体温度作用按升温 +25℃和降温-25℃分析。

4.5 结构设计

4.5.1 结构分析程序

通用结构有限元分析软件 MIDAS/GEN 软件 2019(V1.1)版，编制单位北京迈达斯技术有限公司。

4.5.2 结构计算模型嵌固位置

结构分析模型的嵌固位置设置在基础顶部。

4.5.3 结构计算模型

采用整体三维模型，楼板采用板单元，杆件采用梁单元或实体板单元。

利用压力荷载类型施加结构面荷载或线荷载，荷载按实际分布情况输入。

构件间根据设计需要采用刚接或铰接连接方式，结构在嵌固位置采用刚接连接方式。

整体计算中考虑支座偏移影响。

整体计算中板单元的平面内刚度贡献。

4.5.4 结构选型及结构布置

结构形式是由 7 根主承重柱支撑上部屋盖。其中屋盖由巨型箱式钢结构梁形成平面整体支撑体系，次梁采用箱式或工字钢梁。巨型钢梁落于主承重柱上，梁与柱之间采用平面可滑动、空间可转动支座连接。7 根主承重柱为巨型柱，外观根据建筑设计形态确定，可根据力学特征采用中空形式或钢-混凝土组合结构。外围柱根据受力特点，分为受压柱和抗拉柱两种类型，其中抗拉柱采用钢结构。

顶部屋面楼板采用钢筋混凝土（抗渗）楼板，通过抗剪栓钉与钢梁连接。结构层内可使用空间的楼板采用钢筋混凝土楼板，通过抗剪栓钉与钢梁连接。

基础采用长桩基础，根据设计使用要求分为竖向承重桩和竖向抗拔桩两种类型。

抗拔桩和抗拉柱可根据荷载效应设置预应力张紧系统。

4.5.5 控制性指标

结构的控制性指标如下：

控制指标内容	控制限值或目标	备注
结构水平位移比	$\leq 1/550$ （主支撑柱）	风荷载、地震作用
地震作用剪重比	$\geq 1.6\%$	
扭转第一周期与平动第一周期比	≤ 0.9	
最大弹性水平位移与楼层两端弹性水平位移平均值之比	≤ 1.50	
楼板配筋率	$0.2 \sim 0.6\%$	
悬挑端位移悬挑比	$\leq 1/400$	

钢框架柱长细比		见抗震规范	三级
框架钢柱板件 宽厚比	工字形截面	翼缘外伸部分：13 腹板：52	三级
	箱形截面	壁板：40	
框架梁板件宽 厚比	工字形截面和箱形截面	翼缘外伸部分：11 腹板：见抗震规范	三级
	箱型截面翼缘在腹板 间部分	36	

4.5.6 对施工方面的要求

4.5.6.1 本工程所有项目的施工，必须由符合施工资质的施工单位承担，以确保施工质量。

4.5.6.2 施工单位应具有遗址保护、大跨度结构施工经验。

4.5.6.2 施工单位应具有施工模拟、施工工艺研发能力。

4.5.6.4 要确保钢结构施工质量、焊工必须持证上岗。

4.5.6.5 冬季施工必须采取必要的措施。

4.6 基础设计

4.6.1 工程地质概况

暂无

4.6.2 基础选型

参考原体育场基础形式及设计状况，本工程基础拟采用长桩基础，根据设计使用要求分为竖向承重桩和竖向抗拔桩两种类型。

4.7 主要结构材料选用

4.7.1 混凝土：

构件部位	混凝土强度等级	备注
基础垫层	C15	
桩基础	C40	
桩承台、基础梁	C30~C40	
承重柱	C40	
楼板、楼梯	C40	屋面楼板为抗渗混凝土抗渗等级 P6
圈梁、构造柱、现浇过梁	C25	有幕墙埋件时 C30
标准构件		按标准图集选用

4.7.2 钢筋与型钢、钢板：

钢筋：HPB300 及 HRB400 级钢。直径大于等于 22 的钢筋全部采用机械连接，接头等级：I 或 II 级。

钢材：强度等级 Q235~Q460，性能等级不低于 B 级。

焊条：采用与钢筋、钢材强度等级相对应级别。

4.7.3 砌体墙材料：

框架结构填充墙应采用蒸压加气混凝土砌块，容重不得大于 7.0kN/m^3 ，抗压强度设计值不小于 3.5MPa ，砌筑砂浆强度等级不应低于 M5.0，室外、室内地坪下应采用强度等级不低于 M5.0 的水泥砂浆或专用砂浆；

4.7 结构方案详述

本项目建筑创意由意大利建筑师提出，其创意可实施性也请意大利

结构工程师参与制定。经中意两国结构工程师分别计算分析，经沟通商议达成以下共识：

- 1、 屋面梁结构采用巨型箱式截面，具体构造需参考桥梁工程经验。
- 2、 巨型箱式钢梁与主支撑柱连接采用平面可滑动、空间可转动支座连接。
- 3、 基础采用桩基础。

因受 2020 年疫情影响，意大利建筑师和结构工程师不能到达中国办公，中意双方所做结构方案有一定差异，差异如下：

- 1、 中方方案中考虑增加夹层使用空间，如演艺舞台下作为舞台道具用房，观众席下作为体育实施用房；意方方案中无此功能，相应不存在结构层下部楼板及设计荷载。双方设计屋盖面积不相同，中方方案按建筑方案图所示面积布置结构，意方方案中结构布置范围到原体育看台边缘。
- 2、 中方方案中箱型截面为矩形，主要考虑夹层空间使用和钢结构加工难易因素；意方方案中箱型截面形式为梯形，是参考欧洲桥梁结构形式设计。
- 3、 中方方案中巨型钢梁截面的四个翼缘板均采用钢板结构，屋面翼缘再浇筑混凝土楼板；意方方案中巨型钢梁截面的底部翼缘和左右翼缘采用钢板结构，屋面翼缘采用混凝土楼板。
- 4、 中方方案中计算分析及钢材标准以中国规范及标准为依据；意方方案中计算分析及钢材标准以欧洲规范及标准为依据。
- 5、 中方方案中包含下部基础方案、部分节点方案及设计标准建议；意方方案中不包含这些内容。

- 6、中方方案中主要支撑柱为 7 根，屋盖最大悬挑约 30 米；意方方案中主要支撑柱为 8 根，屋盖最大悬挑约 16 米。
- 7、中方方案中外围柱全部为受压柱；意方方案中外围柱有受拉柱，下部基础需设计锚重结构。双方外围柱布置位置不相同，中方方案中部分外围柱布置在原体育场看台中，部分外围柱布置在原体育场看台场内侧边缘处，均采用双柱支撑形式；意方方案中外围柱布置在原体育场看台场内侧边缘处，均采用单柱支撑形式。

4.7.1 中方结构方案内容

4.7.1.1 结构方案

本项目根据建筑创意，需要采用大跨度结构跨越土遗址，根据土遗址分布情况，中心区域布置 7 根主承重柱支撑上部楼盖。大跨度结构上部铺设钢筋混凝土楼板，作为下部土遗址保护罩和上部演艺舞台楼面。

从建筑布局及支撑柱位置可知，本项目有三根主梁位于 6 根主承重柱上，跨度分别为 115、100、70 米，主梁间最大间距约 25 米。7 根主承重柱上布置环梁，环梁既承担连接主撑柱作用，也作为次梁结构支座作用，该梁的平衡及稳定也需要外围柱及次梁辅助。

楼盖承担荷载产生的力学效应，建筑方案要求结构层建筑面层总高度限制在 4.0 米，约为跨度 1/30，扣除建筑面层和混凝土楼板厚度，箱式截面钢梁高度约为 3.75 米，需要结构主梁和环梁有足够的刚度和强度，方能满足正常使用极限状态和承载能力极限状态要求，经对比本方案采用巨型箱式截面钢梁。主梁与环梁形成楼盖主要承重梁体系，其中环梁

位于 7 根承重柱上，环梁与承重柱之间通过水平可滑动、空间可转动支座连接，满足温度效应、荷载变化引起的支座位移、扭转需求，属于铰接连接不向支撑柱传递梁弯矩效应，支撑柱设计以竖向承重为主，减少弯矩因素引起设计复杂性主梁、环梁之间的次梁根据跨度和受荷面积，采用箱型或工字钢梁。

所有钢梁上浇筑钢筋混凝土楼板，梁板之间设置抗剪栓钉。上部楼板为 150 厚混凝土，混凝土强度等级不低于 C40，抗渗等级不低于 P6。钢梁间可采用预制楼板，现场浇筑连接，钢梁上部楼板应全部现浇。夹层使用空间楼板按板 120 厚，建筑地面 50 厚计算。混凝土与钢梁间通过圆柱头抗剪栓钉连接，栓钉规格及间距需满足抗剪设计要求。

竖向承重结构由 7 根主承重柱和外围 13 组辅助柱组成，根据受力特点，7 根承重柱弯矩设计主要考虑竖向荷载、地震作用、以及支座偏移、温度作用引起附加弯矩效应。外围 13 组辅助柱除上述效应外，还承担整体结构在地震作用下的扭转效应。

承重柱和外围柱基础采用桩基础，柱基础需满足柱轴力、弯矩、剪力等设计要求。本工程所有基础设计需考虑原有建筑基础及土遗址对本项目限制，也需要考虑新建基础对原有建筑安全影响。

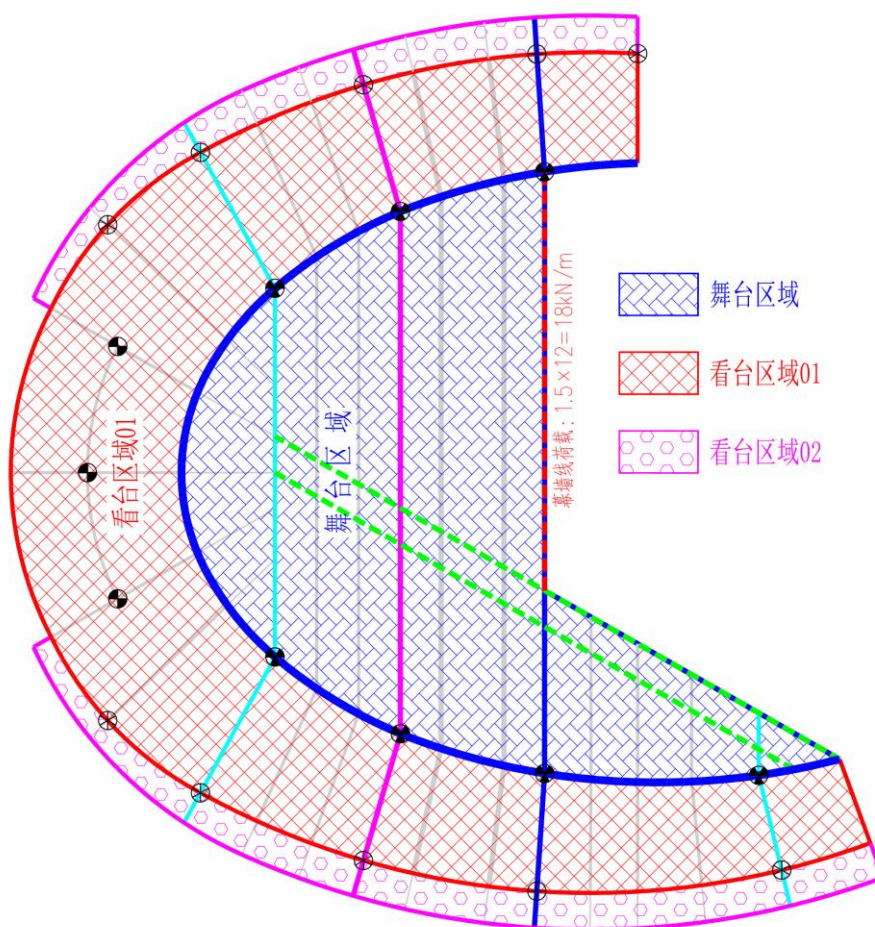
本项目可在主梁跨中位置设置调谐质量阻尼器，控制大跨度屋面竖向振动频率，满足人员活动舒适性需求。

本方案仅表达主要受力结构梁、柱布置，未全部表达实际所需次梁和次结构。

4.7.1.2 设计荷载

根据建筑方案，本工程主要使用功能为舞台及看台，其中舞台及部

分看台区域设置夹层使用空间，本方案设计时考虑荷载分区域情况见下图。平台下吊挂有 6 米宽廊道，廊道地面恒荷载按 6.0kN/m^2 ，活荷载为 3.5kN/m^2 ，幕墙自重按 1.5kN/m^2 计算，吊挂廊道恒荷载及活荷载折算为线荷载，沿图中绿色虚线布置。图中红色虚线位置设置玻璃幕墙，玻璃幕墙自重按 1.5kN/m^2 计算。



荷载分布区域示意图

各区域均布荷载值

区域	楼面恒荷载 (kN/m^2)	楼面活荷载 (kN/m^2)	备 注
舞台区域	6.25+3.30	5.0+3.0	设置夹层
看台区域 01	6.25+3.30	5.0+3.0	设置夹层

看台区域 02	6.25	5.0	无夹层
---------	------	-----	-----

本方案设计时，各区域楼面恒荷载计算如下：

1、舞台区域楼面恒荷载计算：

项目	厚度	荷载值
钢筋混凝土楼板	150 mm	$0.15 \times 25 = 3.75 \text{ kN/m}^2$
建筑装饰面层	100 mm	$0.10 \times 20 = 2.00 \text{ kN/m}^2$
楼板下吊顶及吊挂设备	——	0.50 kN/m ²
合计	250 mm	6.25 kN/m ²

2、看台区域 01、看台区域 02 楼面恒荷载计算：

项目	厚度	荷载值
钢筋混凝土楼板	150 mm	$0.15 \times 25 = 3.75 \text{ kN/m}^2$
建筑装饰面层	100 mm	$0.10 \times 20 = 2.00 \text{ kN/m}^2$
楼板下吊顶及吊挂设备	——	0.50 kN/m ²
合计	250 mm	6.25 kN/m ²

3、舞台区域、看台区域 01 夹层楼面恒荷载计算：

项目	厚度	荷载值
钢筋混凝土楼板	120 mm	$0.12 \times 25 = 3.00 \text{ kN/m}^2$
建筑装饰面层	50 mm	$0.05 \times 20 = 1.00 \text{ kN/m}^2$
楼板下吊顶及吊挂设备	——	0.50 kN/m ²
夹层钢梁自重	——	1.00 kN/m ²
合计	170 mm	5.50 kN/m ²

本工程主要使用功能为舞台及看台，根据《建筑结构荷载规范》GB50009-2012 第 5.1.1 条规定，无固定座位的看台楼面活荷载标准值为 3.5kN/m²，演出舞台楼面活荷载标准值为 4.0kN/m²，夹层使用空间区域使用功能考虑为展厅或贮藏室，楼面活荷载标准值分别为 3.5kN/m²、

5.0kN/m²。现阶段为结构方案阶段，考虑到建筑功能分区及布置具有不确定性，各区域楼面活荷载标准值采用偏大的取值，具体楼屋面活荷载如下：

- 1、舞台区域楼面活荷载标准值取值为 5.0kN/m²。
- 2、看台区域 01、看台区域 02 楼面活荷载标准值取值为 5.0kN/m²。
- 3、舞台区域、看台区域 01 夹层使用空间楼面活荷载标准值取值为 5.0kN/m²。

舞台区域、看台区域 01 夹层钢梁截面尺寸较大，计算模型中夹层使用空间楼面恒荷载、活荷载均不能满布，应对其进行折减，方案设计阶段夹层使用空间楼面恒荷载、活荷载统一按折减系数 0.6 考虑，折减后舞台区域、看台区域 01 夹层使用空间楼面恒荷载、楼面活荷载如下：

荷载工况	折减系数	荷载值
楼面恒荷载	0.6	$5.5 \times 0.6 = 3.3 \text{ kN/m}^2$
楼面活荷载	0.6	$5.0 \times 0.6 = 3.0 \text{ kN/m}^2$

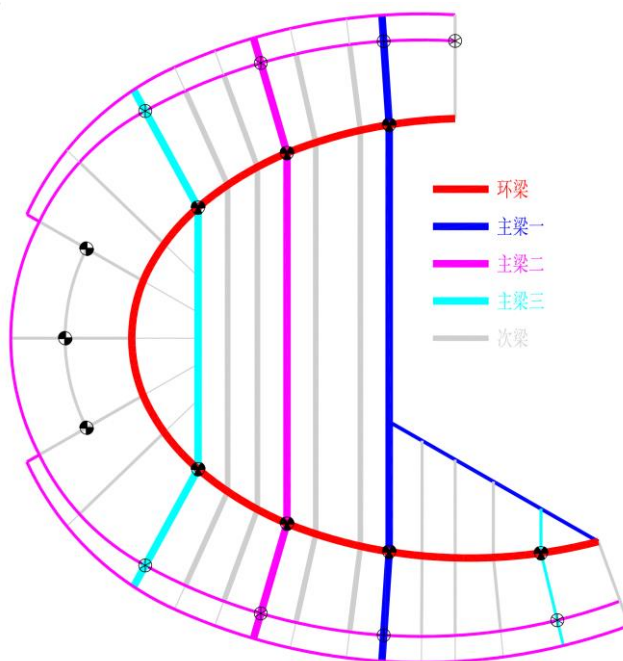
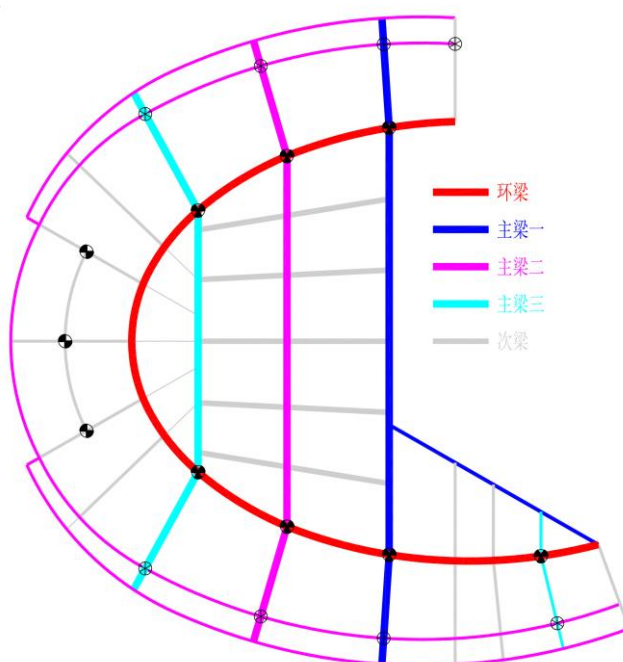
4.7.1.3 屋面结构设计

