

特别不规则及大跨屋盖超限工程

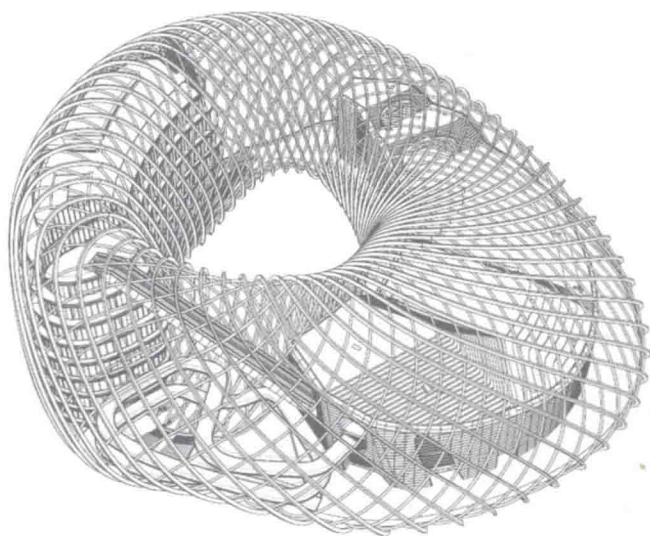


超限高层建筑工程抗震设计汇编

COLLECTION OF SEISMIC DESIGN OF TALL BUILDINGS BEYOND CODE LIMITS

北京市建筑设计研究院有限公司
BEIJING INSTITUTE OF ARCHITECTURAL DESIGN

(下册)



中国建筑工业出版社

BIAD 超限高层建筑工程 抗震设计汇编

(下册)

北京市建筑设计研究院有限公司

中国建筑工业出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

BIAD 超限高层建筑工程抗震设计汇编 (下册) / 北京市建筑设计研究院有限公司编. —北京: 中国建筑工业出版社, 2016.2

ISBN 978-7-112-18909-0

I. ① B… II. ① 北… III. ① 高层建筑—防震设计—结构设计 IV. ① TU973

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2015) 第 313233 号

随着技术进步和经济发展, 我国超高层建筑不断突破新的高度, 各种新型复杂体型及复杂结构体系大量出现, 越来越多的结构工程师开始接触到复杂高层、超高层及其他超限工程的设计。这些超限工程, 无一例外, 给设计工作尤其是抗震设计带来了难度和挑战。

北京市建筑设计研究院有限公司 (BIAD) 自成立以来的 60 多年中, 承担并完成了全国范围内许多重要的设计项目, 在超限工程方面积累了丰富的技术经验, 享有极高的行业声誉。本书为 BIAD 近年来参与的超限高层建筑工程实例汇编, 分上下两册出版, 上册为高度超限工程 (包括 28 个工程实例), 下册为特别不规则及大跨屋盖超限工程 (包括 27 个工程实例)。每个工程的介绍包括四个方面: (1) 工程概况与设计标准; (2) 结构体系及超限情况; (3) 超限应对措施及分析结论; (4) 专家审批意见。

本书作为超限高层建筑工程的设计经验总结, 对未来同类型工程具有重要的参考价值及借鉴意义, 同时, 有助于广大结构设计人员深入了解超限工程, 进一步提高专业技术能力, 并带动行业整体技术水平的提升。

责任编辑: 刘瑞霞 刘婷婷 辛海丽

责任校对: 李美娜 刘 钰

BIAD 超限高层建筑工程抗震设计汇编 (下册)

北京市建筑设计研究院有限公司

*

中国建筑工业出版社出版、发行 (北京西郊百万庄)

各地新华书店、建筑书店经销

霸州市顺浩图文科技发展有限公司制版

北京缤索印刷有限公司印刷

*

开本: 787×1092 毫米 1/16 印张: 30¹/₄ 字数: 749 千字

2016 年 2 月第一版 2016 年 2 月第一次印刷

定价: 240.00 元

ISBN 978-7-112-18909-0

(28097)

版权所有 翻印必究

如有印装质量问题, 可寄本社退换

(邮政编码 100037)

《BIAD 超限高层建筑工程抗震设计汇编》编委会

主 任：齐五辉

委 员：张 青 沈 莉 龙亦兵 袁立朴 张京京 盛 平
李伟政 徐 斌 周 笋 张 徐 王志刚 束伟农
肖 青 张 俏 于东晖 雷晓东 高建民 马敬友
甘 明 苗启松 朱忠义 薛慧立 孙宏伟 伍炼红
陈彬磊 朱兴刚 杨蔚彪

前 言

PREFACE

随着我国建筑业的蓬勃发展，建筑高度不断增加，建筑形式也越来越多样化。高度和规则性超出规范适用范围的超限工程不断出现，在对结构工程师们提供面对挑战、不断创新机会的同时，也对结构工程师的设计能力提出了更高的要求。本书编写的目的是希望通过介绍一些不同抗震设防烈度、不同抗震设防类别、不同超限类型的超限工程设计实例，能够让结构工程师们从中有所借鉴，对超限工程的设计有所帮助。

本书收录了 55 项超限工程，这些工程选自 BIAD 自 2001 年至 2015 年完成设计的项目。结构的超限类型包括高度超限、规则性超限、屋盖超限以及特殊类型的高层、屋盖体型特别复杂的大型公共建筑。工程的建设地点遍及全国多个城市，设防烈度从 6 度到 8 度均有涉及。

全书按超限类型分为上、下两册。上册共收录了 28 项工程，均为高度超限或高度和规则性都超限的高层建筑。下册共收录了 27 项工程，均为规则性超限或特殊类型的高层建筑以及屋盖超限或屋盖体型特别复杂的大型公共建筑。文中对每项工程均从工程概况、结构超限类别及程度、针对超限采取的措施、结构计算结果及分析、超限论证等方面进行详细介绍，并附有专家组的抗震设防专项审查意见，工程的彩色效果图或建成后的实景照片。

