

# 筑信达

# 技术通讯 专刊

第 25 期

2023 年 3 月

Vol.7 No.1

www.cisec.cn

## 2023 筑信达用户大会

CIS User's Day

-- 分享 · 交流 · 互动 --

# 工程软件应用 入围项目汇编

- 岩土工程
- 工业结构设计
- 空间结构设计
- 减隔震技术应用
- 二次开发
- 其它



主办：北京筑信达工程咨询有限公司

主编：李立

文字编辑：刘慧璇、王希、吴文博、  
张志国、郭晓通、杨硕

美编：张翠莲、王蓉

北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古盛路 36 号泰然大厦 4 层 408 室  
电话：010-68924600 技术热线：010-68924600-200 传真：  
010-68924600-8

网址：www.cisec.cn 在线支持：support.cisec.cn  
邮箱：support@cisec.cn（技术支持）  
sales@cisec.cn（产品销售）

筑信达武汉技术中心

地址：武汉市洪山区武珞路 717 号兆富国际 1308 室  
技术热线：027-8788 6890 / 8788 6891

## 区域代理

### 华东区

上海江图信息科技有限公司  
联系人：薛平  
手机：137 0172 6345

### 华南区

广州信益软件技术有限公司  
联系人：田茂金  
手机：137 6071 9009

### 华中区

武汉百思通科技有限公司  
联系人：叶亮  
手机：139 9561 6575

### 西南区

金橡果科技成都有限公司  
联系人：刘宇  
手机：185 1282 0985

# 目录

## Content

(按提交时间先后为序)

### — 岩土工程 —

北京某深大基坑两级反压土支护数值分析	1
富水砂层深基坑悬挂式止水帷幕降水方案优化研究	6
Plaxis 3D 在深厚排土场建设桩式可调风机基础中的应用	9
PLAXIS 在地基基础工程中的应用	12
顶管施工对周边建筑物的影响分析	16

### — 工业结构设计 —

初始几何缺陷影响下钢结构脱硫塔安全性能分析	20
抗爆机柜间整体动力弹塑性时程分析	23
考虑料仓设备影响的结构整体的弹性分析和推覆分析	26
SAP2000 工程应用之欧标筒仓设计	28
(美标钢框架结构结构设计)	32
KIZAD 生命科学园新冠疫苗车间	37
某高炉本体结构设计中的 SAP2000 应用	39
LNG 低温储罐钢穹顶分析	41
空间构架式压缩机基础动力分析	44
IDEA 软件在 LNG 模块化建造中的应用	44





主办：北京筑信达工程咨询有限公司

主编：李立

文字编辑：刘慧璇、王希、吴文博、

张志国、郭晓通、杨硕

美编：张翠莲、王蓉

北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古盛路 36 号泰然大厦 4 层 408 室  
电话：010-68924600 技术热线：010-68924600-200 传真：  
010-68924600-8

网址：www.cisec.cn 在线支持：support.cisec.cn

邮箱：support@cisec.cn (技术支持)

sales@cisec.cn (产品销售)

筑信达武汉技术中心

地址：武汉市洪山区武珞路 717 号兆富国际 1308 室

技术热线：027-8788 6890 / 8788 6891

## 区域代理

### 华东区

上海江图信息科技有限公司

联系人：薛平

手机：137 0172 6345

### 华南区

广州倍益软件技术有限公司

联系人：田茂金

手机：137 6071 9009

### 华中区

武汉百思通科技有限公司

联系人：叶亮

手机：139 9561 6575

### 西南区

金橡果科技成都有限公司

联系人：刘宇

手机：185 1282 0985

# 目录

## Content

### — 空间结构设计 —

SAP2000 在厦门白鹭体育场设计中的应用	47
SAP2000 在大型天幕工程中的应用	59
空间自由曲面的超限连体钢结构高层观光塔设计研究	65
异形截面柱在大跨度空间结构中的应用	68
SAP2000 为超大跨度维修机库结构设计保驾护航	71
成都未来科技城展示中心结构设计	74
SAP2000 在苏州科技馆工业展览馆工程中的应用	77

### — 减隔震技术应用 —

ETABS 在新宫车辆段大底盘多塔楼隔震项目中的应用	80
ETABS、PERFORM-3D 在建筑消能减震技术关键问题研究中的应用	84
黏滞阻尼伸臂减震技术应用研究	87
ETABS 对 9.5 泸定地震震损结构的反演分析	92
增幅机构连接黏滞阻尼器在减震工程中的研究和应用	96
建筑隔震设计中欧规范对比研究	101
设置连梁阻尼器的剪力墙结构设计	105
ETABS 在云南省滇西区域医疗中心（一期）隔震设计中的应用	115
基于 ETABS 的黏滞阻尼墙减震工程设计	119
组合减震技术在设防地震正常使用医疗建筑中的应用	125

### — 二次开发 —

Dynamo+SAP2000/ETBAS 可视化编程模块开发	130
SAP2000 二次开发_消能减震工具箱	132
基于 ETABS-API 二次开发在结构设计中的应用	134



主办：北京筑信达工程咨询有限公司

主编：李立

文字编辑：刘慧璇、王希、吴文博、  
张志国、郭晓通、杨硕

美编：张翠莲、王蓉

北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古盛路 36 号泰然大厦 4 层 408 室  
电话：010-68924600 技术热线：010-68924600-200 传真：  
010-68924600-8

网址：www.cisec.cn 在线支持：support.cisec.cn  
邮箱：support@cisec.cn（技术支持）  
sales@cisec.cn（产品销售）

筑信达武汉技术中心

地址：武汉市洪山区武珞路 717 号兆富国际 1308 室  
技术热线：027-8788 6890 / 8788 6891

## 区域代理

### 华东区

上海江图信息科技有限公司  
联系人：薛平  
手机：137 0172 6345

### 华南区

广州倍益软件技术有限公司  
联系人：田茂金  
手机：137 6071 9009

### 华中区

武汉百思通科技有限公司  
联系人：叶亮  
手机：139 9561 6575

### 西南区

金橡果科技成都有限公司  
联系人：刘宇  
手机：185 1282 0985

# 目录

## Content

超限报告自动生成平台 AUTOEPR 与 ETABS 二次开发	138
基于参数化技术的超高层建筑结构 智能设计方法研究与应用	141
地铁车站三维端头井快速建模工具开发	148
基于增量法的地铁车站基坑开挖及 回筑施工快速建模工具开发	150
基于 SAP2000 二次开发的复杂空 间结构建模、分析与优化	153
超高层结构的动力弹塑性时程分析 ETABS 应用实例	155
基于 ETABS 二次开发的铁木辛柯隐式 框架柱及钢板剪力墙设计软件	159
基于 Grasshopper 平台的 SAP2000 模型功能插件	164
参数化建模及优化软件 Euler 在 SAP2000 中的应用	167
ETABS 软件二次开发技术在高烈度 区组合减隔震结构的应用研究	171
基于香港规范的结构分析与设计程序 ETE 的研发	175
基于 SAP2000 二次开发的工业 厂房结构建模的辅助插件	178
ERDP 减震辅助设计软件开发与应用	181
— 其它 —	
ETABS、PERFORM-3D 在北京绿 地中心超高层项目中的应用	187
SAP2000 在再生混凝土高层建筑 结构分析与设计中的应用	194
ETABS 超高层全阶段长期收缩徐变分析	197
基于性能的结构抗震设计及有关 问题的讨论和工程应用	206
调谐液体阻尼器 (TLD) 抗风减振分析与工程应用	219
浅析偶然偏心在时程分析中的影响	225

# 刊首语

经过数月的广泛征集，首届“筑信达工程软件应用项目征集”收到来自全国近五十家工程单位和高校共计六十余份成果作品。在收到的项目资料中，我们看到许多优秀的土木工程师基于扎实的专业知识，通过大量的细致分析，攻克工程难题。还有不少工程师通过二次开发技术定制化工具，让工程软件“为我所用”，重新定义行业效率，激发新活力。同时，我们也很欣慰地看到筑信达的工程软件能够帮助用户们解决工程问题，并为工程设计研究与技术创新提供工具平台和数据支持。

本期专刊汇集了所有入围项目的资料（除了个别不便公开的项目），经过整理提炼，尽可能展现各个项目的技术路线、应用亮点和成果经验，希望有助于行业的技术交流与进步！

衷心感谢参与本次征集活动的每一位用户！谢谢你们专业细致的工作和乐于分享的精神！谢谢你们对筑信达的信任与支持！在活动过程中，我们的工作也难免存在疏忽或考虑不周之处，感谢大家的理解与包容！

在2023年筑信达用户大会上，我们将邀请部分优秀项目进行大会分享，期待与全国的工程师朋友相聚在一起，结识新朋，相聚老友，分享交流、彼此启发、共同进步。

主编：李立

2023.4

## 北京某深大基坑两级反压土支护数值分析

单位：清华大学

项目负责人：徐明

项目参与人：张绪虎；宋二祥；王永成；孙俊岭

使用软件：PLAXIS 3D

## Numerical Analysis of Two Stage Backpressure Soil Support for a Deep and Large Foundation Pit in Beijing

Company: Tsinghua University

Project Leader: Xu Ming

Project Participants: Zhang Xuhu; Song Erxiang; Wang Yongcheng; Sun Junling

### 内容简介

在大型深基坑工程中，反压土支护由于经济性好、施工方便而得到了越来越多的应用，但是现有规范并未给出设计方法，且现有研究通常针对反压土支护悬壁挡墙等简单工况。北京城市副中心站综合交通枢纽V区基坑深度达33m~40m，宽度195m，且北侧约40m为京哈铁路，环境保护要求高，采用两级反压土支护，开挖工序复杂。

利用PLAXIS 3D对该基坑两级反压土支护效果进行分析，针对复杂的施工流程，建立包含19个计算阶段的有限元模型。为了合理模拟基坑变形，采用HSS（小应变刚度硬化）模型，结合地勘报告和北京地区土体试验结果确定了一套适用于北京地区典型土层的合理参数取值。有限元计算结果表明，该支护体系能够满足工程要求，反压土支护效果明显。另外，对比分析了HSS模型与常用的MC（摩尔-库伦）模型的计算结果，发现即便人为提高MC模型的刚度，由于其单一模量的特点，仍无法得到合理的变形预测，深基坑变形计算中必须考虑土体小应变刚度特性，但是MC模型对支挡结构内力的计算结果与HSS模型比较接近。

### 应用亮点

1. 利用 PLAXIS 3D 对采用两级反压土支护的北京城市副中心站综合交通枢纽V区基坑建立了考虑全施工过程的有限元模型，共包含19个计算阶段、20个土层，对实际工程中反压土的应用进行了论证。所建立的局部三维有限元模型既能真实反映土钉间和工程桩间土体的变形，又显著提高了计算效率；
2. PLAXIS 内嵌的小应变硬化模型（HSS）同时考虑了土体的加卸载刚度、小应变刚度，能较好地预测基坑变形，但是北京地区应用 HSS 模型面临着参数取值困难的问题。结合地勘报告与北京地区土体试验结果，确定了一套适用于北京地区典型土层的 HSS 模型参数的合理取值方法；
3. 利用 PLAXIS 3D 对比 HSS 模型与常用的 MC 模型在深基坑中的应用，发现即便人为提高 MC 模型的刚



度，由于其单一模量的特点，仍无法得到合理的变形预测，深基坑变形计算中必须考虑土体小应变刚度特性，但是 MC 模型对支挡结构内力的计算结果与 HSS 模型比较接近。

## 成果展示

北京城市副中心站综合交通枢纽位于北京城市副中心核心区，城际车站区域东西长度为 1800m，宽为 195m。基坑分三期施工，划分了六个区（图 1），一期施工 I、III、V 区基坑，其中 V 区基坑由于宽度大、范围广、深度深，且基坑北侧约 40m 处是既有京哈铁路线，因此该区段基坑的安全施工为项目的重难点之一。本项目采用 PLAXIS 3D 程序对 V 区北部采用两级反压土支护的典型断面为对象进行了数值分析。基坑支护的典型施工断面如图 2 所示。

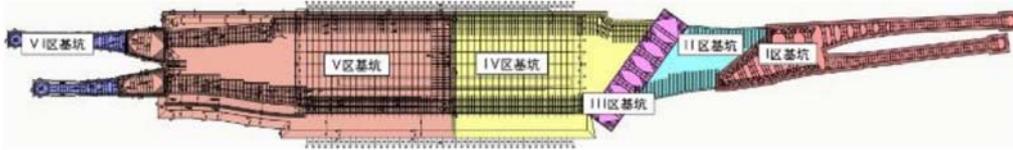


图 1 基坑分布图

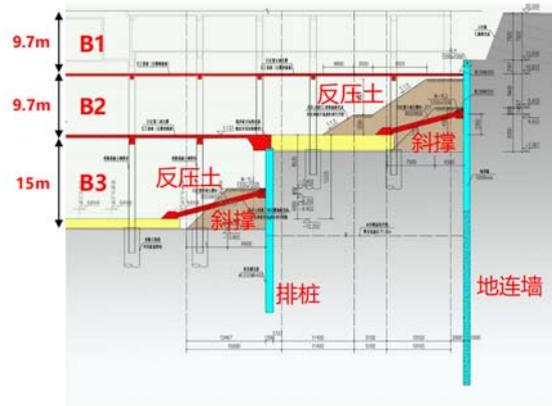


图 2 典型基坑支护断面图示意图

PLAXIS 3D 有限元整体模型图如图 3 所示。施工阶段布置如图 4 所示。

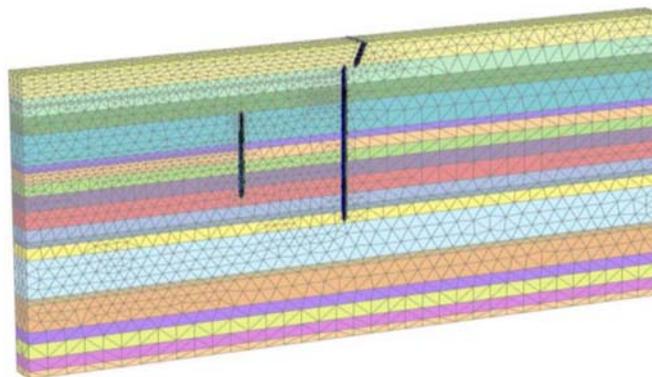


图 3 典型基坑支护断面图及有限元模型图

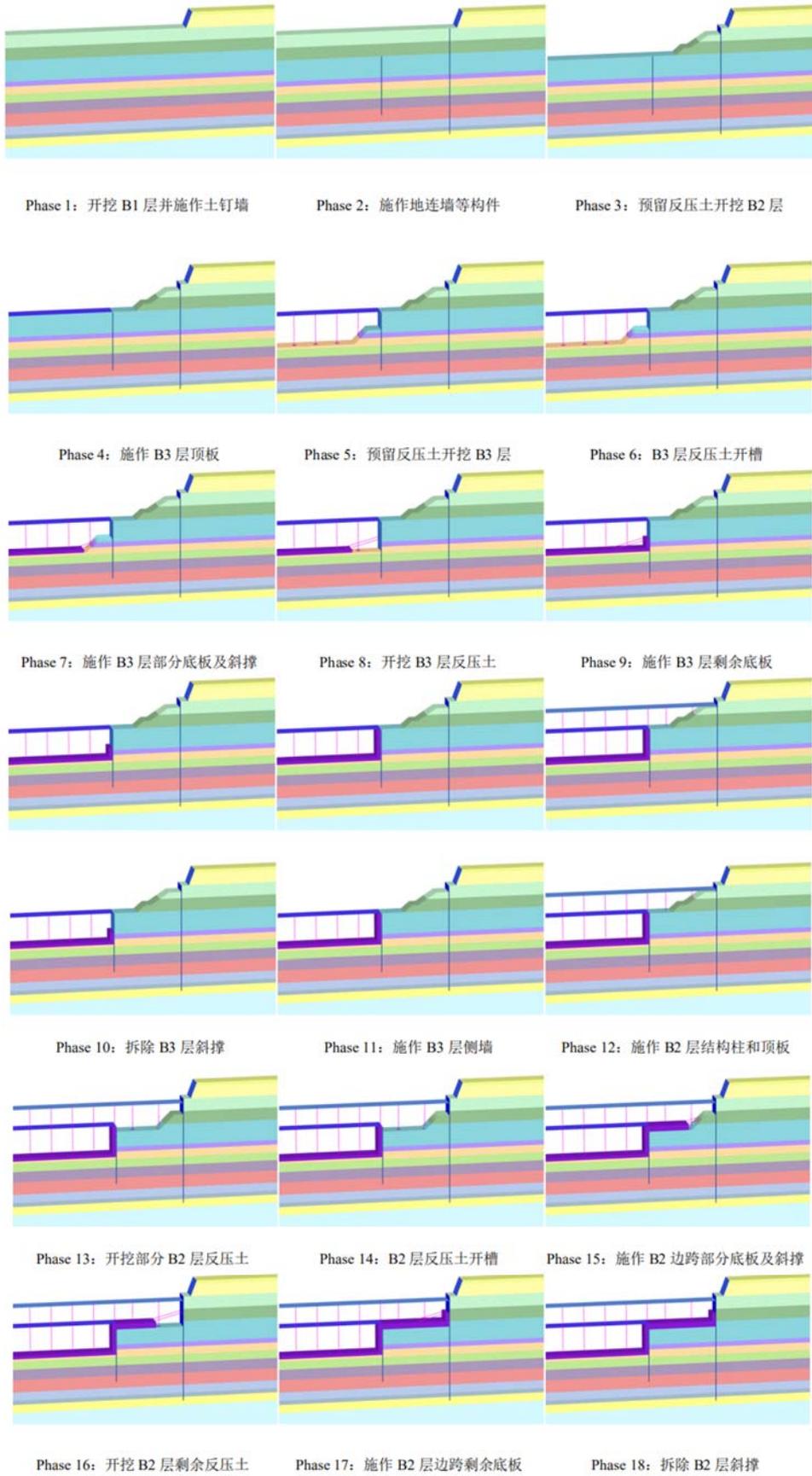


图 4 模拟施工工序图



基坑支护结构及反压土开槽细部模型详图如图 5 所示。

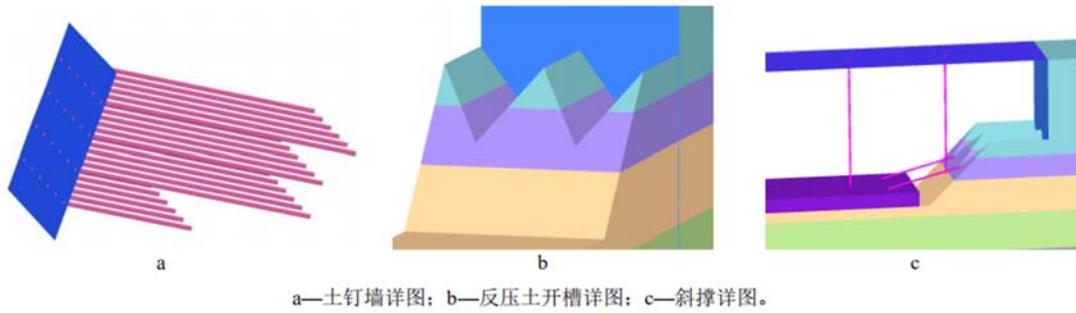


图 5 模型细部详图

分析得到的挡墙水平位移、地表沉降、土体剪应变分布、反压土开槽引起的水平变形如图 6、图 7 所示。

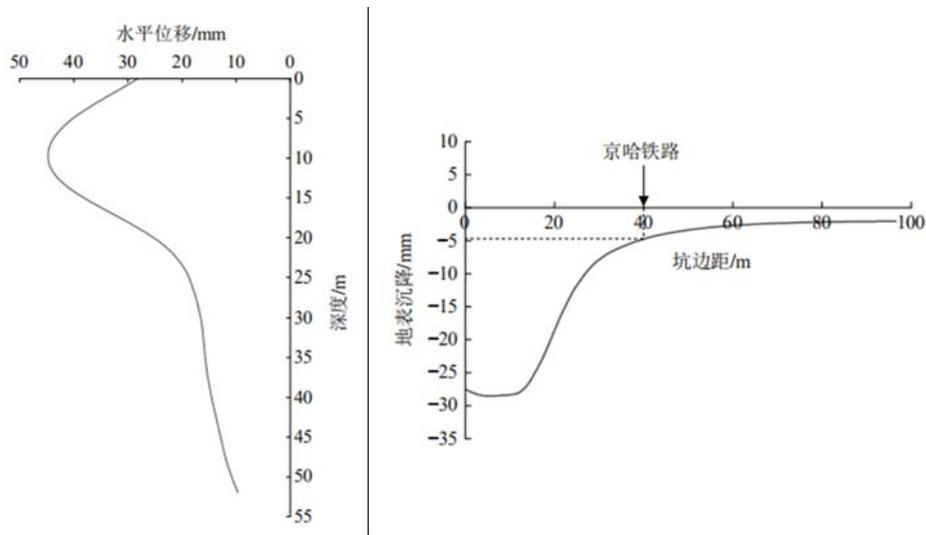


图 6 挡土墙水平位移（左）与地表沉降（右）图

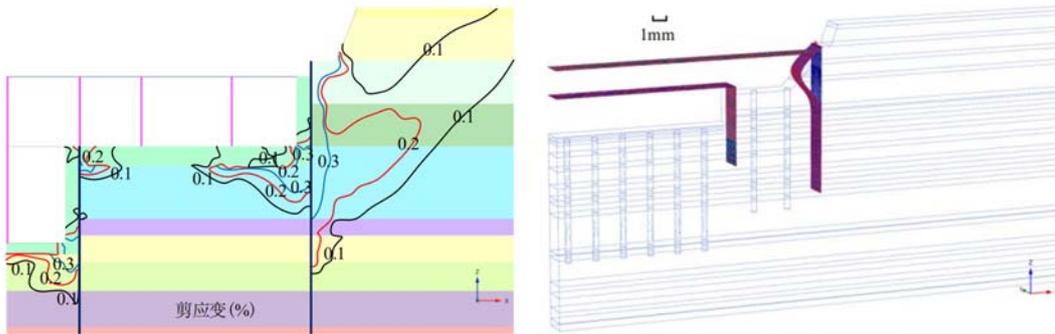


图 7 土体剪应变等值线图(左)和反压土开槽引起的水平变形图(右)

本项目中将 HSS 本构模型结果与使用 MC 本构模型结果进行了对比。其中，MC 模型的刚度参数取值分别选取了三种方法：

方法 1：有限元模型共包含 20 个土层，对每层土计算其中部深度的有效应力  $\sigma_3'$ ，代入公式(1)即得到  $E_{50}$ ，从而得到 MC 模型的弹性模量。

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c' \cdot \cot\phi' - \sigma'_3}{c' \cdot \cot\phi' + p^{ref}} \right)^m \quad (1)$$

方法 2: 由于方法 1 未考虑坑底土体的卸载模量, 计算得到的变形会偏大, 因此对于基坑底部标高以下的土体, 其弹性模量根据 HSS 模型中加卸载模量  $E_{ur}$  来计算,  $E_{ur}$  的计算公式如式(2)。

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c' \cdot \cot\phi' - \sigma'_3}{c' \cdot \cot\phi' + p^{ref}} \right)^m \quad (2)$$

方法 3: 如果再考虑挡土墙后土体也处于侧向卸载状态, 对所有土层的弹性模量均采用  $E_{ur}$  来计算。经计算, HSS 模型及不同参数取值方法的 MC 模型分析结果对比如图 8、图 9 所示。

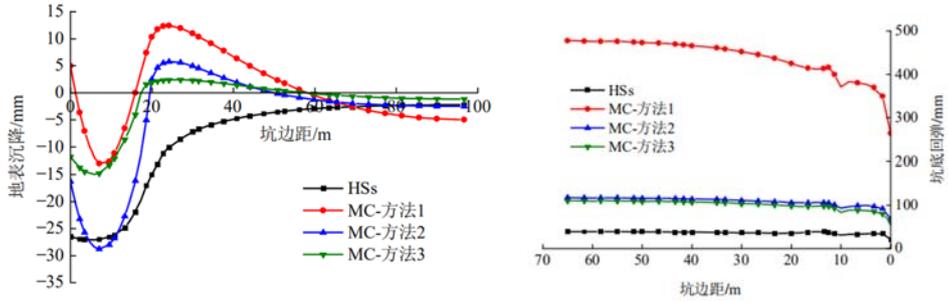


图 8 不同本构模型对应的地表沉降及坑底回弹曲线

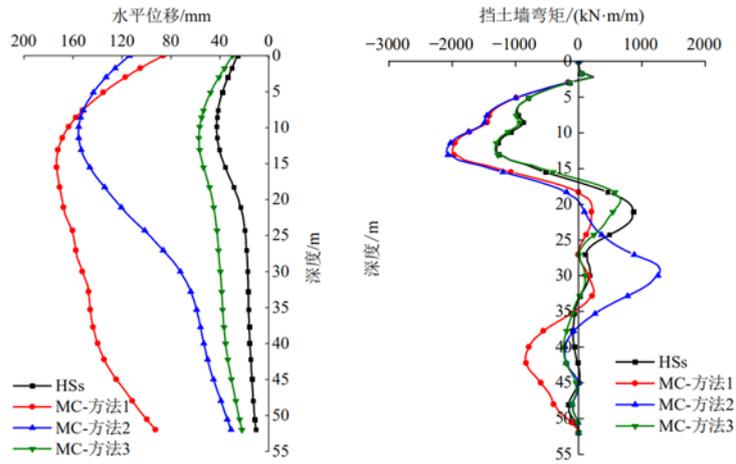


图 9 不同本构模型对应的挡墙的水平位移及弯矩分布图

## 富水砂层深基坑悬挂式止水帷幕降水方案优化研究

单位：清华大学

项目负责人：杨军

项目参与人：祁凌飞

使用软件：PLAXIS 3D

### Dewatering Design Optimization for Deep Excavation with Suspended Impervious Curtain in Water-Sandy Layer

Company: Tsinghua University

Project Leader: Yang Jun

Project Participant: Qi Lingfei

#### 内容简介

本项目基于以色列特拉维夫市某地铁项目现场勘察以及抽水试验数据，采用三维有限元程序 PLAXIS 3D 对 A 车站深基坑悬挂式止水帷幕的降水方案进行分析。经计算，国外设计分包提出的降水方案没有考虑不透水层的空间不均匀分布，造成基坑中部降水深度不能满足现场施工水位要求。通过进一步分析单井流量、降水井排布以及滤管埋深等因素对降水效果的影响，给出了优化改进建议，增大降水深度的同时减小了基坑两端与中部的水头差，有利于基坑开挖和节省成本，可供类似项目的设计、施工人员参考。

#### 应用亮点

1. 利用 PLAXIS 3D 对既有地铁车站的基坑降水设计进行了分析校核；
2. 利用 PLAXIS 3D 分析了单井流量、降水井排布以及滤管埋深等因素对基坑降水效果的影响；
3. 通过数值模拟手段得到了单井流量、井位布置、滤管埋深的优化设计方案。

#### 成果展示

以色列特拉维夫市某地铁车站基坑长 200 米，宽 26m，开挖深度 26m，地连墙深度 50m，基坑典型支护断面如图 1 所示。基坑降水采用悬挂式止水帷幕，坑内降水，深层回灌。降水井在坑内均匀分布，回灌井主要分布在西侧，如图 2 所示。

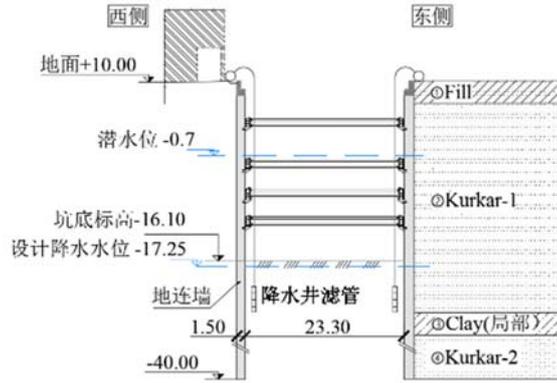


图 1 地铁车站基坑典型支护断面

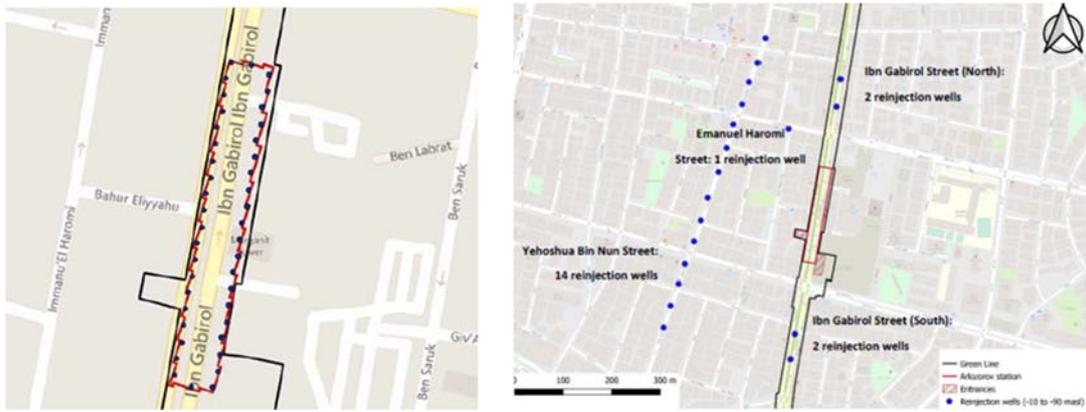


图 2 降水井与回灌井分布

土体采用 10 节点四面体单元模拟，地连墙采用实体单元模拟，降水以及回灌井采用井单元模拟，对基坑范围以及井点周围的单元进行局部加密，共划分 256697 个单元，366644 个节点，如图 4 所示。

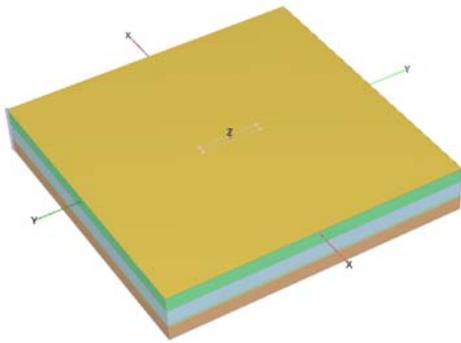


图 3 有限元模型范围

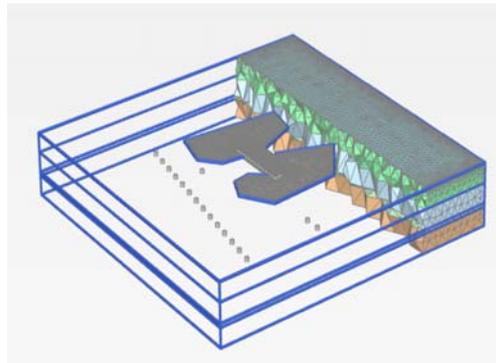


图 4 有限元模型（中间为地连墙与相对不透水层实体单元）

通过数值模拟的手段，得到降水后的地下水水头分布云图如图 5 所示，单井流量-地下水水位的关系图如图 6 所示，不同降水井布置方案的降水效果对比图如图 7 所示。

经计算校核，原方案不满足设计降水标高需求。基于数值模拟结果提出了优化后的降水井布置、单井流量、滤管埋深方案，如图 8 所示。

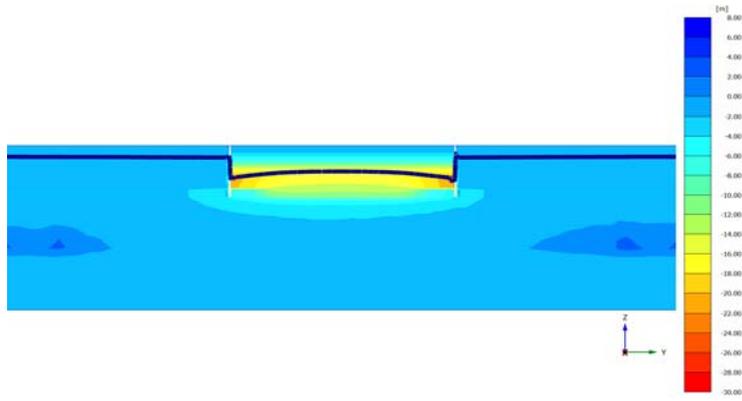


图 5 降水后的地下水水头分布

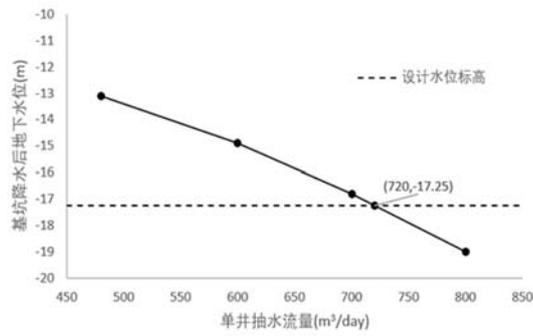


图 6 单井流量-地下水水位关系图

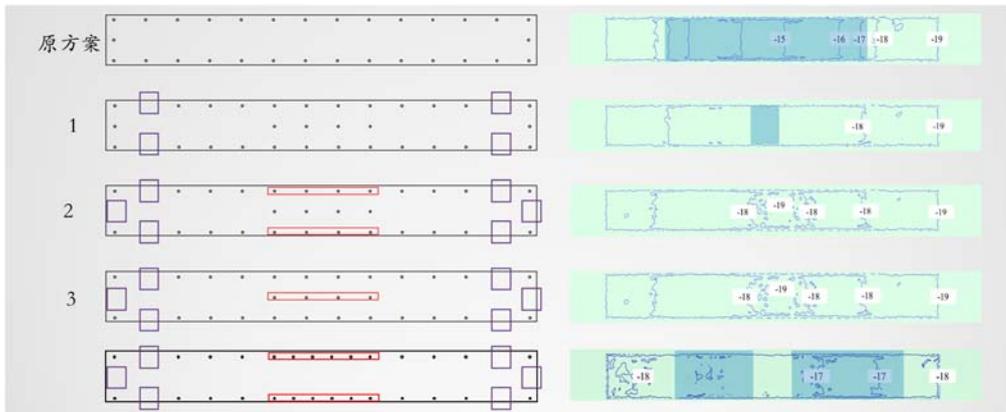


图 7 不同降水井方案对比图

	降水井排布	井点数量	滤管埋深 (m)	总流量 (m <sup>3</sup> /day)	降水后水位 (m)
原方案		30	-25~-30	14400 (22500)	-13.1 (-18.0)
优化方案		28	-20~-25	15600	-18.0

图 8 原方案与优化后的方案对比

## 相关论文

祁凌飞, 曲新钢, 周山君, 宋子文, 杨军. 富水砂层深基坑悬挂式止水帷幕降水方案优化研究[J]. 工程力学.



## PLAXIS 在深厚排土场建设桩式可调风机基础中的应用

单位：山东建筑大学

项目负责人：魏焕卫

项目参与人：谭芳；雷树立；宋志鑫；李中硕；刘中华

使用软件：PLAXIS 3D

### Application of PLAXIS in the Construction of Pile-Typed Adjustable Wind Turbine Foundation in Deep Waste Dumps

Company: Shandong Jianzhu University

Project Leader: Wei Huanwei

Project Participants: Tan Fang; Lei Shuli; Song Zhixin; Li Zhongshuo; Liu Zhonghua

#### 内容简介

近期国家及部分地市提出支持在荒漠地区、矿区沉陷区、排土场建设光伏电站和风电基地，达到节约、集约用地，推进土地治理的目的，同时可为当地工业企业提供清洁能源，创造经济及环保价值。在此大的政策发展战略背景下，依托项目首次提出利用内蒙古霍林河某露天煤矿已经相对稳定的排土场进行风电建设，项目对内蒙古丰富的排土地资源的开发利用具有重要探索价值。

经前期调研及勘察发现，矿区排土场的排土层深厚，各拟建风机位处排土层的堆积年限各不相同，且排土层水平向及垂向分布不均匀、层内存在多处松散区域的情况。而陆上常用的重力式扩展基础，虽然具有良好的抗弯与抗剪性能，结构的整体性好，但对土层要求较高，并不适用于排土地地基软硬不均以及土质较差的情况。考虑到风机基础的受力特点及建设成本，本项目针对矿区排土场一类特殊的场地，在采用强夯法进行地基处理，提高浅层土地基承载力、降低不均匀沉降的基础上，基于沉降可调控的理念，提出一种新型基础类型。为研究新型基础的受力特性，项目采用 PLAXIS 3D 有限元软件建立了场地强夯、风机基础施工、运行、沉降调控过程的数值计算模型，获得了风机运行全工况下的基础受力情况，指导了本项目的结构设计及现场的相关施工等工作。

本项目的研究成果可为排土场、采空区等不良工程地质情况下的风电机组的建设提供理论和技术支撑，相应的成果也可在其他类似项目中推广应用，具有极大的社会经济价值。

#### 应用亮点

1. 基于冲击荷载波形为三角形形式的假定，利用 PLAXIS 3D 分析强夯处理效果，优化强夯处理方案；
2. 采用 PLAXIS 3D 创建陆上风机土-结构相互作用的有限元模型；
3. 基础各部分结构连接形式明确，模型建立方便；
4. 计算阶段便于设置复杂的施工工况。



## 成果展示

利用 PLAXIS 3D 进行场地强夯处理分析，分析模型如图 1 所示，夯击荷载及夯点分布如图 2 所示。

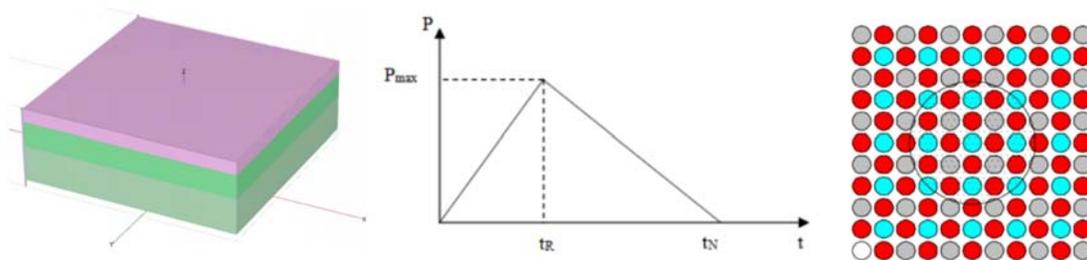


图 1 强夯分析整体示意图

图 2 夯击荷载简图（左）与夯击点分布图（右）

计算得到夯击次数-沉降曲线如图 3 所示。



图 3 夯击次数-夯沉量关系图（左）及单点夯击现场图（右）

利用 PLAXIS 3D 进行桩式可调风机基础的相关分析与设计，模型如图 4 所示。

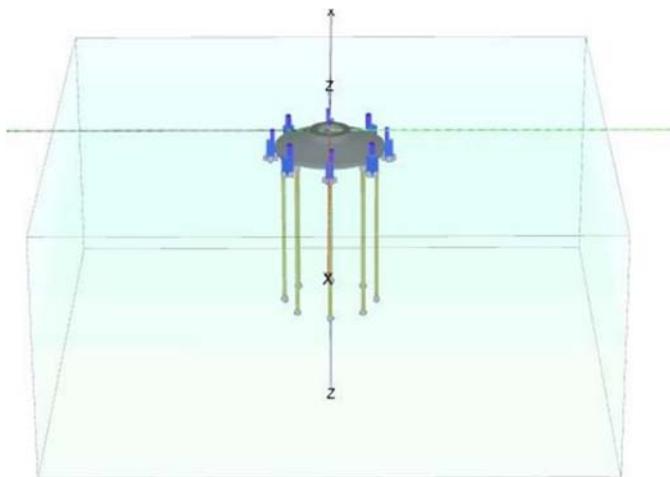
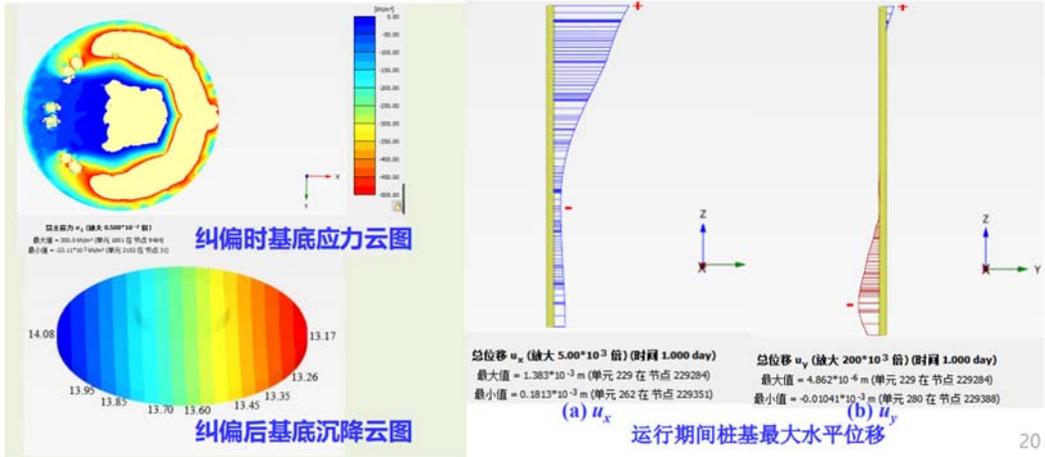


图 4 桩式可调风机基础模型图

分析内容包括：重力式基础底板验算（抗冲切、抗弯、抗剪）、基桩设计计算（竖向承载力验算、水平承载力及位移验算，抗裂等）、承台设计计算（抗弯、斜截面抗剪、抗裂等）、短柱设计计算（强度及抗裂）、工作井设计计算（抗弯及抗裂）、挡墙设计计算（抗剪及抗弯），部分计算结果如图 5 至图 7 所示。



20

图 5 纠偏前后的基底沉降和桩基的水平位移

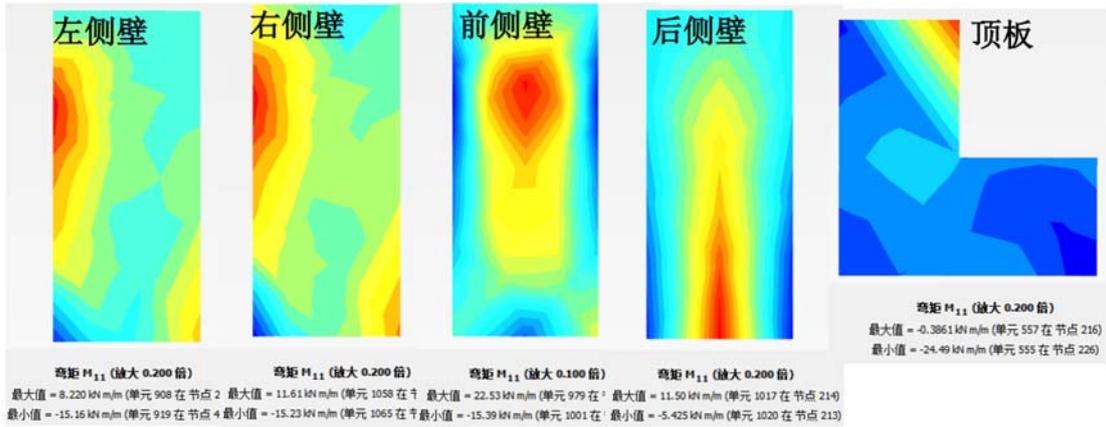


图 6 工作井侧壁及顶板弯矩云图

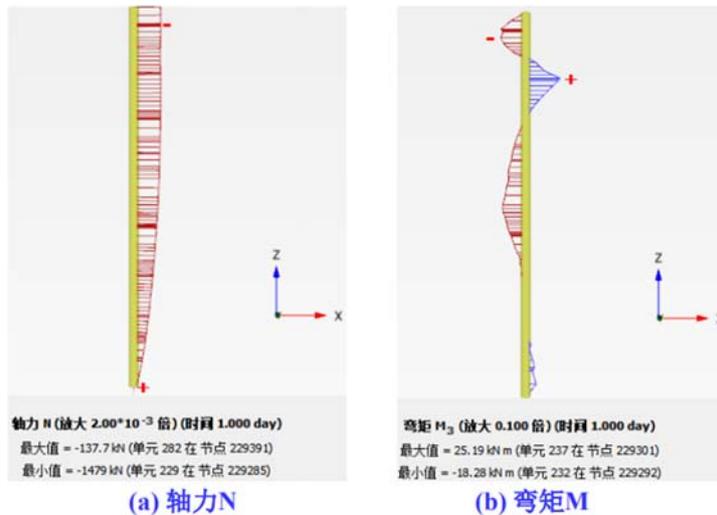


图 7 水平位移最大时桩基的内力图

## PLAXIS 在地基基础工程中的应用

单位：北京市建筑设计研究院有限公司

项目负责人：卢萍珍；方云飞；孙宏伟

项目参与人：李伟强；王媛；宋捷；张靖一

使用软件：PLAXIS 3D

### The Application of PLAXIS in Foundation Engineering of Buildings

Company: Beijing Institute of Architectural Design Co., Ltd

Project Leaders: Lu Pingzhen; Fang Yunfei; Sun Hongwei

Project Participants: Li Weiqiang; Wang Yuan; Song Jie; Zhang Jingyi

#### 内容简介

京东集团总部 3#楼项目位于北京市东五环路与东六环路之间，北京经济技术开发区经海五路与科创十一街的西南角。三栋主楼，建筑高度 70~80m，地上 13~17 层，地下 5 层，均为框架-核心筒结构，平均基底压力 400~460kPa，采用 CFG 桩复合地基，筏板+下返柱墩；纯地下室为框架-剪力墙结构，采用天然地基+抗拔桩，筏板+下返柱墩，抗拔桩采用钻孔灌注桩，桩侧后注浆。

本工程主楼和纯地下车库建在同一整体大面积基础底板上，具有上部结构荷载差异大、地层分布不均、抗浮水位高等特点，差异沉降控制、抗浮措施、沉降后浇带的设置关系到地基基础的安全性、经济性。

在本项目分析研究过程中，主要进行了以下几方面工作：

1. 校核既有地基基础方案及勘察资料；
2. 纯地下车库抗浮设计复核、不同布桩形式的对比分析及优化；
3. 基于变刚度调平设计对主楼复合地基设计成果提出咨询建议和意见；
4. 复合地基设计成果复核；
5. 协同计算及沉降控制措施验证；
6. 提出沉降分析结论及建议；
7. 沉降监测方案确认及观测数据跟踪。

本项目的分析研究成果已顺利通过专家论证会论证，并顺利实施。目前建筑变形形态与分析预测吻合，数值在预测范围之内。

#### 应用亮点

1. 本项目为大底盘主裙楼，并期望在设计阶段取消沉降后浇带，为后续施工提供便利。变刚度调平复合地基设计基于精细化的差异沉降控制，依赖于工程经验判断及精细化的数值分析。

2. 采用 PLAXIS 3D 自带的桩单元模拟 CFG 桩。与常规土层置换法相比，PLAXIS 3D 自带的桩单元可以精细化模拟 CFG 桩不同桩长和桩间距下的布置，在地基基础协同计算分析中，发挥更深入的作用。
3. 通过 PLAXIS 3D 后处理程序可以得到结构底板的内力，与结构设计软件进行对比验证。

## 成果展示

根据上部结构模型导荷结果，基础布置图及 CFG 桩布置图，采用有限元分析软件 PLAXIS 3D 建立三维岩土结构数值模型，如图 1 所示。抗拔桩采用软件自带 Embedded Pile 单元模拟；CFG 桩复合地基采用褥垫层+Embedded Pile 单元模拟；根据基础导荷荷载确定各墙下及柱下载荷。

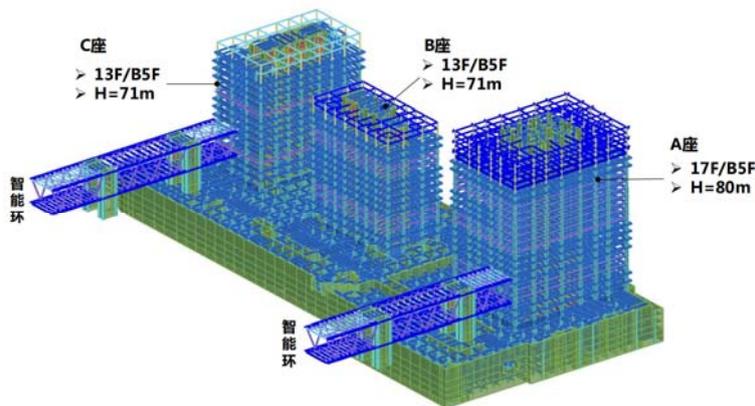


图 1 拟建建筑三维结构模型图

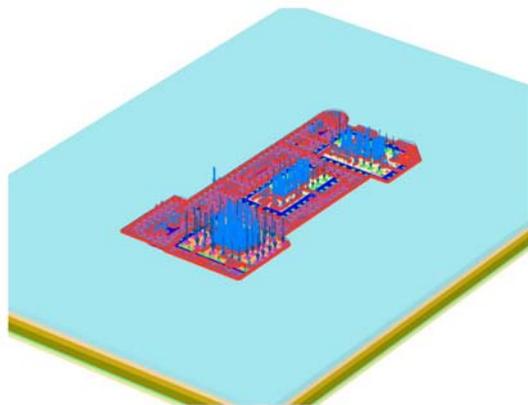


图 2 协同分析整体模型图

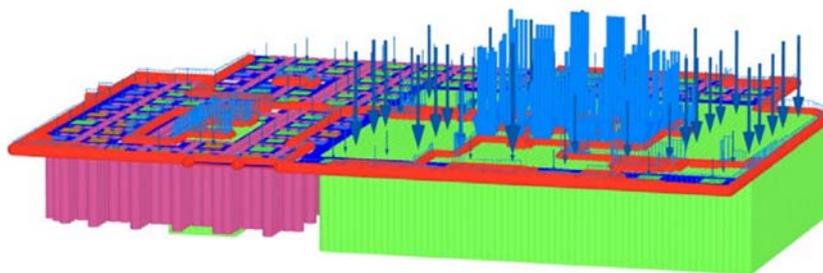


图 3 模型细节：A 座上部荷载+地基基础

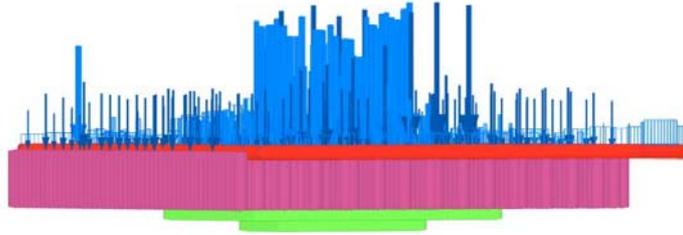


图 4 模型细部：B 座上部荷载+地基基础

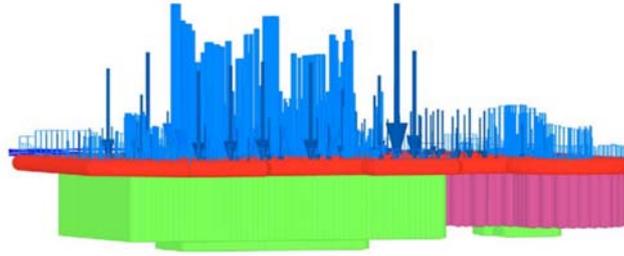


图 5 模型细部：C 座上部荷载+地基基础

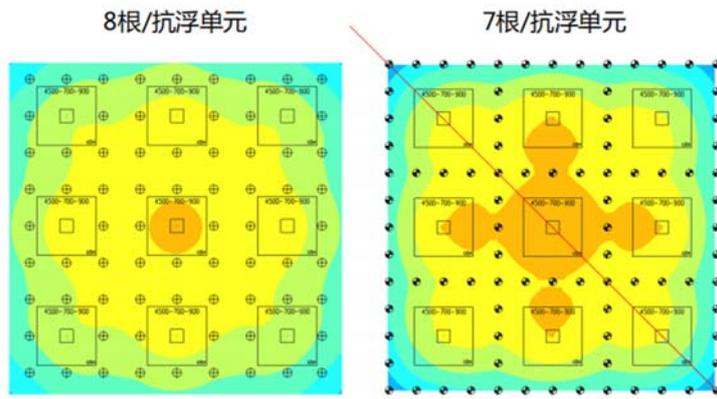


图 6 不同抗浮单元数量对应的沉降对比

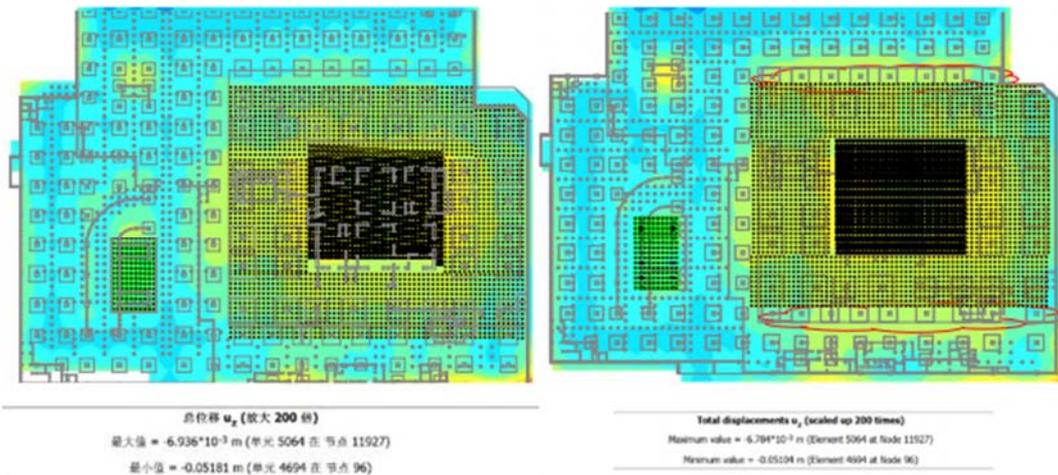


图 7 不同 CFG 桩设计方案的沉降对比

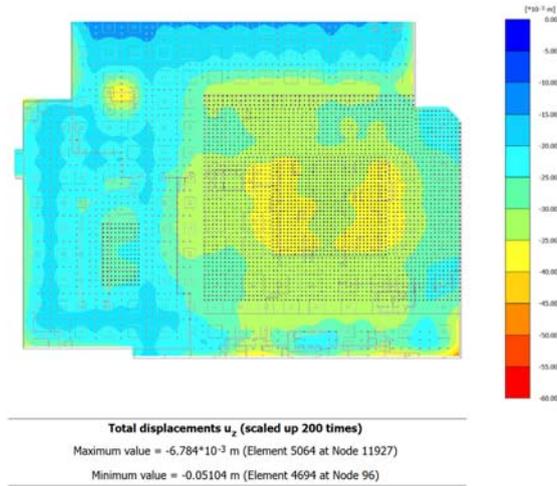


图 8 A 座沉降变形分析结果

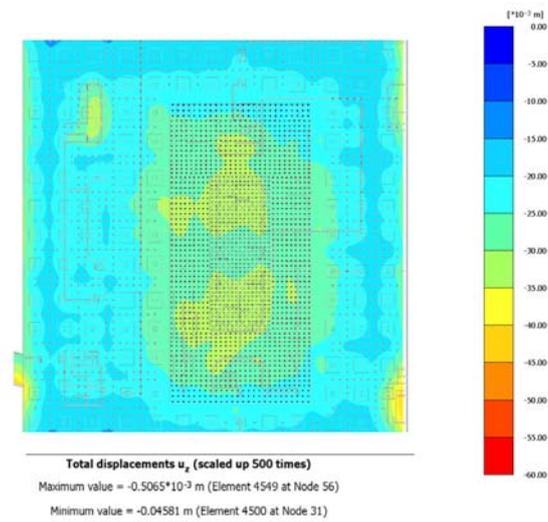


图 9 B 座沉降变形分析结果

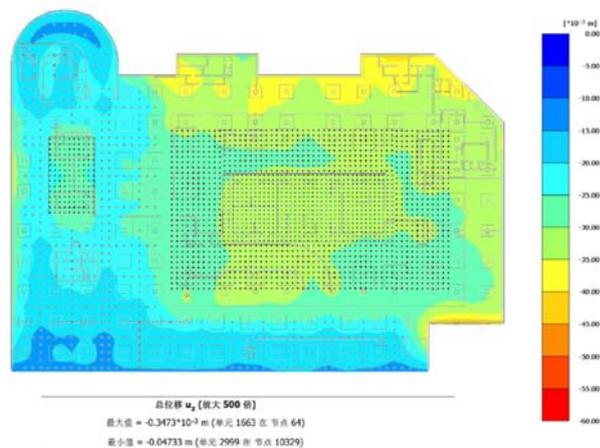


图 10 C 座沉降变形分析结果

## 顶管施工对周边建筑物的影响分析

单位：杭州铁路设计院有限责任公司

项目负责人：俞钦钦

项目参与人：欧阳明；董宇；林峰

使用软件：PLAXIS 3D

### Analysis of the Impact of Pipe Jacking Construction on Surrounding Buildings

Company: Hangzhou Railway Design Institute Co. Ltd

Project Leader: Yu Qinqin

Project Participants: Ouyang Ming; Dong Yu; Lin Feng

#### 内容简介

背景：以杭州地铁某站 A 号出入口过街通道为主要研究对象。

解决工程问题：研究杭州地铁过街通道矩形顶管关键技术，模拟顶管施工对周边建、构筑物的影响。

技术路线：地质勘察报告—结构计算及施工方案分析—PLAXIS 数值模拟—现场施工监测—现场问题分析—报告总结整理。

实施办法：以杭州地铁某站 A 号出入口过街通道为主要研究对象，依托该工程的设计和施工基础资料，利用 PLAXIS 对矩形顶管施工进行研究分析，基于重点保护对象高架桥和顶部管线（主要为 DN1600 和 DN1000 铸铁给水管）分别进行建模计算，得到顶管施工对两者的影响结果，确保施工阶段周边重大风险源的安全性。

#### 应用亮点

1. 利用 PLAXIS 进行顶管施工全过程的分析，基于重点保护对象高架桥和顶部管线分别进行建模计算，得到顶管施工对两者的影响结果，确保施工阶段周边重大风险源的安全性。
2. 利用 PLAXIS 2D 和 3D 分析顶管施工过程中对周边既有建、构筑物的影响并进行对比验证。

#### 成果展示

采用有限元计算软件 PLAXIS 2D 和 PLAXIS 3D 对基坑开挖过程进行数值模拟，模型中土体采用小应变土体硬化（HSS）本构模型，结合设计方案、勘察报告和相关工程经验对土层的计算参数进行取值。其中，围护结构、顶管、管线、底板与中板采用板单元进行模拟，基坑水平支撑采用梁单元模拟，留石高架桩基部分采用嵌入式桩单元模拟，承台、桥墩采用实体单元模拟。为简化建模过程与方便后续施工监测数据对比分析，忽略部分管线仅考虑重点保护对象即两根大直径给水管（铸铁 DN1600 和铸铁 DN1000）。图

1 为拟建过街通道平面位置示意图。

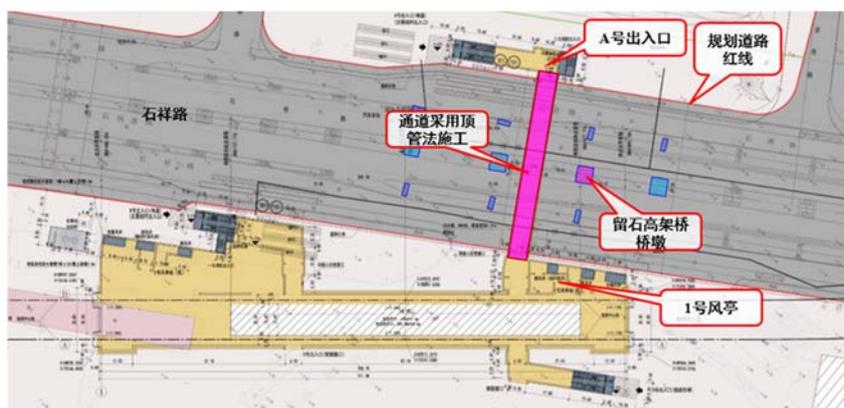


图 1 顶管通道位置示意图

PLAXIS 2D 有限元模型如图 2 所示。

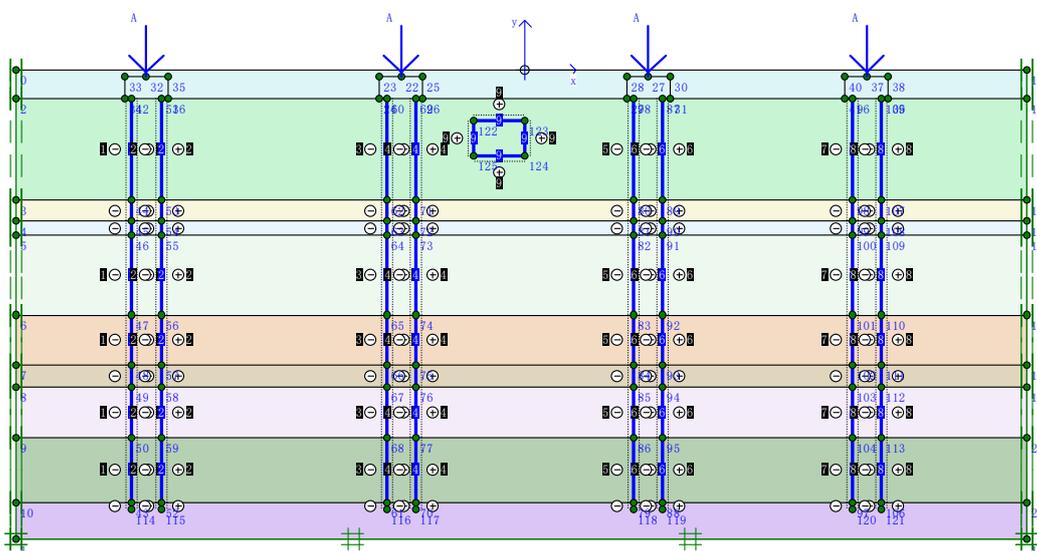


图 2 2D 模型示意图

PLAXIS 2D 分析得到的模型整体位移云图见图 3 和图 4。

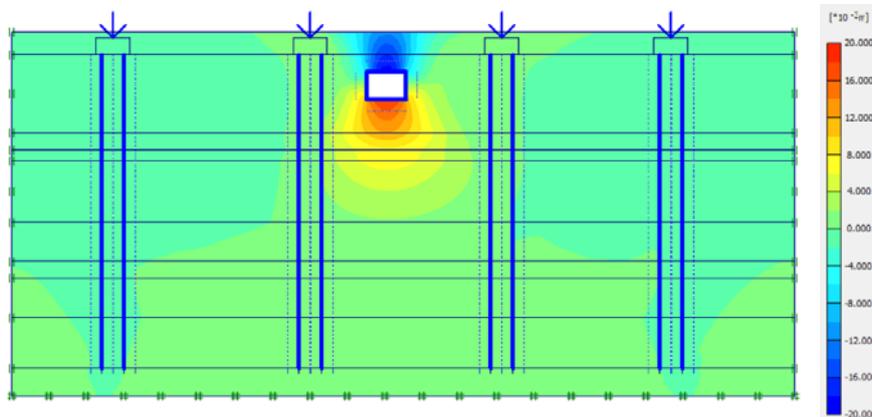


图 3 竖直位移云图

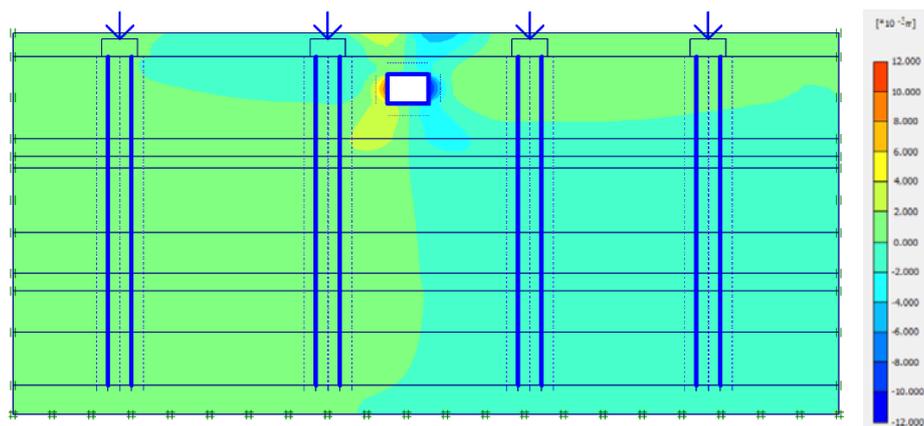


图 4 水平位移云图

PLAXIS 3D 模型整体及细部示意图如图 5 到 7 所示。

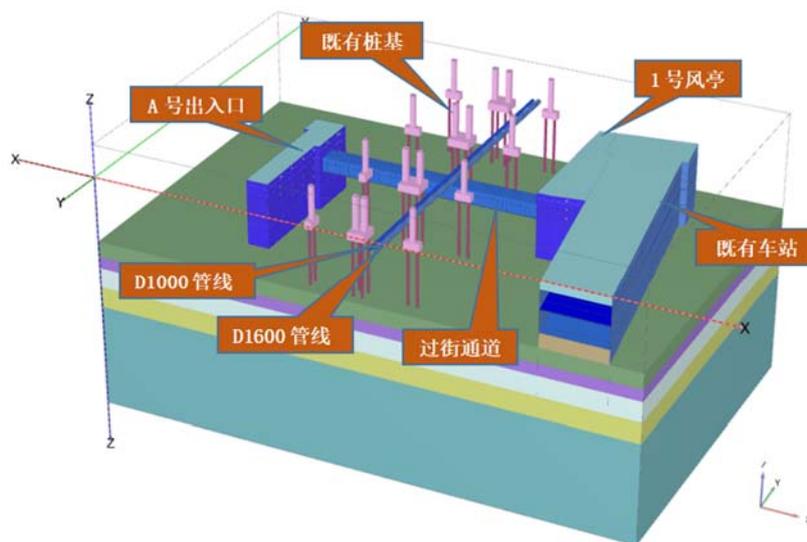


图 5 整体模型示意图

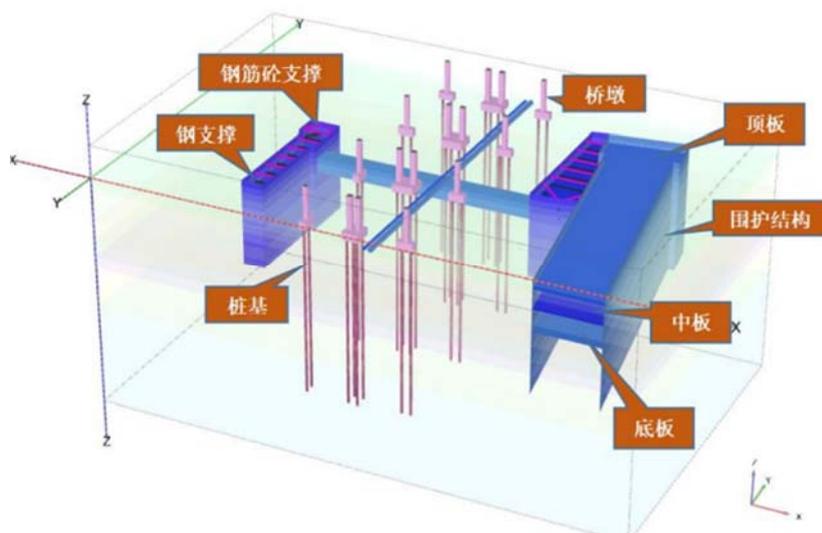


图 6 模型细部示意图 1

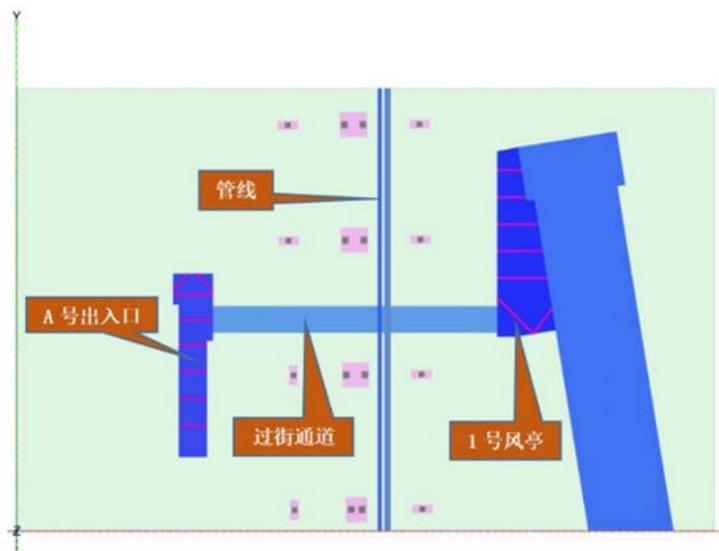


图7 模型细部示意图2

施工过程中管片变形的分析结果如图8所示。

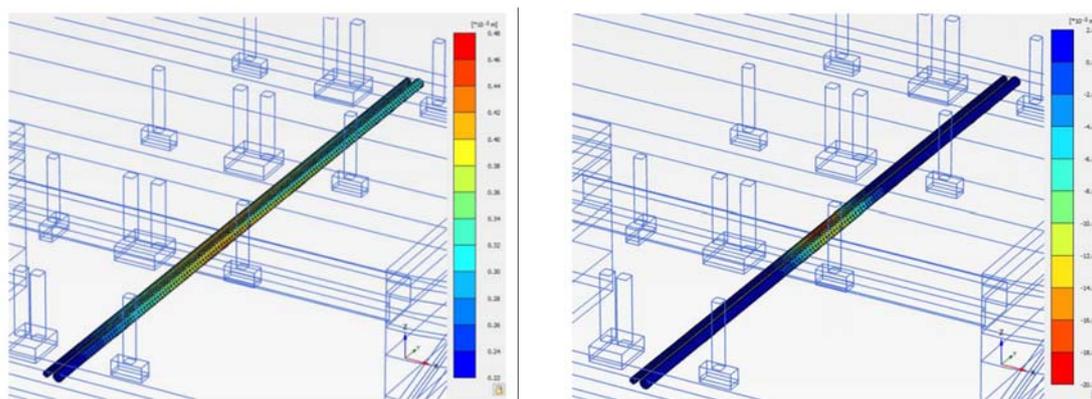


图8 顶管管片位移云图

## 初始几何缺陷影响下钢结构脱硫塔安全性能分析

单位：中国矿业大学

项目负责人：常虹

项目参与人：马仁伟

使用软件：SAP2000

### Safety Performance Analyses of Steel Absorber Tower Under the Influence of Initial Geometric Imperfection

Company: China University of Mining and Technology

Project Leader: Chang Hong

Project Participant: Ma Renwei

#### 内容简介

本项目采用烟塔合一形式完成污泥无害化处理，上部建筑的主体结构为两座钢结构脱硫塔。其中，位于北侧的塔体直径为 4.0m，位于南侧的塔体直径为 4.5m，本文拟选取后者进行安全性分析。钢结构脱硫塔的设计使用年限为 20 年，安全等级为二级；抗震设防烈度 7 度（0.10g），设计地震分组为第一组；基本风压为  $0.35kN/m^2$ ，地面粗糙类别为 B 类。

脱硫塔的塔体高度为 60m，分六段安装。塔体在分段运输过程中产生变形，导致在施工后发生了一定程度的偏移。后经检测，直径 4m 塔体顶部偏移约为 51mm；直径 4.5m 塔体顶部偏移约为 93mm。为验证发生偏移后塔体的安全性，本项目采用 SAP2000 对偏移前和偏移后的塔体力学性能进行对比分析。

#### 应用亮点

1. 采用 SAP2000 完成脱硫塔结构的分段建模和加载，针对无缺陷结构进行模态分析和反应谱分析；
2. 基于结构的第一阶模态和塔顶偏移值引入塔体整体的初始几何缺陷，创建用于对比的缺陷模型。

#### 成果展示

根据委托方提供的设计图纸和技术资料，采用薄壳单元建立钢结构脱硫塔的计算模型，如图 1 所示。根据《烟囱工程技术标准 GB/T 50051-2021》5.2.1 条规定，风荷载体型系数  $\mu_s$  取为 0.65 ( $z < 53.25m$ ) 和 1.0 ( $z \geq 53.25m$ )。抗震计算采用振型分解反应谱法，考虑两个水平方向的地震作用，振型组合采用 CQC 法，方向组合采用 SRSS 法。

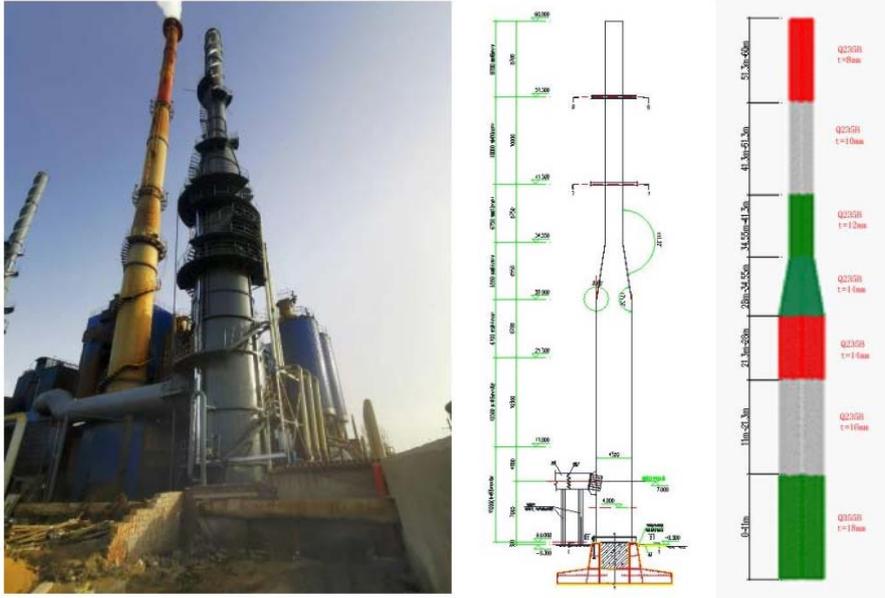


图 1 钢结构脱硫塔的现场照片和几何示意图

根据《烟囱工程技术标准 GB/T 50051-2021》3.1.6~3.1.10 条规定，钢结构脱硫塔安全性能分析采用的荷载组合如下所示。其中，D 代表包含结构自重和静水压力的恒载；W 代表风荷载；EX 和 EY 代表两个方向的水平地震作用。

序号	荷载组合
1	1.3D+1.6W
2	0.9D+1.6W
3	1.2D+0.32W+1.3EX
4	1.2D+0.32W+1.3EY
5	1.0D+0.32W+1.3EX
6	1.0D+0.32W+1.3EY
7	1.0D+1.0W
8	1.0D+0.2W+1.0EX
9	1.0D+0.2W+1.0EY

钢结构脱硫塔的前四阶振型如图 2 所示，第一阶和第二阶振型为结构整体偏移，与实际的几何缺陷形状比较相符。考虑到第一阶与第二阶振型的主要差异仅体现在变形方向上，本文取第一阶振型引入结构的初始几何缺陷，调整塔体顶部偏移至 93mm，以此作为缺陷模型。

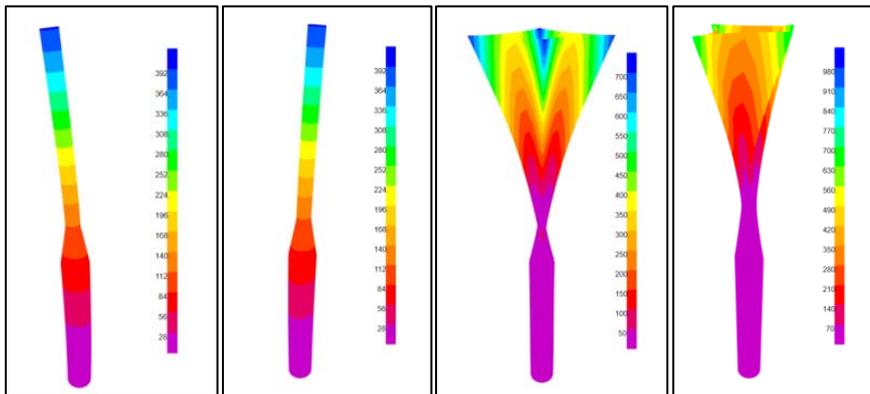


图 2 钢结构脱硫塔的振型（从左向右依次为第 1~4 阶振型）

对比设计模型和缺陷模型分别在九种荷载组合作用下的塔壁应力和结构位移可知，最不利荷载组合为 1.3D+1.6W（非抗震）和 1.0D+0.32W+1.3E（抗震）。

以非抗震组合为例,设计模型的最大 Mises 应力为 50.87MPa,位于塔体背风向的变截面处;缺陷模型的最大 Mises 应力为 51.37MPa,同样位于塔体背风向的变截面处,如图 3 所示。这说明考虑结构的初始几何缺陷后,在相同荷载作用下,塔壁的峰值应力提高了约 0.98%。

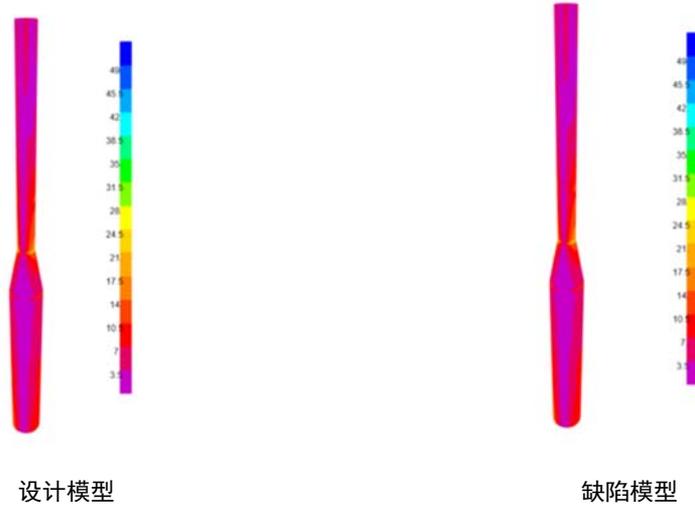


图 3 塔壁 Mises 应力云图对比

以非抗震组合为例,设计模型的最大位移为 51.79mm,位于塔体顶端;缺陷模型的最大位移为 52.07mm,同样位于塔体顶端,如图 4 所示。这说明考虑结构的初始几何缺陷后,在相同荷载作用下,塔顶的峰值位移提高了约 0.54%。

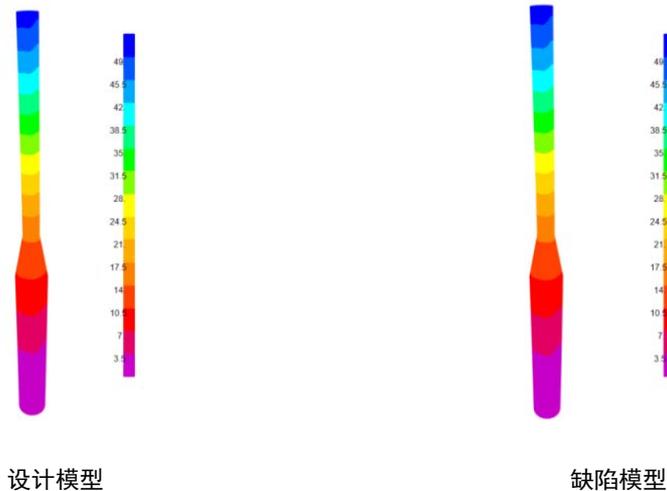


图 4 塔体位移云图对比

基于 SAP2000 有限元分析对比设计模型和缺陷模型在最不利荷载组合作用下的塔壁应力和结构位移,在非抗震组合下,结构发生缺陷后的峰值应力与最大位移分别提高了 0.98%与 0.54%;在抗震组合下,结构发生缺陷后的峰值应力与最大位移分别提高了 0.74%与 0.76%。

以上缺陷模型的顶部位移满足《烟囱工程技术标准 GB/T 50051-2021》中关于位移限值的要求,同时塔壁的峰值应力也远小于到材料的强度设计值。

## 抗爆机柜间整体动力弹塑性时程分析

单位：大庆石化工程有限公司

项目负责人：金德林

项目参与人：董德胜

使用软件：SAP2000

### Dynamic Elastic-plastic Time-history Analysis of Anti-Explosion Cabinet Room

Company: Daqing Petroleum Chemical Engineering Co., Ltd.

Project Leader: Jin Delin

Project Participant: Dong Desheng

#### 内容简介

根据抗爆规范的要求，抗爆结构的动力分析宜采用有限单元法的整体分析。有鉴于此，本项目采用包含桩基、抗爆墙和内框架的整体房屋模型，通过时程函数定义爆炸荷载，采用弹塑性动力时程分析计算结构的各种动力响应。借助弹塑性动力时程分析，工程师可以确定结构在爆炸力作用下的薄弱部位（塑性铰的出现位置和发展程度），更好地弥补等效静荷载法的不足，为建筑结构的抗爆设计提供更可靠的依据。

#### 应用亮点

1. 在 SAP2000 中创建包含上部结构（墙+板+框架）和下部结构（桩基）的整体计算模型；
2. 采用分层壳单元模拟抗爆墙的面外非线性属性，采用纤维铰定义框架柱的弹塑性性能；
3. 采用非线性静力分析和非线性直接积分法的动力时程分析完成抗爆结构的全过程计算；
4. 利用塑性铰和分层壳的结果后处理，全面了解结构的动力性能和薄弱部位。

#### 成果展示

在 SAP2000 中创建包含抗爆墙、内框架和屋面板在内的整体结构模型，如图 1 所示。本项目坐落在欠固结冲填土地基上，竖向力及水平剪力均由桩基承担。采用弹簧模拟结构模型中的桩基，在整体结构的抗爆计算中可以得到爆炸荷载作用下桩基承担的竖向力和水平力。

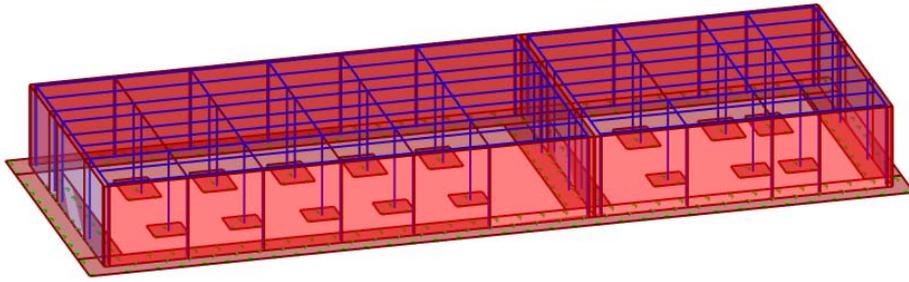


图 1 抗爆机柜间的整体计算模型

采用分层壳单元模拟抗爆外墙，考虑墙外的弹塑性性能；采用弯矩铰定义框架梁两端的弹塑性性能；采用纤维铰定义框架柱两端（柱顶和柱底）的弹塑性性能。通过时程函数定义爆炸荷载的“压力-时间”曲线，定义非线性静力工况和非线性直接积分法的动力时程工况，完成抗爆结构的全过程计算。

对结构整体进行抗爆分析可以满足抗爆规范进行有限元整体分析的要求，深入了解整体结构在爆炸荷载作用下的动力响应，提高了抗爆结构的设计质量。抗爆墙的最大弹塑性变形如图 2 所示，部分节点的位移时程曲线如图 3 所示，框架柱端部的“弯矩-转角”曲线如图 4 所示。

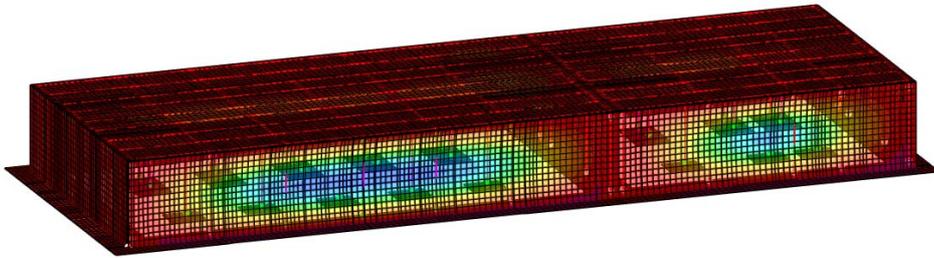


图 2 爆炸荷载作用下结构变形图

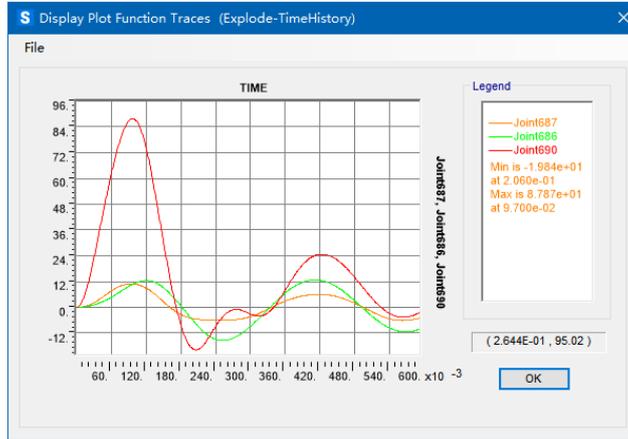


图 3 爆炸荷载作用下的节点位移时程曲线

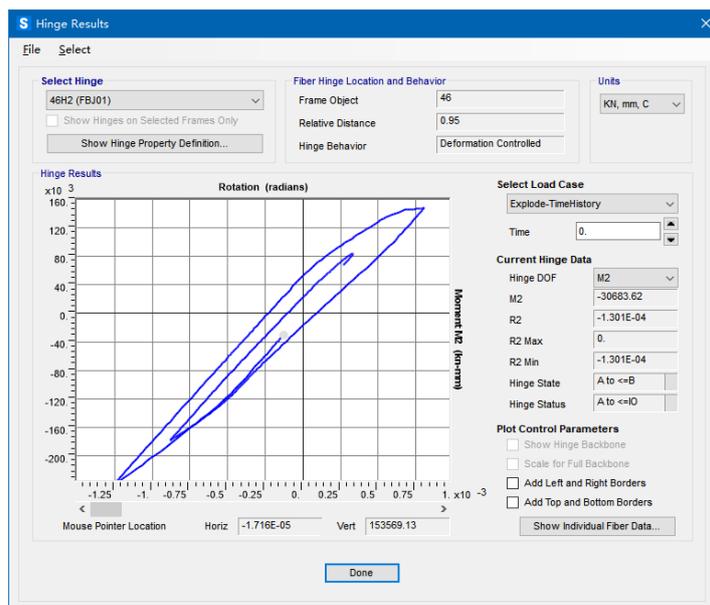


图 4 框架柱的“弯矩-转角”曲线

## 考虑料仓设备影响的结构整体的弹性分析和推覆分析

单位：大庆石化工程有限公司

项目负责人：金德林

项目参与人：董德胜

使用软件：SAP2000

## Elastic Analysis and Pushover Analysis of the Structure Considering Influence of Silo Equipment

Company: Daqing Petroleum Chemical Engineering Co., Ltd.