本方案中钢梁间连接均按刚性连接考虑，主钢梁及环梁支撑于柱顶，柱顶设置铰支座，整体结构受力主要以竖向荷载分析为主。

如果主梁仅布置在两根主承重柱间，采用两端铰支于承重柱上不特殊处理，梁弯矩表现是支座处接为 0、跨中弯矩为 $1/8ql^2$ ，对于本项目结构截面限制及刚度控制难以满足使用要求。改善方案为在屋盖最外侧布置辅助柱，主梁向两端延伸至辅助柱，形成三跨连续梁，或者在主承重柱外形成悬挑结构，利用主承重柱外荷载形成柱上弯矩减少主跨跨中弯矩。按照这个原则，整体结构按以下两种方案布置：

方案一：采用主次梁结构体系，即主梁为次梁的支座，屋面板荷载通过次梁传递给主梁，再由主梁传递给柱。

方案二：屋面次梁与主梁平行布置，次梁荷载通过环梁传递柱，其优点是可以分担主梁负载面积，有效减少主梁内力。



方案一屋面结构布置示意图

方案二屋面结构布置示意图

整体结构两种布置方案

方案一、方案二构件截面相同情况下内力结果对比

主梁编号	最大内力项目	方案一	方案二	比值 (方案一/方案二)
主梁一	跨中弯矩 $M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	333296	192674	1.73
	支座弯矩 $M_{\min}(\text{kN}\cdot\text{m})$	424374	222315	1.91
	剪力 $V_{\max}(\text{kN})$	25766	14911	1.73
主梁二	跨中弯矩 $M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	325008	173865	1.87
	支座弯矩 $M_{\min}(\text{kN}\cdot\text{m})$	415596	229425	1.81
	剪力 $V_{\max}(\text{kN})$	26994	14827	1.82

方案一的结构效应值约为方案二的 1.73~1.91 倍。初步估算，方案一的主梁一、主梁二截面翼缘厚度约为 110~150mm，为超厚钢板，施工难度远高于方案二，综合比较屋面结构采用方案二。

本方案按照力学关系及平衡关系，外围柱布置的原则是以柱轴力不产生拉力为原则，部分外围柱布置在原体育场看台中，需拆除部分原看台楼板予以实施，其他外围柱布置带原体育场看台内边缘处，新增外围柱与原体育场看台结构不发生连接关系。外围柱均采用双柱交叉支撑上部钢梁结构，其本身为三角形体系，既可以跨越原体育看台梁、基础，也可以承担新建屋盖在地震作用下平面整体抗扭要求。

以最大跨度主梁为例跨度约 115 米，本方案为两侧柱外悬挑约 30 米，在悬挑端不设置外围柱，是通过悬挑结构形成柱上弯矩调节主梁跨中弯矩，悬挑面积决定柱上弯矩大小。根据方案对比，如在此悬挑端设置直接连接于钢梁的外围柱，柱的内力仍为受拉状态，采用受拉柱方案有以

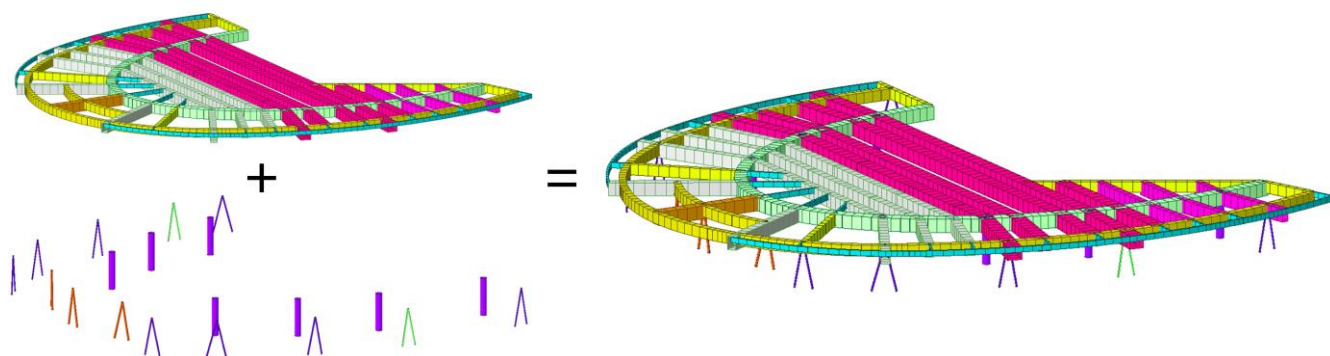
下问题：

- 1、 受拉柱的拉力值大。拉力值与距离主承重柱值有关，越靠近主承重柱，拉力值越大，拉力值越大意味着主承重柱压力增加越大，相应增加主承重柱下基础设计尺寸。
- 2、 受拉柱日常拉力变化明显。因主梁跨度大，日常活荷载变化引起拉力值变化幅度大，这对拉杆及基础设计不利。
- 3、 结构体系对基础不均匀沉降敏感，受拉柱无法预估可能出现的最大拉力值，受拉柱设计方案是建立在基础不会出现不均匀沉降的前提下。
- 4、 受拉柱或锚固基础一旦出现失效状态，结构体系发生改变，主梁结构由连续梁转变为本方案。

因此本方案认为，外围柱实际受力为受压状态更合理，特殊处是最大跨度 115 主梁的外侧如果设柱，根据本方案荷载情况，仍出现受拉状态，因此本方案整体分析中未在两端设置外围柱，由悬挑端荷载平衡跨中弯矩，但悬挑长度约 30 米，挑长度与钢梁高度比为 $3.75/30.0=1:8$ ，外围柱间距约 80 米，考虑出现极端情况防倒塌理念，在悬挑端设置与钢梁不发生直接连接的支撑柱，不参与结构整体分析，在正常使用期间，柱顶与钢梁底部存在间距。其他两根主梁，在结构分析结果中显示，外围柱设置在原体育场看台位置中，柱内力为受压状态；如果放置在原体育场看台场内侧边缘处，柱内力为受拉状态。

环梁在承重柱北侧部分，弧长约 80 米，本方案在外侧设置三根外围柱，布置在原体育场看台场内侧边缘处，是考虑利用外围柱外侧荷载平衡内部荷载，减少环梁竖向位移。

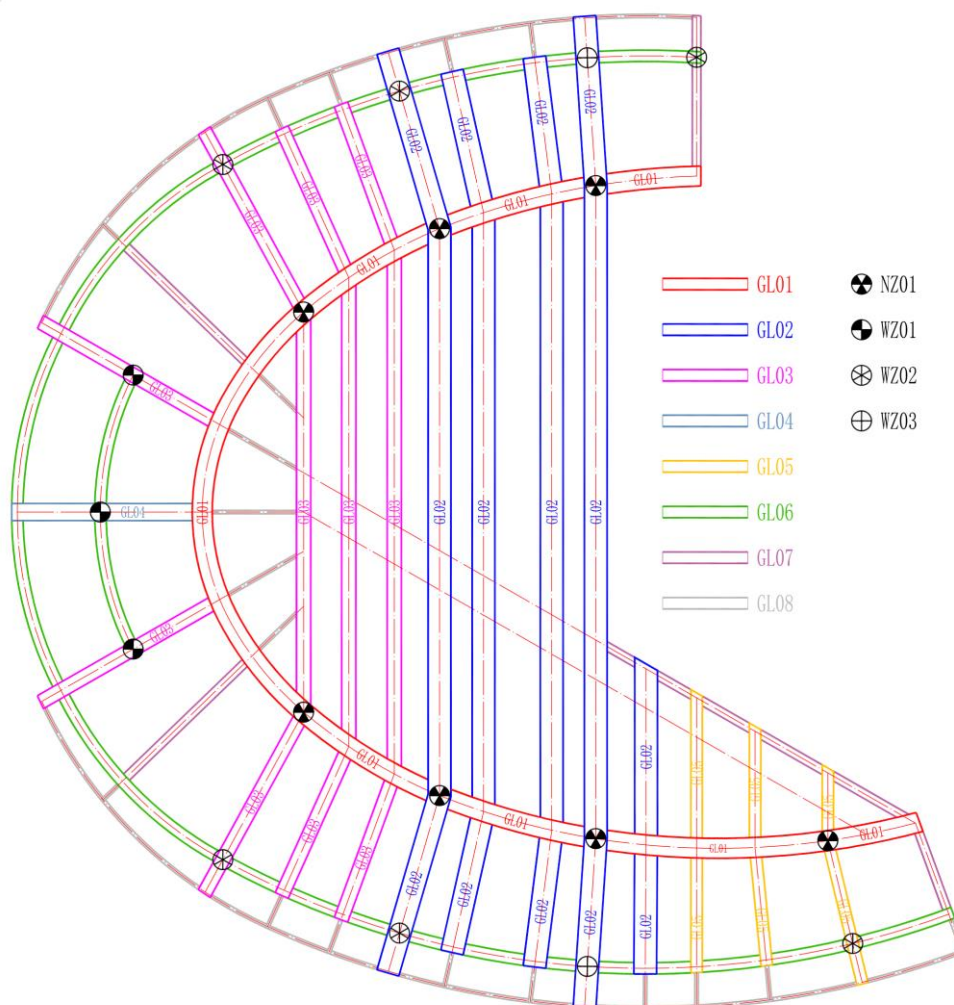
为减少主梁跨中弯矩值和柱上弯矩值，本方案采用在主梁间布置次梁方案，次梁在环梁外继续延伸，与主梁设计方法一致，通过环外荷载减少次梁跨中弯矩绝对值。根据方案二原则结构布置情况见下图，由主支撑柱、外围辅助柱支撑屋面结构，其中主承重柱 7 根，外围柱为倒 V 型布置，共 13 组。



方案二结构组成示意图

构件编号	截面规格	钢材牌号	备 注
GL01	F 3750×3500×30×55	Q420	箱型截面
GL02	F 3750×4000×20×55	Q420	箱型截面
GL03	F 3750×2500×20×50	Q420	箱型截面
GL04	F 3750×3000×20×40	Q420	箱型截面
GL05	F 3750×2000×20×40	Q420	箱型截面
GL06	F 3000×2000×20×30	Q355	箱型截面
GL07	F 3000×1500×20×30	Q355	箱型截面
GL08	F 1500×600×20×30	Q355	箱型截面
NZ01	P 2500×40 钢管混凝土柱	Q355	内灌 C50
WZ01	P 700×35 倒 V 形柱	Q355	

构件编号	截面规格	钢材牌号	备 注
WZ02	P 500×20 倒 V 形柱	Q355	
WZ03	P 500×20 倒 V 形柱	Q355	顶端释放竖向位移
箱型截面： F 截面高度×截面宽度×腹板厚度×翼缘厚度 圆钢管截面： P 直径×壁厚			



方案二结构构件布置图

屋面结构钢梁按全截面承载力验算结果如下：

GL01 (F 3750×3500×30×55)	钢梁编号	截面形状	截面尺寸(mm)			
			截面高度-H	截面宽度-B	腹板厚度-tw	翼缘厚度-tf
	GL01	箱形截面-F	3750	3500	30	55
	截面面积 A (mm ²)	截面惯性矩 (×10 ⁴ mm ⁴)		截面模量 (×10 ⁴ mm ³)		中和轴以上面积 矩(×10 ⁴ mm ³)
		I _x	I _y	W _x	W _y	
	603400.0	155534343	105047035	82952	60027	45501.6
	钢材牌号	翼缘截面厚度分 组	腹板屈满厚度分 组	钢材强度设计值		结构重要性系数
				f (MPa)	f _v (MPa)	
	Q420	>40, ≤63	>16, ≤40	320	205	1.10
	截面抗弯强度验算			截面抗剪强度计算		
		最大支座弯矩	最大跨中弯矩			最大支座剪力
	弯矩(kN*m)	187879.3	142667.4		剪力(kN)	34103.9
	应力(MPa)	249.14	189.19		剪应力(MPa)	182.91
	应力比	0.779	0.591		剪应力比	0.892

GL02 (F 3750×4000×20×55)	钢梁编号	截面形状	截面尺寸(mm)			
			截面高度-H	截面宽度-B	腹板厚度-tw	翼缘厚度-tf
	GL02	箱形截面-F	3750	4000	20	55
	截面面积 A (mm ²)	截面惯性矩 (×10 ⁴ mm ⁴)		截面模量 (×10 ⁴ mm ³)		中和轴以上面积 矩(×10 ⁴ mm ³)
		I _x	I _y	W _x	W _y	
	585600.0	166270548	116326208	88678	58163	47269.8
	钢材牌号	翼缘截面厚度分 组	腹板屈满厚度分 组	钢材强度设计值		结构重要性系数
				f (MPa)	f _v (MPa)	
	Q420	>40, ≤63	>16, ≤40	320	205	1.00
	截面抗弯强度验算			截面抗剪强度计算		
		最大支座弯矩	最大跨中弯矩			最大支座剪力
	弯矩(kN*m)	240811.2	209174.2		剪力(kN)	15519.9
	应力(MPa)	271.56	235.88		剪应力(MPa)	110.31
	应力比	0.849	0.737		剪应力比	0.538

GL03 (F 3750×2500×20×50)	钢梁编号	截面形状	截面尺寸(mm)			
			截面高度-H	截面宽度-B	腹板厚度-tw	翼缘厚度-tf
	GL03	箱形截面-F	3750	2500	20	50
	截面面积 A (mm ²)	截面惯性矩 (×10 ⁴ mm ⁴)		截面模量 (×10 ⁴ mm ³)		中和轴以上面积 矩(×10 ⁴ mm ³)
		I _x	I _y	W _x	W _y	
	396000.0	101776750	35470280	54281	28376	29786.3
	钢材牌号	翼缘截面厚度分 组	腹板屈满厚度分 组	钢材强度设计值		结构重要性系数
				f (MPa)	f _v (MPa)	
	Q420	>40, ≤63	>16, ≤40	320	205	1.00
	截面抗弯强度验算			截面抗剪强度计算		
		最大支座弯矩	最大跨中弯矩			最大支座剪力
	弯矩(kN*m)	143447.4	109486.5		剪力(kN)	10440.5
	应力(MPa)	264.27	201.70		剪应力(MPa)	76.39
	应力比	0.826	0.630		剪应力比	0.373

GL04 (F 3750×3000×20×40)	钢梁编号	截面形状	截面尺寸(mm)			
			截面高度-H	截面宽度-B	腹板厚度-tw	翼缘厚度-tf
	GL04	箱形截面-F	3750	3000	20	40
	截面面积 A (mm ²)	截面惯性矩 (×10 ⁴ mm ⁴)		截面模量 (×10 ⁴ mm ³)		中和轴以上面积 矩(×10 ⁴ mm ³)
		I _x	I _y	W _x	W _y	
	386800.0	99064754	50591557	52835	33728	28994.5
	钢材牌号	翼缘截面厚度分 组	腹板屈满厚度分 组	钢材强度设计值		结构重要性系数
				f (MPa)	f _v (MPa)	
	Q420	>40, ≤63	>16, ≤40	320	205	1.10
	截面抗弯强度验算			截面抗剪强度计算		
		最大支座弯矩	最大跨中弯矩			最大支座剪力
	弯矩(kN*m)	112497.6	32737.5		剪力(kN)	10501.0
	应力(MPa)	234.22	68.16		剪应力(MPa)	84.52
	应力比	0.732	0.213		剪应力比	0.412

GL05 (F 3750×2000×20×50)	钢梁编号	截面形状	截面尺寸(mm)			
			截面高度-H	截面宽度-B	腹板厚度-tw	翼缘厚度-tf
	GL05	箱形截面-F	3750	2000	20	50
	截面面积 A (mm ²)	截面惯性矩 (×10 ⁴ mm ⁴)		截面模量 (×10 ⁴ mm ³)		中和轴以上面积 矩(×10 ⁴ mm ³)
		I _x	I _y	W _x	W _y	
	346000.0	84663208	20976613	45154	20977	25161.3
	钢材牌号	翼缘截面厚度分 组	腹板屈满厚度分 组	钢材强度设计值		结构重要性系数
				f (MPa)	f _v (MPa)	
	Q420	>16, ≤40	>16, ≤40	355	205	1.10
	截面抗弯强度验算			截面抗剪强度计算		
		最大支座弯矩	最大跨中弯矩			最大支座剪力
	弯矩(kN*m)	108629.1	0		剪力(kN)	8961.5
	应力(MPa)	264.63	0.00		剪应力(MPa)	73.24
	应力比	0.745	0.000		剪应力比	0.357