本书的内容十分丰富，很适合结构工程师在设计超限工程时参考使用。

编委会主任 齐五辉

2015 年 11 月 17 日

目 录

CONTENTS

哈尔滨万达茂滑雪场·····	1
腾讯总部大楼·····	23
人民出版社办公业务用房·····	41
靖江文化中心·····	51
安徽省科技馆·····	81
北京市文化中心·····	94
深圳青少年活动中心·····	105
中海油能源开发研究院·····	121
重庆马戏城主表演馆·····	132
南宁吴圩国际机场新航站楼·····	144
绍兴县体育中心体育场·····	158
重庆地产大厦·····	175
长东北科技商务中心南楼·····	193
珠海歌剧院·····	207
鲁台经贸中心－会展中心·····	221
平西府车辆段与综合基地·····	244
杭州奥体中心体育游泳馆·····	271
深圳投行大厦·····	289
太原博物馆·····	307
杭州国际博览中心上盖物业·····	323
凤凰国际传媒中心·····	339
邯郸文化艺术中心·····	361
南京南站站房·····	383
深圳湾体育中心·····	401
昆明长水国际机场航站楼·····	423
福州海峡国际会展中心—展览中心·····	444
北京天亚花园（旺座中心）·····	462

哈尔滨万达茂滑雪场

齐五辉，张徐，朱忠义，张琳，王哲，袁林华，刘传佳，王毅，李华峰

1 工程概况与设计标准

哈尔滨万达文化旅游新城位于哈尔滨市松北新区，项目地块总用地面积约 19.77 万 m^2 （约合 296.5 亩）。该项目包括室内步行商业街、娱乐楼、超市、室内滑雪场、室内滑冰场、电影乐园等业态。总建筑面积 33.7 万 m^2 ，各业态面积分别为：商业（室内步行街、娱乐楼）120800 m^2 ，电影乐园 16000 m^2 ，停车楼 120000 m^2 ，室内滑雪场 77000 m^2 ，室内滑冰场 3200 m^2 。整体效果如图 1.1 所示，整体平面功能分区如图 1.2 所示。



图 1.1 滑雪场效果图

本项目中滑雪场平面尺寸长 487m，跨度从 150m 渐变到 90m，平面图左侧区域跨度最大为 150m，右侧区域跨度最小为 90m。北京市建筑设计研究院有限公司的设计内容为滑雪场、停车楼与超市，其中滑雪场钢结构为重载、大跨结构，是本项目结构设计的重点和难点。

由于结构长 487m，属于超长钢结构，为了减小结构单体长度并简化结构受力的复杂性，将停车楼与超市混凝土结构设置三条缝分割为四部分：A 区、B 区、C 区和 D 区，如图 1.3 所示。其中，A 区平面尺寸 158m×150m，B 区平面尺寸 151m×150m，C 区平面尺寸 80m×118m，D 区平面尺寸 89m×150m。