Project Leader: Jin Delin

Project Participant: Dong Desheng

### 内容简介

对于在建筑物或构筑物上布置大质量高悬设备的结构单体，常规设计方法是先单独计算设备荷载，然后将设备以荷载形式输入结构模型，最后进行结构单体的分析计算。以上设备与结构单体分开计算的方法无法考虑设备与结构之间的相互作用，尤其在水平地震作用下，计算结果往往失真并存在一定安全隐患。如果要准确计算设备与结构框架的相互作用，将设备建入到结构模型中与结构共同分析是唯一的解决方法。

综上，本项目在结构整体计算模型中考虑料仓设备与结构框架的相互作用，完成多遇地震作用下的弹性分析和罕遇地震作用下的推覆分析，从而得出设备与结构整体在多遇地震及罕遇地震作用下的振动形态、内力以及弹性和弹塑性变形值。

### 应用亮点

1. 在 SAP2000 中采用线的拉伸操作生成料仓模型，同时均匀布置相当数量的节点用于输入物料荷载；
2. 采用弹簧单元模拟欠固结冲填土中的桩基约束作用，以此输出桩基承担的竖向力及水平力；
3. 利用弹塑性推覆分析获取结构性能点和罕遇地震作用下框架结构的最大塑性变形。

### 成果展示

在 SAP2000 中创建包含料仓、框架和桩基承台在内的整体结构模型，如图 1（左）所示。在框架结构的计算模型中考虑料仓和结构的相互作用，可以更准确地计算地震作用下料仓的刚度和质量对结构内力或弹塑性变形的影响。本项目坐落在欠固结冲填土地基上，竖向力及水平剪力均由桩基承担。采用弹簧模拟结构模型中的桩基，在整体结构的抗震计算中可以得到地震作用下桩基承担的竖向力和水平力。

料仓模型的外形轮廓可采用线的拉伸操作快速创建，材料属性与钢材牌号保持一致。注意，料仓模型应均匀布置相当数量的节点用于输入物料荷载，也可以更准备地模拟料仓的质量和刚度。

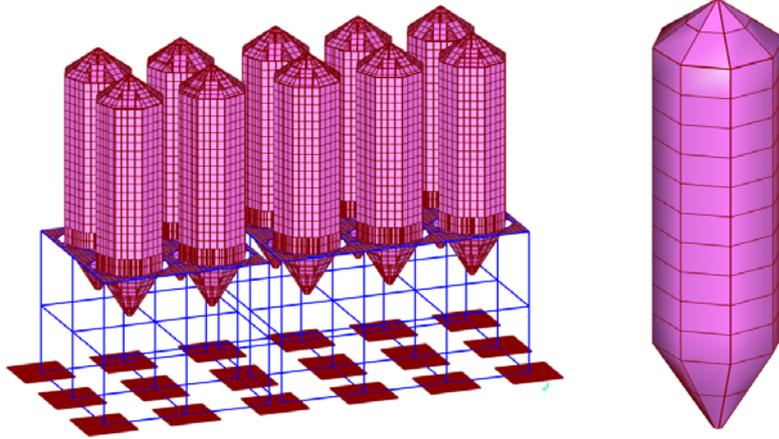


图1 “料仓+框架”整体计算模型和单个料仓模型

采用弯矩铰定义框架梁两端的弹塑性性能；采用纤维铰定义框架柱两端（柱顶和柱底）的弹塑性性能。利用弹塑性推覆分析获取结构性能点和罕遇地震作用下框架结构的最大塑性变形，如图2所示。

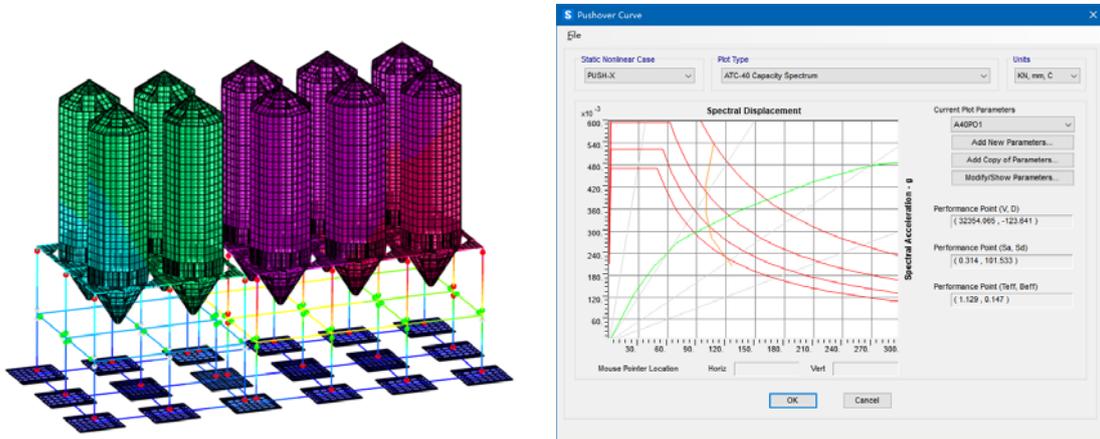


图2 整体计算模型的弹塑性变形和 Pushover 曲线

## SAP2000 工程应用之欧标筒仓设计

单位：天津水泥工业设计研究院有限公司

项目负责人：全明

项目参与人：吴灵宇；杨振坤；李顺

使用软件：SAP2000

### Concrete Silo Analysis and Design Under European Code in SAP2000

Company: Tianjin Cement Industry Design & Research Institute Co. Ltd.

Project Leader: Quan Ming

Project Participants: Wu Lingyu; Yang Zhenkun; Li Shun

#### 内容简介

混凝土筒仓采用欧标设计时，按库的长细比分为细长库、中细库、蹲仓、围仓，每种库根据偏心又分为小偏心和大偏心之分，特别是大偏心筒仓，考虑偏心时荷载工况和组合非常复杂。针对此，基于 SAP2000 的 API 接口进行了二次开发，完成了欧标筒仓设计程序 EuroSilo 的开发。该程序包含几何模型、储料及荷载、风荷载、有限元剖分四部分输入界面，并提供材料库数据。用户输入建模参数后，程序自动生成筒仓的 SAP2000 几何模型，省去了手动建模和定义荷载工况、荷载组合的繁琐过程，极大地简化了筒仓模型的前处理过程，在此基础上用户可继续在 SAP2000 中对模型进行调整，最终完成分析和设计。从 EuroSilo 程序的参数化建模，到 SAP2000 软件的分析计算，已经形成一套成熟的欧标筒仓建模流程，经过多个实际项目的运用，取得了良好的实践效果，也得到了包括欧洲审批公司 Peter und Lochner 在内的业内同行的认可。

#### 应用亮点

1. 直接输入几何参数，底板类型可进行选择，包括平板、无底板和倒锥；
2. 提供材料库数据，包括混凝土材料、钢材材料和储料库材料，支持用户自行增减；
3. 输入欧标相关的储料荷载参数，程序自动为筒仓壁添加法向和切向贮料荷载；
4. 基于欧标的风荷载参数输入，程序自动为筒仓壁添加水平投影方向的风荷载；
5. 设置面向对象划分的角度和纵向、径向尺寸，程序自动划分网格。

## 成果展示



图 1-1 欧标筒仓设计程序 EuroSilo 界面-几何建模



图 1-2 欧标筒仓设计程序 EuroSilo 界面-储料及荷载



图 1-3 欧标筒仓设计程序 EuroSilo 界面-风荷载



图 1-4 欧标筒仓设计程序 EuroSilo 界面-有限元剖分

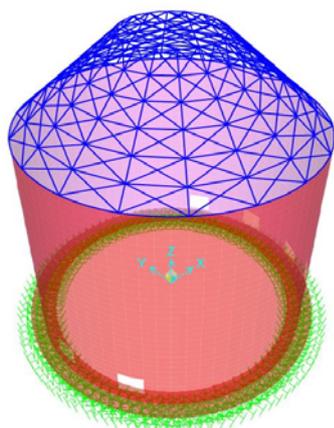


图 2：落地熟料库模型

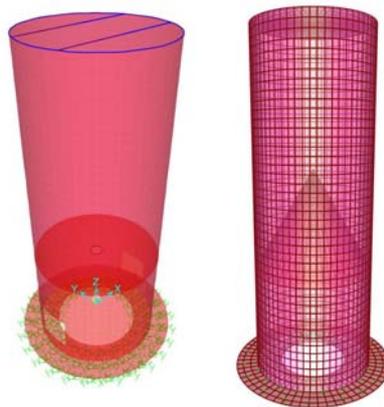


图 3：平板底板和倒锥底板库模型

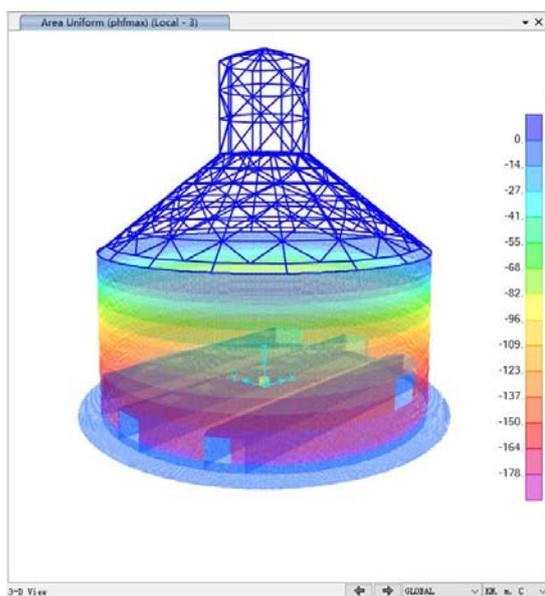


图 4：储料法向压力云图

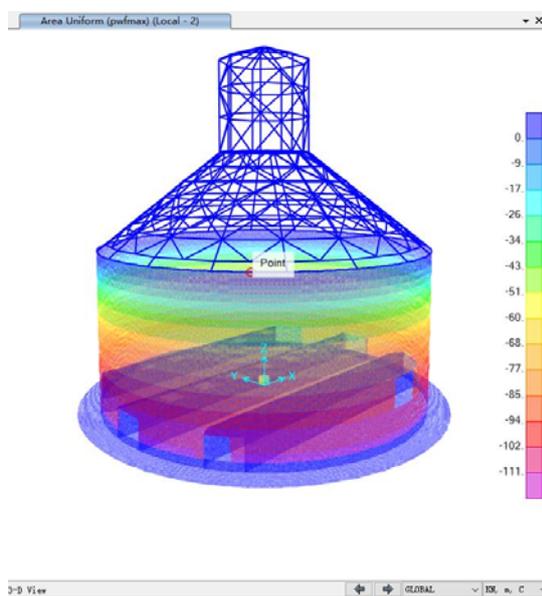


图 5：储料切向摩擦力云图

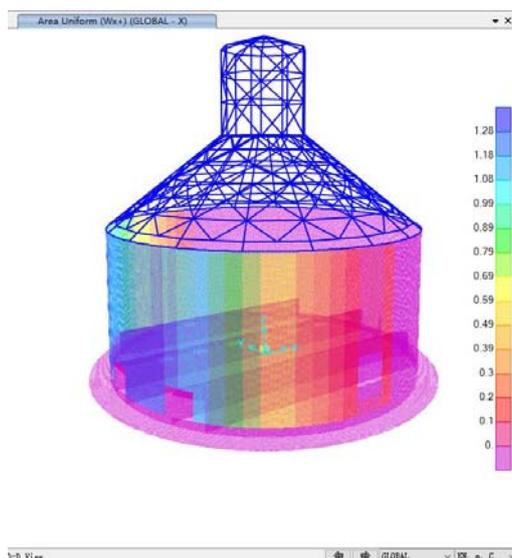


图 6：X 方向风荷载云图

## (美标钢框架结构设计) KIZAD 生命科学园新冠疫苗车间项目

单位：中国航空规划设计研究总院有限公司

项目负责人：曹龙

项目参与人：邹宏；张鑫；丁佳；邢纪咏；郑博予

使用软件：SAP2000, SAFE

## (Structural design of American Standard Steel Frame) KIZAD Life Science Park Phase 1 Covid Vaccine Workshop Construction Project

**Company:** China Aviation Planning and Institute (GROUP) CO.,LTD.

**Project Leader:** Cao Long

**Project Participants:** Zou Hong; Zhang Xin; Ding Jia; Xing Jiyong; Zheng Boyu



### 内容简介

KIZAD 生命科学园一期新冠疫苗分包装车间建设项目（简称“KIZAD 生命科学园项目”）是中东区域最大的疫苗生产和运输中心。项目建成后，将成为阿拉伯国家第一个新冠疫苗生产中心，极大缓解中东区域新冠肺炎疫苗及其他疫苗生产紧缺的现状，为区域防疫工作提供巨大支持。本项目采用 SAP2000 进行了上部结构的建模计算，模型考虑了首层拉梁和短柱的建模，钢梁采用组合梁，基于美标对结构的抗震、抗风进行了分析设计，并对梁板进行了挠度验算，进行了板的温度应力分析。基础设计采用 SAFE 完成。

## 应用亮点

1. 基于 SAP2000 完成整体结构的建模与分析；
2. 将 SAP2000 基底反力导入 SAFE，完成基础设计。

## 成果展示

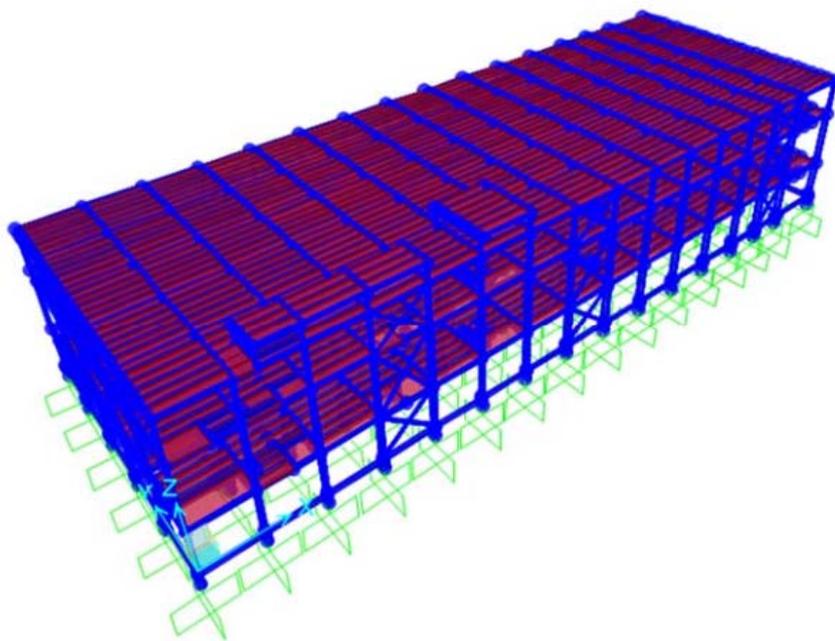


图 1 SAP2000 整体结构模型

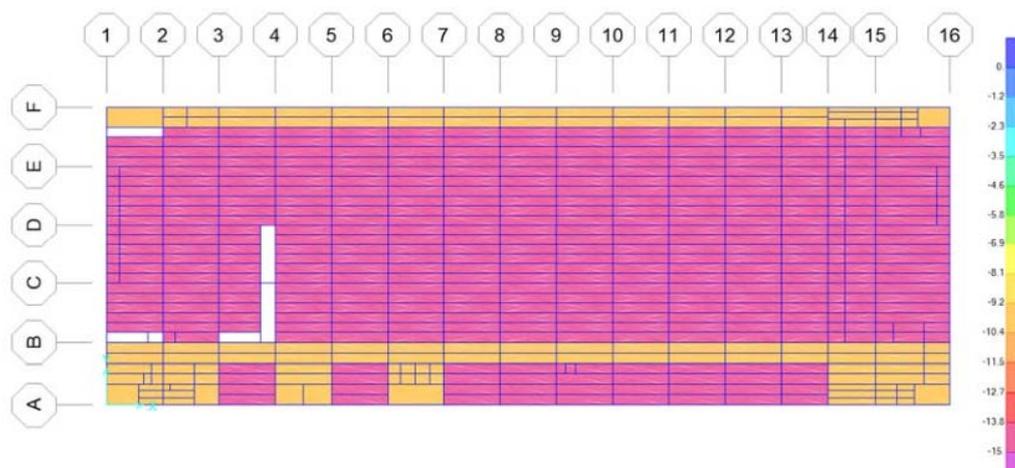


图 2 楼面荷载分布图

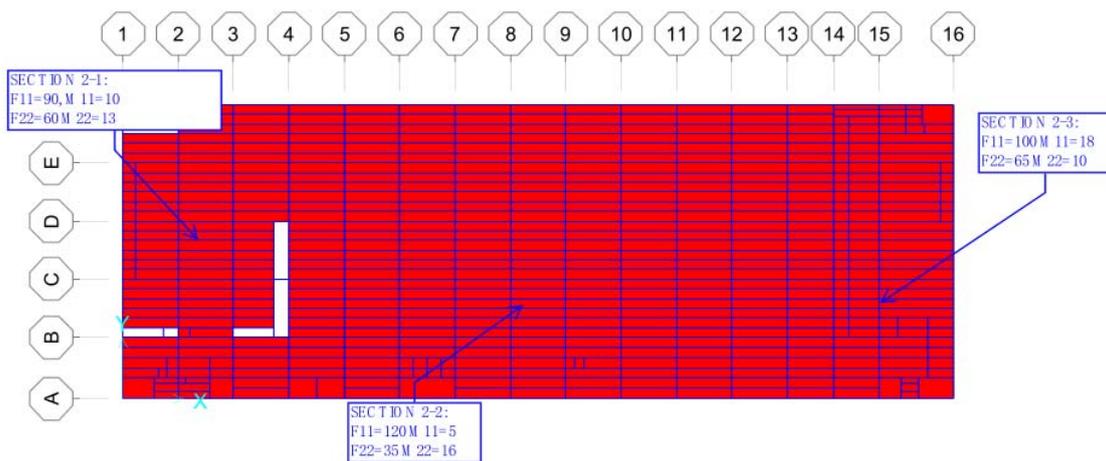


图 3 楼板截面切割内力结果

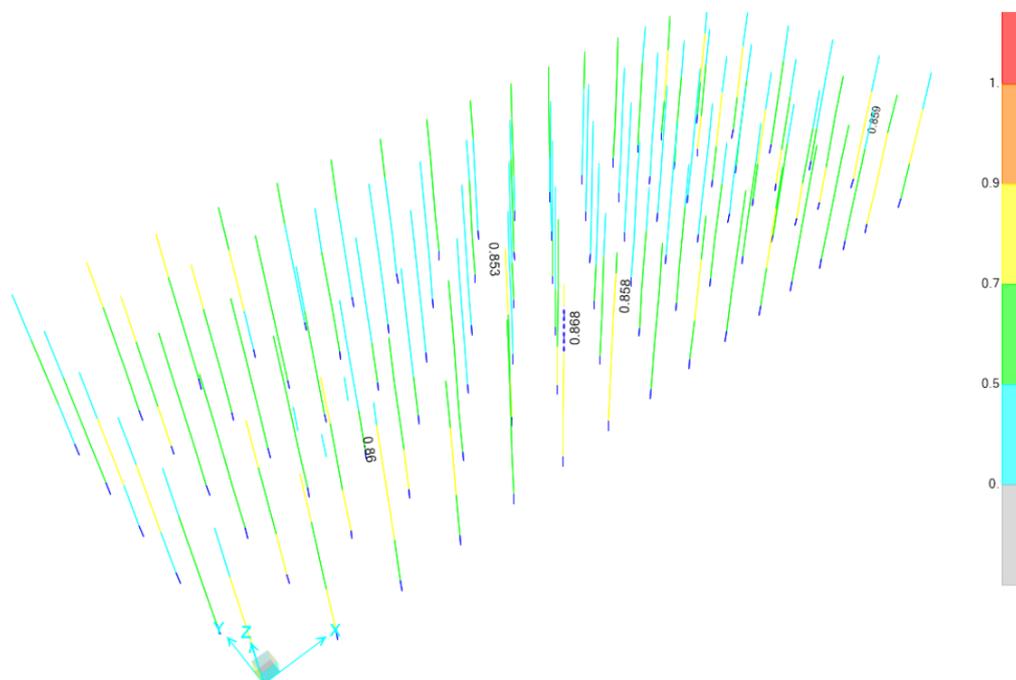


图 4 柱应力校核结果

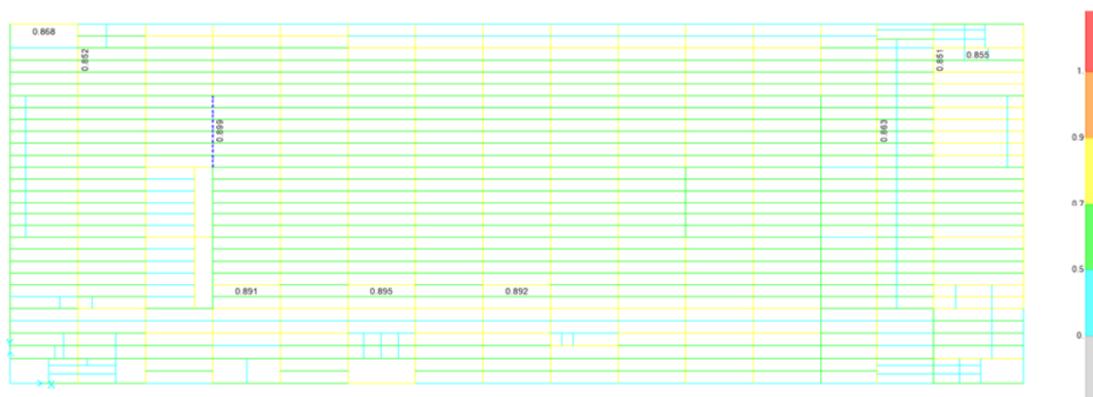


图 5 梁应力校核结果

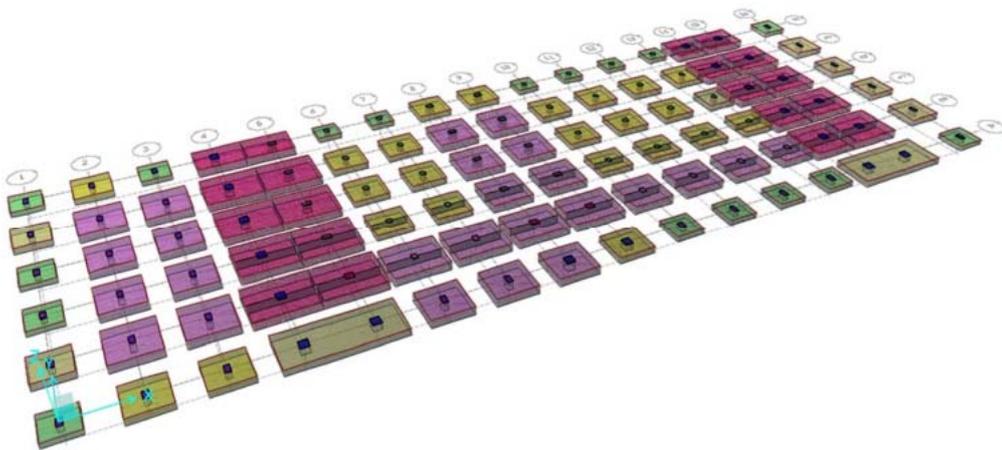


图 6 SAFE 基础模型

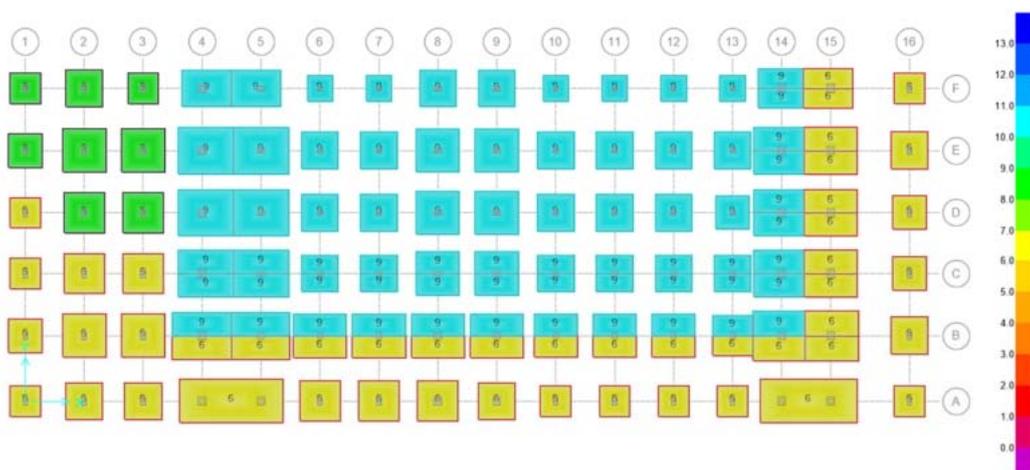


图 7 作用在基础上的面荷载云图

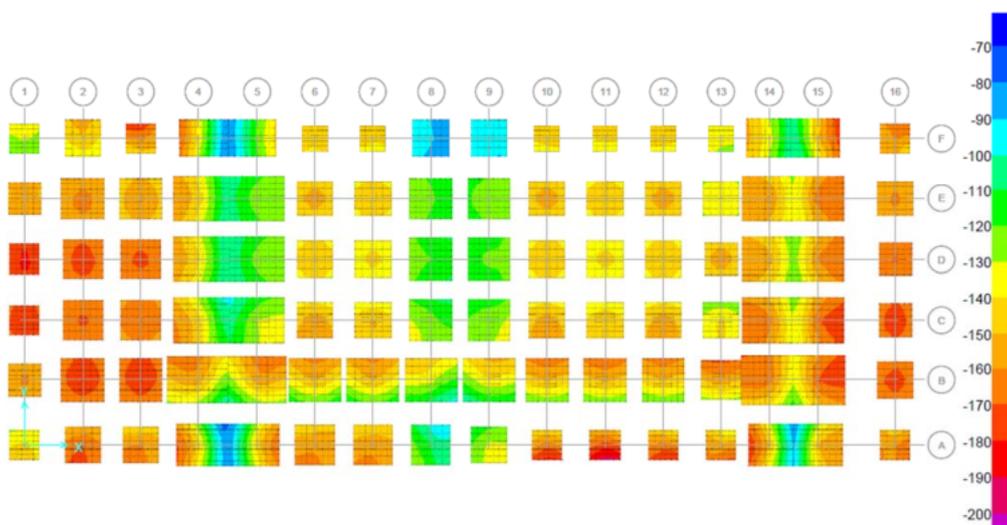


图 8 地基承载力校核



图9 钢结构厂房现场照片



图10 基础现场照片

## 某高炉本体结构设计中的 SAP2000 应用

单位：中冶赛迪集团有限公司

项目负责人：陶修；李成智

项目参与人：曾凡峰；刘斌杨；李佳豪

使用软件：SAP2000

### The Application of SAP2000 in Blast Furnace Structure Design

Company: CISDI GROUP Co., Ltd.

Project Leaders: Tao Xiu; Li Chengzhi

Project Participants: Zeng Fanfeng; Liu Binyang; Li Jiahao

#### 内容简介

该计算为某炼铁项目的高炉本体及炉顶系统结构设计。该构筑物高度约为 105m，用以支承炼铁工艺设备、管道、料重、上料通廊，提供操作、检修平台等。该构筑物主要由 4 大部分组成，分别为：炉体结构、炉顶结构、上升下降管、电梯井。炉顶大悬臂上运行有 50/15t 吊车，悬臂长度达 28.3m。电梯井高度 80m，风荷载作用下位移很大。

上升管通过设置底座（锚栓+焊接）与炉体结构相连，电梯井通过桁架分别与炉体结构、炉顶结构连接，从而使上升下降管、炉体结构、炉顶结构、电梯井形成了一个整体受力的多塔结构，相互影响、相互制约。

该项目位于海岸线附近，风荷载较大，基本风压约为  $0.7\text{kN/m}^2$ 。地震设防烈度 7 度，地震基本加速度  $0.15\text{g}$ ，场地类别按 II 类考虑。

#### 应用亮点

1. 采用刚体约束处理上升管底座与主体结构的连接，合理计算整体结构的质量和刚度；
2. 上升下降管和电梯井的位移控制，炉顶悬臂上吊车荷载的施加计算；
3. 炉体结构、炉顶结构、电梯井、上升下降管共同形成的多塔结构在不同工况下的整体受力分析；
4. 利用 IDEA 对复杂的钢结构节点进行分析和校核。

## 成果展示

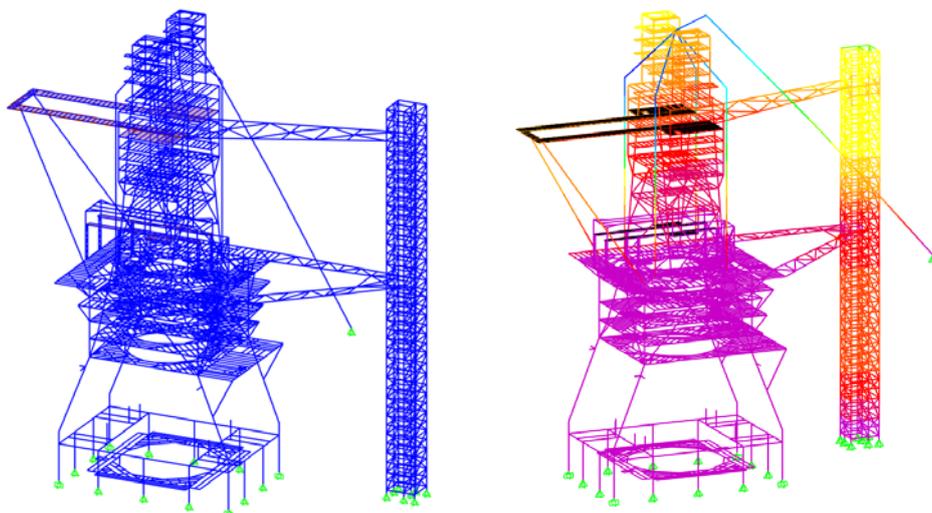


图1 高炉本体结构的计算模型和风荷载作用下的变形图

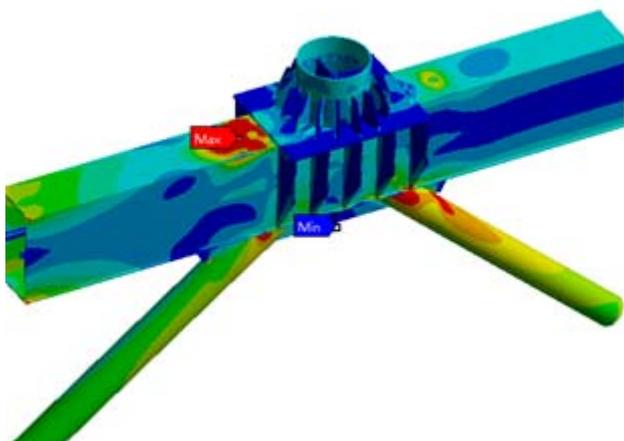


图2 复杂节点应力分析

## LNG 低温储罐钢穹顶分析

单位：中国成达工程有限公司

项目负责人：段圣杰

使用软件：SAP2000

### Analyses of Steel Dome for LNG Cryogenic Tank

Company: China Chengda Engineering Co., Ltd.

Project Leader: Duan Shengjie

#### 内容简介

该计算为某 LNG 应急储备项目中 LNG 储罐外罐穹顶的钢拱架设计。钢拱架在施工中主要做为外罐钢筋混凝土穹顶浇筑时的支撑模板，顶部由 6mm 厚的钢板与拱架钢梁焊接为整体，钢板顶部间隔一定距离设置栓钉，穹顶混凝土浇筑完成后，钢拱架与混凝土面层形成一个整体受力。同时，在钢拱架底部设置吊杆与内罐铝吊顶连接，承受内罐吊顶及保冷材料的荷载。

钢拱架径向梁与预埋在混凝土罐壁的抗压环相连，112 根径向梁的根部采用铰接，在不同工况下分别验算拱架的强度及稳定性。其中，强度验算的应力比均小于 1，满足规范要求；稳定性验算分别采用特征值屈曲分析和非线性屈曲分析，计算结果满足《空间网格结构技术规程 JGJ 7-2010》的相关要求。



#### 应用亮点

1. 在强度验算中考虑不同施工阶段下承载体系的变化，前期为钢拱架与蒙皮，后期为混凝土和钢穹顶；
2. 利用特征值屈曲分析计算钢拱架与蒙皮在恒活荷载作用下的屈曲模态和屈曲荷载；
3. 基于上述第一阶屈曲模态引入结构整体的初始几何缺陷，采用非线性静力分析计算结构的安全系数。

## 成果展示

钢拱架在施工过程中主要做为外罐钢筋混凝土穹顶浇筑时的支撑模板，浇筑混凝土前的荷载由钢拱架及蒙皮共同承担。钢拱架构件的计算长度系数取为 1.0（平面内）和 1.6（平面外），各个构件的控制应力比均小于 1.0，如图 1（左）所示。

钢穹顶浇筑完最外圈半层混凝土，待混凝土强度达到相应强度要求后继续浇筑。此时，最外圈半层混凝土和钢穹顶做为整体受力结构，各个构件的控制应力比如图 1（右）所示。可以看出，二次浇筑时的钢构件应力比明显小于初次浇筑，初次浇筑起控制作用。

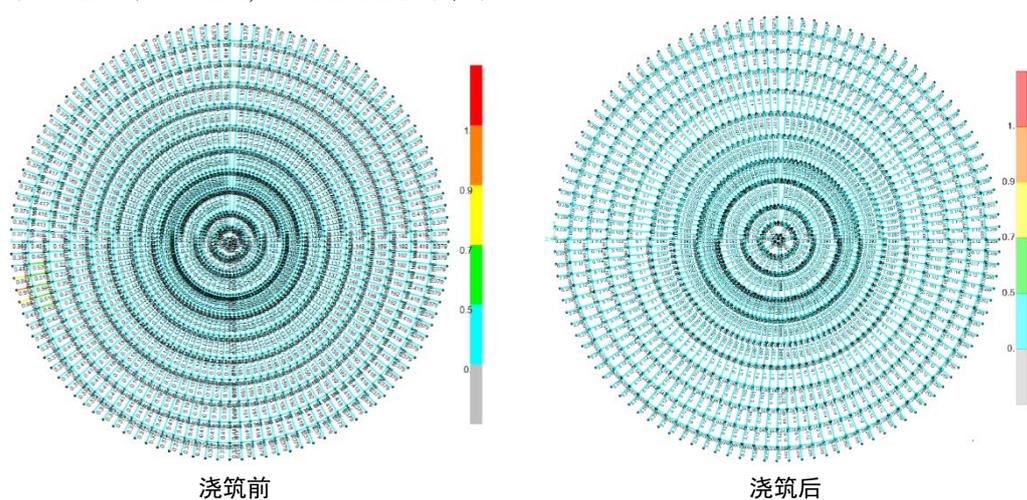


图 1 浇筑混凝土前后的钢拱架的构件应力比

钢穹顶的稳定性分析考虑钢拱架与钢板蒙皮的共同作用，蒙皮能够有效防止钢拱架的整体失稳。稳定性分析中施加的荷载包括自重、吊顶荷载、钢筋重和罐顶活荷载，各荷载均取标准值。特征值屈曲分析的第一阶屈曲模态对应的屈曲因子为 14，如图 2（左）所示。

非线性屈曲选用考虑几何非线性的弹性全过程分析。根据《空间网格结构技术规程 JGJ 7-2010》的要求，基于结构的第一阶屈曲模态引入初始几何缺陷，最大缺陷值取拱架跨度的 1/300，即 290mm。非线性屈曲的破坏形式如图 2（右）所示，此时施加的荷载大于标准荷载组合的 4.2 倍，满足《空间网格结构技术规程 JGJ 7-2010》中对几何非线性分析的安全系数要求。

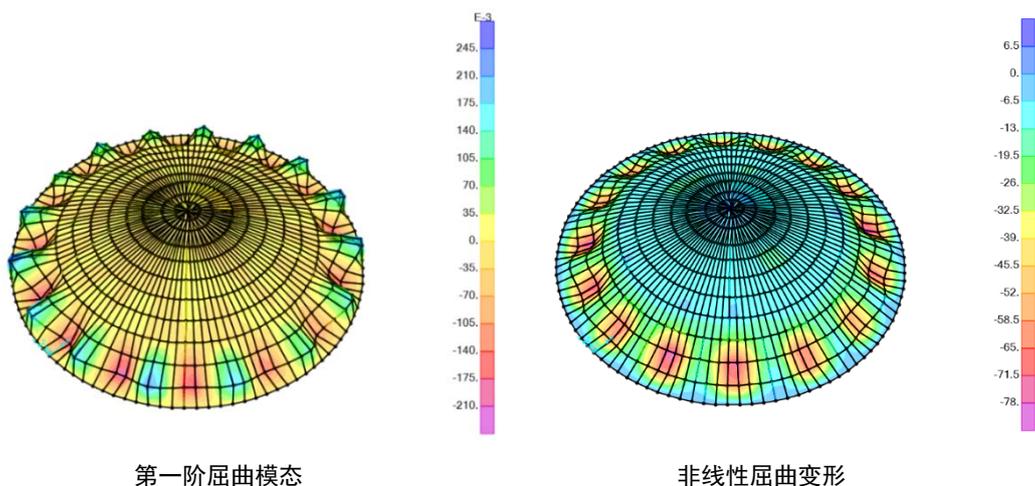


图 2 特征值屈曲模态和非线性屈曲变形图

## 空间构架式压缩机基础动力分析

单位：中国成达工程有限公司

项目负责人：段圣杰

使用软件：SAP2000

### Dynamic Analysis of Space Frame Compressor Foundation

Company: China Chengda Engineering Co., Ltd.

Project Leader: Duan Shengjie

#### 内容简介

山东某乙二醇项目中的脂化循环气压缩机采用框架式基础，场地类别为 III 类，抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度为 0.10g，设计地震分组为第二组，场地特征周期为 0.55s。针对框架式压缩机基础分别进行动力分析和静力分析，提取静力分析中的柱脚反力并输入 PKPM 基础模块，完成基础计算和重心校核。

根据厂家资料，该离心式压缩机由左侧汽轮机及右侧压缩机共同构成，采用稳态动力学分析计算结构的振动幅值。根据《动力机器基础设计规范 GB 50040-96》相关要求及厂商提供的工作转速确定稳态函数，最大位移控制在 4 $\mu$ m，最大速度控制在 5mm/s。结构动力分析考虑扰力作用下结构的位移及速度，荷载组合系数均为 1，组合类型为 SRSS，分别在工作转速 $\pm$ 25%范围内进行扫频分析，包络得到各节点的最大位移和最大速度。

结构静力分析应考虑基本组合、偶然组合、临时组合等，荷载组合的分项系数分别为：基础自重、机器设备自重等恒载的分项系数取 1.2，当量荷载的分项系数取 1.4，顶板活荷载的分项系数取 1.4，地震荷载的分项系数取 1.3。经计算可以得到梁板柱配筋，供设计参考。

#### 应用亮点

1. 利用 Excel 表格生成稳态函数的扰力数据，通过 txt 文件导入 SAP2000；
2. 利用稳态动力学分析计算扰力作用下的“位移幅值-频率”曲线；
3. 除常规的等间隔频率点，基于模态分析添加可能存在的共振频率和最不利响应。

#### 成果展示

框架式基础采用空间多自由度体系进行有限元计算时，宜采用梁单元与实体单元模型，梁单元模型根据单元质量矩阵的不同，可采用集中质量模型或协调质量模型。如图 1 所示，本项目采用集中质量的梁单元模型，杆件采用框架单元模拟，楼板采用壳单元模拟。

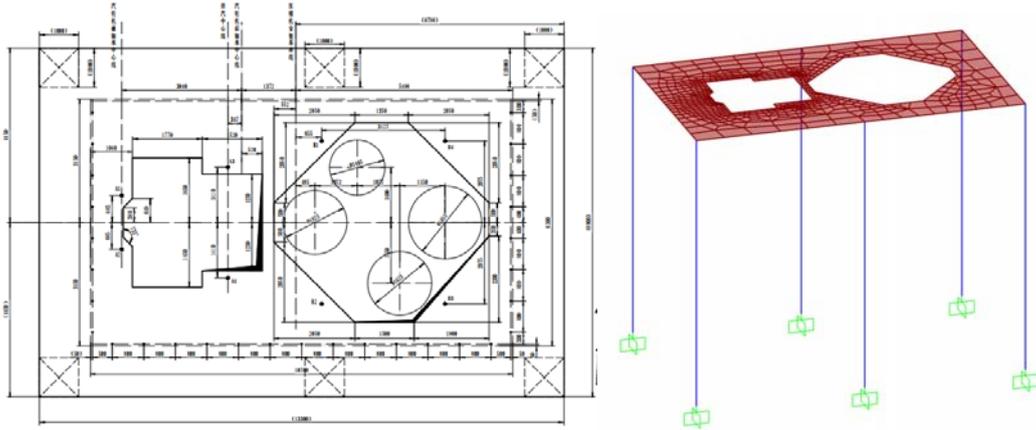


图 1 二楼基础平面图和压缩机基础的计算模型

机器（汽轮机、压缩机、电机）转动产生的不平衡力与机器转速或频率的平方成正比。通常情况下，《动力机器基础设计规范 GB 50040-96》或机器制造厂可以提供工作转速下的扰力值，利用 Excel 表格的函数功能可以快速生成非工作转速下的扰力值，再利用导出的文本文件 (\*.TXT) 即可导入 SAP2000，如图 2 所示。

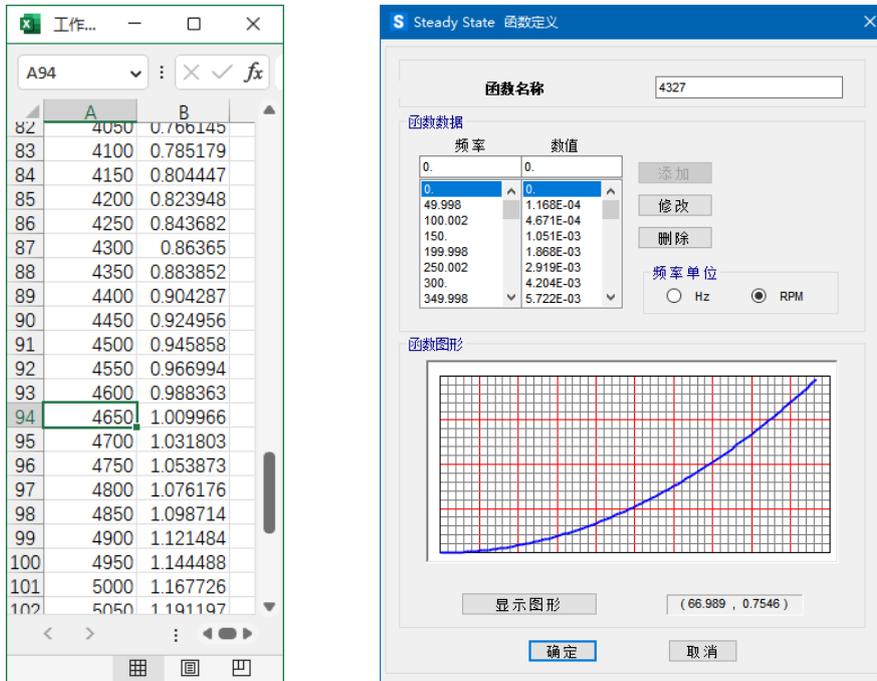


图 2 利用 Excel 生成稳态函数的数据并导入 SAP2000

稳态动力学分析的扫频范围为 0~1.25 倍的工作转速，除常规的等间隔频率点外，还应基于模态分析结果添加可能存在的共振频率，用以获取结构的最不利动力响应。对于多扰力共同作用，采用 SRSS 组合的方式获取最不利动力响应。

如图 3（右）所示，某扰力点竖向位移的“幅值-频率”曲线的第一个峰值对应的频率为 23.85Hz，接近框架式基础的第六阶振型的自振频率 23.6Hz。如图 3（左）所示，此时楼板的自振形式也以楼板的竖向变形为主，完全匹配扰力点的竖向位移。



图3 扰力点的“幅值-频率”曲线

## IDEA 软件在 LNG 模块化建造中的应用

单位：某海洋工程重工有限公司

项目负责人：门超

项目参与人：赵洪辉；赵奔；颜云涛

使用软件：IDEA

### Application of IDEA in LNG Modular Construction

Company: X Offshore Engineering Heavy Industries Co., Ltd.

Project Leader: Men Chao

Project Participants: Zhao Honghui; Zhao Ben; Yan Yuntao

#### 内容简介

ALNG 2 Project BLM Detail Design 属于 LNG 生产的相关项目，采用陆上模块化钢结构。该项目基于重力式结构（GBS）的创新施工理念，可以大幅提高模块建造集成度，减少现场安装工作量，既节省建造工地的占地面积，又有利于保护环境。此外，该项目中主要的结构计算采用 STAAD Pro 和 IDEA StatiCa 两款软件。STAAD 用于整体钢结构的分析与设计，IDEA 用于钢结构节点的深化设计和美标校核。

在模块设计计算时，由于荷载工况和荷载组合较多，提取节点力成为一个复杂繁琐的问题。例如，针对 Sea-transport 状况的 160 个荷载组合，如果手动提取和输入全部荷载组合的节点力用于钢节点校核，不仅需要耗费大量的时间和人力，也无法保证精确性。但是，利用 IDEA 软件提供的 BIM 接口，用户可在 STAAD 中完成整体计算后选择目标节点直接导入 IDEA，省时省力，保质保量。



#### 应用亮点

1. 借助 IDEA BIM 接口一键式批量化地导入 STAAD Pro 中数量众多的荷载组合；
2. 基于加工操作的参数化建模功能可以帮助用户快速创建和灵活修改钢节点的几何模型；
3. 基于美标 AISC 自动校核螺栓、焊缝、板件以及锚栓和混凝土基础的承载力；
4. 针对各个组件（螺栓、焊缝等）输出详尽的可定制化的计算书。

## 成果展示

如图 1 所示，在 STAAD Pro 完成整体钢结构的分析与设计后，选择拟导入 IDEA 的节点及其连接的全部构件。IDEA 软件 BIM 接口自动识别 STAAD 定义的全部荷载组合，逐个导入各个组合下全部构件的内力设计值，如图 2 所示。

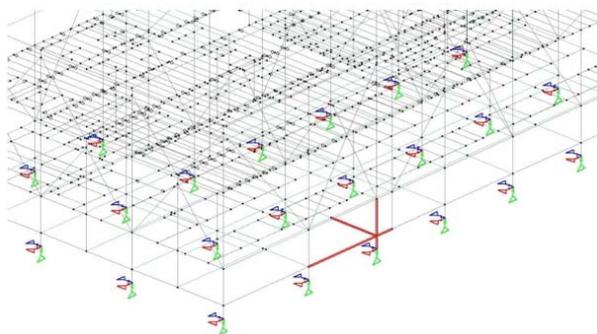


图 1 STAAD Pro 计算模型和拟导入 IDEA 的节点

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
6101 : COG +CFX+CFZ+CFY+WX	M1004	91.3	3.9	-363.9	0.0	-470.2	-4.3
	M1005	-222.4	-4.1	28.1	0.0	-172.8	-6.6
	M1012	-70.8	-0.5	-77.1	0.0	-40.8	-0.4
	M8004	2048.8	127.4	162.9	0.0	196.1	-153.6
	M8029	-1636.0	103.8	-262.0	15.6	447.0	194.4
6102 : COG +CFX+CFZ-CFY+WX	M1004	96.3	-4.5	-303.9	0.0	-416.6	5.4
	M1005	-216.6	-3.9	56.3	0.0	-238.7	-6.3
	M1012	-40.4	-0.6	-22.0	0.0	110.2	-0.2
	M8004	1249.3	135.7	163.1	0.0	196.4	-163.6
	M8029	-979.6	9.4	-274.1	13.7	458.9	53.4

图 2 自动导入各个荷载组合下的构件内力

如图 3 所示，在 IDEA 中依次添加通用板件、加强构件以及构件切割等加工操作，最后利用通用焊缝处理梁腹板与加强环板之间的对接焊缝，即可快速创建钢结构节点的三维模型。其中，连续的钢管柱改用三段式对接焊缝，八边形的加强环板需要在四边形的基础上进行几何编辑。

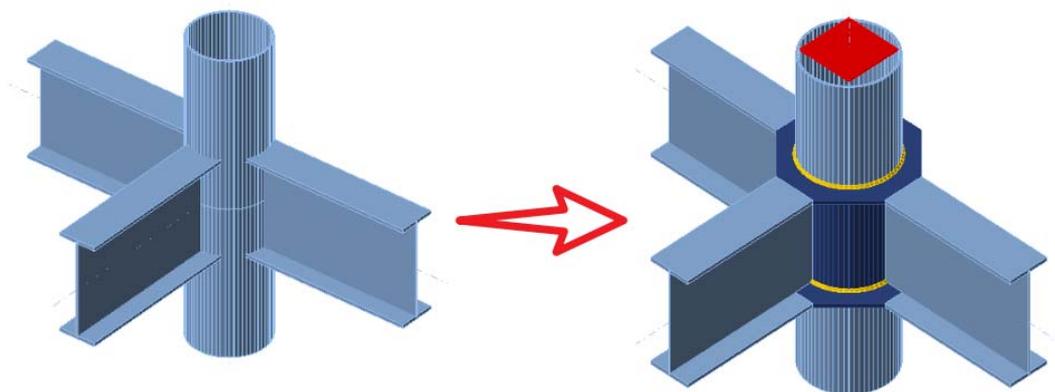


图 3 利用 IDEA 的加工操作创建节点细部构造

除基于美标 AISC 自动校核焊缝和板件外，IDEA 也可以采用类似 ANSYS 和 ABAQUS 的方式显示钢节点的等效应力云图，如图 4（左）所示。对于局部薄柔板件，IDEA 屈曲分析功能可以计算钢节点的特征值屈曲模态和屈曲荷载，如图 4（右）所示。

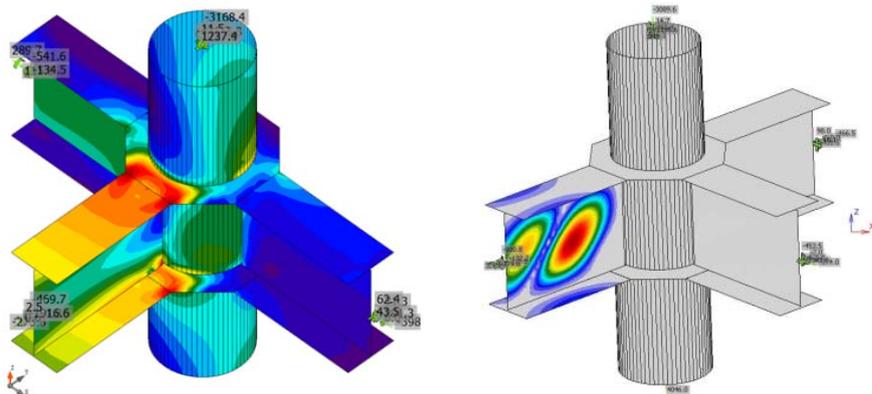


图 4 钢节点的等效力云图和局部失稳的屈曲模态

## SAP2000 在厦门白鹭体育场设计中的应用

单位：中国建筑设计研究院有限公司

项目负责人：范重；杨开；刘涛；赵长军

项目参与人：张宇；胡纯炀；陈巍；李劲龙；霍文营

使用软件：SAP2000, CiSModelCenter

## SAP2000 Application in the Design of Xiamen Egret Stadium

**Company:** China Architecture Design and Research Group

**Project Leaders:** Fan Zhong; Yang Kai; Liu Tao; Zhao Changjun

**Project Participants:** Zhang Yu; Hu Chunyang; Chen Wei; Li Jinlong; Huo Wenying



### 内容简介

厦门白鹭体育场巨拱跨度为 360m，向外侧倾斜  $22^\circ$ ，东、西两侧巨拱不对称，受力形态复杂。场芯椭圆长轴与短轴之比接近 2.0，最大高差将近 45m，无法满足传统轮辐结构的成形要求。巨拱采用矩形截面管桁架，并通过将相邻巨拱拱脚承台连为整体等综合措施增强抗推能力。采用刚性撑杆代替部分受压下径索，

形成索-撑杆混合结构体系，并研发了相应的索夹节点。分析结果表明：巨拱承担 63.75% 的竖向荷载，弹性屈曲因子大于 10，弹塑性屈曲因子为 2.7。在竖向荷载、风荷载与多遇地震作用下，巨拱的变形均较小，具有较好的刚度与稳定性。

## 应用亮点

1. 非线性计算，索结构找型；
2. 弹性屈曲分析、弹塑性屈曲分析；
3. 构件优化设计；
4. 数据交互功能；
5. 施工模拟分析；
6. 多维多点地震作用分析。

## 成果展示



### ■工程概况

- 厦门新体育中心位于厦门市翔安区海边，包括白鹭体育场、凤凰体育馆及配套综合训练馆、白海豚游泳馆和商业配套设施等。
- 白鹭体育场建筑面积约18.06万 $m^2$ ，最大建筑高度85m，看台席位数总数为6.12万座，由固定看台与可转换看台两部分组成。
- 体育场大跨度屋盖支承于两个巨拱之上，并在场芯开口部位设置轮辐式索结构。



### ■项目效果图



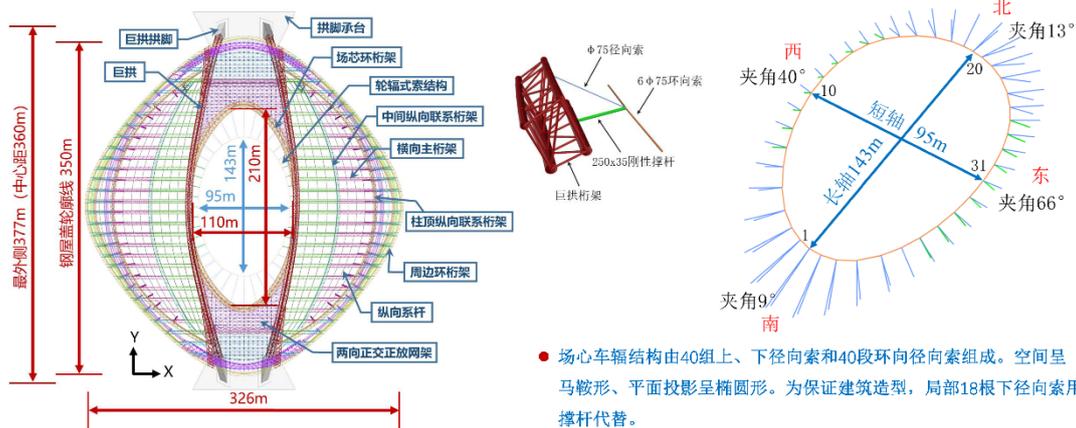
### ■项目效果图



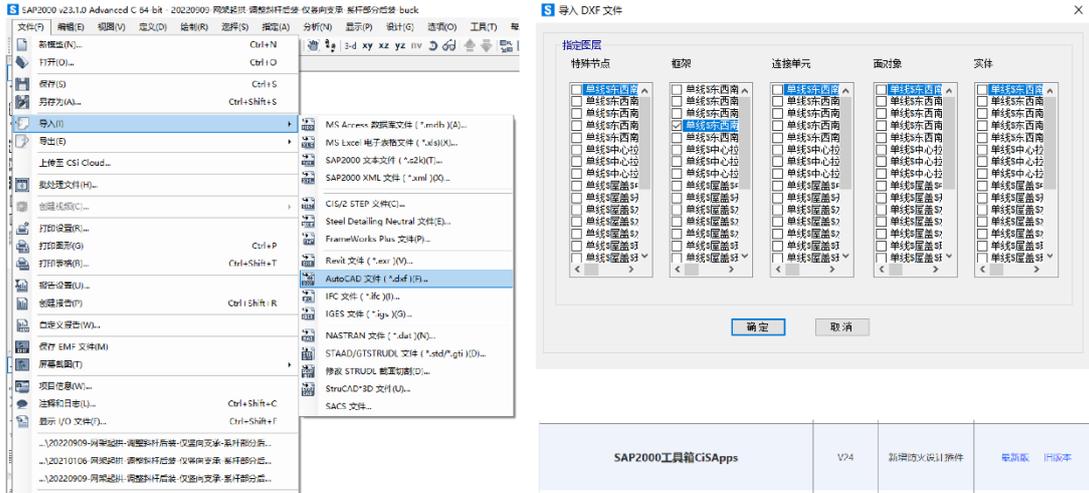


■大跨度屋盖结构体系

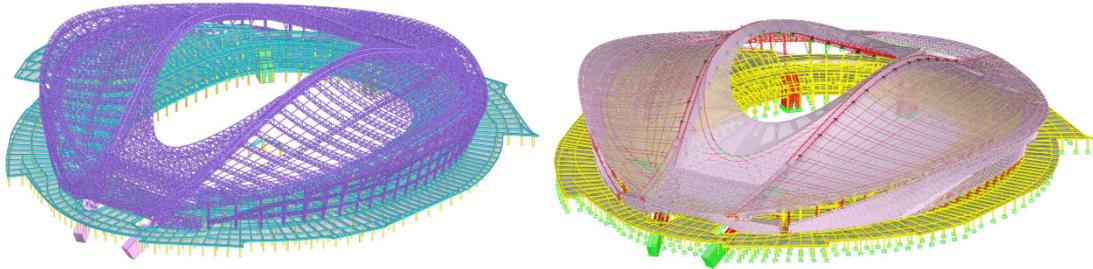
- 范重, 杨开, 刘涛, 等. 厦门白鹭体育场巨拱支承大跨度屋盖结构设计研究[J]. 建筑结构学报, 2023,
- 吴浩, 范重, 刘涛, 等. 大高差轮辐结构研究与应用[J]. 工程力学, 2022, 39, 272-285
- 发明专利: 一种大高差鞍形轮辐式结构体系, 范重, 刘涛, 杨开, 等
- 发明专利: 一种径向撑杆索夹节点及大高差鞍形轮辐式结构体系, 范重, 杨开, 刘涛, 等



### ■单线及网格导入（CISApps）

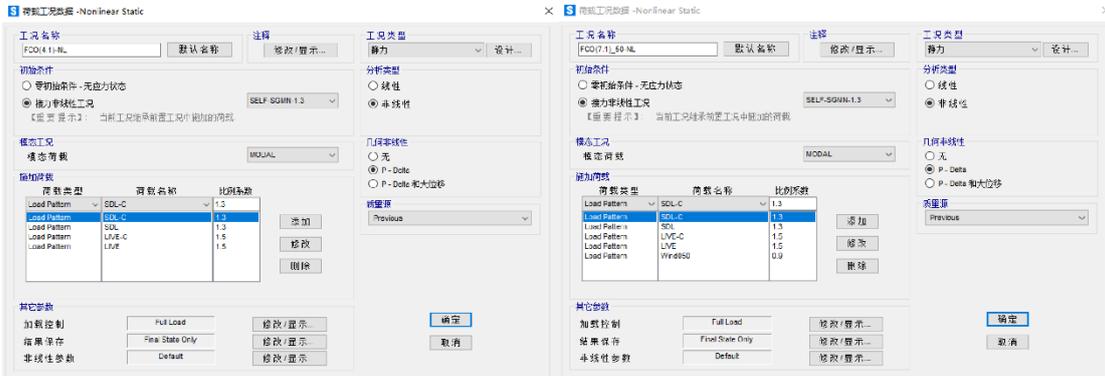


### ■采用CiSDesignCenter实现模型互导



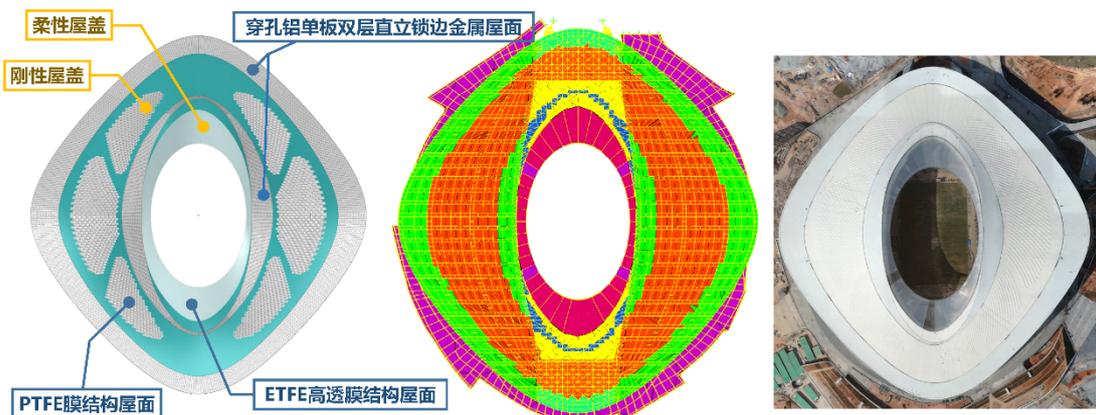
### ■典型设计工况定义

- 因为施工模拟是非线性工况、车辐索结构有较强的非线性，故设计工况的分析类型均采用非线性。
- 所有工况均接力施工模拟工况，再施加其他荷载（含附加恒荷载）和作用。
- 比如屋面活荷载、风荷载，都是在前序施工模拟的基础上，对结构构件进行加载，此时车辐索结构的拉索已经完成张拉，具有足够的刚度。

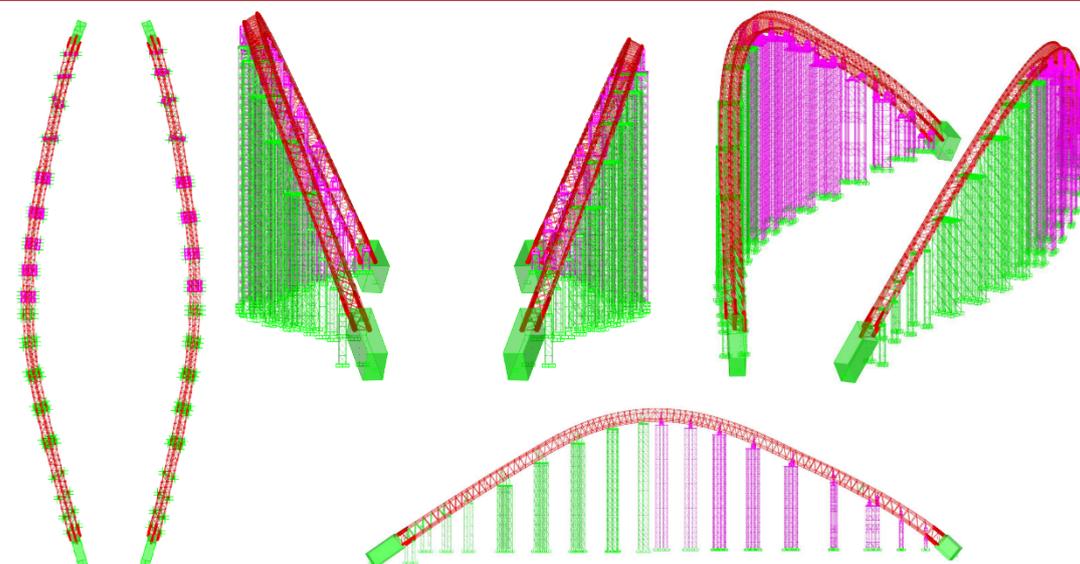
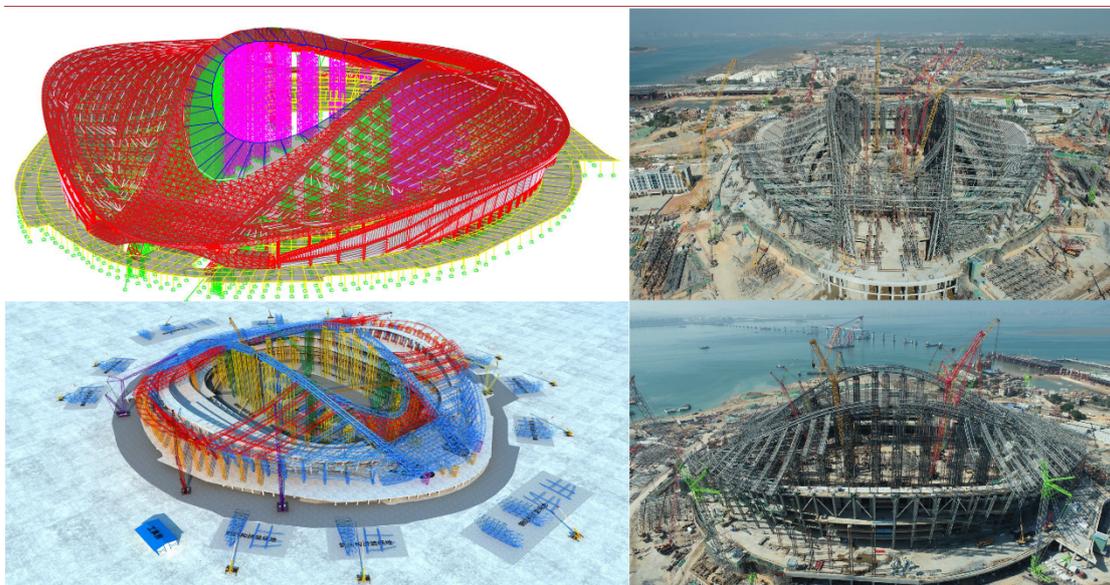


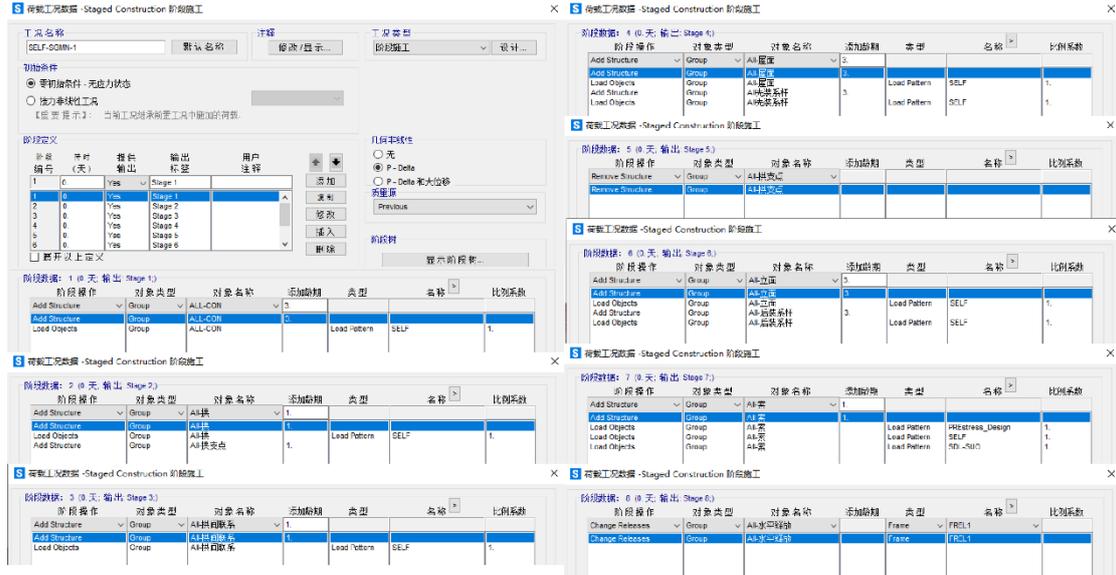
注意：因为基本组合设计和标准组合设计值中的自重分项系数不同，故应该分别定义施工模拟工况。

■ 荷载及作用



- 根据实际情况指定附加恒荷载、屋面活荷载、设备吊挂荷载、屋面排水沟集水槽等荷载
- 风荷载根据风洞试验确定，可以按照面荷载或节点荷载指定；温度作用按混凝土和钢结构分别指定
- 地震作用采用反应谱和时程分析





### 周期与振型



采用瑞瑞-甲必算法进行结构动力特性分析，程序计算 120 阶振型，X、Y、Z 方向的振型质量参与系数为 98.5%、99.4 和 98.2%，满足规范要求。前六阶振型周期如下表所示。

表 7-1 主楼周期振型

振型号	周期	X 方向质量系数		Y 方向质量系数		Z 方向质量系数		扭转系数	振型描述
		系数	系数	系数	系数	系数	系数		
1	1.49	0.00%	1.53%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	首层水平晃动
2	1.30	0.03%	0.01%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	首层水平晃动
3	0.99	0.00%	0.00%	0.00%	0.51%	0.00%	0.00%	0.00%	层间竖向晃动
4	0.83	1.20%	0.03%	0.14%	0.61%	0.00%	0.00%	0.00%	层间层间晃动
5	0.80	0.00%	1.91%	0.08%	0.02%	0.00%	0.00%	0.00%	层间层间晃动
6	0.77	0.90%	0.03%	1.01%	1.36%	0.00%	0.00%	0.00%	层间层间晃动

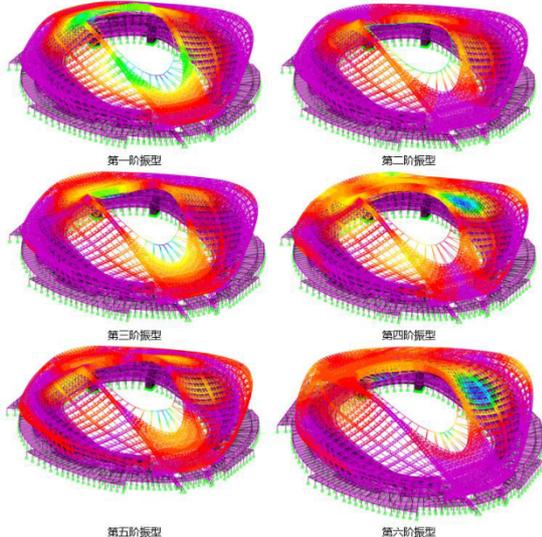
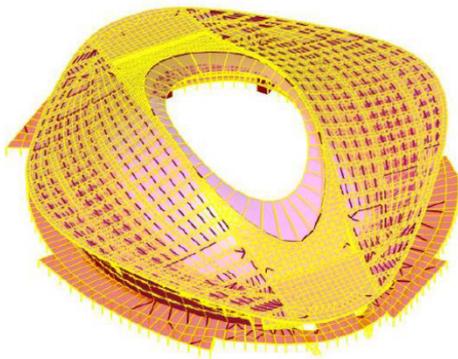


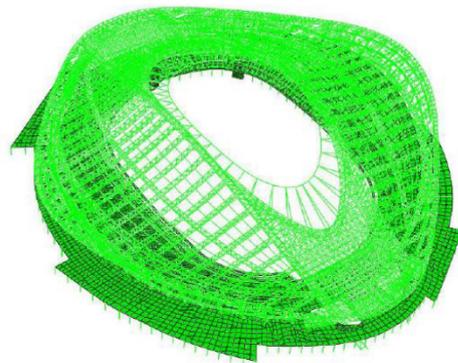
图 7-1 前六阶振型图

### 多模型对比

- 采用 Sap2000 和 Abaqus 进行对比分析，验证模型的准确性。



Sap2000 模型



Abaqus 模型

### ■多模型对比

- 采用Sap2000和Abaqus进行对比分析，验证模型的准确性。

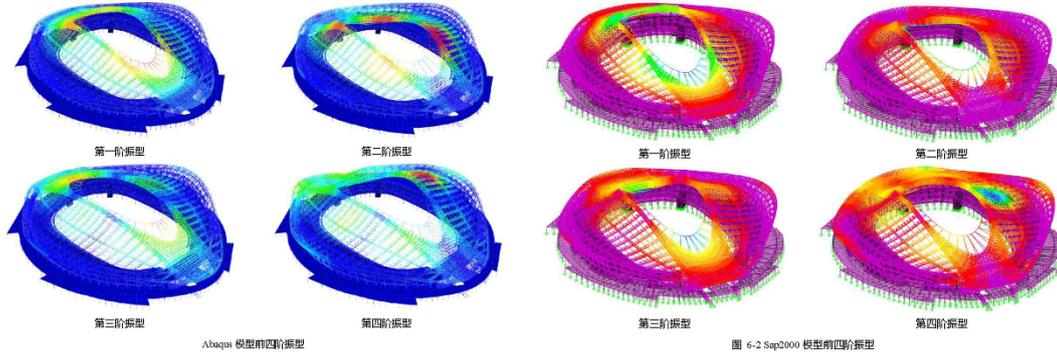


表 G-1 两模型周期对比表

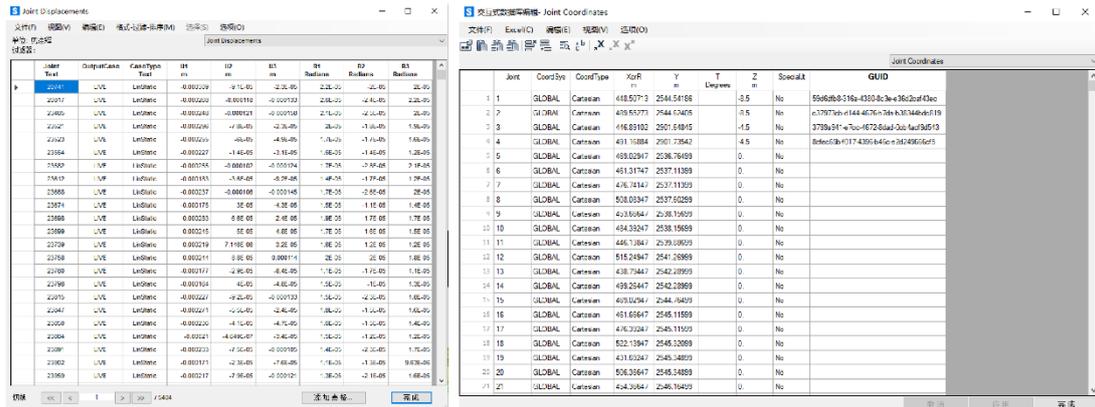
振型号	Sap2000 周期 (s)	Abaqus 周期 (s)	误差
1	1.49	1.42	4.7%
2	1.30	1.241	4.6%
3	0.99	0.956	3.5%
4	0.85	0.87	3.59%

表 G-2 两模型质量对比表

工况	Sap2000 模型	Abaqus 模型	比值
恒+0.5活荷载	363440	369194	101.58%

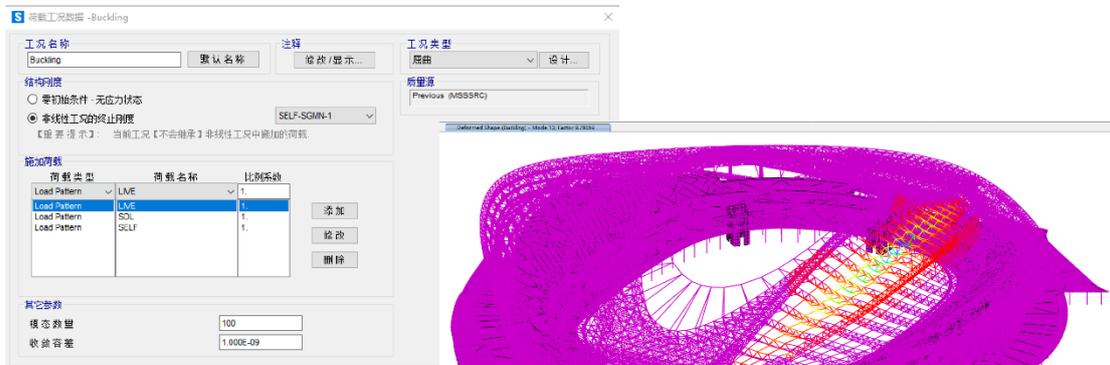
### ■结构起拱度分析（数据交互）

- 为保证屋盖结构完成态和建筑模型的一致性，需对屋盖结构进行预起拱，通常采用“恒+0.5活”组合下的挠度值对结构进行起拱。
- 结构边界条件不同，计算得到的挠度值显然也会不同，故应该采用施工模拟分析进行起拱度的计算。
- 通过交互式数据库编辑，根据节点编号，对各节点的坐标进行修改，以达到起拱的目的。



### ■线性屈曲分析

- 考虑车辐索结构初始刚度，施加1.0恒+1.0活进行计算。注意屈曲分析是线性分析，不会继承施工模拟工况中的自重荷载。



■ 双非线性荷载-位移曲线（总结）

- 计算模型（尽量简化，可以删除不必要的杆件，仅保留关键部位）
- 考虑结构初始缺陷
- 选择合适的材料非线性类型（ $P-M2-M3$ 铰、 $P$ 铰）
- 选择合适的点及相应的方向，加载点、控制位移值、查看方向，根据试算确定
- 考虑几何非线性（ $P$ -Delta、 $P$ -Delta和大位移）
- 求解策略（仅迭代、ETE+迭代、仅ETE）、位移类型（共轭位移、监测位移）
- 非线性参数的调整（最大迭代次数、相对收敛容差等）
- 不断试算，查看结果绘制曲线，调整各项参数

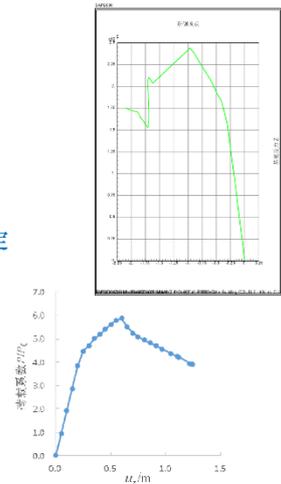


图 12 巨拱双非线性荷载-位移曲线  
Fig.12 Load-displacement curve of the mega arch obtained by material and geometric nonlinear analysis

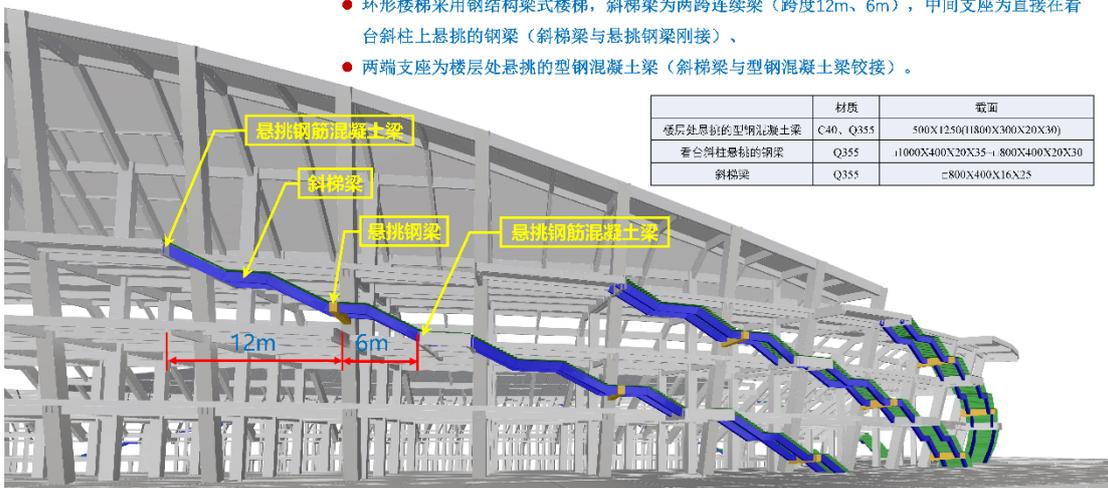
■ 多维多点地震输入时程分析(总结)

- 范重, 张康伟, 张翰山, 等. 视波速确定方法与行波效应研究[J]. 工程力学, 2021, 38(06):47-61.
- 范重, 刘学林, 刘涛, 等. 济南遥墙机场 T3 航站楼超长结构专项研究[J]. 建筑结构学报, 2023.
- 范重, 荣丽娜, 张宇, 等. 超长结构地震行波效应影响因素研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(8):119-129

- 视波速，详见范重（总）等人论文，采用2km/s、3km/s和4km/s
- 对结构柱底（支座处）施加三向地震位移时程激励，共考虑4个角度（ $0^\circ$ 、 $45^\circ$ 、 $90^\circ$ 、 $135^\circ$ ）
- 根据地震波输入方向，对全部柱底支座进行分组（取20m为一组），地震波传递需要时间，每组支座处地震波到达时间不同
- 定义若干荷载模式（与分组对应，因为有不同方向，数量要翻倍），取不同的名称
- 选择对应的荷载模式，对每组柱底施加三个方向（ $X$ 、 $Y$ 、 $Z$ ）的强制单位位移，通过工况调整比例为1:0.85:0.65
- 定义时程分析工况，每组柱底（支座处）施加对应的荷载模式，本组的荷载的到达时间根据视波速、本组与输入方向的距离确定。
- 按照前述方法，计算不同地震波、不同角度输入
- 特别的， $45^\circ$  方向输入时，单个荷载模式下输入 $X$ 和 $Y$ 两个方向的强制单位位移，通过调整比例系数来调整方向。
- 最终对比各个构件，计算多维多点时程分析效应与一致输入时程分析效应的比值，效应主要取框架柱剪力和钢桁架轴力。

■ 环形钢楼梯专项分析

- 看台混凝土结构周边共设置12组环形楼梯，楼梯宽度5m。环形楼梯支撑在看台混凝土结构上，与周边钢结构脱离。
- 环形楼梯采用钢结构梁式楼梯，斜梯梁为两跨连续梁（跨度12m、6m），中间支座为直接在看台斜柱上悬挑的钢梁（斜梯梁与悬挑钢梁刚接）、
- 两端支座为楼层处悬挑的型钢混凝土梁（斜梯梁与型钢混凝土梁铰接）。



	材质	截面
楼层处悬挑的型钢混凝土梁	C40、Q355	500X1250(1800X300X20X30)
看台斜柱悬挑的钢梁	Q355	1100X400X20X35+800X400X20X30
斜梯梁	Q355	800X400X16X25

■ 环形钢楼梯专项分析

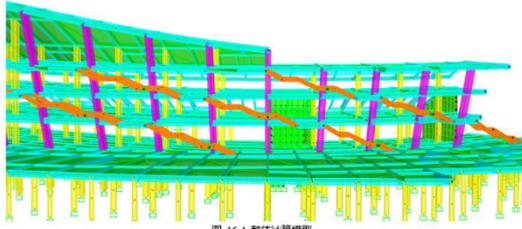


图 16-4 整体计算模型

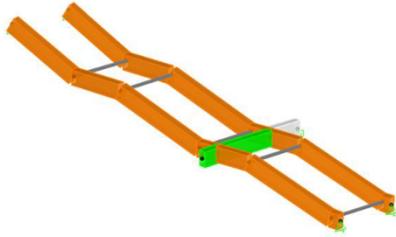
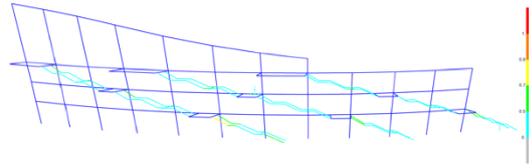
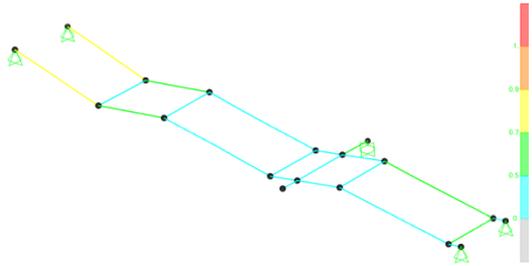


图 16-5 仅钢构件包络设计模型



整体模型



仅钢构件模型

图 16-12 构件应力比

■ 环形钢楼梯专项分析

表 16-2 立面环形楼梯结构自振特性

模态	周期 (s)	频率 (Hz)	描述
1	0.19	5.31	斜梯梁平面外平动
2	0.15	6.64	斜梯梁及悬挑梁竖向震动
3	0.10	10.23	斜梯梁及悬挑梁竖向震动
4	0.08	12.68	
5	0.07	15.00	
6	0.04	24.55	
7	0.04	27.51	
8	0.03	30.88	
9	0.03	35.28	
10	0.02	41.34	

计算模型中未考虑楼梯踏步刚度，第一周期为斜梯梁平面外平动，由于楼梯踏步折板与斜梯梁连接，并考虑建筑做法，能较好地保证环形楼梯平面外刚度。斜梯梁跨度 12m，悬挑梁跨度 5m，竖向刚度相对较弱，频率为 6.64Hz，满足规范要求。

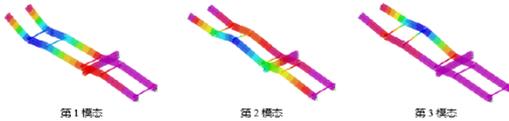


图 16-6 自振特性结果

表 16-3 立面环形楼梯结构构件挠度验算

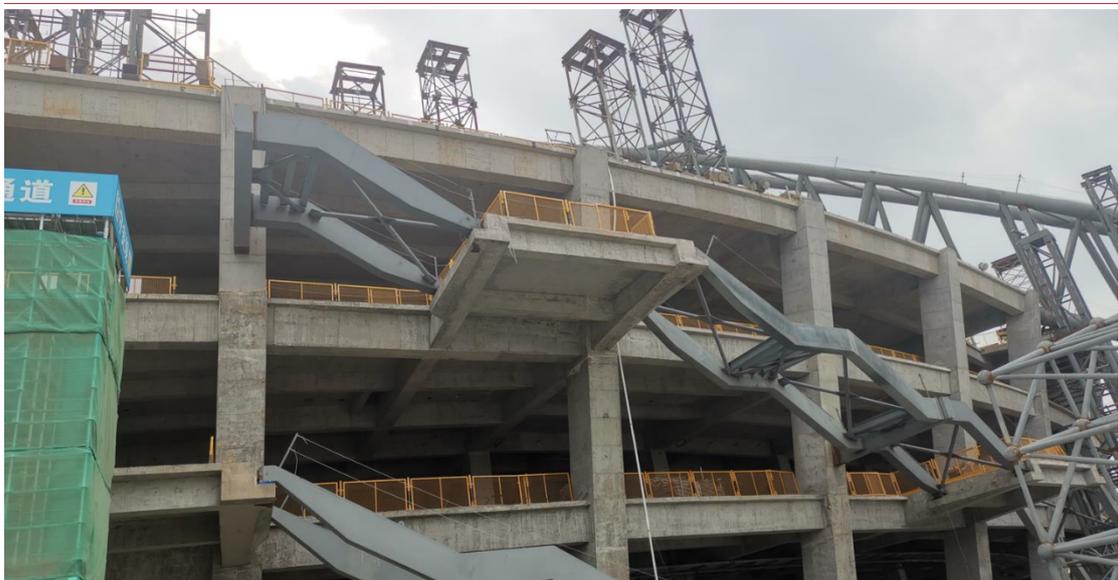
构件	跨度 (m)	标准组合 (1.0 恒+1.0 活)			正常使用工况		
		挠形	挠跨比	限值	挠形	挠跨比	限值
悬挑梁	5	0.0108	1/926	1/400	0.004	1/2500	1/500
斜梯梁	12	0.0113	1/1062	1/400	0.005	1/2400	1/500