GL06 (F 3000×2000×20×30)	钢梁编号	截面形状	截面尺寸(mm)			
			截面高度-H	截面宽度-B	腹板厚度-tw	翼缘厚度-tf
	GL06	箱形截面-F	3000	2000	20	30
	截面面积 A (mm ²)	截面惯性矩 (×10 ⁴ mm ⁴)		截面模量 (×10 ⁴ mm ³)		中和轴以上面积 矩(×10 ⁴ mm ³)
		I _x	I _y	W _x	W _y	
	237600.0	34934328	15526368	23290	15526	13231.8
	钢材牌号	翼缘截面厚度分 组	腹板屈满厚度分 组	钢材强度设计值		结构重要性系数
				f (MPa)	f _v (MPa)	
	Q355	>16, ≤40	>16, ≤40	295	170	1.10
	截面抗弯强度验算			截面抗剪强度计算		
		最大支座弯矩	最大跨中弯矩			最大支座剪力
	弯矩(kN*m)	34650.2	29175.7		剪力(kN)	5388.0
	应力(MPa)	163.66	137.80		剪应力(MPa)	56.12
	应力比	0.555	0.467		剪应力比	0.330

GL07 (F 3000×1500×20×30)	钢梁编号	截面形状	截面尺寸(mm)			
			截面高度-H	截面宽度-B	腹板厚度-tw	翼缘厚度-tf
	GL07	箱形截面-F	3000	1500	20	30
	截面面积 A (mm ²)	截面惯性矩 (×10 ⁴ mm ⁴)		截面模量 (×10 ⁴ mm ³)		中和轴以上面积 矩(×10 ⁴ mm ³)
		I _x	I _y	W _x	W _y	
	207600.0	28318428	8127668	18879	10837	11004.3
	钢材牌号	翼缘截面厚度分 组	腹板屈满厚度分 组	钢材强度设计值		结构重要性系数
				f (MPa)	f _v (MPa)	
	Q355	>16, ≤40	>16, ≤40	295	170	1.10
	截面抗弯强度验算			截面抗剪强度计算		
	最大支座弯矩		最大跨中弯矩	最大支座剪力		
	弯矩(kN*m)	43820.4	23788.2	剪力(kN)	5670.2	
	应力(MPa)	255.32	138.60	剪应力(MPa)	60.59	
	应力比	0.866	0.470	剪应力比	0.356	

GL08 (F 1500×600×20×30)	钢梁编号	截面形状	截面尺寸(mm)			
			截面高度-H	截面宽度-B	腹板厚度-tw	翼缘厚度-tf
	GL08	箱形截面-F	1500	600	20	30
	截面面积 A (mm ²)	截面惯性矩 (×10 ⁴ mm ⁴)		截面模量 (×10 ⁴ mm ³)		中和轴以上面积 矩(×10 ⁴ mm ³)
		I _x	I _y	W _x	W _y	
	93600.0	2940408	592608	3921	1975	2359.8
	钢材牌号	翼缘截面厚度分 组	腹板屈满厚度分 组	钢材强度设计值		结构重要性系数
				f (MPa)	f _v (MPa)	
	Q355	>16, ≤40	>16, ≤40	295	170	1.10
	截面抗弯强度验算			截面抗剪强度计算		
	最大支座弯矩		最大跨中弯矩	最大支座剪力		
	弯矩(kN*m)	10310.5	4018.0	剪力(kN)	2362.2	
	应力(MPa)	289.29	112.73	剪应力(MPa)	52.13	
	应力比	0.981	0.382	剪应力比	0.307	

上述构件承载力验算按全截面假定原则计算，由于本工程梁结构采用巨型箱型截面钢梁，在建筑结构设计缺少类似案例，因此需参考公路桥梁结构形式设计，钢结构混凝土组合桥梁的设计主要参考下列规范：

- 1、《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64-2015)，简称规范 1；
 - 2、《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64-01-2015)，简称规范 2；
 - 3、《钢-混凝土组合桥梁设计规范》(GB 50917-2013)，简称规范 3。
- 上述规范中对混凝土楼面厚度构造方面要求是，规范 3 中 8.1.1 要求

不宜小于 180mm。考虑建筑与桥梁差别，桥梁楼面需满足车辆荷载使用要求，与建筑演出荷载使用要求存在差异，因此本方案选择楼板厚度为 150 mm。从组合桥梁效果分析，楼板板厚增加有利于截面特性需求，楼板板厚减少有利于荷载减轻，从工程实际出发，方案倾向于楼板板厚减少，采用高强度混凝土，配筋采用双层双向布置。

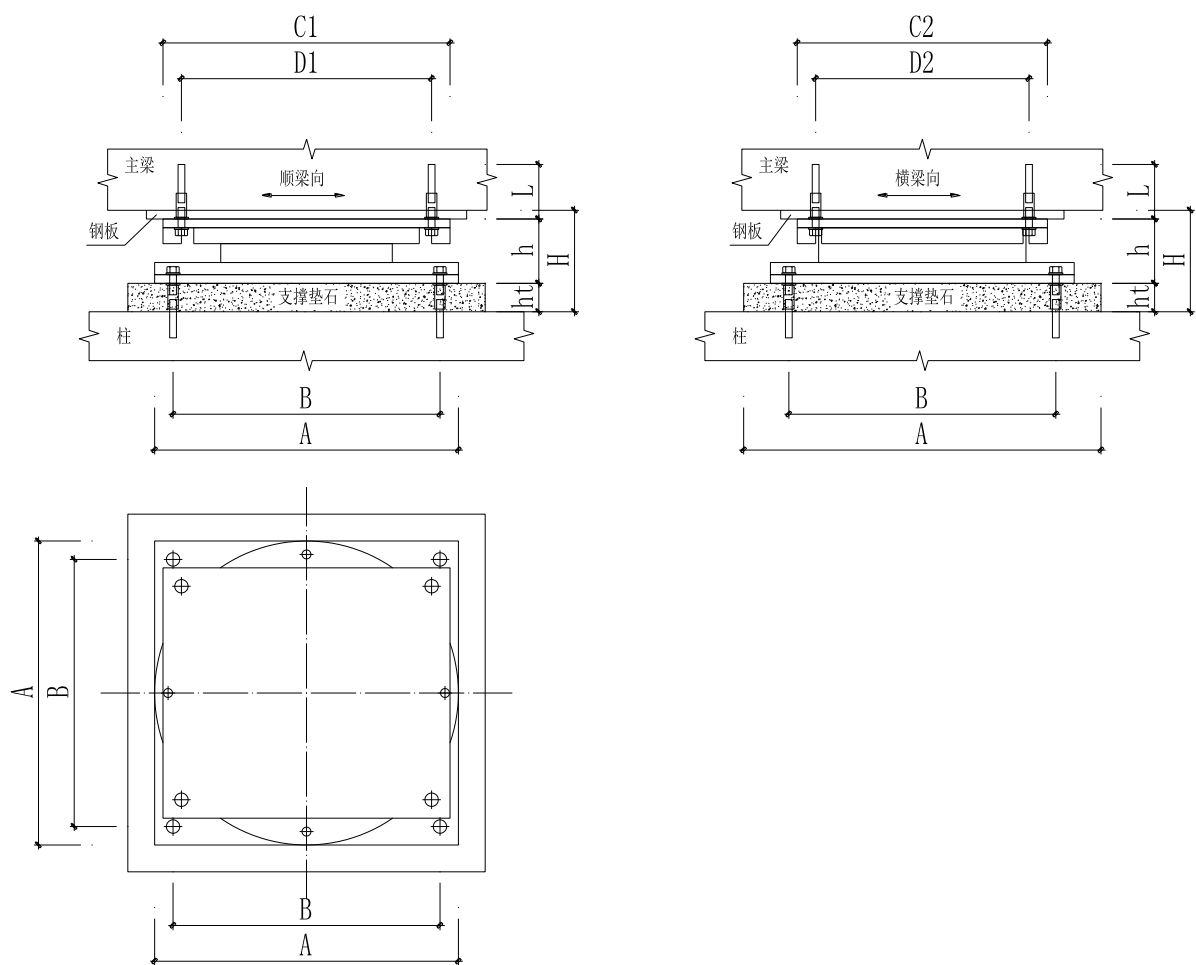
桥梁规范对于简支梁结构，混凝土楼面面板计算宽度一般为跨径的 1/6，且不大于宽度（梁间距），参见规范 1 中附录 F、规范 2 中 5.3.2。本方案中，主次梁间距不大，混凝土楼板对组合梁刚度贡献低于一般桥梁水平。

由于钢结构翼缘宽厚大，设计需考虑剪力滞后和局部稳定的影响，受压翼缘应考虑有效宽度，相关计算要求参见规范 1 中 5.1.8 及 5.1.9，本项目初步计算剪力滞影响的折减系数结果如下（以最大跨度主梁为例）：

悬挑梁—考虑剪力滞截面折减系数			
项目	第一跨	第二跨	第三跨
跨度 L_i (m)	29.770	114.590	29.770
1/2腹板间距 b_i (m)	2.000	2.000	2.000
等效跨径 l_i (m)	59.540	68.754	59.540
b_i/l_i	0.034	0.029	0.034
	<0.05	<0.05	<0.05
折减系数	1.00	1.00	1.00

连续梁—考虑剪力滞截面折减系数					
项目	第一跨	支座一	第二跨	支座2	第三跨
跨度 L_i (m)	25.140	——	99.480	——	25.140
1/2腹板间距 b_i (m)	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000
等效跨径 l_i (m)	20.112	24.924	59.688	24.924	20.112
b_i/l_i	0.099	0.080	0.034	0.080	0.099
	>0.05	>0.02	<0.05	>0.02	>0.05
折减系数	0.901	0.832	1.000	0.832	0.901

本方案中梁与主承重柱连接采用摩擦摆式减隔震支座，支座形式是参考《公路桥梁多级水平力球型支座》JT/T873-2013、《公路桥梁摩擦摆式减隔震支座》JT/T852-2013，两本规范支座规格系列中承受的竖向荷载设计最大值为 60000kN。桥梁设计中，大部分桥梁为沿桥跨方向单向滑动，在柱上可多个同类型支座均匀分散竖向力。本工程因环梁与主梁共同作用，表现为双向滑动特点，如设多个支座，会造成各支座承担竖向力不均匀情况，除增加分析难度外，还增加主支撑柱设计难度，因此本方案采用单支座连接方式，这样设置带来支座竖向荷载集中结果，结构分析显示最大竖向荷载设计值为 85000kN，所需支座规格型号已超出规范建议数值，因此支座参数表仅供参考，支座尺寸及型号应根据本工程实际情况进行专门研究、设计、生产并试验，满足设计要求后用于工程使用。



滑动支座形式

支座尺寸参数表										
型号	截面尺寸 (mm)						套筒直径	套筒杆组合长度 L	支座垫石高度 ht	支座总高度 H
	A	B	C1	D1	C2	D2				
JZQZ-85000/8500-ZX -Z150/H50-e200-5s	1600	1300	1510	1210	1510	1210	215	700	300	700

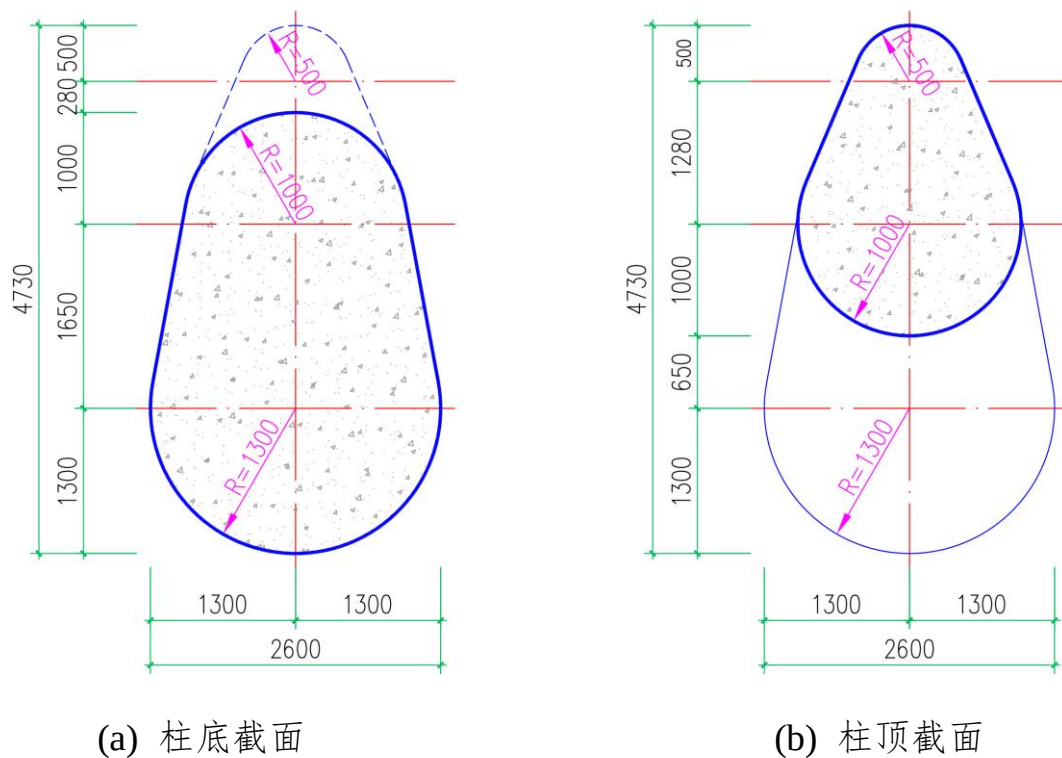
上表为是参考竖向荷载设计最大值为 60000kN 规范数据所写，应注意其尺寸与主承重柱尺寸关系，支座本身可安装于柱上，但支座在使用

期间，有检修更换要求，因此设计阶段需考虑后期更换等一系列工程实际要求及结构内力变化要求。

4.7.1.4 整体分析结果

4.7.1.5 主支撑柱设计

7 根主支撑柱是本工程最重要的构件，建筑方案为异形柱，从上部小截面逐步变化为下部大截面，且各向变化不均匀，截面尺寸见下图。本次结构方案暂按等截面钢管混凝土柱考虑，后续需根据实际设计情况按变截面柱进行针对性分析。



建筑方案主支撑柱截面示意图

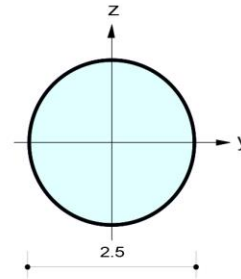
从建筑尺寸可以得出柱上下截面共有形状为直径 2.0 米，底部纵横两方向尺寸大于 2.5 米，考虑主承重控制截面为底部，方案简化计算是按照柱高范围为等截面直径 2.5m 圆柱进行分析，柱中心位于环梁与主梁

轴线交叉点处。按照方案荷载情况及地震作用提高标准分析，直径 2.0m 圆柱需采用超过 60 厚钢板。

主支撑柱按照钢管混凝土柱，钢管直径 2500mm，壁厚 40mm，内灌 C50 混凝土，柱顶设置滑动支座支撑屋面结构。在不考虑支座位移情况下及初始误差，主支撑柱承载力验算结果如下：

1. 设计条件

设计规范 : JGJ138-01 (by CECS28-90)
 单位体系 : kn, m
 单元号 : 3940
 材料 : Q345 (号:301)
 截面 : ZZ-2500 (号:7101)
 构件长度 : 13.0000
 是否填充混凝土 = 填充



2. 截面内力

轴力 $F_{xx} = 64051.0$ (LCB: 17, POS:J)
 弯矩 $M_y = 75816.5, M_z = 95855.8$
 端部弯矩 $M_{yi} = 0.00000, M_{yj} = 26230.0$ (for Lb)
 $M_{yi} = 0.00000, M_{yj} = 26230.0$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.00000, M_{zj} = 46269.3$ (for Lz)
 剪力 $F_{yy} = 1368.65$ (LCB: 37, POS:1/2)
 $F_{zz} = 736.268$ (LCB: 37, POS:1/2)

混凝土截面

类型 = 填充型截面 ($F_c = 50000$)
 $D_c = 2.42000$
 面积(A_c) = 4.59961

钢材截面

截面名称 = ZZ-2500 ($F_y = 335000$)
 外径 = 2.50000 壁厚 = 0.04000
 面积(A_a) = 0.30913

主筋
无

箍筋
无

3. 设计参数

偏心距增大系数 $E_{tay} = 2.40, E_{taz} = 1.86$
 有效长度系数 $K_y = 4.39, K_z = 4.39$
 计算长度 $L_y = 13.0000, L_z = 13.0000, L_u = 13.0000$

4. 容许应力

钢材 $f_a = 308200$
 混凝土 $f_c = 23100.0$
 钢筋 $f_y = 360000, f_{yv} = 360000$

5. 承载力验算结果

长细比: $KL/r = 65.7 < 200.0$ O.K

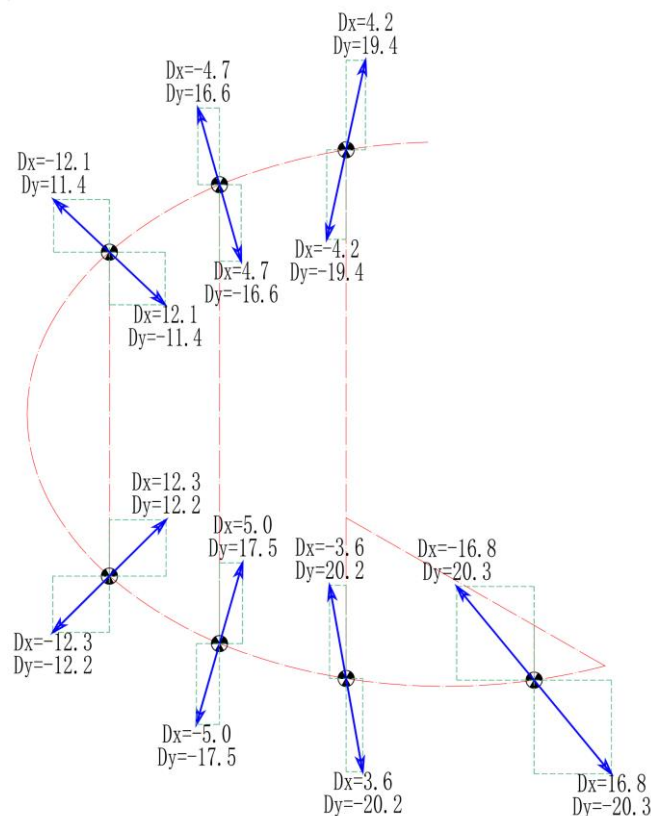
承载力验算结果

轴力 $N/N_{ry} = 64051 / 105809 = 0.605 < 1.000$ O.K
 $N/N_{rz} = 64051.0 / 90522.0 = 0.708 < 1.000$ O.K