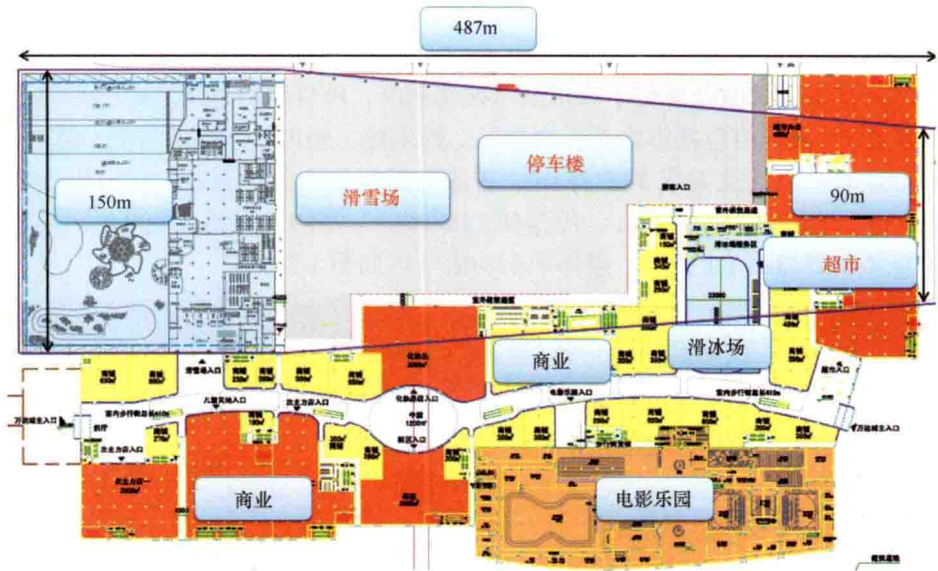


图 1.2 哈尔滨万达城整体平面功能分区图

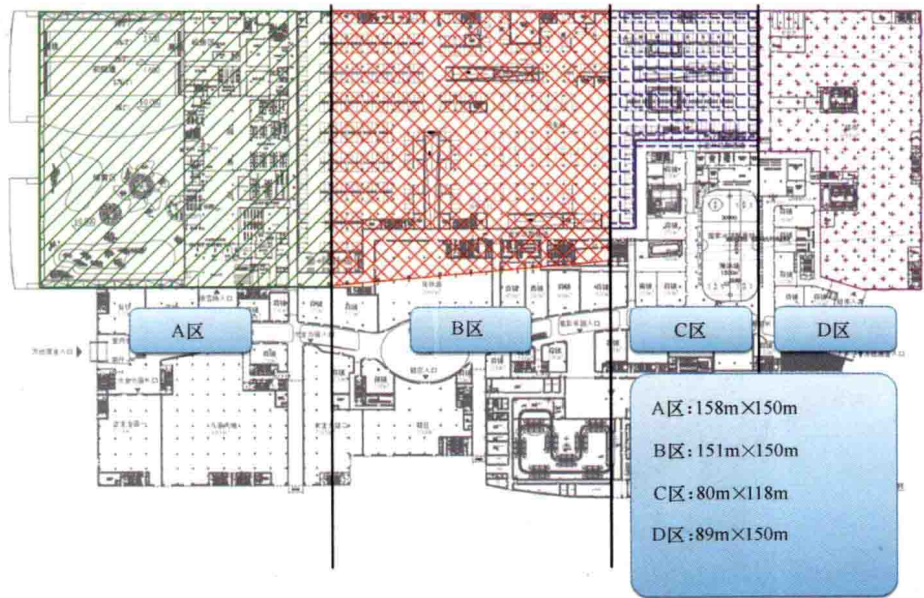


图 1.3 混凝土分区图

滑雪场钢结构设置两条缝，结构分为三部分：西侧、中部和东侧，如图 1.4 所示。其中，西侧平面尺寸 158m×150m，中部平面尺寸 151m×（150m～120m），东侧平面尺寸 173m×（120m～90m），整体结构立面高度最低 42m（最西端），最高 114.5m（最东端）。

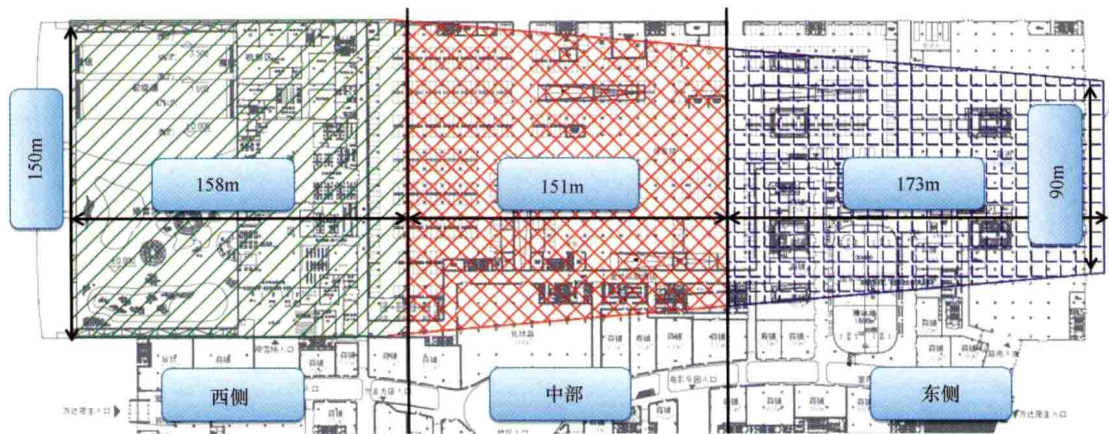


图 1.4 钢结构分区图

设计标准：设计使用年限 50 年，安全等级一级，烈度 6 度，地震加速度 0.05g，地震分组第一组，设防类别乙类。

2 结构体系及超限情况

2.1 结构体系

室内滑雪场东侧结构整体模型如图 2.1 所示，为巨型框架结构，组成部分包括钢筒体（即巨型框架柱）、滑雪层楼面结构（其中主桁架为巨型框架梁）、侧面大桁架以及屋面结构组成。整体钢结构与下部混凝土结构“脱开”。

巨型框架结构体系如图 2.2 所示，其中巨型框架柱为 6 个钢筒体，巨型框架梁为楼面主桁架。为了分担竖向荷载，在左侧南北两端设置了两个仅承担竖向荷载的混凝土筒体，混凝土筒体支承侧面大桁架。南北方向布置了楼面次桁架，东西方向布置楼面次梁。在楼面层上局部布置雪道支承结构，在侧面桁架上布置屋面结构。

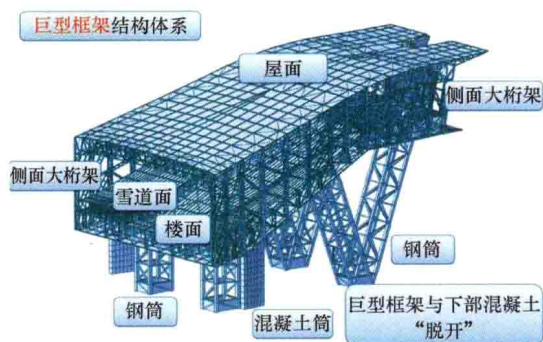


图 2.1 滑雪场东侧钢结构整体模型



图 2.2 巨型框架结构体系

滑雪场东侧钢结构竖向传力路径如图 2.3 所示。屋面荷载传递到侧面桁架，靠近侧面桁架的部分楼面荷载也传递到侧面桁架，其他楼面荷载通过楼面主桁架传递到钢筒体，侧面桁架的力传递到左侧侧面的钢筒体和右侧横向主桁架。所有竖向荷载由 6 个钢筒体和 2 个混凝土筒体共同承担。