立面环形楼梯结构构件在标准组合及活荷载工况下的挠度均满足规范要求，构件具有良好的竖向刚度，满足建筑使用要求。

表 16-5 自工况下立面环形楼梯加速度峰值

工况类别	行人密度 (人/m <sup>2</sup> )	频率 (Hz)	加速度峰值 (m/s <sup>2</sup> )	限值 (m/s <sup>2</sup> )
人行荷载工况	0.2	1.5	0.014	0.5
	0.5	2.0	0.154	0.5
	1.0	2.5	0.231	0.5
	1.5	3.0	0.256	0.5
	1.5	3.0	0.256	0.5

根据上表的分析结果，计算得到的楼面竖向加速度最大值为 0.266ms<sup>-2</sup>，小于《JGJ 441-2019 建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》规定的限值 0.6 ms<sup>-2</sup>（看台），舒适度满足要求。



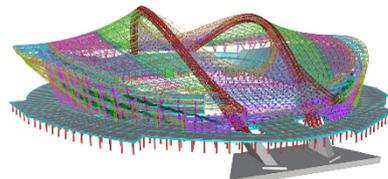
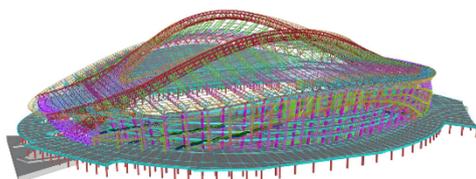
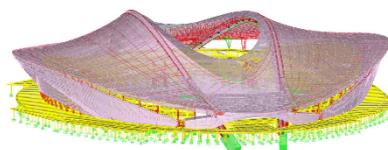
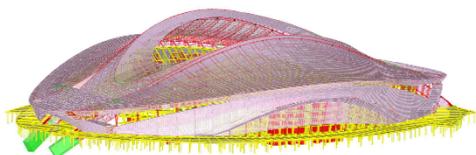
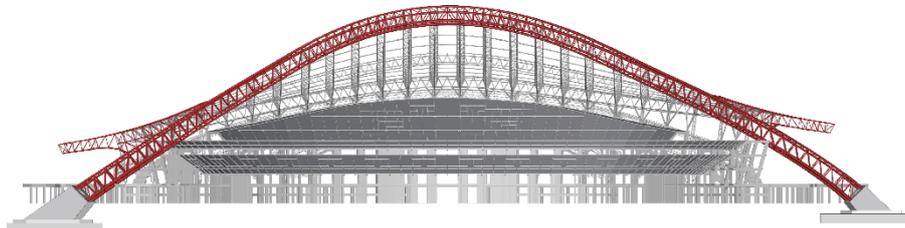
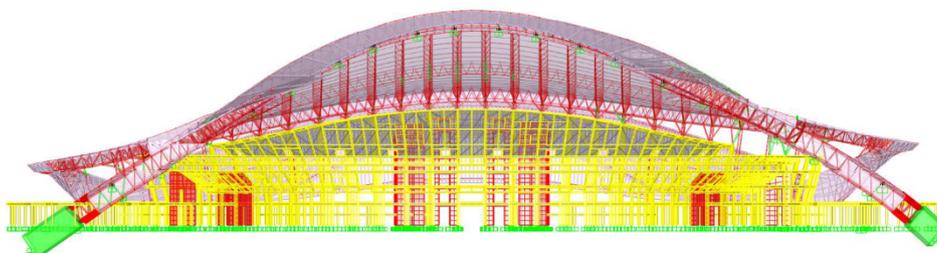
■ 逆向建模（数据交互）

Connectivity - Frame
Frame Section Assignments
Groups 1 - Definitions
Groups 2 - Assignments
Joint Coordinates

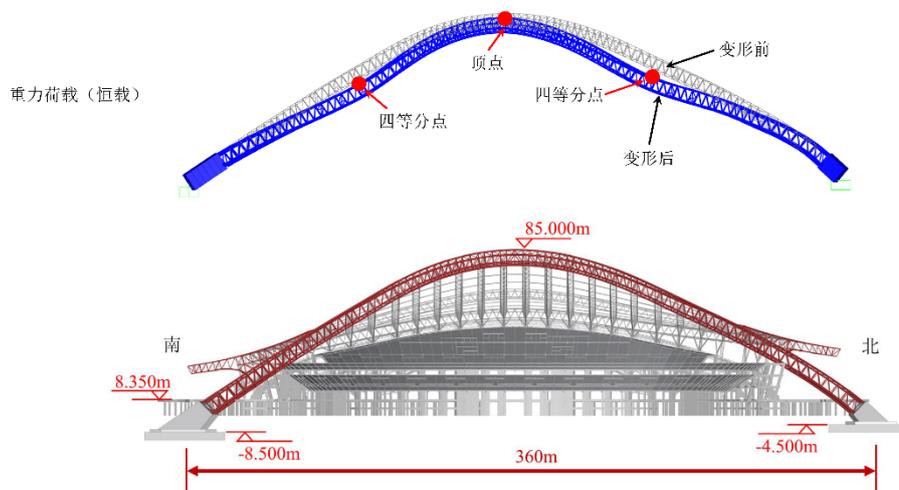
- Connectivity - Frame, 框架单元编号, i端和j端的节点编号
- Frame Section Assignments, 框架单元编号、截面（命名），按照固定的格式，方便之后的数据处理
- Groups 1 - Definitions, 组定义，得到全部的各组名称
- Groups 2 - Assignments, 各组名称及对应的单元编号（框架单元编号），注意现在是为了还原模型，在分组时，一个单元只能分到一个组，否则会出现单元重复的情况。
- Joint Coordinates, 节点编号及对应的绝对坐标

● 还原模型时，把单根杆件的中心线画出来，再赋予对应的框架单元截面，根据分组划分到同一个图层中，定义相同的颜色和材质等属性。

● 相同的逻辑，把每根杆件都画出来，整体模型也就生成了。



■ 计算结果-巨拱竖向变形



相关论文

1. 范重, 吴浩, 刘涛, 杨开等. 大高差轮辐结构研究与应用. 第 30 届全国结构工程学术会议论文集 (第 III 册), 2021:15-26.
2. 吴浩, 范重, 刘涛, 杨开等. 大高差轮辐结构研究与应用[J]. 工程力学, 2022, 39(S): 272-285.
3. 范重, 杨开, 刘涛等. 厦门白鹭体育场巨拱支承大跨度屋盖结构设计研究[J]. 建筑结构学报, 2023 (已录用)

## SAP2000 在大型天幕工程中的应用

单位：奥雅纳工程咨询（上海）有限公司

项目负责人：孔启明

项目参与人：杨晟

使用软件：SAP2000

## SAP2000 Application in A Large-scale Canopy Steelwork

Company: ARUP Shanghai

Project Leader: Kong Qiming

Project Participant: Yang Sheng

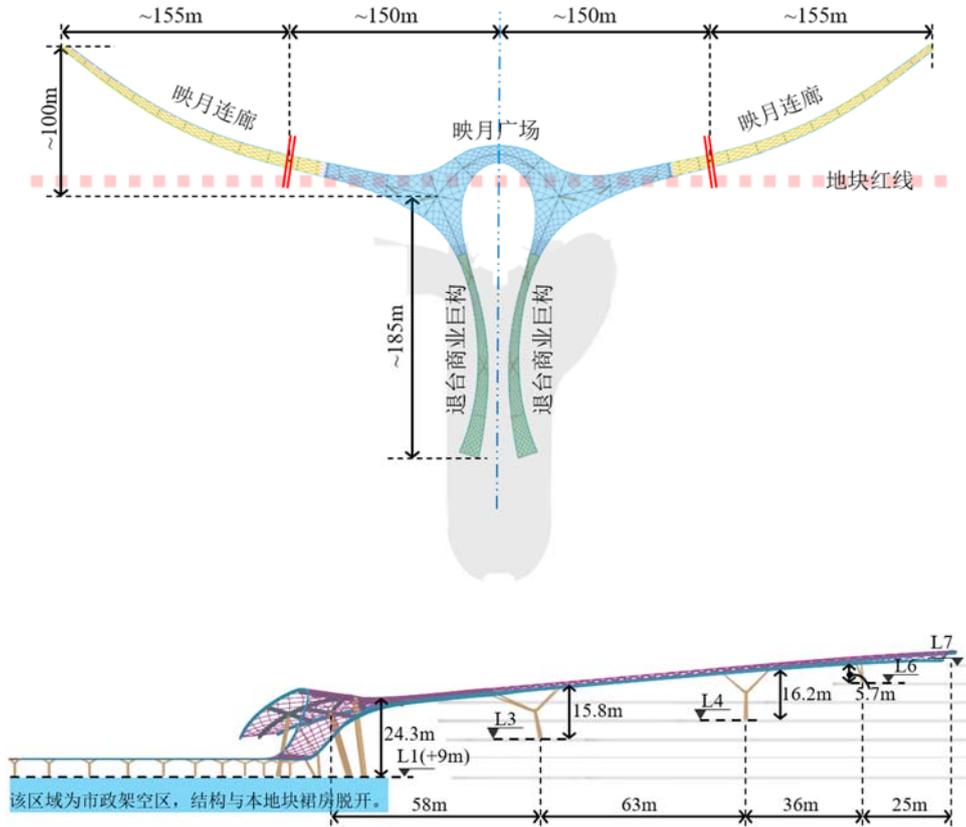


### 内容简介

本项目位于广东省珠海市香洲区人工岛，商业裙房地上 8 层，采用混凝土框架结构，首层嵌固。商业裙房主要由商业楼层及停车场夹层组成，地下一层为设备用房及停车库，兼作战时人防地下室，裙房北侧为一阶梯屋顶，南侧通过连桥与其他地块相连。裙房屋顶上方设有巨构天幕，为空间钢结构飘带形构筑物。裙房屋顶局部另设有空中商业，高出裙房屋顶约 30 米，为蛋形空间钢结构。裙房主体采用混凝土框架结构，

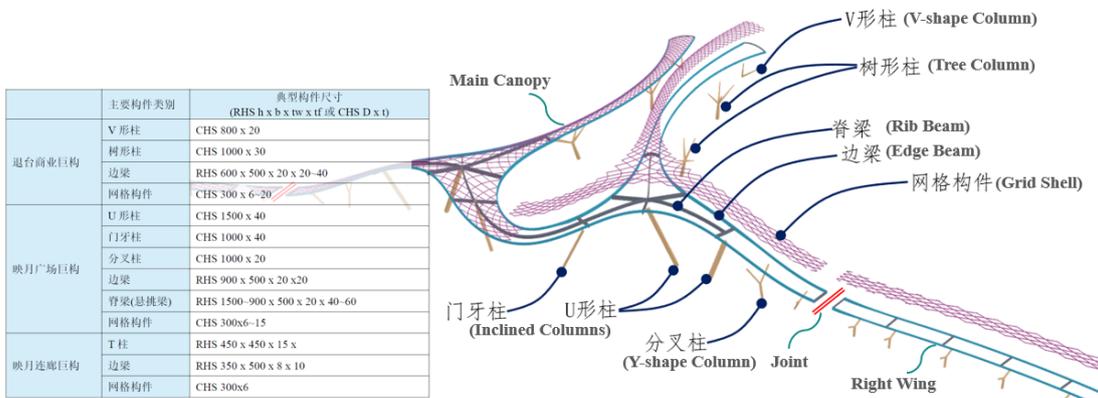
首层嵌固。其中裙房长约 258m，宽约 120m，裙房顶层建筑高度为 49.75m，地下室层高约为 5.1m，地上夹层层高分别为 2.3m/3.3m，并含有局部降板，标准层层高为 5.7m。

巨构天幕作为本项目建筑亮点，东西延伸约 600m，南北总长约 285m。巨构天幕高度由北往南平缓抬升，由地面延伸并支撑于裙房退台屋面之上。退台商业巨构由 2 颗树形柱、1 颗 V 形柱提供竖向支撑，尾部支撑于裙房 L7 屋面处。映月连廊和映月广场由若干斜柱和分叉柱支撑于地面标高。映月连廊在红线位置设置 150mm 宽结构缝，将东西两侧巨构延伸段与主体巨构脱开，形成单独受力体系，以释放超长钢结构的温度应力。



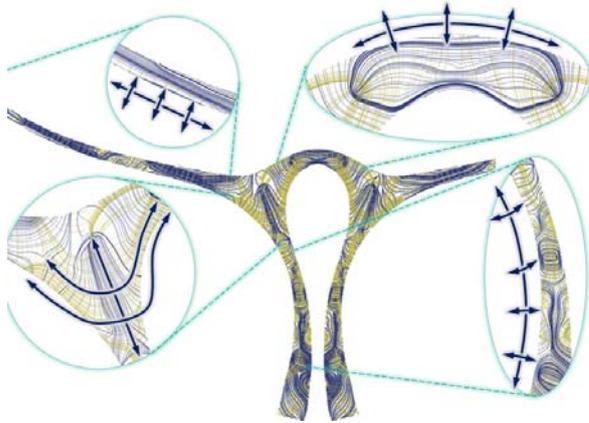
结构体系依靠粗壮的脊梁和边梁形成主要的刚度和传力路径，其中脊梁主要承受重力方向荷载，边梁同时还提供面外和抗扭刚度。细分壳面的网格构件尺度较小，主要依靠拱起或者下凹的造型形成空间刚度，以抵抗面外荷载。每个小梁格内荷载将均匀传导至边梁和脊梁。

结构体系分解详见下图示意，结构构件尺寸汇总于以下表格中。

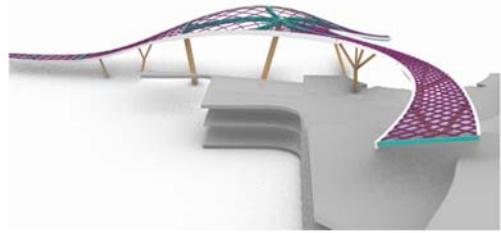


初步设计阶段，为深入了解该建筑体型的真实受力特点，工程师基于网壳应力迹线对建筑表皮进行了

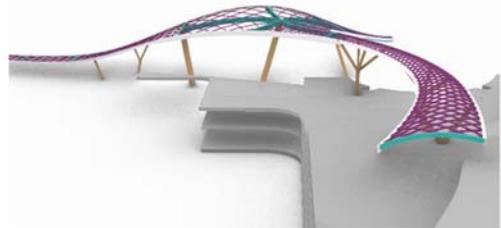
形体的优化，局部在仍能满足建筑视觉需求的前提下起拱，不仅提升了结构效率，并大幅降低了结构造价，对项目成本的控制提供价值。



壳体不同区域应力迹线分布示意

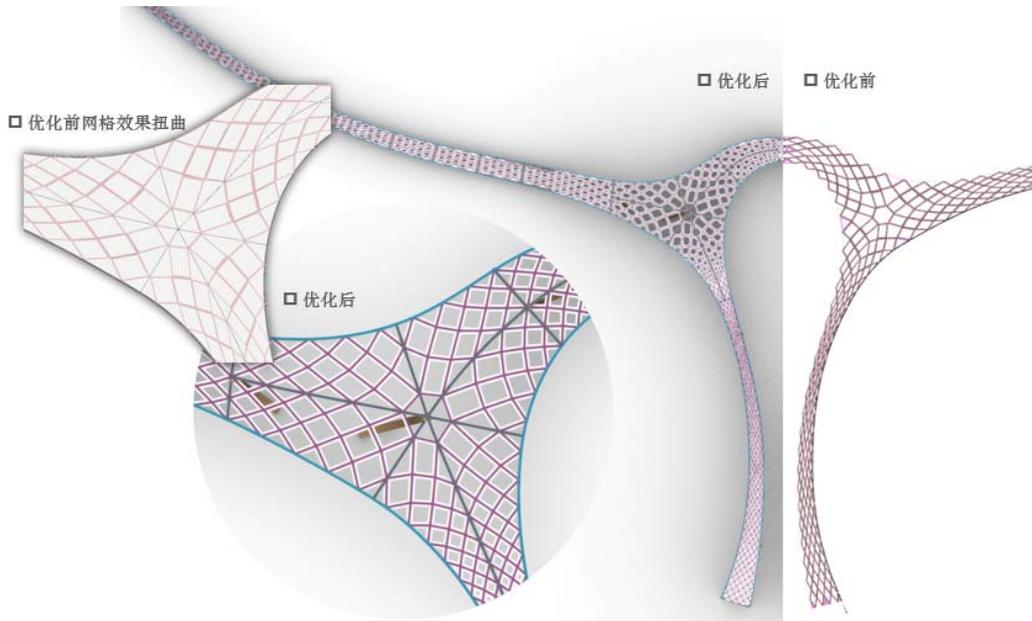


建筑原表皮效果展示



优化表皮后效果展示

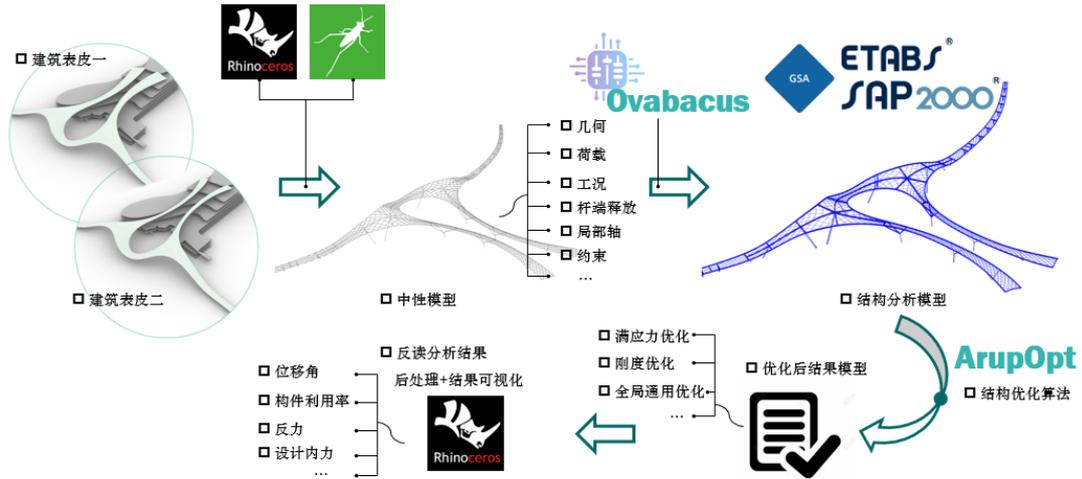
天幕项目设计中，合理的网格划分对结构效率及建筑美观性的提升同样重要，工程师借助参数化设计工具 Rhino+grasshopper，搭建适应该项目的参数化流程，方便地推敲网格走向和渐变形式，帮助建筑师实现各式表皮和网格划分的灵活调整，为结构专业早期介入并影响建筑效果决策的较好案例。



## 应用亮点

### 1. 参数化设计一模多建

参数化设计现已成为行业热点词汇，我司亦较早布局数字化转型，以快速应对项目设计频繁变更。本项目借助我司自研结构设计参数化平台“Ovabacus”打破了不同结构设计软件的数据壁垒，调用 CSI 软件丰富的 API 接口，解决了长期以来的复杂三维几何建模困难、转换模型数据丢失等痛点。技术路径：



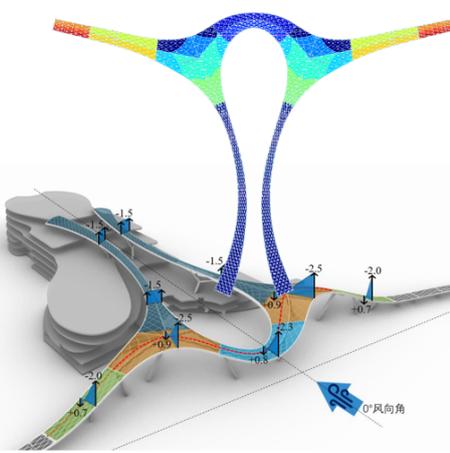
## 2. SAP2000 结构分析及节点分析

SAP2000 配置全球领先的求解器，可以提供值得信赖的分析结果，亦是我司设计日常生态中的重要一环。本项目采用 SAP2000 完成了弹性静力分析、小震反应谱分析、线弹性屈曲分析、双非线性全过程荷载位移加载分析、复杂节点模拟等一系列超限抗震审查要求的分析工作。基于 CSI 软件模型和结果数据开放、透明的特点，工程师可以实现自定义化的模型设置和结果处理，以作为软件基本功能的补充。天幕设计中可以简化的日常重复工作总结如下，并可延伸至一系列的同类型项目中，形成固定工作流程，提高设计效率。

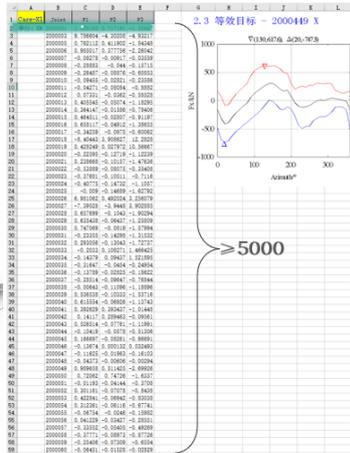
□ 超过100种的恒活、风、温度、地震工况全组合批量设置。

1	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	SW	SOIL	LL	TEMP	TEMP	EX	EV	WIND	WIND	WIND	WIND	WIND
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
7	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
8	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
9	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
12	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
13	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
14	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
15	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
16	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
17	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
18	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
19	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
20	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
21	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
22	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
23	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
24	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
25	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
26	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
27	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
28	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
29	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
30	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
31	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
32	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
34	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
35	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
36	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
37	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
38	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
39	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
40	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
41	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
42	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
43	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
44	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
45	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
46	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
47	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
48	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
49	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
50	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
51	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
52	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
53	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
54	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
55	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
56	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
57	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
58	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
59	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
60	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
61	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
62	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
63	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
64	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
65	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
66	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
67	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
68	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
69	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
70	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
71	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
72	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
73	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
74	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
75	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
76	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
77	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
78	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
79	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
80	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
81	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
82	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
83	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
84	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
85	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
86	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
87	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
88	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
89	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
90	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
91	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
92	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
93	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
94	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
95	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
96	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
97	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
98	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
99	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
100	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

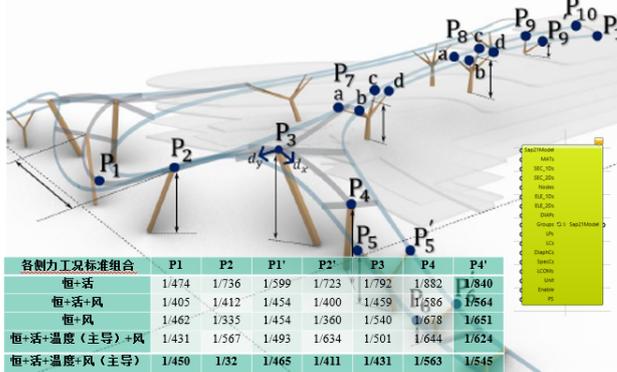
□ 2D面单元案头分析多风向角风压面荷载批量施加。



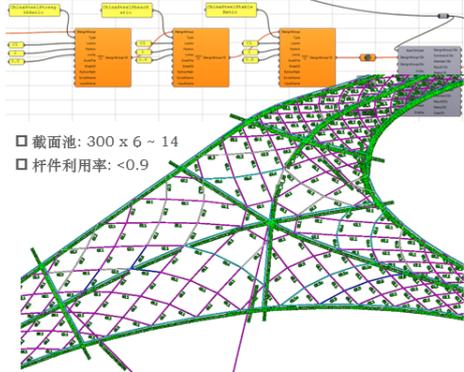
□ 风洞报告超过5000行的36个风向角节点荷载批量输入。



□ 自定义的多工况节点位移提取及跨度统计，自动形成报告文本。

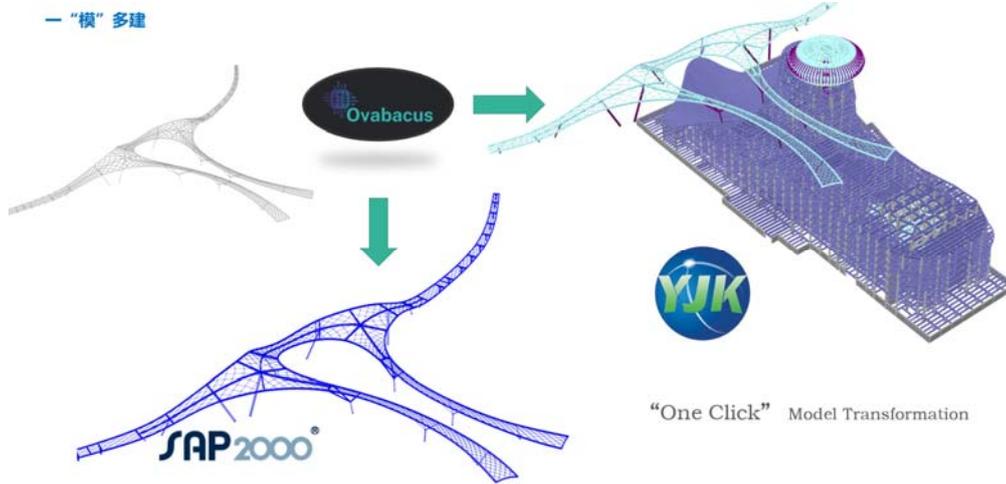


□ 满应力优化自动挑选所有杆件尺寸至应力比满足限值要求。

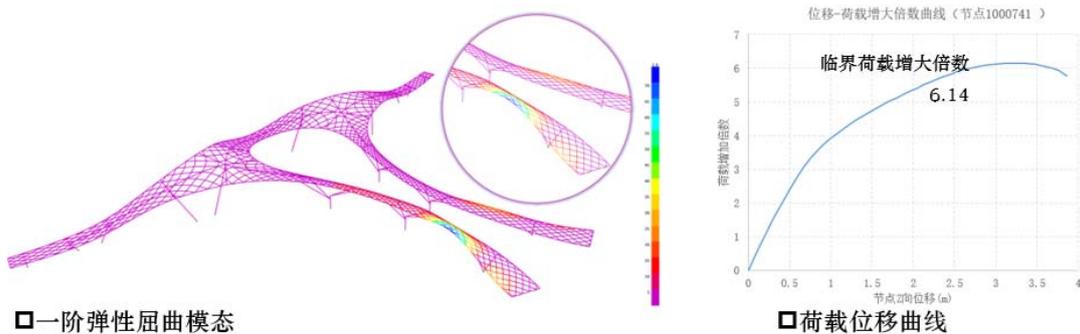


## 成果展示

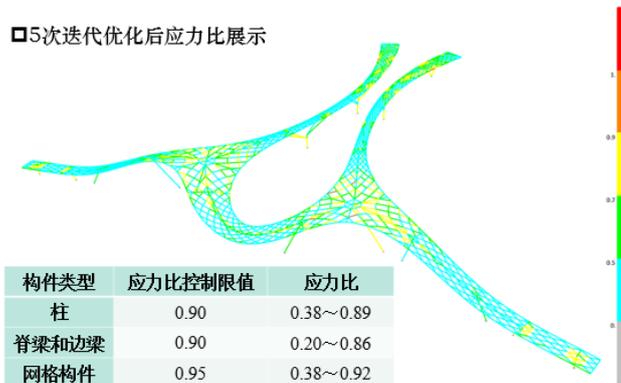
1. 基于中性模型的模型转化，通过提前设置的参数化脚本实现带有建模信息的 rhino 线模向分析模型的一键转化及向常规设计软件的整体合模。



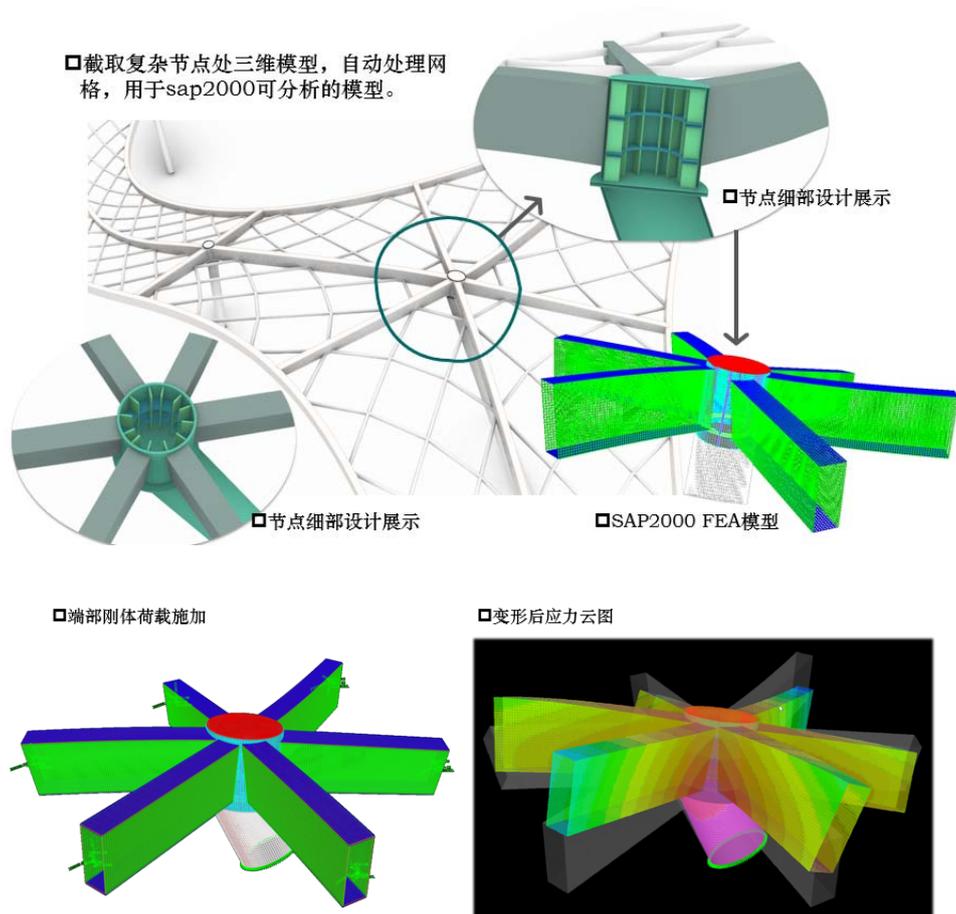
2. 稳定问题在大跨度天幕中尤为突出，SAP2000 的求解器具有强大的非线性求解器，在合理设置下收敛迅速。本项目考虑了大  $P-\Delta$  和小  $P-\delta$  以及材料的非线性属性，并通过自带节点坐标转换功能设置了 1/300 跨度的初始缺陷，进行了几、材料双线性的全过程荷载位移加载分析，结果清晰地展示了构件承载力随外荷载变化的规律，揭示了构件破坏出铰顺序，暴露了结构薄弱部位。



3. 结合 SAP200 自带的设计功能，可以按照给定的截面库对网壳杆件实现迭代赋予，极大程度减少了重复劳动量，最终所有杆件在给定设计工况下的应力比均满足要求。



4. 斜柱与多向矩形钢管脊梁连接处，因斜柱角度与表皮不垂直带来的斜交问题，考虑柱头增加一段与表皮垂直的钢管柱头，斜柱主圆管通过一块厚钢板完成角度的转换。柱头内拟设置两道横向加劲肋，且矩形钢管梁竖向腹板对应位置设置若干道竖向加劲肋。节点分析模型采用 SAP2000 进行，用四节点厚壳单元精细化模拟节点部位，包括环向和纵向加劲肋，相连杆件外伸出节点距离取节点长度的 3~4 倍。下端柱周围节点作铰接约束；梁端节点均作多点约束，使壳单元周围节点自由度均同中心节点，而从整体模型中提取的杆件内力施加于刚体约束主节点（中心节点）。



## 空间自由曲面的超限连体钢结构高层观光塔设计研究

单位：四川省建筑设计研究院有限公司

项目负责人：阳升

项目参与人：赵仕兴

使用软件：SAP2000

## Research on The Design of Transfinite Steel Connected High-rise Sightseeing Tower by Spatial Special-shaped Free-form Surface

Company: Sichuan Provincial Architectural Design and Research Institute

Project Leader: Yang Sheng

Project Participant: Zhao Shixin



### 内容简介

本项目为海口雨林之心高层观光塔，该观光塔采用钢结构筒中筒结构体系，结构外筒为空间异形自由曲面，采用与空间结构类似的单层菱形网壳结构，内筒采用框架结构；结构三个塔楼之间采用空间自由曲线钢连桥相互连接。结构设计采用高层结构和空间结构的相结合设计方法，整个结构具有“构件间断”、“承载力突变”、“局部不规则”超限项，是一种特殊形式的超限高层建筑。本项目基于 SAP2000 的 API 接口建

立几何模型，完成整体模型的分析与设计。

## 应用亮点

1. 基于 SAP2000 的 API 接口，借助 Rhino+Grasshopper 平台实现异形曲面结构的参数化建模，并编制适应结构特点的相应算法程序，通过 API 接口，确定并调整网壳构件的旋转角度；
2. 通过 SAP2000 中的屈曲分析确定外筒斜交网格构件的计算长度系数；
3. 通过 SAP2000 中的双非线性稳定性分析计算结构安全系数；
4. 分别建立单塔模型和多塔模型，对比两者的周期、振型模态和地震力，发现结果一致；
5. 通过 SAP2000 中的阶段施工分析模拟了连桥的施工顺序，分析了施工过程对结构的影响；
6. 通过大震弹塑性分析判别构件损坏情况，基本满足预设的性能目标。

## 成果展示

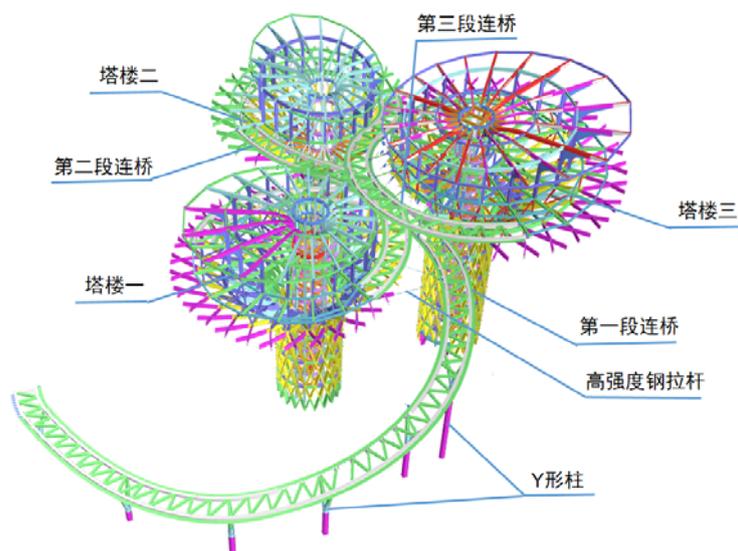


图 1 结构三维模型鸟瞰图

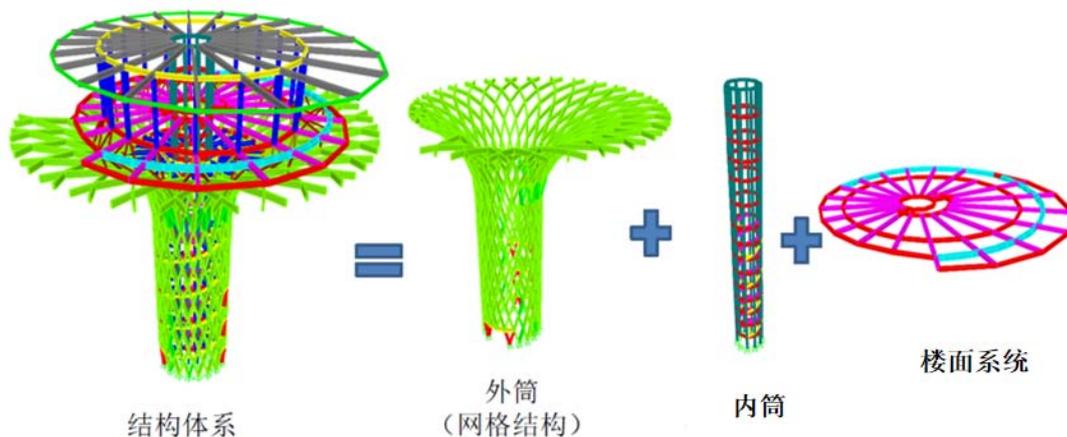


图 2 结构体系的组成

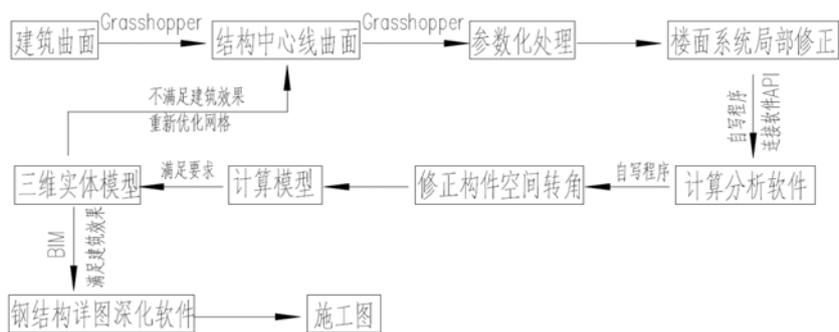


图3 结构参数化设计流程

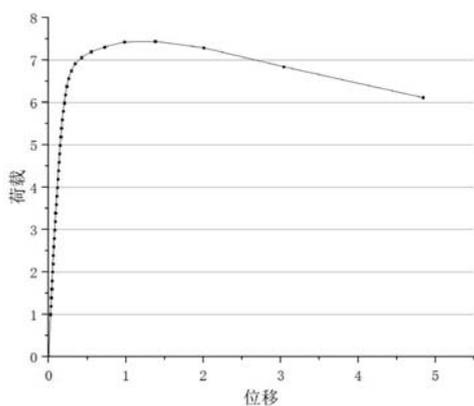


图4 外壳筒的荷载-位移曲线

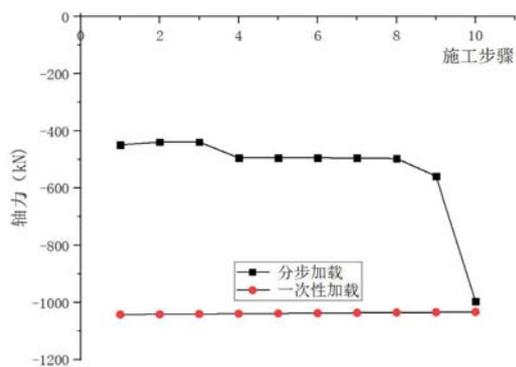


图5 分布加载 vs 一次性加载连桥支座轴力对比

## 异形截面柱在大跨度空间结构中的应用

单位：中南建筑设计院股份有限公司

项目负责人：齐波

使用软件：SAP2000, CiSDesigner, IDEA

## Application of Specially Shaped Columns in Long-span Spatial Structure

Company: Central South Architectural Design Institute Co., Ltd.

Project Leader: Qi Bo

### 内容简介

衢州西站由主站房和站台雨棚组成，主站房形式采用线侧+高架候车站型，线侧站房和高架站房不设结构缝。车场规模为3台7线，主站房最大平面尺寸：顺轨向184.7m，垂轨向188.5m。屋面最高点高度为38.2m。主站房为地下1层，地上2层（局部3层），结构形式采用钢筋混凝土框架结构。其中，地下一层为出站层，地面一层为站台层，地面二层为高架层（局部三层为高架夹层）。

主站房钢结构屋盖采用“树形分叉柱+W形巨柱+钢桁架+钢框架”组合结构，平面最大尺寸为191.9m（顺轨向）×191.7m（垂轨向）。钢结构屋盖的主要竖向支承构件为内部三对树形钢管柱和高架落客平台层的W形巨柱以及周围直（斜）钢管柱。W形巨柱左右两端斜撑的最大水平投影长度为24m，中部人字形斜撑的最大水平投影长度为69m，斜撑与水平投影面的夹角分别为30.2°和23.7°。

高架站房钢结构屋盖顺轨向主桁架为三榀空间钢管拱形桁架，最大跨度为69m，支承于树形钢管柱。线侧站房钢结构屋盖通过在W形巨柱柱顶布置固定铰支座与其下弦连接。顺轨向空间钢管拱形桁架作为主要受力构件，传递屋面的竖向荷载；垂轨向采用变截面平面钢管桁架，高低屋面处设置天窗柱及钢梁，天窗柱和钢梁构成的门式刚架以及垂轨向次桁架形成多道垂直支撑，作为顺轨向主桁架的侧向支撑。屋盖结构布置与建筑形态高度吻合，受力合理，传力路径简洁、直接，同时充分考虑了建筑采光的要求，符合绿色建筑设计理念。

### 应用亮点

1. 采用SAP2000中的SD截面定义沿高度方向为变截面六边形的W形巨柱，完成整体结构分析；
2. 采用SAP2000进行W形巨柱及钢结构屋盖吊装全过程施工模拟，准确模拟支撑架安装及拆除对W形巨柱变形及内力的影响，并以施工模拟完成后的结构刚度及内力作为后续工况分析的基础；
3. 采用CiSDesigner接力SAP2000完成W形巨柱的设计校核，确保结构构件的安全可靠；
4. 采用IDEA接力SAP2000完成复杂钢结构节点的设计和校核。

## 成果展示

主站房钢结构屋盖采用“树形分叉柱+W形巨柱+钢桁架+钢框架”组合结构，主要竖向支承构件为内部三对树形钢管柱和高架落客平台层的W形巨柱以及周围直（斜）钢管柱，如图1所示。W形巨柱的端部采用固定铰支座与下弦连接，根部梁柱节点刚度，巨柱截面采用六边形变截面。

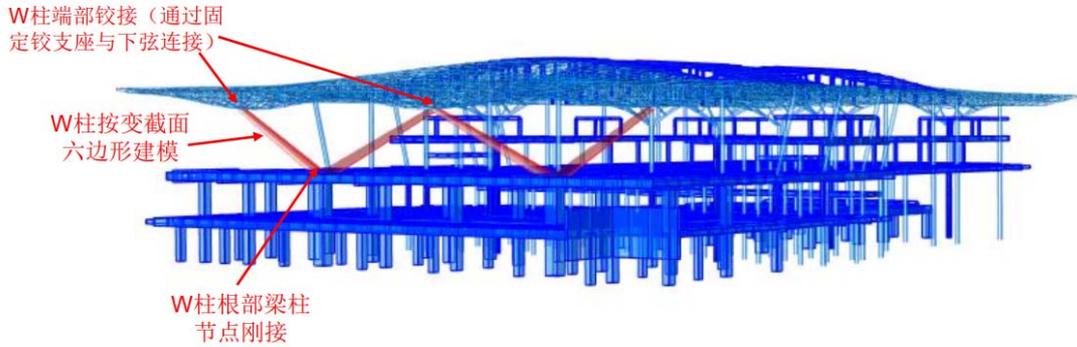


图1 SAP2000 整体分析模型

基于 SAP2000 整体分析模型输出 W 形巨柱的控制截面（根部和端部）在最不利荷载组合下的内力分量，包括持久设计状况和地震设计状况。CiSDesigner 采用 PMM 校核法计算巨柱的抗弯承载力，构件的计算长度系数取 1.5，弯矩增大系数取 1.3。六边形钢筋混凝土柱的实配钢筋和 PMM 曲线，如图 2 所示。

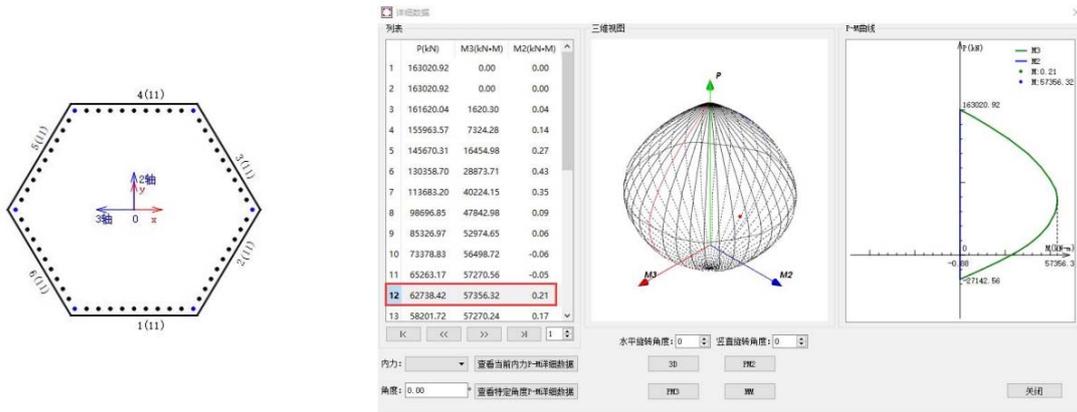


图2 六边形钢筋混凝土柱的实配钢筋和 PMM 曲线

利用 SAP2000 和 CiSDesigner 完成整体结构分析和 W 形巨柱的构件设计后，选择钢结构屋盖中某天窗柱节点导入 IDEA，如图 3 所示。

IDEA 接口可以导入全部荷载组合下的节点内力，后续根据节点设计方案在 IDEA 中添加水平隔板、水平加劲板以及构件之间的相贯焊缝，如图 4（左）所示。IDEA 依次针对各个荷载组合下的节点内力校核焊缝和板件的承载力，也可以显示钢节点的等效应力云图，如图 4（右）所示。

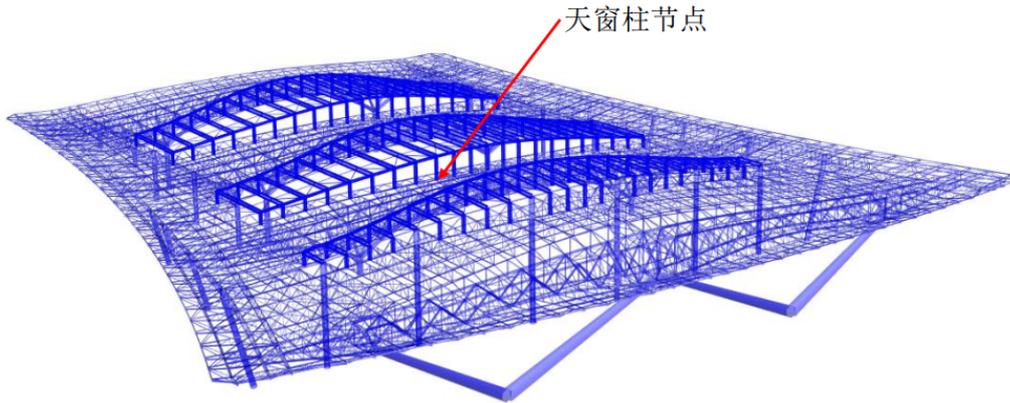


图3 钢结构屋盖和拟导入 IDEA 的天窗柱节点

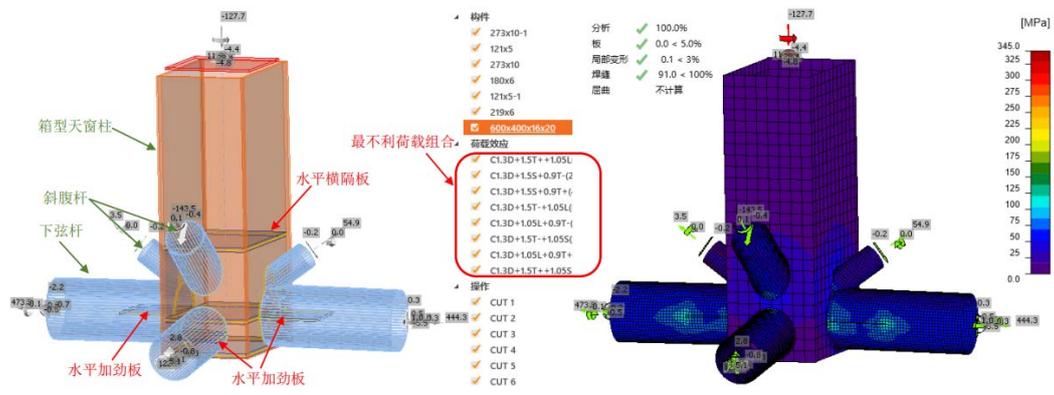


图4 复杂钢节点的几何模型和等效应力云图

## SAP2000 为超大跨度维修机库结构设计保驾护航

单位：中国航空规划设计研究总院有限公司

项目负责人：赵伯友

项目参与人：张晓彤，武天冲；季子薇

使用软件：SAP2000

## SAP2000 Escorts Structure Design of The Long-span Hanger

**Company:** China Aviation Planning and Institute (GROUP) CO.,LTD.

**Project Leader:** Zhao Boyou

**Project Participants:** Zhang Xiaotong; Wu Tianchong; Ji Ziwei



## 内容简介

厦门太古翔安维修基地 1 号机库跨度 270m+260m，建成后将成为世界上最大的维修机库。维修机库由机库大厅和 6 个机头库组成，传统的设计方案中，将机头库与机库大厅设缝分开，形成各自独立的结构体系。在 1 号机库设计中，为了化解平面长宽比 1:7 的狭长结构体系的扭转效应，利用头库的宝贵空间设置短向柱间支撑，将机头库与机库大厅形成一个结构体系。在结构分析中发现，机头库和机库大厅在短向存在长短跨效应，在机库大厅和机头库交界处，产生了巨大的约束内力，杆件内力巨大，节点连接困难。实际上，机库大厅屋盖的施工先于机头库屋盖，长短跨效应在施工工程被释放。结构分析需要考虑施工顺序，利用 SAP2000 提供的施工模拟分析，考虑施工方案特点，精准模拟了结构最终成形态的内力，消除了约束内力。

6m×6m 的箱形钢筋混凝土机库大门中柱是整个机库重要的支承构件，因为要避免让机库大门，其对屋盖的支承为偏心支承。传统的机库设计中，不能有效模拟屋盖支座对支承柱的偏心作用。利用 SAP2000 提供的节点约束功能，可以精准模拟屋盖在大门中柱处的支座偏心，可以准确的分析出大门中柱在静载及风荷载作用下的内力，保障大门中柱的承载力安全。

机库大门支承柱截面形式有箱形截面混凝土柱、四肢钢管混凝土柱、双肢格构柱，利用 SAP2000 提供的截面设计器，可以准确模拟各种截面形式及复杂异形截面，降低了设计难度，保障了分析结果的可靠性。

## 应用亮点

1. 采用 SAP2000 的截面设计器，可以准确模拟各种截面形式及复杂异形截面，降低了设计难度，保障了分析结果的可靠性；
2. 利用 SAP2000 提供的节点约束功能，可以精准模拟屋盖支座偏心，保证构件内力分析的结果的准确性；
3. 基于 SAP2000 的阶段施工分析，考虑了施工顺序对结构成形态的影响，精准分析了结构最终成形态的内力；
4. SAP2000 开放包容性，为构件设计提供了巨大的便利性。

## 成果展示

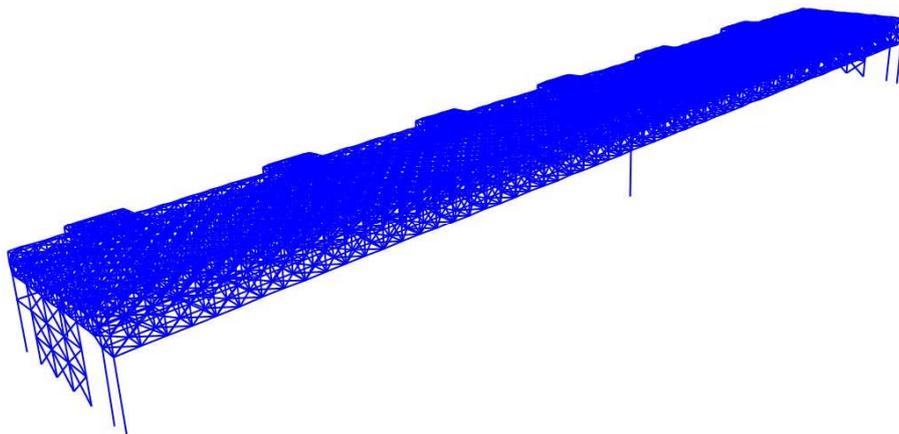


图 1 SAP2000 整体结构模型



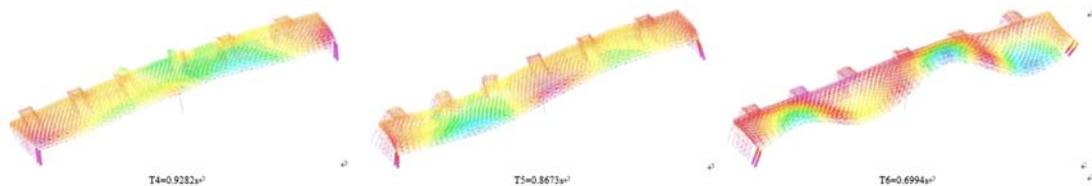


图 2 SAP2000 动力模态分析

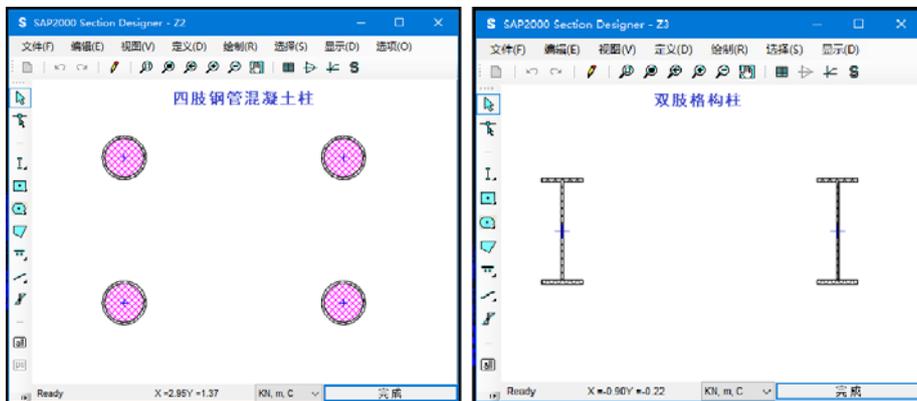


图 3 利用 SD 截面模拟各种截面形式

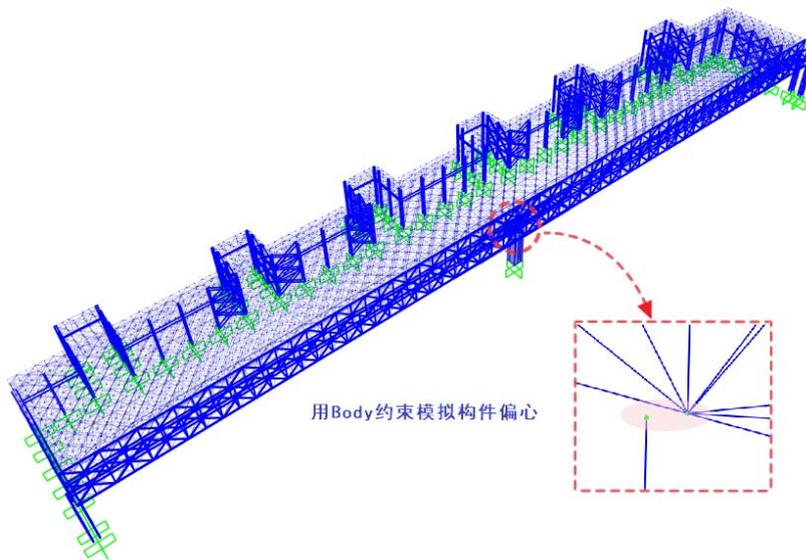


图 4 用节点约束模拟大门中柱处的支座偏心



图 5 SAP2000 阶段施工模拟分析

## SAP2000 在成都未来科技城展示中心结构设计中的应用

单位：四川省建筑设计研究院有限公司

项目负责人：何飞；夏静

使用软件：SAP2000

### Application of SAP2000 in Structure Design of Chengdu Future Science and Technology Town Exhibition Pavilion

Company: Sichuan Provincial Architectural Design and Research Institute CO., LTD.

Project Leaders: He Fei; Xia Jing



### 内容简介

成都未来科技城展示中心主体结构由外部大倾角异形曲面钢网格和内部异形钢框架组成。通过竖向空间桁架转换柱保证了曲面交汇于一点的建筑效果，利用异形封边桁架解决大跨屋面网格的变形问题，结构存在扭转、凹凸、尺寸突变、构件转换等多项不规则。针对建筑的复杂造型，通过风洞试验确定其表面风压分布特性，采用非线性屈曲分析、直接分析等手段保证结构各项指标满足规范要求。

### 应用亮点

1. 采用 MATLAB 计算构件局部坐标 3 轴垂直于网格曲面的旋转角度，通过 SAP2000 中的交互式数据库编辑快速修改构件的局部坐标轴；
2. 采用 SAP2000 进行线性屈曲分析，计算出构件失稳时的临界轴力，从而得到构件的计算长度系数；
3. 通过自定义荷载导入风洞试验数据，完成风荷载计算；

4. 通过双非线性屈曲分析判断结构安全系数；
5. 进行大震弹塑性分析，判断结构在罕遇地震作用下的安全性。

## 成果展示

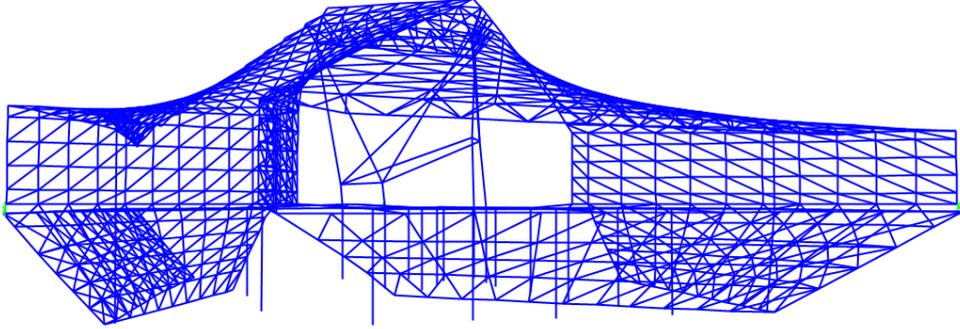


图 1 SAP2000 模型

本工程结构网格类似于空间结构的单层网壳，参考《空间网格结构技术规程》5.1.2 条，构件的计算长度可取壳体曲面内  $1.0l$ 、壳体曲面外  $1.6l$  ( $l$  为构件的几何长度)。通过内力分析发现构件弯矩较一般单层网壳构件占比更大，大部分构件处于双向压弯（拉弯）的状态，需要通过屈曲分析复核构件的计算长度。采用 SAP2000 进行线性屈曲分析，得到构件的线性屈曲因子，从而计算出构件失稳时的临界轴力  $P_{cr}$ ，再根据欧拉公式反推得到构件的计算长度。根据计算结果，构件面内、面外的计算长度系数均小于 1.0。因此在网格面内（构件弱轴）计算长度系数取为 1.0；在网格面外（构件强轴），根据结构传力路径及构件受力特点，计算长度按表 1 执行。

表 1 构件面外计算长度

网格	构件	计算原则	计算长度
下层网格	竖向	柱	层高
	水平、斜向	支撑	$1.6l$
中层网格	竖向	柱	层高
	水平、斜向	支撑	$1.6l$
上层网格		梁	$1.6l$

单层网壳的稳定性对初始几何缺陷非常敏感，本工程的结构形式与单层网壳类似，因此需要进行考虑初始几何缺陷及材料弹塑性的结构稳定性计算。参考《空间网格结构技术规程》4.3.3 条，初始几何缺陷分布采用结构前三阶屈曲模态，缺陷最大值按对应网格长度的  $1/300$  取值。在  $(1.0 \text{ 恒} + 1.0 \text{ 活})$  作用下进行结构线性屈曲分析，得到前三阶整体屈曲模态及对应的屈曲因子，分析结果表明，屈曲值分布较密集。一阶屈曲模态为轴压力较大的下层网格平面外失稳，失稳区域对应网格长度为 13.23m，初始几何缺陷最大值按  $13.23\text{m}/300=44.11\text{mm}$  取值；二阶屈曲模态为支撑上层网格的桁架平面外失稳，桁架总长 36.54m，初始几何缺陷最大值按  $36.54\text{m}/300=121.78\text{mm}$  取值；三阶屈曲模态为内部框架柱平面外失稳，框架柱长度 15.05m，初始几何缺陷最大值按  $15.05\text{m}/300=50.17\text{mm}$  取值。

考虑材料非线性计算三种初始几何缺陷分布的结构稳定性，分析采用位移加载，监测多个节点竖向位移得到加载位移曲线如图 5，其中节点 68-2 是初始几何缺陷按一阶最大值对应的节点、节点 19-20 是初始几何缺陷按二阶最大值对应的节点、节点 43-3 是初始几何缺陷按三阶最大值对应的节点。可以看出最小安全系数  $K=5.0$ ，满足《空间网格结构技术规程》4.3.4 条  $K>2.0$  的要求，结构具有良好的稳定性。

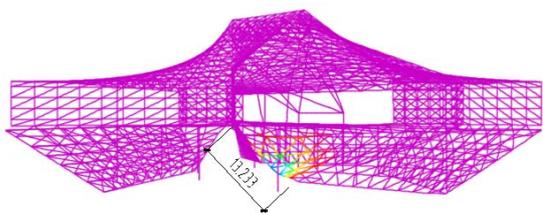


图 2 第一阶整体屈曲模式

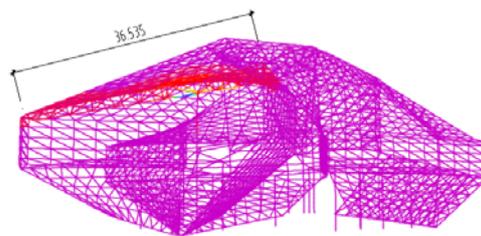


图 3 第二阶整体屈曲模式

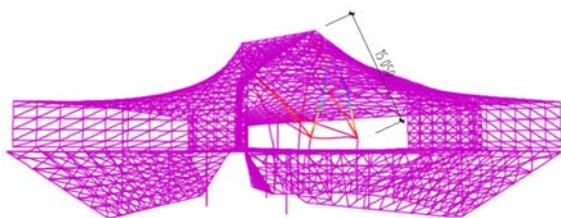


图 4 第三阶整体屈曲模式

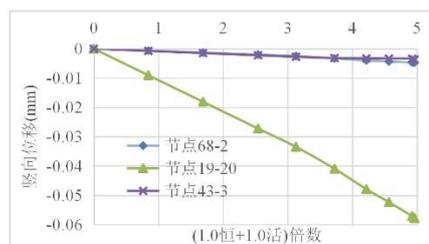


图 5 加载位移曲线

SAP2000 在罕遇地震作用下的损坏情况如图 6，可知塑性铰数量少、损坏轻微，验证了结构在罕遇地震作用下的安全性。

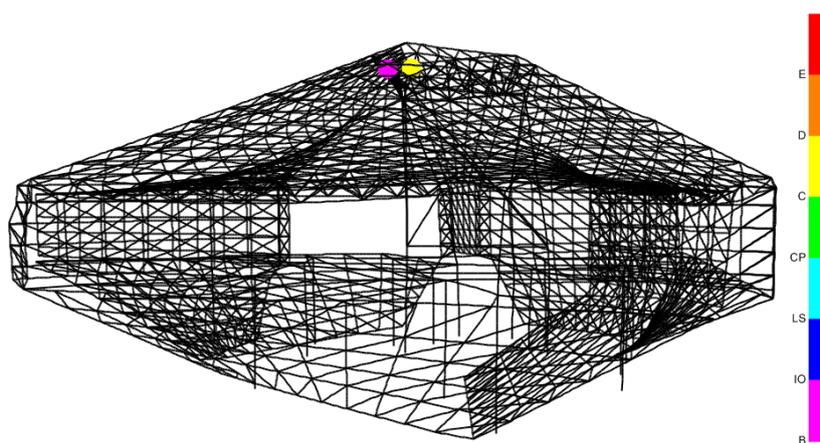


图 6 罕遇地震弹塑性时程分析出铰结果

## SAP2000 在苏州科技馆工程中的应用

单位：启迪设计集团股份有限公司

项目负责人：戴雅萍；赵宏康

项目参与人：陆春华；丁磊；王碧辉；丛戎；谭均；唐伟；张会凯；张黎忠

使用软件：SAP2000

## SAP2000 Application in Suzhou Science and Technology Museum

Company: Tus-Design Group Co.,Ltd

Project Leaders: Dai Yaping; Zhao Hongkang

Project Participants: Lu Chunhua; Ding Lei; Wang Bihui; Cong Rong; Tan Jun; Tang Wei;  
Zhang Huikai; Zhang Lizhong



### 内容简介

苏州科技馆工程建于苏州狮山东北侧，建筑整体造型顺狮山坡之势向下延伸、沿湖旋转而后与狮山隔湖相望。其一层架空，仅五个筒状楼电梯间落地，形成整个建筑悬浮在半空中的效果。整个建筑呈带状扭曲，屋顶覆土 300~500mm，为连续的人行坡道，可从地面一直走到屋面最高处观景。地下一层的层高是 7.8m，首层层高为 8m，屋面最高点的标高为 23.9m。建筑方案的总体造型构思是从西南侧狮山延续过来形成一个独特扭曲的连续带形建筑，允许市民沿屋面步行而上直达最高处的望湖天台，因此屋面是连续的螺旋上升曲面，使整体建筑突破了传统“楼层”的概念。二层楼面是水平的，二层层高随屋面弯曲螺旋上升

连续变化，在层高较高的局部设置了第三层楼面。因区域规划条件要求本工程在室外地面以上的建筑总高不超过 24m，所以对建筑整体的层高限制很严格，尤其在大跨度的建筑三层部分以及大悬挑根部，允许的结构高度相对于跨度或出挑长度以及负荷而言都相当小，对结构设计提出了很高的要求。在屋面螺旋上升的端部，建筑向外悬挑达到 41.169m（从出挑根部支座（核心筒）中心起算），其根部即为整个建筑层高控制最紧的区域，建筑层高仅为 5.3m。同时，不仅内部展览空间不允许结构设置斜撑构件，而且落地核心筒尺寸也受到严格限制。由此造成大量杆件，包括核心筒立柱均为以受弯为主的杆件，材料利用效率明显降低。设计采用“阶段铰接”做法解决，即利用竖向荷载引起的内力占构件内力的绝大部分，其中结构自重又占大部分的受力特点，在钢结构卸载时保持部分柱端铰接，待卸载完成后再将铰接改为固接，从而释放大部分柱端弯矩，既有效控制了用钢量，又提高了结构安全度。此过程采用 SAP2000 的“阶段施工”功能实现了精确计算。

## 应用亮点

在结构设计阶段充分利用 SAP2000 的“阶段施工”分析功能，有效控制特定杆件的内力，从而实现复杂钢结构的力流控制设计，达到内力分布合理、结构经济可靠的效果。

## 成果展示

采用 SAP2000 V21 作为主分析软件，用于整体指标计算及钢构件验算分析；采用 PMSAP 为第二分析软件，用于主要整体指标对比和下部钢筋混凝土结构部分的设计；采用 ANSYS 软件建立多尺度模型，用于水平箱形弧梁及关键节点分析以及位移等计算结果校核。

SAP2000 和 ANSYS 软件计算都考虑了结构的几何非线性 P- $\Delta$  效应的影响。

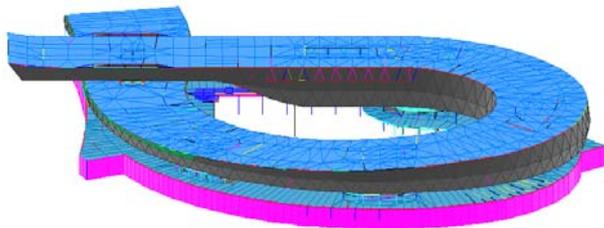


图 1 科技馆部分结构 SAP2000 模型

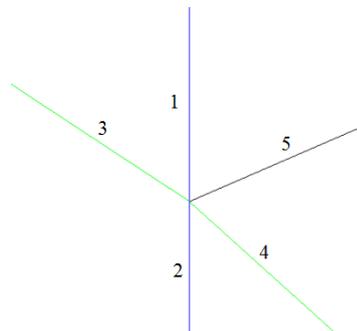


图 2 C 筒某框架柱二层节点（局部）

关于部分柱端“阶段性铰接”的设计介绍如下：

对位于端部承载巨型桁架的悬挑梁根部的框架柱，其弯矩受到悬臂梁的影响很大。以 C 筒某框架柱为例，其在二层楼面节点处（图 2）各构件在主要工况下的弯矩示于表 1 各数据的第一行（其中，杆件 1 所列弯矩为柱底弯矩，杆件 2 所列弯矩为柱顶弯矩）。

表 1 上图杆件 1~5 各工况下弯矩及应力检查结果

构件编号	1	2	3	4
恒载	3387.6	-2764.5	-9060.1	-16784.7
	0	0	-15938.9	-15505.4
活载	686.6	-979.3	-3401.1	-5470.2
	0	0	-5227.9	-5476.8
风载	-1.8	-9.1	-28.5	10.9
	0	0	2.1	1.9
水平地震	222.9	1019.4	1242.4	956.9
	0	0	445.7	439.7

竖向地震	79.6	249.1	549	887.0
	0	0	911.1	943.7
升温 19°C	-209.9	-836.2	-1404.2	493.9
	0	0	-20.5	-15.6
降温 37°C	408.7	1628.4	2734.4	-961.7
	0	0	39.8	30.4
应力比	0.901	1.142	0.491	0.858
	0.549	0.602	0.801	0.757

由表 1 所列数据可见，各构件在恒载下的弯矩是其他工况下弯矩的数倍，因此需要重点解决恒载下的弯矩。如将所有具有较大柱端弯矩的柱端都设定为铰接，则将使结构冗余度明显降低，对结构抗震性能不利。而上表所列数据显示，柱端刚接状态下由地震作用引起的弯矩相当有限，说明柱端刚接总体上对抗震有利。

据此，对部分柱端采用“阶段性铰接”设计，即在恒载完成施加之前设定为铰接，在恒载完成施加后柱端变为刚接。这样设计，能够达到既释放恒载下巨大的弯矩，又保持良好总体抗震性能的目标。其结果示于表 1 数据的第二行，可见框架柱的应力比显著降低，由 1.142 降到 0.602；梁端因柱端铰接而基本达到自相平衡的状态，总体上使梁、柱构件的应力比趋于均衡。因柱应力比的大幅降低，在降低用钢量的同时，使各框架柱截面得到有效控制，建筑效果显著提升；同时也由于柱应力比的大幅降低，结构总体安全度显著提升，结构设计的合理化程度明显提高。

“阶段性铰接”设计通过 SAP2000 软件的“阶段施工分析”功能实现，在建模时定义两个受力-结构拼装阶段，第一阶段该柱端定义为铰接，第二阶段设定为恒载施加完成后，增加柱端约束使之成为刚接。这样，在释放掉恒载下巨大弯矩后，其在正常使用时柱端仍为刚接。



图 3 施工现场照片

## ETABS 在新宫车辆段大底盘多塔楼隔震项目中的应用

单位：1. 中国建筑设计研究院有限公司；2. 北京建筑大学

项目负责人：范重<sup>1</sup>；杨开<sup>1</sup>；孙海林<sup>1</sup>

项目参与人：王金金<sup>1</sup>；陆颖<sup>1</sup>；孙庆唐<sup>1</sup>；刘学林<sup>1</sup>；尤天直<sup>1</sup>；胡纯炀<sup>1</sup>；崔俊伟<sup>2</sup>

使用软件：ETABS, CiSModelCenter

## Application of ETABS in the Large Base Multi-tower Seismic Isolation Project of Xingong Depot

**Companies:** 1. China Architecture Design and Research Group; 2. Beijing University of Civil Engineering and Architecture

**Project Leaders:** Fan Zhong<sup>1</sup>; Yang Kai<sup>1</sup>; Sun Hailin<sup>1</sup>

**Project Participants:** Wang Jinjin<sup>1</sup>; Lu Ying<sup>1</sup>; Sun Qingtang<sup>1</sup>; Liu Xuelin<sup>1</sup>; You Tianzhi<sup>1</sup>; Hu Chunyang<sup>1</sup>; Cui Junwei<sup>2</sup>



### 内容简介

北京市轨道交通 19 号线一期新宫车辆段的 126m×298m 大底盘联合检修库及 12 栋高层装配式剪力墙住宅单体采用层间隔震设计。为实现建筑方案，综合考虑经济型与适用性，以及隔震建筑能减小联合检修库对上盖住宅的振动影响，本项目在小汽车库顶板和住宅首层楼板之间设置隔震层，隔震层层高 2.1m。隔

震支座的选型和布置、地震波的选取、隔震层以下大底盘的嵌固刚度比、隔震支座控制指标参数及构件性能目标是大底盘多塔项目隔震设计的关键。本项目采用 ETABS 软件进行了多遇地震下结构的计算，与其他软件对比周期、内力等指标，验证了整体计算模型的可靠性。此外，通过 ETABS 完成整体结构的弹性时程分析，优选隔震支座与布置方案，确定了减震系数，并按减震系数法考察了各塔楼单塔整体指标。

## 应用亮点

1. 采用 CiSModelCenter 完成 YJK 和 ETABS 大底盘多塔模型的转换；
2. 采用 ETABS 完成大底盘多塔项目多遇地震下的结构指标分析；
3. 采用 ETABS 中的 FNA 法完成层间隔震项目中震时程分析，确定减震系数；
4. 采用 ETABS 研究塔楼数量、塔楼层数（高度）、隔震层水平刚度等不同变量对隔震效果的影响；
5. 采用 Rhino+grasshopper 后处理 ETABS 计算结果。

## 成果展示

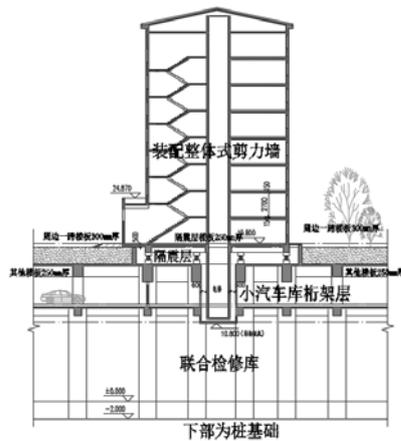


图 1 结构布局示意图

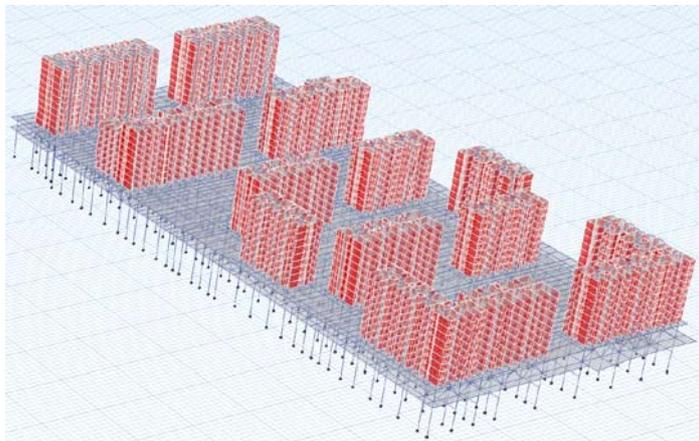


图 2 ETABS 结构模型

住宅剪力墙结构无法落地，不满足《抗规》和《高规》中部分框支剪力墙结构对落地剪力墙数量和倾覆力矩的要求，须在二层小汽车库顶板进行转换。采用隔震方案，既能实现优良的抗震性能，又能获得显著的经济效益，因此本工程在剪力墙下设置隔震层。

通过多方案比较，综合考虑建筑功能、立面造型、结构传力明确，经济合理等多种因素，本结构采用下部钢筋混凝土框架（局部转换桁架）+隔震+上部装配式剪力墙结构体系。结构竖向荷载通过剪力墙传至隔震支座，再传至下部框架转换梁柱，最后传至基础。

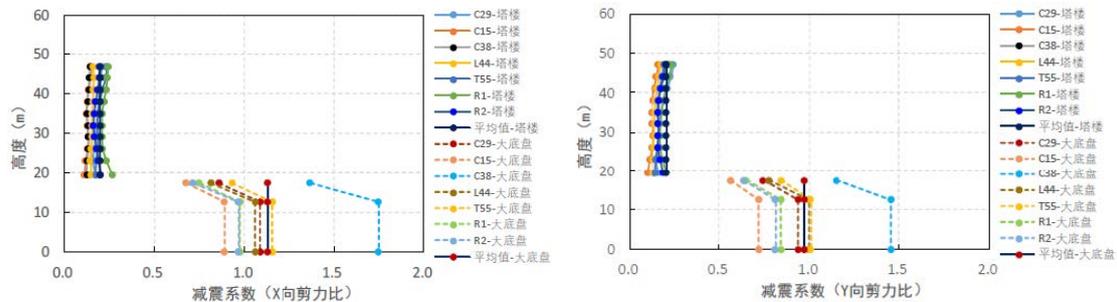


图 3 塔 3 各层减震系数

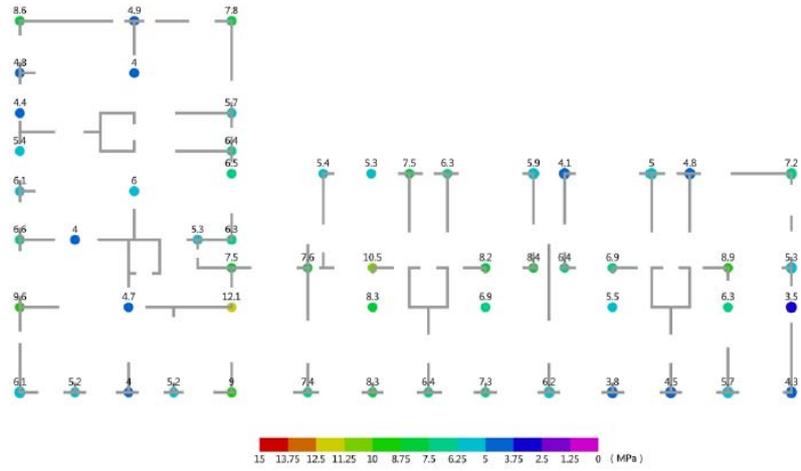


图 4 采用 Rhino+grasshopper 后处理 ETABS 计算结果-塔 3 隔震支座长期面压

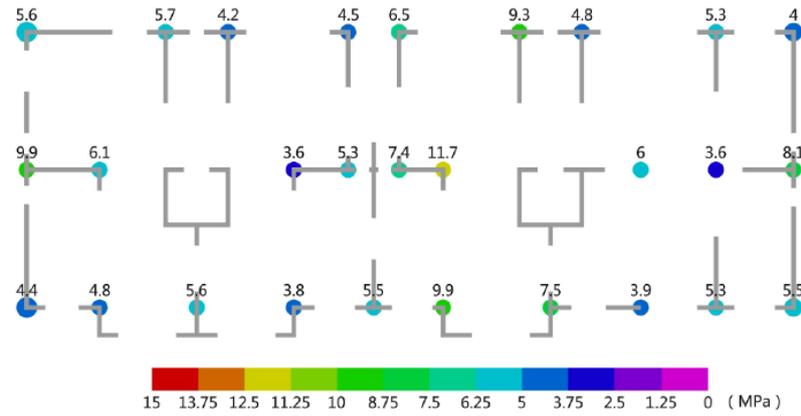


图 5 采用 Rhino+grasshopper 后处理 ETABS 计算结果-塔 6 隔震支座长期面压



图 6 现场施工照片（一）



图 7 现场施工照片（二）

## 相关论文

1. 范重, 崔俊伟, 薛浩淳, 杨开等. 地铁上盖结构隔震效果研究[J]. 工程力学, 2021,38(S).
2. 范重, 崔俊伟, 王金金, 杨开等. 地铁上盖层间隔震结构竖向地震响应[J]. 建筑科学与工程学报, 2021, 38(1).
3. 崔俊伟, 范重, 杨开等. 大底盘多塔楼层间隔震性能研究[J]. 建筑结构, 2019, 49(S2).
4. 高银鹰, 杨开, 范重等. 新宫车辆段大底盘多塔项目隔震设计[J]. 建筑结构.(已录用)

# ETABS、PERFORM-3D 在建筑消能减震技术关键问题研究中的应用

单位：北京市建筑设计研究院有限公司

项目负责人：吴昊；杨勇；贺阳；江洋

使用软件：ETABS, PERFORM-3D

## The Applications of ETABS and PERFORM-3D in the Study of Energy Dissipation Technology of Buildings

Company: Beijing Institute of Architectural Design

Project Leaders: Wu Hao; Yang Yong; He Yang; Jang Yang

### 内容简介

为了弥补传统抗震措施的不足，消能减震技术应运而生，并且在建筑中得到了广泛运用前景，本项目通过 ETABS 和 PERFORM-3D 对减震设计的关键问题进行剖析。建立 ETABS 防屈曲约束支撑 BRB+黏滞阻尼器 VFW 组合减震结构模型，对比分析采用应变能法和能量比法计算附加阻尼比的差异；此外，建立了多个对比模型，探究不同的阻尼器数量、不同的子结构刚度、不同的阻尼器布置位置以及不同地震强度下的结构性能。建立 PERFORM-3D 防屈曲约束支撑 BRB 减震结构部分弹塑性模型，探究罕遇地震作用下子结构的破坏形态，提出更合理的子结构设计方法。最后，根据项目具体情况，按照不同的部位和重要程度制订了详细的性能目标，基于 ETABS 完成罕遇地震下的弹塑性分析，发现阻尼器耗能明显，满足预设性能目标。

### 应用亮点

1. 建立 ETABS 减震基准模型及多个对比模型，剖析附加阻尼比的取值对结构的影响；
2. 建立 ETABS 减震模型探究仅在局部楼层布置阻尼器时，采用整体等效附加阻尼对结构计算结果的影响；
3. 基于 PERFORM-3D 评价罕遇地震作用下子结构的塑性发展状态；
4. 基于 ETABS 评价罕遇地震作用下整体结构的宏观响应、以及各构件的性能状态。

## 成果展示

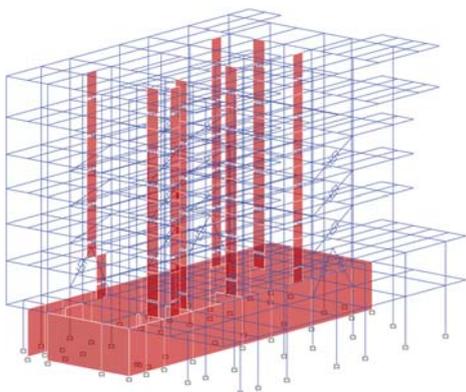


图1 项目1 ETABS 模型

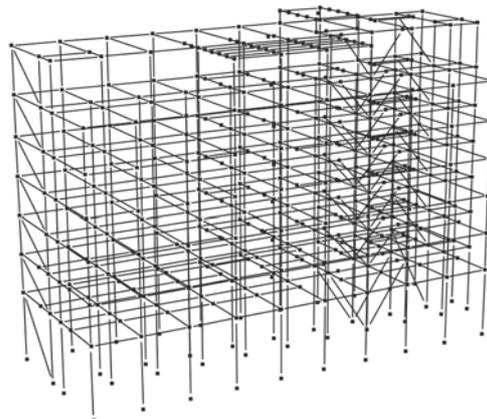


图2 项目2 PERFORM-3D 模型

项目1罕遇地震下构件的性能校核结果如下，除部分子结构消能梁进入 I0 状态，其他构件都处于 OP 状态，符合预设性能目标。

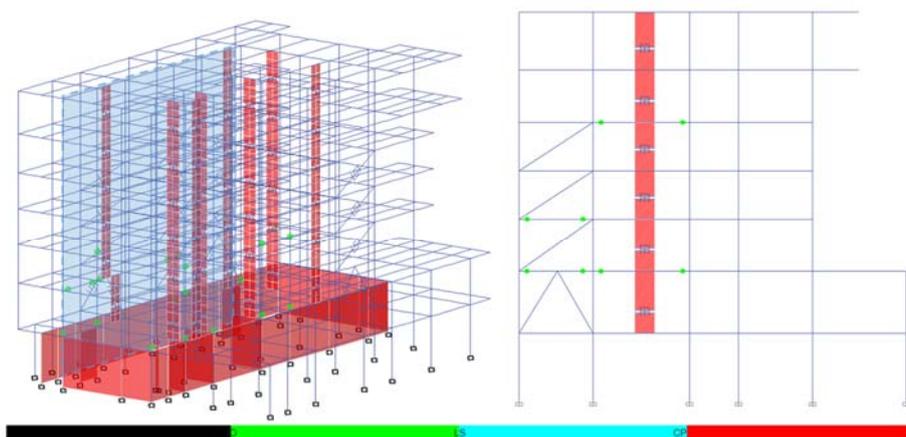
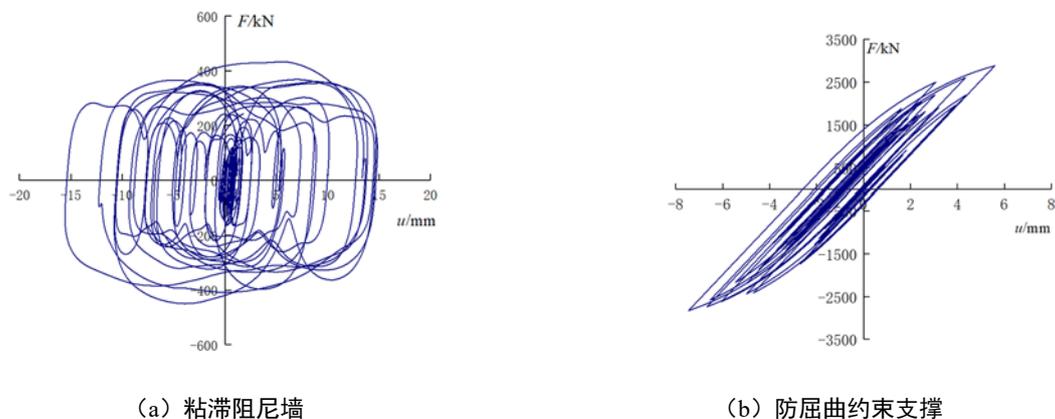


图3 项目1罕遇地震下构件性能校核结果



(a) 粘滞阻尼墙

(b) 防屈曲约束支撑

图4 项目1典型阻尼器滞回曲线

项目 2 底层子结构柱塑性发展状态如下，方案阶段底层子结构柱子已经进入屈服，变形校核处于严重破坏状态，柱子能满足极限承载力要求。

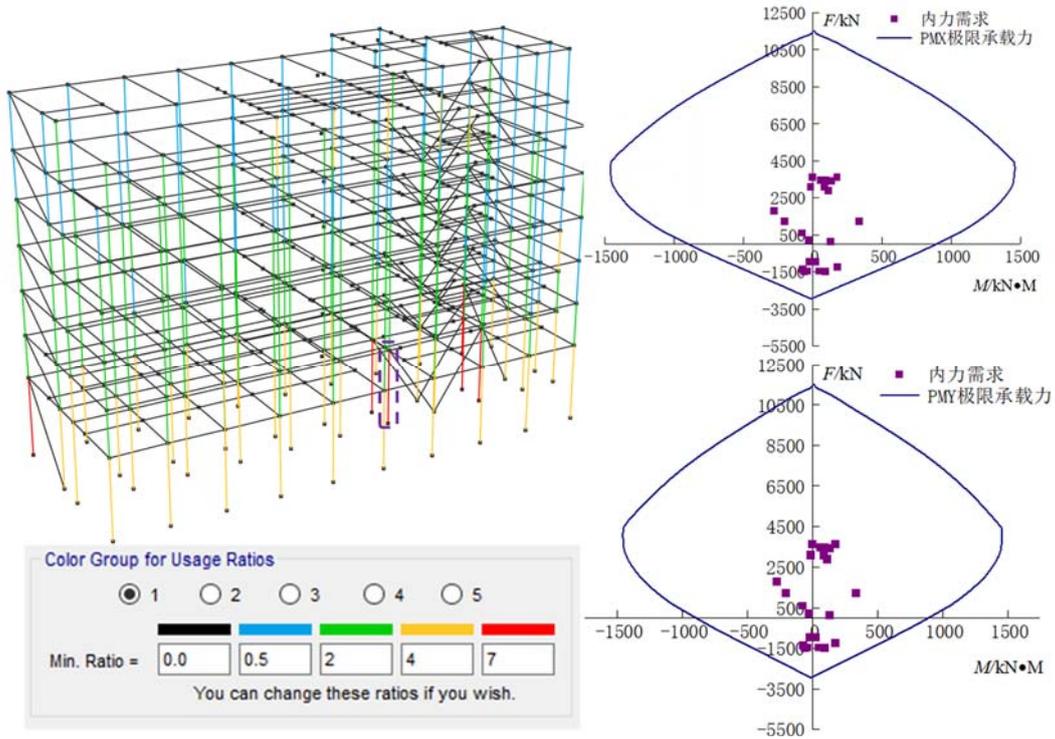


图 5 项目 2 加固柱塑性发展状态及 PM 包络图

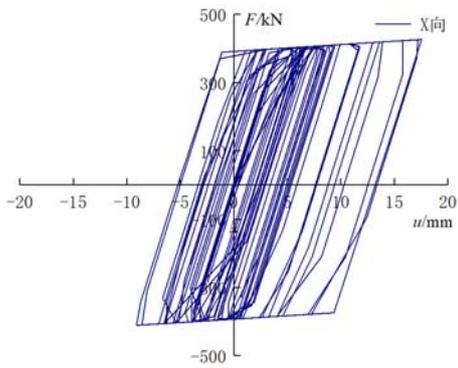


图 6 典型防屈曲支撑 X 向滞回曲线

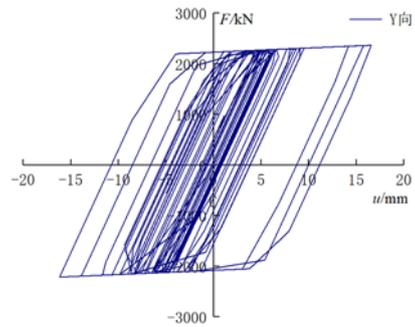


图 7 典型防屈曲支撑 Y 向滞回曲线

# 黏滞阻尼伸臂减震技术应用研究

单位：同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司

项目负责人：王世玉

使用软件：ETABS, SAP2000, PERFORM-3D

## Application Research of Viscous Damping Outrigger Truss Technology

Company: Tongji Architectural Design (Group) Co., Ltd.