主承重柱在使用期间可能出现的荷载情况：

- 1、 在正常使用情况下，环梁与主梁轴线交叉点与柱中心重合；
- 2、 施工期间环梁与主梁轴线交叉点与柱中心存在初始偏移；
- 3、 在温度作用下，环梁与主梁轴线交叉点偏离柱中心一定距离；
- 4、 在地震作用下，柱承担地震水平作用，同时环梁与主梁轴线交叉点可能偏离柱中心一定距离；
- 5、 钢梁与柱连接用支座更换期间，钢梁通过临时支撑结构与柱相连，柱顶荷载分布情况。

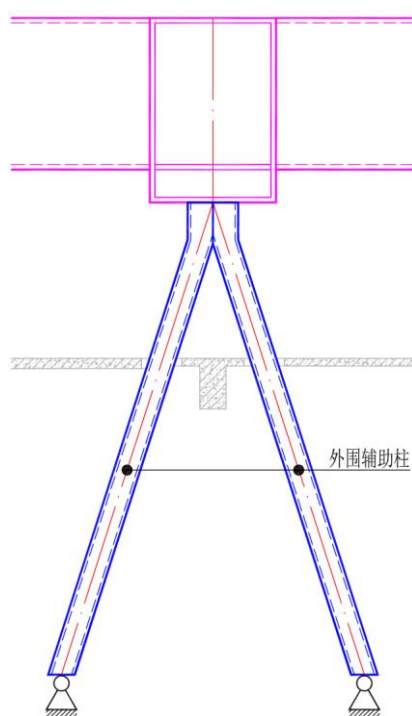
以温度作用为例，梁与支撑柱顶连接采用滑动支座，在温度作用下结构热胀冷缩产生的内力，会造成支座位移，支座滑动方向需按温度作用下柱顶节点水平变形方向确定，方案分析支座在预设温差下，最大位移分析结果如下图。



主支撑柱顶滑动支座在温度作用下位移

4.7.1.6 外围柱设计

外围辅助支撑柱共 13 组，采用两根钢管组成的倒 V 形钢管柱，外围辅助柱立面见下图。



外围柱立面示意图

外围辅助柱在正常使用状态下轴力为受压状态，其同时承担地震作用下扭转效应，根据内力情况和连接方式分为三类：

- 1、 编号 WZ01，共 3 组布置在北侧原体育场看台场内侧边缘处，因地震扭转效应，结构分析显示地震作用下，扭转效应产生内力大，采用钢管混凝土构件；
- 2、 编号 WZ02， 共 8 组布置在东西两侧原体育场看台位置中，需对原结构拆除楼板，留出外围柱使用空间；
- 3、 编号 WZ03，共 2 组布置在东西两侧原体育场看台位置中，为

最大跨主梁悬挑端防倒塌用支撑柱，不与主体结构连接，不参与主体结构分析。

根据受力特点和节点位移变化，前两类 WZ01、WZ02 外围柱建议沿主梁方向为上下铰接节点，后一类 WZ03 外围柱为自承重结构，上部不与主体结构相连，下部应固接于基础上。

WZ01 承载力验算结果如下：

一、基本信息 (单位: N,mm)

材料名称: 1:Q345

$f = 295$, $f_y = 335$

$f_v = 170$, $f_u = 470$, $E_s = 2.0600e+005$

截面形状: 管型截面

截面特性值:

$D = 700.000$, $t_w = 35.000$

$Area = 7.3121e+004$, $I_{yy} = 4.0532e+009$, $I_{zz} = 4.0532e+009$, $i_y = 235.438$, $i_z = 235.438$

构件类型: 支撑

净截面调整系数: $c = 1.00$

构件长度: $l = 1.3309e+004$

构件计算长度系数: $\mu_y = 1.000$ $\mu_z = 1.000$

构件计算长度: $l_{0y} = 1.3309e+004$ $l_{0z} = 1.3309e+004$

二、长细比验算

对于多层钢结构, 非抗震时, 中心支撑构件长细比限值取 $[\lambda] = 200.000$

$\lambda_y = l_{0y} / i_y = 1.3309e+004 / 235.438 = 56.530$

$\lambda_z = l_{0z} / i_z = 1.3309e+004 / 235.438 = 56.530$

$\lambda_{\max} = \max\{\lambda_y, \lambda_z\} = \max\{56.530, 56.530\} = 56.530 \leq [\lambda] = 200.000$, 满足规范要求。

三、板件宽厚比验算

根据规范 JGJ99-2015 第 7.5.3 条, 圆管型支撑构件径厚比限值: $[D/t_w] = 29.463$

径厚比: $[D/t_w] = 20.000 < 29.463$, 满足规范要求

四、内力验算 (单位: N, mm)

4.1 强度验算

内力: $N = -1.4592e+007$, $M_y = 4.1673e+007$, $M_z = -9.829e-010$ (sLCB1, 2/4 端)

非抗震组合: $\gamma_0 = 1.10$

受力类型: 压弯

根据规范 GB50017-17 公式 8.1.1-2:

$A_n = c * A = 7.3121e+004$

$W_n = I_n / (D/2) = 1.1580e+007$

$\gamma_m = 1.00$

$\sigma = N/A_n + \sqrt{(M_y^2 + M_z^2)} / (\gamma_z W_{nz}) = 223.472 \leq f = 295$, 满足规范要求!

4.2 稳定性验算

稳定验算:

内力: $N = -1.4649e+007$ (sLCB1, l 端)

非抗震组合: $\gamma_0 = 1.10$

受力类型: 轴心受压

根据规范 GB50017-17 公式 7.2.1:

$\lambda_{\max} = 56.530$, 查附录 D 表得: $\phi = 0.765$

$f = 295.000$

$N / (\phi A_f) = 0.98 \leq 1.0$, 满足规范要求!

WZ02 承载力验算结果如下:

一、基本信息 (单位: N,mm)

材料名称: 1:Q345

$f = 295$, $f_y = 335$

$f_v = 170$, $f_u = 470$, $E_s = 2.0600e+005$

截面形状: 管型截面

截面特性值:

$D = 500.000$, $t_w = 20.000$

$Area = 3.0159e+004$, $I_{yy} = 8.7010e+008$, $I_{zz} = 8.7010e+008$, $i_y = 169.853$, $i_z = 169.853$

构件类型: 支撑

净截面调整系数: $c = 1.00$

构件长度: $l = 1.3277e+004$

构件计算长度系数: $\mu_y = 1.000$ $\mu_z = 1.000$

构件计算长度: $l_{0y} = 1.3277e+004$ $l_{0z} = 1.3277e+004$

二、长细比验算

对于多层钢结构, 非抗震时, 中心支撑构件长细比限值取 $[\lambda] = 200.000$

$\lambda_y = l_{0y} / i_y = 1.3277e+004 / 169.853 = 78.168$

$\lambda_z = l_{0z} / i_z = 1.3277e+004 / 169.853 = 78.168$

$\lambda_{\max} = \max\{\lambda_y, \lambda_z\} = \max\{78.168, 78.168\} = 78.168 \leq [\lambda] = 200.000$, 满足规范要求。

三、板件宽厚比验算

根据规范 JGJ99-2015 第 7.5.3 条, 圆管型支撑构件径厚比限值: $[D/t_w] = 29.463$

径厚比: $[D/t_w] = 25.000 < 29.463$, 满足规范要求

四、内力验算 (单位: N, mm)

4.1 强度验算

内力: $N = -4.5518e+006$, $M_y = 1.6218e+007$, $M_z = -2.360e-009$ (sLCB1, 2/4 端)

非抗震组合: $\gamma_0 = 1.10$

受力类型: 压弯

根据规范 GB50017-17 公式 8.1.1-2:

$A_n = c * A = 3.0159e+004$

$W_n = I_n / (D/2) = 3.4804e+006$

$\gamma_m = 1.00$

$\sigma = N/A_n + \sqrt{(M_y^2 + M_z^2) / (\gamma_z W_{nz})} = 171.145 \leq f = 295$, 满足规范要求!

4.2 稳定性验算

稳定验算:

内力: $N = -4.5754e+006$ (sLCB1, l 端)

非抗震组合: $\gamma_0 = 1.10$

受力类型: 轴心受压

根据规范 GB50017-17 公式 7.2.1:

$\lambda_{\max} = 78.168$, 查附录 D 表得: $\phi = 0.599$

$f = 295.000$

$N / (\phi A_f) = 0.94 \leq 1.0$, 满足规范要求!

4.7.1.7 地基基础设计

本工程柱底竖向反力标准值（1.0 恒+1.0 活）见图 4.7-1。

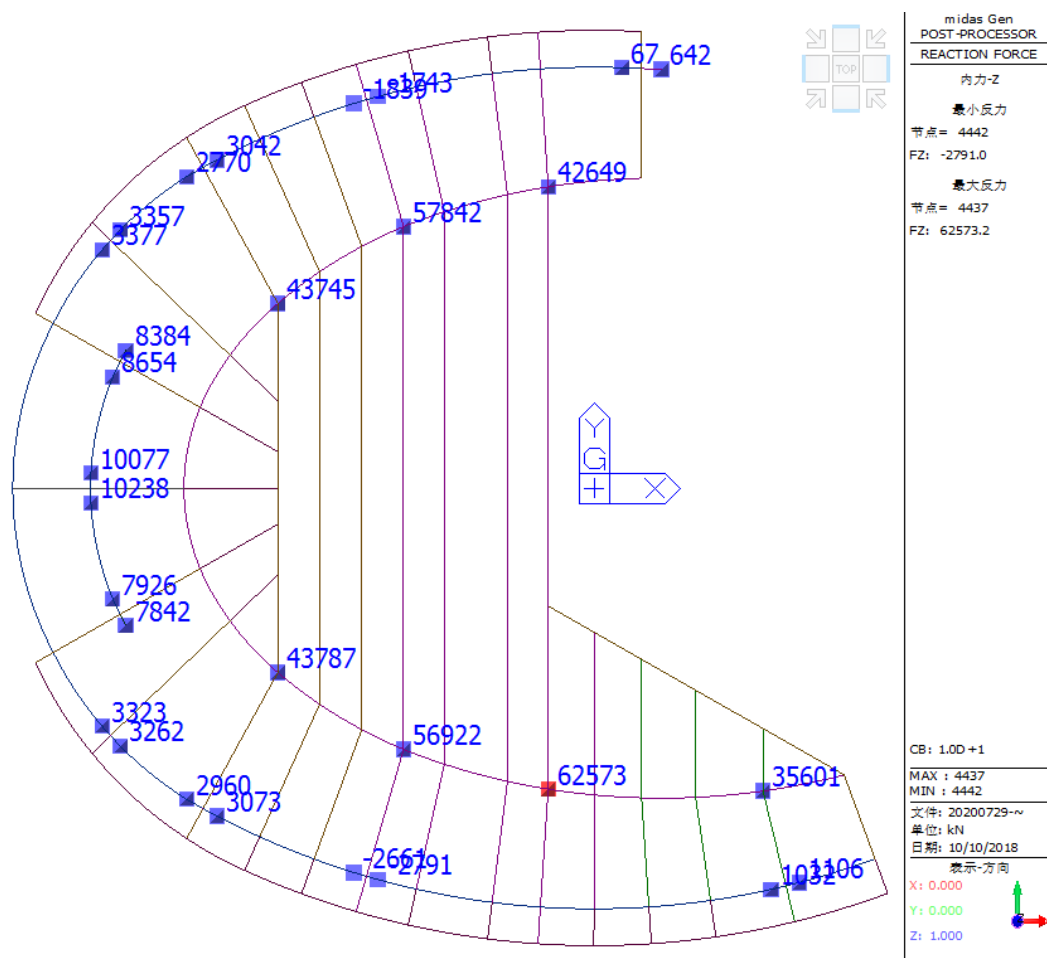


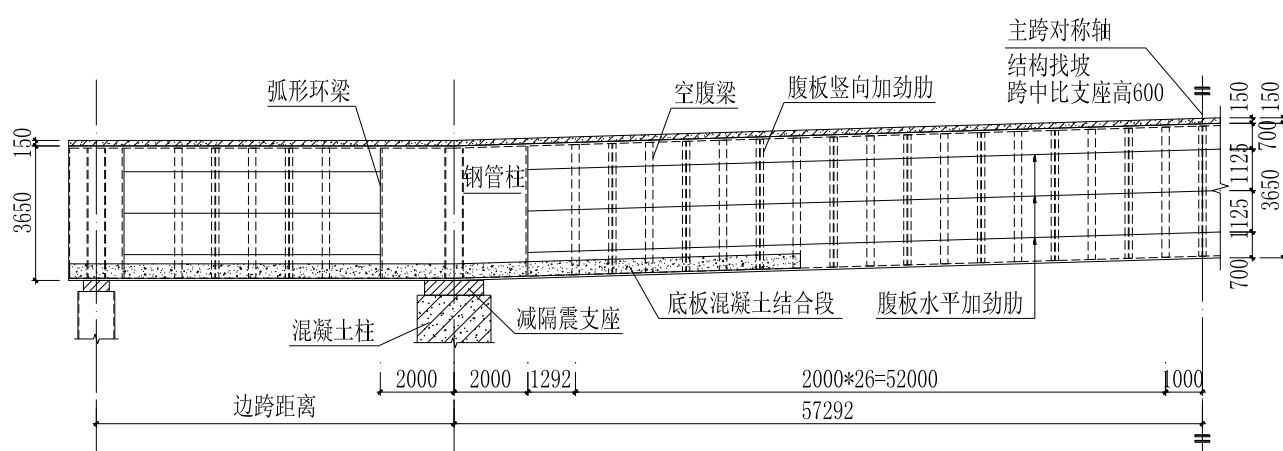
图 4.7-1 柱底竖向反力标准值（1.0 恒+1.0 活）

本方案根据工程特点及柱底反力情况采用桩基础，由于方案阶段暂无拟建场地地质勘察报告，因此暂以假定地质条件进行地基基础设计。假定桩周土为黏性土，根据《建筑桩基技术规范》，取桩的极限侧阻力标准值 $q_{sk}=62\text{kPa}$ ，极限端阻力标准值 $q_{pk}=1000\text{kPa}$ 。假定桩长为 80m，初步估算，当采用桩径为 1.0m 的钻孔灌注桩，单桩竖向承载力特征值 $R=7800\text{kN}$ ；当采用桩径为 1.2m 的钻孔灌注桩，单桩属性承载力特征值 $R=9100\text{kN}$ 。部分外围辅助柱柱底存在拉力，拟采用抗拔桩平衡柱底拉力，

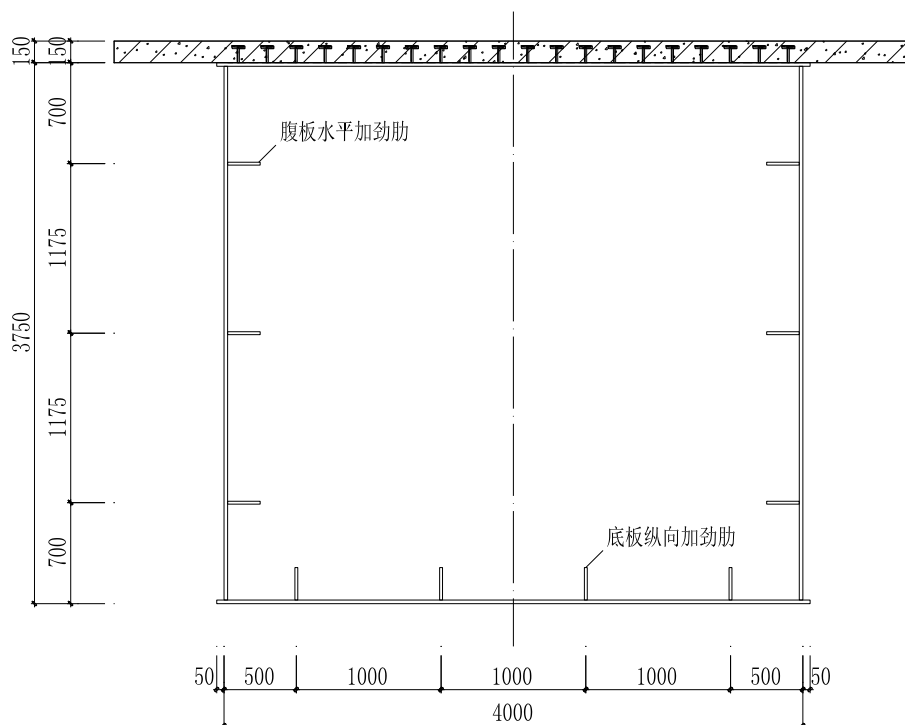
假定抗拔桩有效桩长为 50m, 初步估算, 当采用直径为 0.8m 钻孔灌注桩, 单桩竖向抗拔承载力特征值 $T=3150\text{kN}$ 。

按上述假定估算, 如采用桩径为 1.0m 钻孔灌注桩, 最大柱底压力处所需桩数 $n=62600/7800\approx 9$ 桩; 如采用桩径为 1.2m 钻孔灌注桩, 最大柱底压力处所需桩数 $n=62600/9100\approx 8$ 桩。最大柱底拉力处所需抗拔桩数 $n=2791/3150\approx 1$ 桩。