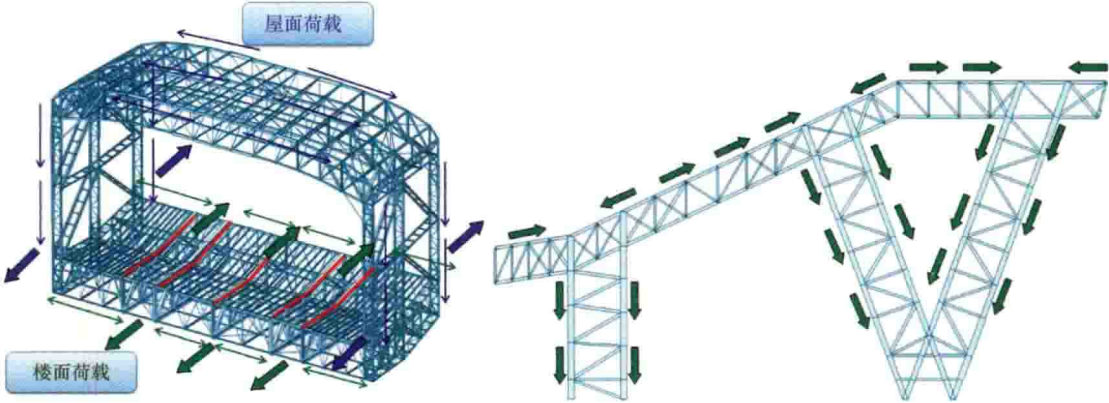


图 2.3 竖向传力路径

滑雪场东侧钢结构水平传力路径如图 2.4 所示，横向荷载由巨型框架承担。巨型框架的质量中心与刚度中心距离如图 2.5 所示，偏心率为 0.14。南北向风荷载以及地震作用下，巨型框架的计算简图类似于悬臂梁，如图 2.6 所示，直钢筒、左侧斜钢筒、右侧斜钢筒的刚度比值为 4.9:1.2:1.0。

室内滑雪场西侧和中部上部钢结构为横向桁架、纵向框架的结构体系（类似于无柱间支撑的门式刚架结构体系），下部混凝土结构为框架结构。西侧上部钢结构跨度 150m，中部跨度在 120m ~ 150m 之间。钢结构柱脚铰接于下部混凝土结构上。为减小上部钢结构纵向地震作用时的地震反应，在纵向两端设置黏滞阻尼器，黏滞阻尼器在正常使用状态下不提供刚度，但可以在地震作用下提供附加阻尼。西侧结构模型、立面、剖面如图 2.7 ~ 图 2.9 所示。