Project Leader: Wang Shiyu

### 内容简介

消能减震技术已经广泛应用于实际工程当中，取得了良好的减震控制效果，但是我国减震装置主要应用于多高层建筑，超高层建筑中应用较少。因此，依托于上海市青年科技英才计划，项目组采用 CSI 系列软件，开展了耗能减震技术在超高层结构中的应用研究，创新提出了黏滞阻尼伸臂减震技术，通过系统研究，形成了黏滞阻尼伸臂减震设计技术。最后将相关研究成果应用于实际工程中，通过采用 CSI 系列软件进行工程设计与分析，耗能减震效果明显，黏滞阻尼伸臂减震技术有效提升结构的抗震性能，取得良好的经济效益。

### 应用亮点

1. 针对黏滞阻尼伸臂减震技术，提出了阻尼伸臂的减震机理和变形组成，并通过系统研究，形成了黏滞阻尼伸臂减震设计技术。
2. 根据结构侧向变形特点，提出了减震技术与加强层混合应用技术，保证结构抗侧与抗震的双重需求，并将该技术应用于全球首栋 500m 级超高层建筑-中国国际丝路中心大厦。

### 成果展示

#### 1. 引言

在框架-核心筒结构体系中，传统刚性加强层（伸臂桁架和环带桁架）可显著提高结构抗侧刚度、减小结构侧移。刚性加强层能够充分利用周边框架柱的轴向刚度形成抵抗倾覆力矩，参与结构抗侧，进而改善核心筒的受力状态。但是增设刚性加强层的同时也会带来以下问题：

- 1) 结构的整体刚度增大，导致周期变短，地震作用增大；
- 2) 楼层的抗侧刚度比和受剪承载力比发生突变，形成软弱层和薄弱层；
- 3) 在罕遇地震作用下，加强层应力集中，而刚性构件的耗能能力小，主要依靠核心筒的连梁和墙肢耗能，致使其破坏严重，修复困难。

#### 2. 黏滞阻尼伸臂桁架构造

黏滞阻尼伸臂桁架是将传统伸臂桁架与外围框架柱断开，将黏滞阻尼器竖向布置于伸臂桁架与外框架柱的交接处，由伸臂桁架和黏滞阻尼器组成黏滞阻尼伸臂桁架，具体构造如图 1 所示。

### 3. 工作原理

对于框架-核心筒结构，结构整体高宽比较大（一般都大于 5），在水平荷载作用下，整体结构侧向变形以弯曲变形为主，如图 2 所示。因此，黏滞阻尼伸臂的工作原理就是将核心筒的弯曲变形通过伸臂桁架的杠杆作用转换为黏滞阻尼器的变形。因此，将黏滞阻尼器布置于伸臂桁架外侧，可以最大程度地发挥伸臂桁架的杠杆作用，进而充分发挥黏滞阻尼器的耗能作用。

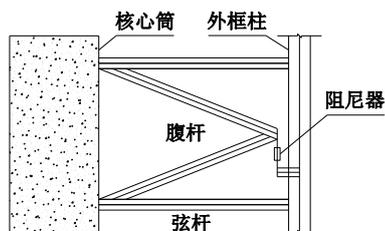


图 1 黏滞阻尼伸臂构造

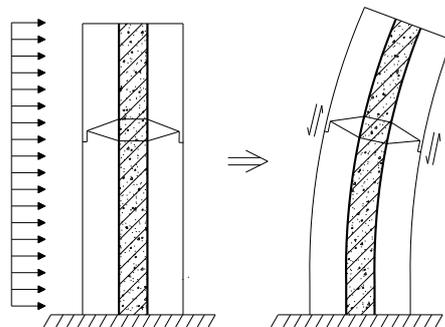


图 2 黏滞阻尼伸臂结构变形

### 4. 变形组成

黏滞阻尼伸臂由黏滞阻尼器和伸臂桁架组成，其一端连接框架柱，另一端连接于核心筒，则黏滞阻尼器变形该变形主要由框架柱、核心筒和伸臂桁架三部分变形组成。

#### (1) 核心筒刚体转动变形

黏滞阻尼伸臂一端连接于核心筒，所以黏滞阻尼器一端的轴向变形来自于核心筒的弯曲变形。不考虑伸臂桁架在阻尼力作用下的变形，通过伸臂桁架的杠杆作用，核心筒的弯曲变形引起阻尼器的轴向变形为  $V_{\theta}$ ，属于有利变形，如图 3 所示。

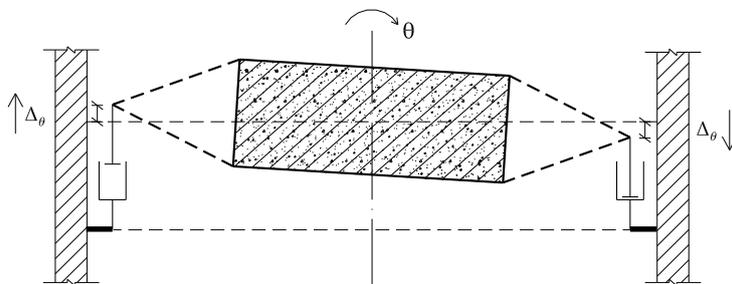


图 3 核心筒转动引起阻尼器变形图

#### (2) 伸臂桁架受力变形

黏滞阻尼器一端直接连接于伸臂桁架，所以伸臂桁架自身端部变形也构成黏滞阻尼器变形的一部分。由于伸臂桁架的刚度有限，黏滞阻尼器出力会引起伸臂桁架端部变形  $V_F$ ，如图 4 所示。

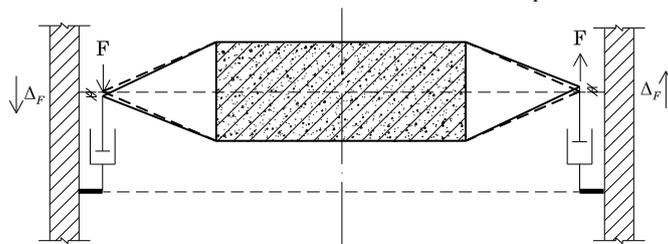


图 4 阻尼反力引起伸臂桁架变形图

#### (3) 框架柱的轴向变形

黏滞阻尼伸臂另一端连接于框架柱，所以黏滞阻尼器另一端的轴向变形来自于外框架柱的轴向变形  $V_c$ ，

如图 5 所示。在水平荷载和阻尼力共同作用下，框架柱有轴向拉伸压缩变形的趋势，属于不利变形。考虑到超高层建筑框架柱尺寸一般较大，框架柱的轴向变形对黏滞阻尼器发挥作用的影响一般很小，可以忽略。

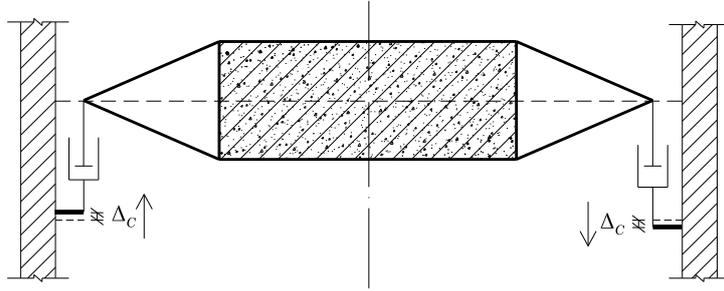


图 5 框架柱轴向变形图

由以上分析可知，黏滞阻尼器的总变形  $V$  可用下式表达：

$$V = V_{\theta} - V_C - V_F$$

式中： $V$  为黏滞阻尼器总变形， $V_{\theta}$  为核心筒刚体转动引起伸臂端部变形， $V_C$  为框架柱轴向变形， $V_F$  为黏滞阻尼器反力引起伸臂端部变形。

### 5. 减震机理

黏滞阻尼伸臂的减震作用可以通过附加阻尼（来自于黏滞阻尼器的耗能作用）和等效动刚度（在动力作用下产生）来解释。

#### (1) 附加阻尼作用

在动力荷载作用下，黏滞阻尼伸臂中的黏滞阻尼器为结构提供附加阻尼，耗散震动能量，减小结构响应。减震效果可以用附加阻尼比的大小来衡量。随着结构阻尼比的增加，结构中阻

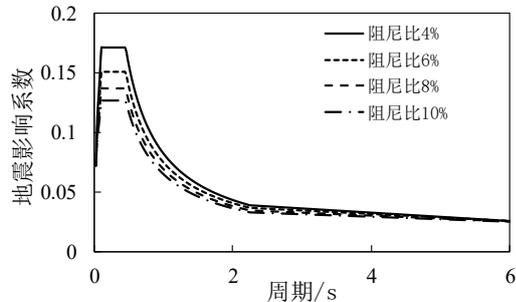


图 6 不同阻尼比下的反应谱曲线

尼耗散地震能量的能力增强，结构受到的地震力也随之降低。阻尼作用在规范反应谱中也有所体现，如图 6 所示，随着结构阻尼比的提高，地震影响系数逐渐降低。

#### (2) 等效动刚度

黏滞阻尼伸臂不提供静刚度，但可以提供等效动刚度。在动力作用下，黏滞阻尼器产生阻尼力，此时黏滞阻尼伸臂的作用类似于刚性伸臂桁架，可以增强外框架参与结构整体抗倾覆的程度，如错误!未找到引用源。所示。

但是黏滞阻尼器的阻尼力与刚性杆件的弹性力产生原理不同。弹性力正比于杆件两端的变形差，而阻尼力是速度的幂函数（力学关系式  $F = C\dot{u}$ ），速度是杆端变形的导数，阻尼力与杆端变形的关系反应在其滞回曲线中，如错误!未找到引用源。8 所示，其中割线的斜率即黏滞阻尼器在不同时刻的刚度。可以看出，黏滞阻尼器的等效动刚度是不断变化的。

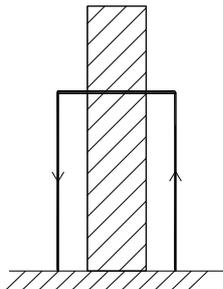


图 7 黏滞阻尼伸臂等效动刚度示意图

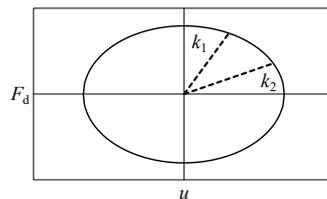


图 8 黏滞阻尼器在不同时刻的动刚度示意图

## 6. 工程实践

### 6.1 晋中汇通大厦

晋中汇通大厦位于山西省晋中市，由超高层塔楼和北侧商业裙房组成。总建筑面积 18.6 万平方米，地上建筑面积 11.7 万平方米，地下建筑面积 6.9 万平方米。地上通过设缝将超高层塔楼与裙房分割开。塔楼主体结构地上 45 层，沿竖向设置 4 个设备层（兼做避难层），结构高度 220.4m。办公层层高 4.3m，酒店层层高 3.9m，设备层层高 5.6m。抗震设防烈度为 8 度(0.20g)，场地特征周期 0.45s。

本项目位于高烈度地震区，且属于超限高层建筑结构，对结构抗震技术要求较高。经初步分析后发现，采用框架-核心筒结构体系，结构由侧向刚度控制；为提高结构侧向刚度，必须引入两道伸臂桁架和两道环带桁架，才能满足规范对层间位移角的限值要求。为了避免刚性加强层带来的以上抗震问题，提出柔性加强层方案，采用黏滞阻尼伸臂技术进行抗震设计。

因此，本项目采用型钢混凝土外框架+钢筋混凝土核心筒+消能减震伸臂桁架（27F）混合结构体系，如 10 所示。



图 9 晋中汇中大厦

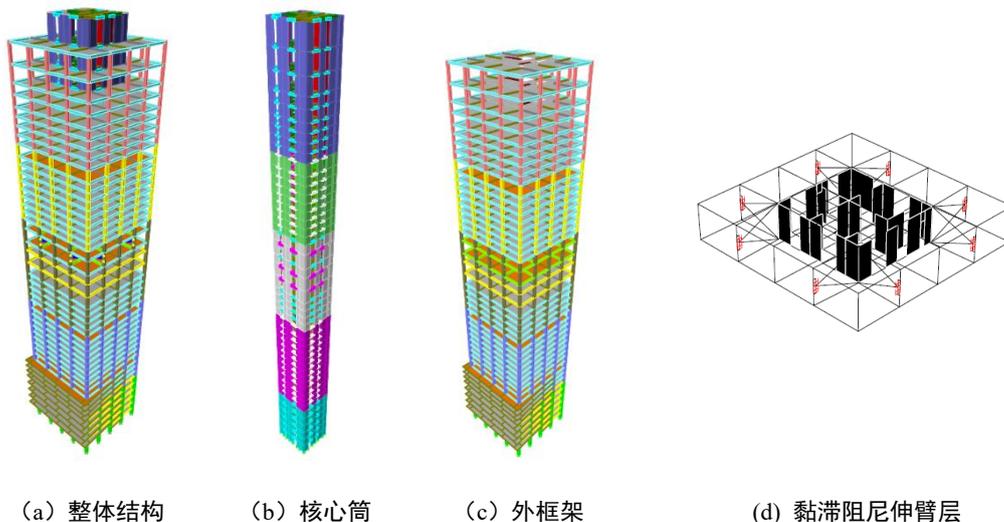


图 10 结构体系组成

### 6.2 中国国际丝路中心大厦

中国国际丝路中心项目位于陕西西安，建筑总高度 498 m，结构总高度 479.7m，地下 4 层，地上 101 层，标准层层高为 4.2m，沿竖向分为 6 个办公区和 1 个酒店区，塔楼地上建筑面积约 27.5 万平方米。抗震设防烈度为 8 度(0.20g)，场地特征周期 0.4s。

由于建筑造型和使用功能的要求，采用框架-核心筒结构体系。对于结构高度达到 479.7m 且位于高烈度设防区的中国国际丝路中心超高层结构设计，框架-核心筒结构设计遇到的主要技术难点如下：1) 抗侧刚度不足，层间位移角、刚重比等成为设计控制指标；2) 构件抗震性能目标较高，安全性和经济性需协调。因此，对上述问题采取如下针对性技术措施：

1) 由于结构较高较柔，为提高结构抗侧效率，考虑利用结构竖向避难层空间，设置连接核心筒和外框

架的伸臂桁架，以达到控制结构侧向变形，合理分配外框架和核心筒受力的作用。然而，伸臂桁架在加强结构抗侧效率的同时，也增大了结构的地震作用，并在结构局部造成了刚度和内力突变等不利影响。

2) 由于本项目重要性高，对结构构件的抗震设计也提出了更高的要求，为满足规范要求抗震性能目标，可采用传统的抗震设计方法，然而，这会导致构件尺寸的增大及材料用量的增加，既影响建筑功能的实现，同时也使结构经济性较差。为使高烈度设防区超高层建筑满足抗震性能需求，提出了基于刚性伸臂和黏滞阻尼伸臂的混合伸臂桁架技术，应用于该工程中。

因此，本项目采用型钢混凝土外框架+钢筋混凝土核心筒+刚性伸臂桁架（35F-40F、57F-62F）+消能减震伸臂桁架（77F-81F、97F-100F）混合结构体系，如图 12 所示。



图 11 中国国际丝路中心大厦

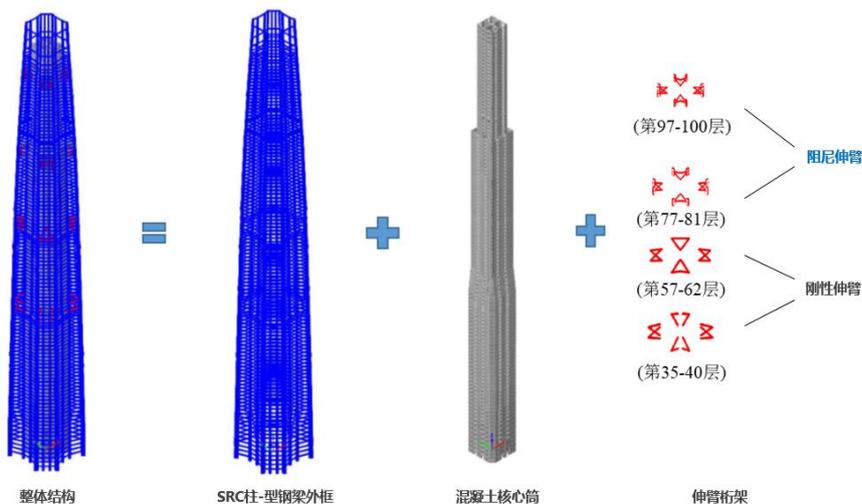


图 12 结构体系组成

## 7. 结语

黏滞阻尼伸臂桁架是针对框架-核心筒-伸臂桁架结构，将黏滞阻尼器竖向布置于伸臂桁架端部的一种消能减震技术，对位于高烈度抗震设防区的超高层框架-核心筒结构，采用该技术不仅可以有效地降低地震作用，还可以避免传统刚性伸臂桁架所带来的不利影响。

## 相关论文和专著

1. Dingjiemin, Wangshiyu, Wu Honglei. Seismic performance analysis of viscous damping outrigger in super high-rise buildings[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2018, 27(13):1-22.
2. 丁洁民, 王世玉, 吴宏磊. 黏滞阻尼器在超高层结构设计中的应用[J]. 建筑钢结构进展, 2016, 18(4):46-52.
3. 丁洁民, 吴宏磊. 黏滞阻尼技术工程设计与应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.

## ETABS 对 9.5 泸定地震震损结构的反演分析

单位：中国建筑西南设计研究院有限公司

项目负责人：张蜀泸

项目参与人：张志军；董香艳

使用软件：ETABS, CiSDesignCenter

## Seismic Analysis of A Damaged Building in 9.5 Luding Earthquake by Using ETABS

Company: China Southwest Architectural Design and Research Institute Corp. Ltd.

Project Leader: Zhang Shulu

Project Participants: Zhang Zhijun; Dong Xiangyan



### 内容简介

在 9.5 泸定地震中，遭遇烈度为 9 度的一栋减隔震结构震害引起了工程界的广泛关注。作为新技术的应用代表，该隔震建筑的消能构件粘滞阻尼器却发生了严重震害，隔震建筑与相邻附属框架结构在地震作用下发生了严重的碰撞破坏。为了分析结构在地震作用下的实际受力状态，本研究基于 9.5 泸定地震中的实际地震记录，采用 ETABS 有限元分析软件对带消能装置的隔震结构进行了地震反演分析，并采用 GAP 单元模拟了抗震结构与隔震结构之间的碰撞。分析结果表明，构件损伤部位与损伤程度与现场调研情况基本相符，初步分析了阻尼器及连接构件破坏的原因。最后，根据震害调查和模拟分析结果，提出了相应的设计建议。

## 应用亮点

1. 基于 CiSDesignCenter 将第三方软件模型转换为 ETABS 模型；
2. 基于 ETABS 软件，导入实际地震动数据，通过非线性时程分析对震损结构进行了反演分析，研究了阻尼器出力行程、预埋件承受荷载情况；
3. 采用 GAP 单元模拟了抗震结构与隔震结构之间的碰撞，分析构件出铰情况，分析结果与现场调研情况基本相符；
4. 对比 ETABS 数值模拟分析结果和现场震害调查结果，提出了减隔震建筑相应的设计建议。

## 成果展示

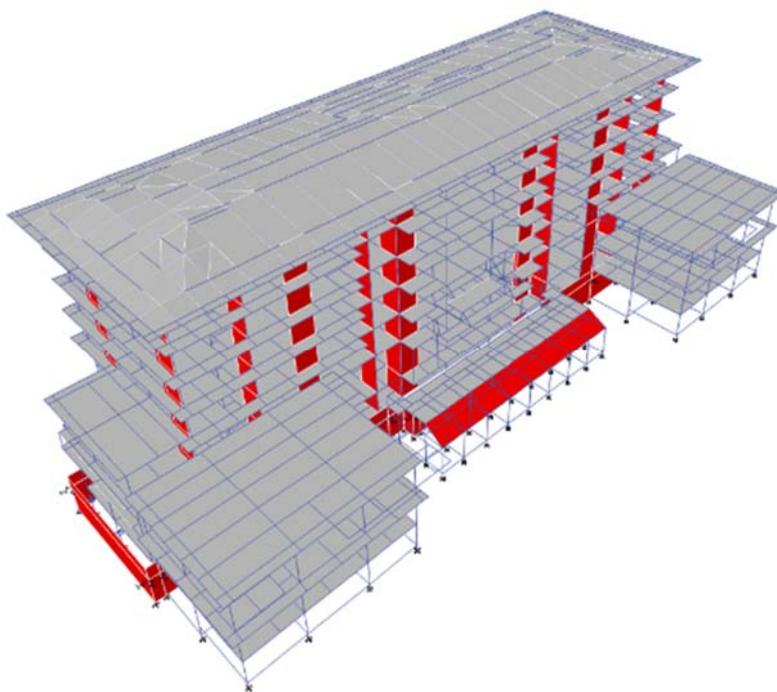


图 1 ETABS 整体模型

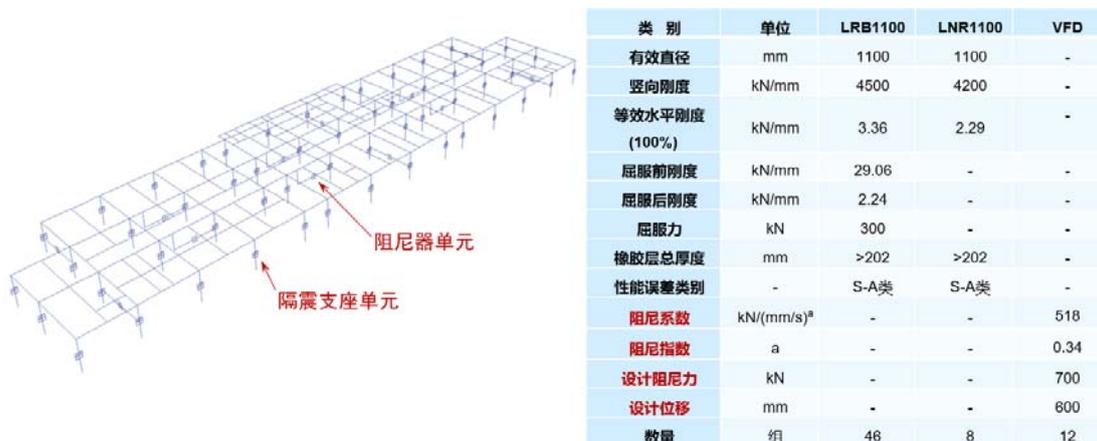


图 2 隔震支座+粘滞阻尼器布置图

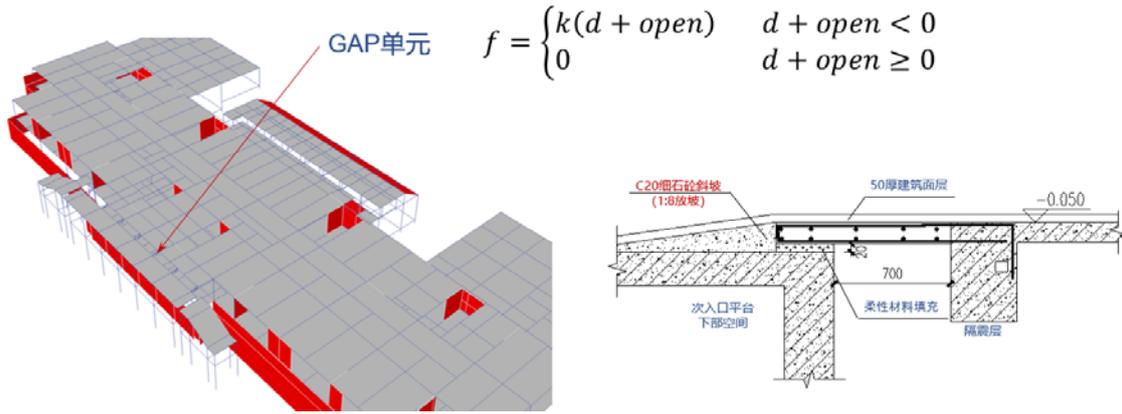


图3 通过 GAP 单元模拟抗震结构与隔震结构之间的碰撞

### ■ 地震动输入

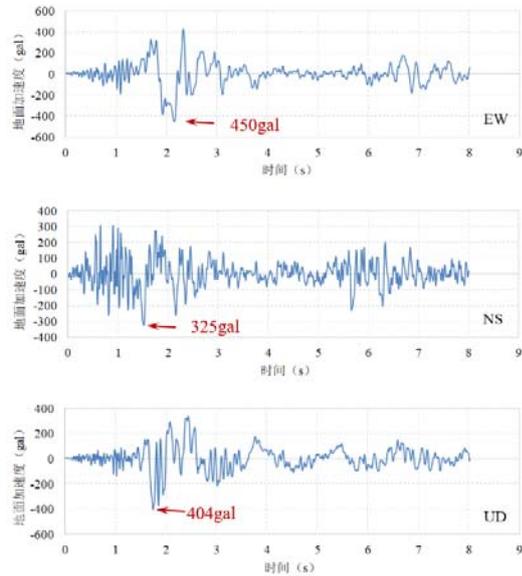


图4 地震动输入

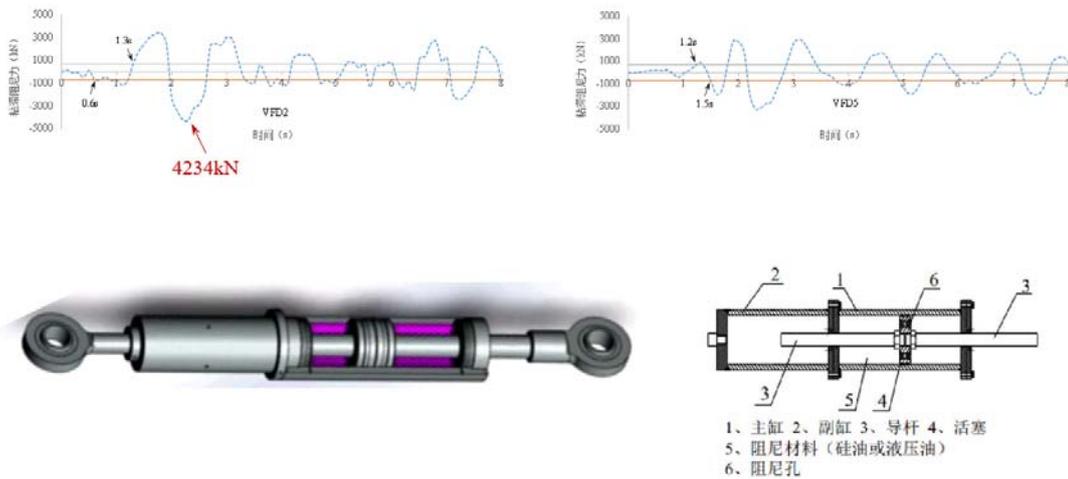


图5 阻尼器出力行程

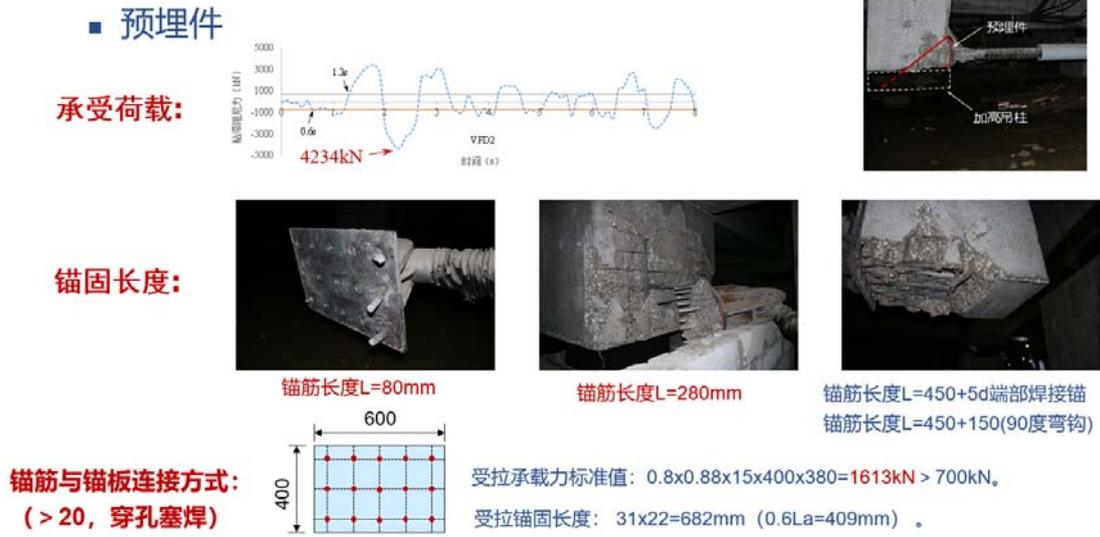


图 6 预埋件受力反演

## 增幅机构连接黏滞阻尼器在减震工程中的研究和应用

单位：中国中元国际工程有限公司

项目负责人：石诚

项目参与人：黄明；冉田苒；刘立德

使用软件：ETABS

## Research and Application of Viscous Damper with Amplification Mechanism Connection in Seismic Energy Dissipation Engineering

Company: China IPPR International Engineering CO.,LTD.

Project Leader: Shi Cheng

Project Participants: Huang Ming; Ran Tianran; Liu Lide

### 内容简介

为提升医院建筑的抗震性能，发挥应急救灾功能，满足装配式建筑相关政策要求，主体结构采用钢结构。多层结构刚度相对高层病房楼（屈曲约束支撑减震方案）较充足，减震产品选择没有附加刚度的速度型消能器。具有非线性出力特性的黏滞阻尼器的减震效率通常随地震作用的增大呈下降趋势，面对功能复杂的医院医技楼，减震装置布置数量受限，传统的消能器连接布置形式在中、大震下的减震效果有限。2017年至2021年，中国中元科研团队在国家十三五课题“工业化建筑隔震及消能减震关键技术”的大框架下，重点研究了“黏滞阻尼器附加阻尼比算法评价、优化布置、最优减震率”等关键问题，在此基础上，选定课题示范工程，结合项目特点及需求，采用ETABS软件开展不同连接形式的减震效果对比研究。经过多方案的技术经济比较，优选确定了增幅机构连接的黏滞阻尼器减震技术方案。

### 应用亮点

1. 构建简单模型（3跨x3跨x3层钢框架），采用ETABS完成增幅机构连接（三种套索连接布置形式）与传统人字撑连接的减震方案布置，根据非线性动力时程分析（FNA法）结果，对比不同地震作用水准下各方案的减震效果；根据简单模型对比方案计算结果，提取层间变形与阻尼器变形，验证位移放大效果与理论值接近，优选确定增幅机构连接的支撑角度及布置。
2. 根据实际工程特征及需求，在多层钢框架医院中应用黏滞阻尼器作为附加减震措施，采用ETABS中的直接积分法完成传统人字撑连接和增幅机构连接的减震效果对比，中、大震下减震提升效果突出，确保建筑功能灵活性的同时具有良好的技术经济性。

## 成果展示

### 1. 增幅机构连接的方案试算及对比

增幅机构连接（套索式连接装置）采用两根支撑和阻尼器按一定的角度铰接相连（图 1），利用机械工程中曲柄连杆机构的原理，来放大阻尼器两端的相对位移。以反向套索连接为例，其位移几何放大系数  $f$  的理论计算公式见式 1，以跨度 8m，层高 4.5m 的节间尺寸为例，不同的连接支撑角度  $\theta_1$  和  $\theta_2$  对应的位移放大系数（阻尼器位移/层间位移）见图 2。

$$f = \cos(\theta_1) / (\cos(\theta_1 + \theta_2) - \cos(\theta_2)) \quad (1)$$

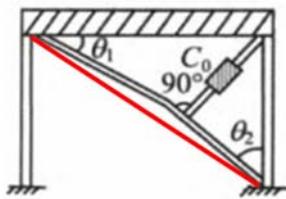


图 1 反向套索连接布置示意

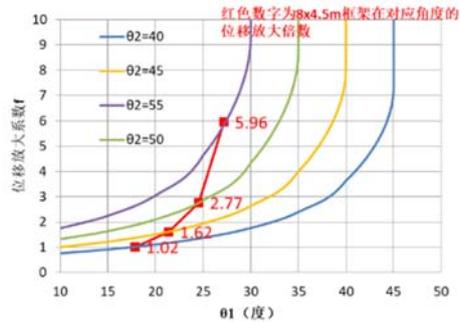


图 2 位移放大系数与反向套索连接支撑角度关系

由图 1 及图 2 可知，受柱跨和层高限制， $\theta_1$  和  $\theta_2$  的选择都需要在红色的临近线之内， $\theta_1 + \theta_2$  的角度和越大，增幅机构的位移放大系数越大。需要注意的是，角度之和越接近  $90^\circ$ ，阻尼器拉长的变形越容易出现上下两个连接斜杆共线，甚至反向套索变正向套索；另外，位移和出力放大的太大，阻尼器及连接设计困难。

工程应用前，先借助简单模型进行增幅机构连接的方案比选。在 ETABS 中构建一 3 跨 x3 跨 x3 层的钢结构框架（图 3 所示）。在无控结构的基础上，在各层 X 向两隅外立面中间跨各布置一套（处）黏滞阻尼器减震装置，全楼共布置 6 套（处）。减震装置除了传统的人字形支撑连接外，另有三种不同“反向套索式连接”布置（图 5 所示）。4 个算例中，黏滞阻尼器的阻尼指数、阻尼系数、支撑截面相同。

以 X 向最大层间位移角（二层）的减震率为评估指标，4 个算例在不同地震作用水准下的减震效果对比列于图 4。比较可知：相比传统人字支撑方案，“反向套索  $75^\circ$ ”方案的减震效果明显提升，“反向套索  $58^\circ$ ”方案在减震效果上基本持平。对于“双阻尼器反向套索  $75^\circ$ ”方案，其减震效果相较“反向套索  $75^\circ$ ”方案基本持平。提取二层主体结构及阻尼器计算结果，计算实际位移放大系数，与理论值对比列于表 1，对比可知增幅机构的位移放大效果与理论值接近。

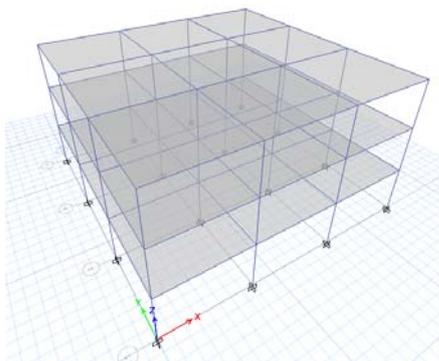


图 3 简单算例无控模型

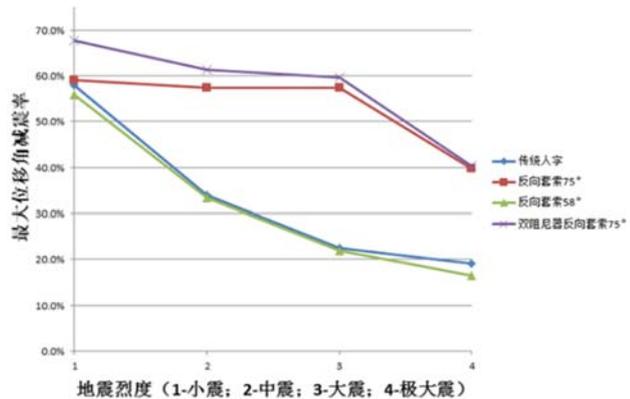


图 4 不同地震作用水准下的最大层间位移角减震率对比

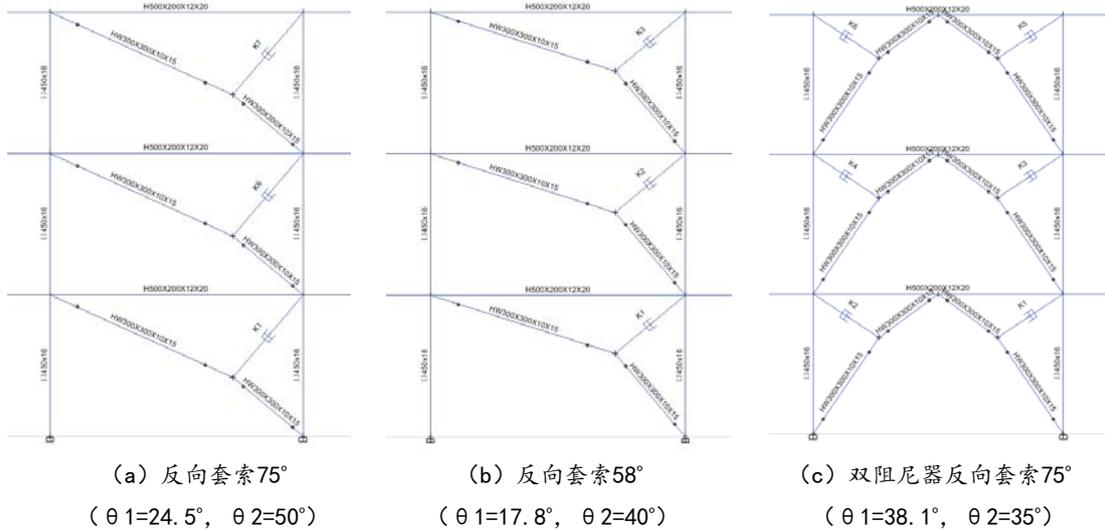


图 5 三种“反向套索式连接”布置

表 1 4 个算例中二层的阻尼器位移放大及减震出力对比表

算例名称	阻尼器最大变形 (mm)	层间最大变形 层间位移角 (mm)	实际位移放大 = 阻尼器变形 / 层间变形	位移放大系数理论值	阻尼器出力 (kN)	上斜杆支撑出力 (kN)	减震有效阻尼力 (kN)
传统人字	60.7	61.3 (1/73)	0.99	----	215	----	215
反向套索 75°	86.7	33.7 (1/133)	2.57	2.76	256	973	721
反向套索 58°	62.8	61.6 (1/73)	1.02	1.02	215	413	229
双阻尼器 反向套索 75°	57.9	32.0 (1/140)	1.81	1.89	220[440]	673[1346]	349[704]

注：双阻尼器反向套索 75° 算例中 [ ] 的计算结果为两套阻尼器的力之和

值得注意的是，采用反向套索连接后，阻尼器的出力方向相比人字撑连接的阻尼器出力方向发生了改变（图 6），此时上支撑斜杆的出力与层间位移方向相反，支撑的出力才是起到减震效果的原因。因此，把阻尼器和上支撑杆的出力投影到水平方向求和得到“减震有效阻尼力”，列于表 1，有助于理解增幅机构减震方案的减震效果。

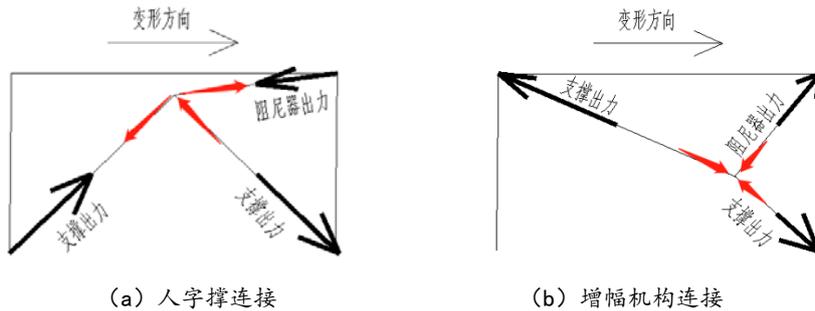


图 6 人字撑连接与增幅机构连接中阻尼器出力方向对比

经过以上方案对比，排除没有减震效果提升的“反向套索 58°”方案，“双阻尼器反向套索 75°”多布置了 1 倍数量的阻尼器，经济性相对较差，故在实际工程中类比采用“反向套索 75°”的增幅机构连接布置方案。

2. 示范工程性能减震效果评价

北京友谊医院通州院区二期医技楼（图 7），主体结构地上 4 层（局部 5 层为净化机房），框架柱为焊接箱型截面，主要尺寸：600x600x30，500x500x30；框架梁为焊接 H 型钢梁，主要截面尺寸：500x250x12x30；

500x250x10x20。结合建筑平面功能，医技楼在一层~四层共安装 36 套黏滞型阻尼器 (X 向每层 4 套，共 16 套；Y 向每层 5 套，共 20 套)，黏滞阻尼器与主体结构采用反向套索式位移放大型连接，支撑连接杆截面为 299X20 的圆形钢管。减震结构模型见图 10，子结构的典型布置见图 11，增幅机构连接粘滞阻尼器布置见图 8 和图 9。



图 7 建筑效果图



图 8 黏滞阻尼器沿医疗主街布置效果



图 9 增幅机构连接黏滞阻尼器现场照片

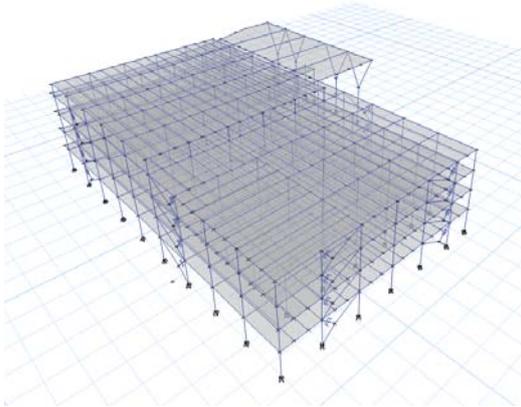


图 10 增幅机构连接减震结构模型

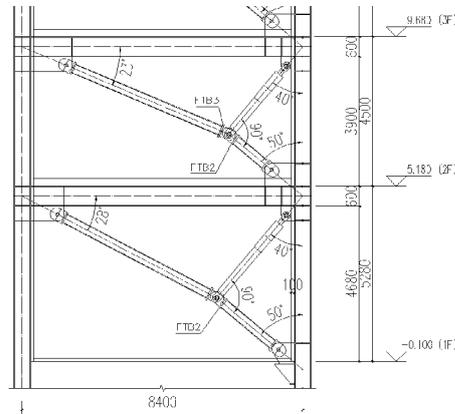


图 11 减震子结构

基于 ETABS 软件，构建动力弹性分析模型，同时考虑主体结构和连接单元的非线性，采用直接积分法进行动力弹性时程分析。在多遇地震、设防地震、罕遇地震下，分别计算有控结构（增幅机构连接）与无控结构的地震响应，统计不同地震作用水准下减震结构的减震效果，对比人字撑连接方案的减震效果，列于表 2。

表 2 不同地震作用水准下两个减震方案的最大弹性层间位移角减震效果对比

地震输入方向	连接方案	多遇地震	设防地震	罕遇地震
X 向	人字撑	41.0%	27.4%	10.4%
	增幅机构	38.9%	48%	39.1%
Y 向	人字撑	43.0%	22.4%	10.6%
	增幅机构	36.4%	42.1%	46.6%

注：两个减震方案仅阻尼器的节间连接形式不同，阻尼器布置位置、参数及钢支撑连接截面均相同。

### 3. 小结

(1) 示范工程多层钢框架采用增幅机构的减震装置后, 设防地震和罕遇地震下最大层间位移角的减震率分别可达到 42% 及 39%, 相比传统的人字形支撑连接的 22% 及 10% 的减震效果大幅提升。罕遇地震下, 有控结构仅极少数框架梁及一根框架柱出铰进入屈服, 结构损伤情况较无控结构大为改善, 实现了预期较高的性能目标。

(2) 增幅机构减震方案, 并未出现罕遇地震相对设防地震的减震效果明显下降的问题, 结合课题关键问题“黏滞阻尼器最优减震率及变参数设计对结构减震性能的影响”的研究结论, 推断原因是增幅机构设防地震下间接连接的位移损失占比相对突出; 罕遇地震下层间变形增大较多, 阻尼器及连接支撑的出力增大不多, 连接位移损失相对占比减小, 减震效果下降不明显, 此工作有待进一步详细研究。

(3) 示范工程在地上建筑面积 18000m<sup>2</sup> 中共布置了 36 套增幅机构粘滞阻尼器减震装置, 折算约 500m<sup>2</sup> 布置一套。根据工程经验, 相对常规减震工程数量减少近一半。减震效果突出, 确保建筑功能灵活性的同时具有良好的技术经济性。

(4) 增幅机构连接的阻尼器位移放大系数不仅与两个支撑斜杆的角度之和有关, 还与层高及柱跨的具体尺寸有关, 在工程应用之前, 建议通过理论计算预判位移放大系数, 结合建筑功能和减震需求合理选择增幅机构布置, 并做好连接支撑及连接节点的验算及匹配。

## 相关论文

1. 冉田苒, 石诚, 张同亿等. 黏滞阻尼器位移损失对结构减震性能的影响沿究[J]. 建筑结构, 2021, 2 月上.

## 建筑隔震设计中欧规范对比研究

单位：中国建筑西南设计研究院有限公司

项目负责人：张志军

项目参与人：董香艳

使用软件：ETABS

### A Comparative Study of Chinese and European Codes for Seismically Isolated Building Design

Company: China Southwest Architectural Design and Research Institute Co., Ltd.

Project Leader: Zhang Zhijun

Project Participant: Dong Xiangyan

#### 内容简介

西昌学院项目位于西昌市安宁镇西昌学院北校区，总用地面积 20526.05 m<sup>2</sup>，其中副楼地上 4 层，无地下室，建筑高度 18.3m，长度 50.4m，宽 33.6m，9 度 (0.4g)，场地类别为 II 类，设计地震分组为第三组，采用基底隔震。

为了掌握各国隔震设计差异、增加技术储备、拓展海外市场，以西昌学院项目为背景，进行中欧隔震设计对比研究。将西昌学院的场地类别、地震动参数转换为欧洲场地类别、地震动参数；在 ETABS 中添加隔震支座时，欧标隔震支座属性考虑老化、温度、生产制造等因素的影响，分别按上、下限进行隔震结构设计，国标未考虑上述因素；选取符合中欧选波要求的地震波，进行时程分析；将中欧计算结果进行对比发现，隔震支座满足国标要求时，四个角点处支座不满足欧标位移要求，欧标考虑支座属性变化因素，采用上限设计时，楼层剪力更大，对上部结构设计更加保守；采用下限设计时，隔震层位移更大，且需要对支座变形放大 1.2 倍，对隔震层设计更加保守，欧标设计方法留有更大的安全储备，值得我国隔震设计借鉴。

#### 应用亮点

1. 系统的梳理了中欧规范隔震计算、支座、设计要求并进行了对比。
2. 基于相同超越概率进行中欧地震设计参数转换。
3. 采用 ETABS 中的 FNA 法，对西昌学院项目进行基于中欧规范的对比研究。

#### 成果展示

##### 一、中欧规范反应谱对比

本文研究了中欧规范场地参数和地震动参数的差异，并给出了相关参数的转换表，同时对相同条件下

的中欧规范反应谱函数进行了对比，得到如下结论：

1) 中欧两国规范反应谱的地震动参数进行转换后，并在相同场地条件下，二者谱形相近，但具体参数区别较大，欧洲规范反应谱周期为 0~4s，而中国规范是 0~6s，欧洲规范直线段 0~TB，TB 取值与场地有关，而中国规范直线段是定值 0~0.1s；

2) 在相同场地条件下，欧洲规范的平台高度始终高于新隔标；曲线下降段相比中国规范曲线下降快，在后阶段隔标反应谱值已经大于欧标；

3) 随着烈度的增加，中欧反应谱变化趋势一致。

规范名称	场地分类 (相应的土层剪切波速 m/s)				
国标	$V_{s,20} \leq 150$	$150 < V_{s,20} \leq 250$	$250 < V_{s,20} \leq 500$	$500 < V_{s,20} \leq 800$	$V_{s,20} > 800$
	I(H<3)	I(H<3)	I(H<3)	I <sub>1</sub> (H=0)	I <sub>0</sub> (H=0)
	II(3<H<15)	II(3<H<50)	II(H>5)		
	III(15<H<80)	III(H>50)			
	IV(H>80)				
欧标	$V_{s,30} < 180$	$180 < V_{s,30} \leq 360$	$360 < V_{s,30} \leq 800$		$V_{s,30} > 800$
	D	C	B		A

图 1 中欧场地类型对照表

震级	场地	7度 (0.1g)	7度 (0.15g)	8度 (0.2g)	8度 (0.3g)	9度
M>5.5	II <sub>B</sub>	0.083	0.125	0.167	0.25	0.333
	II <sub>C</sub>	0.087	0.13	0.174	0.261	0.348
M≤5.5	II <sub>B</sub>	0.074	0.111	0.148	0.222	0.296
	II <sub>C</sub>	0.067	0.100	0.133	0.200	0.267

图 2 中欧地震参数转换表

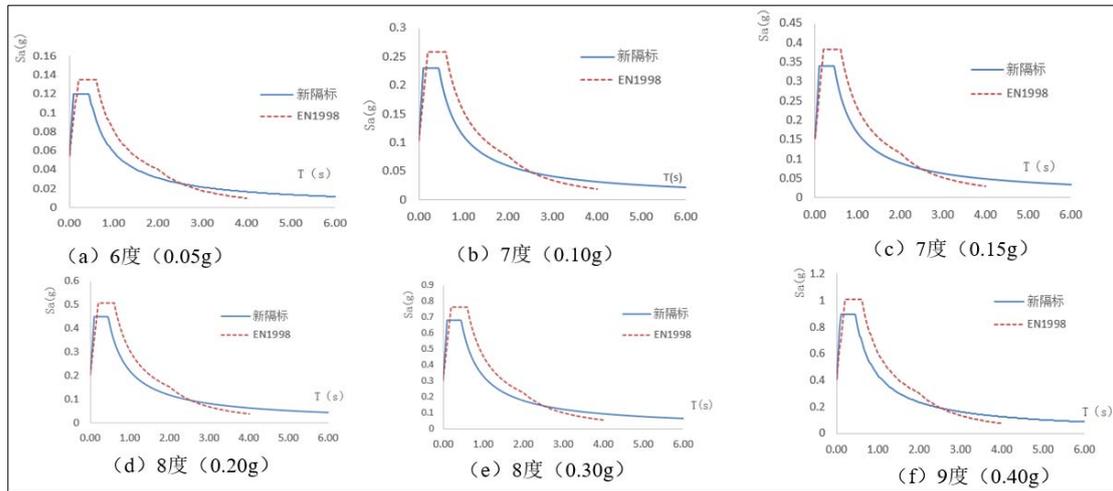


图 3 相同条件下，中欧反应谱函数对比

## 二、欧洲规范时程选波要求

### 1. 选波要求：

- 1) 同时考虑三个方向的地震作用，且在 X、Y 水平方向上的加速度曲线应不相同；
- 2) T=0s 时，地震波加速度谱平均值 ≥ 弹性反应谱值  $ag \times S$ ；
- 3) T=0.2T<sub>1</sub>~2T<sub>1</sub> 时，地震波加速度谱平均值应大于 0.9 倍欧标弹性反应谱值；
- 4) 人工波有效持续时间 T<sub>s</sub> 应等于 10 秒；

**2. 时程分析结果应用：**

7 条及以上取平均，7 条以下取最大。

**三、 隔震支座参数对比**

欧洲规范(EN15129)因需要考虑老化，温度变化，生产制造及测试误差等因素，会对隔震支座力学参数做上限设计值和下限设计值两种考虑，具体如下：

- 1) 生产性和温度变化因素：设计性能下界(LBDP)取为 0.7；
- 2) 老化因素：设计性能下界(LBDP)取为 1.0；
- 3) 上限设计值与下限设计值的比值应该低于 1.8；
- 4) 设计性能上下界值，应该由产品型式试验得出；
- 5) 隔震结构分析设计中，取设计性能上限(UBDP)和设计性能下限(LBDP)包络。

此外，隔震支座变形验算时，为增加隔震支座的可靠性，会对隔震支座的变形放大 1.2 倍。即：

$$1.2U_{max} \leq [U], \text{ 其中 } [U] = 2.5 * \text{橡胶层总厚度。}$$

**四、 算例对比**

针对西昌某隔震减震，分别采用中欧规范进行时程对比分析，总结以下结论：

- 1) EN1998 上下限分析结果对隔标有很好的包络作用。
- 2) 支座刚度变化，对结构的影响大于地震波谱不同标定方法对结构的影响。
- 3) 欧标隔震结构，采用上限设计时，楼层剪力变大，对上部结构设计更加保守；采用下限设计时，隔震层位移变大，较我国隔震设计考虑的更加全面，值得我国隔震设计借鉴。
- 4) 欧标强调增大隔震支座的可靠性，将隔震支座最大位移值放大 1.2 倍，留有更大的安全储备。

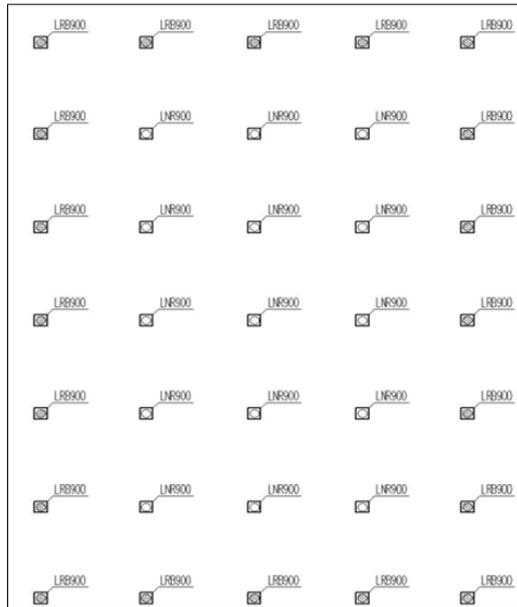
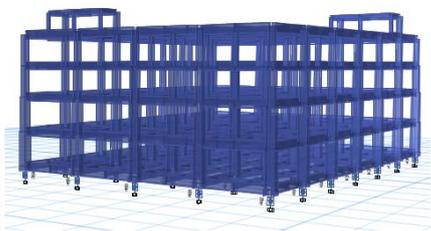


图 4 隔震支座布置图

**实际案例**



**项目概况：**

- 本案例位于中国西昌市
- 9度 (0.4g)，场地类别为II类，设计地震分组为第三组
- **考虑近场系数1.25**
- 地上4层，无地下室，长度50.4m，宽33.6m，结构高度为17.1+2（隔震层）=19.1m，高宽比为0.57<4。
- 结构平面规则。
- 采用基础隔震方式，隔震层高度约为2.0m。
- 上部结构体系：钢筋混凝土框架结构。

---

**欧标地震动参数**

- 本项目相当于欧洲的C类场地，
- $agS=0.45 * \alpha_{max} * 1.25 = 0.45 * 0.9 * 1.25 = 0.50625$
- $T_B=0.2s, T_C=0.6s, T_D=2.0s$

图 5 案例概况

支座		橡胶剪切模量Mpa	竖向刚度 kN/mm	100% 等效水平刚度 kN/mm	屈服前刚度 kN/mm	屈服后刚度 kN/mm	屈服力 kN	橡胶总厚度mm	支座总高度mm
隔标	LRB900	0.392	3600	2.85	15.44	1.54	203.5	180	353
	LNR900	0.392	3100	1.54	/	/	/	180	353
欧标上限	LRB900	0.392	3600	3.42	18.528	1.848	244.2	180	353
	LNR900	0.392	3100	1.848	/	/	/	180	353
欧标下限	LRB900	0.392	3600	2	10.808	1.078	142.45	180	353
	LNR900	0.392	3100	1.078	/	/	/	180	353

图 6 中欧隔震支座参数表

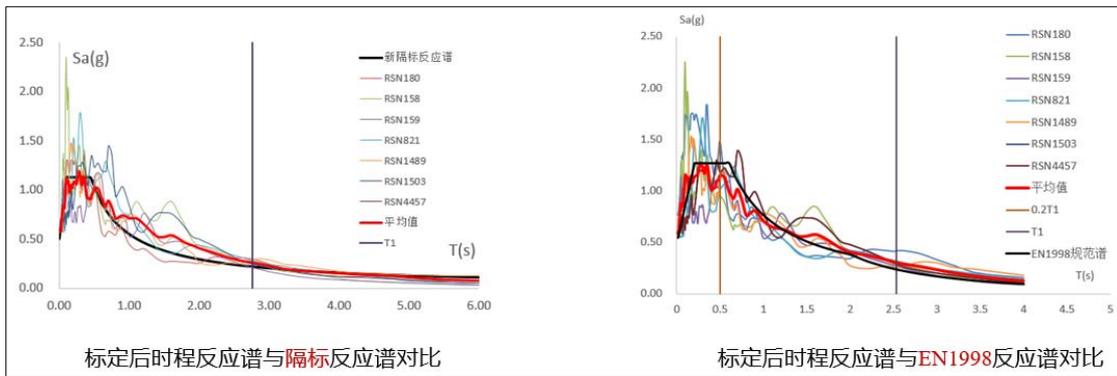


图 7 地震波选取

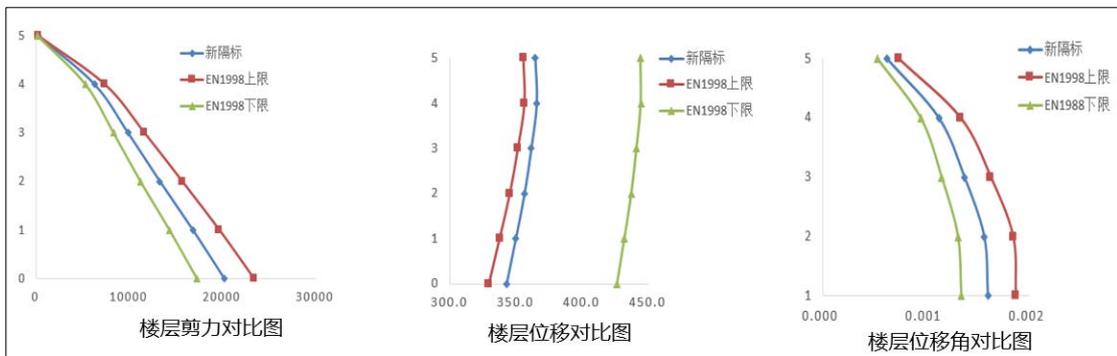


图 8 主要指标对比图

## 设置连梁阻尼器的剪力墙结构设计

单位：甘肃省建筑设计研究院有限公司

项目负责人：黄锐

项目参与人：姚佩歆

使用软件：ETABS



### Structural Design of Shear Wall with Coupling Beam Damper

Company: Gansu Provincial Architectural Design & Research Institute Co., Ltd.

Project Leader: Huang Rui

Project Participant: Yao Peixin

### 内容简介

剪力墙的连接使单肢墙成为双肢墙或多肢墙，起着连接墙肢、传递荷载、保持整体抗倾覆能力的作用。结构分析、震害情况及试验研究都说明，在地震作用下连梁承受地剪力较大，容易产生受剪裂缝。

避免连梁在地震作用下过早的剪切破坏是保证连梁和剪力墙抗震性能的关键。在较大地震作用下，只有连梁形成弯曲塑性铰，才能控制连梁剪力的大幅增加，防止剪切破坏。但在实际工程中对于跨高比较小的连梁，由于其承受的弯矩小而剪力大，以及楼板对抗弯承载力的贡献等各种原因，很难实现这一设计目的。

钢筋混凝土连梁作为抗震耗能构件，不论其出现较大的弯曲破坏还是剪切破坏，都难以修复。在多遇地震下进行截面设计时，一般通过连梁刚度折减系数降低连梁内力。这种折减可能导致连梁在设防烈度下塑性损伤超过预期，难以实现“中震可修”的性能目标。

鉴于对建筑结构在地震后可恢复功能的期望，随着消能减震技术和损伤控制理论的发展，研究人员开始尝试在钢筋混凝土连梁部位采用可更换的阻尼器（或称为可更换连梁），即在连梁的中部开缝设置连梁阻尼器，以保证连梁的耗能能力和可修复性，减少混凝土构件的损伤，实现“损伤可控”的抗震性能。

连梁阻尼器的多个工程应用项目为高烈度区（8度，0.3g）的剪力墙结构，设计采用ETABS软件进行结构非线性分析，以及其它的深入研究。

### 应用亮点

- 1 连梁阻尼器受力特性研究。根据工程中常用的墙肢长度，采用ETABS软件，通过长联肢墙平面模型与短联肢墙平面模型的的非线性静力分析，研究墙肢变形与阻尼器变形的关系。
- 2 “损伤控制”概念的应用。通过ETABS软件的弹塑性时程分析，对结构进行不同地震水准下的抗震性能评估、校核。剪力墙可通过弯曲转角或材料塑性应变评估构件抗震性能，框架梁可通过塑性转角评估构件

抗震性能。抗震性能的可接受准则参考 FEMA356 的建议值。

3 连梁阻尼器的等效附加阻尼比计算及等效模型的校核。采用 ETABS 软件，基于多种方法（能量等效法、能量曲线对比法、对数衰减率法）对比分析等效附加阻尼比的计算结果及各自的优缺点。评估在不同地震水准下，随着地震输入能量、混凝土结构弹塑性状态、阻尼器延性比的不同，阻尼器等效附加阻尼比的变化。

4 楼板对阻尼器的影响分析。采用 ETABS 软件，通过考虑细分弹性楼板的剪力墙结构模型，分析楼板对阻尼器变形的影响。

## 成果展示

### 一、连梁阻尼器受力特性研究

#### □ 连梁阻尼器的受力特点

- 剪力墙弯曲和转动变形越大、墙体中心与阻尼器的距离越大，阻尼器的变形和耗能效率也越高。
- 阻尼器的变形还受到与支墩梁相连的剪力墙竖向变形的影响。
- 层间剪切变形对连梁阻尼器的变形影响较小，这一点与层间支撑型阻尼器有所不同。

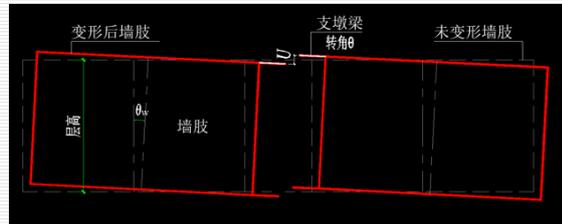


图 1 连梁阻尼器的受力特点

#### □ 连梁阻尼器的受力特点

- 长联肢墙平面模型与短联肢墙平面模型的非线性静力分析—研究墙肢变形与阻尼器变形的关系。
- 27层，层高2900mm，阻尼器屈服力100kN、屈服位移0.5mm，长墙肢的肢长5000mm，短墙肢的肢长1200mm。
- 施加从左至右的水平力进行非线性静力计算，各层水平位移基本相同。



图 2 墙肢变形与阻尼器变形关系（一）

□ 连梁阻尼器的受力特点

- 阻尼器的竖向剪切变形在中下部楼层较大；
- 虽然支墩梁转角相差不大，但由于短墙肢的墙肢中心与阻尼器的距离较小，导致阻尼器变形效率较差。

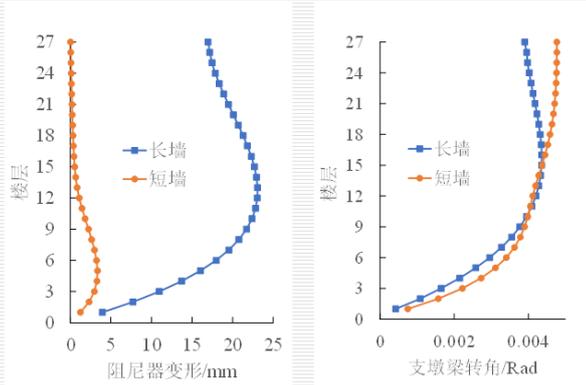


图3 墙肢变形与阻尼器变形关系（二）

□ 连梁阻尼器的受力特点

- 长墙的阻尼器变形规律与层间位移角更趋于一致。
- 短墙肢的整体剪切变形成分较大（类似于框架），其层间位移引起的阻尼器变形较小

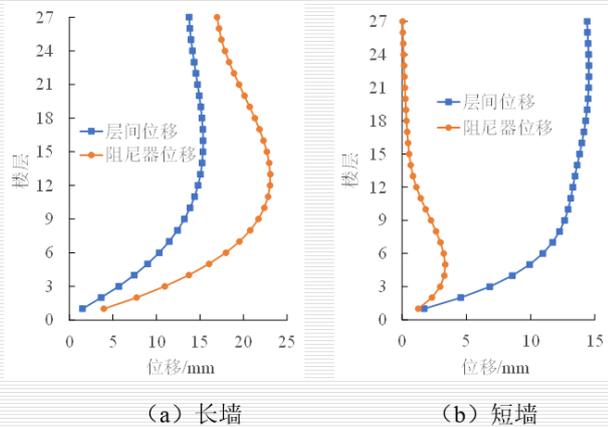
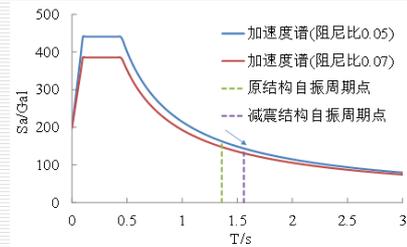


图4 墙肢变形与阻尼器变形关系（三）

□ 连梁阻尼器抗震性能预期

- “减震”性能
  - 阻尼器的屈服耗能可给结构提供可靠的附加阻尼，降低地震作用。
  - 结构刚度有可能会降低。
  - “作用力”的“减震”效果有限。



$$R_d = D_h \frac{T_{eq}}{T_f} \quad D_h = \sqrt{\frac{1 + 25h_0}{1 + 25h_{eq}}}$$

$$R_{pa} = R_d \left(\frac{T_{eq}}{T_f}\right)^2$$

图5 连梁阻尼器抗震性能预期

□ 结构抗震性能预期

➤ 基于性能设计的“**损伤控制** (Damage control)”

- 和田章等：结构“**损伤控制设计**”就是使主体结构保持弹性，而采用减震装置耗散地震能量，也就是说将结构的损伤尽量控制在阻尼器部位，最大限度地减小主体结构损伤。可根据结构的建造成本、修复成本和时间，综合确定可接受的“**损伤控制结构**”的“**损伤界限**”。
- FEMA 356 (2000) 也有类似的抗震性能控制区间，Damage Control Structural Performance Range (S-2)。

图6 “损伤控制”的概念

□ 结构抗震性能预期

➤ 抗震设防“三水准”下的预期：

- **多遇地震下解决连梁剪压比超限的问题**，减小连梁和墙体宽度，降低地震响应；
- **设防烈度下控制结构损伤形态**，连梁不出现剪切破坏，弯曲塑性铰的塑性变形控制在不影响使用的范围，做到“中震少修”或“中震不修”。

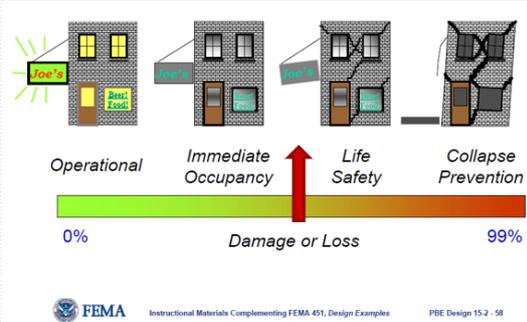


图7 基于“损伤控制”的抗震预期

普通连梁剪压比超限情况

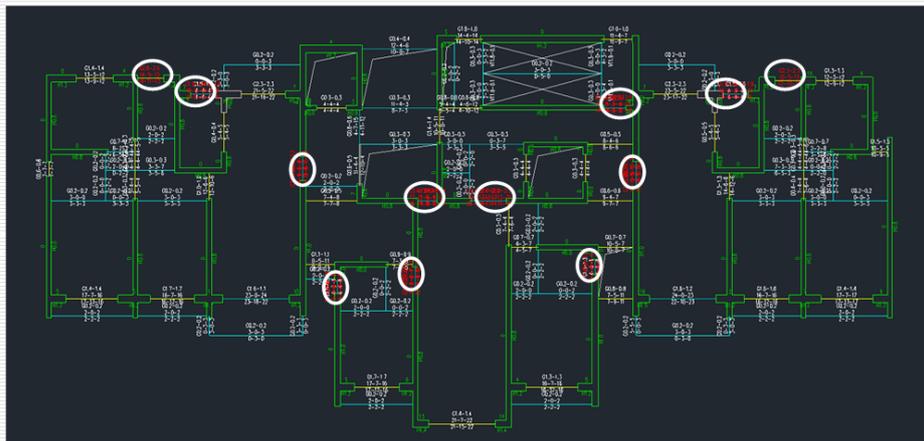


图8 常规抗震结构连梁剪压比

设置连梁  
阻尼器后  
剪压比超  
限情况

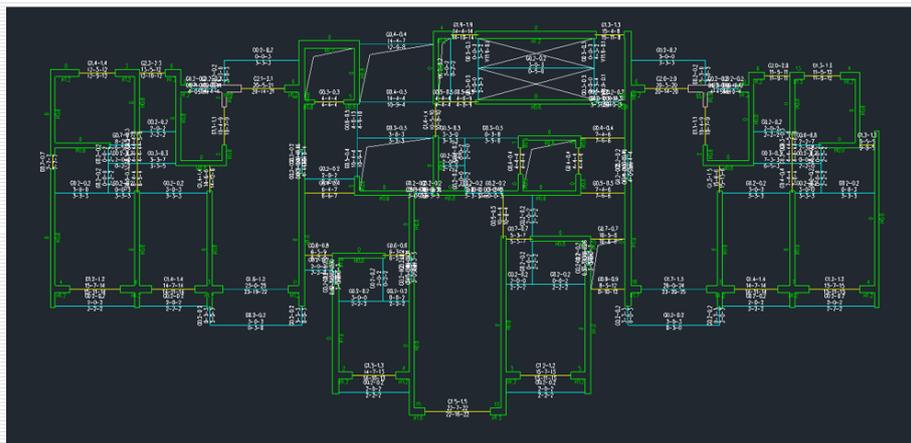


图9 设置连梁阻尼器后连梁剪压比

## 二、项目概况

- 项目位于天水市，主要由高层住宅、多层住宅、多层商业、多层配套用房及地下车库组成。
- 高层住宅（18~27层，高度在80m以内）采用钢筋混凝土剪力墙结构，均设置连梁阻尼器。
- 天水市抗震设防烈度为8度，设计基本地震加速度0.3g，设计地震分组为第二组。
- 常规设计时大量（252根）连梁的剪压比在刚度折减系数降低到0.5后仍然不能满足规范要求，而且最大剪力达到规范容许值的2.6倍。

图10 项目概况

- 连梁阻尼器的形式
- ✓ 采用金属连梁阻尼器，平面外弯曲耗能。
- ✓ 采用Q235钢。
- ✓ 以屈服力100kN的阻尼器为主，两侧连梁支墩应能保证其极限荷载下的弹性承载力，住宅中连梁支墩截面尺寸受限制，阻尼器屈服力不应太大。

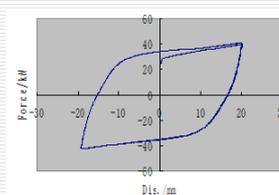
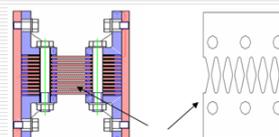


图11 连梁阻尼器选择

### □ 连梁阻尼器的屈服原则

- ✓ 小震下部分连梁阻尼器屈服，中震下连梁阻尼器基本全部屈服。
- ✓ 为控制阻尼器大震下的位移和疲劳性能，小震下阻尼器的位移一般应控制在屈服位移的3倍以下，大震下阻尼器的位移应控制在屈服位移的25~30倍以下。

图 12 连梁阻尼器的屈服原则

### □ 连梁阻尼器的平面和竖向布置原则

- 阻尼器宜沿结构两个主轴方向设置，如果出于损伤控制的目的，也可单向布置。
- 阻尼器应设置在剪力墙弯曲和转动变形较大的位置。
- 阻尼器两端的连梁支墩应具有足够刚度，以保证阻尼器的变形效率。
- 阻尼器的数量应根据多遇地震下连梁剪压比超限情况和预期附加阻尼比确定。
- 阻尼器的位置，应便于检查、维护和替换。

图 13 连梁阻尼器的布置原则

### □ 阻尼器的平面和竖向布置

- ✓ 分析案例的连梁阻尼器布置平面。

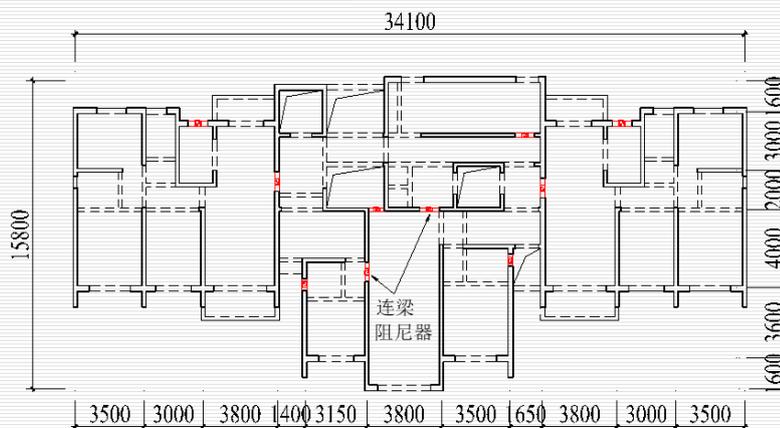


图 14 阻尼器的平面布置

## 三、分析方法

### □ 减震分析软件和分析方法

- “减震分析”采用ETABS程序。
- 采用非线性时程分析。
- 主体结构为弹性时，采用FNA法；主体结构为弹塑性时，采用逐步积分法。

图 15 分析软件与分析方法

□ 减震分析模型

➤ 剪力墙模型

- 在多遇地震时采用线性壳单元；
- 在设防地震和罕遇地震下采用基于纤维截面的弹塑性**墙铰**单元模拟其非线性PM行为。
- 在设防地震和罕遇地震下也可采用**分层壳**单元模拟其非线性行为。
- 剪力可通过剪力铰监测。

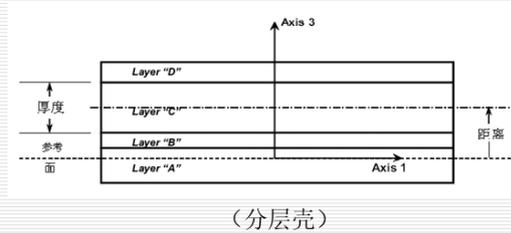
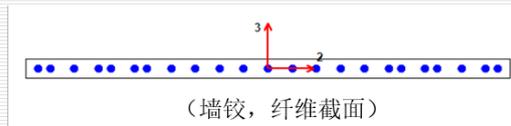


图 16 剪力墙非线性模型

□ 减震分析模型

➤ 混凝土连梁

- 在多遇地震时采用线性梁单元；
- 设防地震和罕遇地震下在梁端设置塑性M3铰（刚-塑性铰）模拟其非线性弯曲行为。
- 剪力可通过剪力铰监测。

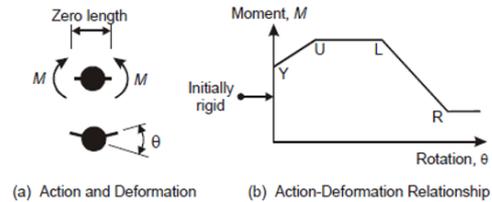


Figure 6.2 Plastic Hinge

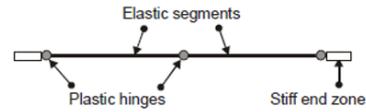


Figure 6.10 Beam Component with Plastic Hinges

图 17 连梁非线性模型

□ 构件抗震性能评估

➤ 剪力墙

- 剪力墙可通过**材料塑性应变**评估构件抗震性能。
- 确定材料应变的抗震性能可接受准则。
- 评估材料的需求-能力 (D/C) 比率。
- 墙肢脆性剪切行为通过“强度控制”。

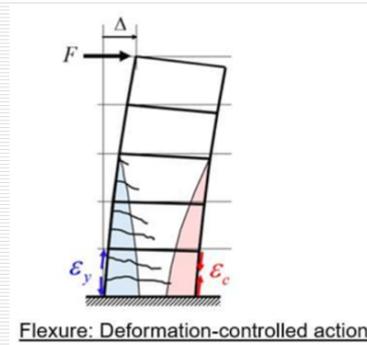


图 18 剪力墙性能评估方法（一）

□ 构件抗震性能评估

➤ 剪力墙

- “高”剪力墙可通过**弯曲转角**评估构件抗震性能。（适用高层结构）
- “矮”剪力墙可通过**位移角**评估构件抗震性能。
- 采用“四点应变计”计算墙肢弯曲转角或位移角。

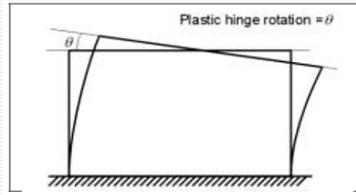


Figure 6-2 Plastic Hinge Rotation in Shear Wall where Flexure Dominates Inelastic Response  
FEMA 356

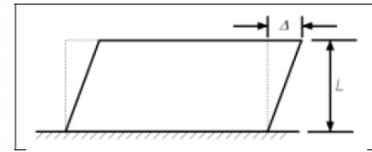


Figure 6-3 Story Drift in Shear Wall where Shear Dominates Inelastic Response

图 19 剪力墙性能评估方法（二）

□ 构件抗震性能评估

➤ 框架梁、连梁

- 可通过塑性弯曲转角评估构件抗震性能。
- 确定塑性弯曲转角的抗震性能可接受准则（FEMA或ASCE41）。
- 评估塑性弯曲转角的需求-能力（D/C）比率。
- 梁脆性剪切行为通过“强度控制”。

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters <sup>3</sup>			Acceptance Criteria <sup>3</sup>						
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	c	Performance Level						
				Component Type						
	a	b		IO	LS	CP	LS	CP		
I. Beams controlled by flexure <sup>1</sup>										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Rein <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$								
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

图 20 连梁与框架梁性能评估

四、 减震效果分析

□ 减震效果的评价指标

➤ 楼层剪力。

- 基底减震率0.85~0.90。

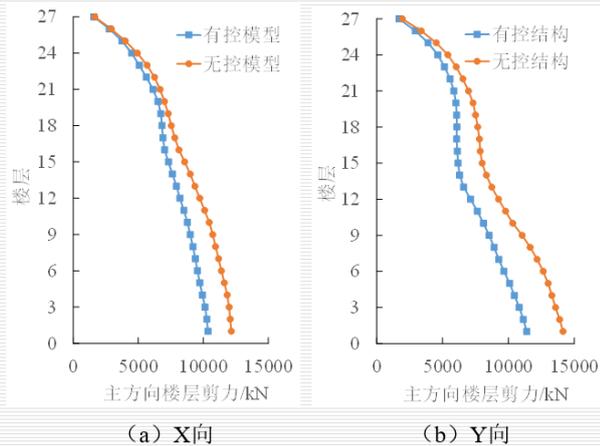


图 21 楼层剪力减震率

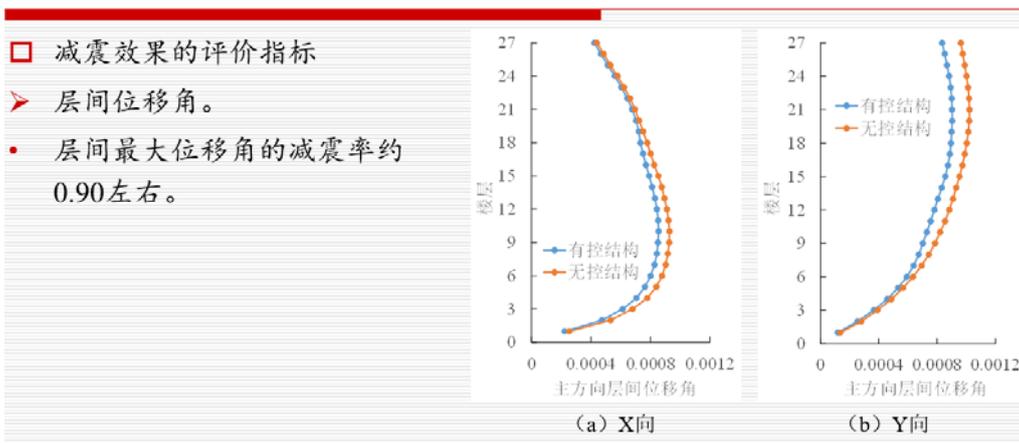


图 22 层间位移角减震率

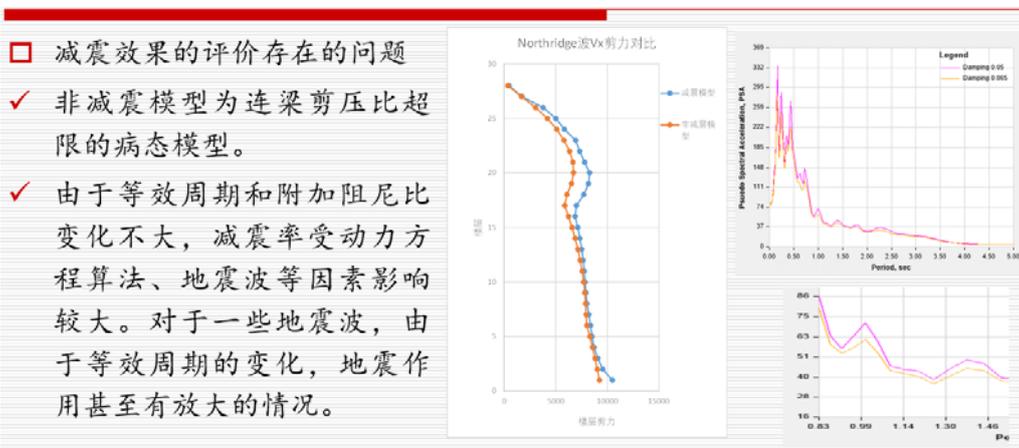


图 23 减震率放大的原因探究

- 提高减震效果的措施**
- 在连梁支墩承载力满足要求的前提下，增大连梁阻尼器屈服力。
  - 控制匹配的屈服前刚度和阻尼器位移延性系数，使结构具有足够刚度和充分的耗能内力。
  - 尽量增大连梁阻尼器支墩的刚度。

图 24 提高减震效果的措施

五、设防地震下的抗震性能分析

**结构耗能组成**

- 有控模型中混凝土构件的损伤耗能比例比无控模型降低较多，也就是说需要修复的混凝土构件数量较少。
- 混凝土构件损伤中，墙体占比很小，损伤主要集中在连梁部位。

方向	X向		Y向	
模型	有控模型	无控模型	有控模型	无控模型
输入能量 $E_i/kN \cdot mm$	5652444	5537065	5320941	4750368
全部混凝土构件塑性应变能 $E_p/kN \cdot mm$	1698488	2280277	914982	1500417
墙体塑性耗能	27259	27368	94629	87742
阻尼器应变耗能 $E_d/kN \cdot mm$	1004086		143734	
$E_p/E_i$	0.30	0.41	0.17	0.31

图 25 结构耗能组成

□ 连梁塑性铰抗震性能校核

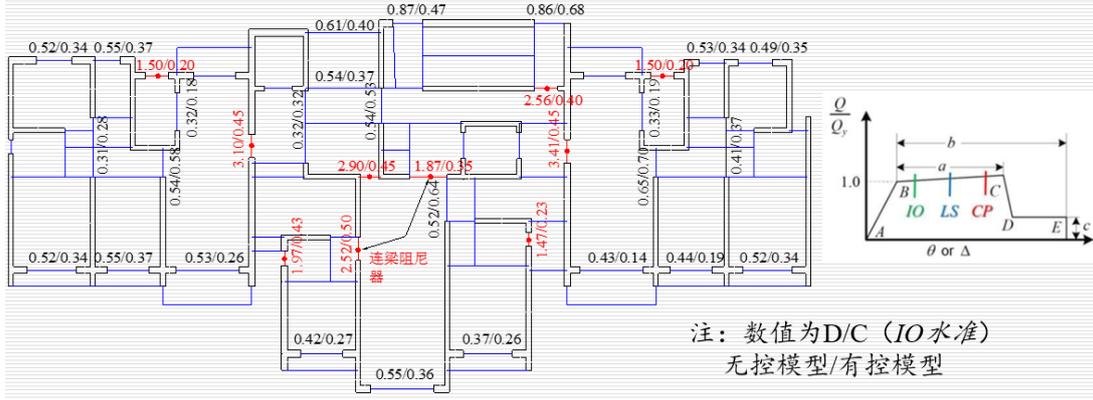


图 26 连梁性能校核

□ “墙铰”抗震性能校核

- 墙铰的性能状态均在IO水准以内，D/C均小于0.3，且钢筋未屈服，可以认为设防地震下墙体损伤很小。

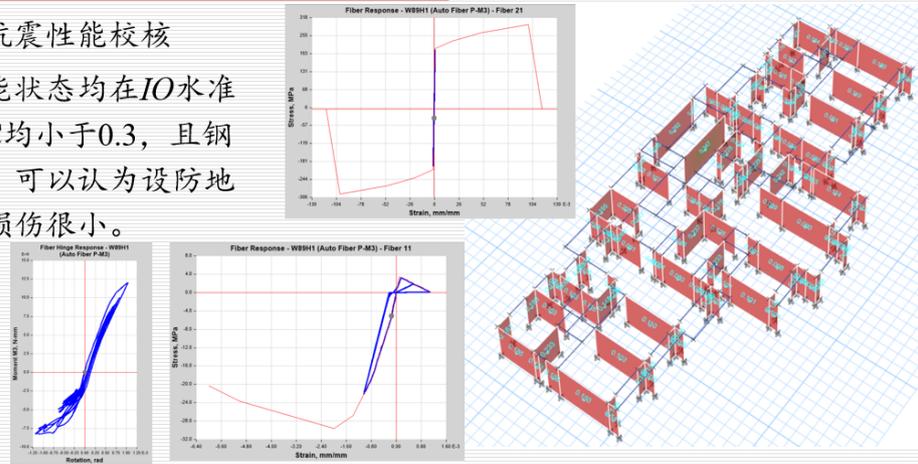


图 27 墙铰性能校核

## ETABS 在云南省滇西区域医疗中心（一期）隔震设计中的应用

单位：中国中元国际工程有限公司

项目负责人：石诚；潘召辉

项目参与人：宋昭；崔俊伟

使用软件：ETABS

### The Application of ETABS in Seismic Isolation Design of Yunnan Western Regional Medical Center ( Phase I )

Company: China IPPR International Engineering CO.,LTD.