4.7.1.8 巨型钢梁方案



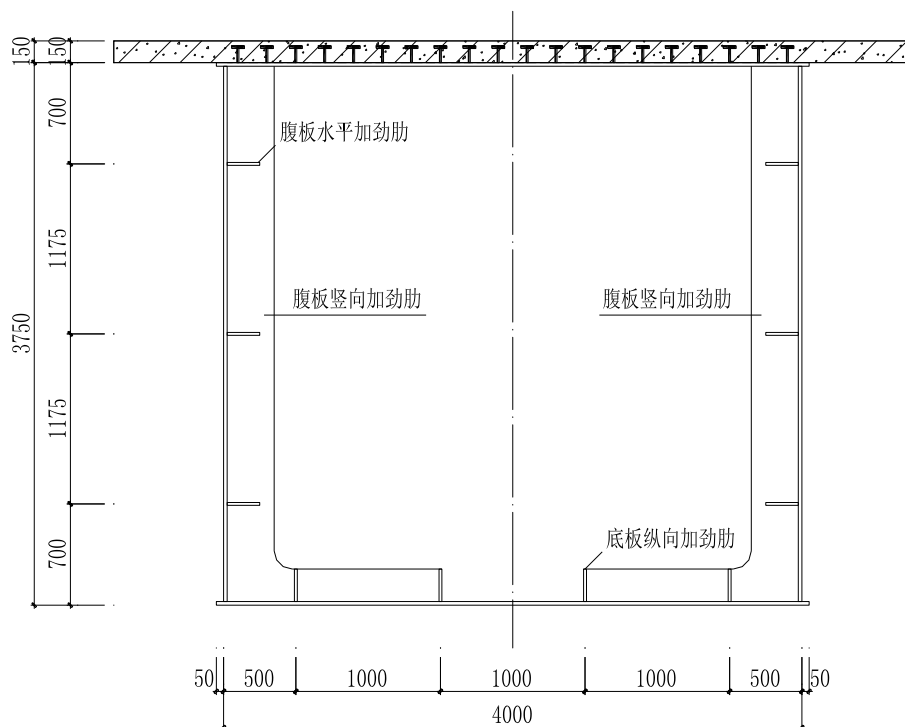
主梁立面示意图



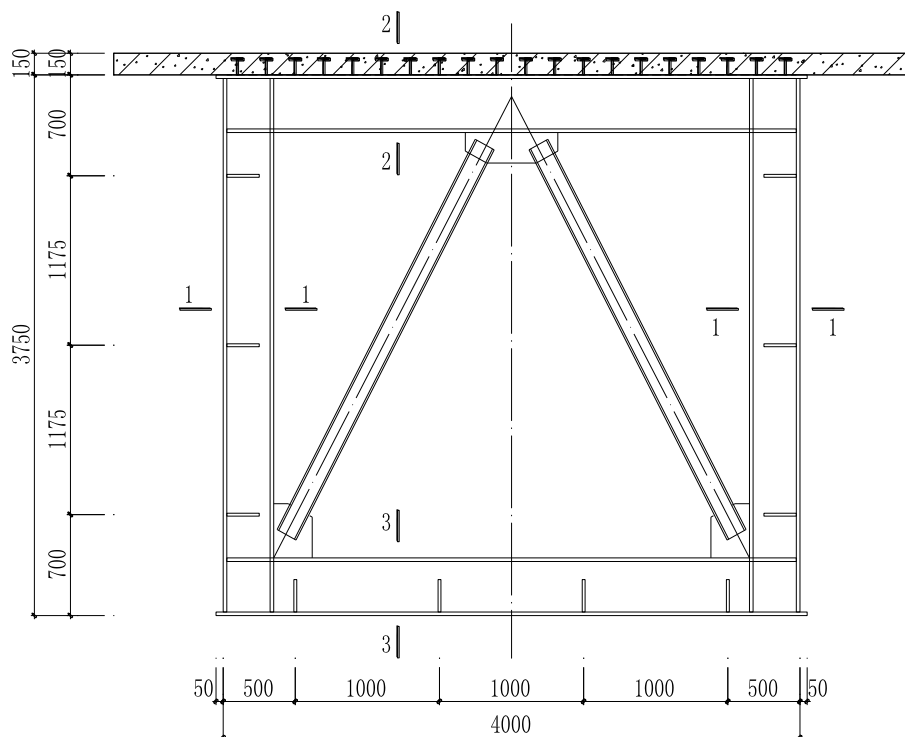
主梁剖面图 (一)



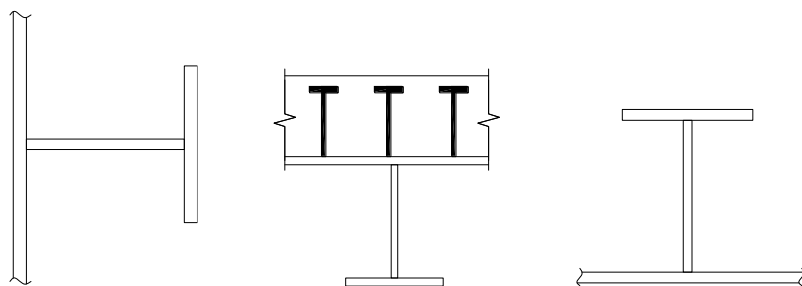
主梁腹板水平加劲肋、底板纵向加劲肋示意图



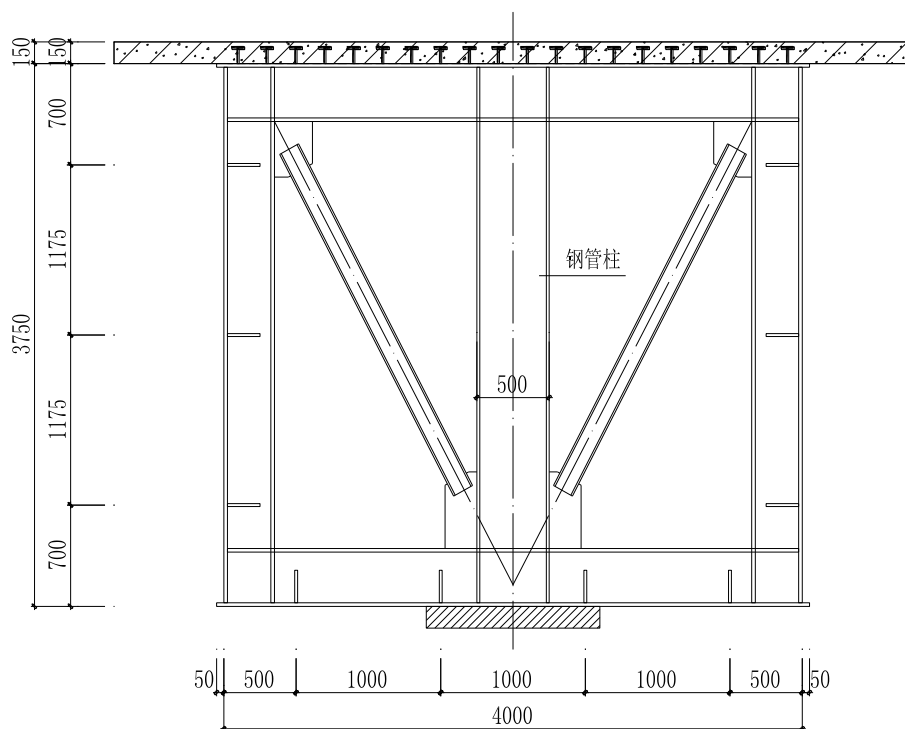
主梁剖面图二



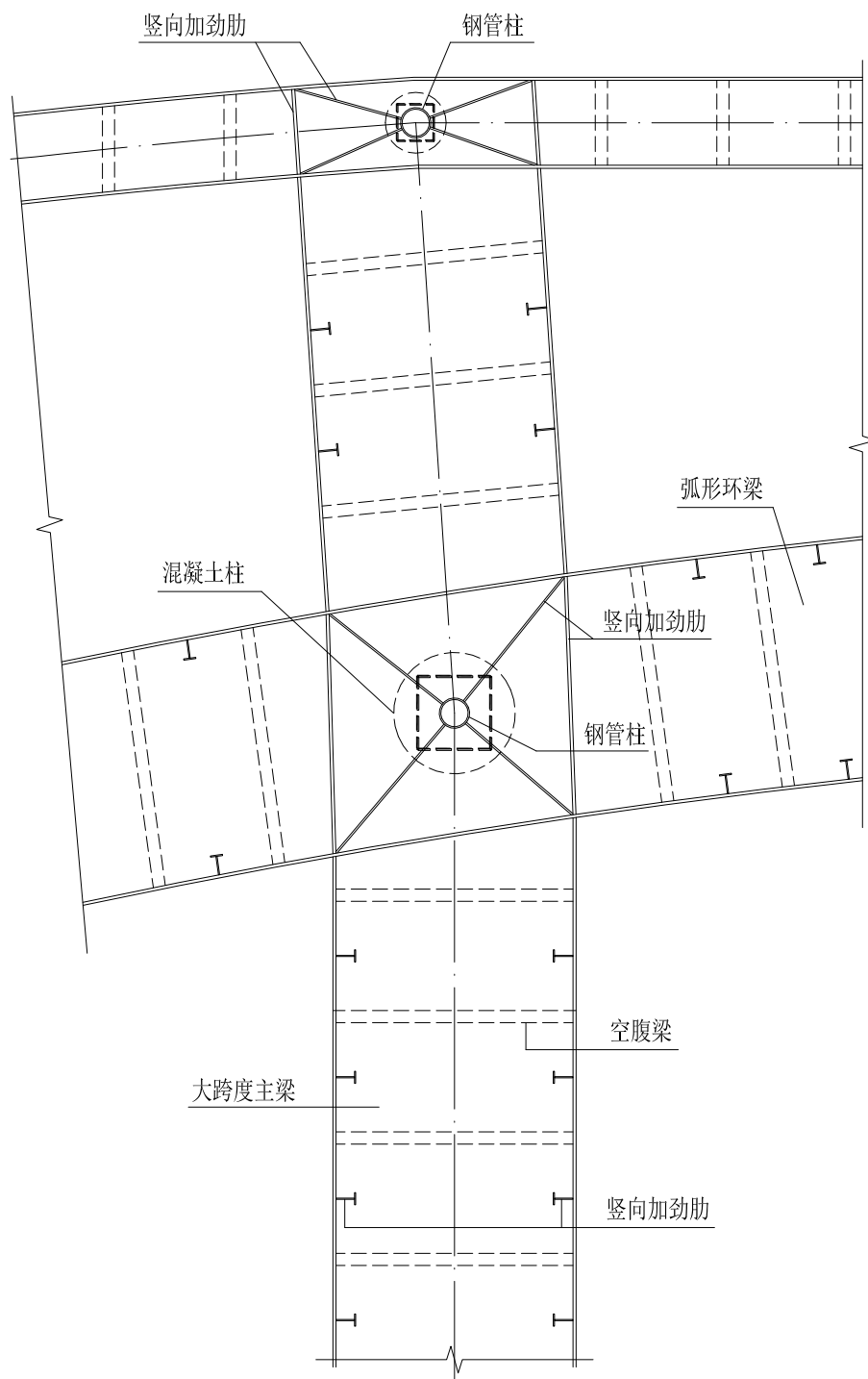
主梁剖面图三（用于空腹梁处）



1-1、2-2、3-3 剖面示意



主梁剖面图四（用于支座处）



主梁与环梁相交平面示意图

4.7.1.10 结构分析结果

1、结构基本震动特性

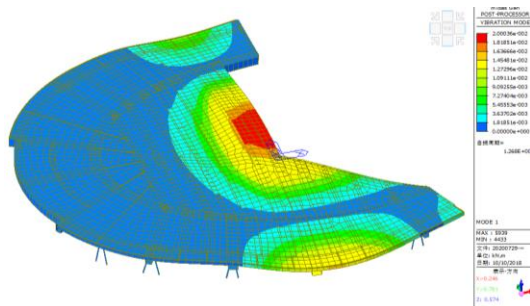
结构基本震动周期

模态号	频率		周期	容许	备注
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	误差	
1	4.9562	0.7888	1.2677	0.00	竖向一阶
2	6.2283	0.9913	1.0088	0.00	Y 向平动
3	6.3297	1.0074	0.9926	0.00	X 向平动
4	7.5693	1.2047	0.8301	0.00	
5	7.8417	1.2481	0.8012	0.00	扭转一阶
6	8.9847	1.4300	0.6993	0.00	
7	9.3098	1.4817	0.6749	0.00	
8	9.7096	1.5453	0.6471	0.00	
9	10.4428	1.6620	0.6017	0.00	

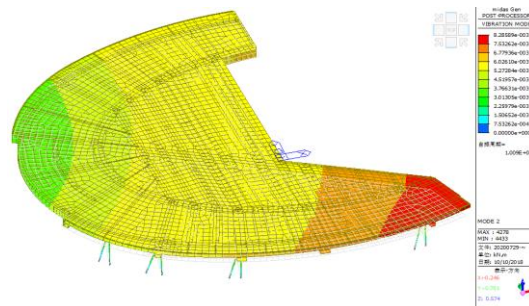
振型参与质量

模态号	TRAN-X (%)		TRAN-Y (%)		TRAN-Z (%)		ROTN-X (%)		ROTN-Y (%)		ROTN-Z (%)	
	质量	合计	质量	合计	质量	合计	质量	合计	质量	合计	质量	合计
1	0.0	0.0	0.0	0.0	7.5	7.5	0.4	0.4	2.6	2.6	0.0	0.0
2	12.4	12.4	78.6	78.6	0.0	7.5	0.0	0.4	0.0	2.6	9.0	9.0
3	86.9	99.3	13.0	91.6	0.0	7.5	0.0	0.4	0.0	2.6	0.1	9.1
4	0.0	99.3	0.0	91.6	8.1	15.5	0.0	0.4	0.1	2.7	0.0	9.1
5	0.7	99.9	8.4	100.0	0.0	15.6	0.0	0.4	0.0	2.7	90.8	100.0
6	0.0	99.9	0.0	100.0	0.1	15.6	2.2	2.5	0.5	3.1	0.0	100.0
7	0.0	99.9	0.0	100.0	1.4	17.0	0.1	2.7	0.3	3.5	0.0	100.0
8	0.0	99.9	0.0	100.0	2.4	19.4	2.4	5.1	0.0	3.5	0.0	100.0

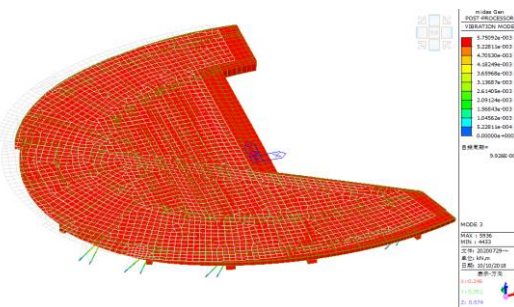
模 态 号	TRAN-X (%)		TRAN-Y (%)		TRAN-Z (%)		ROTN-X (%)		ROTN-Y (%)		ROTN-Z (%)	
	质量	合计	质量	合计	质量	合计	质量	合计	质量	合计	质量	合计
9	0.0	99.9	0.0	100.0	0.9	20.2	2.5	7.6	3.4	7.0	0.0	100.0



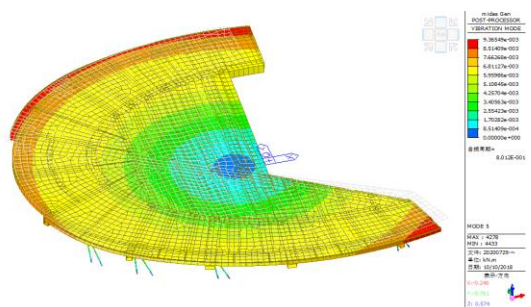
(a) 第一模态—竖向一阶



(b) 第二模态—Y 向平动



(c) 第三模态—X 向平动

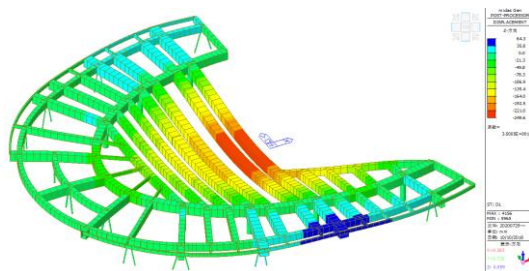


(d) 第五模态—扭转一阶

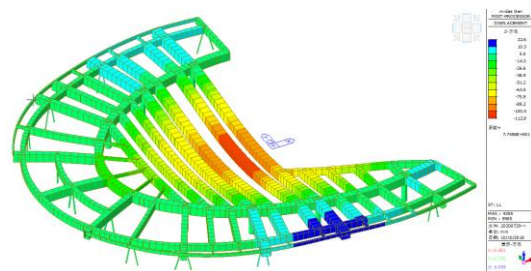
结构主要振型

B、结构竖向位移

恒荷载作用下结构最大竖向位移为 249.6mm，挠度为 1/447。活荷载作用下结构最大竖向位移为 112.8mm，挠度为 1/990。



(a) 恒荷载作用下结构竖向位移

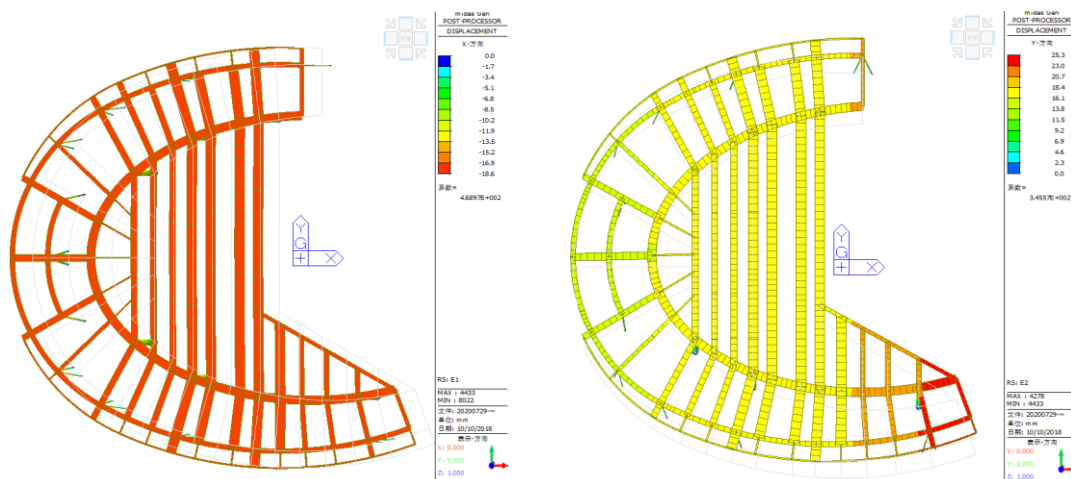


(b) 活荷载作用下结构竖向位移

竖向荷载作用下结构竖向位移

C、地震作用下结构水平位移

地震工况一(作用方向 161°)结构水平位移为 18.6mm , 位移角 $1/699$ 。
地震工况二(作用方向 71°)作用下结构水平位移为 25.3mm , 位移角为 $1/514$ 。