为减小跨中柱的荷载，仍维持超限审查预审会阶段屋面局部抽空斜腹杆的布置，使摇摆柱受荷面积减小，如图 2.10 所示，抽空斜腹杆的区域如图 2.11 红色区域所示。

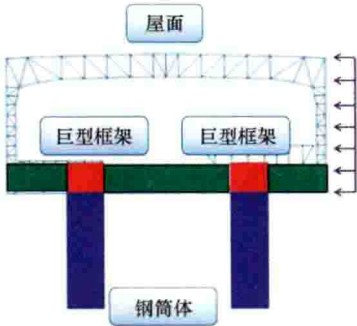


图 2.4 水平传力路径

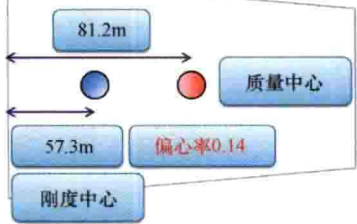


图 2.5 巨型框架刚度中心与质量中心关系示意图

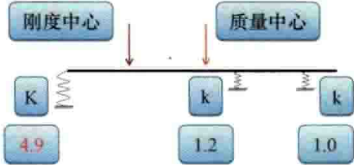


图 2.6 巨型框架计算简图

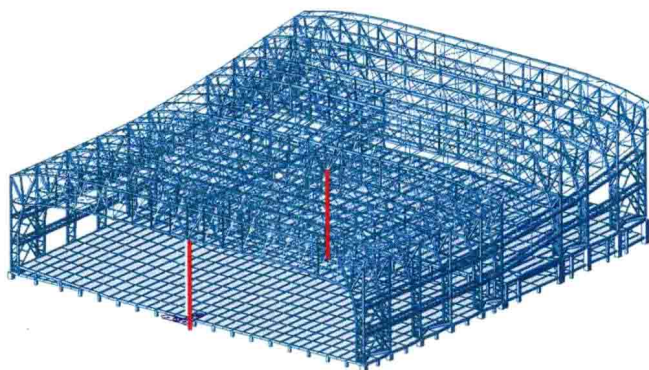


图 2.7 滑雪场西侧结构整体模型

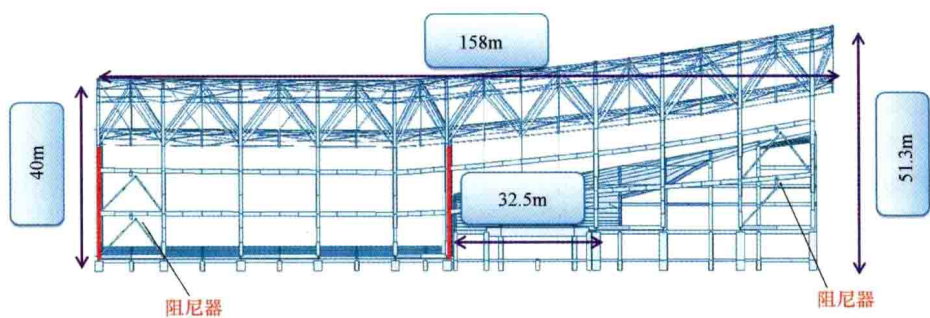


图 2.8 滑雪场西侧结构立面

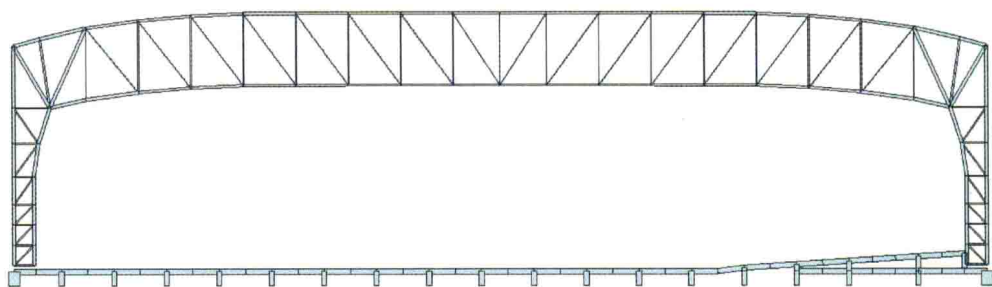


图 2.9 滑雪场西侧结构典型剖面

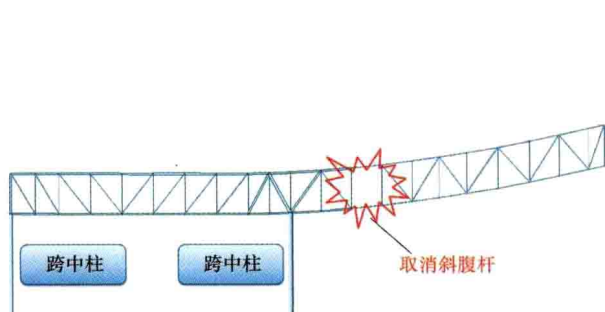


图 2.10 跨中柱处东西向剖面

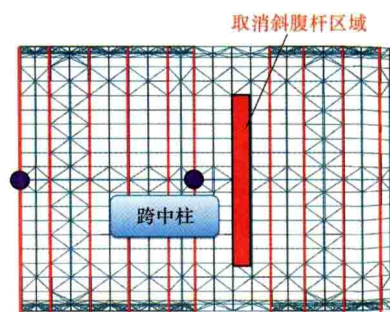


图 2.11 屋面抽空斜腹杆区域示意图

滑雪场中部结构模型如图 2.12 所示，中部长 151m，高度由 51.4m 渐变至 82m，跨度由 150m 渐变至 120m，如图 2.13 所示，同样采用横向桁架、纵向框架的结构体系。在纵向两端设置共 16 个黏滞阻尼器，以减小纵向地震效应。

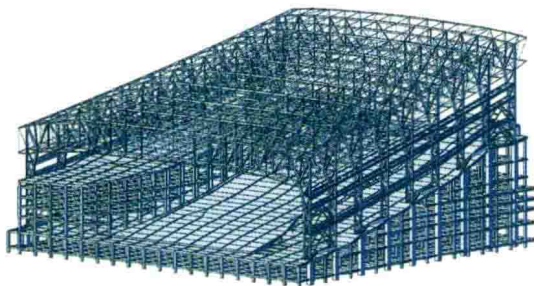


图 2.12 滑雪场中部整体计算模型

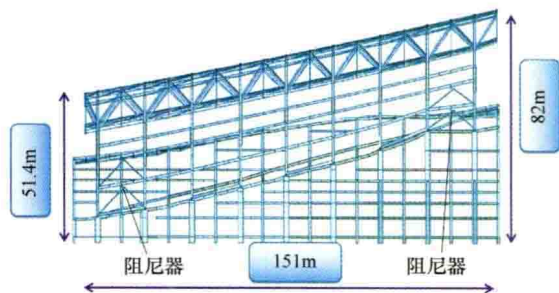


图 2.13 滑雪场中部立面图

主桁架弦杆采用工字形截面，腹杆采用箱形截面和圆钢管，主桁架之间通过连系桁架和水平连梁连成整体，如图 2.14 所示。格构柱采用箱形截面。

滑雪场西侧和中部的下部结构为混凝土框架结构。混凝土柱距为 $8.4\text{m} \times 8\text{m}$ ，在不同的区域框架层数不同，滑雪场西侧混凝土 A 区计算模型如图 2.15 所示，B 区计算模型如

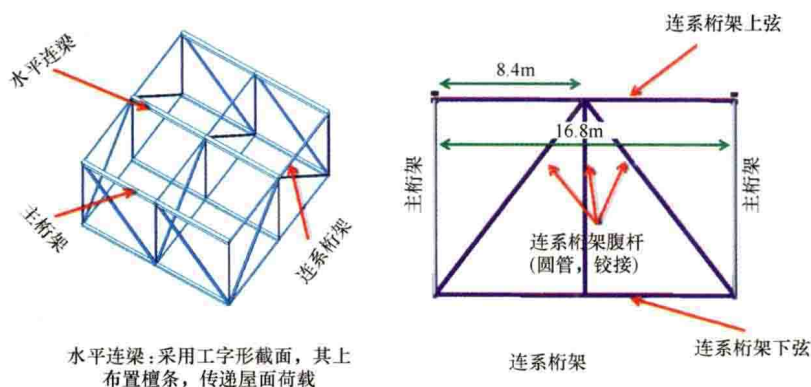


图 2.14 滑雪场西侧及中部屋顶局部做法

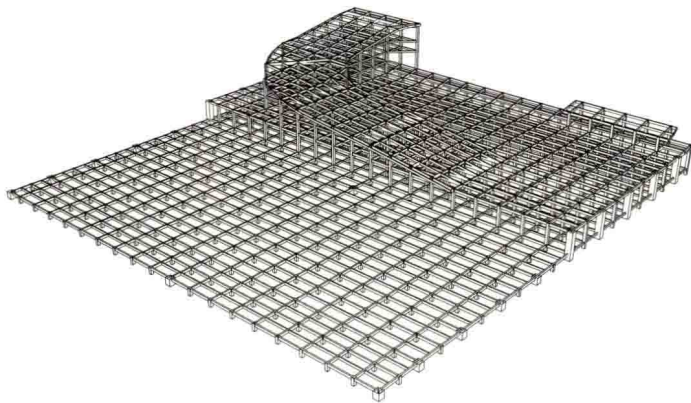


图 2.15 滑雪场西侧混凝土 A 区框架计算模型

图 2.16 所示。框架嵌固在 -2.200m。西侧部分单层框架，部分二层至三层框架。中部为二层~五层框架，局部框架升至滑雪道层以支承雪道。

滑雪场在设计过程中重点与难点如下：

- (1) 跨度大，为超大跨度结构。
- (2) 楼面荷载大，为重载大跨结构。
- (3) 结构高差大，两侧水平刚度差异大，楼面振型类似悬臂梁的弯曲振动。
- (4) 由于滑雪场支座反力大，与混凝土结构连接特别重要。
- (5) 结构冬季处于低温环境，需研究采取预防结构发生低温脆断的措施。
- (6) 结构性能化设计标准的确定，包括地震作用的取值。