Project Leaders: Shi Cheng; Pan Zhaohui

Project Participants: Song Zhao; Cui Junwei

#### 内容简介

云南滇西区域医疗中心项目位于云南省大理市，项目一期工程医疗综合楼总建筑面积约 34 万 m<sup>2</sup>，其中地下建筑面积约 10 万 m<sup>2</sup>，地上建筑面积约 24 万 m<sup>2</sup>。抗震设防烈度为 8 度 (0.2g)，地震分组为第三组，场地类别为 III 类，同时场地 5km 范围内存在发震断裂，根据《建筑抗震设计规范》的要求，考虑 1.5 的近场放大系数。根据云南省相关文件的要求，并结合项目情况及抗震设防需求，医疗综合楼采用了隔震技术。医疗综合楼地上由 1 栋门诊医技楼和 4 栋住院楼组成；门诊医技楼平面长度为 337.0m，属于超长隔震结构；住院楼建筑高 70.9m，宽 28.0m，高宽比为 2.53，属于高宽比较大的隔震结构。项目采用 ETABS 软件作为主要隔震分析软件，通过地上结构布置和隔震层布置的联动方案调整，完成了超长多层隔震结构和较大高宽比高层隔震结构的设计。

#### 应用亮点

1. 通过隔震支座的合理布置，解决了超长弧形隔震结构的隔震层偏心和扭转问题。通过温度效应分析及构造措施，解决了超长隔震结构支座在温度作用及混凝土硬化收缩效应下的变形问题。
2. 通过隔震层和地上结构联动调整，解决了较大高宽比高层框架-剪力墙结构隔震层在罕遇地震下变形较大及支座拉应力超限值的问题。

#### 成果展示

##### 1. 项目简介

云南滇西区域医疗中心项目位于云南省大理市，项目一期工程医疗综合楼总建筑面积约 34 万 m<sup>2</sup>，地下建筑面积约 10 万 m<sup>2</sup>，地上建筑面积约 24 万 m<sup>2</sup>。项目场地抗震设防烈度为 8 度 (0.2g)，地震分组为第三组，场地类别为 III 类，同时场地 5km 范围内存在发震断裂。本项目设计于《建筑隔震设计标准》(GB/T 51408-2021) 执行之前，采用《建筑抗震设计规范 (2016 年版)》(GB 50011-2010) 规定的“分部设计法”

进行设计。根据《建筑抗震设计规范》的要求，本项目设计需考虑 1.5 的近场地震放大系数。

医疗综合楼设有两层地下室，地上由 1 栋门诊医技楼和 4 栋住院楼组成，门诊医技楼和住院楼地上通过防震缝划分为 5 个结构单体。门诊医技楼结构地上 5 层，建筑高度 23.4m，平面尺寸 337.0m×92.0m，采用现浇钢筋混凝土框架结构；4 栋住院楼结构布置基本一致，地上 17 层，建筑高度 70.9m，平面尺寸 70.0m×28.0m，采用现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构。隔震层设置于两层地下室以上，建筑±0.00 以下位置。各结构单体的隔震层底板连为一体（地下一层顶板），隔震层顶板之间设置防震缝，满足不同单元在罕遇地震下的水平变形需求。医疗综合楼总体布置图如图 1 所示。



图 1 医疗综合楼总体布置图

## 2. 门诊医技楼隔震设计

门诊医技楼设定的目标为隔震结构的水平向减震系数不大于 0.4，隔震后水平地震作用至少降低 1 度。门诊医技楼平面超长，整体呈扇形，左右基本对称布置。隔震支座选型上，采用了铅芯橡胶支座和叠层橡胶支座两种类型。为尽可能提升减震效果，平面中部布置天然橡胶支座，拉长隔震模型周期；为控制隔震层偏心率和隔震模型的平扭周期比，左右两侧选择剪切刚度较大的铅芯支座；上部柱网较大区域布置刚度大的铅芯支座，下部柱网较密区域布置普通橡胶支座，以控制结构短向隔震层的偏心率。门诊医技楼共使用了 524 个支座，其中铅芯橡胶支座 336 个，型号为 LRB800 和 LRB1000 两种；普通橡胶支座 188 个，型号为 LNR800。门诊医技楼三维模型如图 2 所示，隔震支座布置如图 3 所示。

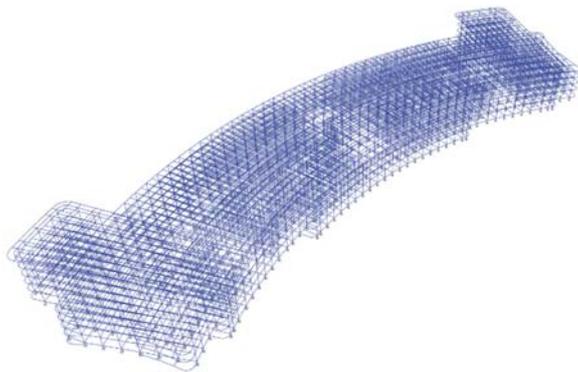


图 2 门诊医技楼结构三维模型图

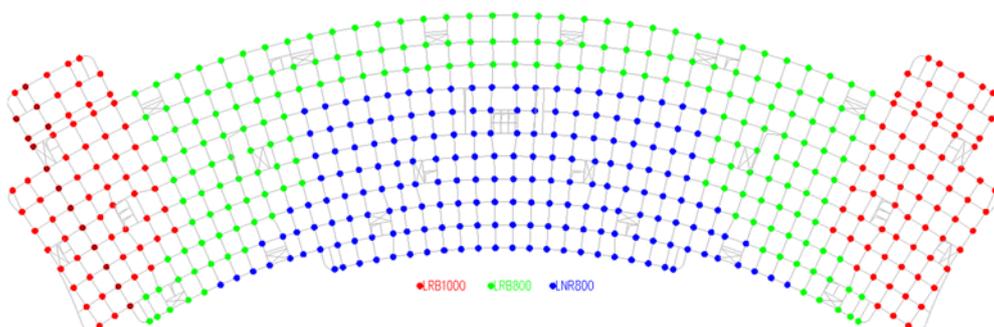


图 3 门诊医技楼隔震支座布置示意图

温度应力的累积与结构构件受到的约束情况有关，对于隔震结构，由于隔震支座的剪切刚度相较墙、柱等结构竖向构件的刚度小得多，其对上部结构构件的约束作用大大减小。据此，隔震层的设置有利于缓解超长结构受温度作用的影响。门诊医技楼的楼板温度应力分析采用 ETABS 软件，典型楼层楼板在降温工况下的温度应力分布如图 4 所示。

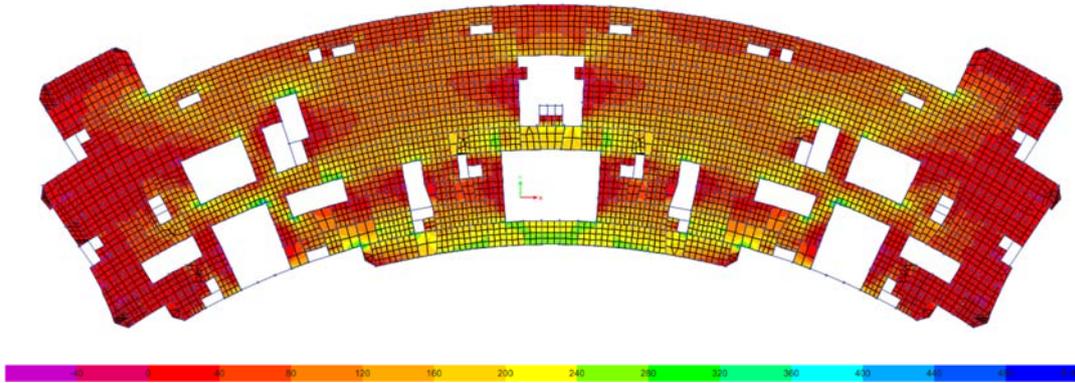


图 4 门诊医技楼典型楼板温度应力分布图

本工程的门诊医技楼全楼混凝土添加微膨胀剂，并辅以膨胀加强带及后浇带等施工措施，可以有效释放或抵消混凝土收缩产生的不利影响，故温度作用分析时不考虑混凝土收缩产生的等效降温。但为了尽量避免混凝土收缩引起隔震支座变形，地上结构后浇带位置的梁、板钢筋均断开，后期搭接或通过其他方式连接。

经计算，门诊医技楼在 $\pm 15^{\circ}\text{C}$ 的温差下，隔震支座的最大位移为 28mm。

### 3. 住院楼隔震设计

与门诊医技楼相同，住院楼设定的目标为隔震后水平地震作用至少降低 1 度。住院楼地上为钢筋混凝土框架-剪力墙结构，综合考虑建筑交通核布置以及结构剪力墙布置，采用了错层隔震的形式，即建筑交通核处的剪力墙筒体下落至基础底板设置隔震层，其余区域在建筑首层以下设隔震层。住院楼隔震层以上的结构三维模型如图 6 所示。单栋住院楼共布置 70 个支座，包括 29 个铅芯橡胶支座、35 个普通橡胶支座和 6 个弹性滑板支座，为了最大程度提升减震效果并控制隔震层变形，另外在隔震层附加了 12 套黏滞阻尼器，其平面布置如图 5 所示。铅芯橡胶支座的型号为 LRB1200，普通橡胶支座的型号为 LNR1200，弹性滑板支座的型号为 ESB1000，黏滞阻尼器型号为 VFD-NL $\times$ 1500 $\times$ 500。

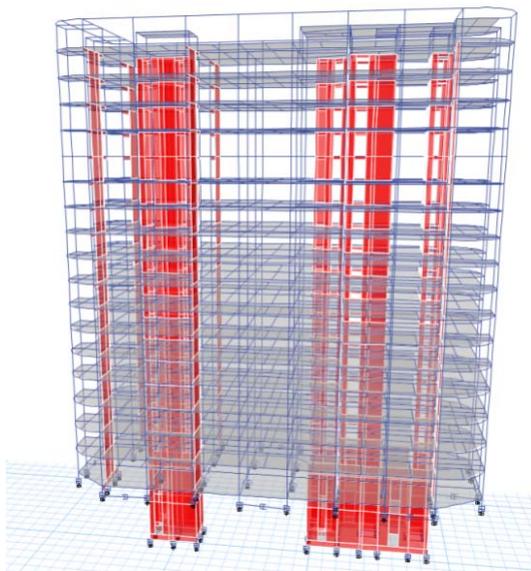


图 5 住院楼隔震层以上结构三维模型图

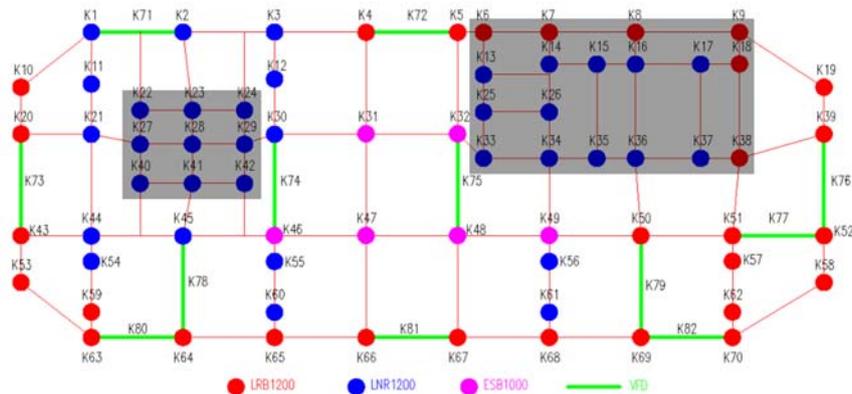


图 6 住院楼隔震层布置示意图

住院楼的高宽比较大，同时作为一道防线的剪力墙承担了主要的抗侧力作用，隔震支座的拉应力控制是住院楼隔震设计的难点。

根据建筑功能布置，上部结构最初的剪力墙布置如图 7 所示（注：图中填充区域为剪力墙，未示出墙洞）。根据此布置进行隔震层设计并进行设防地震和罕遇地震下的结构计算。计算结果表明，罕遇地震下支座的拉应力远超规范规定的 1.0Mpa 的限值，最大值达到 4.0~5.0Mpa。从位置上看，拉应力超标的支座主要出现在单片墙临建筑外轮廓的端部以及剪力墙筒的角部，最大拉应力的支座位于右侧剪力墙筒临近建筑外轮廓的角部。

面对支座拉应力超限问题，设计团队采用了上部结构与隔震层支座布置联动设计的思路：从上部结构剪力墙布置及隔震层支座及阻尼器布置两个方面考虑，解决支座拉应力过大的问题。上部结构剪力墙布置的调整主要采取了三项措施：①在支座拉应力较大的剪力墙附近增设单片剪力墙，分散地震力；②通过设置墙洞削弱剪力墙筒体的刚度，地震力集中；③削减减贴边剪力墙筒的尺寸，交通核剪力墙筒在一定程度上远离建筑外轮廓。调整后的结构布置如图 8 所示。隔震层的调整主要采取了三项措施：①隔震支座均选用剪切模量较小的支座，减小隔震层刚度；②部分中柱下选用弹性滑板支座，进一步减小隔震层刚度；③在隔震层顶、底板之间设置黏滞阻尼器，进一步耗散地震能量，控制隔震层位移。通过上部结构和隔震层的联动调整，将隔震支座在罕遇地震下的拉应力控制在 1.0Mpa 的限值之内。

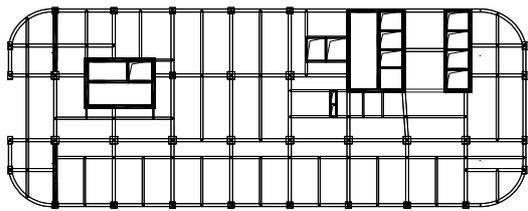


图 7 初版地上结构布置图

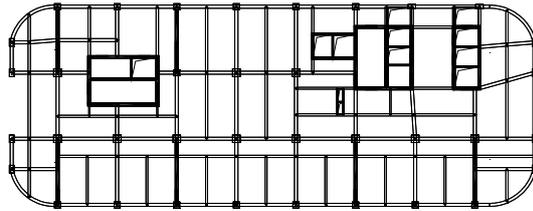


图 8 调整版地上结构布置图

#### 4. 小结

(1) 对于超长结构，采用隔震技术后可缓解隔震层以上结构受温度作用的影响，但支座产品设计和隔震沟宽度确定时应考虑温度作用下的支座变形。

(2) 高层框架-剪力墙结构采用隔震技术时，剪力墙布置宜分散；剪力墙筒宜布置在建筑平面的中部，不宜临边设置。

(3) 通过设置弹性滑板支座可以较明显减小隔震层的刚度，但会导致隔震层位移过大，此时可通过在隔震层设置黏滞阻尼器来改善。

(4) 对于高宽比较大的高层建筑采用隔震技术时，若支座拉应力控制困难，宜同时考虑调整隔震层以上结构的平面刚度分布和隔震层支座及阻尼器布置。

## 基于 ETABS 的黏滞阻尼墙减震工程设计

单位：华东建筑设计研究院有限公司

项目负责人：季俊

项目参与人：师璁

使用软件：ETABS

### Seismic Energy Dissipation Design of Viscous Damping Wall in ETABS

Company: East China Architectural Design & Research Institute Co., Ltd.

Project Leader: Ji Jun

Project Participant: Shi Cong

#### 内容简介

首先介绍了速度型阻尼器黏滞阻尼墙消能减震设计技术，包括黏滞阻尼墙减震设计流程、子结构设计要求等；在盐城融媒体中心与海燕小学项目中进行了黏滞阻尼墙减震优化设计应用；在盐城融媒体中心项目中，应用 ETABS 软件开展了黏滞阻尼墙优化参数、平面与立面布置位置的优化设计比选研究，并进行了减震分析；在八度半海燕小学项目中，应用 ETABS 进行了设防烈度及大震下黏滞阻尼墙的消能减震设计研究；项目案例证明了 ETABS 软件在建筑结构消能减震设计中的适用性和高效性。

#### 应用亮点

1. 应用 ETABS 软件开展了黏滞阻尼墙优化参数、平面与立面布置位置的优化设计比选研究；
2. 应用 ETABS 进行了设防烈度及大震下黏滞阻尼墙的消能减震设计研究。

#### 成果展示

一、黏滞阻尼墙典型特性、布置位置分析与建模方法

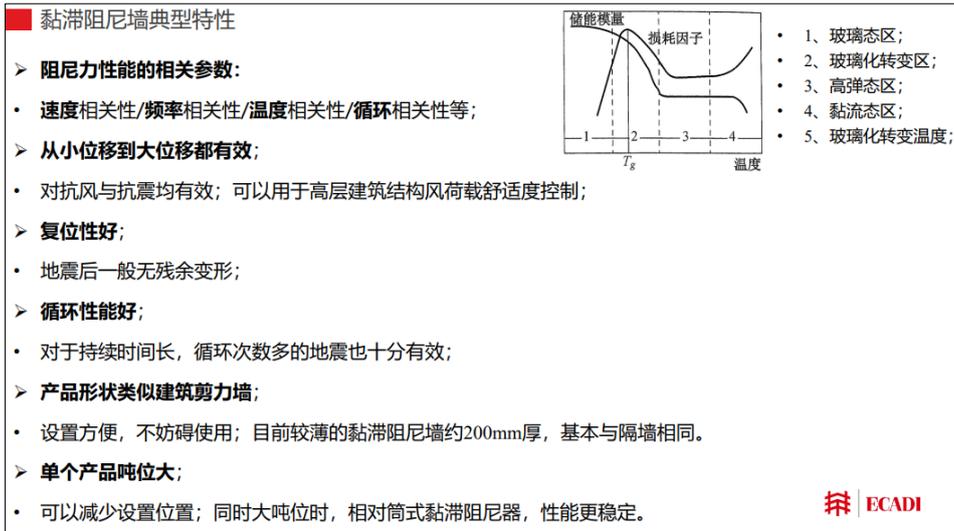


图1 黏滞阻尼器典型特性

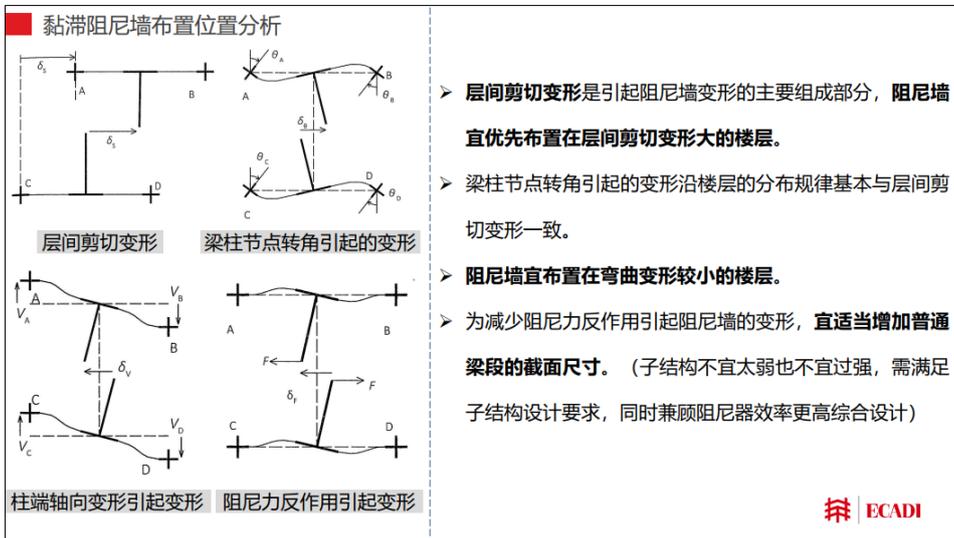


图2 黏滞阻尼器布置位置分析

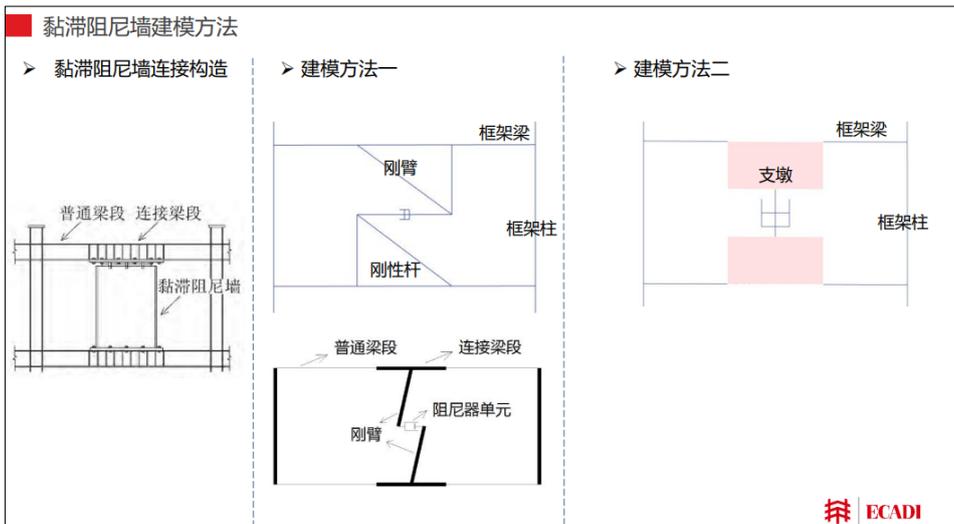


图3 黏滞阻尼器建模方法

二、盐城融媒体中心黏滞阻尼墙优化设计研究

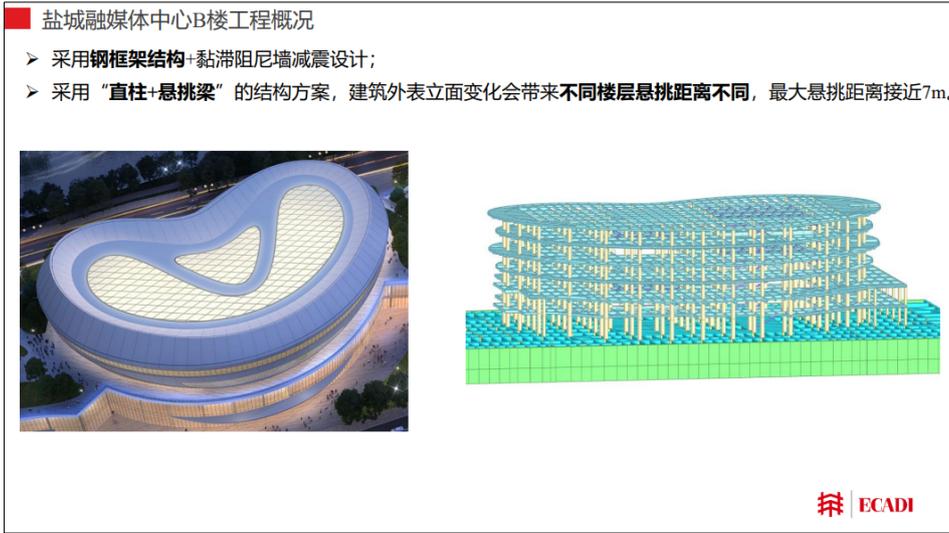


图4 工程概况



图5 黏滞阻尼墙布置方案

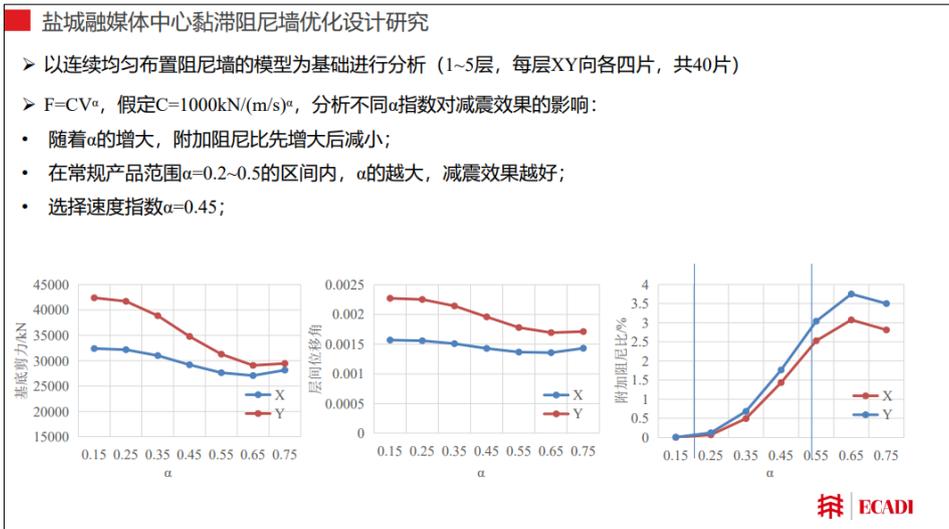


图6 阻尼指数优化研究（一）

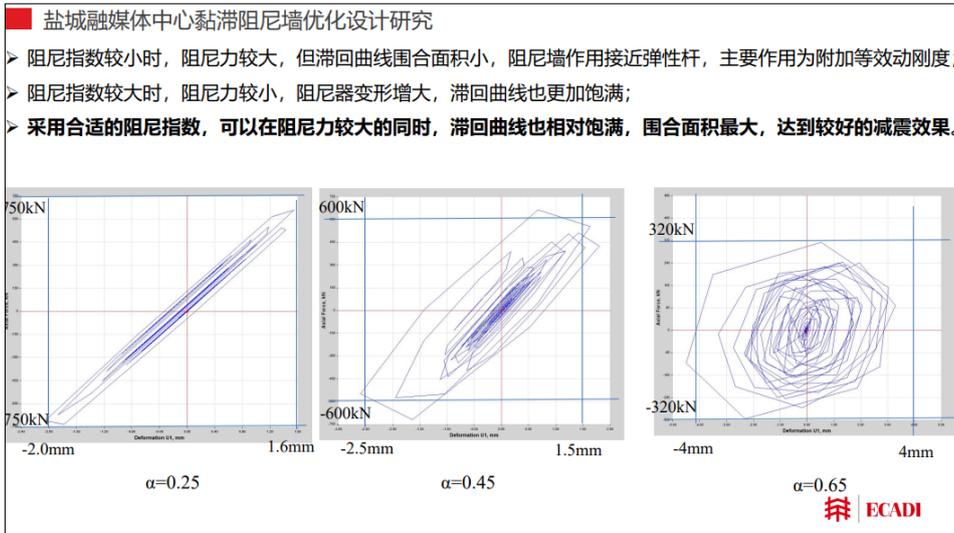


图 7 阻尼指数优化研究（二）

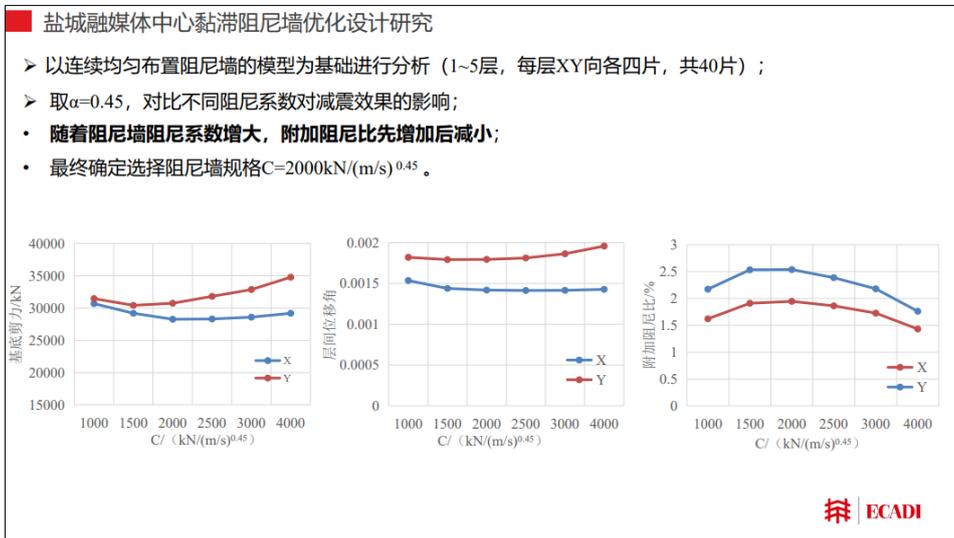


图 8 阻尼系数优化研究（一）

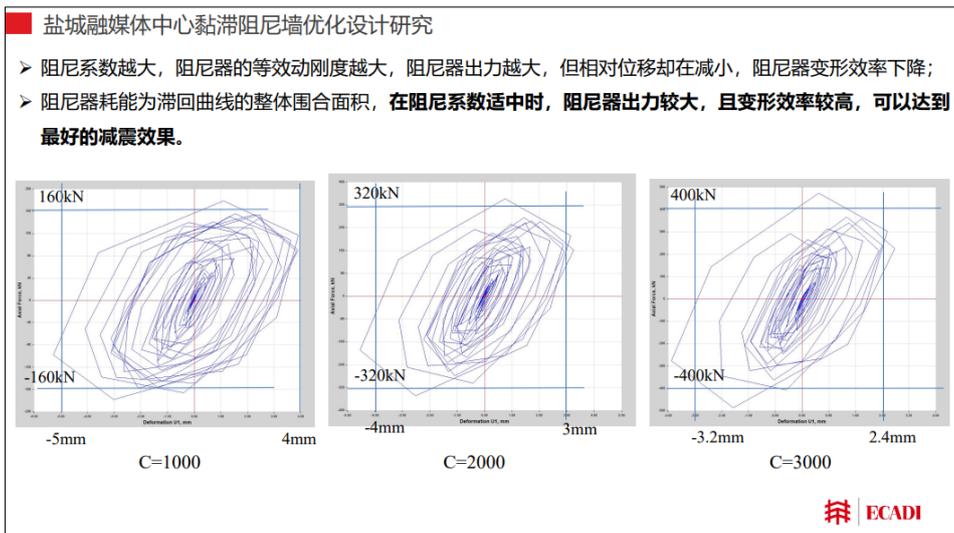


图 9 阻尼系数优化研究（二）

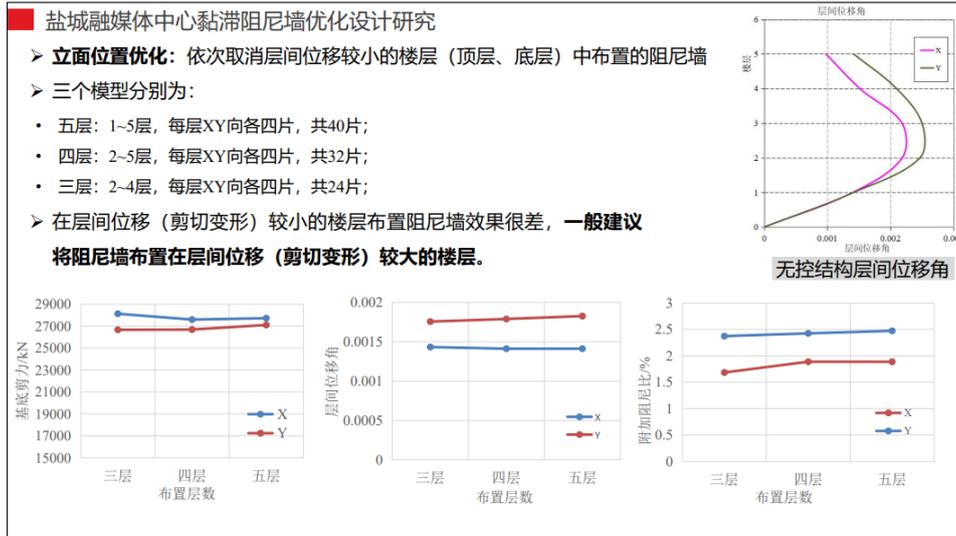


图 10 立面位置优化（一）

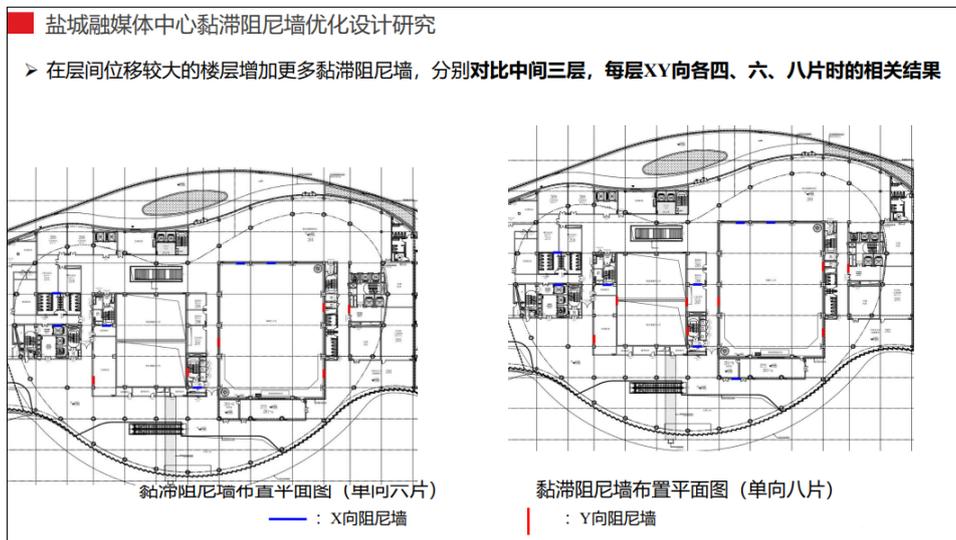


图 11 立面优化（二）

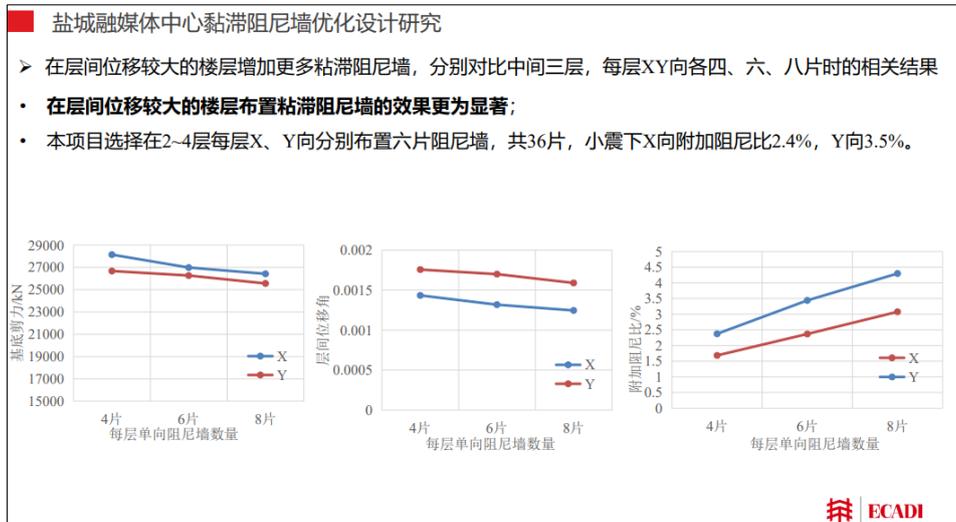


图 12 立面优化（三）

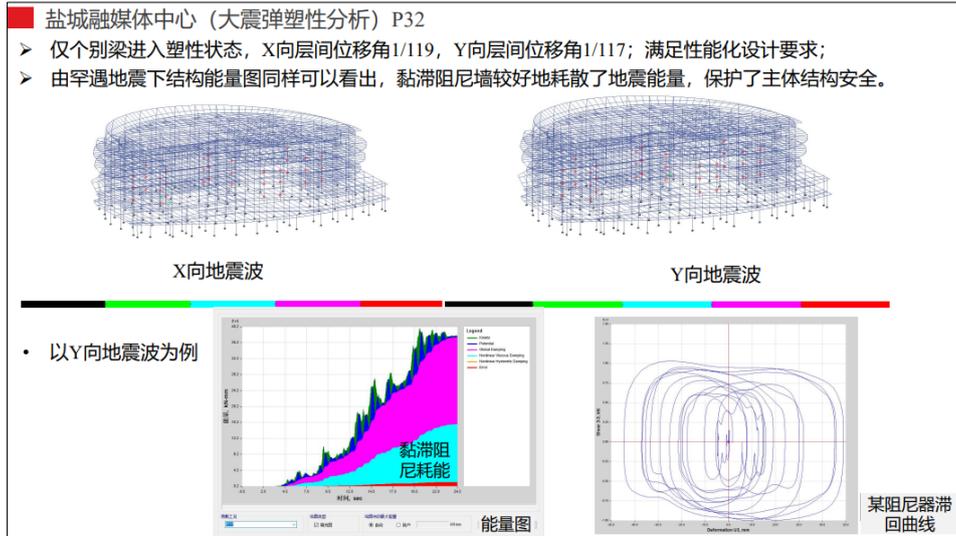


图 13 大震弹塑性分析结果

## 组合减震技术在设防地震正常使用医疗建筑中的应用

单位：中国中元国际工程有限公司

项目负责人：石诚

项目参与人：黄明；崔俊伟

使用软件：ETABS

## Application of Combined Seismic Energy Dissipation Technology for Medical Buildings in Normal Use Under the Fortification Intensity

Company: China IPPR International Engineering CO.,LTD.

Project Leaders: Shi Cheng

Project Participants: Huang Ming; Cui Junwei

### 内容简介

本项目初步设计完成于2021年11月，《建设工程抗震管理条例》（以下简称《条例》）颁布之初，河北省《建筑工程消能减震技术标准》颁布实施之前，业内专家学者围绕正常使用性能目标的研究和讨论处于起步阶段，关于正常使用的具体设计控制指标尚无规范或标准依据。参考《建筑抗震设计规范》性能化设计相关要求，以及国内学者对于楼层加速度的初步研究结果，本项目采用ETABS软件建模及分析，从结构承载力、层间变形和楼层加速度三个方面考虑，确定结构抗震性能目标。经过前期试算，混凝土结构附加消能减震技术在承载力、层间变形和楼层加速度各方面均难以满足既定的性能目标要求。结合项目所在地对医院建筑装配式建造的要求，本项目医疗类建筑采用钢结构+减震技术。病房楼结构高度43.5m，标准层平面布置东西向17跨，南北向3跨。钢框架整体刚度偏柔，长宽比较大，抗扭刚度较差，在高层病房楼中采用组合减震布置方案，在结构层间变形和楼层加速度响应双控目标下取得较好的效果。

### 应用亮点

1. 为充分发挥位移型、速度型两类消能器的技术特点，结合主体结构变形及加速度响应特性，减震装置沿楼层竖向采取组合布置（屈曲约束支撑BRB+黏滞阻尼器VFD）方案。
2. 为了研究组合减震方案的有效性和必要性，采用ETABS软件对比构建仅布置BRB的单一减震技术方案。结果表明，组合减震方案实现了结构层间变形和楼层加速度响应双控目标，BRB减震方案加速度放大明显，无法全面实现正常使用性能目标。
3. 病房楼无控结构（钢结构）的承载力及层间变形基本满足《条例》实施之前的抗震设计要求，采用位移型阻尼器和速度型阻尼器沿楼层竖向组合布置的减震方案后，不仅可以实现结构承载力性能大幅提升，更是可以兼顾结构变形及楼层加速度响应的双控需求，全面实现了正常使用性能目标。

## 成果展示

### 1. 结构性能目标、主体结构及减震技术选型

廊坊市人民医院总建筑面积 390630m<sup>2</sup>，建设内容包括门诊医技楼、三栋病房楼、行政科研楼、跨街连廊、发热门诊等（图 1），各结构单体的划分如图 2 所示。

本项目从结构承载力、层间变形和楼层加速度三个方面考虑，确定结构抗震性能目标见表 1。



图 1 建筑效果图

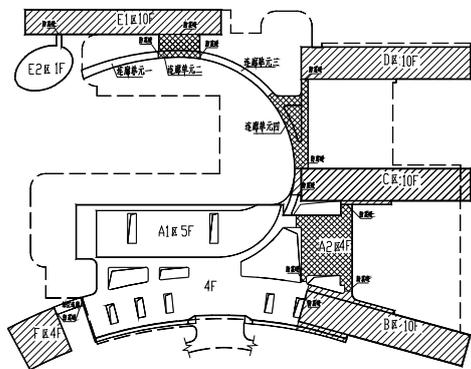


图 2 结构单元划分平面示意

表 1 结构及构件在不同水准地震作用下的性能目标

地震作用水准		多遇地震	设防地震	罕遇地震
层间位移角限值		1/250	1/200	1/90
楼层加速度		/	0.25g	0.45g
关键构件	子结构框架柱	弹性	弹性	允许少量进入塑性
	子结构框架梁	弹性	弹性	允许少量进入塑性
普通竖向构件	其余竖向构件	弹性	弹性	允许进入塑性
耗能构件	框架梁	弹性	弹性	允许进入塑性

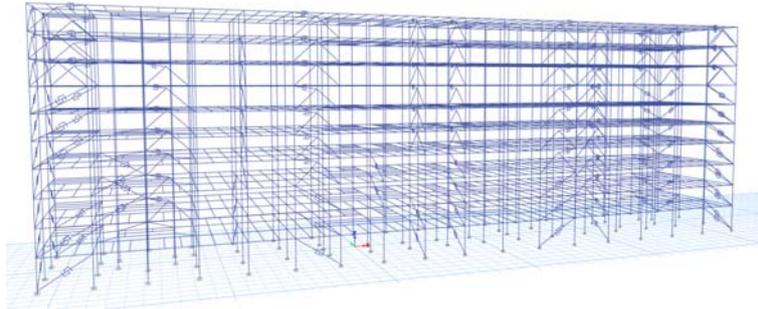
根据《条例》相关要求，本项目医疗建筑需采用隔震或减震技术。由于建筑方案单体众多且交错相连，高层和多层建筑相互咬合，隔震技术应用技术难度较大，因此本项目采用减震技术。经过前期试算，混凝土结构附加消能减震技术在承载力、层间变形和楼层加速度各方面均难以满足既定的性能目标要求。结合廊坊市地方政策文件对医院建筑装配式建造的要求，本项目医疗类建筑采用钢结构+减震技术。钢结构自重轻，强度高，具有较好的抗震性能，承载力设计易于满足设防地震较高的需求。多层建筑高度均为超过 24m，钢框架刚度相对较大，主要采取附加黏滞阻尼器的减震方案，在不增加主体结构刚度的情况下，主要为结构提供阻能耗能，也有利于楼层加速度响应的控制。高层钢结构的刚度相对欠缺，减震结构的层间位移控制与楼层减速度响应控制存在一定的互制因素：一方面，增加位移型消能器的数量或刚度，可以提高结构的刚度，使得层间变形的控制得到迅速解决；另一方面，通常结构刚度增加会导致加速度响应增大，不利于对医疗建筑中的非结构构件及设备仪器的正常使用保护。因此，高层病房楼的减震设计重点是探索可以实现层间变形及楼层加速度双控的减震布置方案。

### 2. 病房楼减震设计思路及消能器布置方案

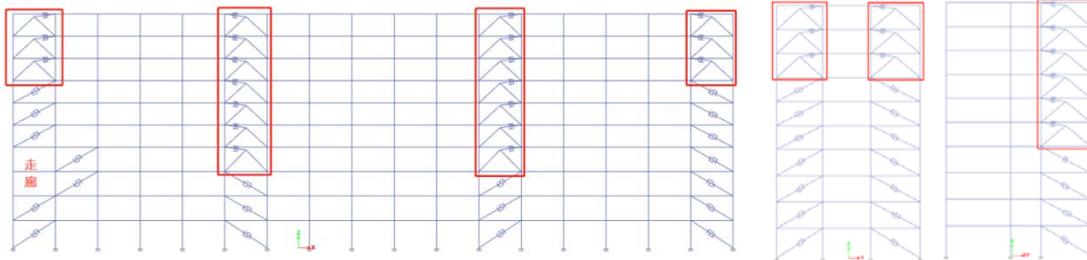
病房楼结构高度 43.5m，标准层平面布置东西向 17 跨，南北向 3 跨。钢框架整体刚度偏柔，长宽比较大，抗扭刚度较差。无控结构基本周期： $T_1=2.57s$  (X)， $T_2=2.41s$  (扭转)， $T_3=2.26s$  (Y)；无控结构多遇地震作用下层间位移角： $1/387$  (X)， $1/289$  (Y)。为充分发挥位移型、速度型两类消能器的技术特点，结合主体结构变形及加速度响应特性，减震装置沿楼层竖向采取组合布置（屈曲约束支撑 BRB+黏滞阻尼器 VFD）方案：BRB 的数量自下而上采用“正三角”递减布置，VFD 的数量自下而上采用“倒三角”递减布

置,即:1~3层 BRB 下部最多,4~7层除四角控制扭转保留 BRB,其余换为 VFD;8~10层 BRB 取消,仅布置 VFD。

病房标准层面积约 3250m<sup>2</sup>,一层~八层 X 向和 Y 向各布置 8 个消能器,约 203m<sup>2</sup>一个消能器;九层~十层数量略减。一层~十层共布置 152 个消能器,其中屈曲约束支撑 (BRB) 68 个,黏滞阻尼器 (VFD) 84 个。组合减震计算采用 ETABS 软件建模分析(图 3),黏滞阻尼器的间接连接钢支撑截面为方钢管 300x300x12。消能器力学性能参数见表 4,各层布置数量统计见表 5。



(a) 病房楼组合减震三维模型



(a) 消能器东西向切楯布置

(b) 消能器南北向切楯布置

图 3 组合减震三维模型及消能器切楯布置

表 4 组合减震两类消能器的力学参数

屈曲约束支撑					
编号	芯材材质	等效截面面积 (mm <sup>2</sup> )	屈服承载力 (kN)	极限承载力 (kN)	屈服后刚度比
BRB-1	LY160	22500	3500	7000	0.05
黏滞阻尼器					
编号	阻尼系数 C (kN/(m/s)) $\alpha$	阻尼指数 $\alpha$	设计阻尼力 (kN)	设计行程 (mm)	设计速度 (mm/s)
VFD-1	1000	0.25	750	$\pm 50$	350

表 5 消能器各层布置数量

层号	层高 (m)	黏滞阻尼器布置个数		屈曲约束支撑个数	
		X	Y	X	Y
10 层	4.1	6	6	0	0
9 层	4.1	6	8	0	0
8 层	4.1	8	8	0	0
5 层~7 层	4.1	4	4	4	4
4 层	4.5	4	4	4	4
2 层~3 层	4.5	2	2	6	6
1 层	5.1	0	2	6	6

### 3. 病房楼减震计算结果及方案对比

为了研究组合减震方案的有效性和必要性,对比构建仅布置 BRB 的单一减震技术方案:消能器布置及

总数量保持不变，将组合减震中的 VFD 全部替换为 BRB。根据结构刚度需求，BRB 的屈服承载力吨位沿楼层竖向自下而上分段减小（一层~三层：5000kN；四层~五层：3500kN；六层~七层：2500kN，八层~十层：1600kN）。为使得 BRB 尽早屈服，在设防地震下充分耗能，BRB 芯材材质均选择 Q160 软钢。

同时考虑主体结构和连接单元的非线性，采用相同的地震输入，对无控结构及两个减震方案进行动力弹塑性时程分析。以 1 条贴近规范反应谱的人工波分析结果为例，对比两个减震方案相对无控结构的减震控制效果（层间位移角，楼层加速度，结构损伤），结果如下：

(1) 层间位移角

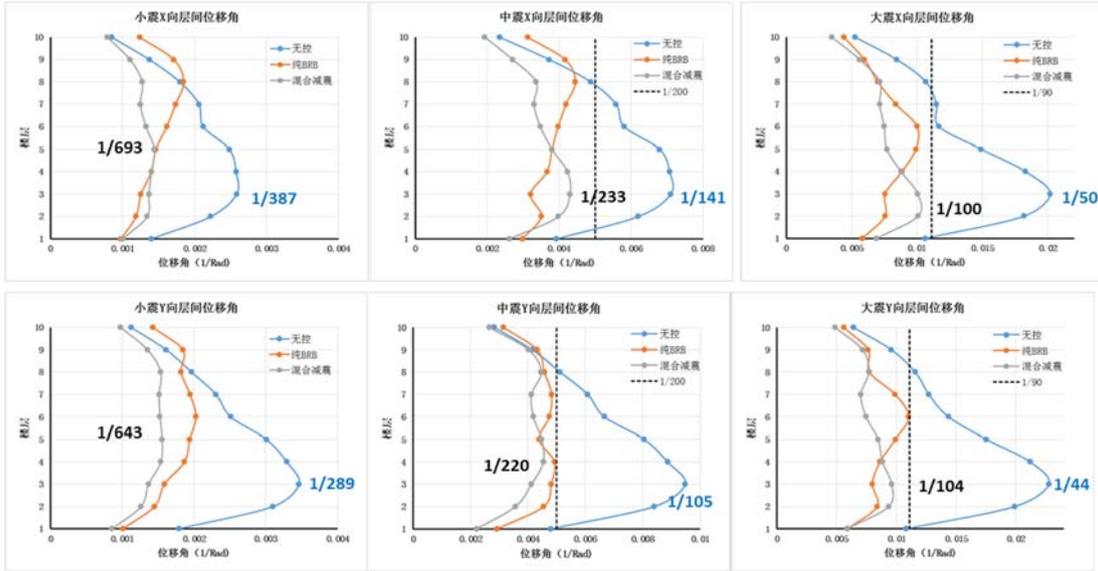


图 4 两个减震方案与无控结构的层间位移角对比

由图 4 对比可知，组合减震方案和 BRB 减震方案对层间位移角的减震控制效果明显，设防地震及罕遇地震下均可达到的 1/200 和 1/90 的预期目标。对比组合减震方案和无控结构的层间变形，罕遇地震相对设防地震的层间位移角减震效果没有明显下降，分析原因是组合减震方案中的 BRB 在设防地震下刚进入屈服或不屈服，在罕遇地震下 BRB 充分屈服耗能，控制结构损伤程度的同时避免了黏滞阻尼器非线性耗能能力下降的不足。

(2) 楼层加速度

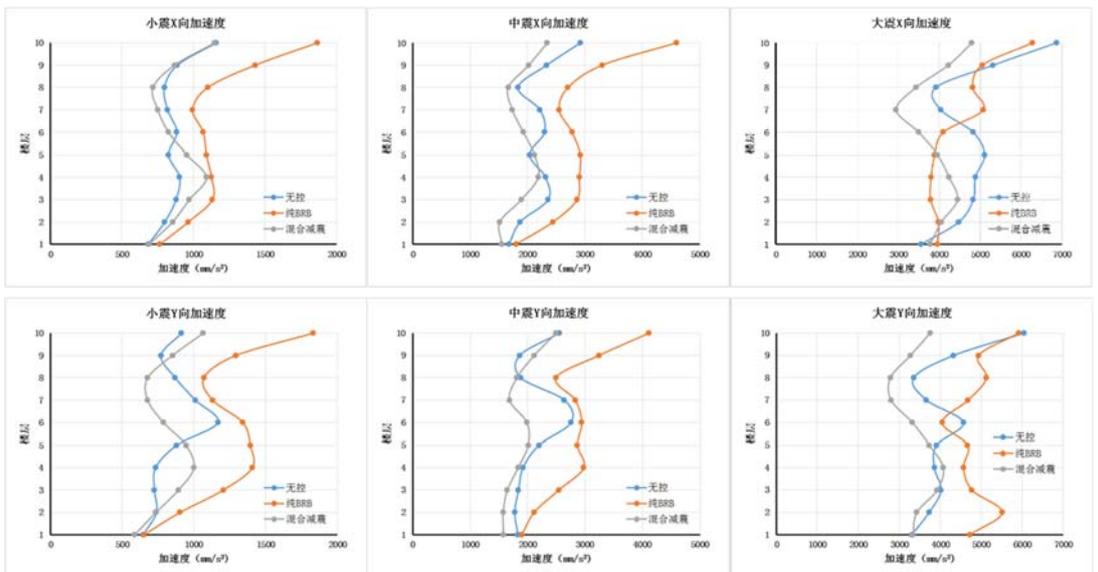
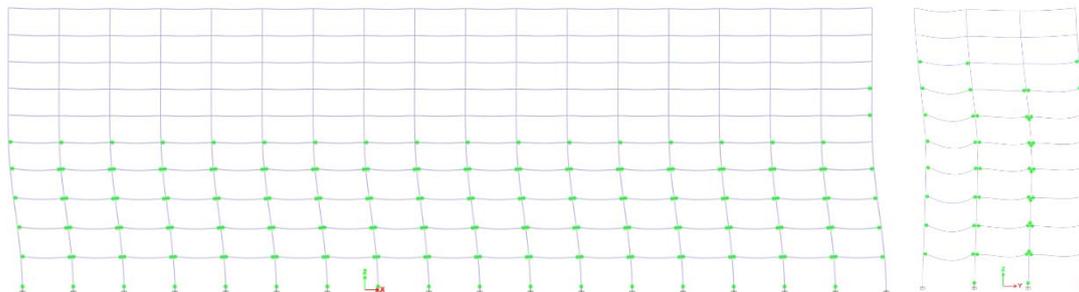


图 5 两个减震方案与无控结构的楼层加速度对比

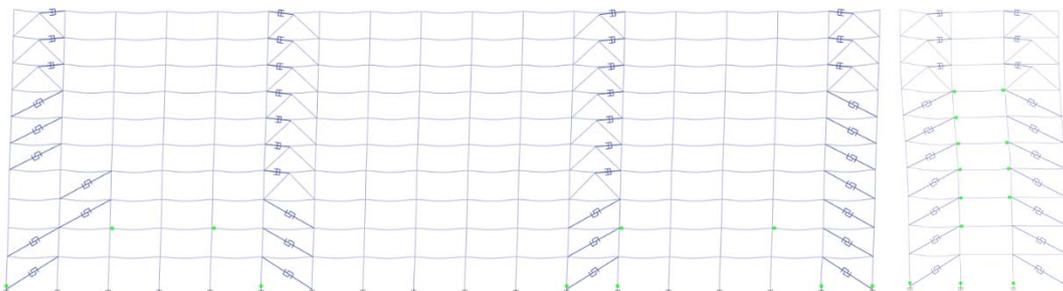
由图 5 对比可知，楼层加速度响应沿楼层竖向呈“S”型分布，无控结构在设防地震下的最大楼层加速

度接近 0.30g，组合减震方案实现了加速度响应不超过 0.25g 的设计目标并且在中上部楼层对加速度的控制效果明显。采用 Q160 软钢的 BRB 减震方案，相比无控结构的加速响应不降反增，最大响应大接近 0.45g；罕遇地震下组合减震方案实现了 0.45g 的加速度控制目标，无控结构损伤较为严重，加速度响应有所下降，BRB 减震方案的最大加速度响应达到 0.60g，相比组合减震方案增大明显。

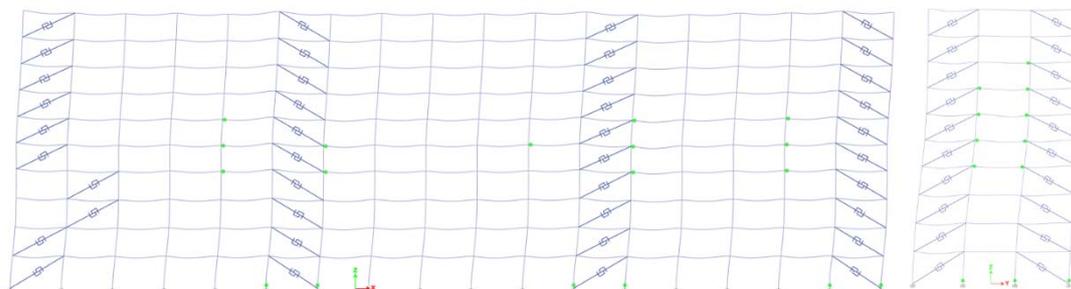
### (3) 结构损伤



(a) 罕遇地震下无控结构梁柱典型出铰情况



(b) 罕遇地震下组合减震结构梁柱典型出铰情况



(c) 罕遇地震下 BRB 减震结构梁柱典型出铰情况

图 6 两个减震方案与无控结构的结构损伤对比

由图 6 对比可知，罕遇地震下无控结构二层~六层层大量框架梁端屈服出铰，一层~六层均有框架柱端屈服出铰。组合减震结构出铰位置在二层~八层局部框架梁梁端；框架柱出铰较少（含局部），位置均在首层柱底。梁、柱塑性铰的可接受准则均为 B 点，未超过立即使用（IO）。

#### 4. 小结

(1) 病房楼无控结构（钢结构）的承载力及层间变形基本满足《条例》实施之前的抗震设计要求，采用位移型阻尼器和速度型阻尼器沿楼层竖向组合布置的减震方案后，不仅可以实现结构承载力性能大幅提升，更是可以兼顾结构变形及楼层加速度响应的双控需求，全面实现了正常使用性能目标。

(2) 以设防地震补充刚度为主的 BRB 减震方案，对结构承载力及结构变形的控制可实现与组合减震近似的减震效果，但对有楼层加速度的控制效果不降反增，无法全面实现正常使用性能目标。

## Dynamo + SAP2000/ETABS 可视化编程模块开发

单位：基准方中建筑设计有限公司

项目负责人：文志彬

使用软件：ETABS, SAP2000

## Development of Dynamo + SAP2000/ETABS Visual Programming Module

Company: JZfz Architectural Design Co., Ltd.

Project Leader: Punk Wen

### 内容简介

基于可视化编程平台 Dynamo 与 SAP2000、ETABS API 接口，开发了 Dynamo 与 SAP2000、ETABS、YJK、MIDAS Gen 等软件的交互模块(TigerKinForDynamo)。在 Dynamo 中可以将模型的几何信息、荷载、边界条件等快速地导入 SAP2000、ETABS 并实时地同步更新，大幅提高了 SAP2000、ETABS 的应用范围与可玩性，提高广大工程师的工作效率。同时 Dynamo 凭借其无缝衔接，利用本模块可直接将 SAP2000、ETABS 模型同步于 Revit 中，生成 BIM 模型，再配合 Revit 中的各类视图及明细表等功能实现正向设计 workflow。同时，工程师可基于本模块的相关电池进行可视化编程，完成更加复杂的功能，如一键生成多尺度壳元模型、一键创建壳元螺旋楼梯精细化模型、结合遗传算法实现斜柱位置、截面等优化，调用 YJK 模块提取盈建科钢筋计算结果并在 SAP2000 中为截面添加钢筋信息，用于塑性铰生成等。

### 应用亮点

1. 基于 SAP2000 OAPI 在可视化编程软件 Dynamo 中开发了 SAP2000 交互模块；
2. 基于 ETABS API 在可视化编程软件 Dynamo 中开发了 ETABS 交互模块；
3. 基于开发后的 SAP2000 模块，调用 Python 完成遗传算法的植入，并运用于实际工程的斜杆位置优化；
4. 基于开发后的 SAP2000 模块，实现了在 SAP2000 中框选杆件一键生成多尺度有限元模型的功能；
5. 基于开发后的 SAP2000/ETABS 模块，实现了 Dynamo 与 SAP2000/ETABS 的联动（同步更新），使得建模、方案调整更加便利。

## 成果展示

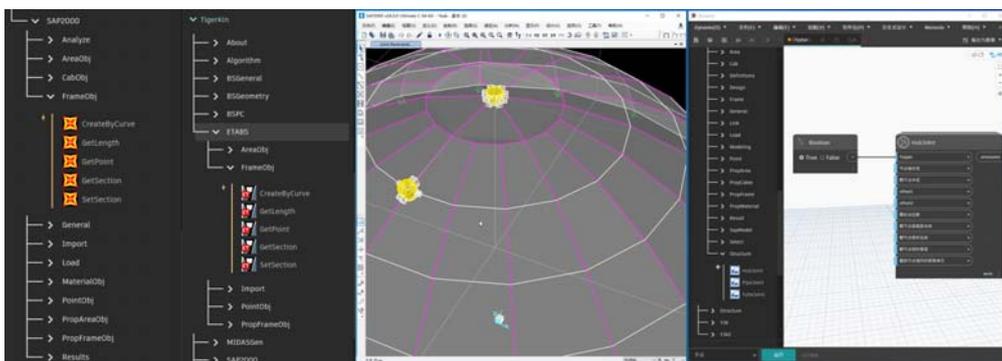


图 1 毂节点多尺度模型生成

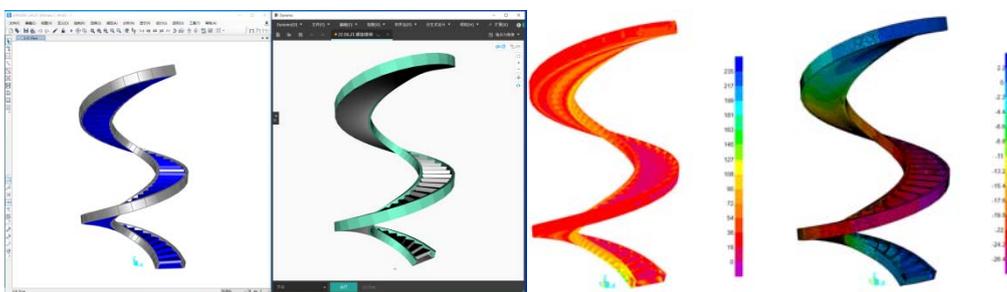


图 2 壳元螺旋楼梯参数化生成

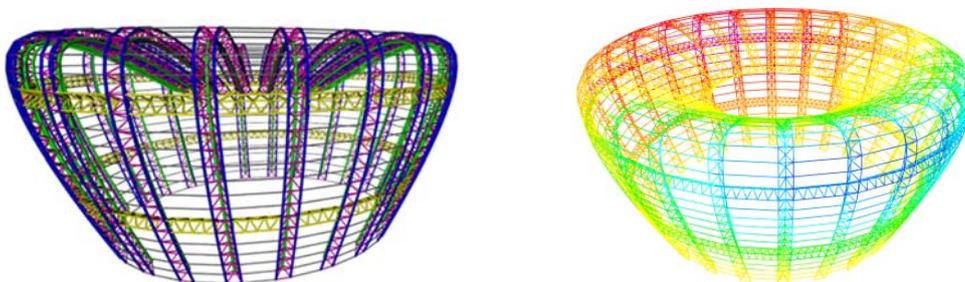


图 3 空间结构参数化建模+SAP2000 计算模型生成

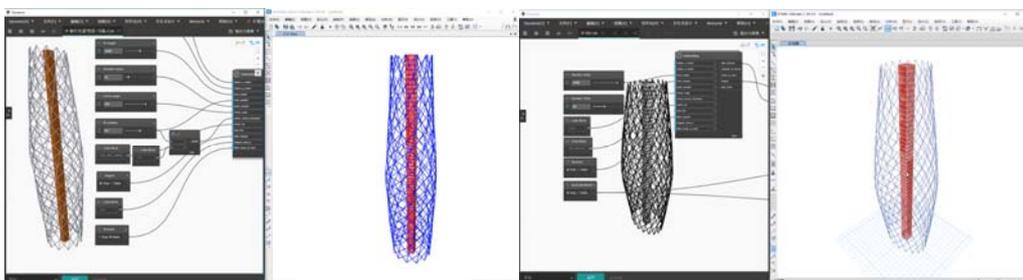


图 4 联动 SAP2000、ETABS

## 相关论文

1. 文志彬, 罗毅, 吴琴锋等. 基于 Dynamo+SAP2000 螺旋钢楼梯壳元计算模型参数化建模[J]. 建筑结构(已录用).

## SAP2000 二次开发—消能减震工具箱

单位：基准方中建筑设计有限公司

项目负责人：文志彬

使用软件：SAP2000

### Development of SAP2000 API —Energy Dissipation Toolbox

Company: JZfz Architectural Design Co., Ltd.

Project Leader: Punk Wen

#### 内容简介

随着《建筑工程抗震管理条例》的颁布与实施，对于两区、八大类项目，采用减、隔震技术日益增多。SAP2000 以其强大的计算分析能力与较高的精度，已成为减震、隔震首选的分析工具。

由于 SAP2000 为通用有限元分析软件，应用领域较为广泛，在前后处理方面没有提供减震设计的具体功能，为了提高设计效率，现基于 SAP2000 OAPI 开发了消能减震工具箱，包括了前处理、后处理、工具三个模块，可协助工程师高效完成基于 SAP2000 的减震分析工作。

程序包括减震器建模助手，时程工况助手，塑性设置工具，BRB 一键生成，悬臂墙式阻尼器一键创建，YJK 模型一键导入，YJK 钢筋批量导入（支持梁、柱、墙（分层壳）），全楼广义位移一键生成，SD 有效刚度迭代，SD 等代扁柱计算，PMM 工具，YJK 荷载组合导入，楼层指标批量提取，阻尼器后处理，阻尼器后处理 2（静力），附加阻尼比一键计算，滞回曲线绘制，塑性铰性能提取等多款效率工具。

#### 应用亮点

1. 快速创建阻尼器消能部件（如墙式阻尼器，支撑式阻尼器）；
2. 一键提取 YJK 等代斜杆并在 SAP2000 中创建 BRB 连接单元；
3. 一键提取附加阻尼比（规范法+累计能量比值法）
4. 一键导入 YJK 配筋信息（用于生成塑性铰）；
5. 一键提取阻尼器的出力、位移等信息；
6. 一键导入多条地震波，并创建时程工况，调整 EPA；
7. 输出数据格式按减震报告格式编制，大幅提高减震报告的编制效率。

成果展示



图 1 悬臂墙式阻尼器快速建模

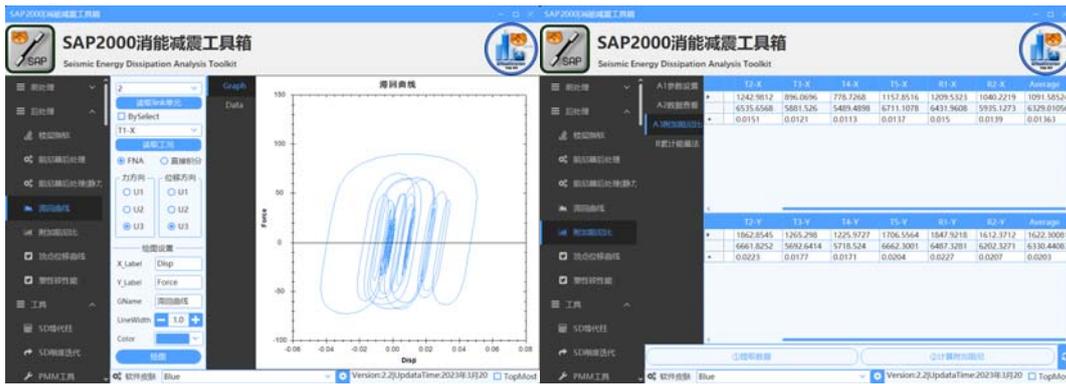


图 2 阻尼器滞回曲线绘制图

图 3 一键提取规范法附加阻尼比



图 4 读取 YJK 模型等代杆生成 SAP2000 连接单元图

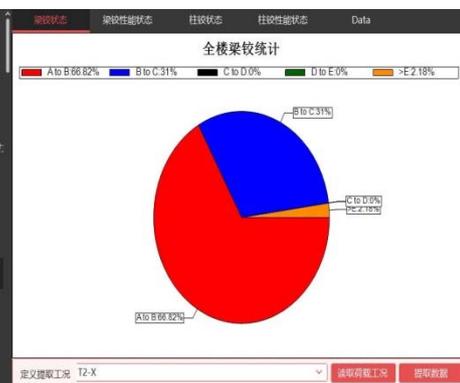


图 5 塑性铰性能统计-用于大震破坏宏观判断

## ETABS/SAP2000 API 在结构设计过程中的运用

单位：华东建筑设计研究院有限公司事业四部

项目负责人：黄永强

项目参与人：罗遥

使用软件：ETABS, SAP2000

## Applications of ETABS/SAP2000 API in the Process of Structure Design

Company: Fourth Division, East China Architectural Design & Research Institute Co., Ltd.

Project Leader: Huang Yongqiang

Project Participant: Luo Yao

### 内容简介

ETABS/SAP2000 API 的开放性和全面性给设计者在建模、分析、优化过程中带来很多便利。通过以下案例介绍 ETABS/SAP2000 API 在结构设计中的应用。

- 通过 Excel VBA 控制楼层关键点坐标，实现立面渐变超高层建筑快速建模；
- 结合虚功原理分析各类构件对整体结构的贡献度，研究超高层结构中各类构件使用效率，并以提高各构件的使用效率为目标，对截面进行优化；
- 利用 ETABS API 提取狗骨式节点截面削弱处及梁端内力，研究塑性铰是否会优先在削弱处出现；
- 通过雨流计数法统计 BRB 在罕遇地震的封闭滞回环，利用 Miner 准则，根据线性累加法得到 BRB 的累计损伤；
- 在 ABAQUS 中运行 Python 脚本，实现 SAP2000 模型中复杂节点在 ABAQUS 中的快速建模。

### 应用亮点

参数化建模，虚功原理，狗骨式节点，BRB 累计损伤评估，复杂节点在 ABAQUS 中快速建模。

### 成果展示

#### 一、利用 Excel VBA 控制楼层关键点坐标，实现立面渐变超高层建筑快速建模。

受多种因素影响，建筑平面轮廓在不同高度的大小及形态不尽相同，特别是超高层建筑，一般会呈现“下大上小”或“中间小两头大”的形态，这使得建筑外周的竖向构件在立面上呈现一定的倾斜状态。同时立面渐变的高层建筑，各层平面的外围竖向构件的平面定位极为繁琐。

为减小建模的工作量，先用 ETABS 搭建立面无收进的模型；再利用 Excel VBA 控制各层斜向构件节点的坐标更新，从而达到结构立面变化的效果。具体流程和建模效果如下所示。

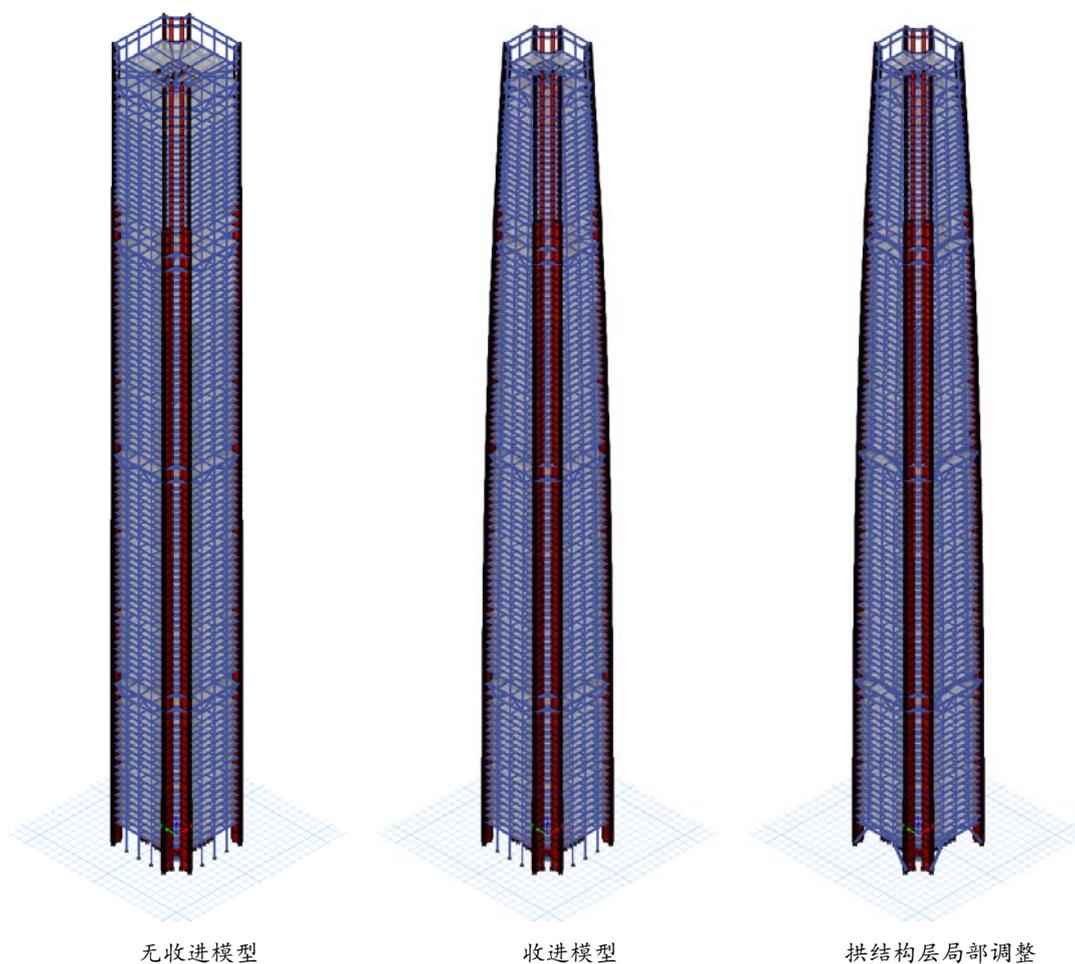


图1 参数化建模示意

## 二、基于虚功原理的结构优化

通过虚功原理分析各类构件对整体结构的贡献度，研究超高层结构中各类构件使用效率，首先可以帮助设计师直观的识别结构中的高效构件，其次可以为结构构件截面的优化提供方向，来提高各类构件的使用效率，从而尽可能的节省超高层建筑的材料造价成本。

将超高层结构整体看作一根构件，以顶点位移为例，在顶点处施加单位水平力，并以风工况下的真实位移作为虚位移。基于 ETABS 的 API 功能结合 VBA 编程，实现了通过 Excel 调用 ETABS 自动计算结构

的整体虚功，并运用图乘法来代替积分运算输出各个构件的虚功值。

由下图可以看出，虚功占比最大为巨柱和核心筒，其次为伸臂桁架，这三者都是主要的抗侧力构件。以核心筒的优化为例，核心筒的轴力虚功占比最高，为 81.45%，因此先按轴力的虚功来优化墙肢。

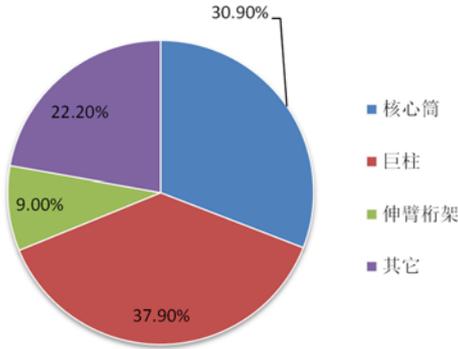


图 2 各类构件虚功占比

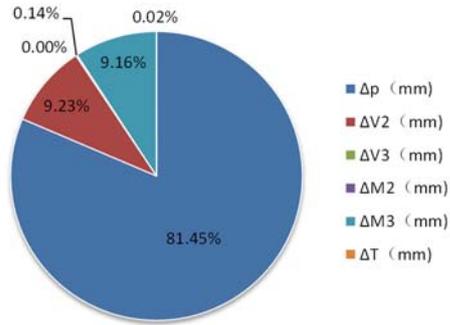


图 3 核心筒各内力分量虚功占比

通过调整构件截面尺寸，让各构件的应变能密度接近，可使得材料用量减少时，结构刚度（变形）保持不变。以核心筒墙厚  $B_i$  为优化变量，选取合适的目标应变能密度  $v_{e0}$  值，基于轴力虚功项，可得到优化后的墙厚  $B_i = \sqrt{\frac{P\bar{P}}{6\alpha v_{e0} E F H_i^2} \times 10^{-9}}$ ，同时墙肢厚度需满足剪压比和轴压比要求。利用虚功原理，最终核心筒墙厚优化结果为①低区墙厚增加，特别是角部墙肢；②中高区内墙墙厚减小；③中高区中部外墙墙厚减小；④桁架层外墙墙厚增加。优化后墙肢材料用量优化了约 9%，结构顶层位移基本不变。

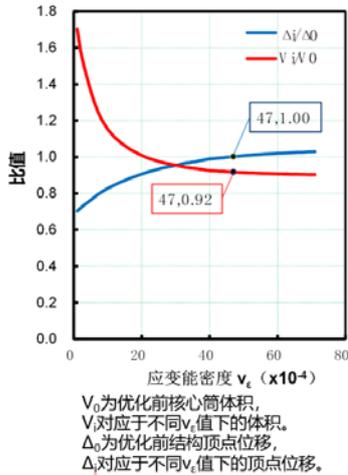


图 4 目标应变能密度取值

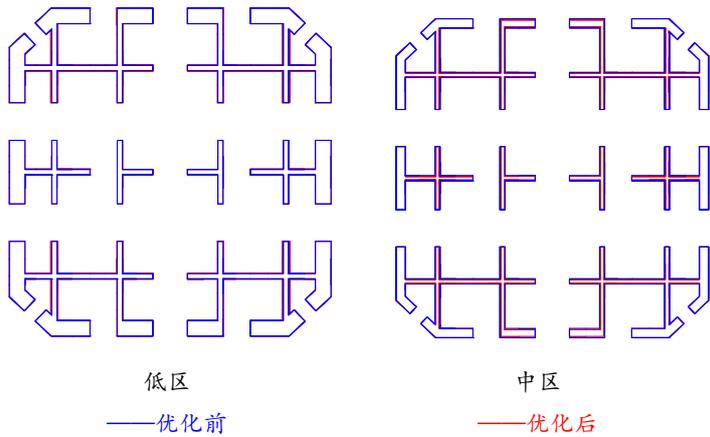


图 5 优化前后核心筒墙肢厚度对比

### 三、狗骨式节点临界截面削弱系数

为探究中美规范是否可以满足“塑性铰优先出现在截面削弱处 (RBS)”的设计目标，假定 RBS 与梁端截面同时进入屈服作为临界状态，此时的截面削弱系数定义为临界截面削弱系数。为进一步探究实际项目的临界截面削弱系数，利用 ETABS API 得到各类框架梁在不同工况下在 RBS 处及梁端的弯矩，从而确定弯矩折减系数，进一步可确定临界截面削弱系数。研究发现，在地震组合下，弯矩折减系数多大于新钢规中的 0.8，根据新钢规计算的截面削弱系数均小于临界削弱系数，不能完全保证塑性铰外移，故设计人员在校核时需谨慎使用。

### 四、BRB 在随机地震下累计损伤评估

在进行屈曲约束支撑钢框架结构的弹塑性时程分析时，设计者的关注点多集中于屈曲约束支撑滞回曲

线及耗散能量，往往忽略了屈曲约束支撑构件自身的低周疲劳性能。文献研究表明，累计塑性变形率无法全面评价地震作用下由阻尼器塑性变形引起的和高周疲劳引起的两方面的损伤，故补充按照疲劳特性进行评估。罕遇地震作用下的屈曲约束支撑损伤，可以通过雨流计数法统计屈曲约束支撑的封闭滞回环，从而转化为变幅损伤的计算。

通过 ETABS 进行弹塑性时程分析，得到各 BRB 的应变时程曲线。对 BRB 的应变时程函数进行处理，利用 ETABS API 程序，运用雨流计数法统计所有支撑在罕遇地震下屈曲约束支撑的封闭滞回环。根据上述统计结果，利用 Miner 准则，根据线性累加法得到 BRB 的累计损伤。

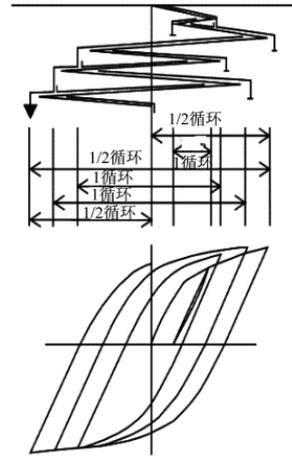


图6 雨流计数法和应力-应变滞回曲线

### 五、SAP2000 节点导入 ABAQUS

在设计过程中，对于一些复杂的节点或是关键的构件，我们有时候会采用 ABAQUS、ANSYS 等通用有限元软件进行分析。在这一过程中，建模往往会花费大量的时间。ABAQUS 提供了利用 Python 进行二次开发的能力。在 ABAQUS 中搭建好 Python 开发环境，通过 SAP2000 API，可以使 ABAQUS 直接访问 SAP2000 的模型信息。

在 SAP2000 中选择一个节点，通过 Python 可以读取与该节点相连的构件的截面尺寸、材料属性、端点坐标、局部轴转角等。根据这些信息，可以快速地在 ABAQUS 中完成生成部件、赋予截面属性、部件组装等步骤，减少建模工作量。

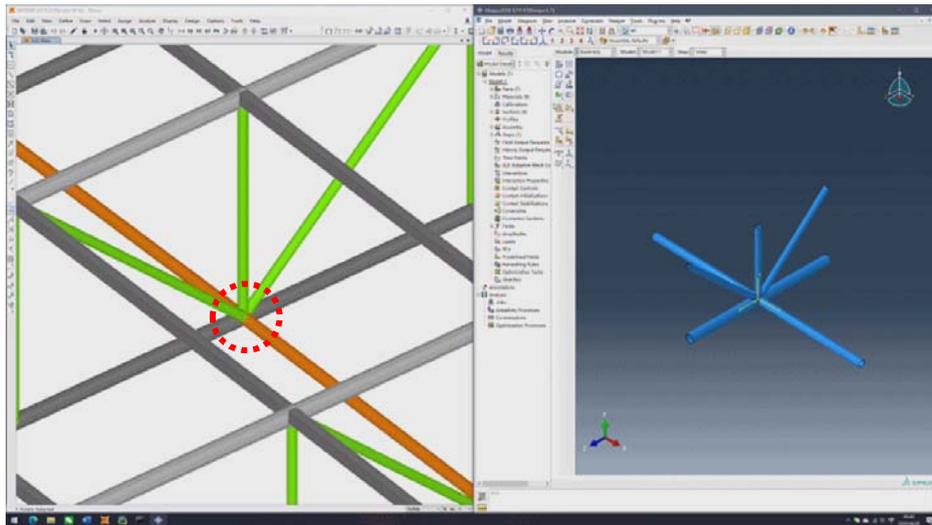


图7 SAP2000 节点导入 ABAQUS

## 超限报告自动生成平台 AUTOEPR 与 ETABS 二次开发

单位：深圳市华阳国际工程设计股份有限公司

项目负责人：张琳；曾明

项目参与人：张学民；程华群；张德龙；王国安；石星亮；陆秋风；李文斌；张帆；温李山；曹勇龙；韩艳波

使用软件：ETABS

### Automatic Report Generation Platform for Ultralimit Project Based on ETABS OAPI

Company: Shenzhen Capol International & Associates CO., LTD

Project Leaders: Zhang Lin; Zeng Ming

Project Participants: Zhang Xueming; Cheng Huaqun; Zhang Delong; Wang Guoan; Shi Xingliang; Lu Qiufeng; Li Wenbin; Zhang Fan; Wen Lishan; Cao Yonglong; Han Yanbo

#### 内容简介

在当前房地产经济飞速发展的大环境下，项目要求高周转，报告质量要求却严格，因此，对设计人员编写超限报告的效率有了更高的要求。此外，由于建筑方案的多次调整和改动，结构工程师往往需要进行大量的报告修改和重复劳动。因此，为了提高设计人员编写超限报告的效率，超限自动生成报告平台（以下简称 AUTOEPR）应运而生。本软件将结合规范标准对超限结构各项整体指标和各类构件进行分析与验算，自动生成标准、统一、美观的结构分析报告。

#### 应用亮点

1. 小震模块中，自动处理 YJK 和 ETABS 的计算结果，并进行对比分析，直接生成小震验算文本和数据图表；
2. 中震模块中，基于 ETABS 计算结果进行中震作用下各构件的抗震性能验算，并自动生成中震验算文本和数据图表。

## 成果展示

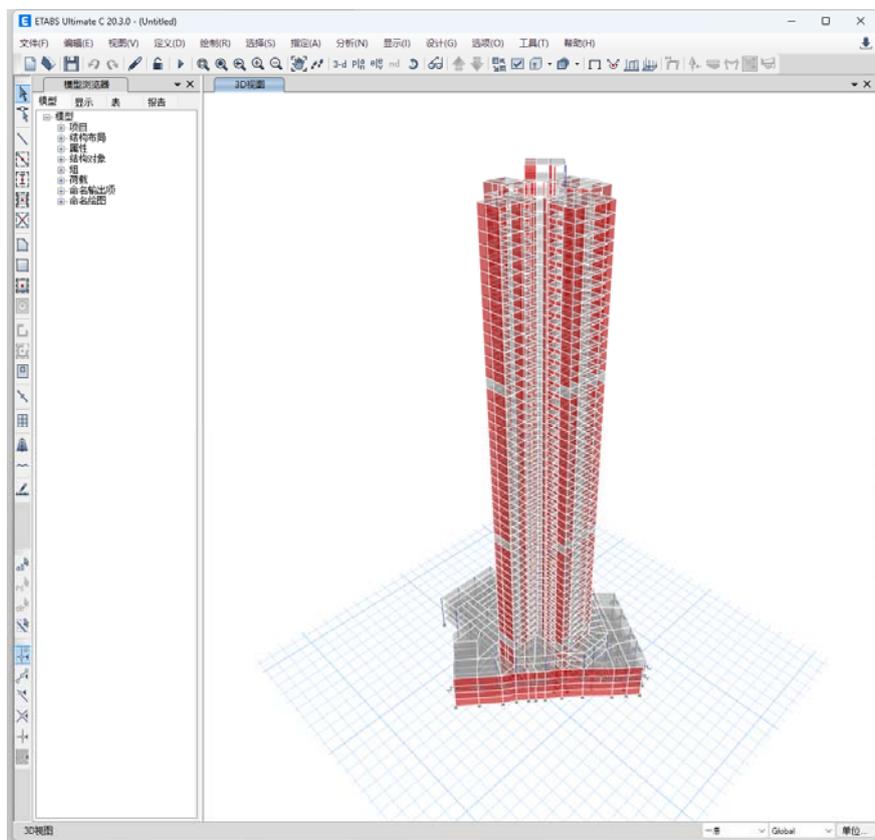


图 1 ETABS 示例模型

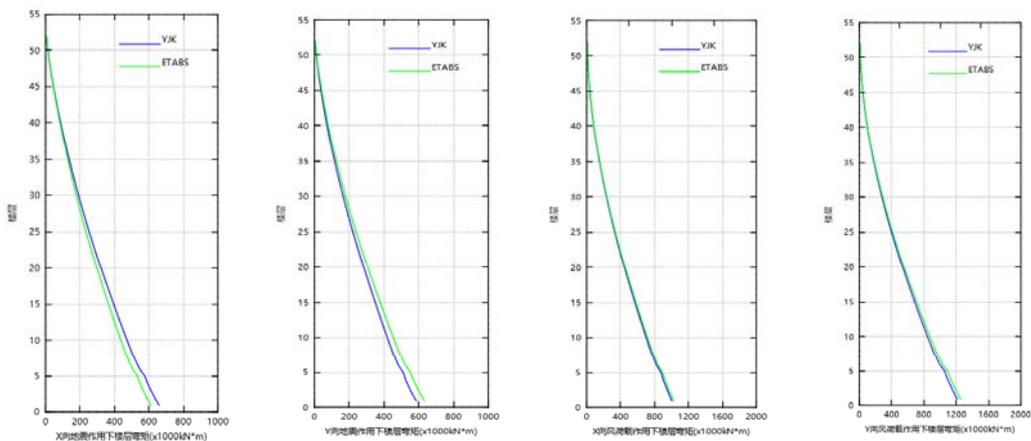


图 6.2-3 水平荷载下楼层弯矩曲线



## 基于参数化技术的超高层建筑结构智能设计方法研究与应用

单位：中南建筑设计院股份有限公司

项目负责人：张慎

项目参与人：尹鹏飞；王杰

使用软件：ETABS

## Research and Application of Intelligent Design Method of Super High-rise Building Structure Based on Parametric Technology

Company: Central-south Architectural Design Institute Co., Ltd.