(a) 地震工况一作用下水平位移 (b) 地震工况二作用下水平位移

地震作用下结构水平位移

地震工况二作用下层间位移角低于方案设计目标 $1/550$, 是因为方案中柱的计算层高为 13m , 未考虑以下有利因素:

- 1、建筑面层和梁结构高度 4.0m 影响;
- 2、实际基础顶面情况, 方案按照基础顶面距离建筑地面 1.0 米计算;
- 3、柱截面实际截面特性。

在满足上述条件后, 根据工程经验, 层间位移角可满足目标要求。

4.7.1.10 方案建议和说明

1、根据本工程跨度尺寸和受力特点, 考虑结构发生破坏后造成影响, 以及土遗址文物不可再生特点, 建议梁结构建筑抗震设防类别为重点设防类(乙类)标准设防, 地震作用应不低于本地区抗震设防烈度要求, 抗震措施应不低于本地区抗震设防烈度提高一度要求。柱结构抗震设

防类别按特殊设防类（甲类）标准设防，地震作用和抗震措施应不低于本地区抗震设防烈度提高一度要求。

2、本工程采用大跨度梁结构体系，上部荷载大，除整体均布荷载分析外，需考虑不均匀荷载分布情况下结构分析，以及极端荷载超载情况影响。

3、在防倒塌分析时，建议考虑大跨度梁在一端悬挑或外围跨结构失效情况下，主梁内力情况分析，制定相应设计目标。

4、因柱间距大无法设置关联构件，基础设计需考虑上部结构剪力效应传递给地基的有效性。

5、结构一阶竖向振动频率为 $0.789\text{Hz} < 3.0\text{Hz}$ ，楼板可能存在舒适度问题，需要采取减振措施（增设质量调谐阻尼器），降低楼面竖向加速度。前述最大柱底压力标准值为 62600kN ，如考虑需增设质量调谐阻尼器控制楼板竖向加速度，柱底最大反力约增加 2%（即 63850kN ）。

6、钢结构构件截面尺寸为方案计算结果，后续分析过程中应根据构件承载力及构造要求对构件截面进行合理优化。本次分析时钢材采用 Q355（ $f_y=355\text{MPa}$ ）、Q420（ $f_y=420\text{MPa}$ ）钢，考虑本工程延性要求较低，可采用 Q460 钢（ $f_y=460\text{MPa}$ ），并考虑按钢梁弯矩分布对钢梁截面进行优化。

7、方案考虑大跨度屋面排水需由结构找坡，建筑方案确定最大主梁跨中需比支座高 $0.55\sim 0.6\text{m}$ ，跨中截面可考虑利用这个尺寸增加截面特性。

4.7.2 意方结构方案内容

The structural philosophy

The structural concept is a system of three main girders simple supported by two pillars each one. Each girder goes on after the pillars with two cantilevers. At the end of each cantilever there is a vertical tie pre-loaded in traction, in such a way to reduce the bending moment at the girder's midspan. The pre-load of the ties is calculated in such a way to have, in each girder, a similar bending moment (in absolute value) in the midspan and over the pillars.

结构理念

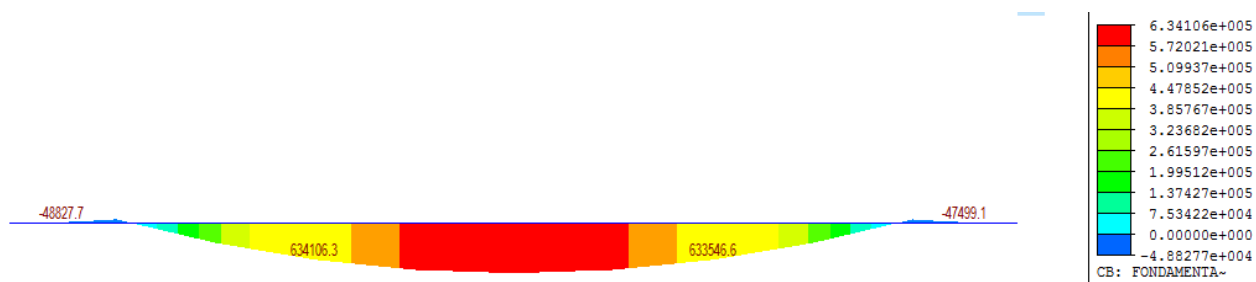
主梁是由三段梁组成的结构系统，中间梁由两根柱支撑，梁在柱外侧继续延伸形成悬臂梁。在每个悬臂梁的末端，设置一根竖向抗拉柱，通过预加载方式连接在抗拉基础上，以减少主梁中跨处的弯矩。设计需计算确定抗拉柱的预加载值，确保每根主梁的跨中弯矩值和柱上弯矩值（绝对值）接近。

Non Structural Dead Load is 50 kg/mq 非结构静载 50 kg/m²

Live Load is 500kg/mq 活荷载 500 kg/m²

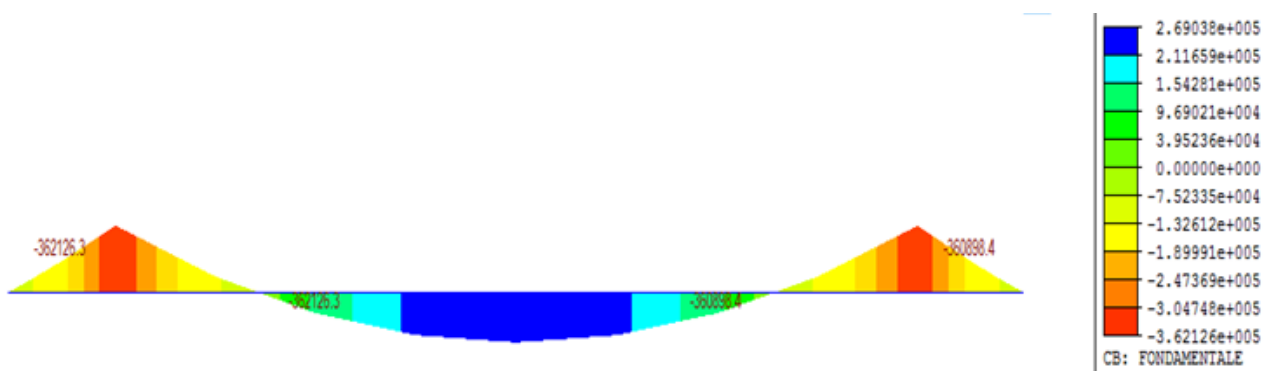
The main girders behavior 主梁的受力性能示意

The longer one 较长跨度梁情况



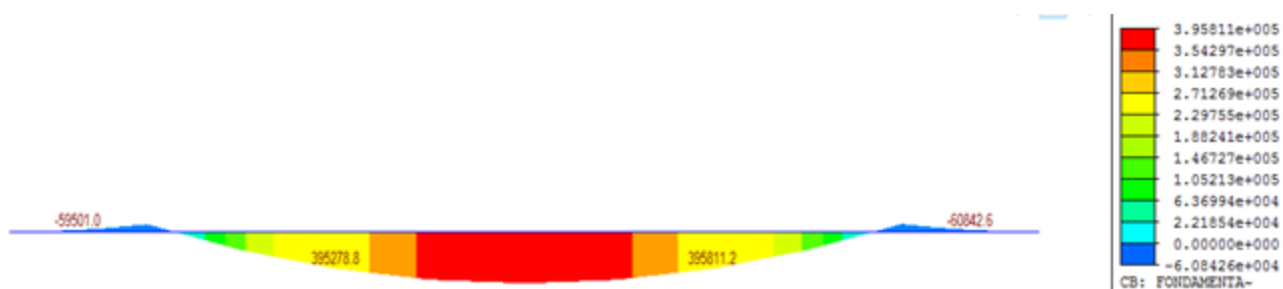
The bending moment without the ties pre-loading (kN*m)

悬挑梁端部无预加载情况下的弯矩分布情况

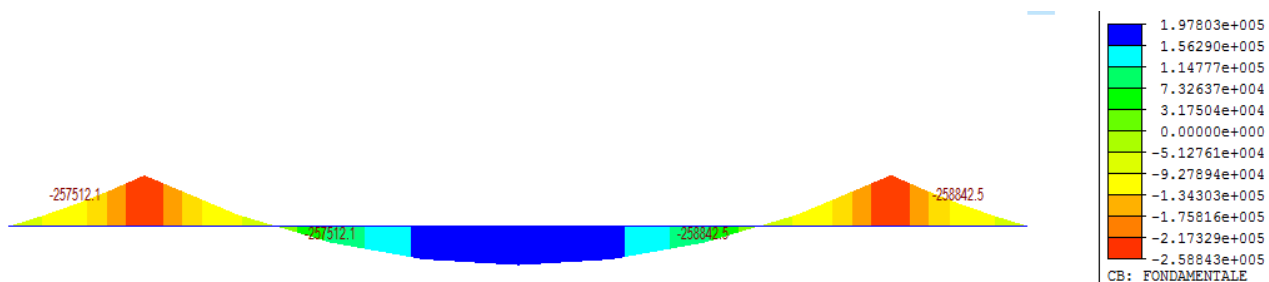


悬挑梁端部有预加载情况下的弯矩分布情况

The intermediate one 中等跨度梁情况



悬挑梁端部无预加载情况下的弯矩分布情况



悬挑梁端部有预加载情况下的弯矩分布情况

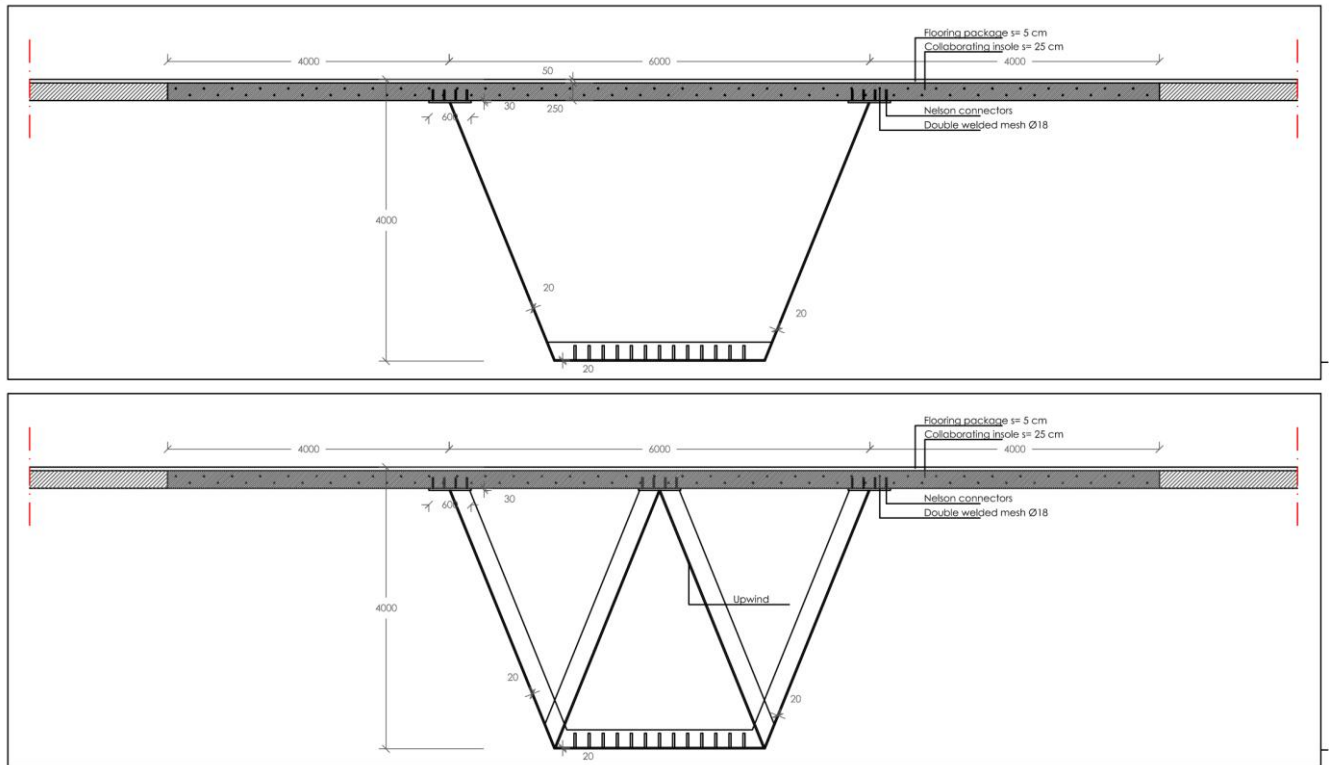
Girders and Beams – the geometry

The main girders have a steel box section, collaborating with a r.c. slab on the top side, with a trapezoidal form. The dimensions are 4m of total height, 3m of width in the bottom side, 6m of width on the top of the trapeze and with a collaborating width of the r.c. slab of around 14m. The collaborating r.c. slab is part of the r.c. slab that covers the archaeological excavations and support the pedestrian upper area.

主梁与次梁-几何结构

主梁采用钢结构箱形截面，截面呈梯形，与顶部的钢筋混凝土板相互协作。梯形截面的总高度为 4m、底部宽度为 3m、顶部宽度为 6m，钢筋混凝土板的相互协作宽度约为 14m。相互协作的钢筋混凝土板是楼盖钢筋混凝土板的一部分，覆盖考古保护区域，并支撑上部屋面人员活动区域。

(梯形箱形截面腹板厚度为 20mm，下翼缘厚度为 20mm，钢筋混凝土板为上翼缘，腹板顶部设置 600mm 宽，30mm 厚托板与钢筋混凝土板连接。)



generic section

(上) 普通次梁截面

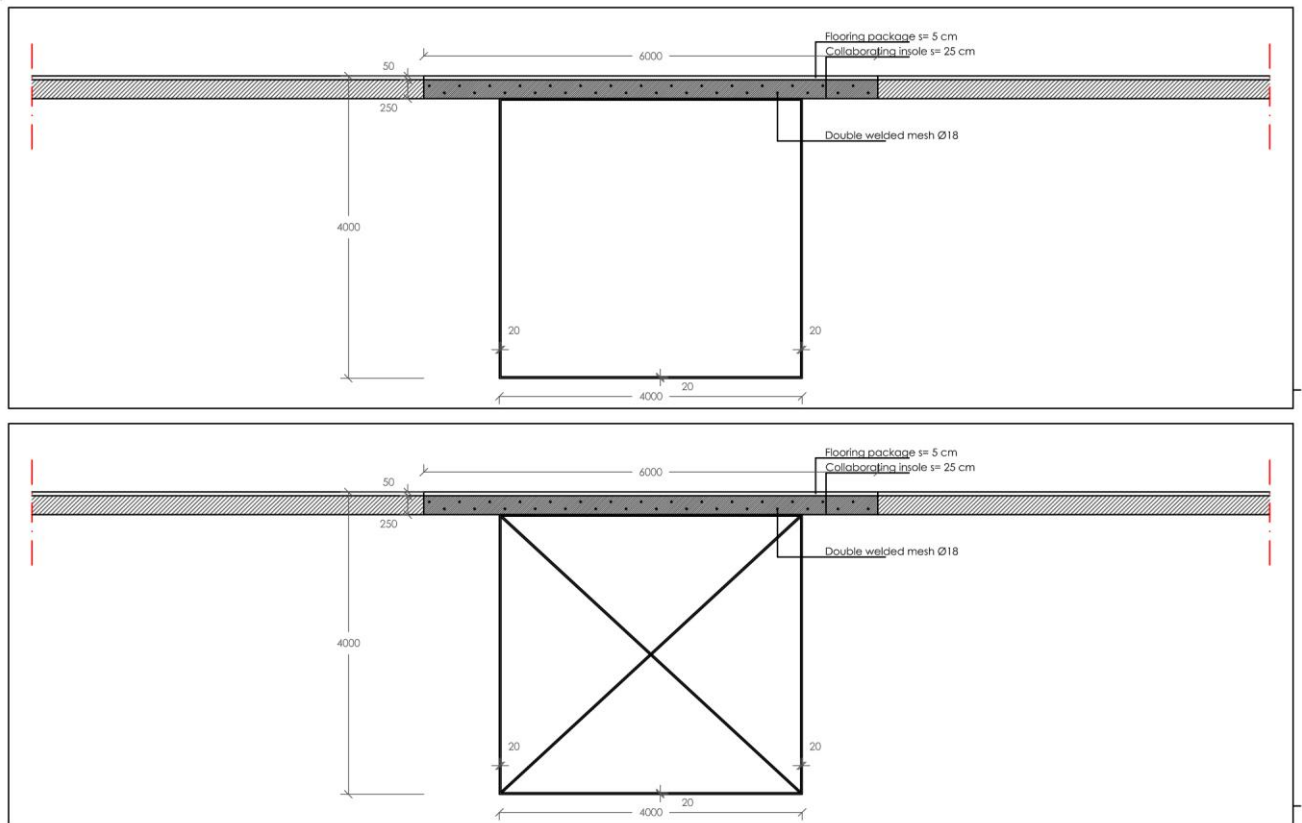
section at a trussed diaphragm

(下) 桁架隔板处次梁截面

The three main beams have connected each other by an annular beam in correspondence of the pillars. The annular beam has a square box section of 4 x 4 meters, collaborating on the top side with the same r.c. slab said before. The annular beam has a square box section of 4 x 4 meters, collaborating on the top side with the same r.c. slab said before.