2.2 结构的超限情况

本工程根据建质〔2010〕109 号《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》，对规范涉及结构不规则性的条文进行了检查，结构超限情况详见表 2.1 ~ 表 2.4。

滑雪场东侧结构超限点为：(1) 属于特殊类型的高层建筑；(2) 质量中心与刚度中心距离较大，扭转位移比超 1.2，属扭转不规则结构。

滑雪场西侧、中部结构超限点为：屋顶钢结构跨度 150m，超过 120m。

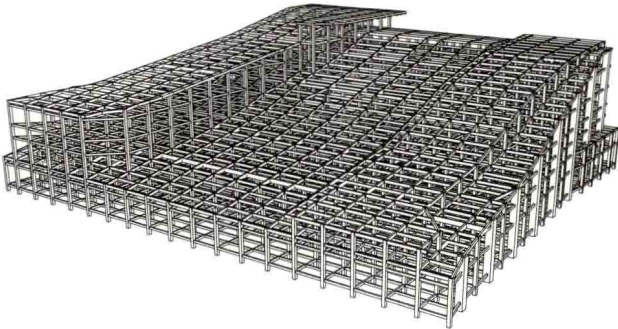


图 2.16 滑雪场中部混凝土 B 区框架计算模型

建筑结构高度（m）超限检查						表 2.1	
结构类型		6 度	7 度 (含 0.15g)	8 度 (含 0.30g)	9 度	高度 (m)	是否超限
混凝土结构	框架	60	50	40	35	—	—
	框架 - 抗震墙	130	120	100	80	—	—
	抗震墙	140	120	100	80	—	—
	部分框支抗震墙	120	100	80	50	—	—
	框架 - 核心筒	150	130	100	90	—	—
	筒中筒	180	150	120	100	—	—
	板柱 - 抗震墙	80	70	55	40	—	—
	较多短肢墙		100	60	60	—	—
混合结构	错层的抗震墙和框架 - 抗震墙		80	60	60	—	—
	钢外框 - 钢筋混凝土筒	200	160	120	120	—	—
	型钢混凝土外框 - 钢筋混凝土筒	220	190	150	150	—	—
钢结构	框架	110	110	90	70	—	—
	框架 - 支撑（抗震墙板）	220	220	200	180	—	—
	各类筒体和巨型结构	300	300	260	240	114.5	否

注：平面和竖向均不规则，或Ⅳ类场地，按减少 20% 控制；6 度的短肢墙、错层结构，高度适当降低。

建筑结构一般性超限检查

表 2.2

序号	不规则类型	涵 义	计算值	是否超限
1a	扭转不规则	考虑偶然偏心的扭转位移比大于 1.2	1.40	是
1b	偏心布置	偏心率大于 0.15 或相邻层质心相差大于相应边长 15%	0.14	否
2a	凹凸不规则	平面凹凸尺寸大于相应边长 30% 等	无	否
2b	组合平面	细腰形或角部重叠形	无	否
3	楼板不连续	有效宽度小于 50%，开洞面积大于 30%，错层大于梁高	无	否
4a	刚度突变	相邻层刚度变化大于 70% 或连续三层变化大于 80%	无	否
4b	尺寸突变	竖向构件位置缩进大于 25%，或外挑大于 10% 和 4m，多塔	无	否
5	构件间断	上下墙、柱、支撑不连续，含加强层、连体类	无	否
6	承载力突变	相邻层受剪承载力变化大于 80%	无	否
7	其他不规则	如局部的穿层柱、斜柱、夹层、个别构件错层或转换		

建筑结构严重规则性超限检查

表 2.3

序号	不规则类型	涵 义	计算值	是否超限
1	扭转偏大	裙房以上的较多楼层，考虑偶然偏心的扭转位移比大于 1.4	1.40	否
2	抗扭刚度弱	扭转周期比大于 0.9，混合结构扭转周期比大于 0.85	无	否
3	层刚度偏小	本层侧向刚度小于相邻上层的 50%	无	否
4	高位转换	框支墙体的转换构件位置：7 度超过 5 层，8 度超过 3 层	无	否
5	厚板转换	7 ~ 9 度设防的厚板转换结构	无	否
6	塔楼偏置	单塔或多塔与大底盘的质心偏心距大于底盘相应边长的 20%	无	否
7	复杂连接	各部分层数、刚度、布置不同的错层 连体两端塔楼高度、体型或者沿大底盘某个主轴方向的振动周期显著不同的结构	无	否
8	多重复杂	结构同时具有转换层、加强层、错层、连体和多塔等复杂类型的 3 种	无	否

其他类型高层超限检查

表 2.4

序号	类型	涵 义	是否超限
1	特殊类型 高层建筑	抗震规范、高层混凝土结构规程和高层钢结构规程暂未列入的其他高层建筑结构，特殊形式的大型公共建筑及超长悬挑结构，特大跨度的连体结构等	是
2	超限大跨 空间结构	屋盖的跨度大于 120m 或悬挑长度大于 40m 或单向长度大于 300m，屋盖结构形式超出常用空间结构形式的大型列车客运候车室、一级汽车客运候车楼、一级港口客运站、大型航站楼、大型体育场馆、大型影剧院、大型商场、大型博物馆、大型展览馆、大型会展中心，以及特大型机库等	是