Project Leader: Zhang Shen

Project Participants: Yin Pengfei; Wang Jie

### 内容简介

在数字化、智能化技术快速发展的当下，建筑设计行业依旧面临着设计效率低、数字化程度低的问题。随着竞争日趋激烈，人力成本不断上升，如何提高设计效率，降低人力成本，是当前亟需解决的问题。住建部《关于推动智能建造与建筑工业化协同发展的指导意见》中也提出，要以数字化、智能化升级为动力，加大智能建造在工程建设各环节应用。因此，本课题聚焦于超高层建筑结构方案设计相关的智能化技术研究，以提高设计效率、降低人力成本、节省工程造价。通过调研和总结，超高层建筑结构在方案设计阶段主要存在以下三个问题：

(1) 结构模型体量大，建模效率低。超高层建筑结构体量大，结构构件多，导致建模工作量巨大，传统手工建模方式由于效率较低，常常会消耗大量的人力和时间用于建模，这同时也限制了工程师对更优方案进一步探索的可能。虽然部分研究在某些项目上采用参数化技术在一定程度上解决了手工建模效率低的问题，但未进行系统性研究，未形成有效的解决方案，难以在其他项目上推广应用。

(2) 结构方案比选工作量大、主观性大，缺乏量化评价方法。在方案设计阶段进行结构体系与结构布置的比选，确定合理的结构方案，对于节省成本和提高结构整体性能有着重要意义。超高层建筑结构方案比选常规方法是专家根据结构计算结果通过会议评审的方式选出最优方案，该类方法难以综合各项因素对结构方案进行综合评价，无法对结构方案进行量化评价，受主观经验影响大。另外，结构方案比选时，工程师需要提取大量结构工程指标及经济指标进行对比，工作量大，效率低。

(3) 结构优化成本大，缺乏高效的结构优化工具。结构优化设计是提高结构安全性、降低工程造价的有效手段，当前常用的方法是根据设计需要和规范要求，根据结构计算结果多次手动调整结构布置或是截面尺寸的方式来实现结构优化，该方式工作量大，人力成本和时间成本消耗大，且在面对超高层建筑结构这类复杂结构的优化问题时，手动调整方式很难获得较好的优化效果，需要借助更加高效的优化算法和优化工具。

针对上述问题，本应用方案基于 Rhino 和 ETABS 软件平台，以参数化技术为基础，结合模糊综合评价法和智能优化算法，对超高层建筑结构进行快速建模、自动方案比选和结构智能优化，实现从建筑方案到结构方案的全过程一体化设计及参数优化，并开发了一套用于方案设计的超高层建筑结构智能设计系统。

本应用方案极大地提高了超高层建筑结构方案设计效率，实现了从建筑方案快速生成多方案结构模型，并快速完成结构方案比选与结构优化的目标，在提高设计效率和设计质量的同时，节约了工程造价，获得良好的经济效益。此外，本方案成果已在国内外多家高等院校、科研院所、设计机构等单位推广应用，拥有超过 400 名用户，社会效益显著。

## 应用亮点

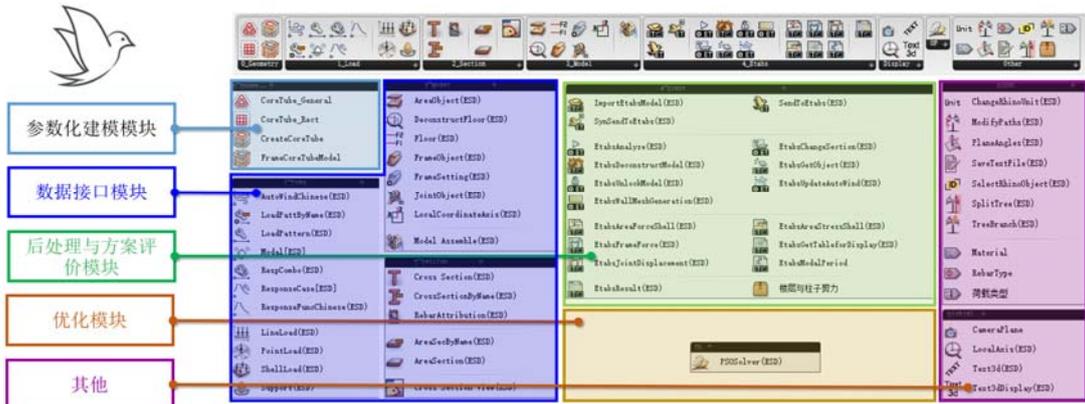
1. 通过梳理超高层建筑结构内部逻辑关系，以参数化技术为基础，提出了模块化的超高层建筑结构参数化建模方法，以 Grasshopper 软件为平台开发了超高层建筑结构智能设计辅助软件 Swallow，该软件可以根据超高层建筑曲面参数化生成结构分析模型，并调用 ETABS 软件进行结构计算分析，实现了超高层建筑结构方案的快速建模和建筑-结构一体化设计，提高建模速度 10 倍以上，节省人力投入 50%。
2. 以模糊综合评价法为基础，创建了一套超高层建筑结构方案量化评价方法，在定量评价结构整体力学性能指标和经济指标的基础上，实现了对结构方案的量化评价，并以 ETABS 软件为平台开发了超高层建筑结构方案比选软件 CSESE，实现了超高层建筑结构方案的智能选型。
3. 利用自主开发的 Swallow、CSES 软件和遗传算法、粒子群算法等智能优化算法建立了一套基于参数化技术的超高层建筑结构智能化设计系统，让建筑师与结构工程师可以基于同一设计环境进行协同设计，形成了一套从建筑方案到结构建模、计算、评价和优化的全过程自动设计解决方案，实现了结构方案的智能优化设计。

## 成果展示

1. Swallow 软件简介

创新创意 至诚至精  
PIONEER IN CREATIVE DESIGN

□ 软件界面



The screenshot displays the Swallow software interface with a toolbar at the top and a main workspace. On the left, a vertical list of modules is shown, each with a colored box and a label: '参数化建模模块' (Parameterized Modeling Module) in blue, '数据接口模块' (Data Interface Module) in purple, '后处理与方案评价模块' (Post-processing and Scheme Evaluation Module) in green, '优化模块' (Optimization Module) in orange, and '其他' (Other) in pink. Lines connect these labels to specific components within the software interface, such as 'CoreTube\_General', 'AreaJoint (E2D)', 'ExportEtabModel (E2D)', and 'SendEtab (E2D)'.



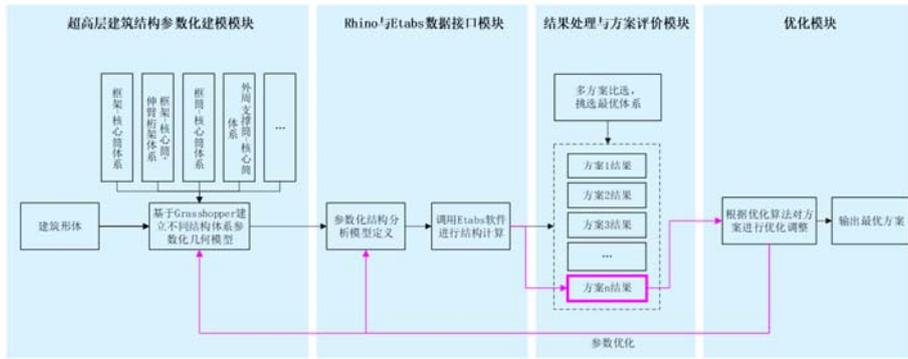


CSADI  
中南建筑设计院

## 1. 背景介绍

创新创意 至诚至精  
PIONEER IN CREATIVE DESIGN

### 技术路线

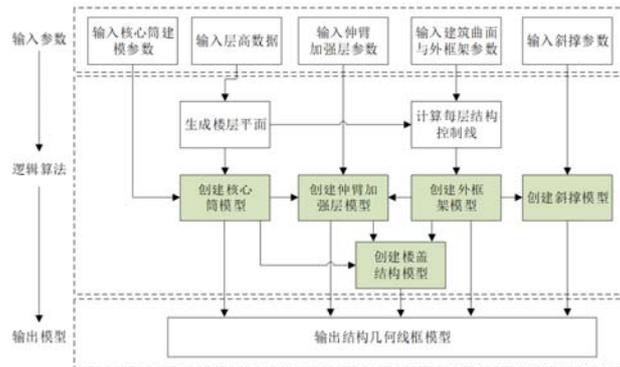


CSADI  
中南建筑设计院

## 2. 关键技术与工具开发——参数化建模技术

创新创意 至诚至精  
PIONEER IN CREATIVE DESIGN

### 超高层建筑结构参数化建模



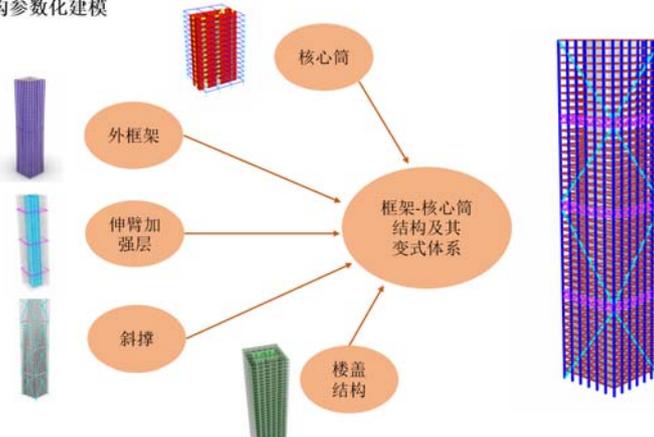
参数化建模逻辑

CSADI  
中南建筑设计院

## 2. 关键技术与工具开发——参数化建模技术

创新创意 至诚至精  
PIONEER IN CREATIVE DESIGN

### 超高层建筑结构参数化建模



CSADI  
中南建筑设计院

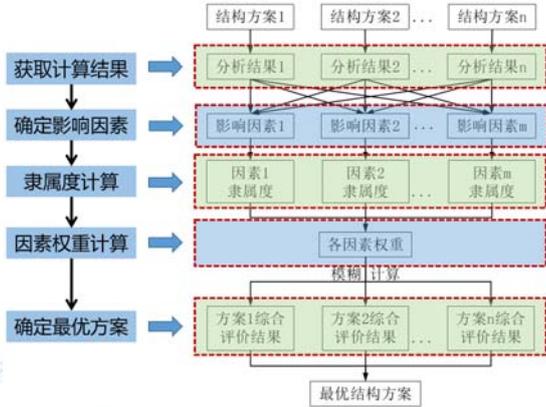
## 2. 关键技术与工具开发——模糊综合评价技术

PIONEER IN CREATIVE DESIGN

### □ 结构方案比选数学模型

结构方案比选是一个具有不确定性关系的综合决策问题，目前解决这类问题最好的方法之一就是**模糊数学综合评判法**，其一般步骤如图所示。

**隶属度**：某方案的某一因素隶属于最优方案的程度。  
**因素权重**：因素对评价对象的重要程度。



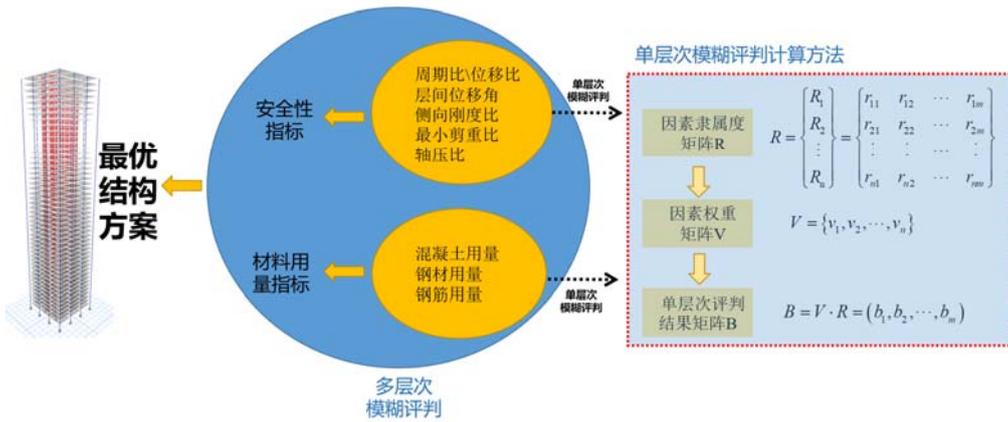
## 2. 关键技术与工具开发——模糊综合评价技术

PIONEER IN CREATIVE DESIGN

### □ 结构方案比选数学模型

综合评判结果矩阵B

#### ➢ 模糊评价算法

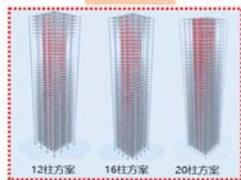


## 2. 关键技术与工具开发——模糊综合评价技术

PIONEER IN CREATIVE DESIGN

### □ 结构方案比选数学模型

待评价方案



计算分析

影响因素计算结果

方案	周期比	位移比	层间位移角	侧向刚度比	最小剪重比	轴压比	钢材用量	混凝土用量
12柱方案	0.303	1.02	1/911	1.0	0.618%	0.93	5236t	27598.08m³
16柱方案	0.313	1.03	1/973	1.0	0.623%	0.80	5554t	28785.46m³
20柱方案	0.328	1.02	1/1095	1				

影响因素隶属度

影响因素权重

一级指标 {0.5, 0.5}

二级指标 {0.17, 0.08, 0.08, 0.27, 0.03, 0.03, 0.27, 0.07}

模糊评判结果

方案一：0.971

方案二：0.962

方案三：0.943



## 2. 关键技术与工具开发——模糊综合评价技术

创新创意 至诚至精  
PIONEER IN CREATIVE DESIGN

### □ 结构方案比选程序研发

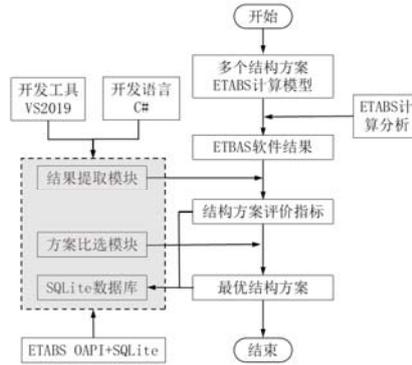
#### ➢ 技术路线

以ETABS软件为平台，利用ETABS OAPI及Visual Studio2019/C#开发，程序分为三大模块。

(1) 结果提取模块：读取ETABS计算结果，统计结构整体性能指标和经济性指标，并写入数据库。

(2) 方案比选模块：根据方案比选信息，采用多层次模糊综合评价法选出最优的结构方案。

(3) 自定义SQLite数据库：记录项目整体信息、计算结果信息以及结构方案比选结果。



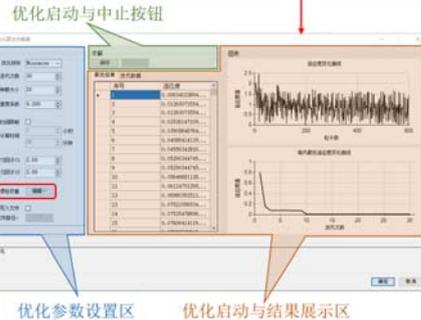
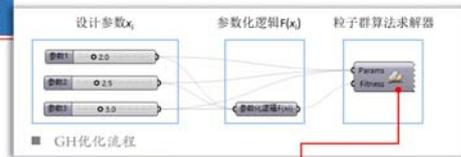
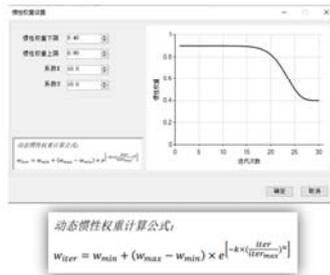
## 2. 关键技术与工具开发——智能优化技术

CSADI  
中南建筑设计院

### □ 粒子群算法求解器

#### ➢ 基于Grasshopper平台的粒子群算法求解器

- 通用的优化工具，可用于高层结构截面尺寸优化、结构布置优化等多种参数优化问题求解；
- 齐全的图表显示窗口，直观展示优化结果；

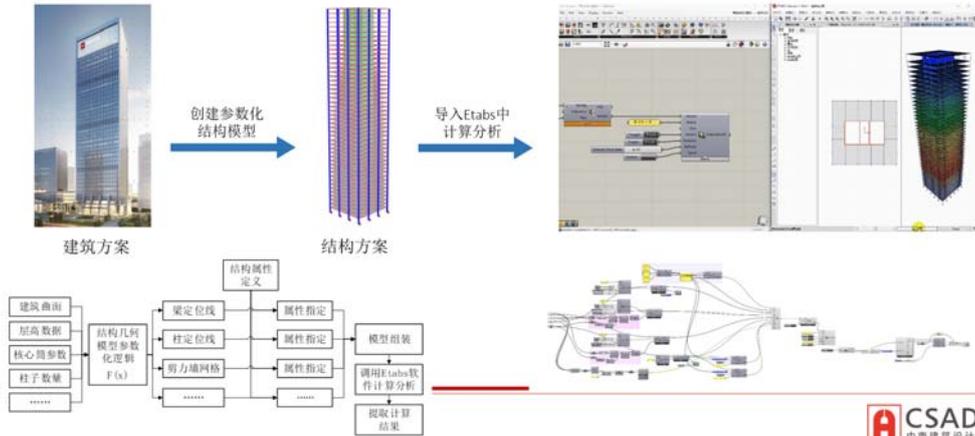


## 3. 工程案例

创新创意 至诚至精  
PIONEER IN CREATIVE DESIGN

### □ 某200m超高层建筑

#### ➢ 参数化建模



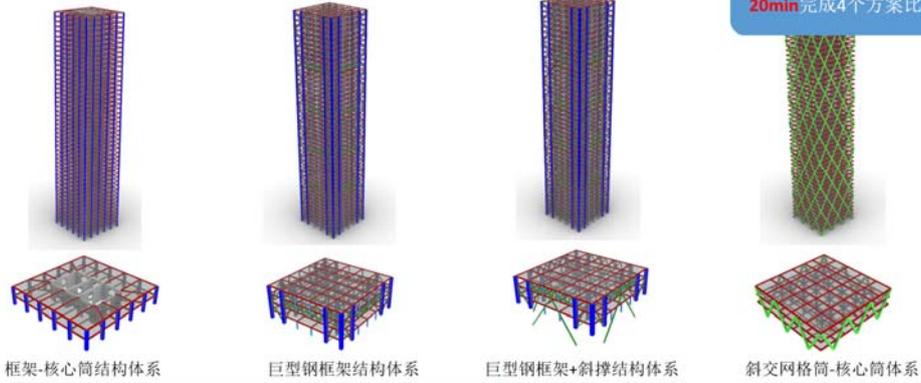
CSADI  
中南建筑设计院

### 3.工程案例

PIONEER IN CREATIVE DESIGN

□ 某200m超高层建筑  
 > 参数化建模

5min完成单个方案设计  
 20min完成4个方案比选



框架-核心筒结构体系

巨型钢框架结构体系

巨型钢框架+斜撑结构体系

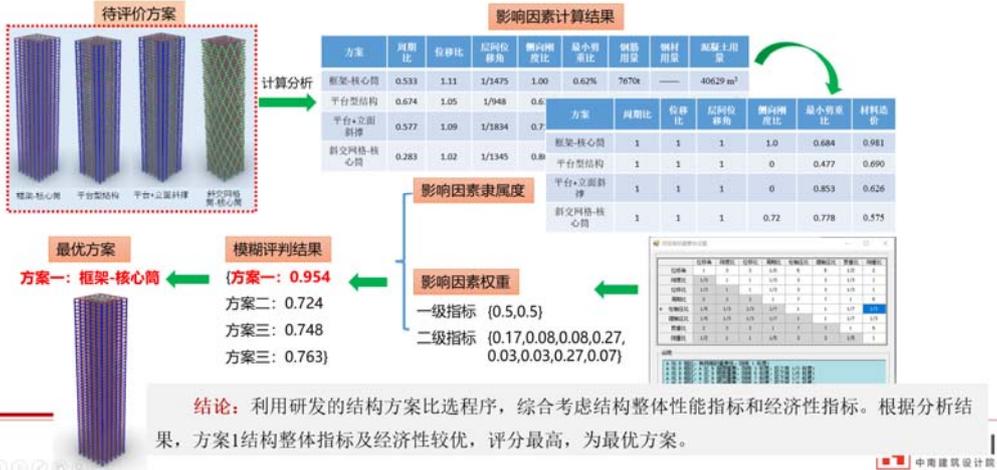
斜交网格筒-核心筒体系



### 3.工程案例

PIONEER IN CREATIVE DESIGN

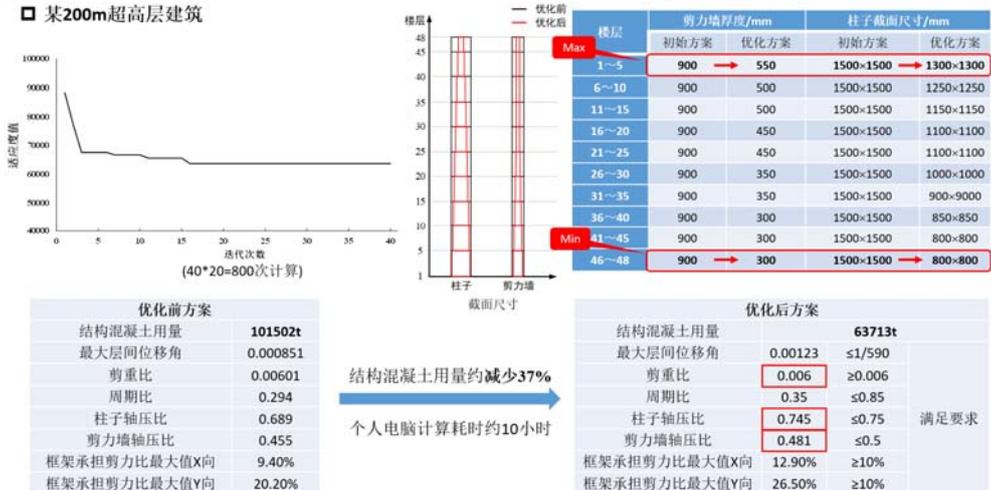
□ 某200m超高层建筑



### 3.工程案例

PIONEER IN CREATIVE DESIGN

□ 某200m超高层建筑



### 3.工程案例

创新创意 至诚至精  
PIONEER IN CREATIVE DESIGN

□ 某400m超高层建筑

➢ 塔楼结构体系

- 塔楼采用混凝土框架核心筒+一道伸臂桁架结构体系
- 结构高宽比: 6.7<7
- 核心筒高宽比: X向11.9, Y向13.8
- 在建筑中上部的避难层(66层)设置一道结构加强层

考虑建筑功能需要,中柱在12层以下向两侧倾斜,呈“八”字形布置。

12F  
外框架 核心筒 整体结构  
加强层 标准层  
混凝土框架核心筒+一道伸臂桁架

CSADI 中南建筑设计院

### 3.工程案例

创新创意 至诚至精  
PIONEER IN CREATIVE DESIGN

□ 某400m超高层建筑

待评价方案

计算分析

影响因素计算结果

方案	高宽比	位错比	层间位移角	核心筒高宽比	最小剪重比	侧扭用第六	配层上用量/m <sup>2</sup>
方案1	0.275	1.16	1/1011	1.00	0.467%	22164.52	122752.4
方案2	0.288	1.09	1/1315				
方案3	0.291	1.09	1/1307				
方案4	0.292	1.09	1/1239				
方案5	0.288	1.09	1/1175				
方案6	0.282	1.09	1/1114				

影响因素隶属度

影响因素权重

一级指标 (0.5,0.5)  
二级指标 (0.17,0.08,0.08,0.27,0.03,0.03,0.27,0.07)

模糊评判结果

最优方案 方案3

方案一: 0.864  
方案二: 0.886  
方案三: 0.987  
方案四: 0.976  
方案五: 0.978  
方案六: 0.804)

结论: 利用研发的结构方案比选程序,综合考虑结构整体性能指标和经济性指标。根据分析结果,方案3结构整体指标及经济性较优,评分最高,为最优方案。

CSADI 中南建筑设计院

### 3.工程案例

创新创意 至诚至精  
PIONEER IN CREATIVE DESIGN

□ 某400m超高层建筑

楼层	剪力墙外墙厚度/mm		剪力墙内墙厚度/mm		柱子截面尺寸/mm	
	初始方案	优化方案	初始方案	优化方案	初始方案	优化方案
1~2	1550	1250	650	600	2050×2050	1500×1500
3~10	1500	1150	600	550	2000×2000	1350×1350
11~21	1400	1000	550	500	1950×1950	1250×1250
22~32	1300	900	500	450	1850×1850	1250×1250
33~43	1200	850	450	400	1700×1700	1100×1100
44~54	1100	700	400	350	1550×1550	1100×1100
55~65	900	600	350	350	1400×1400	1000×1000
66~76	700	450	300	300	1250×1250	950×950
77~87	500	350	200	200	1000×1000	800×800

Max

Min

结构混凝土用量由优化前的278953t降低为237237t,降低约13.6%

CSADI 中南建筑设计院

## 相关论文

- 张慎, 尹鹏飞, 王杰等. 超高层建筑结构方案智能设计工具的开发与实现[J]. 建筑结构, 2022, 52(23): 100-106,138.
- 王杰, 张慎, 尹鹏飞. 某超限高层建筑结构方案智能比选[J]. 建筑结构, 2022, 52(23): 107-113.

## 地铁车站三维端头井快速建模工具开发

单位：上海市隧道工程轨道交通设计研究院

项目负责人：王日东

使用软件：SAP2000

### Rapid Modeling Tool Development for 3D End Well of Subway Stations

Company: Shanghai Tunnel Engineering & Rail Transit Design and Research Institute

Project Leader: Wang Ridong

#### 内容简介

对于市政轨道交通项目，结构设计需对地铁车站端头井进行三维空间结构分析，同时需包络施工、使用阶段工况下最不利结果进行结构设计，以确保结构在不利情况下的安全性。传统人工建模方法耗时费力且有局限性，需对网格划分、边界条件施加等操作做出简化等妥协处理办法。为了提高工程师的工作效率和模型的准确性，基于 SAP2000 的 API 接口自主开发了应用于市政轨道交通行业的地铁车站端头井快速建模软件 3D Metro。本软件可通过自定义结构参数，自动在 SAP2000 中生成整体模型，包括定义结构构件信息、建立三维模型、施加边界条件、施加荷载并完成工况组合，数秒内即可完成工程师数天的工作，极大的提高了工程师工作效率。该软件在上海轨道交通 21 号线杨高北路站得到了成功的应用，取得了良好的社会效益。

#### 应用亮点

1. 用户可在软件界面输入建模参数，也可以从外部文件中导入用户自定义参数；
2. 自动划分墙板类构件的网格，使得划分更加简洁且考虑了节点耦合；
3. 精准定位圆形盾构洞口节点坐标、优化矩形墙板开圆洞的网格划分；
4. 自动根据基床系数、地墙、桩基信息施加非线性刚度边界条件，自动施加标准段切口边界条件；
5. 根据埋深自动施加侧向梯形面荷载，对于水土压力可选择采用水土分算或水土合算。

成果展示

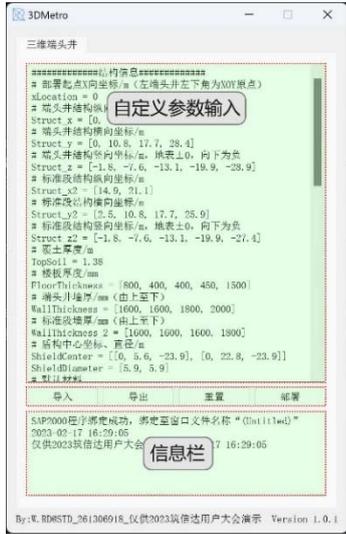


图 1 软件界面

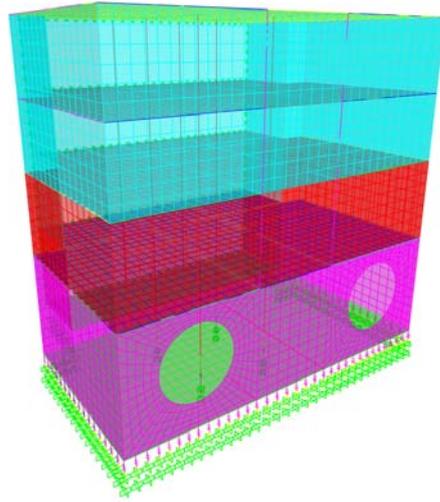


图 2 示例模型

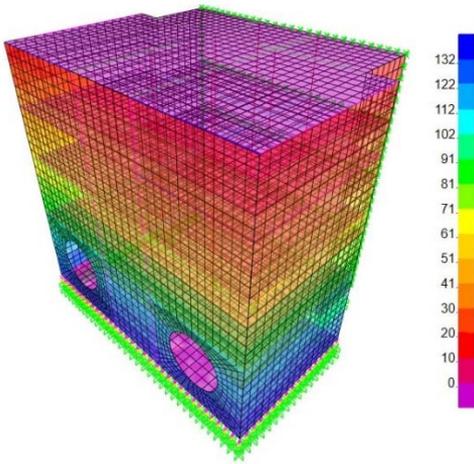


图 3 侧墙土压力作用下表面压力云图

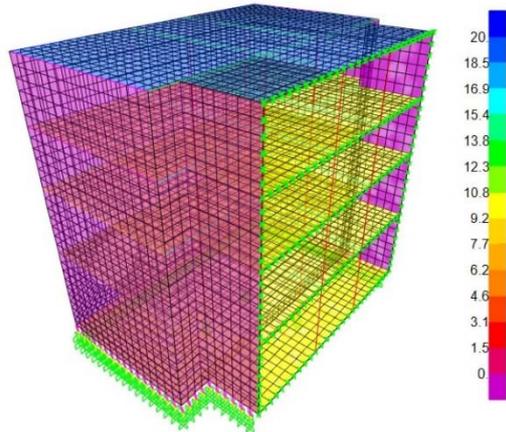


图 4 楼板活载均布荷载云图

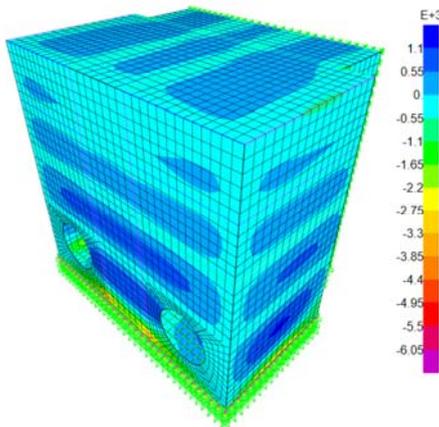


图 5 柱轴力工况下的弯矩云图

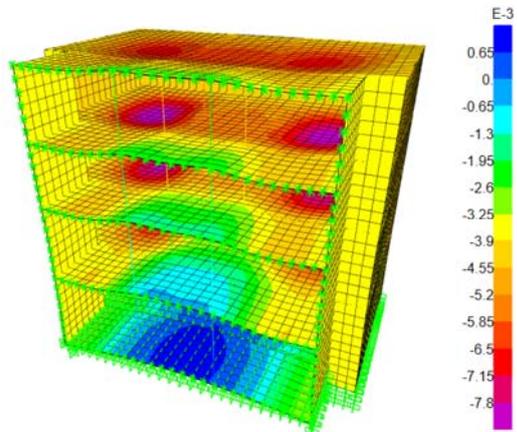


图 6 水反工况下的弯矩云图

## 基于增量法的地铁车站基坑开挖及回筑施工快速建模工具开发

单位：上海市隧道工程轨道交通设计研究院

项目负责人：王日东

使用软件：SAP2000

### Rapid Modeling Tool Development for Subway Station Excavation and Backfill Construction Based on Incremental Method

Company: Shanghai Tunnel Engineering & Rail Transit Design and Research Institute

Project Leader: Wang Ridong

#### 内容简介

上海地铁车站采用叠合墙结构设计，地下墙在开挖阶段充当围护结构，回筑阶段充当永久结构。目前市面上的基坑开挖计算软件不能正确评估叠合墙的真实受力情况，因此需要用 SAP2000 的阶段施工分析模拟基于增量法的地铁车站基坑的开挖及回筑施工阶段模拟。由于不同开挖和回建阶段的边界条件和构件截面都不一样，且各阶段土体单轴弹簧刚度不同，很难通过人工完成建模和边界条件的准确调整。该软件可通过自定义参数，基于 SAP2000 的阶段施工模拟功能，快速生成基于增量法的地铁车站基坑开挖与回筑施工模型，以精确评估墙体的受力情况。本软件大幅提高了工程师的工作效率。其成果已成功应用于上海轨道交通 21 号线杨高北路站，取得了良好的社会效益。

#### 应用亮点

1. 用户可在软件界面输入建模参数，也可以从外部文件中导入用户自定义参数；
2. 自动施加不同开挖和回筑阶段的工况边界条件和构件截面；
3. 结合了规范的 m 法，并对分层土体的 m 值设置了 K 值的上限，更接近实际工况；
4. 精准调整不同施工阶段的土体单轴弹簧数值，而不是简单的调整弹簧数量。

成果展示

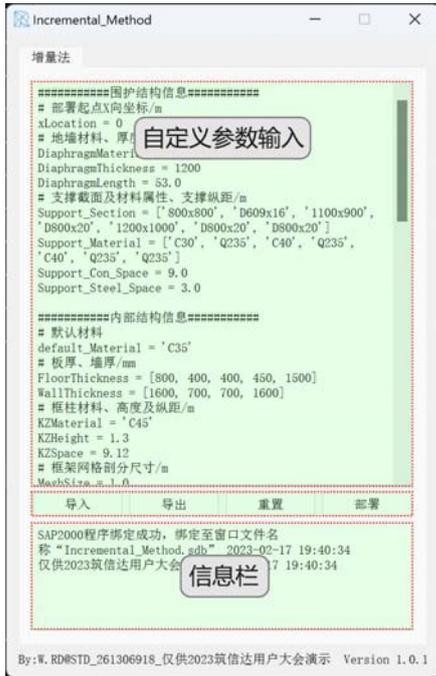


图 1 软件界面

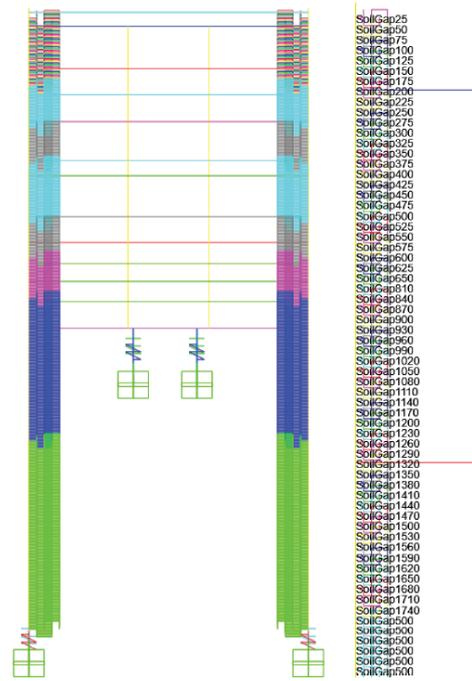


图 2 模型边界条件示意图

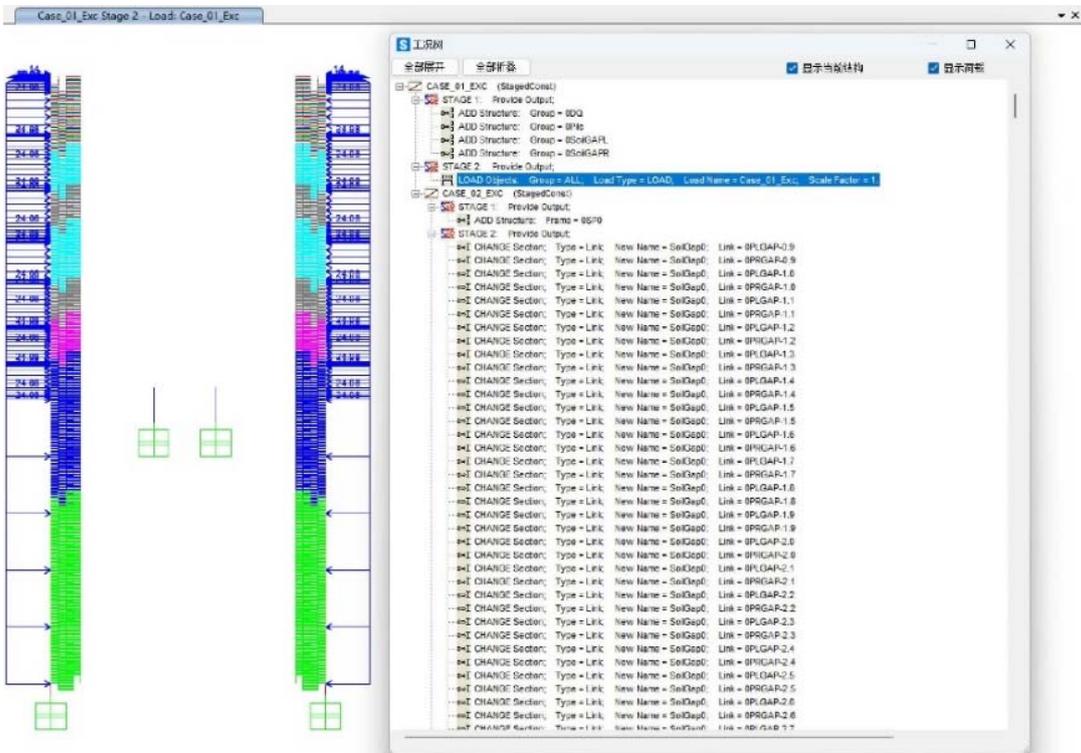


图 3 开挖阶段工况当前结构及荷载图

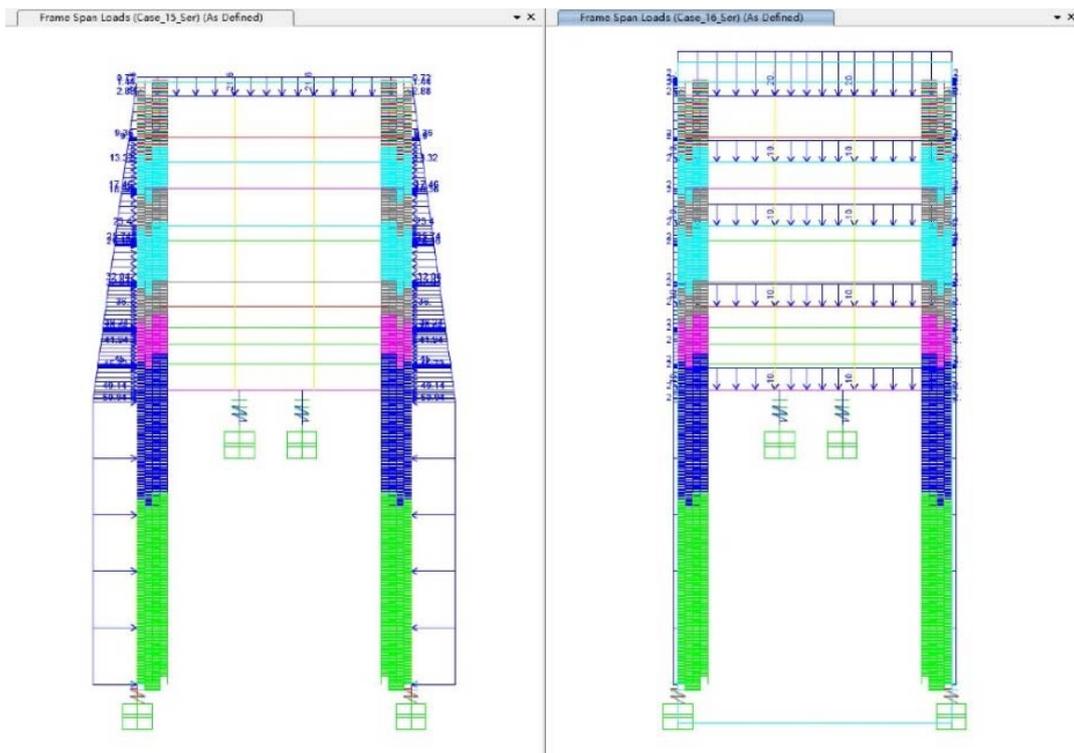


图 4 使用阶段增量荷载图

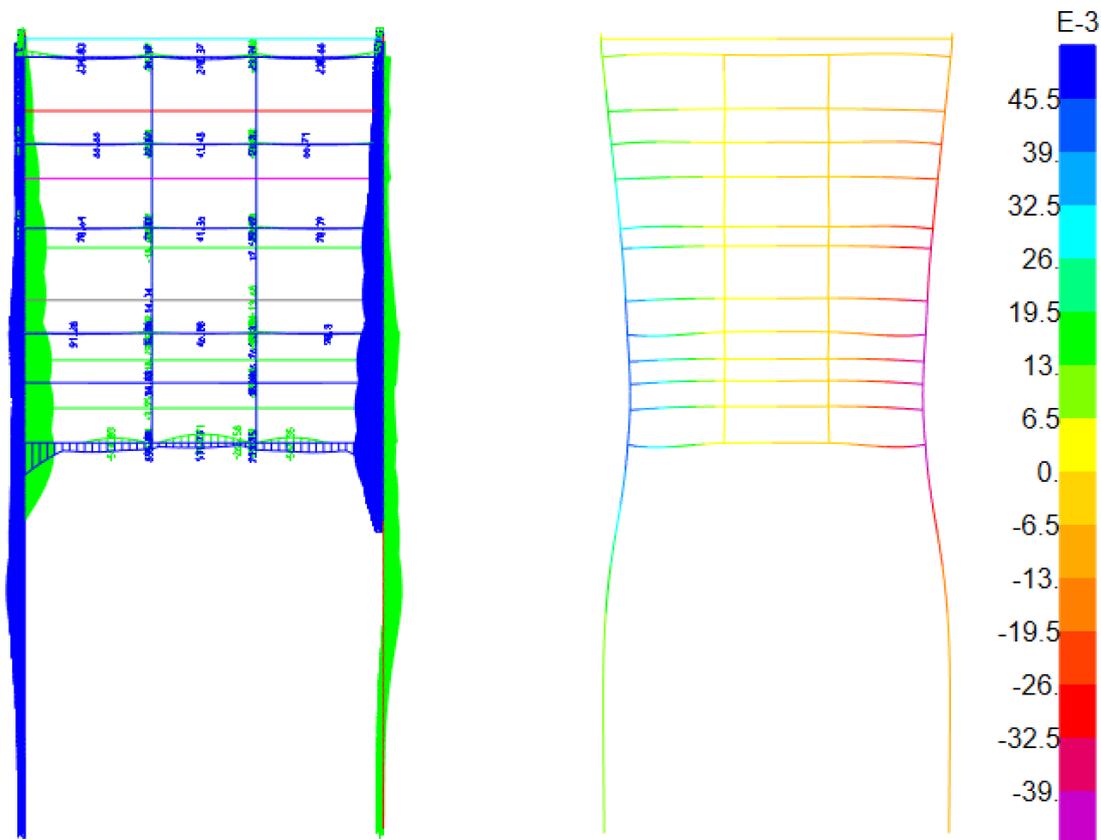


图 5 构件内力

图 6 结构变形图

## 基于 SAP2000 二次开发的复杂空间结构建模、分析与优化

单位：清华大学土木工程系

项目负责人：潘鹏

项目参与人：冯捷讯

使用软件：SAP2000

### Modeling, Analysis, and Optimization of Complex Spatial Structures Using SAP2000 API

Company: Department of Civil Engineering, Tsinghua University

Project Leader: Pan Peng

Project Participant: Feng Jiexun

#### 内容简介

随着材料科学与计算机结构分析技术的发展，近年来对复杂空间结构的研究和实践逐渐增加，同时对这类结构的建模、分析与优化方法提出了更高的要求，因此，形状怪异的复杂空间结构需要通过参数化过程进行建模、分析和优化。目前主流的结构分析软件的参数化建模功能尚未完善，建筑设计者则是利用其专业内的三维建模软件进行建筑设计，两者之间需要一个工具以实现数据的传递。

为此，基于 SAP2000 软件的 API 功能，在三维建模软件 Rhino 的可视化编程平台 Grasshopper 上开发了专用程序，在可视化编程平台上利用组件实现对 SAP2000 和 Rhino 两个软件的操作，进而可实现两个软件之间的信息动态交互。程序可以实现 Rhino 几何模型与 SAP2000 结构模型的相互转换，也可以在可视化编程平台上通过组件控制 SAP2000 程序进行结构建模、分析等操作。此外，结合可视化编程平台的参数化建模功能和优化算法组件，还可以进行结构的优化迭代。

本技术极大地提高了 SAP2000 软件对复杂空间结构的建模、分析与优化能力，同时为建筑专业和结构专业协作提供新的工作流：结构专业可以预先设置多个组件（及其相互连接），这些组件将控制 SAP2000 对任意给定的几何模型进行结构建模和分析，再由建筑专业输入不同的几何模型，辅助完成建筑设计；也可以由建筑专业提供建筑几何模型的参数化建模脚本，由结构专业利用专用程序控制 SAP2000 完成结构建模和分析校核。

本技术已经应用于北京市科技计划“科技冬奥”项目“编织结构自由曲面空间网壳灯光艺术装置”课题。课题中建筑和结构专业的成员利用该专用程序，实现 SAP2000 和 Rhino 的信息交互，合作设计并制作了“雪绒星”雕塑结构。

#### 应用亮点

1. 强化 SAP2000 的几何编辑能力。用户可以在 Rhino 中直接修改几何模型，修改会自动同步更新至 SAP2000

的结构模型。

2. 为 SAP2000 提供程式建模分析能力。在可视化编程平台中设置多个组件就可以重复实现相同的结构建模操作。对多个几何模型进行建模和分析时，每次只需要在可视化编程平台中改变输入的几何模型就可以完成结构模型的创建。

3. 为 SAP2000 提供结构优化能力。基于程式建模分析能力，结合一定的优化算法，可以完成结构选型、截面选型等结构优化设计。

## 成果展示

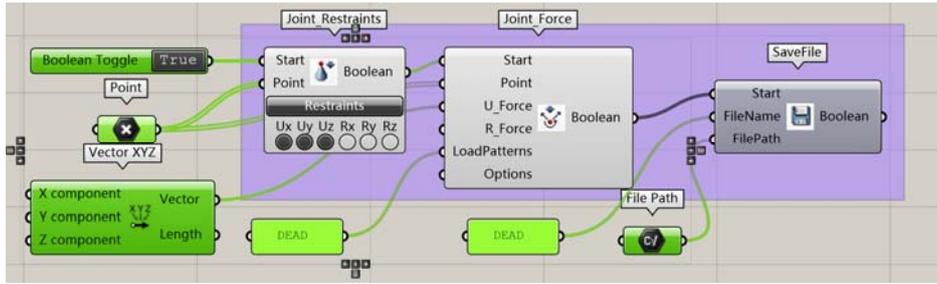


图 1 专用程序的组件示例

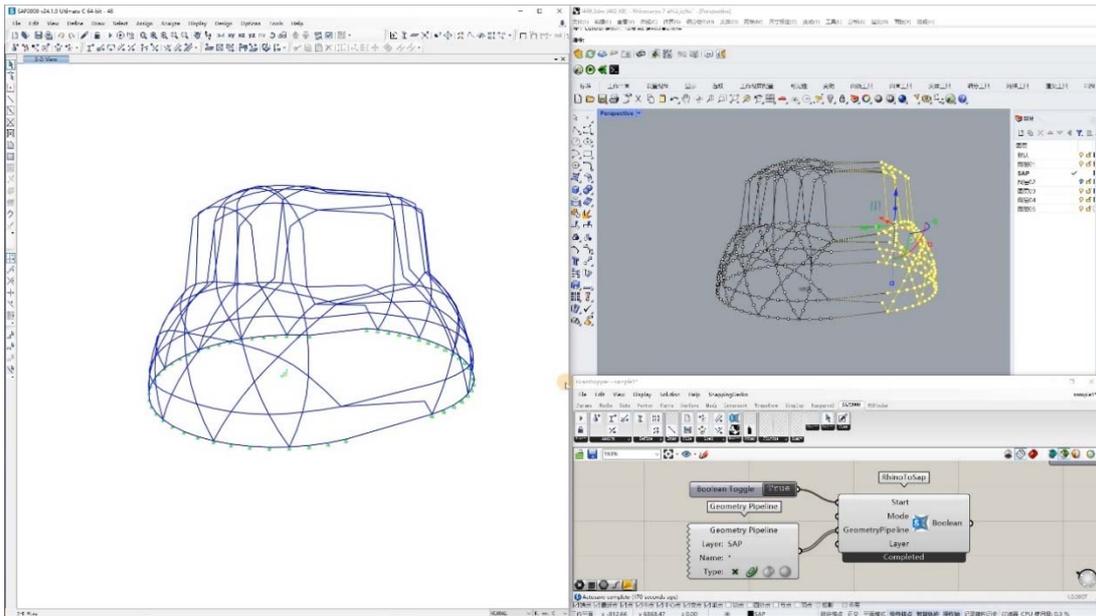


图 2 同步几何修改功能示例

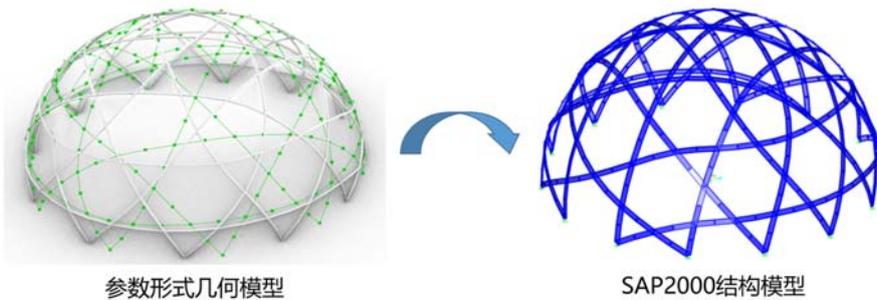


图 3 球形网壳几何模型（Rhino）和结构模型（SAP2000）

## 超高层结构的动力弹塑性时程分析 ETABS 应用实例

单位：中国建筑东北设计研究院有限公司

项目负责人：高嵩

项目参与人：耿庆东；舒宇

使用软件：ETABS, CiSDesignCenter



### Dynamic Elastic-plastic Time-history

### Analyses of a Super High-rise

### Structure in ETABS

**Company:** China Northeast Architecture Design & Research Institute Co., Ltd.

**Project Leader:** Gao Song

**Project Participants:** Geng Qingdong; Shu Yu

### 内容简介

项目工程为一栋高度 150m 的钢筋混凝土结构，结构体系为双核心筒的框架-核心筒结构。采用 ETABS (V18) 完成了罕遇地震下的动力弹塑性时程分析，验证了结构方案的安全性能。

利用程序提供的纤维铰来模拟剪力墙和框架柱的非线性行为，采用弯曲铰模拟框架梁的非线性行为，使用埋设梁来协同杆元与墙元之间的刚度差异。

并对美标 ASCE41、《建筑结构抗倒塌设计规范》、广东省《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》DBJ15 与《建筑结构弹塑性分析技术规程》(征求意见稿)基本规范中，关于结构损伤判别标准的相互关联，提出相关建议与方法。

### 应用亮点

1. 采用 ETABS 进行多遇地震下结构大指标校核；
2. 采用 CiSDesignCenter 快速生成弹塑性模型；
3. 采用 ETABS 进行罕遇地震下的动力弹塑性时程分析；
4. 汇总多个规范的结构损伤判别指标，并进行关联，提出了使用 ETABS 进行基于中国规范的性能评价方法；
5. 采用 ETABS 进行楼板舒适度验算。

## 成果展示

### 一、弹塑性模型建立

利用程序提供的纤维铰来模拟剪力墙和框架柱的非线性行为，采用弯曲铰模拟框架梁和连梁的非线性行为，使用埋设梁来协同杆元与墙元之间的刚度差异，并借助 CiSDesignCenter (后简称 DC) 完成实配钢筋的导入等工作。

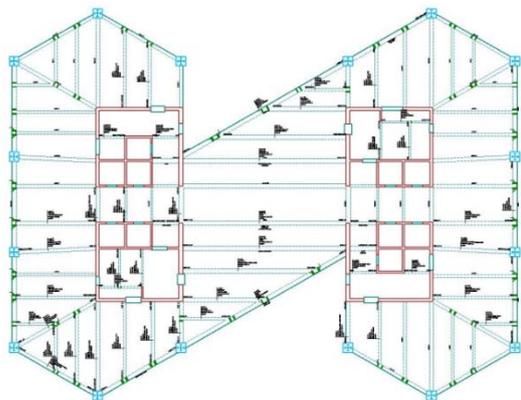


图 1 DC 框架梁配筋

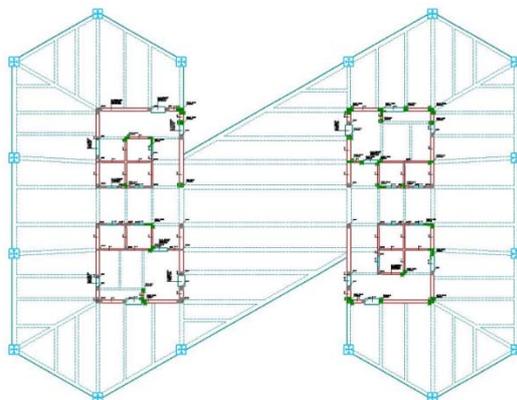


图 2 DC 墙肢配筋

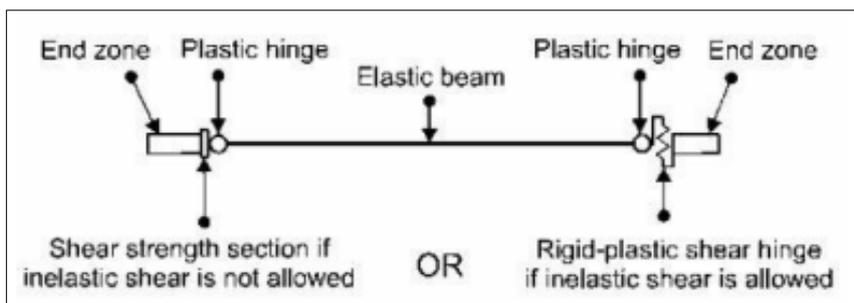


图 3 梁组装示意图

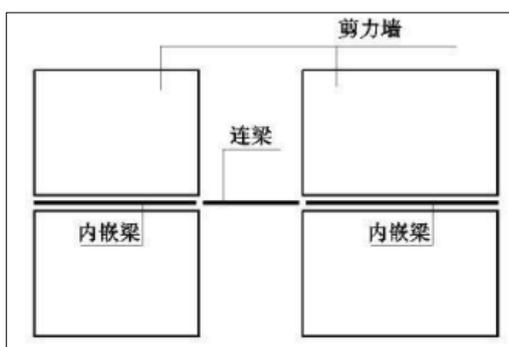


图 4 连梁与墙肢的连接

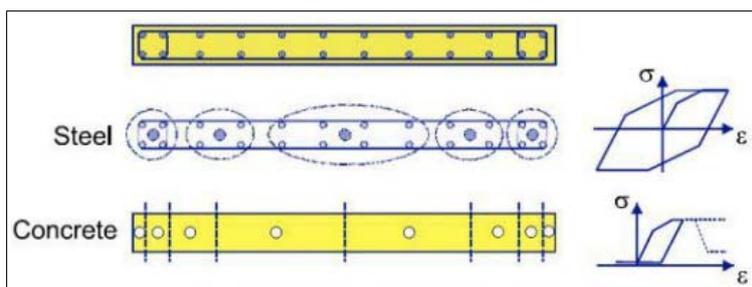


图 5 剪力墙纤维铰

## 二、结构性能校核

基于 ASCE41 标准的 ETABS 程序，其输出结果在性能点 IO 与 LS 之间的转角位移跨度比较大，从 0.010~0.025。参照国内相关标准，并利用 ETABS 程序提供的性能校核功能，在 IO 与 LS 之间增设数个性能点，以便与国内 6 个损伤标准相对照，来细化计算结果的判别识读。

框架梁的性能点与损伤等级						
ASCE41	0.16LS (B)	0.52LS	0.72LS	0.92LS	LS	CP
转角 $\theta$	0.004	0.013	0.018	0.023	0.025	0.05
损伤等级	1 级	2 级	3 级	4 级	5 级	6 级
连梁的性能点与损伤等级						
ASCE41	0.16LS (B)	0.36LS	0.56LS	0.76LS	0.96LS	LS
转角 $\theta$	0.004	0.009	0.0014	0.019	0.024	0.025
损伤等级	1 级	2 级	3 级	4 级	5 级	6 级

图 6 基于中国规范的构件性能校核指标

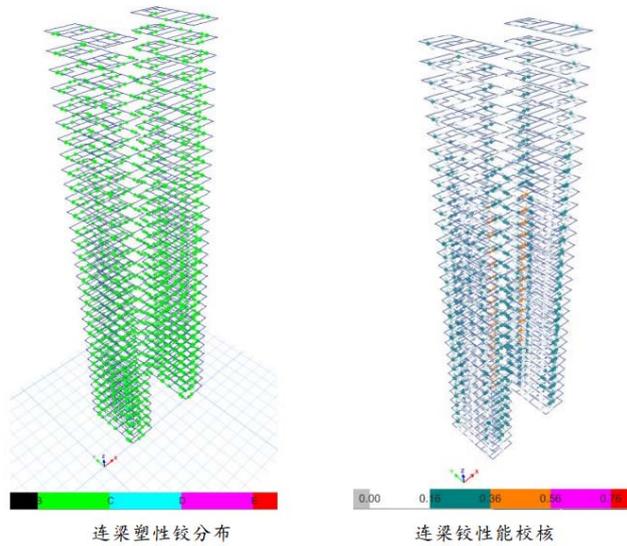


图 7 连梁性能校核

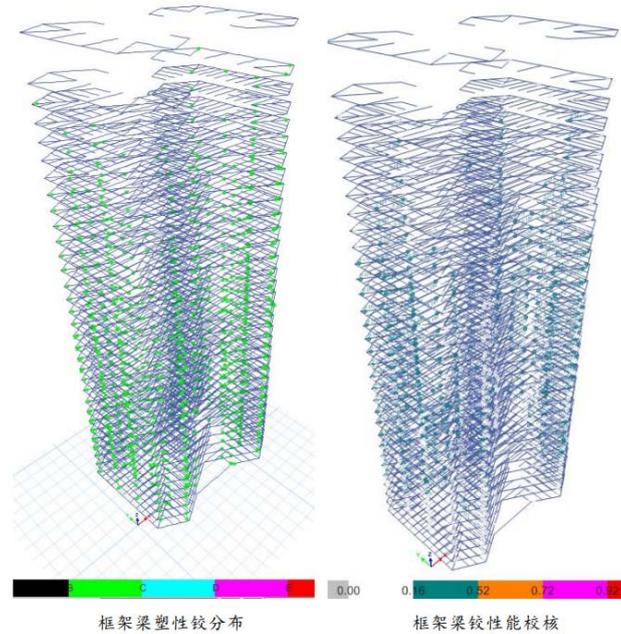


图 8 框架梁性能校核

### 三、楼板舒适度分析

参照《高层建筑混凝土结构设计规程》和《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T 441-2019 的相关标准，办公室的楼面有效均布活荷载取  $0.5\text{kN/m}^2$ ，弹性模量放大系数取 1.2，楼盖阻尼比取 0.05，楼板采用壳元，板厚 120mm。计算中，考虑钢筋混凝土构件开裂、楼板受压翼缘对构件刚度的影响，对梁的抗弯刚度予以折减，折减系数近似按下述取值：

$$\eta = \frac{B_{\text{长期刚度}}}{B_{\text{弹性刚度}}} = \frac{\Delta_{\text{弹性挠度}}}{\Delta_{\text{长期影响下挠度}}} = \frac{18.1}{36.8} \approx 0.50$$

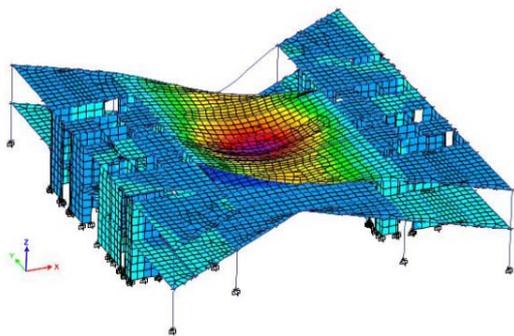


图 10 第一阶竖向频率

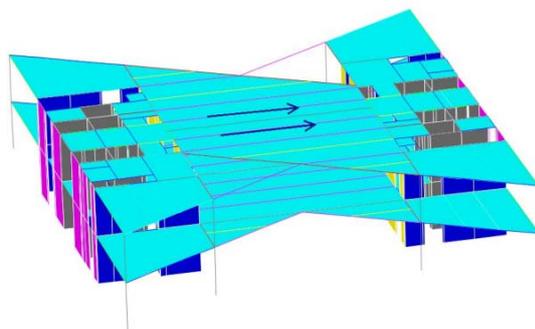


图 11 人行路径

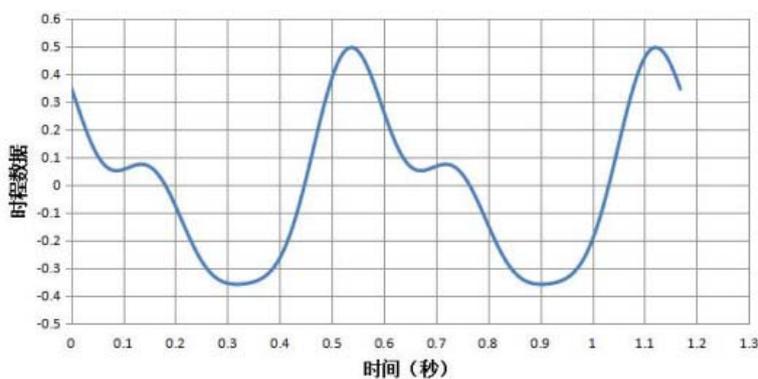


图 12 人行单步激励曲线

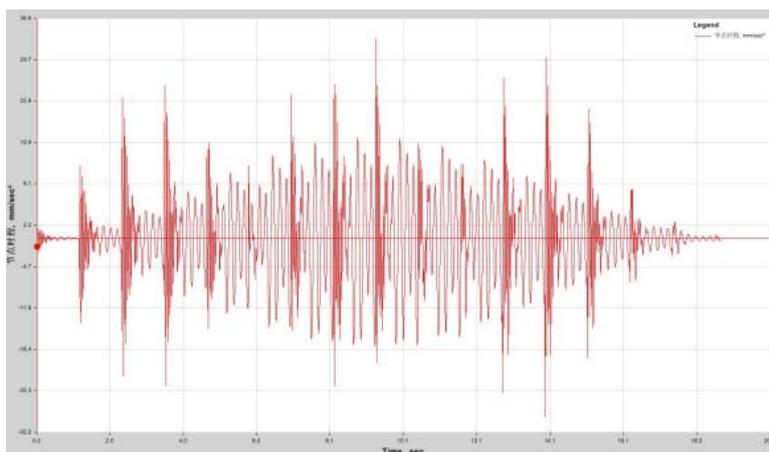


图 13 跨中加速度时程曲线

## 基于 ETABS 二次开发的铁木辛柯隐式框架柱 及钢板剪力墙设计软件

单位：杭州铁木辛柯建筑设计事务所

项目负责人：付波；周华俊

项目参与人：程惠惠；范兰燕；周靖航；张亮亮

使用软件：ETABS

### Design Software for Columns Concealed within Walls and Steel Plate Shear Walls Developed by TongMSK Using ETABS API

Company Name: TongMSK Hangzhou Steel Structure Design Co., Ltd.

Project Leaders: Fu Bo; Zhou Huajun

Project Participants: Cheng Huihui; Fan Lanyan; Zhou Jinghang; Zhang Liangliang

#### 内容简介

隐式钢管混凝土结构体系，由矩形钢管混凝土柱（截面高宽比 1.0~4.0）、方矩形钢管混凝土柱、异形钢管混凝土柱和 H 型钢梁组成框架，以及支撑或钢板剪力墙作为抗侧力构件所组成的多高层钢结构体系。由于宽钢管混凝土柱和异形钢管混凝土柱的截面短向尺寸较小，一般不超过围护墙体厚度，在建筑中能将梁、柱、支撑等结构构件便利的隐藏于围护墙体中，建成后建筑中看不到结构构件，故称为隐式钢管混凝土结构体系。该体系具有建筑适应性强、承载力高、稳定性好的优势，适合用于装配式住宅体系。

利用 ETABS 的 API 功能，开发了铁木辛柯钢结构住宅设计软件。该软件基于隐式钢管混凝土结构技术规程（T/CECS951-2021）及现有规范对隐式框架柱和钢板剪力墙进行构件设计及计算。该软件包括两大模块，分别是 e2k 文件修正和 ETABS 竖向构件。其中 e2k 文件修正模块的功能包括：基于用户的参数设置一键添加常用的异形柱截面，基于项目信息一键定义常用工况组合及相关反应谱函数；ETABS 竖向构件模块的功能包括：基于 T/CECS951 规范对隐式框架柱进行相关设计验算（强力应力比、稳定应力比、轴压比、双向抗剪强度等）并找出最不利工况组合和生成构件计算书，交叉支撑一键转换成钢板墙并设置墙肢标签，基于 T/CECS951 对钢板剪力墙设计横竖加劲肋进行设计验算并生成对应计算书、整体指标提取及用钢量统计。该软件在杭州融信世纪城等多个项目中得到了应用，取得了较好的社会和经济效益。

#### 应用亮点

1. 导入 e2k 文件后，基于项目情况设置相关工况参数信息；软件将直接对 e2k 文件进行数据修改和添加。
2. 常用的 4 种异形柱截面可以一键添加到 e2k 文件中；基于用户设置的相关截面尺寸参数，软件将在 e2k 文件中的截面表里写入对应异形柱截面信息。

- 对 e2k 文件进行修正后，用户在 ETABS 中对模型运行分析；软件提取 ETABS 模型中的分析结果（杆件内力）后，基于用户选择，对指定杆件或所有杆件进行强度和稳定性验算，并基于设计结果生成计算书。
- 交叉支撑转换钢板墙功能中，软件自动识别模型中的交叉支撑杆件并在同一位置设置钢板剪力墙。点击设置墙肢标签按钮后，软件将对钢板墙自动设置墙肢标签。在通过 ETABS 运行模型后，用户需要在 ETABS 中选择指定钢板剪力墙，软件将提取钢板墙构件内力进行构件验算同时生成构件计算书。

## 成果展示

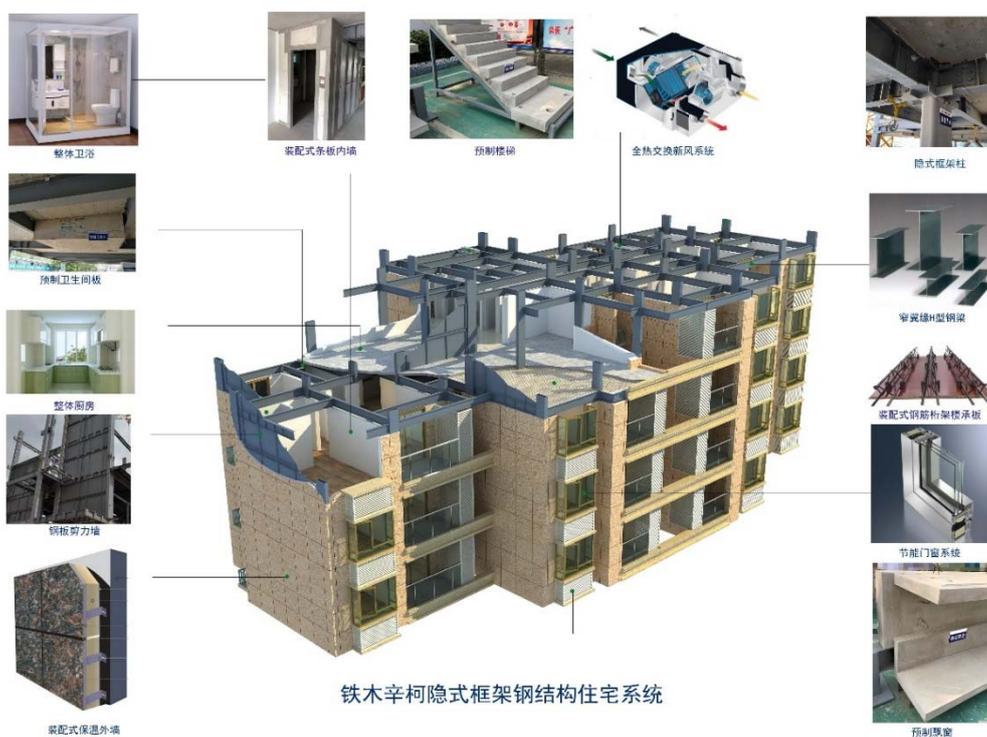


图 1 隐式钢管混凝土结构体系组成示意图



图 2 隐式钢管混凝土结构体系实拍图

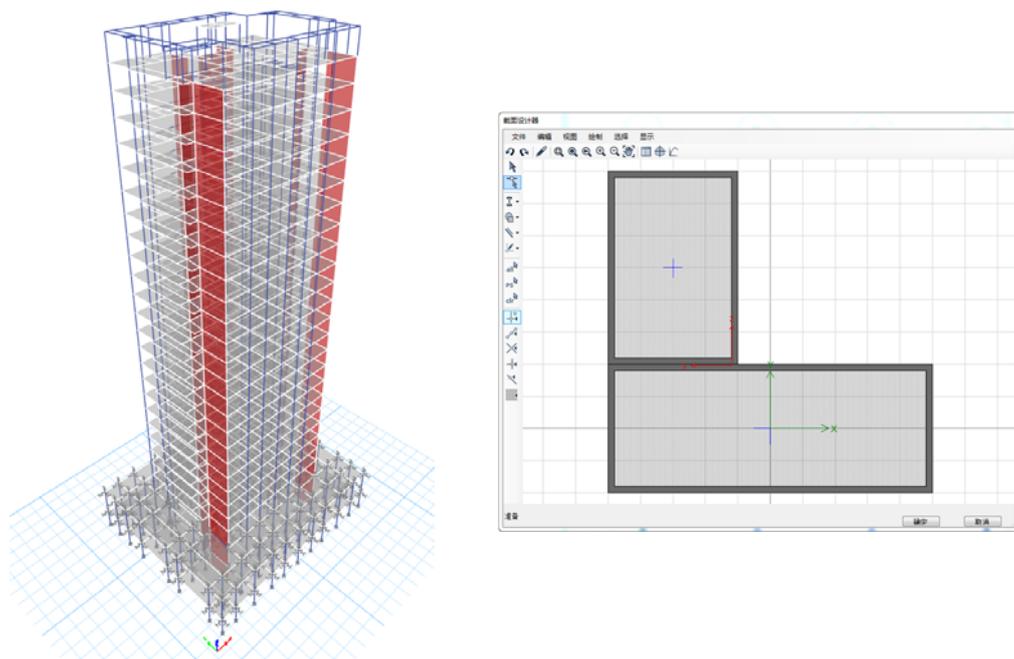


图 3 ETABS 模型和异形柱截面定义

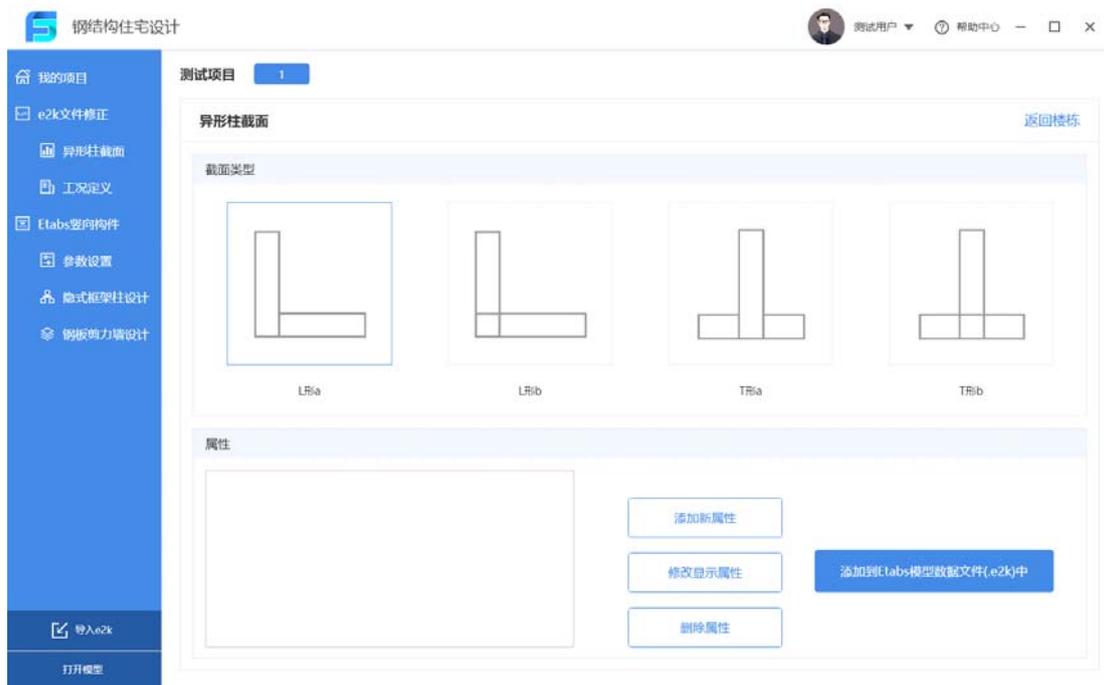


图 4-1 铁木辛柯钢结构住宅设计软件界面-异形柱截面定义

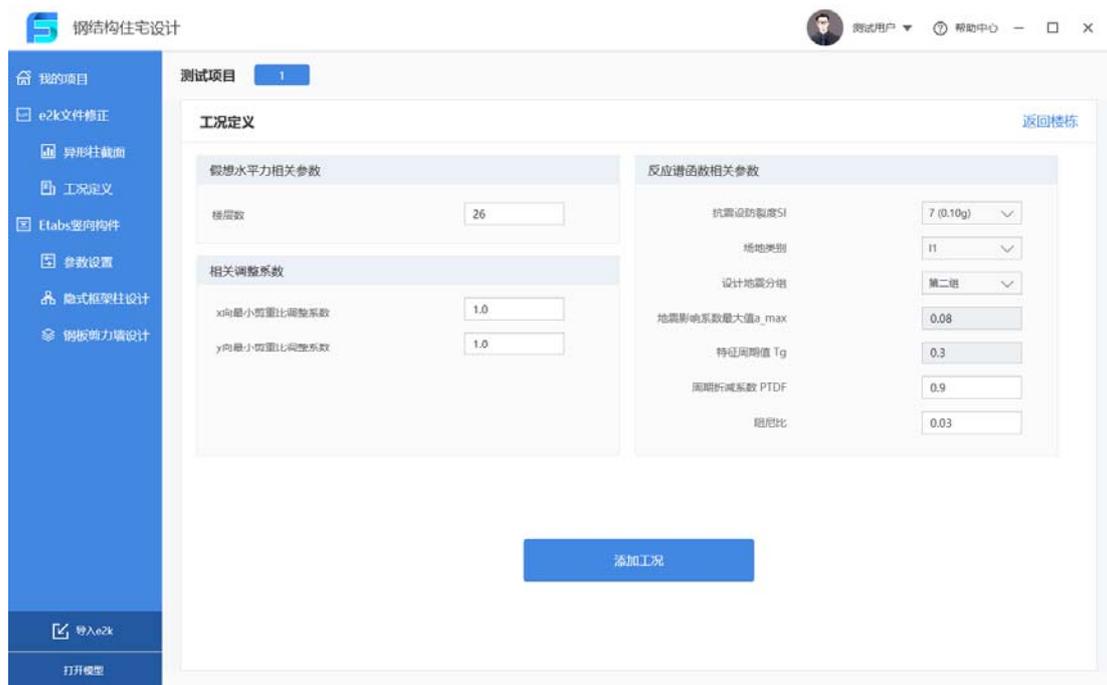


图 4-2 铁木辛柯钢结构住宅设计软件界面-工况定义

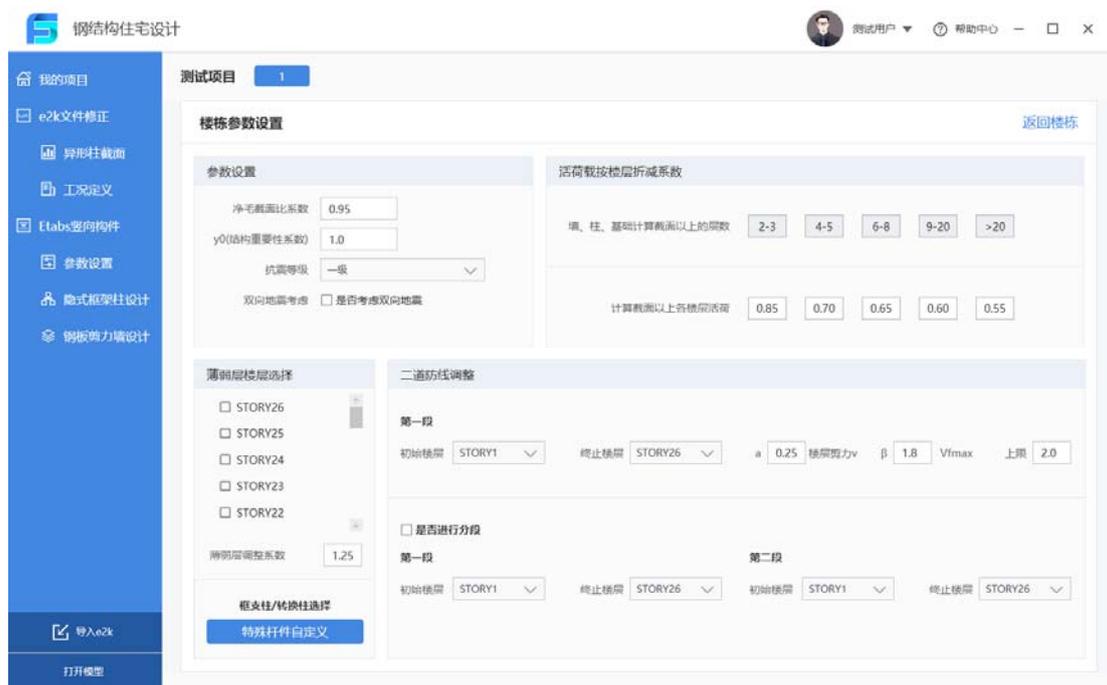


图 4-3 铁木辛柯钢结构住宅设计软件界面-竖向构件设计参数设置

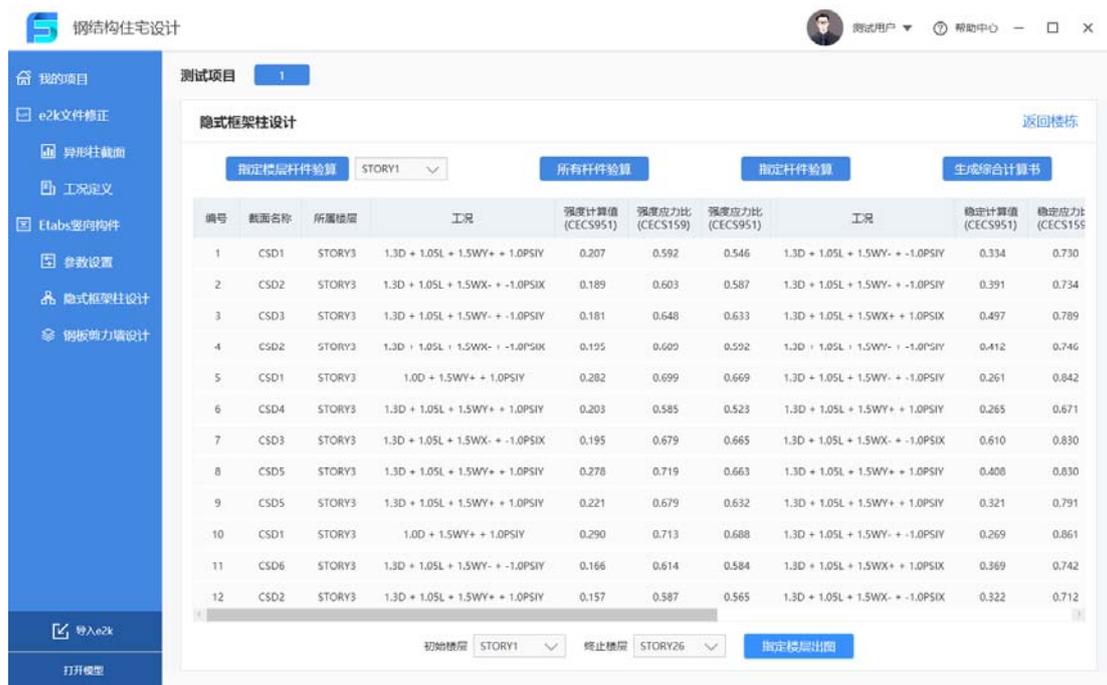


图 4-4 铁木辛柯钢结构住宅设计软件界面-隐式框架柱设计



图 4-5 铁木辛柯钢结构住宅设计软件界面-钢板剪力墙设计

## 基于 Grasshopper 平台的 SAP2000 建模和分析插件

单位：上海交通大学

项目负责人：王春江

项目参与人：曹宇

使用软件：SAP2000

### Plug-in Components for Modelling and Analysis in SAP2000 Based on Grasshopper

Company: Shanghai Jiaotong University

Project Leader: Wang Chunjiang

Project Participant: Cao Yu

#### 内容简介

在三维建模软件 Rhino 的可视化编程平台 Grasshopper 上开发了“空间结构参数化”插件组，基于 SAP2000 软件的 API 功能开发了“SAP2000 交互”插件组，二者结合使用可以完成复杂空间结构的几何模型和结构模型的建立，当然用户也可以仅通过 SAP2000 交互插件完成几何建模和结构建模。该组件功能的开发是在上海建筑设计研究院的大力支持下完成的。

空间结构参数化插件是面向自由曲面的参数化建模模块，主要包含 7 大功能，包括空间结构如平板网架、球面网壳、柱面网壳、管桁架、索穹顶的参数化建模。该参数化平台可为 SAP2000 交互插件的功能实现提供几何模型。

SAP2000 交互插件分为 4 个模块，分别为：Section、Model、Load 和 Analysis。Section 模块包括材料导入和截面设置（包括矩形、圆管、箱型、T 型、槽型等截面类型），以及获取 SAP2000 模型中的截面名称等功能。Model 模块主要用于将 Grasshopper 中的几何模型导入至 SAP2000 中，包括节点、框架、面和索等几何对象的导入；此外，该模块还包括设置梁和柱配筋信息以及施加目标索力等。Load 模块包括施加荷载，定义荷载工况和荷载组合，以及获取 SAP2000 模型中的荷载工况名称等功能；荷载类型包括点荷载、线荷载、面荷载、温度荷载、风荷载及反应谱函数及反应谱工况等。Analysis 模块包括运行分析、提取内力、应力和位移结果等功能。该插件实现了在 Grasshopper 环境下，参数化几何模型与 SAP2000 结构模型的无缝衔接，有效地控制了工程设计中由于模型修改导致的工作量增加。