三根主梁通过一根环形横梁相互连接，该环形横梁与支撑柱相对应。环形横梁是一个面积为 4×4 平方米的方形箱形截面，在箱型截面顶部带有与前文所述相同的钢筋混凝土板。

(矩形箱形截面腹板厚度为 20mm，上、下翼缘厚度均为 20mm。)



generic section

(上) 普通次梁截面

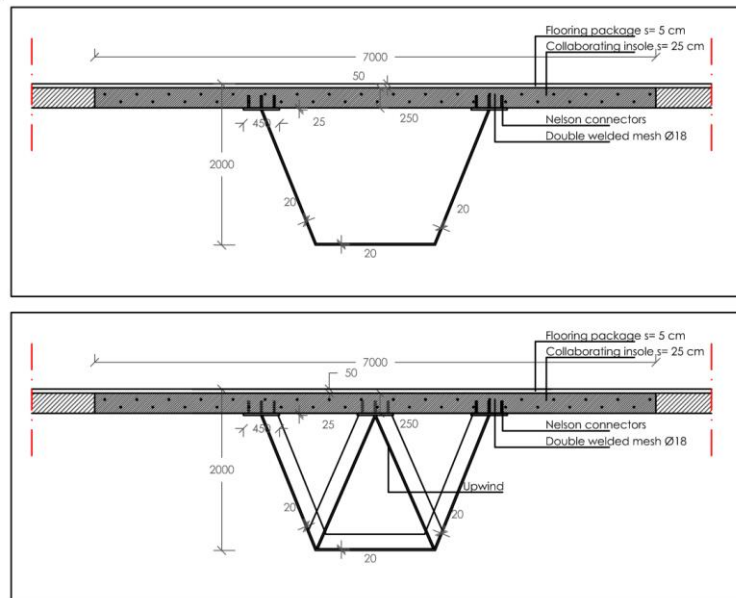
section at a trussed diaphragm

(下) 桁架隔板处次梁截面

The main girders and the annular beam are connected by secondary and tertiary beams, all with trapezoidal box sections and all collaborating with the r.c. slab on the top side of their sections. The secondary beams have a box section with dimensions: 2m of total height, 1.5m of width in the bottom side and 3m of width on the trapeze top side. The collaborating r.c. slab has a width of around 7m.

主梁和环形横梁由次梁和竖向辅助梁连接，均具有梯形箱形截面，并与截面顶部的钢筋混凝土板相互作用。次梁箱形截面尺寸如下：总高度为 2m，底面宽度为 1.5m，梯形顶面宽度为 3m。协同作用的钢筋混凝土板宽度约为 7m。

(梯形箱形截面腹板厚度为 20mm，下翼缘厚度为 20mm，钢筋混凝土板为上翼缘，腹板顶部设置 450mm 宽，25mm 厚托板与钢筋混凝土板连接。)



generic section

(上) 普通次梁截面

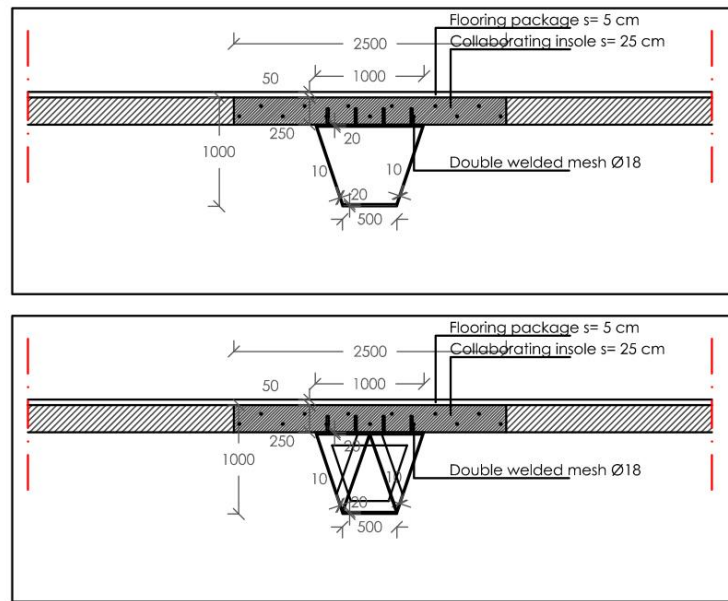
section at a trussed diaphragm

(下) 桁架隔板处次梁截面

The tertiary beams have a box section with dimension: 1m of total height, 0,5m of width in the bottom side and 1,0m of width on the trapeze top side. The collaborating r.c. slab has a width of around 3.5m.

竖向辅助梁箱形截面尺寸如下：总高度为 1m，底面宽度为 0.5m，梯形顶面宽度为 1.0m。协同作用的钢筋混凝土板宽度约为 3.5m。

(梯形箱形截面腹板厚度为 10mm，上、下翼缘厚度均为 20mm。)

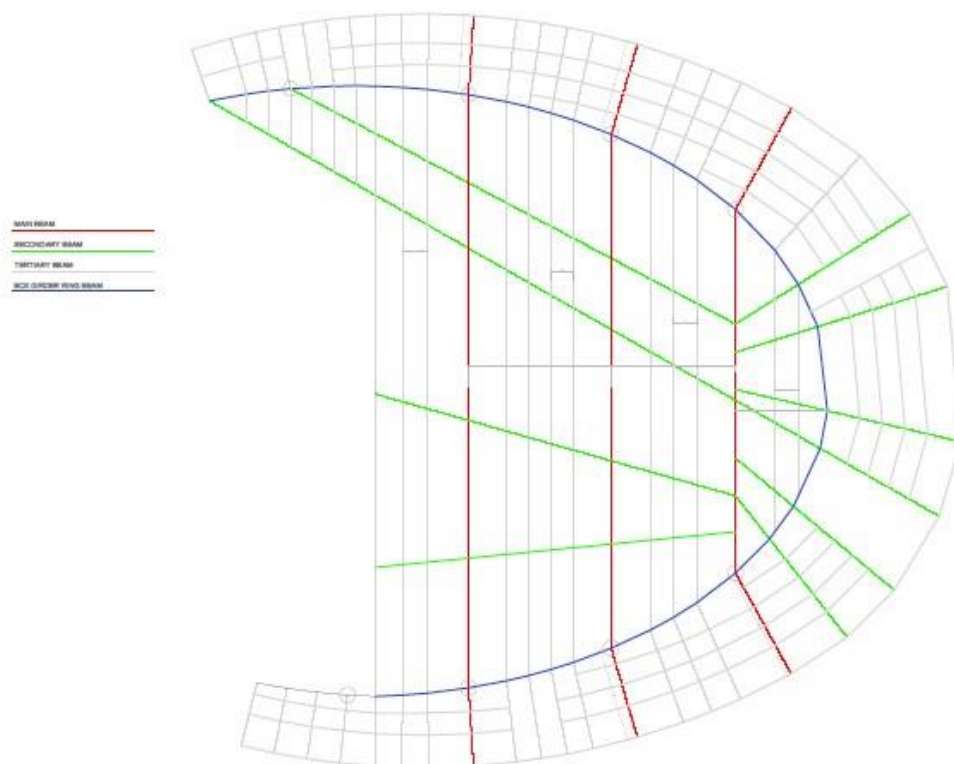


generic section

(上) 普通次梁截面

section at a trussed diaphragm

(下) 桁架隔板处次梁截面



the plan layout of the girders and beams 大梁和横梁的平面布置图

Girders and Beams – Static Checks

主梁与次梁-静力检验

The static checks are made on equivalent square box section also for the trapezoidal sections.

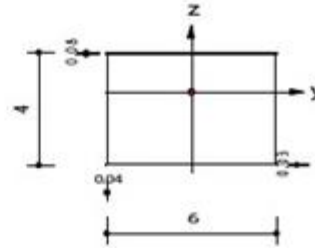
对等效方形箱型截面进行了静力检验，也对梯形截面进行了静力检验。

The Main girder (the longer one) 主梁（较长者）

Section over the pillar 柱支座处截面

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 537
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 335000, Es = 210000000)
 Section Name : trave primaria omogen (No:4)
 (Rolled : trave primaria omogen).
 Member Length: 25.3518



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
 Bending Moments My = 362000, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 203766, Myj = 218207 (for Lb)
 Myi = 203766, Myj = 218207 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 3, POS:1/2)
 Fzz = -3956.5 (LCB: 1, POS:I)

Depth	4.00000	Web Thick	0.04000
Flg Width	6.00000	Top F Thick	0.08000
Web Center	5.96000	Bot.F Thick	0.03000
Area	0.97120	Asz	0.32000
Qyb	9.08399	Qzb	8.71535
Iyy	2.60482	Izz	4.74362
Ybar	3.00000	Zbar	2.59279
Wely	1.00464	Welz	1.58121
ry	1.63770	rz	2.21004

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 25.3518, Lz = 25.3518, Lb = 25.3518
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $L/r = 15.5 < 300.0$ (LCB: 1)..... O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0/325352 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 362000/620546.5 = 0.580 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0/630204 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $R_{com} = N_{Ed}/(A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny})/M_{y,Rd} + (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz})/M_{z,Rd}$
 $R_{max} = \max[R_{NRd}, (R_{com} + R_{bend})] = 0.580 < 1.000$ O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.106 < 1.000$ O.K

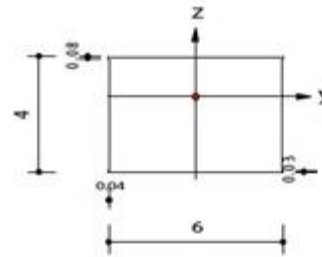
5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.1014 > 0.0294$ (Memb:537, LCB: 2, POS: 12.7m, Dir-Z)..... O.K

Section at the midspan 梁跨中处截面

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 537
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 335000, Es = 2100000000)
 Section Name : trave primaria omogen (No:4)
 (Rolled : trave primaria omogen).
 Member Length: 25.3518



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
 Bending Moments My = 269000, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 203766, Myj = 218207 (for Lb)
 Myi = 203766, Myj = 218207 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 3, POS:1/2)
 Fzz = -3956.5 (LCB: 1, POS:I)

Depth	4.00000	Web Thick	0.04000
Flg Width	6.00000	Top F Thick	0.08000
Web Center	5.96000	Bot.F Thick	0.03000
Area	0.97120	Asz	0.32000
Oyb	9.08399	Ozb	8.71535
Iyy	2.60482	Izz	4.74362
Ybar	3.00000	Zbar	2.59279
Wely	1.00464	Welz	1.58121
ry	1.63770	rz	2.21004

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 25.3518, Lz = 25.3518, Lb = 25.3518
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$$L/r = 15.5 < 300.0 \text{ (LCB: 1)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0/325352 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 269000/620546.5 = 0.430 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0/630204 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{com} = N_{Ed}/(A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny})/M_{y,Rd} + (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz})/M_{z,Rd}$$

$$R_{max} = \max[R_{NRd}, (R_{com} + R_{bend})] = 0.430 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.106 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

5. Deflection Checking Results

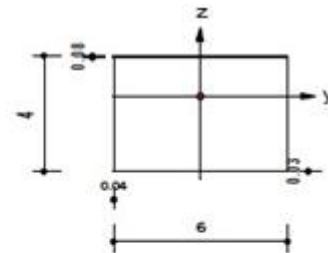
$$L/250.0 = 0.1014 > 0.0294 \text{ (Memb:537, LCB: 2, POS: 12.7m, Dir-Z)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

The Main girder (the shorter one) 主梁（较短者）

Section at the midspan 梁跨中处截面

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 537
 Material : S355 (No.2)
 (Fy = 335000, Es = 210000000)
 Section Name : trave primaria omogen (No:4)
 (Rolled : trave primaria omogen).
 Member Length : 25.3518



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
 Bending Moments My = 232453, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 203766, Myj = 218207 (for Lb)
 Myi = 203766, Myj = 218207 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 3, POS:1/2)
 Fzz = -3956.5 (LCB: 1, POS:I)

Depth	4.00000	Web Thick	0.04000
Flg Width	6.00000	Top F Thick	0.08000
Web Center	5.96000	Bot.F Thick	0.03000
Area	0.97120	Asz	0.32000
Qyb	9.08399	Qzb	8.71535
Iyy	2.60482	Izz	4.74362
Ybar	3.00000	Zbar	2.59279
Wely	1.00464	Welz	1.58121
ry	1.63770	rz	2.21004

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 25.3518, Lz = 25.3518, Lb = 25.3518
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $L/r = 15.5 < 300.0$ (LCB: 1)..... O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{tRd} = 0/325352 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 232453/255558 = 0.910 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0/630204 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $R_{com} = N_{Ed}/(A_{eff}f_y/\gamma_{M0})$, $R_{bend} = (M_{Edy}+N_{Ed}e_{Ny})/M_{yRd} + (M_{Edz}+N_{Ed}e_{Nz})/M_{zRd}$
 $R_{max} = \text{MAX}[R_{NRd}, (R_{com}+R_{bend})] = 0.910 < 1.000$ O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{yRd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{zRd} = 0.106 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

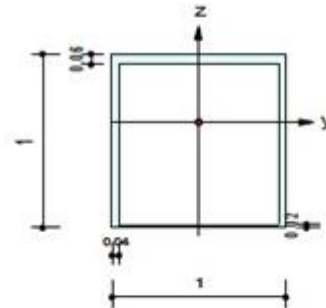
$L/250.0 = 0.1014 > 0.0294$ (Memb:537, LCB: 2, POS: 12.7m, Dir-Z)..... O.K

The Secondary Beam (the longer one) 次梁（较长者）

Section at the midspan 梁跨中处截面

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 555
 Material : S355 (No:2)
 ($F_y = 335000$, $E_s = 210000000$)
 Section Name : trave terziaria omogen (No:7)
 (Rolled : trave terziaria omogen).
 Member Length : 33.4014



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = 0.00000$ (LCB: 1, POS:1/2)
 Bending Moments $M_y = 4200.39$, $M_z = 0.00000$
 End Moments $M_{yi} = -3268.7$, $M_{yj} = -1502.3$ (for L_b)
 $M_{yi} = -3268.7$, $M_{yj} = -1502.3$ (for L_y)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for L_z)
 Shear Forces $F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 3, POS:1/2)
 $F_{zz} = -841.58$ (LCB: 1, POS:I)

Depth	1.00000	Web Thick	0.04000
Flg Width	1.00000	Top F Thick	0.06000
Web Center	0.96000	Bot.F Thick	0.02000
Area	0.15360	Asz	0.08000
Qyb	0.32423	Qzb	0.34580
Iyy	0.02143	Izz	0.02363
Ybar	0.50000	Zbar	0.61021
Wely	0.03512	Welz	0.04727
ry	0.37352	rz	0.39226

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 33.4014$, $L_z = 33.4014$, $L_b = 33.4014$
 Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
 Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $L/r = 89.4 < 300.0$ (LCB: 1)..... O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.0/51456.0 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 4200.4/18813.4 = 0.223 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0/18068.1 = 0.000 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $R_{com} = N_{Ed}/(A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny})/M_{y,Rd} + (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz})/M_{z,Rd}$
 $R_{max} = \max[R_{NRd}, (R_{com} + R_{bend})] = 0.223 < 1.000$ O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.054 < 1.000$ O.K

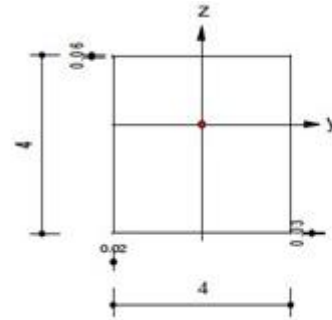
5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.1336 > 0.0808$ (Memb:555, LCB: 2, POS: 16.7m, Dir-Z)..... O.K

The Annular Square Box girder 环形方箱梁

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 216
 Material : S355 (No:2)
 (Fy = 335000, Es = 2100000000)
 Section Name : trave cassone omogen (No:8)
 (Built-up Section).
 Member Length : 9.43288



3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 9.43288$, $L_z = 9.43288$, $L_b = 9.43288$
 Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
 Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$L/r = 6.5 < 300.0$ (LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0/172994 = 0.000 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 121407/155959 = 0.778 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0/210944 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{com} = N_{Ed}/(A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny})/M_{y,Rd} + (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz})/M_{z,Rd}$

$R_{max} = \max[R_{N,Rd}, (R_{com} + R_{bend})] = 0.778 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.985 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0377 > 0.0027$ (Mem:216, LCB: 2, POS: 5.2m, Dir-Z)..... O.K

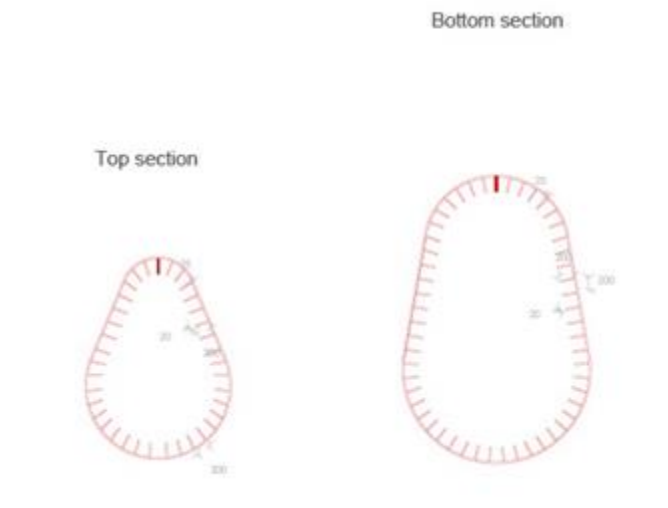
Pillars – Geometry and Static Checks

柱-几何结构和静力检验

The maximum vertical load on the main girders' pillars is 48759,6kN, in the ULS conditions. Considering using steel S355, with a characteristic yielding limit of $f_{yk}=355\text{N/mm}^2$, the design strength (ULS) is

$f_{yd}=338\text{N/mm}^2$. Thus, it is necessary a section of $A=1442,6\text{cm}^2$. To have a basic dimensioning, using a tube with diameter 2m and thickness 25mm, the section is $A=1570\text{cm}^2$. The form of the pillar section is an ovoid with the minimum diameter of 2m on the top. To avoid local buckling phenomena there will be welded ribs on the internal surface and/or it may be filled by concrete. In the figure are reported the top and bottom sections of the pillar.