3 超限应对措施及分析结论

3.1 超限应对措施

3.1.1 分析模型及分析软件

鉴于本工程的复杂性，进行了多模型分析计算：

(1) 包括钢结构和混凝土结构的整体模型 (即: 包括前述三个结构单元), 采用 MIDAS 及 ABAQUS 软件建模, 模型用于进行整体结构分析, 包括弹性内力及变形分析、弹性时程分析。

(2) 不带钢结构的混凝土整体模型, 此时钢结构作用在混凝土结构上的反力以荷载的形式加入到混凝土模型中。混凝土结构在竖向荷载、风荷载和多遇地震作用下的内力及变形等, 均按照弹性方法分析。采用 YJK 软件建模, YJK 软件作为混凝土内力及变形分析, 构件配筋计算以及基础设计的依据。

(3) 单独钢结构计算模型 (即: 前述三个钢结构单元), 采用 ABAQUS 软件建模, 模型用于连续倒塌、结构稳定分析。

3.1.2 抗震设防标准

抗震设防标准

表 3.1

建筑结构安全等级	混凝土结构	钢结构
	二级 ($\gamma_0=1.0$)	一级 ($\gamma_0=1.1$)
建筑设计使用年限	50 年	
建筑抗震设防标准	混凝土: 乙类; 地震作用按 6 度、抗震构造措施按 7 度 钢结构: 乙类; 地震作用按 7 度、抗震构造措施按 7 度	
结构抗震等级	混凝土框架	二级
	钢结构	二级

3.1.3 抗震设防性能目标及加强措施

(1) 东侧结构

① 构成巨型框架的框架柱、梁及面内支撑: 中震弹性, 其他控制参数如图 3.1 所示。

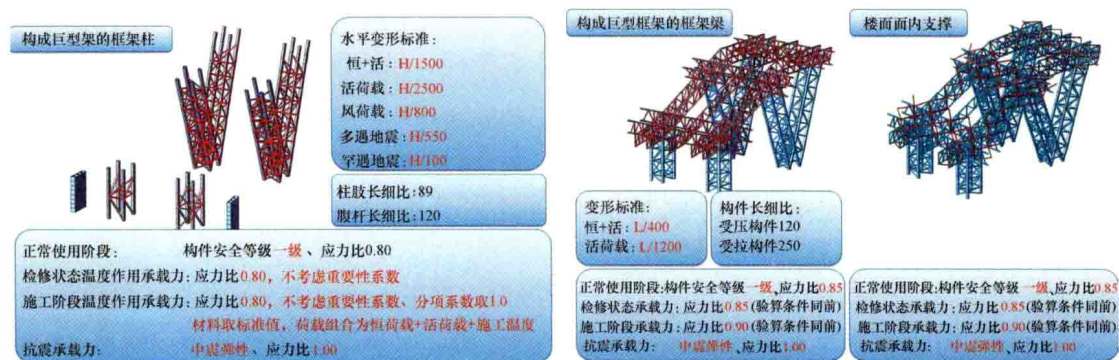


图 3.1 巨型框架柱、梁及面内支撑抗震性能标准

② 楼面次桁架: 中震弹性, 楼面次梁: 小震弹性, 混凝土筒: 抗震等级二级, 抗震承载力中震弹性。其他控制参数如图 3.2 所示。

③ 侧面大桁架: 中震弹性, 屋面结构: 小震弹性, 关键节点: 安全等级一级、中震应力比控制 0.95。其他控制参数如图 3.3 所示。

(2) 西侧、中部结构:

① 下部混凝土框架性能目标: 直接支承屋顶钢结构的框架柱: 安全等级一级、中震

抗弯抗剪弹性, 其他框架柱: 安全等级二级、按照规范设计。

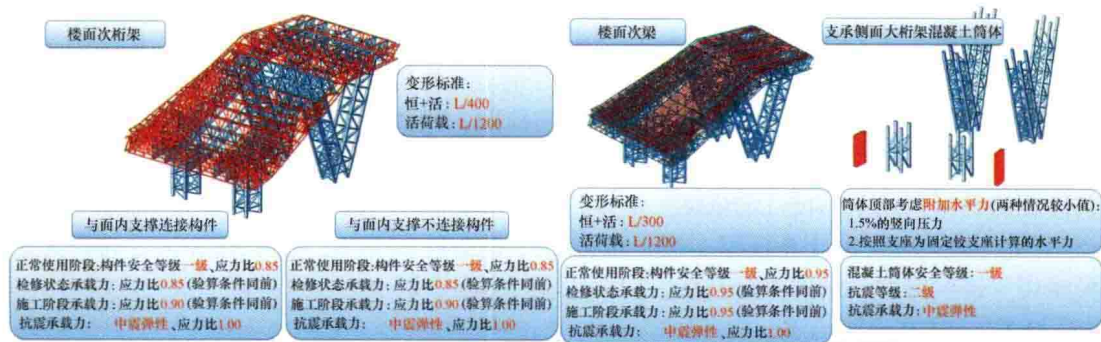


图 3.2 楼面次桁架、楼面次梁抗震性能标准

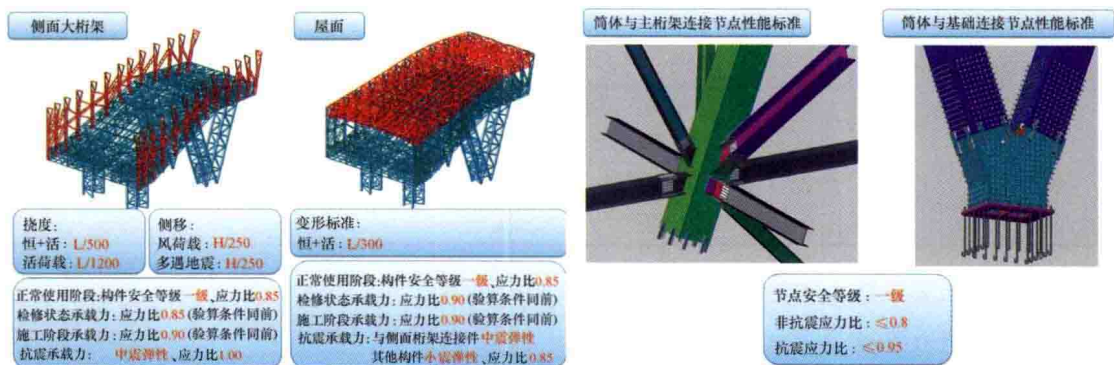


图 3.3 侧面大桁架、屋面结构、关键节点抗震性能标准

② 屋顶钢结构性能目标: 支承钢结构: 中震弹性; 屋面钢结构: 与支承钢结构连接杆件: 中震弹性, 其他构件: 小震弹性。

3.2 分析结果

3.2.1 东侧结构

(1) 结构动力特性

结构的前四阶振型如图 3.4 所示, 第一阶振型为水平平动为主, 同时存在扭转效应, 周期 2.40s; 第二阶振型为扭转为主, 周期 1.90s, 第三阶振型为 X 向平动, 周期 1.86s, 第四阶振型为局部振动。第一扭转周期与平动周期比值为 0.79。

(2) 小震反应谱计算结果

X 向地震作用下, 直钢筒顶水平变形最大为 15mm, 侧移比 1/2952, 左侧斜筒顶的水平变形最大为 15mm, 侧移比 1/4620, 右侧斜钢筒顶的水平变形最大为 16mm, 侧移比 1/5044, 均小于限值【1/550】。

Y 向地震作用下, 直钢筒顶水平变形最大为 9mm, 侧移比 1/4920, 左侧斜筒顶的水平变形最大为 22mm, 侧移比 1/3150, 右侧斜钢筒顶的水平变形最大为 31mm, 侧移比 1/2603, 均小于限值【1/550】。

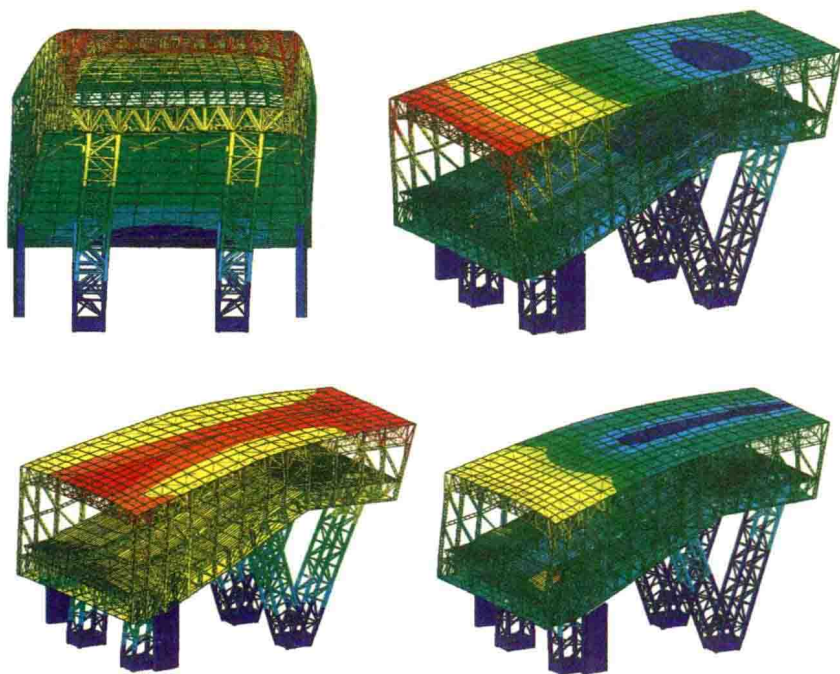


图 3.4 东侧结构动力特性

在 Y 向地震作用下，侧面大桁架变形如图 3.5 所示，层间侧移 11mm，层间侧移比 $1/2851 < [1/250]$ 。通过层间侧移比可知，地震作用效应明显小于风荷载效应，结构受风荷载控制。

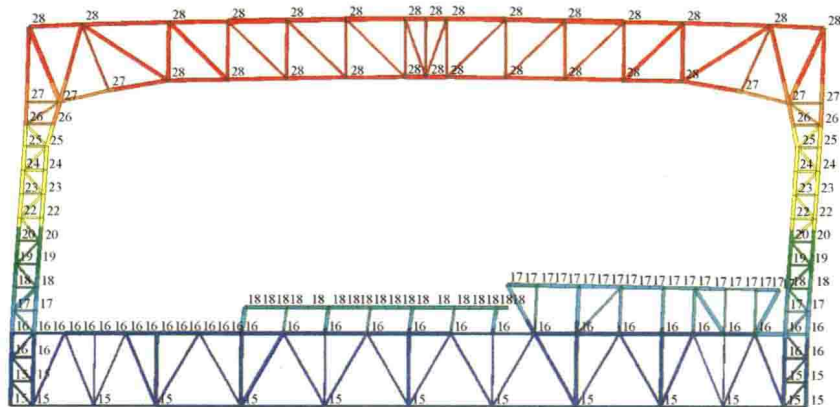


图 3.5 小震下结构变形

小震反应谱计算的地震反力如下：

- ① X 向地震作用下，X 向水平剪力 12293kN，剪重比 $2.1\% > [2.0\%]$ ；
- ② Y 向地震作用下，Y 向水平剪力 9604kN，剪重比 $1.6\% < [2.0\%]$ ，剪重比不满足要求，构件地震力相应放大 $2.0/1.6=1.25$ 倍；
- ③ X 向地震作用下，左侧直钢筒承担 62% 的水平剪力，右侧筒体承担了 38% 的水平剪力；