#### 应用亮点

1. 空间结构参数化插件可以针对任意自由曲面的空间网格结构灵活建模。
2. SAP2000 软件中的模型相关功能基本都通过 SAP2000 交互插件实现了过渡，用户可以直接控制和操作所有结构模型相关信息，无需在 SAP2000 环境中重新操作，方便了复杂结构模型的建立。

3. SAP2000 交互插件实现了在 Grasshopper 环境中设置结构属性以及进行跨平台分析和设计的全部功能。
4. 几何模型可以根据工程需要任意修改，相关的结构模型信息可以非常方便的再次导入，从而实现了参数化几何模型与结构模型的分开建立和无缝衔接。

## 成果展示



图 1 空间结构参数化插件界面



图 2 SAP2000 交互插件界面

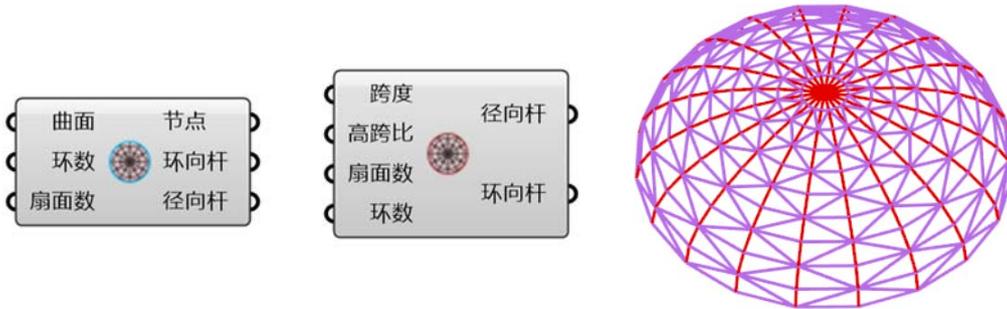


图 3 施威德勒型单层球面网壳-电池组和模型

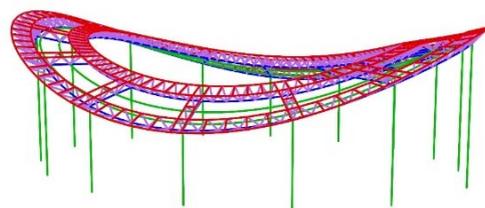
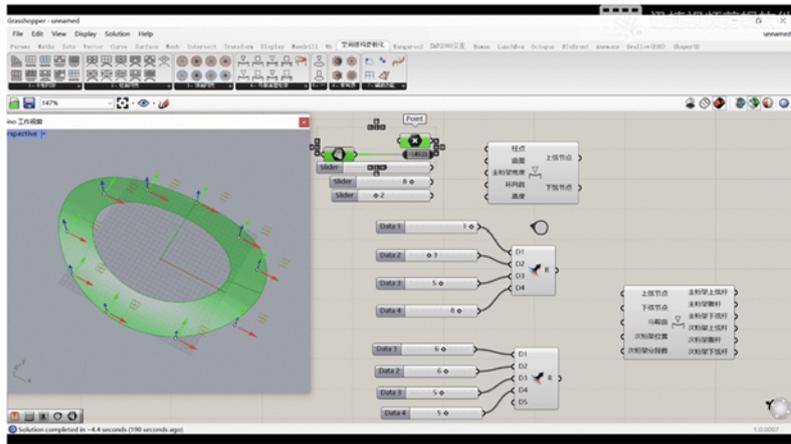


图 4 马鞍面三角形管桁架-电池组和模型

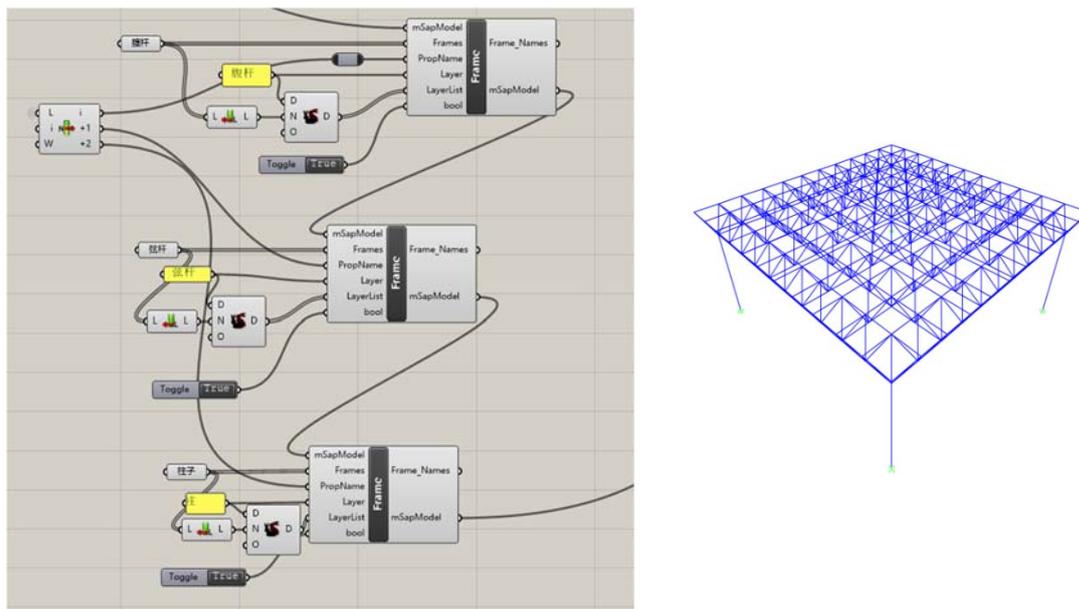


图 5 空间网架-电池组(局部)和模型

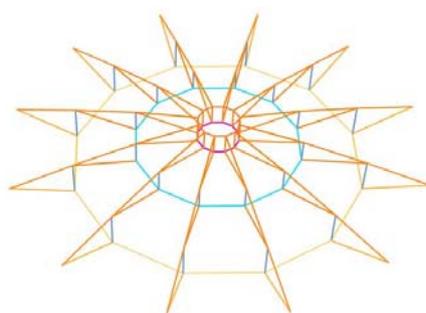
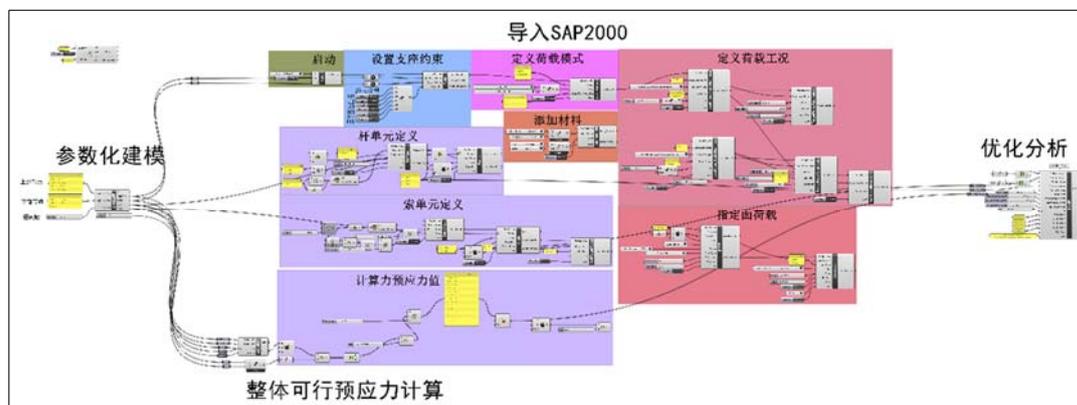


图 6 索穹顶结构-电池组(局部)和模型

## 参数化建模及优化软件 Euler 在 SAP2000 中的应用

单位：中国建筑设计研究院有限公司

项目负责人：霍文营、施泓、曹永超

使用软件：SAP2000

### Application of Parametric Modeling and Optimization Software (Euler) in SAP2000

Company: China Architecture Design & Research Group

Project Leaders: Huo Wenying; Shi Hong; Cao Yongchao

#### 内容简介

SAP2000 是一款用于复杂建筑结构分析与设计的经典软件，其强大的分析能力通用的设计能力为复杂建筑结构提供了可靠的计算。由于复杂建筑结构无论从结构形式还是荷载形式，单元种类还是约束关系上都具有任意性。对于复杂建筑结构，建筑专业或结构专业一般在犀牛中基于 Grasshopper 进行参数化建模，通过参数化建模可以获得结构的几何模型（点、线、网格）。这些几何元素与 SAP2000 中的点单元、线单元和面单元存在直接联系。为方便将几何模型转换为 SAP2000 结构计算模型，通过 SAP2000 提供的 OAPI 应用程序接口编写应用程序，建立两者的对应关系，形成中间数据传递的纽带，实现几何模型的修改（含荷载、约束、截面等）与 SAP2000 计算模型的实时联动，最大程度减少重复劳动，提高 SAP2000 的应用效率。

#### 应用亮点

1. 将犀牛中的几何元素（点、线、网格）转换为 SAP2000 的点单元、线单元和面单元，并自动设置诸如点单元荷载、点单元约束、线单元和面单元截面、荷载等结构计算参数；
2. 通过 OAPI 应用程序接口与 SAP2000 实时联动，几何模型的修改与 SAP2000 结构计算模型联动修改；
3. 通过优化组件功能，以最少的组件解决更加通用的问题，降低用户的学习难度。
4. 调用 SAP2000 完成整体结构的建模、分析及优化工作。

#### 成果展示

##### （一）基本组件

1. 参数定义组件，包括：定义材料、定义自由度、定义荷载工况、定义荷载组合、定义荷载值、定义杆截面、定义面厚度。
2. 构件创建组件，包括：创建点单元、创建线单元、创建面单元、创建荷载单元、创建蒙皮

3. 模型联动组件, 包括: 读取 SAP2000 模型, 保存 SAP2000 模型, 读取 SAP2000 计算结果。

## (二) 全新建模基本操作

第 1 步: 通过 Grasshopper (以下简称 GH) 中建立包括点、线、面的 GH 模型, 并对预期的不同节点荷载、不同节点约束, 不同单元类型, 不同单元荷载等基本结构要素对应的几何元素 (点、线、面) 进行分组。这部分工作一般可以与建筑专业协同完成, 这部分工作的核心目标是通过 GH 基本组件或者其它插件完成从建筑方案到结构几何的建模。在第 1 步建立结构几何模型时, Euler 软件也针对性的提供了一些便捷的操作组件。比如: 1) 通过蒙皮组件快速的将封闭直线生成网格面。2) 通过几何组件可以对几何元素进行筛选分组, 以便施加不同的设计条件。

第 2 步: 结构模型基本参数定义, 这部分可理解为全局参数, 与具体的点单元、线单元、面单元的属性无关。

第 3 步: 对第 1 步创建并完成分组的结构几何元素 (点、线、面) 根据实际的结构意义, 通过对应的构件创建组件, 分别建立节点单元 (含节点荷载、节点约束等各种类型)、线单元 (包括各种类型的的线单元及具有线单元属性的连接单元等)、面单元 (包括厚板单元、薄板单元、平面单元等全部 SAP2000 支持的面单元)。

第 4 步: 将第 3 步创建的点单元、线单元、面单元通过空间模型组件创建 Euler 的内置结构模型 ESM, ESM 模型包括了全部的结构模型信息。

第 5 步: 将创建的 ESM 接入启动 SAP2000 模块, 即可完成结构几何模型与 SAP2000 计算模型的联动。对于第 1 步骤几何模型和第 3 步骤结构模型中任何参数的修改均可实时同步至 SAP2000 计算模型。

第 6 步: SAP2000 中完成计算, 并读取计算结果, 如有进行优化设计, 可以在 SAP2000 计算模块中开启优化控制选项, Euler 依据优化设置参数对计算模型进行迭代优化。

## (三) 读取既有 SAP2000 模型基本操作

第 1 步: 通过读取 SAP2000 组件, 将既有 SAP2000 模型导入至 GH 中。

第 2 步: 如果有局部新增部分, 可参考 (二) 全新建模基本操作中介绍的方法完成。

第 3 步: 修改既有模型, 此部分修改包括: 1) 对既有模型中的点单元、线单元、面单元的属性 (包括但不限于, 荷载、约束、截面等等) 进行修改。2) 对模型中的部分单元进行删除操作。操作方法均是通过对拾取杆件单元、拾取面单元组件从 GH 中拾取既有模型中需要修改的单元, 然后对齐进行修改。

其余步骤可参考 (二) 全新建模基本操作中介绍的方法完成。

## (四) 典型工程案例

典型工程一: 2019 年中国北京世界园艺博览会中国馆

通过图 1.1 的输入参数 (1 个点和 3 个曲线), 创建结构的线模 (图 1.2) 并与 SAP2000 软件联动 (图 1.3), 全部组件的连线见图 1.4, 其中图中 1 表示输入几何参数 (中间还有一些比如分段数等参数), 2 表示中间的逻辑过程, 3 表示最终的结构模型。

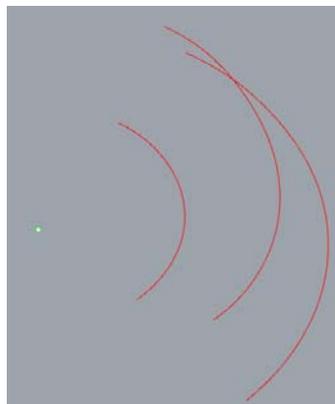


图 1.1 输入条件 (1 个点、3 段弧线)

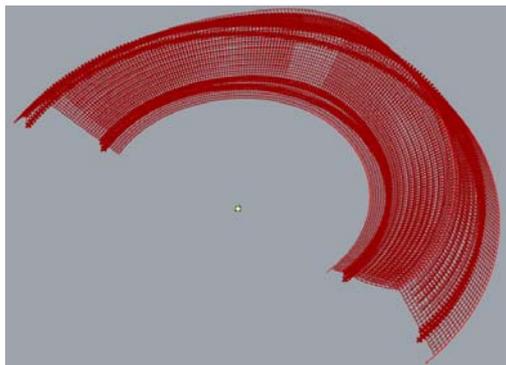


图 1.2 GH 结构线模

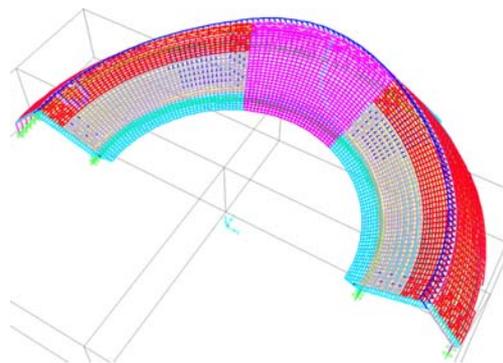


图 1.3 SAP2000 结构模型

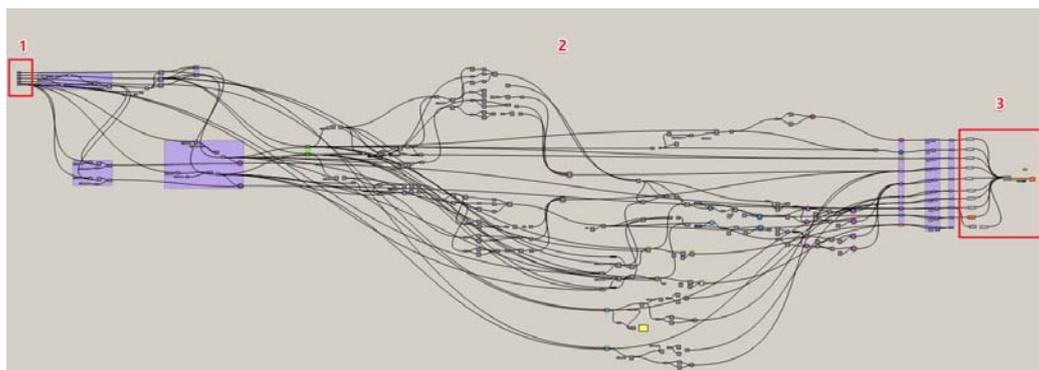


图 1.4 流程图

典型工程二：某双层景观人行桥

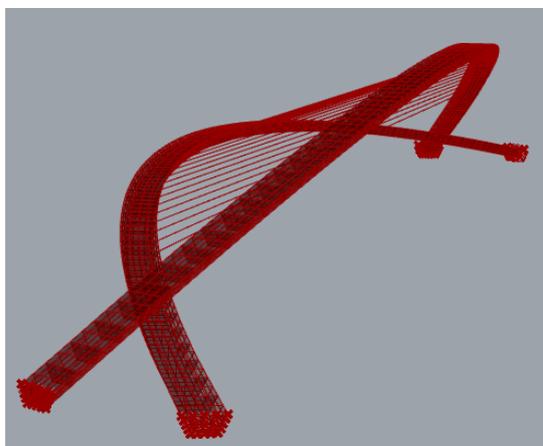


图 2.1 GH 结构线模

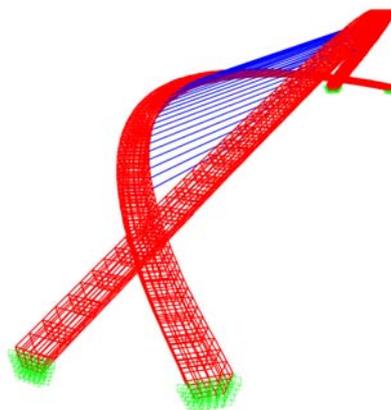


图 2.2 SAP2000 结构模型

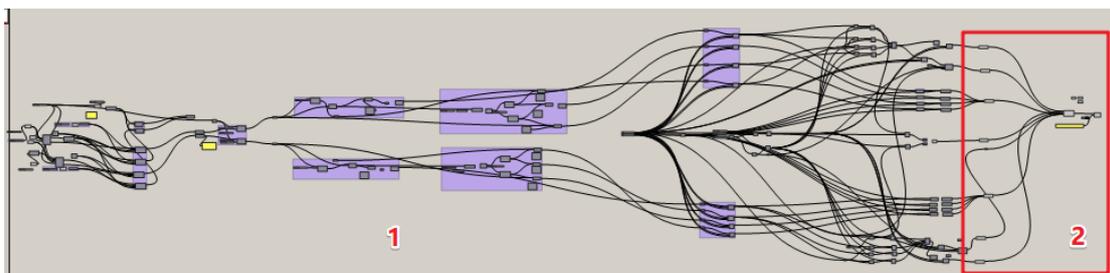


图 2.3 流程图

(五) 主要组件列表



图 3 主要组件列表

## ETABS 二次开发技术在高烈度区组合减隔震结构的应用研究

**单位：**1. 云南省设计院集团有限公司；2. 云南国土资源职业学院；3. 昆明学院；4. 云南震研减震科技有限公司

**项目负责人：**孙柏锋<sup>1</sup>

**项目参与人：**杨瑞欣<sup>2</sup>；余文正<sup>3</sup>；王宏伟<sup>1</sup>；吴国强<sup>4</sup>；张然<sup>1</sup>；涂墨云<sup>1</sup>；张哲睿<sup>1</sup>；陶雷翼铭<sup>1</sup>

**使用软件：**ETABS, CiSDesignCenter

## Research on the Application of ETABS Secondary Development Technology in Combined Seismic Reduction and Isolation Structures in High Intensity Areas

**Companies:** 1. Yunnan Design Institute Group Co., Ltd; 2. Yunnan Land and Resources Vocational College; 3. Kunming University; 4. Yunnan ZHEN YAN JIAN ZHEN Technology Co., Ltd

**Project Leader:** Sun Baifeng<sup>1</sup>

**Project Participants:** Yang Ruixin<sup>2</sup>; Yu Wenzheng<sup>3</sup>; Wang Hongwei<sup>1</sup>; Wu Guoqiang<sup>4</sup>; Zhang Ran<sup>1</sup>; Tu Moyun<sup>1</sup>; Zhang Zherui<sup>1</sup>; Tao Leiyiming<sup>1</sup>

### 内容简介

本工程为高烈度地区的组合减隔震项目，下部采用基础隔震，上部采用 BRB 消能减震的组合减隔震技术。在进行隔震结构一体化设计时需要补充支座在罕遇地震作用下的时程分析验算，在进行消能减震结构设计时同样需要补充子结构在罕遇地震作用下的时程分析验算。基于此，针对 ETABS 在减隔震模型的时程分析的前后处理方面进行了二次开发，内容包括：（1）使 YJK/PKPM 软件基于《建筑隔震设计标准》的隔震一体化设计模型与 ETABS 模型无缝衔接；（2）给出同一时刻隔震支座受拉占比结果；（3）基于云南省地方标准《建筑消能减震应用技术规程》给出减震子结构 PM 时程配筋结果；（4）对模型的计算结果为该项目地震模拟振动台试验提供数据支撑。采用本项目的二次开发后，缩短了结构方案比选时间，快速优化了结构的设计方案，提升了项目推进的速度，并为云南省地方标准《建筑橡胶支座隔震应用技术规程》、《建筑组合减隔震技术规程》等编制过程中设计方法的结构试算提供了数据和软件工具支撑，取得了较好的经济效益。

### 应用亮点

1. 基于 CiSDC 将 YJK 或 PKPM 模型转换为 ETABS 弹性模型和弹塑性模型；

2. 基于二次开发软件，将 PKPM 支座信息和布置、地震波信息一键导入 ETABS 模型中，得到隔震模型；
2. 自动创建 ETABS 选波模型，其中隔震支座取 250%刚度，并完成地震波的导入；
3. 基于二次开发软件调整 ETABS 弹塑性模型，补充定义验证支座位移、应力的时程工况及组合；
4. 二次开发软件自动读取 ETABS 时程分析结果，基于云南省地标完成支墩或子结构柱的 PM 设计，并输出各构件的配筋细节；
5. 二次开发软件自动提取 ETABS 时程结果中同一时刻支座受拉数量及占比。

## 成果展示

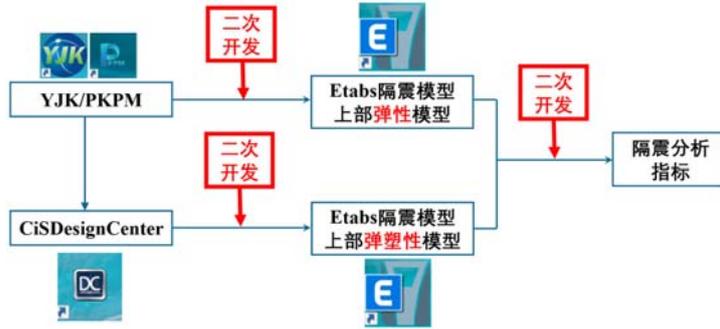


图 1 二次开发流程



图 2 PKPM/YJK 到 ETABS 模型转换功能界面

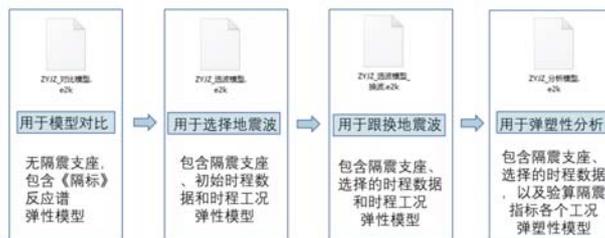


图 3 PKPM/YJK\_DC\_ETABS 转换后生成模型



图 4 消能子结构柱及隔震支墩 PM 配筋功能界面

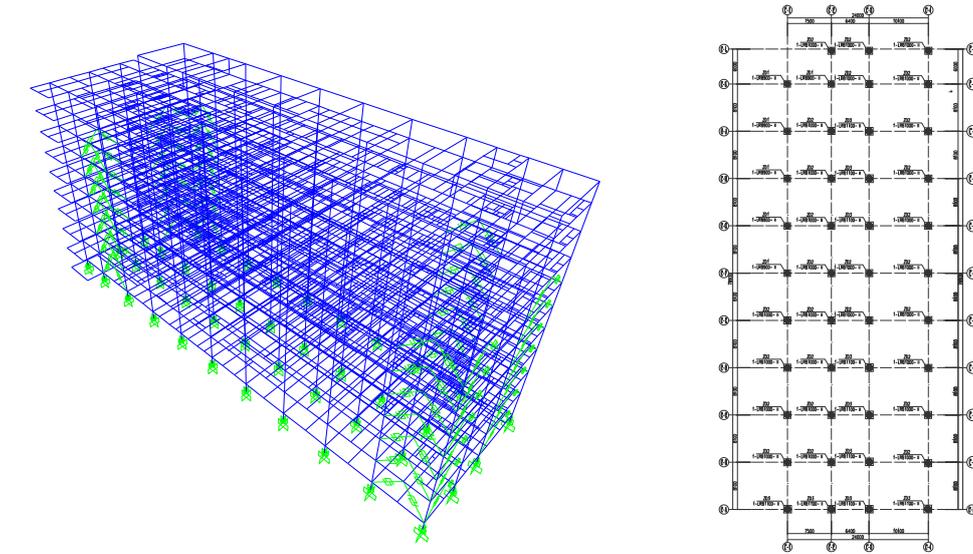


图 5 示例模型

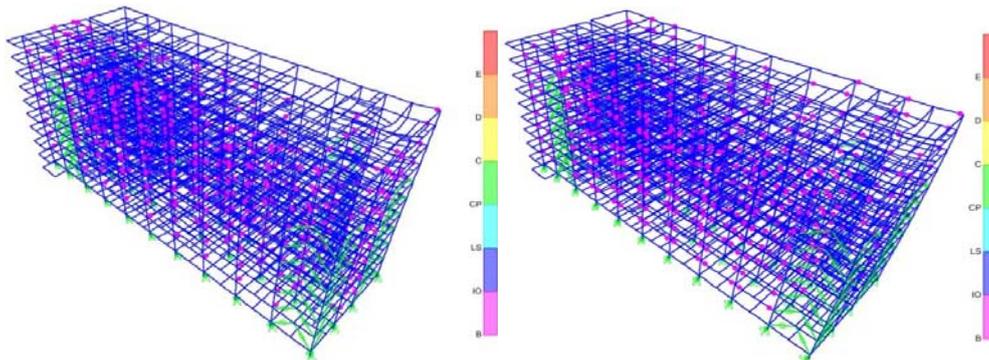


图 6 示例模型弹塑性分析结果

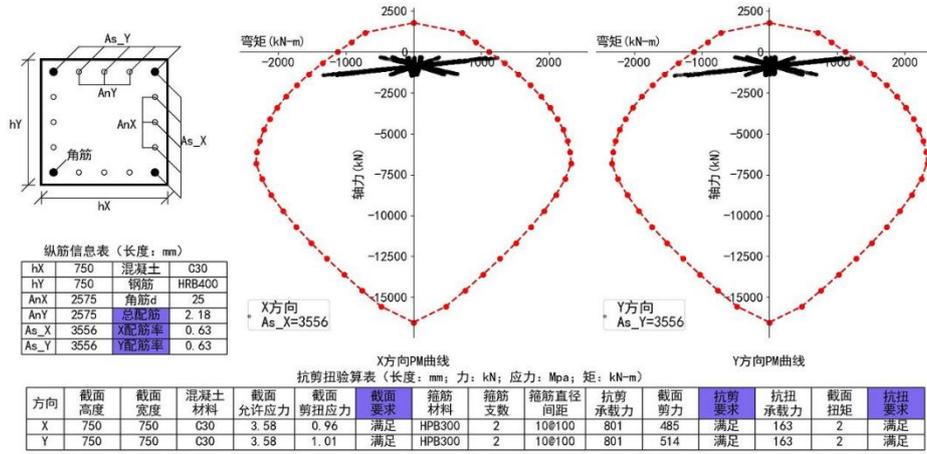


图 7 消能子结构柱及隔震支墩 PM 配筋结果

## 基于香港规范的结构设计程序 ETE 的研发

单位：WSP 科进香港有限公司

项目负责人：陈学伟

使用软件：ETABS

### Development of ETE Program for Structure Design in Hong Kong

Company: WSP Hong Kong

Project Leader: Dino Chen

#### 内容简介

ETABS 与 SAP2000 是强大的结构分析软件，可应用于很多香港项目的分析与设计当中，但是香港规范对重力荷载计算，计算书功能及格式有特别的要求，ETABS 关于香港项目的梁柱墙等构件验算功能并没有得到香港屋宇署预批准使用。因此，为了更好地在香港项目中应用 ETABS 强大的内力分析功能及前处理功能，本课题研究通过二次开发的方法，将 ETABS 的内力分析功能可扩展至构件的验算功能，并拓展出自动出 REVIT 模型与出 CAD 图等功能。

**解决工程问题：**通过对 ETABS 二次开发，把 ETABS 更好地应用到香港项目的结构设计当中。

**技术路线：**

- (1) 通过二次开发的方法读取 ETABS 的模型，充分利用 ETABS 的前处理功能；
- (2) 自编程序 ETE 可导入 ETABS 分析所得各工况内力，用于接力进行梁柱墙构件的设计；
- (3) 由于 ETABS 优秀的前处理功能及精确建模方法，ETE 可生成准确的 BIM 模型；
- (4) ETABS 的内力接力构件设计后，ETE 程序可以直接输出构件的计算书与详细施工图纸；
- (5) ETABS 的精确模型建后，通过二次开发直接可以生成 CAD 的平面图纸。

**实施方法：**

- (1) 节省工程师与绘图员的绘图时间，程序自动生成结构平面布置图与施工大样图；
- (2) 节省构件计算时间，传统方法要求工程师在 ETABS 及 EXCEL 表格之前填充数据并进行表格计算、繁复且容易出错，现在通过二次开发直接生成计算书，提高效率及准确度；
- (3) 避免重复建模，现在只需要建立精确 ETABS 模型，便可直接生成平面图及 BIM 模型。

**效果效益：**基于 ETABS 及 REVIT 进行二次开发的 ETE 软件，应用于香港项目的结构设计当中，对比传统软件使用，可以节省 75% 的工作时间。

**应用工程项目：**ASD 动物医院项目，大埔体育馆项目，骆克道酒店项目，观塘某办公楼项目，数码港项目，广华医院项目，香港大学综合楼项目，菜鸟物流中心，元朗体育馆项目等等。

#### 应用亮点

1. 与 BIM(Revit)互相转换模型的功能；

2. 梁板柱墙与组合构件的验算功能得到香港屋宇署的审批；
3. 可以全部结构信息转换到 SADS 软件当中；
4. 自动生成梁柱构件施工大样图；
5. 自主研发有限元计算核心，可进行重力最不利布置计算；
6. 可接力 ETABS 的内力进行构件验算；
7. 可生成梁板柱墙表格；
8. 支持不规则柱墙构件包括组合构件的 PM 计算；
9. 可导出结构平面布置图；
10. 自主研发图形界面方便工程师对构件信息补充输入。

## 成果展示

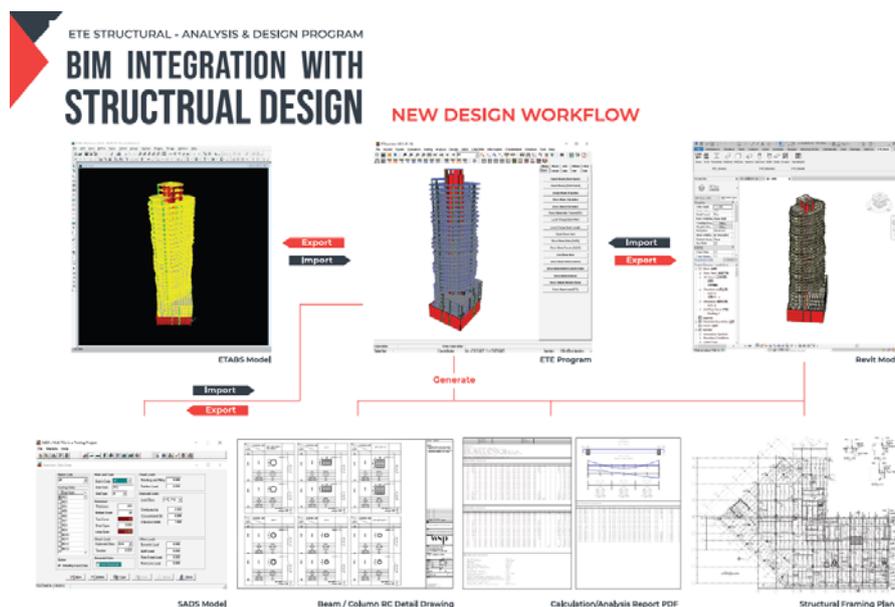


图 1 ETE 工作流程

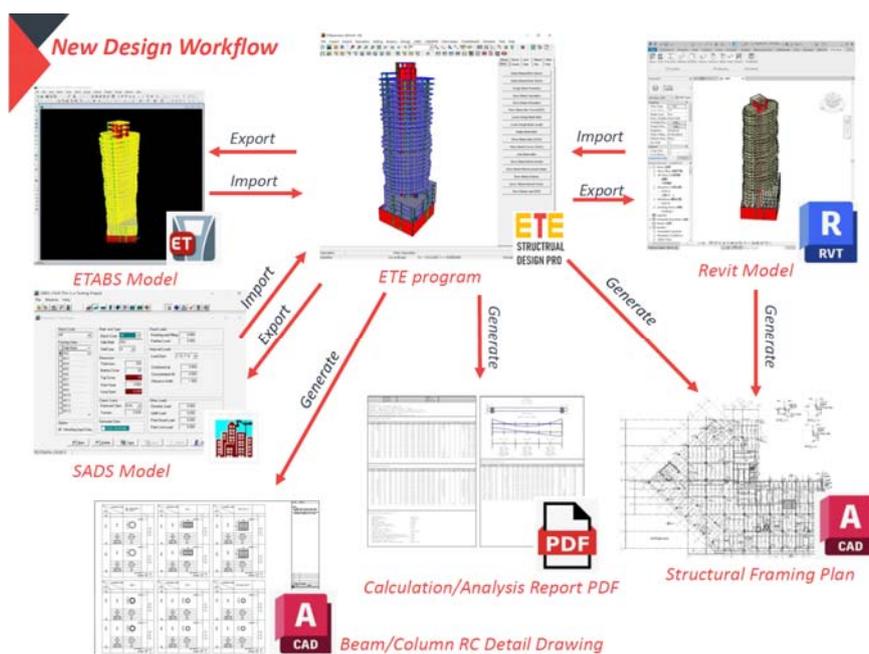


图 2 ETE 概览

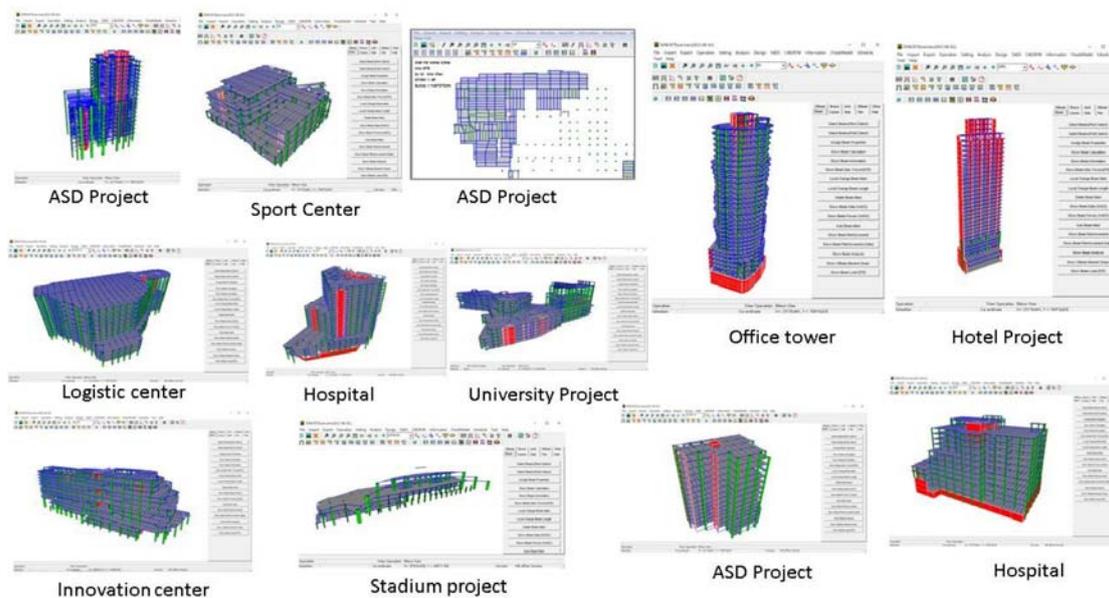


图 3 ETE 在香港项目中的应用

## 相关论文

1. 陈学伟, 林哲. 基于荷载富余值算法的构件正截面承载力验算程序的研发[J]. 建筑结构, 2021.12, 51(S2): 1026-1030

## 基于 SAP2000 二次开发的工业厂房结构建模的辅助插件

单位：1. 广东省冶金建筑设计研究院有限公司；  
2. 中国能源建设集团广东省电力设计研究院有限公司

项目负责人：李杰<sup>1</sup>

项目参与人：熊雄<sup>2</sup>

使用软件：SAP2000

### Auxiliary Plugin for Industrial Factory Building

### Structural Modeling Using SAP2000 API

Companies: 1. Guangdong Metallurgical Architectural Design and Research Institute Co., Ltd.

2. Guangdong Electric Power Design and Research Institute Co., Ltd.

Project Leader: Li Jie<sup>1</sup>

Project Participant: Xiong Xiong<sup>2</sup>

### 内容简介

作为工业建筑，发电厂建筑物为满足生产工艺布置需求，常常导致结构形式和平面布置复杂，结构不仅需要承受常规的恒载、风荷载、地震作用，还需承受工艺设备、管道的运行、检修、施工拖运等荷载以及多台吊车的运行荷载，同时还要承受较大的振动荷载。主厂房是发电厂的重要建筑物，其结构布置更为复杂，荷载工况更加繁多，是发电厂结构设计的重点和难点。

在使用 SAP2000 创建主厂房结构模型时，各工艺专业的荷载提资是重要的输入资料，设计人员需按照提资将荷载手动逐一施加到模型中，并进行相应的结构布置调整，以形成合理、有效的传力体系。在 SAP2000 中输入工艺管道荷载时，可采用节点荷载或框架荷载两种方式，由于主厂房提资中荷载点很多，无论采用哪种方式，均需耗费设计人员大量的时间和精力；以某电厂工程为例，主厂房仅汽机专业的管道点荷载就有近 2000 个。因此，主厂房模型仅荷载施加、结构布置调整就会占用大量时间，而且随着主厂房三维设计的精细化，管道点荷载的数量会进一步增加，手动加载的弊端也更加凸显出来，主要表现在：

- (1) 设计人员需进行大量重复式的机械劳动来施加荷载，工作效率低，耗费大量的时间和精力；
- (2) 荷载数据量大，难以保证模型荷载施加的准确性，也不便于设计人员校核；
- (3) 不同设计阶段的工艺荷载提资不可避免会发生多次变更，设计人员需在计算模型中多次核对并更改或删除原荷载，再相应地按照新的荷载提资输入数据，修改不方便且效率低；
- (4) 以往工程的工艺荷载提资一般只有竖向力，只有少数点有水平力，如今随着工艺专业三维设计的开展，所提的荷载越来越细化，数据也越来越庞大，每个荷载点不仅包括运行工况下正负方向的 3 组力和力矩（共 12 个数据），还包括瞬态工况的荷载。若要设计人员手动逐一筛选出最不利荷载再施加到模型中，工作量巨大。

可见，主厂房结构建模过程中仅荷载施加就会占用大量时间，直接影响到设计工期，也不利于三维设计的推广和精细化设计的深入。主厂房作为发电厂的重要结构卷册，其出图时间直接决定了项目里程碑节点能否顺利实施。因此，提高建模时荷载输入的效率和准确率，对缩短设计工期，保证项目顺利实施具有非常积极的意义。

基于此，利用 SAP2000 的 API 功能，开发了发电厂主厂房结构的建模辅助插件，实现荷载施加、结构建模的自动化和智能化，保证荷载数据输入的准确性，提高主厂房结构建模的工作效率。同时，也将设计人员从枯燥、繁琐、机械的建模工作中解放出来，把更多的时间和精力专注于结构本身的设计和优化。

## 应用亮点

1. 本插件安装后可在 SAP2000 工具栏中直接调用，界面简洁、操作简便。本插件可将荷载数据直接传送到 SAP2000，大大提高数据交互的效率，且可对模型进行实时可视化操作。

2. 可直接读取工艺提资中荷载作用点坐标及荷载数值，结合 SAP2000 模型已有的结构布置，自动判别出荷载传力方向，选择以点荷载或框架荷载的方式施加到模型中，自动生成次梁或自动将荷载分配到已有梁上。自动建模时生成的次梁，不仅适用于竖直、水平的横梁，还适用于斜梁布置的特殊情况。

3. 可根据不同专业、不同提资单号分批导入荷载数据或一次导入所有荷载数据，可灵活地指定荷载工况、对象组和次梁截面。在将荷载数据导入模型过程中，通过对象组进行区分，当工艺提资发生变更时，可选中该对象组并删除，再次导入即可完成结构模型的修改。

4. 对工艺提资中荷载点的多工况数据，本插件可自动筛选出最不利荷载工况，再将最不利荷载工况施加到结构模型中。

5. 在导入荷载数据时，软件自动识别当前采用的单位制，并与荷载数据中采用的单位制进行自动转换，用户无需手动转换，也避免了因两者单位制不同而引起的错误。

## 成果展示

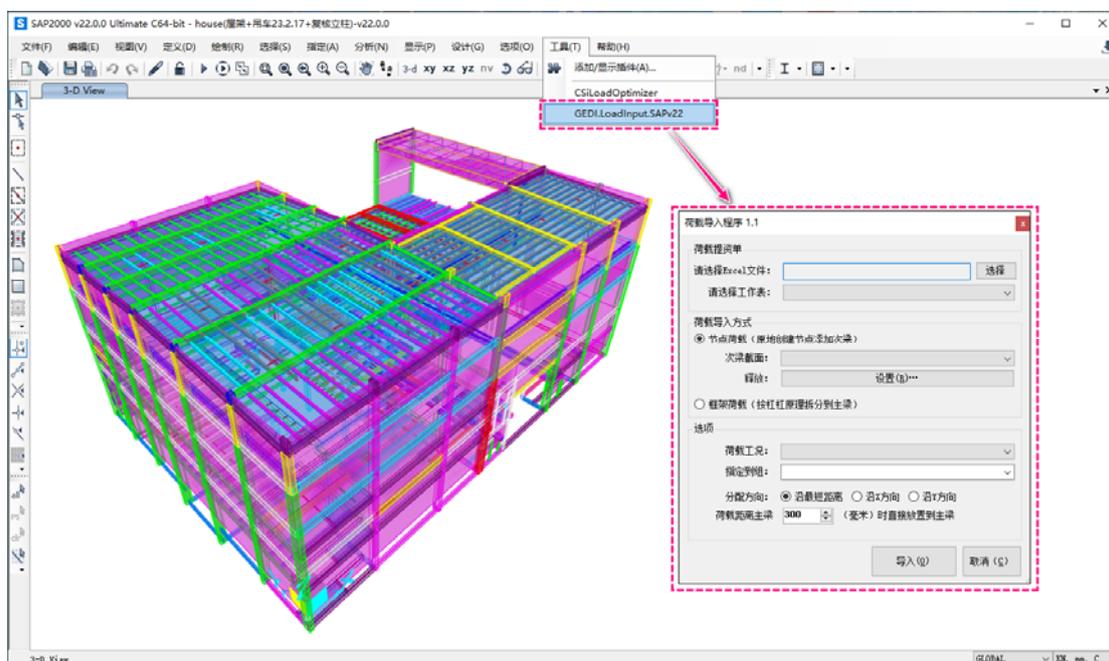


图 1 结构建模辅助插件的调用

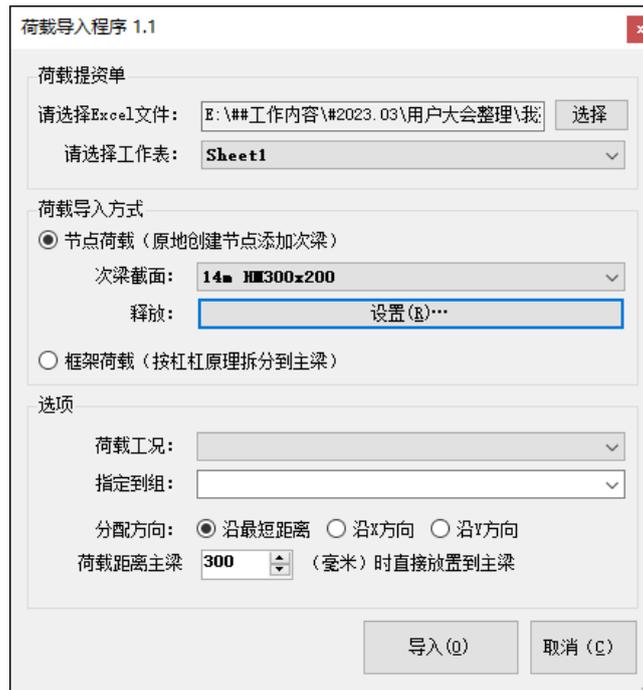


图 2 插件界面

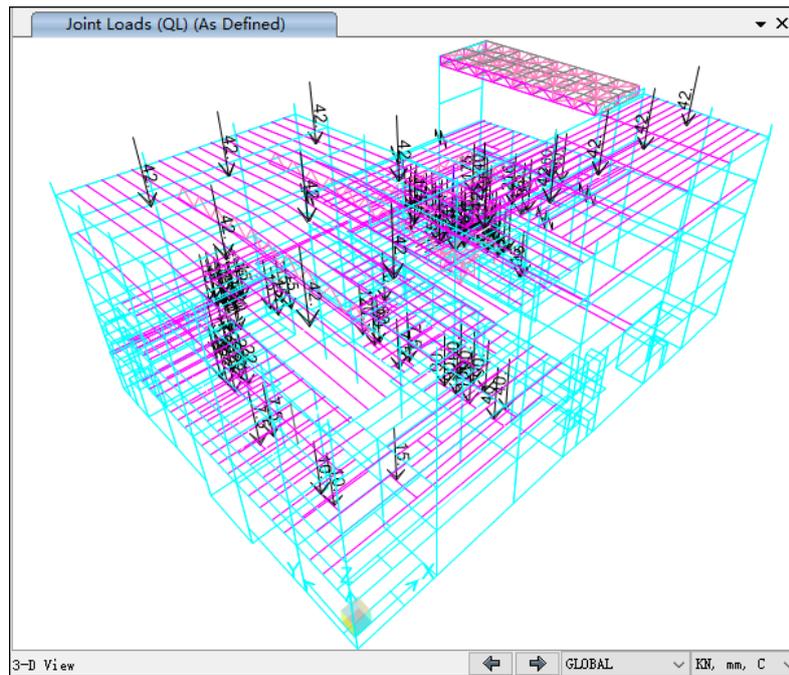


图 3 成功加载的节点荷载示意

## ERDP 减震辅助设计软件开发与应用

单位：广州容柏生建筑设计事务所(普通合伙)

项目负责人：崔济东

使用软件：ETABS

### Development and Application of Earthquake-Reduction Design Program

Company: RBS Architectural Engineering Design Associates

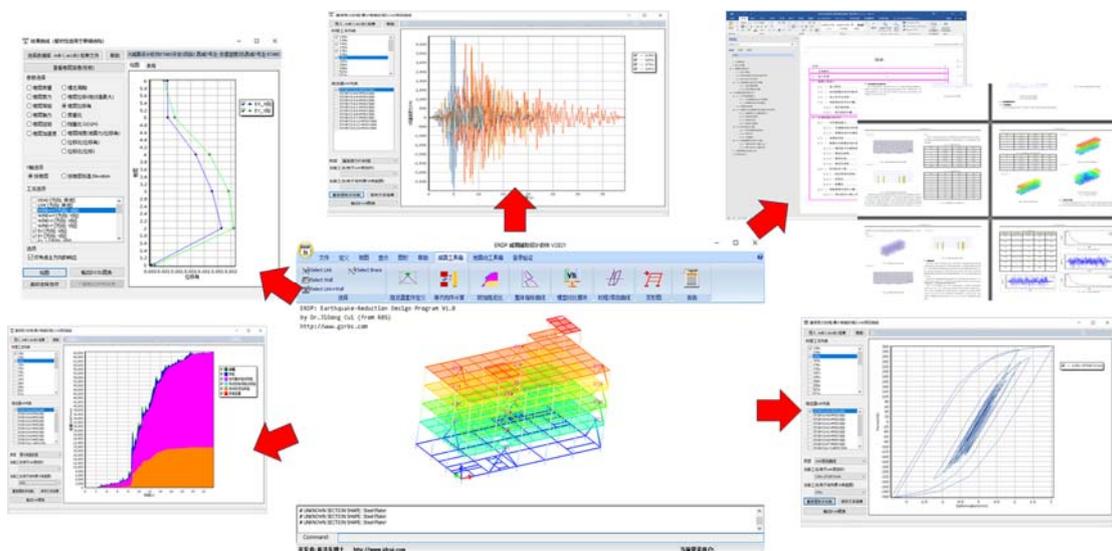
Project Leader: Cui Jidong

#### 内容简介

通过 ETABS 二次开发等手段，初步编制了 ERDP (Earthquake-Reduction Design Program)，可导入结构设计软件的模型及分析结果，并对计算结果进行二次处理与分析，辅助结构工程师快速进行减震结构设计、减震方案比选、减震产品参数选取、快速生成减震分析报告，减轻结构工程师的减震设计工作量，让减震设计更加流畅化与高效化。

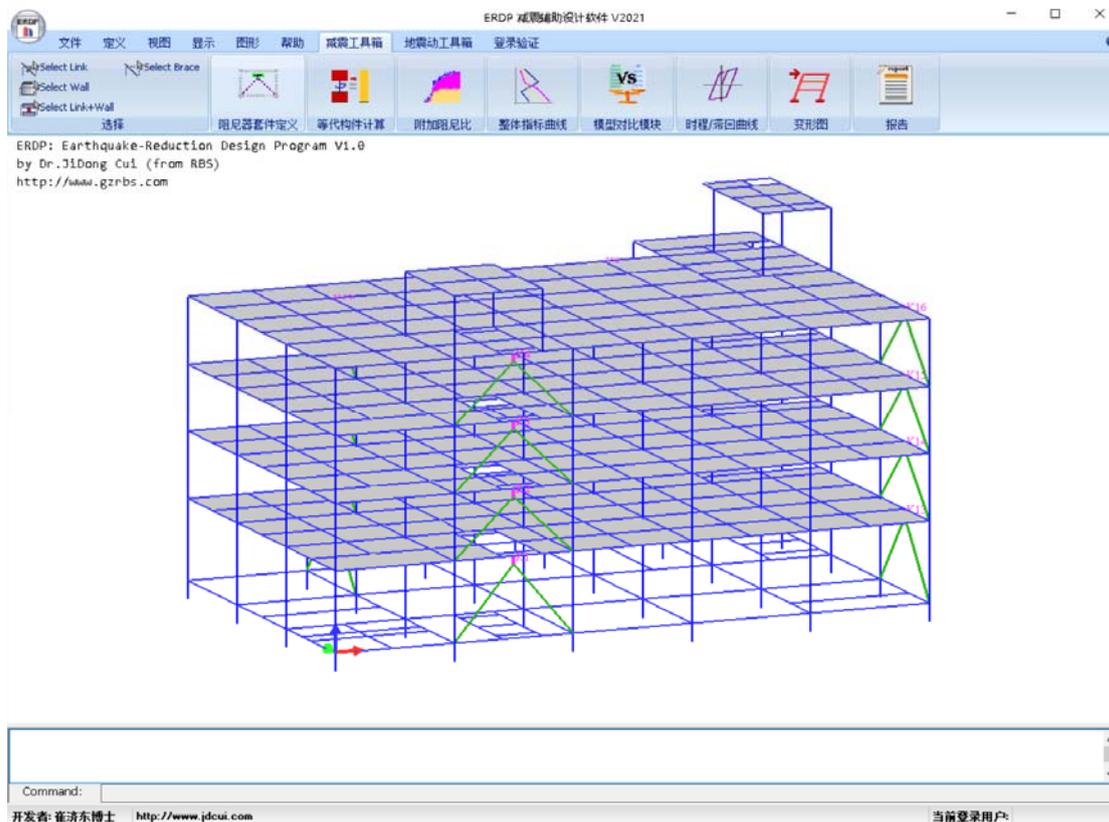
#### 应用亮点

程序功能模块：模型 3D 视图；阻尼器套件；等代构件计算；附加阻尼比计算；整体指标曲线；多模型曲线对比；时程/滞回曲线；整体变形图；减震分析报告；地震动工具箱。



## 成果展示

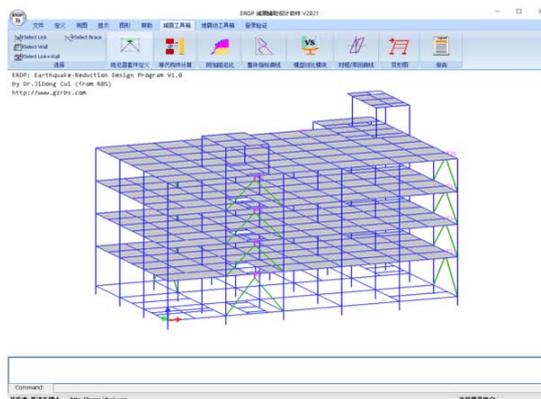
ERDP (Earthquake-Reduction Design Program), 与常用软件 (ETABS、YJK 等) 结合, 可导入常用结构设计软件的模型及分析结果, 并对计算结果进行二次处理与分析, 辅助结构工程师快速进行减震结构设计、减震方案比选、减震产品参数选取、快速生成减震分析报告, 减轻结构工程师的减震设计工作量, 让减震设计更加流畅化与高效化。



### 1. ERDP减震设计软件研发背景

#### 主要功能:

- ◆ 弹性与弹塑性分析, 整体结果曲线对比
- ◆ 多组方案模型参数的对比及结果提取
- ◆ 附加阻尼比计算 (规范法、能量法等)
- ◆ 阻尼器统计 (类型, 参数、数量、材料用量、滞回耗能)
- ◆ 阻尼器的等代计算 (各类位移型阻尼器)
- ◆ 地震波选波分析、反应谱对比、选波报告
- ◆ 自动生成整体指标曲线EXCEL图表
- ◆ 自动生成减震分析报告WORD



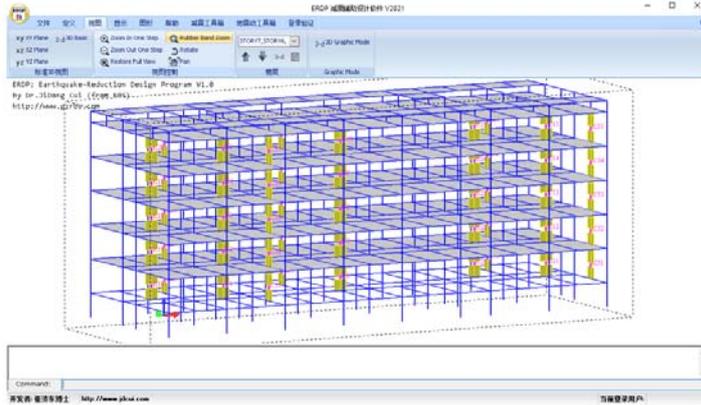
2. ERDP减震设计软件思路及主要模块



2. ERDP减震设计软件思路及主要模块

1 模型3D视图

软件以OPENGEL作为底层图形驱动，支持三维图形交互式查看及分析结果，可按楼层显示、构件显示、局部显示等，支持选择点、面、线等对象的交互选择。3D视图交互方便后续补充定义减震组件及图形化显示分析结果。



2. ERDP减震设计软件思路及主要模块

2 阻尼器套件

对于阻尼器，软件提出“阻尼器套件”的概念，阻尼器套件包括阻尼器本身和阻尼器关联的子结构。通过阻尼器套件，方便后续进行进行等代构件计算及子结构设计。



2. ERDP减震设计软件思路及主要模块

3 等代构件计算

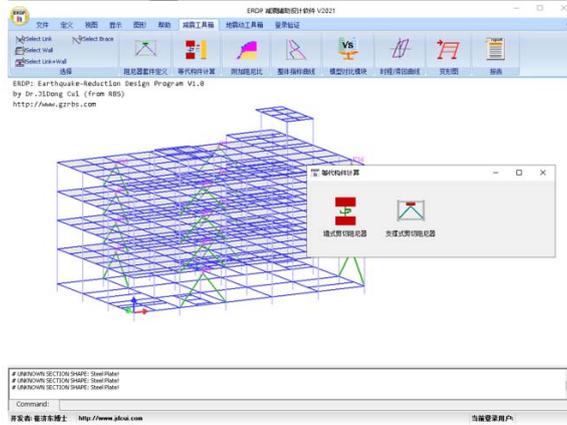


金属阻尼器小震进入屈服时，为了采用振型分解反应谱方法进行构件设计，需要评估阻尼器组件的等效刚度。ERDP减震设计软件可基于ETABS时程分析结果，计算金属阻尼器组件的等代构件。

等代构件计算

墙式剪切型布置

人字形布置



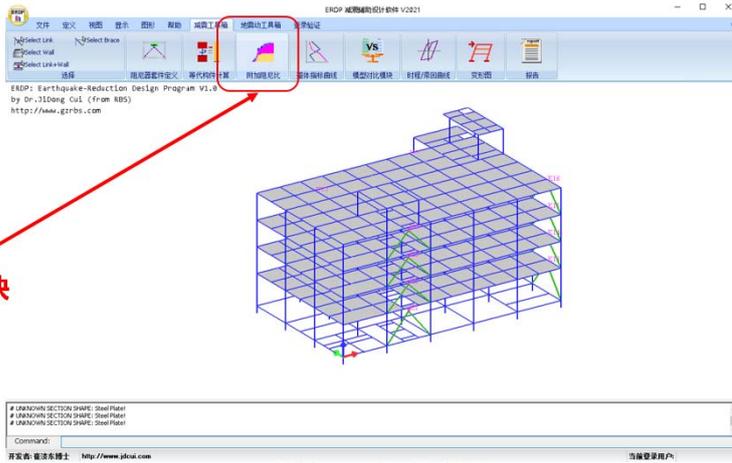
2. ERDP减震设计软件思路及主要模块

4 附加阻尼比计算



ERDP减震设计软件提供两种附加阻尼比计算方法：规范法和模态阻尼比例能量法

附加阻尼比模块

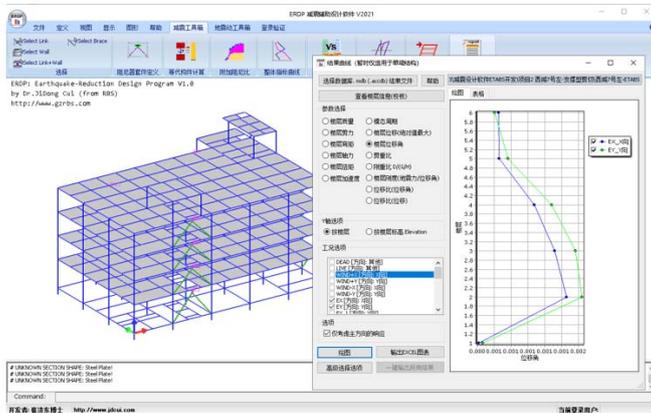


2. ERDP减震设计软件思路及主要模块

5 整体指标曲线



各类整体指标曲线绘制，并输出EXCEL表。



- 楼层质量
- 楼层剪力 弯矩 轴力 扭矩
- 楼层加速度
- 楼层位移角
- 楼层剪重比
- 楼层刚重比
- 楼层刚度
- 楼层位移比 (位移/位移)

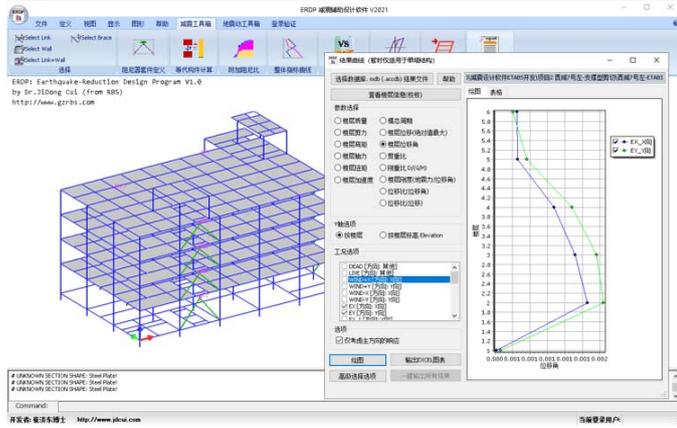


2. ERDP减震设计软件思路及主要模块

6 整体曲线对比



多模型的曲线对比，如减震VS非减震。



- 楼层质量
- 楼层剪力 弯矩 轴力 扭矩
- 楼层加速度
- 楼层位移角
- 楼层剪重比
- 楼层刚重比
- 楼层刚度
- 楼层位移比 (位移/位移)

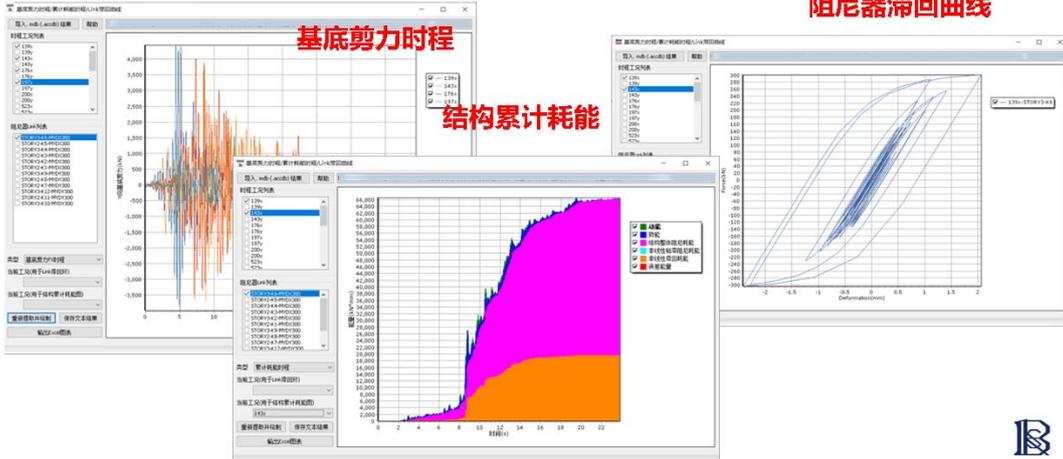


2. ERDP减震设计软件思路及主要模块

7 时程/滞回曲线



基底剪力时程、结构累计耗能、阻尼器滞回曲线。



阻尼器滞回曲线

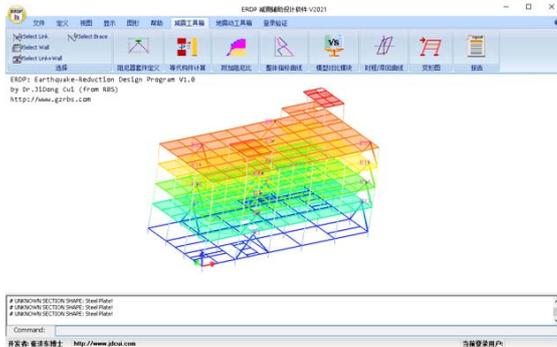


2. ERDP减震设计软件思路及主要模块

8 整体变形云图



各工况变形云图渲染。

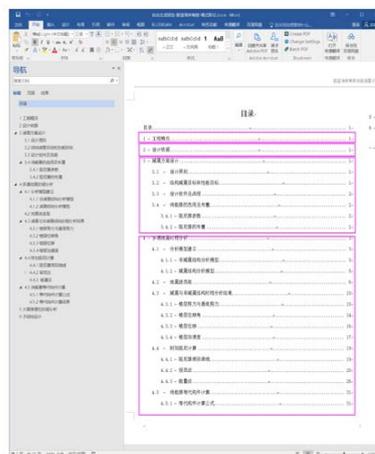


## 2. ERDP减震设计软件思路及主要模块

## 9 减震分析报告

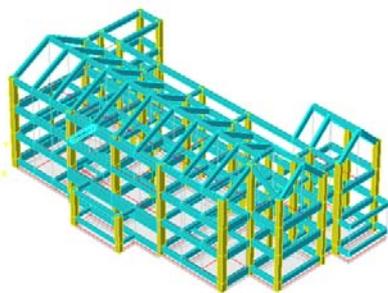


自动生成减震分析WORD报告。



## 3. ERDP减震设计软件应用案例

### 案例1：某8度区 框架结构 (金属阻尼器)

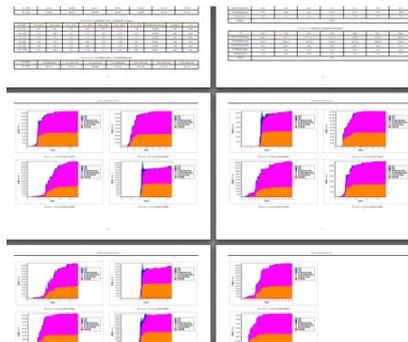
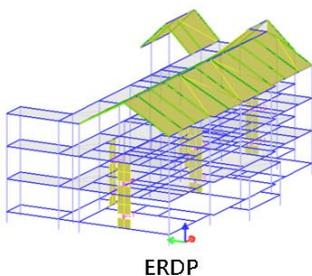


项目建筑用途为学校。建筑高度为10.5米，上部结构为3层，结构形式为框架结构。结构安全等级一级，结构设计使用年限 50年，建筑物抗震设防分类为乙类，建筑物抗震设防 8度，基本地震加速度0.3g，地震分组第二组，建筑场地类别 II类，建筑物抗震等级：框架抗震等级为二级。



## 3. ERDP减震设计软件应用案例

项目为重点设防类建筑，根据相关文件，应充分重视建筑结构的抗震性能，尤其是罕遇地震下结构的抗倒塌性能，为了提高该结构地震下的安全性，采用减震设计加强结构的抗震性能，一共布置了12套墙式连接的剪切型金属阻尼器。采用ETABS及ERDP软件完成了减震分析工作。



# ETABS 和 PERFORM-3D 软件 在北京绿地中心超高层项目中的应用

单位：中国建筑设计研究院有限公司

项目负责人：范重；胡纯炀；杨开

项目参与人：杨苏；王义华；赵长军

使用软件：ETABS, PERFORM-3D



## The Application of ETABS and PERFORM-3D Software in the Super High-rise Building of Beijing Greenland Center Project

**Company:** China Architecture Design and Research Group

**Project Leaders:** Fan Zhong; Hu Chunyang; Yang Kai

**Project Participants:** Yang Su; Wang Yihua; Zhao Changjun

### 内容简介

本项目采用 ETABS 软件进行了多遇地震下结构的计算，与其他软件对比周期、内力等指标，验证了整体计算模型的可靠性。并采用 PERFORM-3D 完成整体结构的弹塑性时程分析，对结构进行了性能评估，并对双连梁耗能能力进行了研究。

### 应用亮点

1. 采用 ETABS 完成多遇地震下的结构指标分析；
2. 采用 PERFORM-3D 完成整体结构的大震弹塑性时程分析，并对结构进行了性能评估；
3. 采用 PERFORM-3D 进行了双连梁与单连梁对比分析，双连梁在保证足够刚度的情况下，延性与耗能有显著增加。

### 成果展示

#### 一、结构概况

北京绿地大望京中心位于北京大望京商务区总体规划中的 627 地块，由一栋超高层塔楼和一朵裙房组成，总建筑面积约 17 万 m<sup>2</sup>。超高层塔楼地上 55 层，建筑高度 260m，裙房地上 4 层，建筑高度 23.9m，地

地下室均为 5 层。塔楼采用框架-核心筒结构体系，核心筒采用钢板组合剪力墙/型钢混凝土剪力/钢筋混凝土剪力墙，边框架由型钢混凝土柱和 H 型钢梁构成，同时利用塔楼 42 层与 43 层的设备层布置了伸臂桁架与环桁架，用以增强塔楼侧向刚度。

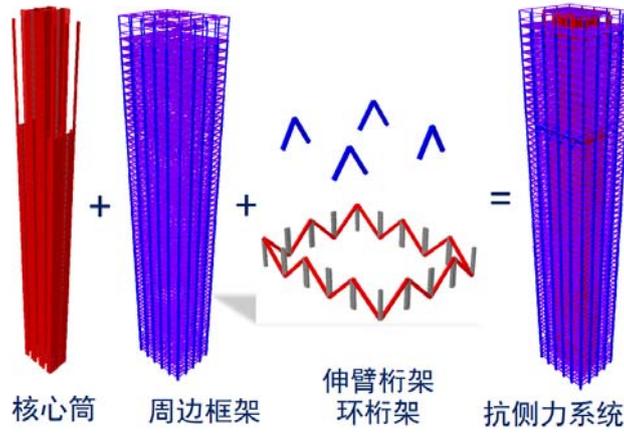


图 1 结构体系介绍

二、结构指标对比

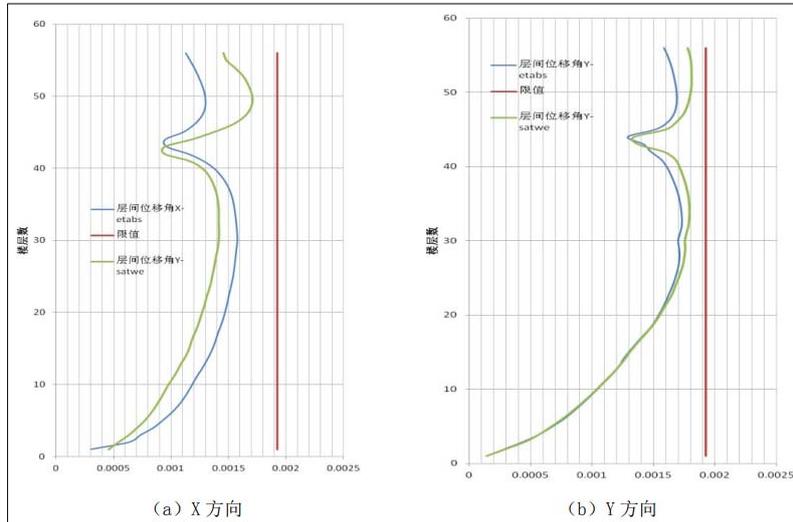


图 2 层间位移角

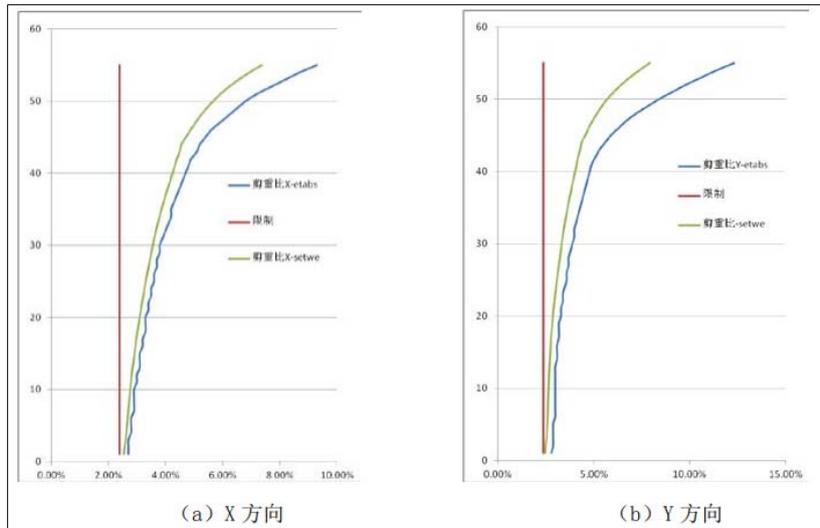


图 3 剪重比

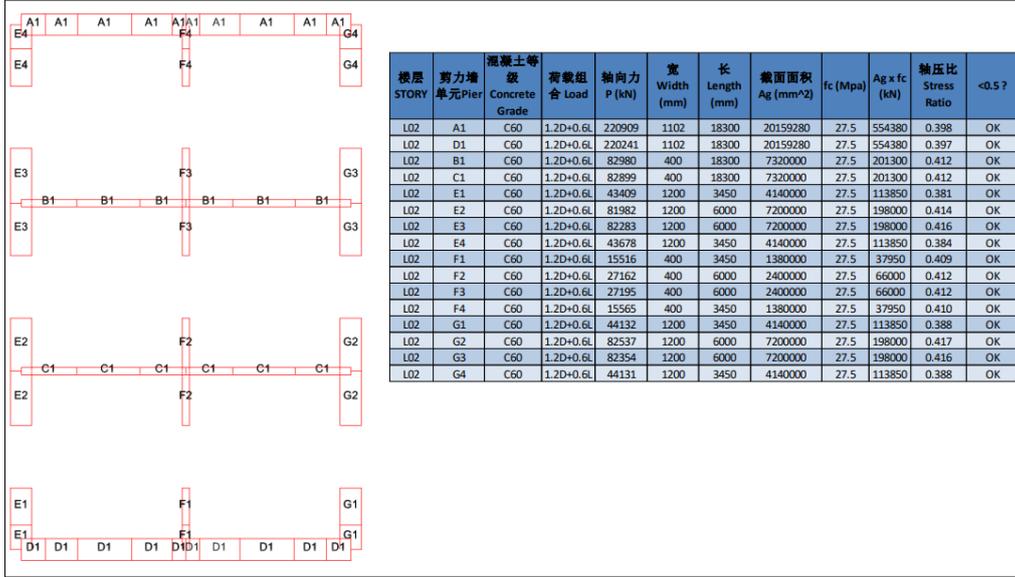


图 4 墙肢划分与合理控制墙肢轴压比

### 三、基于 PERFORM-3D 的弹塑性分析

本算例模型采用纤维截面来模拟剪力墙单元，墙体的非线性行为通过材料的非线性行为来模拟。连梁塑性铰基于弯矩-曲率关系的塑性铰定义，通过杆端塑性铰进行模拟，塑性变形集中于两端的塑性铰。分析模型中主要使用纤维单元模型和杆端弹簧模型，有效的降低了结构的自由度，在不失准确性的前提下，提高了计算效率。

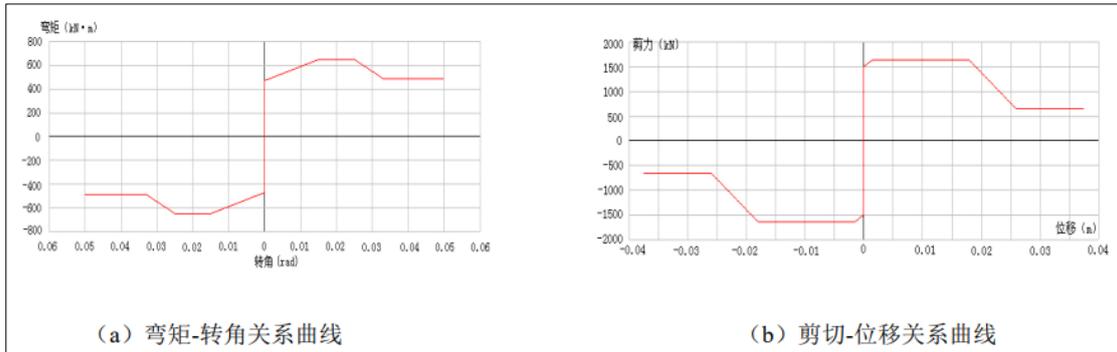


图 5 典型的连梁塑性铰本构

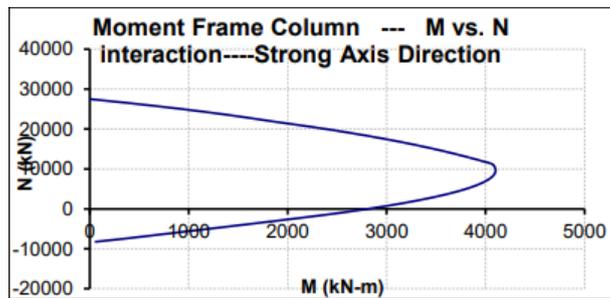


图 6 典型框架柱的 P-M2-M3 关系图

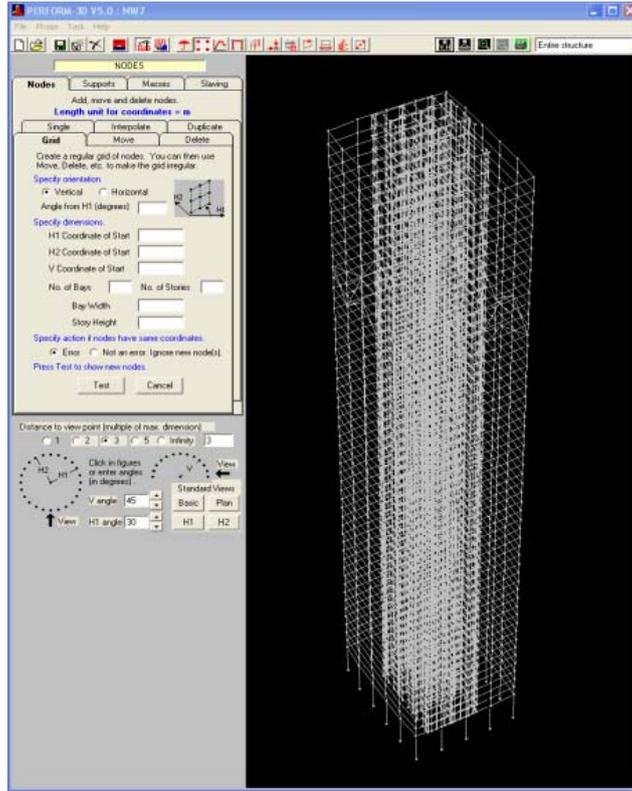
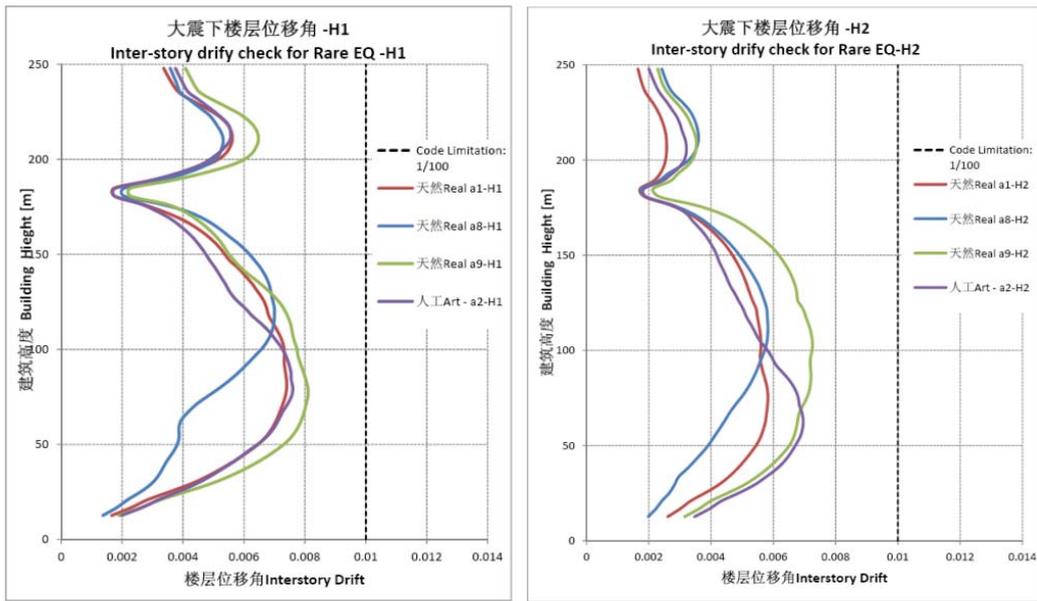


图 7 PERFORM-3D 弹塑性模型



图：大震下的弹塑性层间位移角沿H1方向

图：大震下的弹塑性层间位移角沿H2方向

图 8 大震下层间位移角

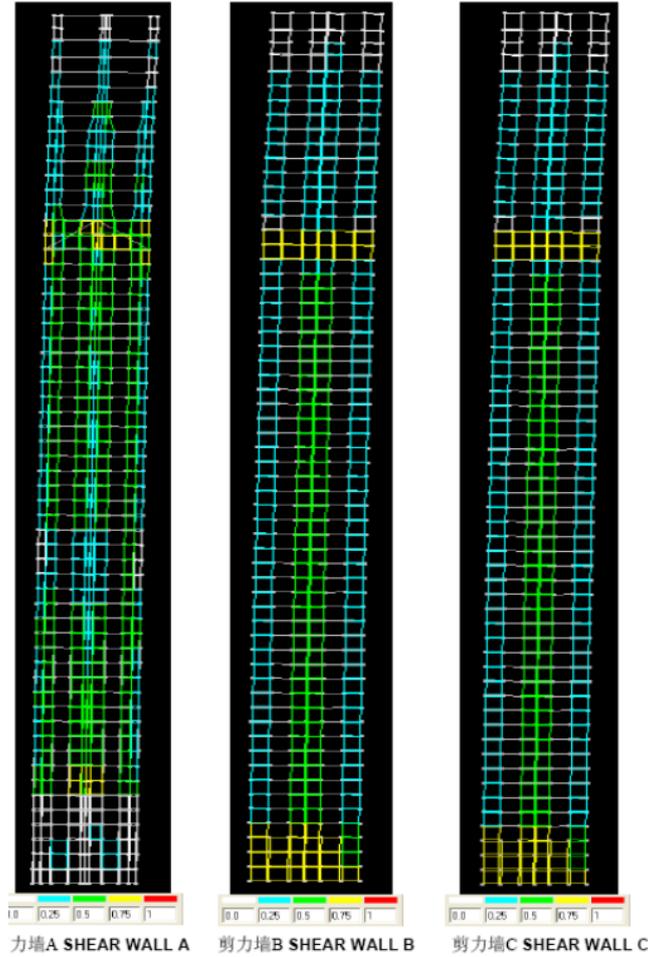


图9 典型墙肢 D/C 比

#### 四、剪力墙洞口双连梁设计研究

本文提出的双连梁是在同一楼层高度内，沿高度方向均匀布置两根连梁，区别于带水平缝的双连梁，仅仅降低了连梁的刚度，这一做法可以使墙肢的受力更加均匀，避免局部的应力集中，有效增加了连梁的跨高比，改善连梁的延性，还可以解决连梁截面不足的设计难题。同时两根连梁之间的距离增大，施工难度不大。并采用 PERFORM-3D 软件对双连梁的受力性能和耗能机制进行研究。

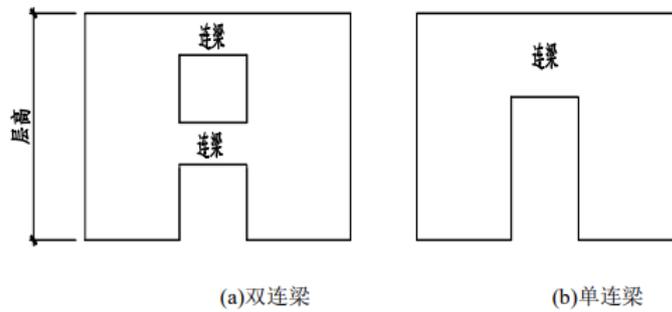


图10 基于结构洞口的双连梁与单连梁示意图

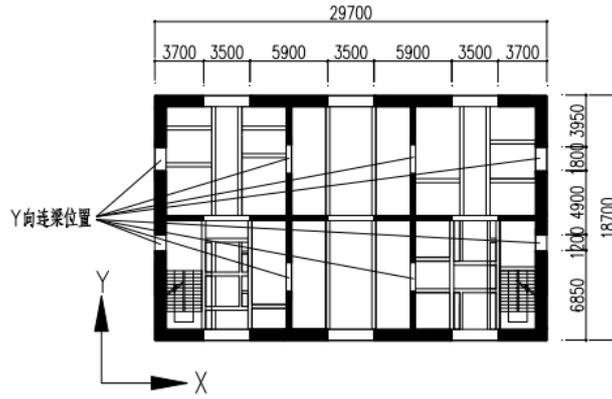


图 11 标准楼层平面图

说明双连梁也能很好的维持结构的刚度，双连梁对连梁跨高比的减小并没有带来结构刚度的显著降低。

自振周期	第一周期 (s)	第二周期 (s)	第三周期 (s)
单连梁模型	2.288	2.097	0.9981
双连梁模型	2.317	2.097	1.016

图 12 结构基本周期

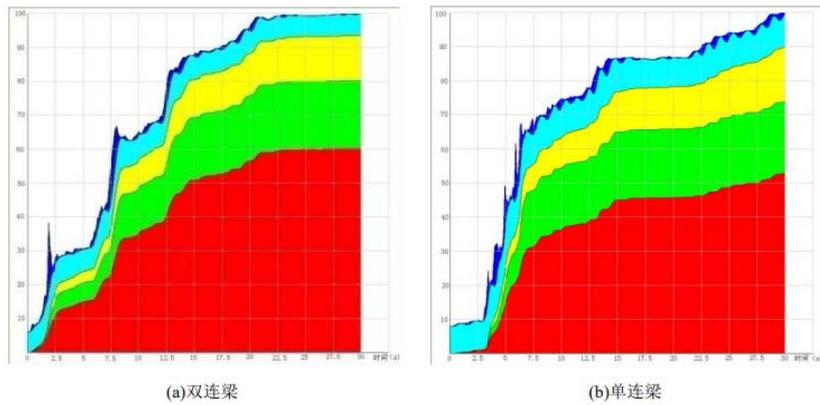


图 13 剪力墙结构能量谱构成

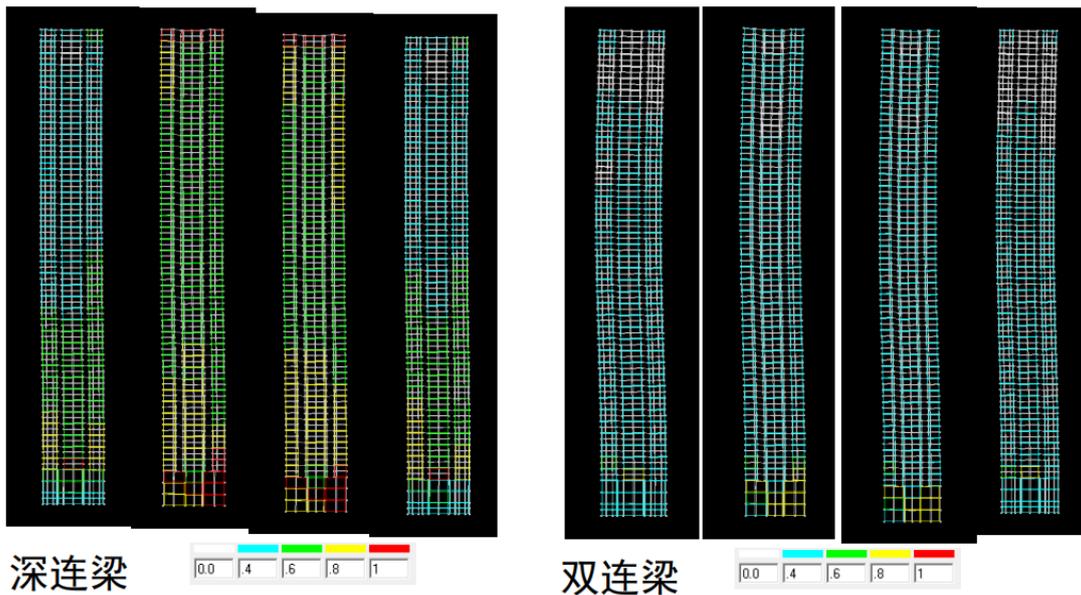
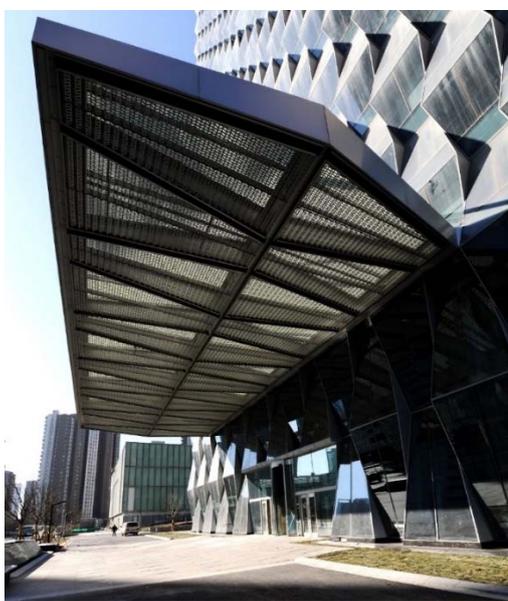
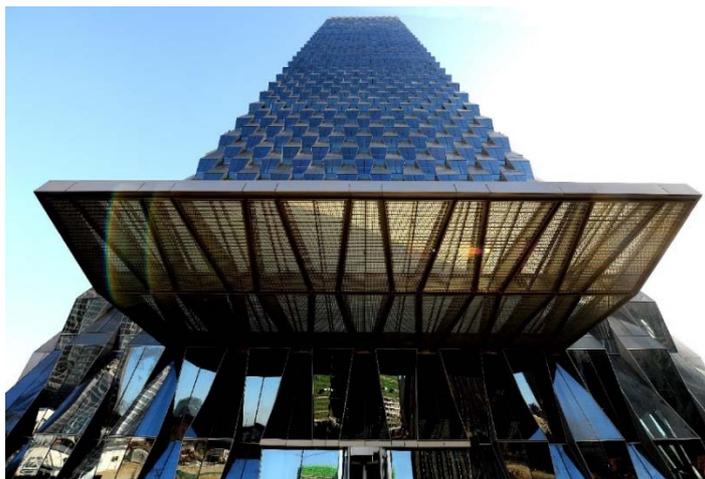


图 14 深连梁与双连梁 D/C 对比

## 五、现场照片



## 相关论文

1. 范重,彭翼,杨开,邓仲良,胡纯炆. 北京绿地大望京超高层设计关键技术[J]. 第二十三届全国高层建筑结构学术会议论文, 2014.
2. 刘畅,范重,杨开. 剪力墙洞口双连梁设计研究[J]. 第二十三届全国高层建筑结构学术会议论文, 2014.
3. 范重,王金金,张莉莉. 钢板组合剪力墙应用与进展[J]. 建筑结构, 2015, 45(S1): 616-625.
4. 范重,王金金,王义华,聂建国,樊健生,汪家继,胡海波. 钢板混凝土组合剪力墙拉弯性能研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(7): 1-8.
5. 王金金,范重,邢超,樊健生,汪家继,陶慕轩,杨政. 钢板混凝土组合剪力墙轴压比影响研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(7): 29-37.
6. 范重,王金金,朱丹,樊健生,汪家继,龚进. 钢板组合剪力墙轴心受拉性能研究[J]. 建筑钢结构进展, 2016, 18(5): 10-18.