在 ULS 条件下，主梁柱上的最大垂直负载为 48759.6kN。考虑到使用 S355 钢，其典型屈服极限为 $f_{yk}=355\text{N/mm}^2$ ，设计强度（ULS）为 $f_{yd}=338\text{N/mm}^2$ 。因此，需要 $A=1442.6\text{cm}^2$ 的截面。为了符合基本尺寸，使用直径为 2m、厚度为 25mm、截面面积 $A=1570\text{cm}^2$ 的管子。柱截面为卵形，顶部最小直径为 2m。为避免出现局部纵弯的现象，内表面上有焊接筋条，或用混凝土填充。下图所示为柱顶部截面和底部截面。



Bearing Devices

受力装置

To reduce the vertical deformations, it is better to use stiff bearing

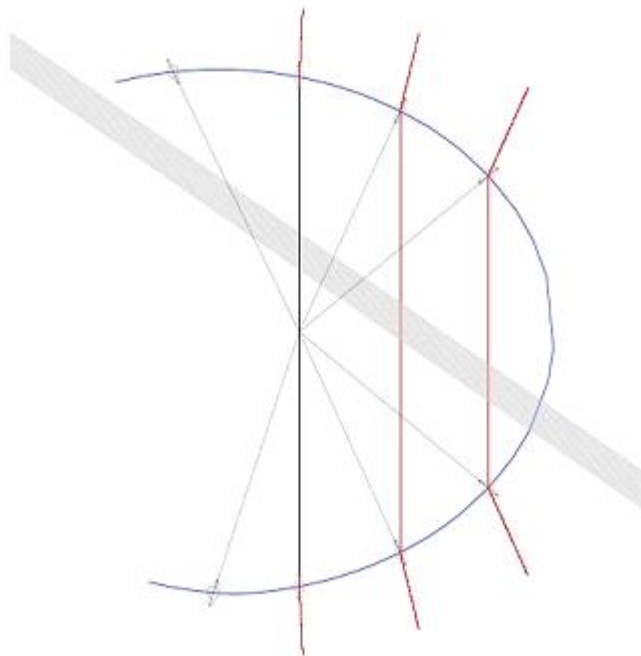
device as the Steel-Teflon devices. Over the pillars we need spherical hinges, to allow rotations in both the beams passing over a pillar: one main girder and the annular main beam. Moreover, we need a unidirectional sliding surface. Considering the maximum ULS load of 48759,6kN, it may be chosen a model like the FIP Sferopol SU5000/300-1000, with a maximum bearing capacity of 50000kN in ULS conditions. This model has dimensions compatible with the top section of the pillar.

为减少竖向变形，宜采用刚性受力装置作为钢-特氟龙装置。在柱上方，设计需要球形铰链，让两根梁在通过一根柱时旋转。这两根梁分别为一根大梁和一根环形主横梁。此外，设计还需要一个单向滑动面。考虑到最大 48759.6kN 的 ULS 负载，可选择像 FIP Sferopol SU5000/300-1000 的模型，在 ULS 条件下的最大承载力为 50000kN。该模型的尺寸与柱顶部截面兼容。

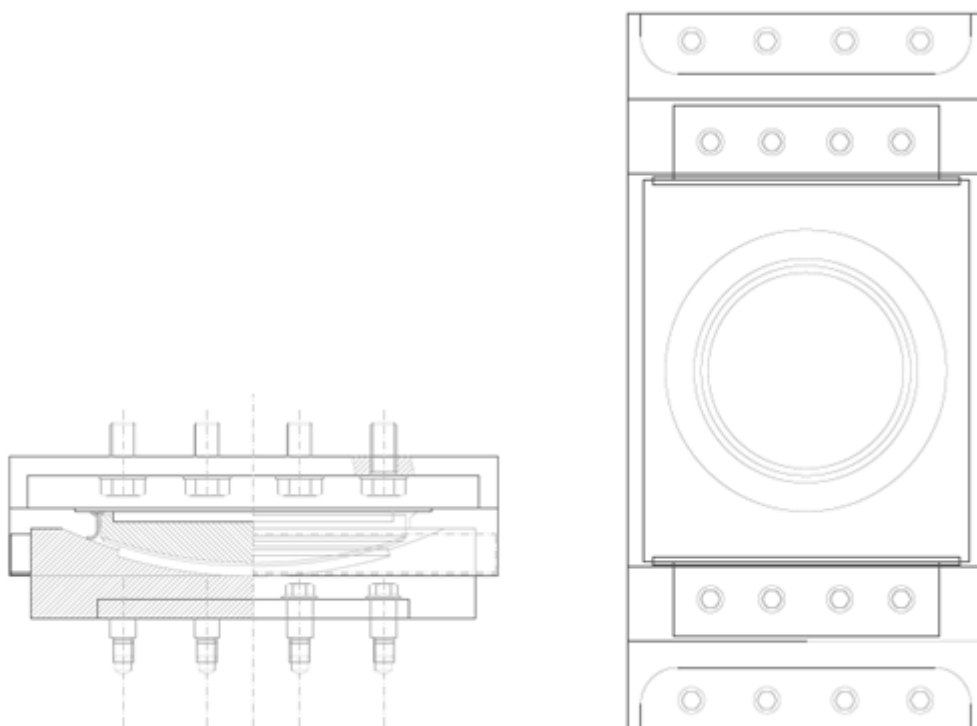
For the pillars with lower vertical load have to be chosen models with lower bearing capacity. The bearing devices have to take into account the whole deck thermal expansions and contractions. To control the movements, it is better to use unidirectional sliding devices, taking into account that the thermal expansions are homothetic respect any point of the deck itself. In a first approximation it may be chosen as reference point the midspan of the longer main girder. Thus, the unidirectional devices as to be placed as in the following figure.

对于垂直负载较少的柱，必须选择承载力较小的模型。受力装置必须考虑整个甲板的热膨胀和收缩情况。为了控制移动，最好使用单向滑

动装置，考虑到甲板本身任何一点上的热膨胀情况都是均匀的。可以选择第一近似值作为较长主梁中跨的参照点。单向装置的位置如下图所示。



The unidirectional bearing devices orientations 单向受力装置的方向



The scheme of the Sferopol SU5000/300-1000 Sferopol
SU5000/300-1000 方案

To control the movements in case of seismic actions and to avoid high stress in the bearing devices themselves, they have to be placed some shock-transmitter devices, along the deck perimeter, connected to the existent r.c. structures.

为控制地震作用下的移动情况，为避免受力装置本身出现高应力，必须沿甲板周边为受力装置设置一些冲击传送装置，并将冲击传送装置连接到现有的钢筋混凝土结构上。

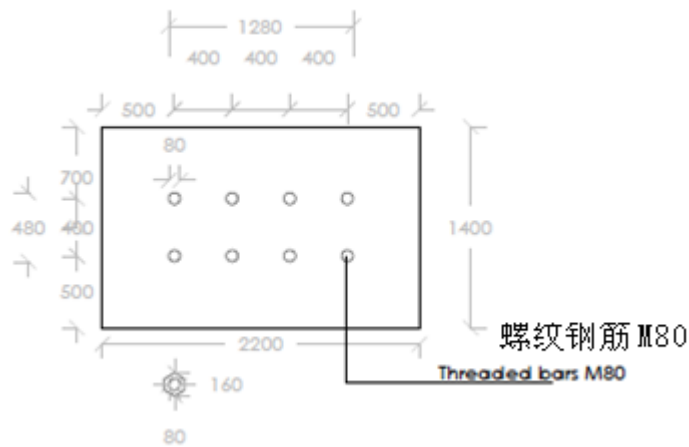
Ties – Geometry and Static Checks

系梁-几何结构与静力检验

The maximum vertical load on the main girders' ties, necessary to reduce the maximum bending moment in the girders' midspan, is 20965,6kN (in ULS conditions). Considering using threaded bars of steel for bolts Class 8.8, with a characteristic yielding limit of $f_{yb}=640\text{N/mm}^2$, the design strength (ULS) is $f_{ybd}=609.5\text{N/mm}^2$. Thus, it is necessary a section of $A=344\text{cm}^2$. This sectional area is obtained using 8 cylindrical bars with net section of diameter 7.4cm; that is the section of bolts M80, with nominal diameter of 80mm. Using threaded bars allows a pre-loading good regulation. These bars are placed in two rows, parallel to the girder axis, at a distance of 40cm each from the other, as in the following figure.

主梁延伸悬挑梁上的最大垂直负载为 20965.6kN（在 ULS 条件下），

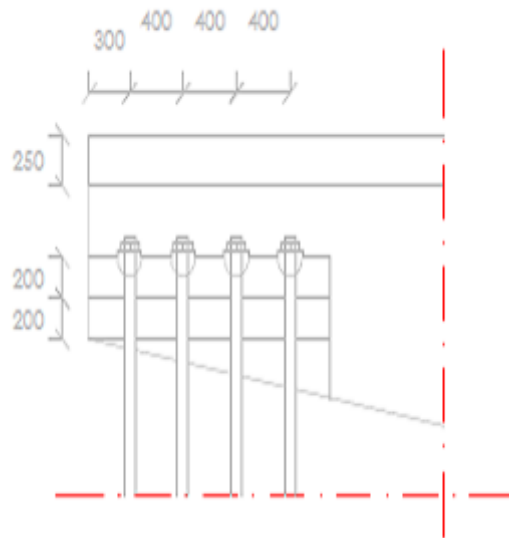
能够减少大梁中跨的最大弯矩。考虑采用 8.8 级螺栓使用螺纹钢筋，其典型屈服极限为 $f_{yb}=640\text{N/mm}^2$ ，设计强度 (ULS) 为 $f_{ybd}=609.5\text{N/mm}^2$ 。因此，其横截面积需要 $A=344\text{cm}^2$ 。利用 8 根直径为 7.4cm 的净截面的圆钢筋得到上述横截面积。螺栓 M80 的截面，标称直径为 80mm。使用螺纹钢筋能够实现预加载符合设计要求。这些钢筋分两行放置，与大梁轴平行，彼此相距 40cm，如下图所示。



Plan view of the tie bottom section (mm) 系梁底部截面平面图 (mm)

In the following figure there is the section of the cantilever end of the main girders, with the tie bars connections. The tops of the threaded bars are fixed on hinges in such a way to allow rotations of the cantilever end.

下图是主梁悬臂端的一部分，其中有抗拉杆连接示意。螺纹杆的顶部以允许悬臂端旋转的方式固定在铰链上。



Secondary Pillars - Geometry

次柱-几何结构

Along the deck perimeter, on the oval where there are also the ties on the main girders cantilever ends, there are also secondary pillars under the ends of the secondary beams cantilever ends. These pillars have a section 1280 x 480 as the envelope of the 8 threaded bars of the ties.

沿屋面楼板周围，在椭圆形上还有次柱，位于次梁悬臂梁末端的下方。椭圆形上有系梁，位于主梁悬臂梁末端上。次柱的截面面积为 1280 × 480，作为 8 根抗拉钢索外保护。

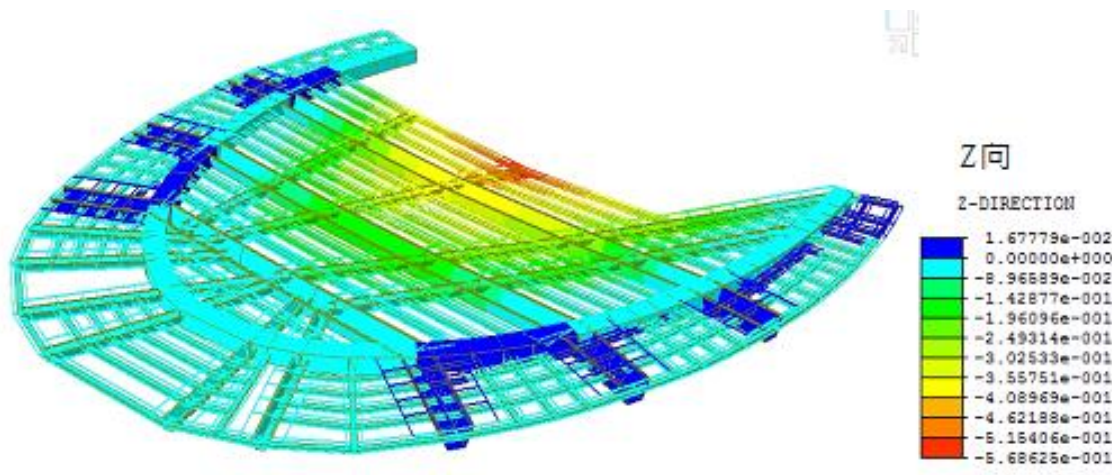
The deck vertical displacements

楼板竖向位移

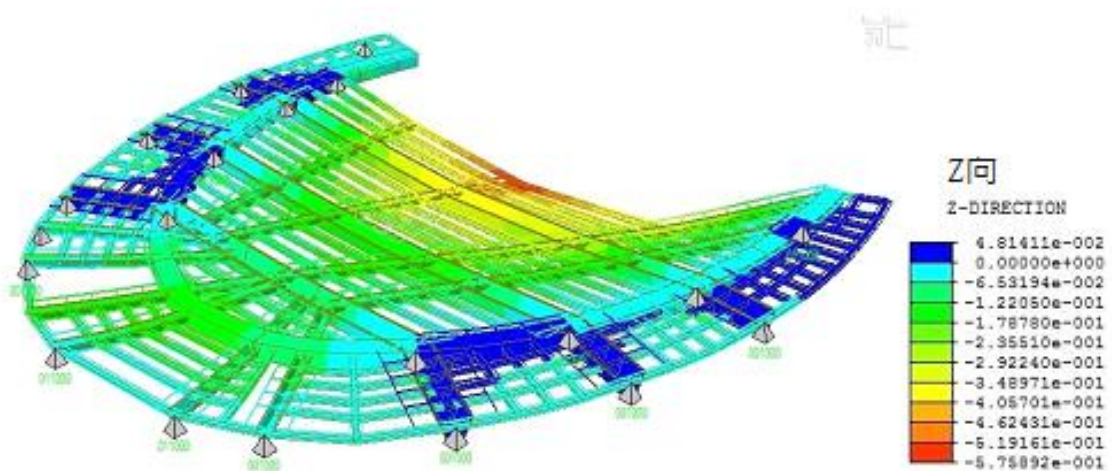
The vertical displacements or sags, due to the dead loads, have to be compensated by a constructive counter-sag. The vertical sag due to the live

loads is less than $\text{span}/300$ in the main girders (around 33cm in the midspan of the longer one) and a little more on the deck free border. However also the live load vertical sag has to be compensated in the constructive phase to allow a correct flow of the rainwater.

因恒荷载而导致的竖向位移，必须利用建设性反下垂的方式进行补偿。因活荷载导致的竖向位移，在主梁上小于跨度/300（在较长主梁上约为 33cm），而在楼板自由边缘上则多一些。必须在建设阶段对活荷载竖向位移进行补偿，使雨水的流动符合使用要求。



The live load vertical displacements (m) in SLS conditions
SLS 条件下的活荷载竖向位移（米）



The dead load vertical displacements (m) in SLS conditions

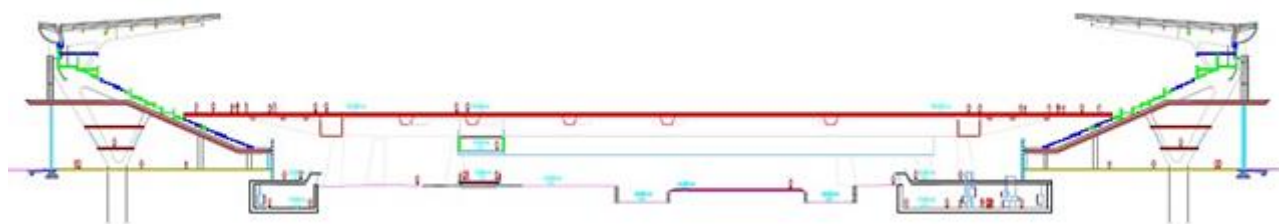
SLS 条件下的恒荷载纵向位移（米）

General sectional view of the structure

结构总剖视图

Transversal section on the oval shorter main axis

椭圆形较短主轴上的横截面



Transversal section on the oval longer main axis

椭圆形较长主轴上的横截面