## SAP2000 在再生混凝土高层建筑结构分析与设计中的应用

单位：上海市城市建设设计研究总院（集团）有限公司

项目负责人：卢家森

项目参与人：张秀峰；华婧

使用软件：SAP2000

## SAP2000 Used in Structural Analysis and Design of Recycled Concrete Tall Buildings

Company: Shanghai Urban Construction Design & Research Institute

Project Leader: Lu Jiasen

Project Participants: Zhang Xiufeng; Hua Jing



### 内容简介

再生混凝土是指将废弃的混凝土块经过破碎、清洗、分级后，按一定比例与级配混合，部分或全部代替砂石等天然集料（主要是粗集料），再加入水泥、水等配而成的新混凝土。五角场镇340街坊商业办公用房2A座结构高度45.6m，采用框-剪结构体系，3层以上结构构件应用再生混凝土材料，为世界上首幢再生骨料混凝土结构高层建筑。本项目通过试验确定了材料强度与弹性模量，其他材料参数依据《再生混凝土应用技术规程》确定，在SAP2000中自定义再生混凝土材料，进行了整体结构计算分析，并补充了小震作用下的时程分析，与第三方软件对比的分析结果表明，结构在多遇地震作用下各项指标均满足抗规要求。

采用 SAP2000 进行了罕遇地震作用下的静力弹塑性分析，分析结果满足规范要求，能够确保结构性能满足预设的抗震性能目标。该工程所采用的设计方法和思路对其他类似再生混凝土高层建筑设计具有一定的借鉴作用。

## 应用亮点

1. 基于 SAP2000 自定义再生混凝土材料，建立再生混凝土框-剪结构模型，与第三方软件进行指标对比，确保模型的合理性；
2. 基于 SAP2000 补充小震弹性时程分析，并与普通混凝土结构结果进行对比分析；
3. 基于 SAP2000 提出了一种再生混凝土框-剪结构静力弹塑性分析方法。梁采用 M 铰，柱采用纤维 PMM 铰，剪力墙采用分层壳模型，其中梁的 M 铰承载力按照中国规范公式计算，混凝土纤维及分层壳采用自定义的非约束混凝土和约束混凝土四折线简化本构模型，考虑均布荷载和模态荷载两种加载模式，对比分析了大震弹塑性静力推覆结果。

## 成果展示

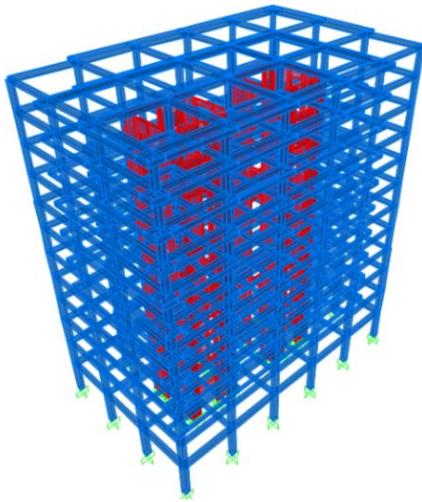


图 1 SAP2000 模型

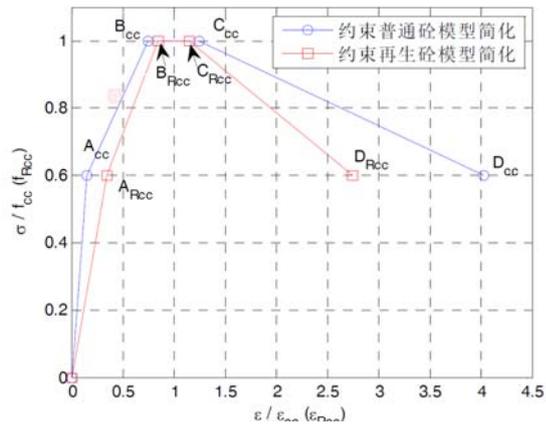


图 2 约束再生混凝土归一化的四折线简化模型

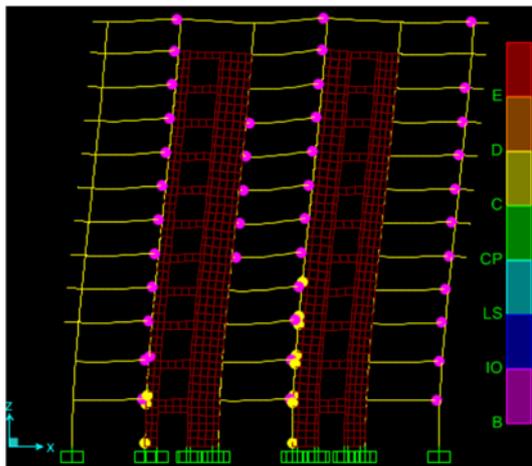


图 3 大震下结构出铰状态

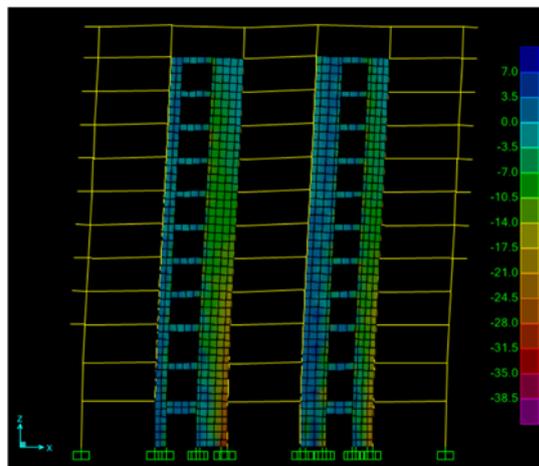


图 4 大震下分层壳应力图



图5 再生骨料生产



图6 现场浇筑再生混凝土

## 相关论文

1. 卢家森, 吴金虎, 郑振鹏. 再生混凝土框-剪结构静力弹塑性分析方法[J]. 工业建筑, 2016, 46(S).
2. 卢家森, 郑振鹏, 肖建庄. 上海某高层再生混凝土结构设计与分析[J]. 建筑结构, 2016, 46(12).3.

## ETABS 超高层全阶段长期收缩徐变分析

单位：浙江绿城建筑设计有限公司

项目负责人：王昕

项目参与人：龙甘

使用软件：ETABS

## Long-term Creep and Shrinkage Analyses of High-rise Buildings for the Entire Construction Phases in ETABS

Company: Zhejiang Greeton Architectural Design Co., Ltd.

Project Leader: Wang Xin

Project Participant: Long Gan

### 内容简介

采用 ETABS 对超高层建筑考虑混凝土收缩徐变效应的施工全过程及长期变形进行模拟。介绍了混凝土收缩徐变的基本原理与各参数对收缩徐变曲线的影响；汇总了多个混凝土收缩徐变模型的特点及其适用范围，以及这些模型在 ETABS 中的参数设置；介绍了超高层收缩徐变分析在 ETABS 软件中的实现，包括混凝土时间属性的定义、构件相关定义及修正、施工步骤的定义以及不同施工步骤的构件分组，并采用二次开发提高收缩徐变分析模型的定义和分析过程。根据 4 个超高层实际项目的收缩徐变分析及结果，总结了部分超高层收缩徐变的一般规律。

### 应用亮点

1. 多个混凝土收缩徐变模型以及这些模型在 ETABS 中的参数设置；
2. 收缩徐变分析在 ETABS 中的实现；
3. 型钢/钢管混凝土构件收缩徐变的模拟方法；
4. 采用 ETABS 对 4 个超高层项目进行分析，并总结了部分超高层收缩徐变的一般规律；

### 成果展示

#### 一、混凝土收缩徐变理论与主要模型简述

介绍收缩和徐变的基本概念，并给出了不同因素对混凝土收缩、徐变曲线的影响。混凝土构件名义尺寸越大，则收缩徐变效应越小；混凝土浇筑完成后养护/加载时间越长，长期收缩徐变效应越小；混凝土强度提高也将减小其收缩应变效应。不同的收缩徐变模型由于基本理论、考虑的影响因素以及修正系数等不尽相同，因此采用不同收缩徐变模型计算所得的混凝土长期应变也有所差异。

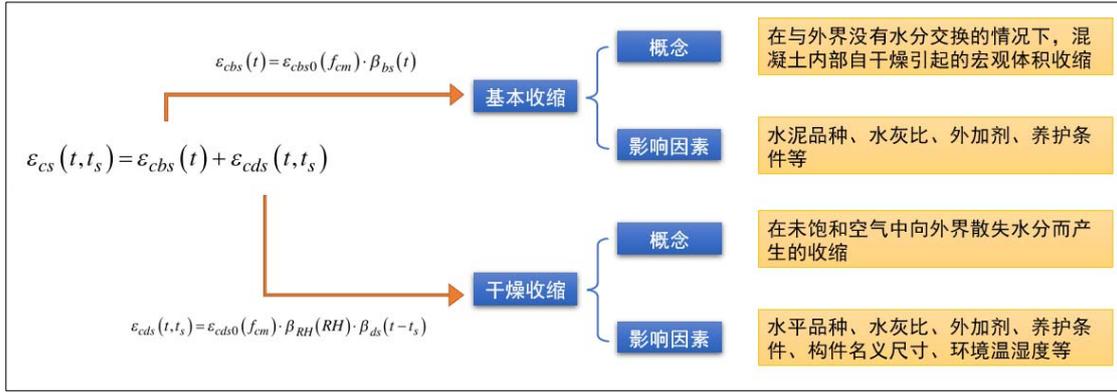


图 1 混凝土收缩的基本概念与影响因素

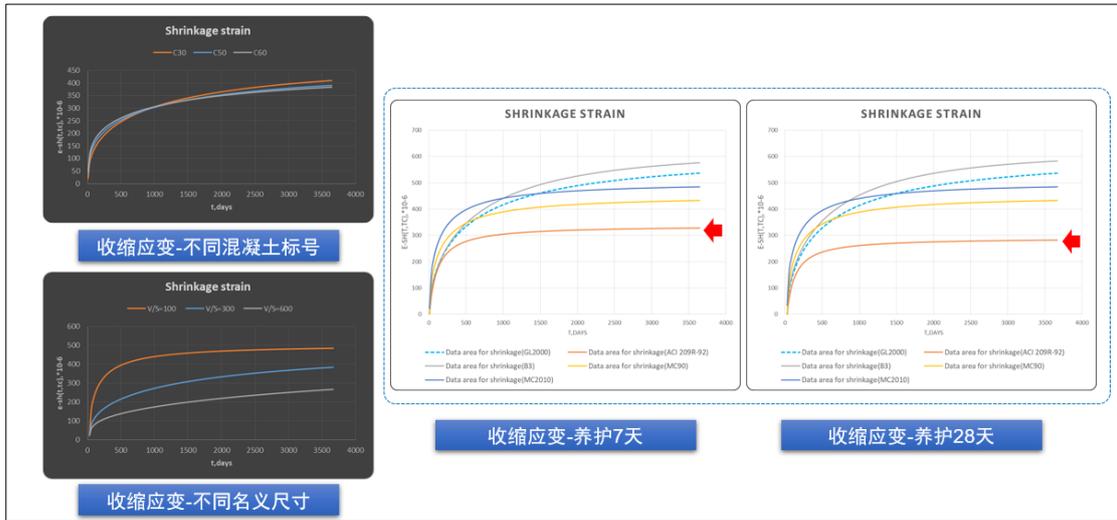


图 2 不同因素对混凝土收缩曲线的影响

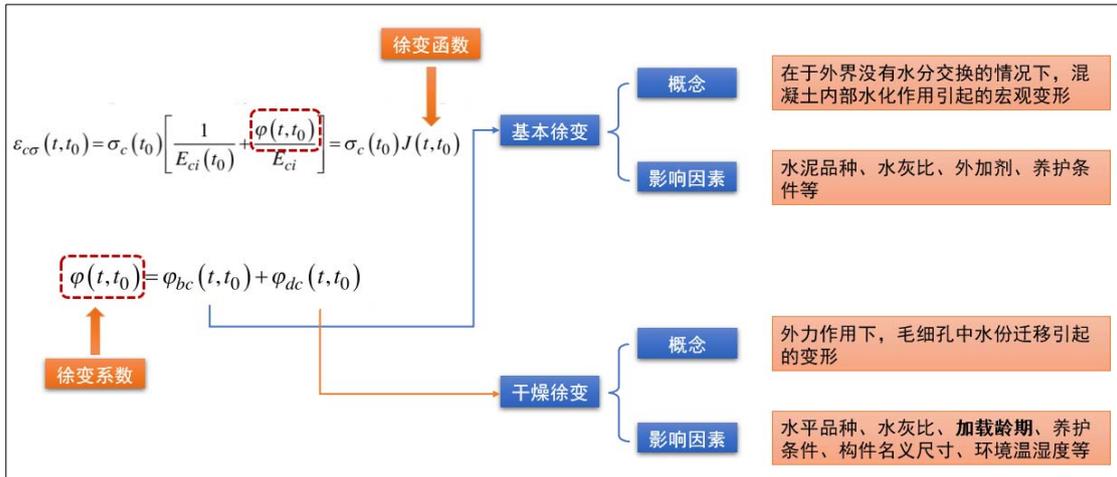


图 3 混凝土徐变的基本概念与影响因素



## CEB-FIB MC-90

**2.1.6. Time effects**  
**2.1.6.1. Development of strength with time**  
 The compressive strength of concrete at an age  $t$  depends on the type of cement, temperature and curing conditions. For a mean temperature of 20°C and curing in accordance with ISO 2736(2) the relative compressive strength of concrete at various ages  $f_{cm}(t)$  may be estimated from eqs (2.1-53) and (2.1-54). To take into account the effect of temperature during curing the actual concrete age should be adjusted according to eq. (2.1-87).

$$f_{cm}(t) = f_{cm}(t_{adj}) \quad (2.1-53)$$

with

$$f_{cm}(t) = \exp \left\{ \left[ 1 - \left( \frac{28}{t_{adj}} \right)^{0.5} \right] \right\} \quad (2.1-54)$$

where

$f_{cm}(t)$  is the mean concrete compressive strength at an age of  $t$  days.  
 $f_{cm}$  is the mean compressive strength after 28 days according to eq. (2.1-1).  
 $t_{adj}$  is a coefficient which depends on the age of concrete  $t$ .  
 $t$  is the age of concrete (days) adjusted according to eq. (2.1-87).  
 $t_{adj} = 14 \text{ day}$ .  
 $\alpha$  is a coefficient which depends on the type of cement (for cement classification, refer to Appendix 4, clause 4.4.2.1)  $\alpha = 0.20$  for rapid hardening high strength cements RS, 0.25 for normal and rapid hardening cements N and R, and 0.38 for slowly hardening cements SL.

**ETABS** 软件界面截图 (CEB-FIP 90 模型):

- 材料名称: C90
- 材料类型: Concrete 混凝土
- 收缩膨胀系数: 0.25
- 徐变系数: 50
- 徐变龄期 (天): 0

1、应用广泛。  
 2、优点: 可以考虑养护温度、环境温度、高应力修正等因素的影响。  
 3、缺点: 基于低水泥含量的欧洲混凝土, 对其他地区的材料偏差较大, 且计算公式较为复杂。

**CEB-FIP MODEL CODE 1990**

In this Model Code reference is made to cements in more general terms

- slowly hardening cements (SL) e.g. CE 32.5
- normal hardening cements (N) e.g. CE 32.5 R; CE 42.5
- rapid hardening cements (R) e.g. CE 42.5 R
- rapid hardening high strength cements (RS) e.g. CE 52.5

**2.1.6.4. Shrinkage**  
 The total shrinkage or swelling strains  $\epsilon_{cs}(t, t_s)$  may be calculated from eq. (2.1-74)

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{cs} \beta(t, t_s) \quad (2.1-74)$$

where

$\epsilon_{cs}$  is the notional shrinkage coefficient (eq. (2.1-75))  
 $\beta(t, t_s)$  is the coefficient to describe the development of shrinkage with time (eq. (2.1-79))  
 $t_s$  is the age of concrete (days) at the beginning of shrinkage or swelling.  
 The notional shrinkage coefficient may be obtained from eq. (2.1-75)

$$\epsilon_{cs} = \alpha f_{cm} M_{sh} \quad (2.1-75)$$

with

$$\alpha f_{cm} = [160 + 10\beta_c (9 - f_{cm}/f_{cm28})] \times 10^{-6} \quad (2.1-76)$$

$f_{cm}$  is the mean compressive strength of concrete at the age of 28 days (MPa)  
 $f_{cm28} = 10 \text{ MPa}$   
 $\beta_c$  is a coefficient which depends on the type of cement:  $\beta_c = 4$  for slowly hardening cements SL,  $\beta_c = 5$  for normal or rapid hardening cements N and R, and  $\beta_c = 8$  for rapid hardening high strength cements RS.

**2.1.6.4.2. Range of applicability**  
 The prediction model for creep and shrinkage given below predicts the mean behaviour of a concrete cross-section. The model is valid for ordinary structural concrete (12 MPa <  $f_{cm}$  < 80 MPa) subjected to a compressive stress  $|\sigma_c| < 0.4 f_{cm}(t_0)$  at an age of loading  $t_0$  and exposed to mean relative humidities in the range of 40 to 100% at mean temperatures from 5°C to 30°C. It is accepted that the scope of the model also extends to concrete in tension, though the relations given in the following are directed towards the prediction of creep of concrete subjected to compressive stresses.

图 6 CEB-FIB MC-90 模型

## CEB-FIB MC-2010

**fib Model Code for Concrete Structures 2010**

In this Model Code reference is made to cements in more general terms

- slowly hardening cements (SL) e.g. CE 32.5
- normal hardening cements (N) e.g. CE 32.5 R; CE 42.5
- rapid hardening cements (R) e.g. CE 42.5 R
- rapid hardening high strength cements (RS) e.g. CE 52.5

**ETABS** 软件界面截图 (CEB-FIP 2010 模型):

- 材料名称: C100
- 材料类型: Concrete 混凝土
- 收缩膨胀系数: 0.25
- 徐变系数: 50
- 徐变龄期 (天): 0

1、应用广泛。  
 2、优点: 将收缩与徐变从理论上进行细分, 更为合理; 引入了高强混凝土-C100、轻质混凝土的适用性。  
 3、缺点: 计算公式较为复杂。

**5.1.9.4.2. Range of applicability**  
 The relations for creep and shrinkage given below predict the time-dependent mean cross-section behaviour of a concrete member moist cured at normal temperatures for not longer than 14 days. Unless special provisions are given, the relations are valid for ordinary structural concrete (20 MPa ≤  $f_{cm}$  ≤ 130 MPa) subjected to a compressive stress  $|\sigma_c| ≤ 0.4 f_{cm}(t_0)$  at an age at loading  $t_0$  and exposed to a mean relative humidity in the range of 40 to 100% at a mean temperature in the range of 5°C to 30°C. The age at loading should be at least 1 day. It is accepted that the relations apply as well to concrete in tension, though the relations given in the following are directed towards the prediction of creep of concrete subjected to compressive stresses.

**Table 5.1-13: Total shrinkage values  $\epsilon_{cs,50y}$  of an ordinary structural concrete after a duration of drying of 50 years (service life according to Table 3.3-1)**

Dry atmospheric conditions (RH = 50%, indoors)			Humid atmospheric conditions (RH = 80%, outdoors)		
Notional size 2A <sub>c</sub> /a [mm]					
50	150	600	50	150	600
-0.61	-0.60	-0.49	-0.38	-0.38	-0.31

The values given in Table 5.1-14 can be accepted as representative values for total shrinkage after 50 years of drying of a normal weight high strength structural concrete with a characteristic compressive strength between C60 and C100.

图 7 CEB-FIB MC-2010 模型

### EN 1992 (EUROCODE 2)

Figure 3.1: Method for determining the creep coefficient  $\phi(t, t_c)$  for concrete under normal environmental conditions.

(5) The values given in Figure 3.1 are valid for ambient temperatures between -40°C and +40°C and a mean relative humidity between RH = 40% and RH = 100%. The following:

**1、该模型即前文所述MC90-99**

**轻质混凝土**

**Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1: General rules and rules for buildings**

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.2)$$

where:

- $f_{cm}(t)$  is the mean concrete compressive strength at an age of  $t$  days
- $f_{cm}$  is the mean compressive strength at 28 days according to Table 3.1
- $\beta_{cc}(t)$  is a coefficient which depends on the age of the concrete  $t$
- $t$  is the age of the concrete in days
- $s$  is a coefficient which depends on the type of cement:

= 0.20 for rapid hardening high strength cements (R) (CEM 42.5R, CEM 52.5)

= 0.25 for normal and rapid hardening cements (N) (CEM 32.5R, CEM 42.5)

= 0.38 for slow hardening cements (S) (CEM 32.5)

图 8 Eurocode 2 模型

### GL2000

**Standard Specification for Portland Cement**

AASHTO Designation: M 85-15  
ASTM Designation: C150/C150M-15

$\epsilon_{sh}(t, t_c) = \epsilon_{shu} \beta(h) \beta(t - t_c)$

$\beta(h) = (1 - 1.18/h)^4$  **相对湿度**

**ASTM classification**

**Type II (Modified cement)**  
For use in general concrete construction exposed to moderate sulphate action or where moderate heat of hydration is required. It is used, for instance, in concrete pipes, pavements, piers and foundations.

**Type III: (Rapid hardening cement)**  
For use when high early strength is required, when rapid strength development in concrete is essential, as in precast plants, winter concreting, and repairs.

**Type IV: (Low heat cement)**  
For use when low heat of hydration is required. Type IV has been used for massive dams and other large concrete structures to reduce the cracking tendencies resulting from accumulated heat of hydration.

**Type V: (Sulphate resisting cement)**  
For use when high sulphate resistance is required. Type V cement has been used for structures where the concrete may be in contact with soils and groundwater containing larger amounts of sulfates. Such uses include canal linings, culverts, and foundations.

**自定义水泥修正系数**

**1、基于MC-90。**

**2、优点：计算参数简单，同时可以根据试验结果修正水泥强度的修正系数；构件试验的吻合度较优。**

**3、缺点：待定。**

**波特兰水泥**

1.1. This specification covers ten types of portland cement as follows (see Note 1):

- 1.1.1. Type I—For use when the special properties specified for any other type are not required;
- 1.1.2. Type IA—Air-entraining cement for the same uses as Type I, where air entrainment is desired;
- 1.1.3. Type II—For general use, more especially when moderate sulfate resistance is desired;
- 1.1.4. Type IIA—Air-entraining cement for the same uses as Type II, where air entrainment is desired;
- 1.1.5. Type II(MH)—For general use, more especially when moderate heat of hydration and moderate sulfate resistance are desired;
- 1.1.6. Type II(MHA)—Air-entraining cement for the same uses as Type II(MH), where air entrainment is desired;
- 1.1.7. Type III—For use when high early strength is desired;
- 1.1.8. Type IIIA—Air-entraining cement for the same use as Type III, where air entrainment is desired;
- 1.1.9. Type IV—For use when low heat of hydration is desired; and
- 1.1.10. Type V—For use when high sulfate resistance is desired.

图 9 GL2000 模型

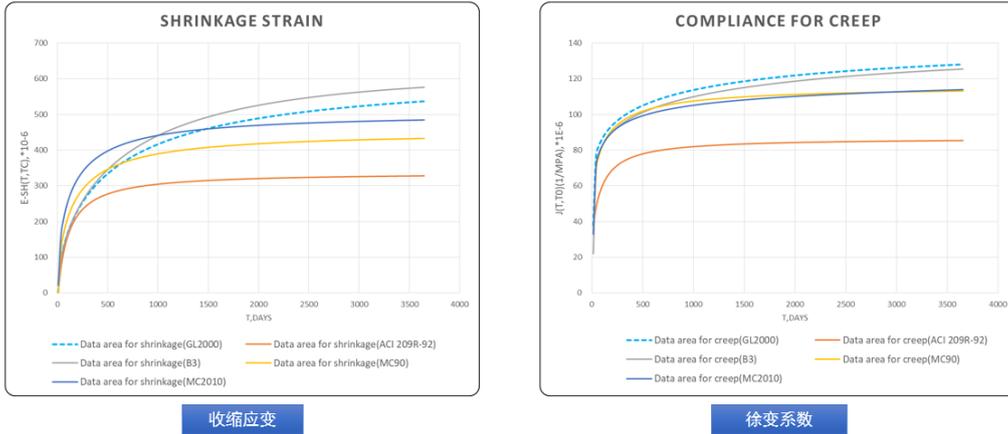


图 10 不同模型的收缩徐变曲线对比

二、收缩徐变分析在 ETABS 软件中的实现

主要介绍了施工模拟分析以及时间相关（收缩和徐变）效应分析在 ETABS 的实现过程，并着重介绍了配筋混凝土构件以及型钢/钢管混凝土构件的处理方法。ETABS 根据 Baker 等人的研究成果，自动根据钢筋修正系数  $R_{cf}$  考虑混凝土构件中钢筋对收缩徐变效应的影响。对于型钢/钢管混凝土等组合结构的收缩徐变目前缺乏较为系统的研究成果，在软件中可通过以下方法进行近似的考虑：（1）将钢材等代为钢筋，调整构件配筋；（2）参考傅学怡等人的研究成果，采用修正系数调整收缩徐变效应；（3）将型钢/钢管与混凝土分离建模，通过变形协调考虑其影响。

对于超高层结构，存在楼层数量多、以及核心筒和外框不同步施工带来的施工步多、构件分组多等问题，以及型钢/钢管混凝土柱分离建模繁琐，推荐使用 API 提高建模效率。

### 配筋修正

C、配筋修正

→

框架、壳均可设置配筋率

初步计算时，建议用户自定义

Baker, W.F., Korista D.S., Noval, L.C., Pawlikowski, J., and Young B. (2007). "Creep and Shrinkage and the Design of Supertall Buildings – A Case Study: The Burj Debi Tower". *ACI Special Publications*, 246, 133-148.

**Strain Compatibility with Embedded Reinforcing Steel Bars**

For creep and shrinkage of concrete members, the effect of strain compatibility with embedded reinforcing steel bars is accounted for using the steel reinforcement correction factor,  $R_{cf}$ .  $R_{cf}$  is used to scale the incremental creep and shrinkage strains at each step. For a time step going from time  $t_{i-1}$  to time  $t_i$ , the incremental creep strain  $\epsilon_{ci}^{inc}(t_i, t_{i-1})$  and incremental shrinkage strain  $\epsilon_{si}^{inc}(t_i, t_{i-1})$  is given as:

$$\epsilon_{ci}^{inc}(t_i, t_{i-1}) = R_{cf}(t_{i-1}, t_i) \cdot [\epsilon_{ci}(t_i) - \epsilon_{ci}(t_{i-1})] \quad (1.4)$$

$$\epsilon_{si}^{inc}(t_i, t_{i-1}) = R_{cf}(t_{i-1}, t_i) \cdot [\epsilon_{si}(t_i) - \epsilon_{si}(t_{i-1})] \quad (1.5)$$

where:

- $\epsilon_{ci}(t_i)$  and  $\epsilon_{ci}(t_{i-1})$  are the total creep strains at time  $t_i$  and  $t_{i-1}$ , respectively.
- $\epsilon_{si}(t_i)$  and  $\epsilon_{si}(t_{i-1})$  are the total shrinkage strains at time  $t_i$  and  $t_{i-1}$ , respectively.

$R_{cf}(t_{i-1}, t_i)$  is the steel reinforcement correction factor for a time step going from time  $t_{i-1}$  to time  $t_i$ . For each degree of freedom in the concrete frame section, the steel reinforcement correction factor is calculated as:

$$R_{cf}(t_{i-1}, t_i) = \left[ 1 + n(t_{i-1}, t_i) \cdot \rho_{gross} / (1 - \rho_{gross}) \right]^{-1} \quad (1.6)$$

where  $\rho_{gross}$  is the generalized reinforcing steel ratio given as the following:

Axial and Shear: cross-sectional area  $A_{gross}$ / $A_{gross}$

Torsion: torsion constant  $J_{gross}$ / $J_{gross}$

Bending: second moment of area  $I_{gross}$ / $I_{gross}$

$n(t_{i-1}, t_i)$  is the ratio between stiffness of the reinforcing steel and the stiffness of concrete for the respective degree of freedom, given as:

$$n(t_{i-1}, t_i) = \frac{E_s}{E_c} \frac{A_{s,axial} / (I_s + A_{s,axial} l^2 / 12)}{8 I_{gross} / (I_s + A_{s,axial} l^2 / 12)} \quad \text{axial, moment} \quad (1.7)$$

shear, torsion

The steel reinforcement correction factor may be coupled in the membrane and plate directions.  $R_{cf}(t_{i-1}, t_i)$  is given as a tensor related to the constitutive relation for concrete,  $C_c$ , and constitutive relation for reinforcing steel scaled with the generalized reinforcing steel ratio in each direction,  $C_s$ .

$$R_{cf}(t_{i-1}, t_i) = [C_c + C_s(t_{i-1}, t_i)]^{-1} \cdot C_c(t_{i-1}, t_i) \quad (1.8)$$

对规范计算值乘以修正系数

混凝土、钢筋应变协调

各方向均按此系数进行修正

图 11 混凝土配筋对徐变的影响与处理方式

## 钢管/型钢含钢率修正

三种方法

- 等代成钢筋，调整配筋
- 对混凝土收缩徐变进行修正（傅学怡，实用高层结构设计）  
对混凝土徐变、收缩模式进行修正，修正系数表达式为：  

$$\lambda_s = (1 - \rho) / (1 + n\rho) \quad (3)$$
 式中： $\rho$  为构件含钢率； $n$  为钢材与混凝土弹性模量之比； $\lambda_s$  为徐变收缩修正系数。
- 型钢/钢管与混凝土分离建模，通过变形协调考虑其影响

图 12 型钢/钢管混凝土的处理方式

## 利用API提高操作效率

- 定义分组  
解决方案：首先手工操作创建大的分组：核心筒组、外框架组、其他特殊构件组（转换桁架，腰桁架）。然后利用API对组中构件和节点按楼层或者标高进行细分即可实现构件分组的快速定义。
- 定义施工过程  
解决方案：可利用Etabs的交互式操作实现施工过程的快速定义。或者利用API快速实现：施工过程定义在Excel表格中，通过读取表格中的施工工程数据，并利用API转化为Etabs的施工过程定义。
- 型钢构件（或者钢管混凝土）的钢构件和混凝土构件分离  
解决方案：对YJK的dtImodel.ydb数据库进行操作，将型钢构件（或者钢管混凝土）的钢构件和混凝土构件分离

定义分组代码和施工过程定义代码预览

图 13 利用 API 提高操作效率

### 三、项目应用与规律总结

针对青岛深蓝广场、湖州南太湖 CBD 主地标、温州鹿城广场塔楼和杭州西站北 T4 塔楼等四个项目进行全阶段长期收缩徐变分析，并对核心筒长期变形、外框柱长期变形、柱墙长期变形差、伸臂桁架和连廊内力进行研究，并总结了此类结构长期变形的一般规律。

1. 超高层竖向构件考虑混凝土收缩徐变的长期竖向变形一般约为结顶时竖向变形的 1.5~2.5 倍；
2. 竖向变形最大位置从中部楼层逐渐向上转移；
3. 通常外框柱竖向变形大于核心筒，最大变形差位于中部楼层，并随时间逐渐增大，上部变形差则由于长期收缩徐变效应可能减小甚至反号；
4. 结构偏心将造成核心筒侧向变形，并随时间增大。



图 14 工程案例简介

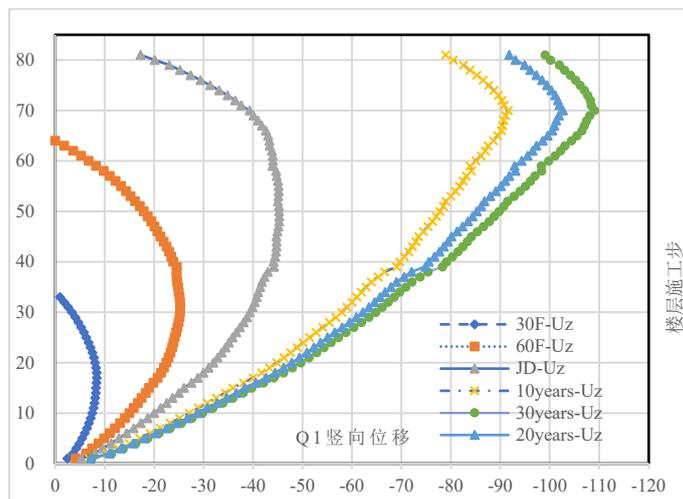


图 17 典型核心筒长期变形

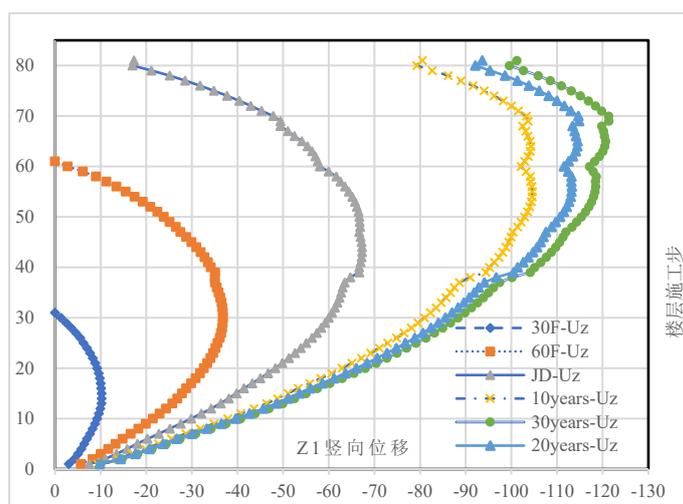


图 18 典型柱长期变形

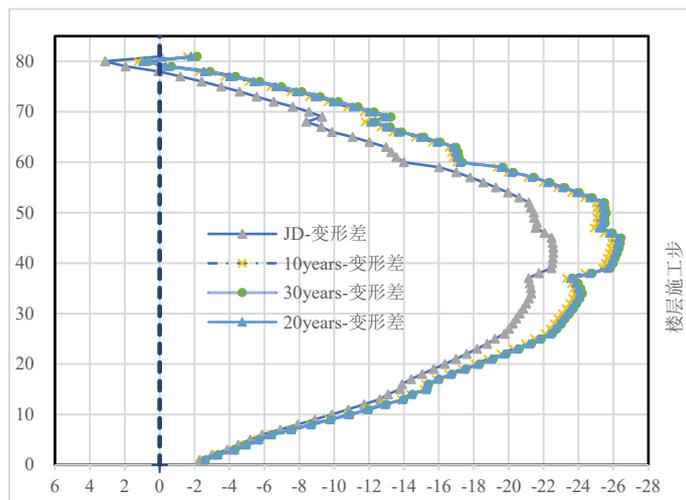


图 19 典型柱墙长期位移差

## 相关论文

1. 代春辉, 丁敏, 王华, 冯林梅等. 混凝土收缩和徐变预测模型的分析比较[J]. 第二十三届全国高层建筑结构学术会议论文, 2014.
2. Baker, W.F. Korista D.S., Noval, L.C., Pawlikowski, J., and YoungB.(2007).“Creep and Shrinkage and the Design of Supertall Buildings - A Case Study: The Burj Debai Tower”. ACI Special Publications.246.133-148.
3. 傅学怡, 余卫江, 孙璨, 等. 深圳平安金融中心重力荷载作用下长期变形分析与控制[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(1):41-47.
4. 李保忠, 胡达敏, 詹乐斌, 方巽科, 汪光满, 钟舟能, 郭峻, 唐亚军. 青岛深蓝中心 1 号楼结构设计[J]. 建筑结构, 2017, 47(19):15-20.
5. 李保忠, 王昕, 李根, 钟舟能, 王杉, 黄杰, 詹乐斌, 方巽科. 温州鹿城广场低烈度台风区超高层塔楼结构设计[J]. 建筑结构, 2022, 52(19):1-8.
6. 戚向明, 龙甘, 朱奇, 姚开明, 薛金科, 钟舟能, 胡达敏, 方巽科. 湖州南太湖 CBD 主地标塔楼结构设计[J]. 建筑结构, 2022, 52(19):22-28.

## 基于性能的结构抗震设计及有关问题的讨论和工程应用

单位：甘肃省建筑设计研究院有限公司

项目负责人：黄锐

项目参与人：黄兆升；姚佩歆

使用软件：ETABS, CiSDesigner

### Performance-based Seismic Design of Structure and Engineering Application

Company: Gansu Provincial Architectural Design & Research Institute Co., Ltd.

Project Leader: Huang Rui

Project Participants: Huang Zhaosheng; Yao Peixin

#### 内容简介

20世纪90年代，美国学者提出了“基于性能的抗震设计”，并得到不同形式的工程应用。基于性能的抗震设计要求结构在不同强度的地震作用下达到预期的性能目标。

2000年左右“基于性能的抗震设计”引入我国，一些高校学者也开始了相应的基础研究和应用工作。由于我国抗震设计方法在89规范之后的变迁，设计人员的设计习惯和思路基本都是基于“小震弹性”的认知，再加上弹塑性分析手段的欠缺，导致性能设计在设计人员层面的应用较少。2010版《建筑抗震设计规范》GB50011和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3中出现了性能设计的有关内容，目前工程设计层面的应用主要在超限高层建筑中，采用以等效线性化的承载力计算复核为主的性能化设计内容，主要针对全部和部分竖向构件，提出“中震抗剪弹性、抗弯不屈服，大震抗剪截面限值条件”等类似的性能目标。

我国抗规中的三水准设防目标也是一种抗震性能目标，在基于小震弹性设计的情况下，主要通过构造措施（部分结构通过大震弹塑性位移角）满足大震不倒的预期性能。一般不对构件在设防烈度和罕遇地震下的塑性状态进行分析评估。

随着CSI等软件弹塑性分析功能的普及和一些学者的推动，设计人员对美国标准（如FEMA356）中基于构件变形的性能评估方法越来越接受，国内的一些标准也逐渐采用了相应的方法，例如《建筑结构抗倒塌设计规范》CECS 392 2014和广东省的地方标准《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》DBJ/T 15-151-2019。

CSI软件的弹塑性分析功能有非常好的基于构件变形的抗震性能海量评估数据和工具，为抗震结构、减隔震结构、大跨结构等工程的抗震性能评估提供了非常好的评价手段。

#### 应用亮点

1. 采用ETABS软件研究基于构件变形的抗震性能评估方法，并对有关问题展开讨论，期望推动在工程设

计层面的应用；主要内容包括：

- (1) 我国抗震性能化设计方法的现状和存在问题；
  - (2) 美国规范基于构件变形的抗震性能评估方法和 ETABS 软件的实现手段；
  - (3) 层间位移角在我国规范和国外规范中的确定原则和存在问题；
  - (4) 在地震作用下结构屈服机制设计中存在的问题；
  - (5) 针对目前减震结构的子结构设计存在的问题，研究子结构性能水准和设计方法；
2. 设置黏滞阻尼器的某多层结构。采用 ETABS 软件评估结构在多遇地震和设防地震下的减震性能和附加阻尼比；进行设防烈度和罕遇地震下的弹塑性时程分析，根据基于构件变形的可接受准则和能量耗散数据评估结构在不同水准下的抗震性能，以损伤控制的方法进行抗震设计；
  3. 跨度 106m 的体育场馆结构。采用 ETABS 软件进行罕遇地震下的弹塑性时程分析，评估结构在罕遇地震下的抗震性能。

## 成果展示

### 一、基于构件变形的抗震性能评估方法

本文讨论了结构整体变形与构件变形之间的关系，并指出层间位移角无法用于直接判断梁、柱、墙构件的受力大小和损伤程度，只是一个总体控制指标。同时本文还给出了 ETABS 中弹塑性模型的模拟方法，并对各规范的损伤评估指标做出探讨。

#### □ 基于构件变形的抗震性能步骤

1. 设定性能目标。
2. 多遇地震下的弹性截面设计，或设防烈度、罕遇地震下的等效线性化截面设计。
3. 非线性弹塑性动力或静力分析，得到构件的弹塑性变形计算值。
4. 根据抗震性能目标的构件变形可接受准则（Acceptance Criteria），判别弹塑性变形计算值是否满足相应的性能设计要求，是否满足经济性要求。

图 1 基于构件变形的抗震性能步骤

#### □ 构件变形和整体变形的关系

##### ➤ 层间位移角（Global Evaluation）

无法用于直接判断梁、柱、墙构件的受力大小和损伤程度，只是一个总体控制指标。

##### ➤ 构件变形（Local Evaluation）

直接评估构件损伤程度和抗震性能。

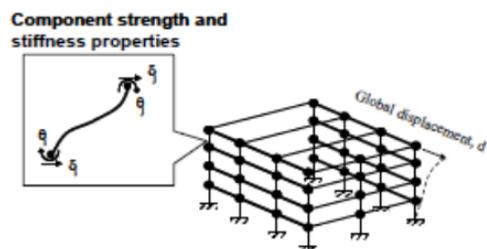


Figure 2-2

Schematic of a detailed 3-dimensional inelastic structural model developed from component properties.  
(FEMA 440, 2005)

图 2 构件变形和整体变形的关系

□ 构件变形和整体变形的关系 (梁、柱)

- 梁变形+柱变形=层间变形
- 在层间位移角的组成中，框架柱约占40%~50%，框架梁约占60%~50%

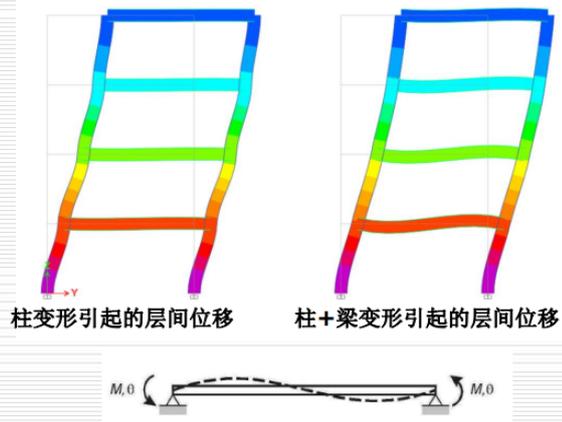


图3 构件变形和整体变形的关系—框架结构（一）

□ 构件变形和整体变形的关系 (梁、柱)

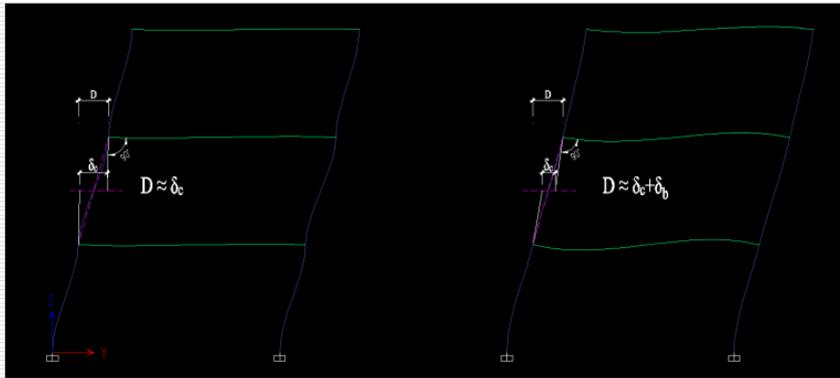
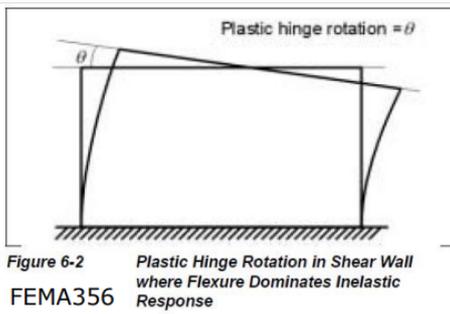
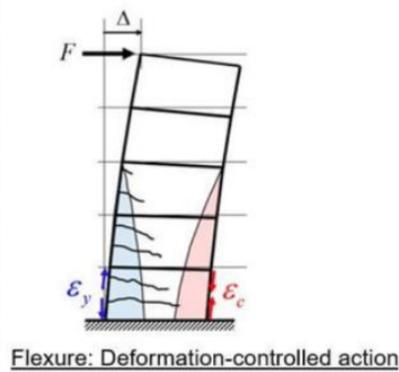


图4 构件变形和整体变形的关系—框架结构（二）

□ 构件变形和整体变形的关系 (剪力墙)



弯曲变形控制，高墙



最大层间位移角在上部楼层，但最大塑性变形在底部

图5 构件变形和整体变形的关系—高墙

□ 构件变形和整体变形的关系

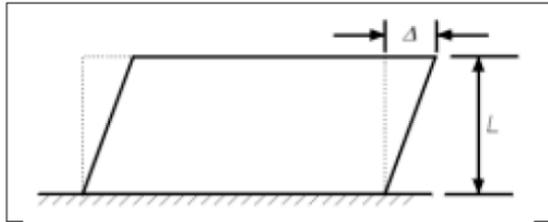
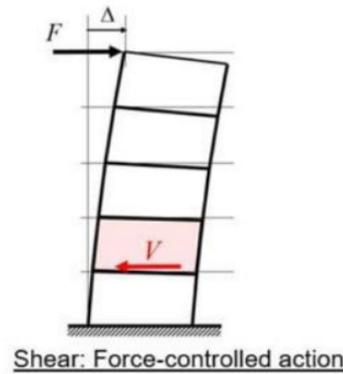


Figure 6-3 FEMA356 Story Drift in Shear Wall where Shear Dominates Inelastic Response



剪力控制，矮墙

图 6 构件变形和整体变形的关系—矮墙

□ 构件的弹塑性模型

- 梁：塑性铰单元或纤维单元。
- 柱：PMM塑性铰单元或纤维截面单元。
- 剪力墙：非线性分层壳单元，或纤维单元+剪切行为。

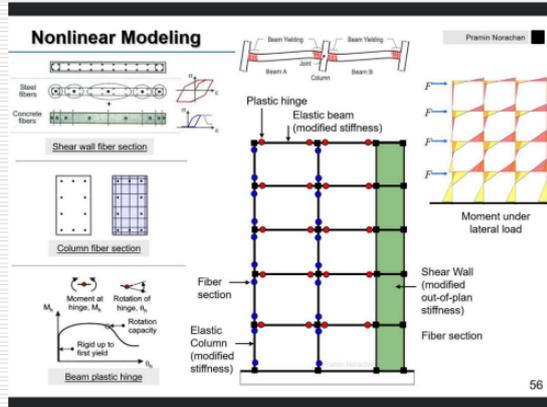


图 7 构件的弹塑性模型

□ 抗震性能的可接受准则

- 混凝土结构变形行为的分类：
  - 变形控制（延性） deformation-controlled (ductile)：弯曲M，通过塑性变形控制。
  - 力控制（非延性） force-controlled (nonductile)：剪力V，通过承载力控制。

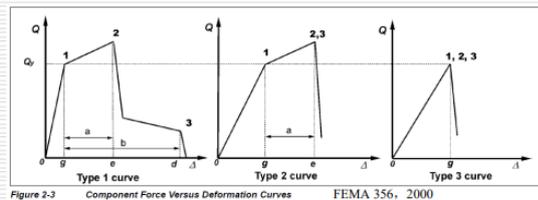
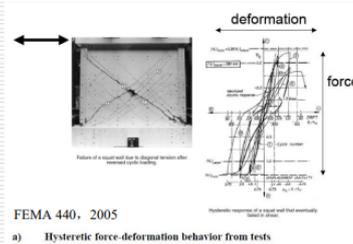


Figure 2-3 Component Force Versus Deformation Curves FEMA 356, 2000



FEMA 440, 2005

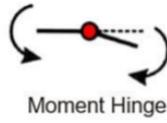
a) Hysteretic force-deformation behavior from tests

图 8 抗震性能的可接受准则

□ 抗震性能的可接受准则

➤ 【FEMA356, 2000】

- 混凝土框架梁、柱：塑性转角。
- 未见到材料应变的可接受准则。



Conditions	Modeling Parameters <sup>2</sup>			Acceptance Criteria <sup>3</sup>						
	Plastic Rotation Angle, radians	Residual Strength Ratio	c	Performance Level						
				Component Type		Secondary				
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
<b>I. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{d-v}{P_{flex}}$	Trans. Rein <sup>2</sup>	$\frac{P}{b_w d' f_c}$								
$\le 0.0$	C	$\le 3$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
$\le 0.0$	C	$\ge 6$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
$\ge 0.5$	C	$\le 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
$\ge 0.5$	C	$\ge 6$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
$\le 0.0$	NC	$\le 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
$\le 0.0$	NC	$\ge 6$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
$\ge 0.5$	NC	$\le 3$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
$\ge 0.5$	NC	$\ge 6$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
<b>II. Beams controlled by shear<sup>1</sup></b>										
Strrup spacing $\le d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Strrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
<b>III. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span<sup>1</sup></b>										
Strrup spacing $\le d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Strrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
<b>IV. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint<sup>1</sup></b>										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

图 9 基于 FEMA356 的可接受准则—梁、柱

□ 抗震性能的可接受准则

➤ 【FEMA356, 2000】

- 剪力墙：塑性转角和位移角。
- 连梁：塑性转角  
(或塑性弦转角)

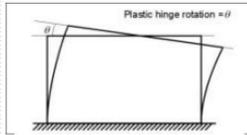


Figure 6-2 Plastic Hinge Rotation in Shear Wall where Flexure Dominates Inelastic Response

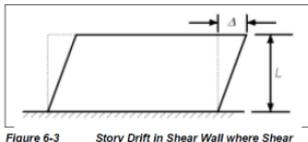


Figure 6-3 Story Drift in Shear Wall where Shear Dominates Inelastic Response

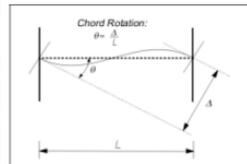


Figure 6-4 Chord Rotation for Shear Wall Coupling Beams

Conditions	Modeling Parameters <sup>2</sup>			Acceptable Plastic Hinge Rotation (Radians)						
	Plastic Hinge Rotation (Radians)	Residual Strength Ratio	c	Performance Level						
				Component Type		Secondary				
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
<b>I. Shear walls and wall segments</b>										
$\frac{d-v}{P_{flex}}$	Trans. Rein <sup>2</sup>	$\frac{P}{b_w d' f_c}$								
$\le 0.1$	Yes	$\le 3$	0.015	0.03	0.75	0.005	0.010	0.015	0.030	
$\ge 0.25$	Yes	$\le 3$	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
$\ge 0.25$	Yes	$\ge 6$	0.006	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.006	0.006	0.010
$\le 0.1$	No	$\le 3$	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
$\le 0.1$	No	$\ge 6$	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
$\ge 0.25$	No	$\le 3$	0.003	0.009	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
$\ge 0.25$	No	$\ge 6$	0.002	0.004	0.30	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004
<b>II. Columns supporting discontinuous shear walls</b>										
<b>Transverse reinforcement<sup>2</sup></b>										
Conforming			0.010	0.015	0.30	0.003	0.007	0.010	n.a.	n.a.
Nonconforming			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	n.a.
<b>III. Shear wall coupling beams</b>										
<b>Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement<sup>2</sup></b>										
$\frac{d-v}{P_{flex}}$	Trans. Rein <sup>2</sup>	$\frac{P}{b_w d' f_c}$								
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement			$\le 3$	0.025	0.050	0.75	0.010	0.02	0.025	0.050
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement			$\ge 6$	0.02	0.030	0.60	0.005	0.010	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement			$\le 3$	0.020	0.030	0.60	0.005	0.010	0.020	0.030
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement			$\ge 6$	0.010	0.025	0.25	0.005	0.006	0.010	0.025
Diagonal reinforcement			n.a.	0.030	0.050	0.60	0.006	0.010	0.030	0.050

图 10 基于 FEMA356 的可接受准则—剪力墙、连梁

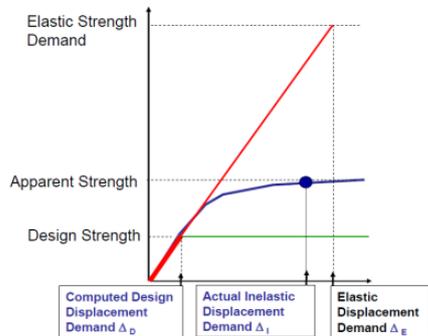
二、抗震性能设计的若干问题探讨

本文梳理了性能设计的基本认识，并对层间位移角控制、合理屈服机制的实现与减震结构子结构合理设计进行了探讨。

□ 性能设计促使设计人员调整思维习惯

- 我们的设计目标是中震可修和大震不倒，那时的结构是弹塑性的。
- 抗震设计是延性设计，是非线性的，只是被等效成了线性。
- 结构在弹塑性状态的内力分配与弹性状态不同。

Definition of Deflection Amplification Factor Coefficient  $C_d$



Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples Inelastic Behaviors 6 - 60

图 11 性能设计的基本认识（一）

□ 性能设计促使设计人员调整思维习惯

- 竖向构件最大塑性转角的楼层不一定是最大层间位移角的楼层。
- 不同的结构构件和非结构构件具有不同的损伤评估指标和敏感部位。
- 柱、剪力墙、梁、连梁、非结构构件

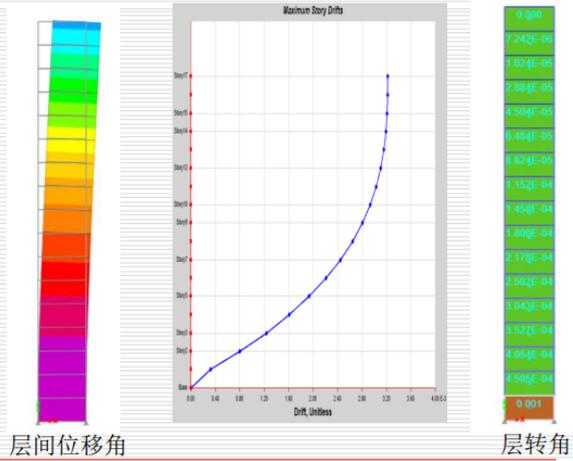
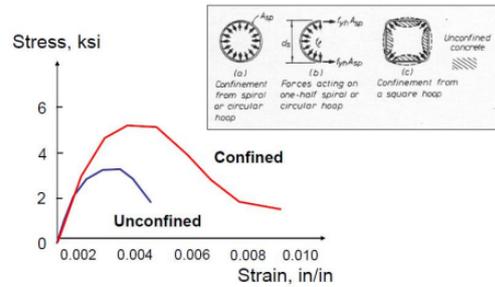


图 11 性能设计的基本认识（二）

□ 性能设计促使设计人员调整思维习惯

- 影响混凝土塑性较抗震性能的最大因素是混凝土的极限应变，减小轴压比、增加约束箍筋对提高混凝土的极限变形性能是好的构造措施。
- 在整个弹塑性发展过程中，混凝土构件的抗剪承载力是必须保证的。

Stress-Strain Relationships for Concrete (Unconfined and Confined)



FEMA Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples Inelastic Behaviors 6 - 8

图 11 性能设计的基本认识（三）

□ 层间位移角的控制

- 抗规理解1：抗规对小震的层间位移角规定，基本是以竖向构件“开裂”做为依据，以满足“弹性”的小震设防目标。由于限值较严格，非结构构件的使用性能自然满足。
- 问题：对于完全剪切型的水平变形，层间位移角=构件弦转角，OK。但对于（1）弯曲变形的悬臂剪力墙；（2）框架梁发生转角的框架结构，层间位移角=柱弦转角+梁弦转角，误差较大。

图 12 层间位移角控制的规范理解（一）

## □ 层间位移角的控制

- 抗规理解2：在两阶段的设计方法下，大部分结构不做大震弹塑性分析，小震下的层间位移角控制是对大震下层间位移角控制的变相反映，**是必要的**，符合弹塑性“延性设计”原理。

表 5.5.1 弹性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_e]$
钢筋混凝土框架	1/550
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/800
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/1000
钢筋混凝土框支层	1/1000
多、高层钢结构	1/250

表 S.5.5 弹塑性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_p]$
单层钢筋混凝土柱排架	1/30
钢筋混凝土框架	1/50
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙	1/100
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/100
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/120
多、高层钢结构	1/50

图 13 层间位移角控制的规范理解（二）

## □ 层间位移角的控制

- 根据小震和大震的加速度关系， $R=1/6$ 时，综合考虑各种分项系数和结构超强特点，延性系数 $\mu$ 约为6~10，以6~7为主。
- 只要小震位移角满足，大震位移角基本没问题！**

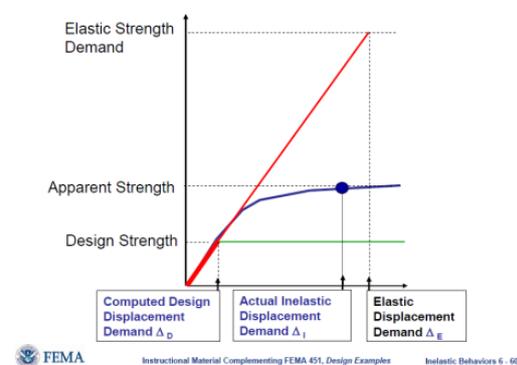
Definition of Deflection Amplification Factor Coefficient  $C_d$ 

图 14 层间位移角控制的规范理解（三）

## □ 层间位移角的控制

### ➤ 关于层间位移角的建议：

- 设防地震下和罕遇地震下，非结构件的层间变形需求与结构构件的变形需求应分离。
- 罕遇地震下，**层间位移角应满足规范要求。**
- 设防地震下，非结构构件应根据层间位移角需求进行设计。
- 多遇地震下，**层间位移角应满足规范要求。**非结构构件应根据层间位移角需求进行设计。

图 15 层间位移角控制的一些建议

□ 结构延性设计的总体屈服机制的预期

➤ 在等效线性化的性能设计中，经常会看到：

- 第一种：底部加强区抗弯、抗剪弹性，非底部加强区抗弯、抗剪不屈服。
- 第二种：底部加强区抗弯不屈服、抗剪弹性，非底部加强区不做要求。

这样合理吗？

规范对关键构件的加强只是推迟其出铰的时间，而不能改变其出铰顺序

图 16 屈服机制的探讨

□ 结构延性设计的总体屈服机制的预期

➤ 框架

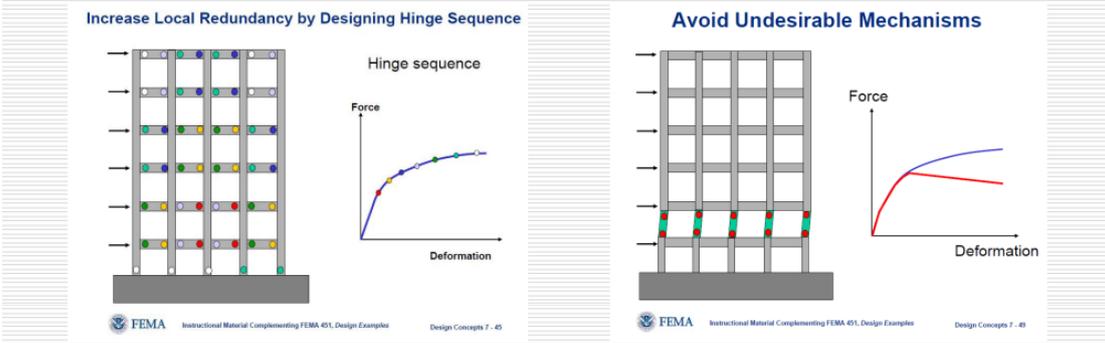


图 17 框架预期的屈服机制（一）

□ 结构延性设计的总体屈服机制的预期

➤ 框架

- 理想的屈服机制对柱铰的曲率延性需求最小。
- 框架柱底部出铰。
- 应该关注：梁是否能形成铰，柱底的铰转动能力是否足够，混凝土是否会被压溃？
- 构件的抗剪承载力应符合要求。

- 现行规范中，底层柱脚和其它楼层的柱弯矩放大系数相同。

表格 3 框架柱、框支柱剪力调整系数

		9 度		6、7、8 度				
		特一级	一级	特一级	一级	二级	三级	四级
框架结构	普通部位	1.2 × C <sub>3</sub>	C <sub>3</sub>	1.2 × C <sub>3</sub>	C <sub>3</sub>	1.3	1.2	1.1
	底层柱底	1.2 × C <sub>3</sub>	C <sub>3</sub>	1.2 × C <sub>3</sub>	C <sub>3</sub>	1.3	1.2	1.1
非框架结构	普通柱	1.2 × C <sub>4</sub>	C <sub>4</sub>	1.4 × 1.2	1.4	1.2	1.1	1.1
	框支柱	1.2 × C <sub>4</sub>	C <sub>4</sub>	1.4 × 1.2	1.4	1.2	1.1	1.1

其中：C<sub>3</sub>max (1.2 × 1.1 × 超配系数, 1.5)  
C<sub>4</sub>max (1.2 × 1.1 × 超配系数, 1.4)

图 18 框架预期的屈服机制（二）

□ 结构延性设计的总体屈服机制的预期

- 框架不出铰算例（中震）

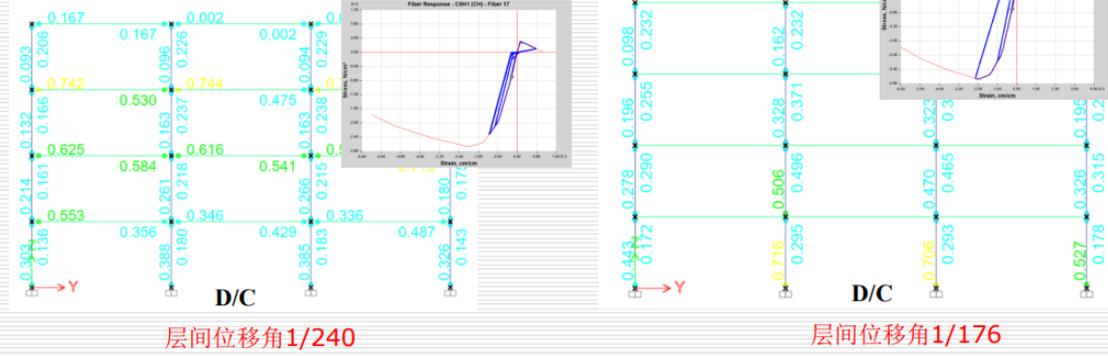


图 19 不同屈服机制性能比较（一）

□ 结构延性设计的总体屈服机制的预期

- 框架不出铰算例（大震）

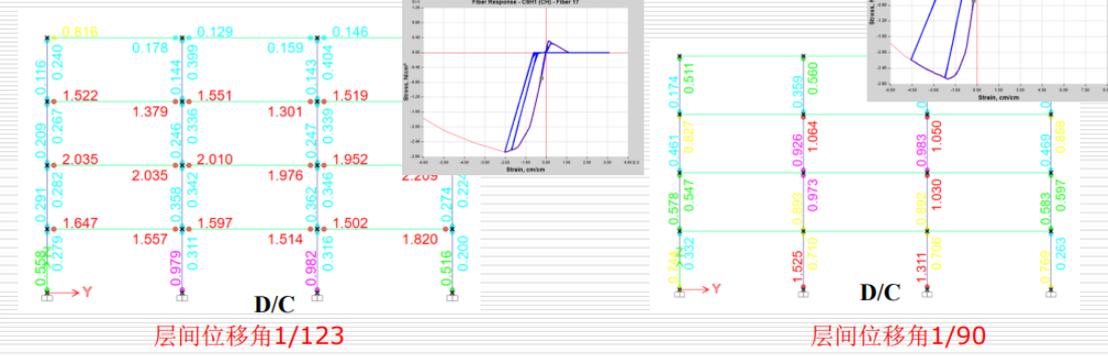


图 20 不同屈服机制性能比较（二）

□ 结构延性设计的总体屈服机制的预期

- 剪力墙

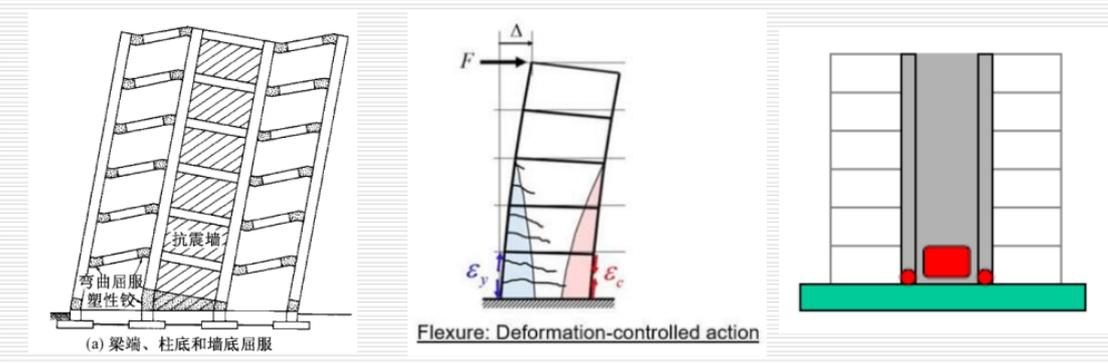


图 21 剪力墙预期的屈服机制（一）

□ 结构延性设计的总体屈服机制的预期

➤ 剪力墙

- 理想的屈服机制对墙铰的曲率延性需求最小。
- 剪力墙底部出铰。
- 应该关注：梁是否能形成铰，墙底的铰转动能力是否足够，混凝土是否会被压溃？
- 构件的抗剪承载力应符合要求。

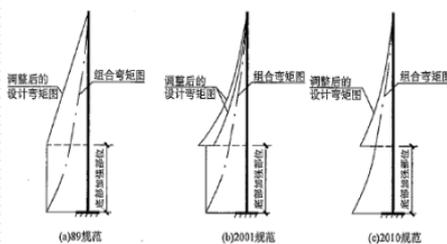
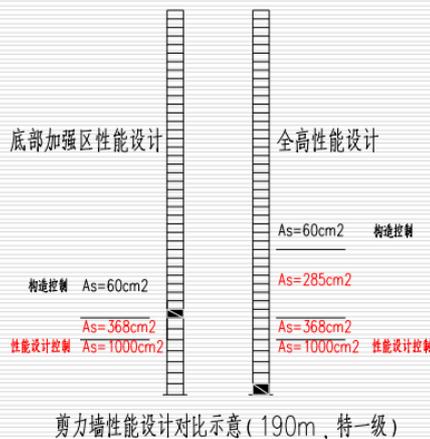


图 22 剪力墙预期的屈服机制（二）

□ 结构延性设计的总体屈服机制的预期

➤ 剪力墙

- 过分加强底部的抗弯承载力，甚至型钢构件突然截断，都会造成塑性铰上移。



剪力墙性能设计对比示意（190m，特一级）

图 23 剪力墙预期的屈服机制（三）

□ 减震结构的子结构性能要求

➤ 根据《建筑消能减震技术规程》

JGJ 297-2013，消能子结构在罕遇地震下的作用效应，应小于**构件极限承载力**。

- 什么是“极限承载力”？

混凝土结构截面设计本来就是“**极限承载力设计**”，关键是控制塑性铰转角或材料应变不应太大。

- 混凝土极限应变0.003，钢筋应变不大于0.01。

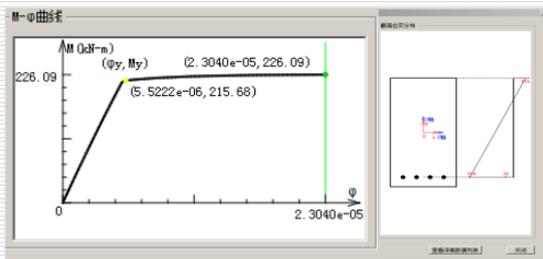


图 24 减震子结构性能要求（一）



### □ 减震结构的子结构性能要求

- ✓ 子结构按塑性设计，对结构附加阻尼比影响不大。建议抗弯承载力不应比其它构件增加较多，仅做适当加强即可，且箍筋全加密，加大负贯通量，墙体两侧梁支座不应出铰。
- ✓ 弹性设计思维会导致对弹塑性行为的认识偏差！

图 28 减震子结构性能要求（五）

### 三、工程应用

#### □ 设置黏滞阻尼器的多层结构

- 地上4层，钢筋混凝土框架结构。
- 抗震设防烈度8度0.2g。
- 框架柱按设防烈度弹性进行承载力验算，框架梁按不屈服进行承载力验算。
- 弹塑性动力时程分析，评估中震和大震下的抗震性能。

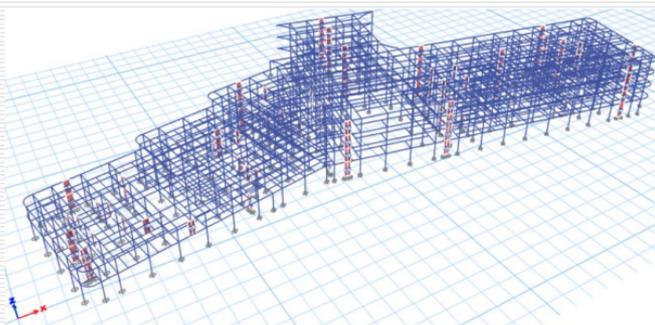


图 29 某多层混凝土结构项目概况与抗震性能要求

#### □ 设置黏滞阻尼器的多层结构

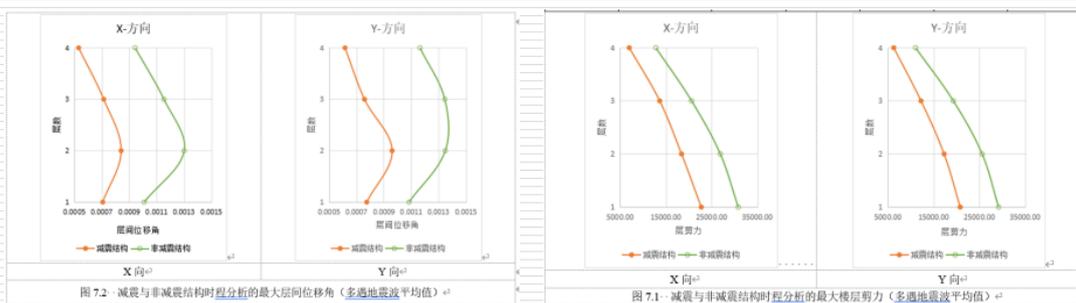


图 30 减震与非减震结构时程分析结果对比

□ 大跨空间结构

- 滑冰馆，跨度106m。屋盖采用变厚度的局部三层钢网格，微曲面，下部采用钢筋混凝土框架。
- 抗震设防烈度7度0.15g。
- 弹塑性动力时程分析，评估中震和大震下的抗震性能。

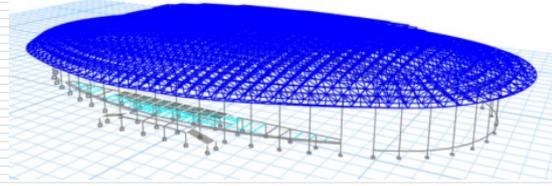
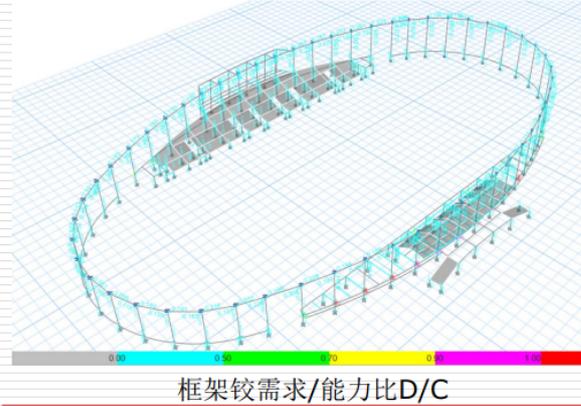


图 31 某大跨空间结构项目概况与抗震性能要求

□ 大跨空间结构



框架铰需求/能力比D/C

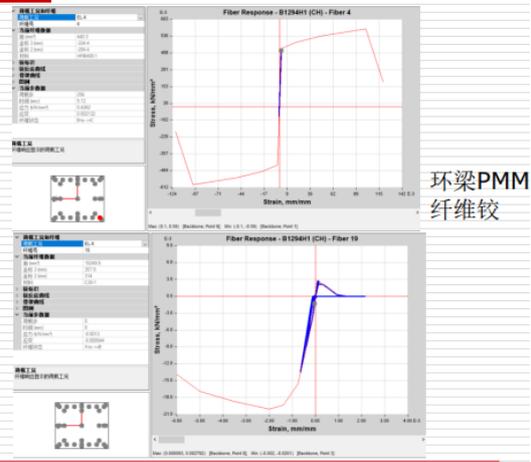
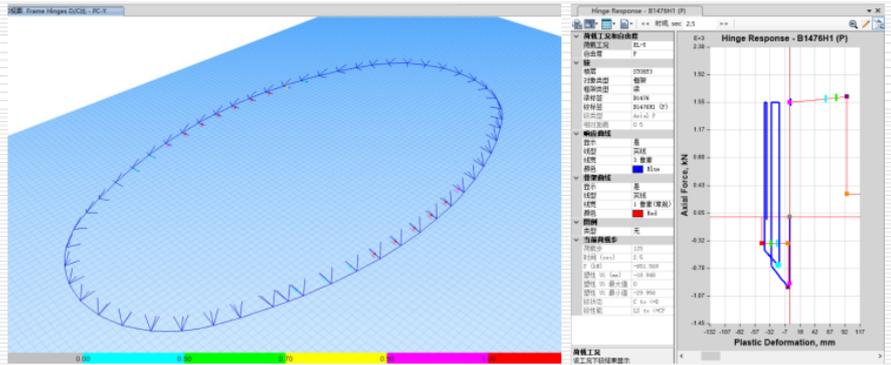


图 32 框架性能校核

□ 大跨空间结构

- 钢网架支座部位杆件的P铰。
- 考虑钢圆管受压屈曲，拉压屈服力不等。



钢网架杆件的P铰（轴力铰）Y向地震-需求/能力比D/C

图 33 钢网架性能校核

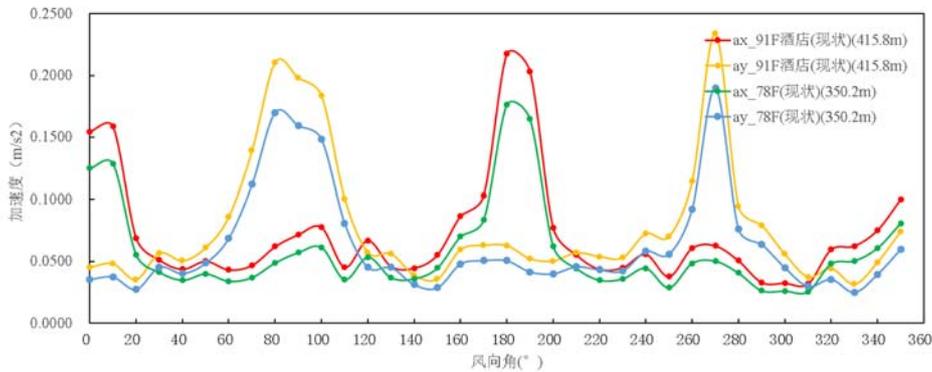


## 成果展示

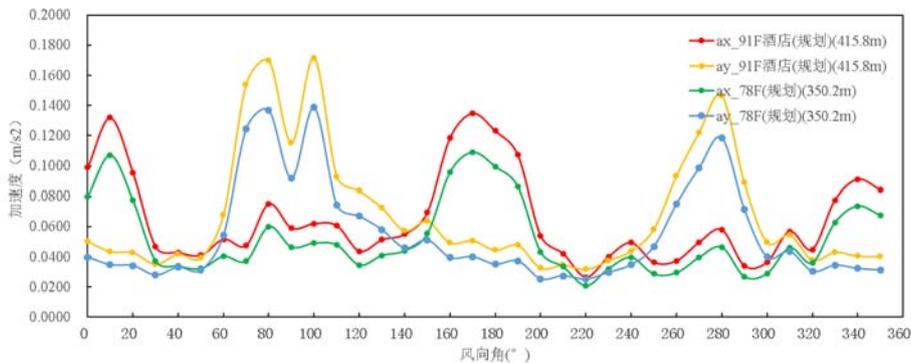
### 1. 风洞试验舒适度结果

根据《高层建筑混凝土技术规程》(JGJ 3-2010), 重现期为 10 年风荷载下最高使用楼层的最大(峰值)加速度限值标准为: 住宅公寓:  $0.15\text{m/s}^2$ ; 办公旅馆:  $0.25\text{m/s}^2$ 。当塔楼阻尼比按 1.0% 考虑, 各风向角下塔楼使用楼层高度处的风振加速度如图 1 所示。

由图可见, 现状工况下塔楼风振加速度远大于规划工况, 塔楼的风振加速度为现状工况控制。现状工况下, 塔楼控制风向角主要为  $270^\circ$ 、 $180^\circ$  和  $80^\circ$ , 其中最大风振加速度发生在  $270^\circ$  和  $180^\circ$ 。现状工况下, 塔楼顶部 91 层 X 向及 Y 向的风振加速度最大, 分别为  $0.217\text{m/s}^2$  和  $0.234\text{m/s}^2$ , 满足规范限值的要求, 但较为贴限。考虑到顶部楼层为高端酒店, 业主对其舒适度有更高要求, 拟采用 TLD 水箱阻尼器进行顶部风振加速度的控制。



(a) 现状工况



(b) 规划工况

图 1 不同风向角下 21 号楼顶部楼层最大风振加速度

### 2. 主体结构振型分析

风振响应和结构自振特性关系紧密, 首先进行结构的振型分析, 研究本项目主要振型的特点, 其中风振响应采用 ETABS 软件进行分析, 对应的 ETABS 结构模型动力分析的荷载工况采用 1.0 恒+0.5 活载。图 2 给出了本项目 ETABS 模型的前 3 阶振型的形状, 表 1 给出了主要振型的周期及质量参与系数。

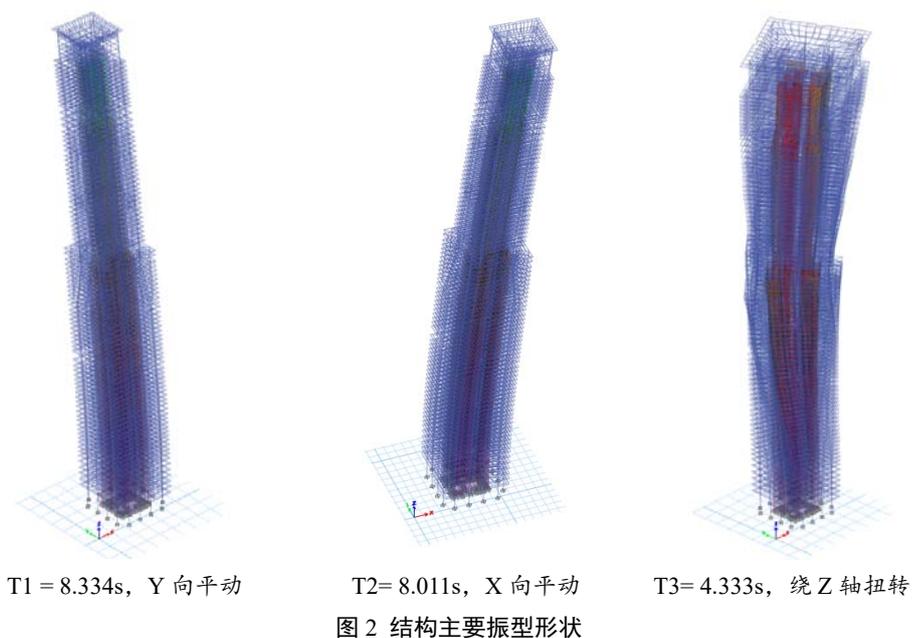
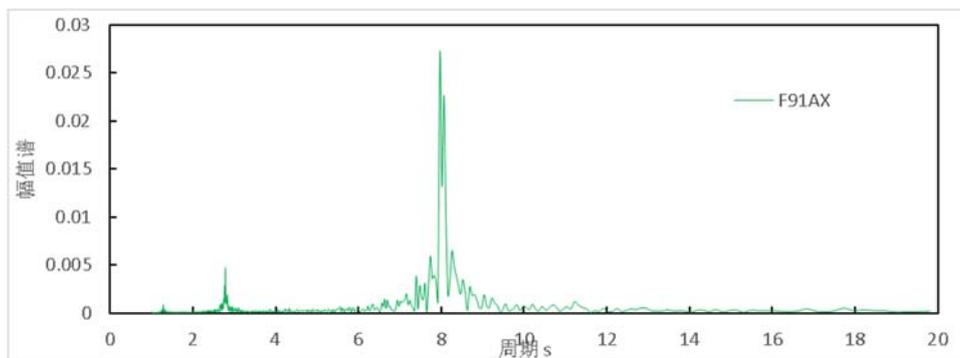


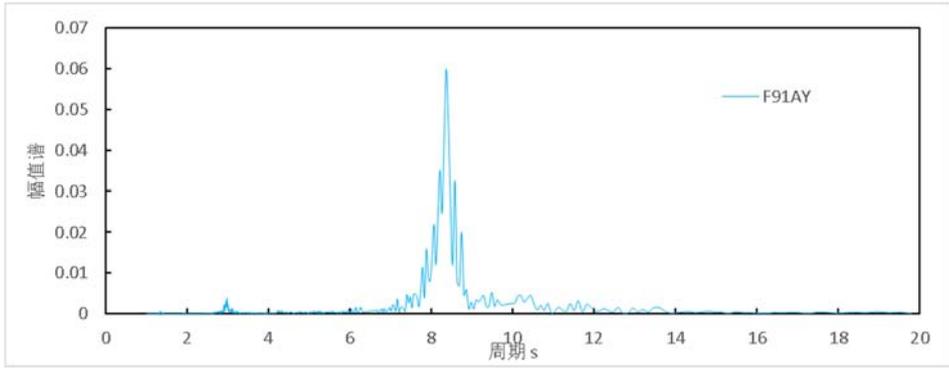
表 1 振型质量参与系数

模态	周期 (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
1	8.334	0.01	55.95	0.16
2	8.011	55.34	0.02	0.03
3	4.333	0.06	0.00	67.84
4	2.969	0.03	18.06	0.27
5	2.787	18.56	0.01	0.56
6	1.913	0.01	0.00	12.02
7	1.341	0.00	8.52	0.00
8	1.285	8.12	0.00	0.13

### 3. 风致响应频谱分析

以 270 度风为例，由图可见，结构高层风振加速度为对应的 1 阶平动振型控制。





F92 Y 向加速度 (控制周期 8.36s, 对应 Y 向一阶平动振型)

图 3 270° 风向角下楼层加速度响应频谱

#### 4. TLD 水箱阻尼器参数计算及模拟方法

Housner 教授通过大量的试验研究与对比, 将水箱晃动过程中引起的晃动压力和脉冲压力分别用两个与箱体联接形式不同的等效质量的振动效应来模拟, 最终得到目前普遍应用于 TLD 研究领域的简化模型, 如图 4 所示。

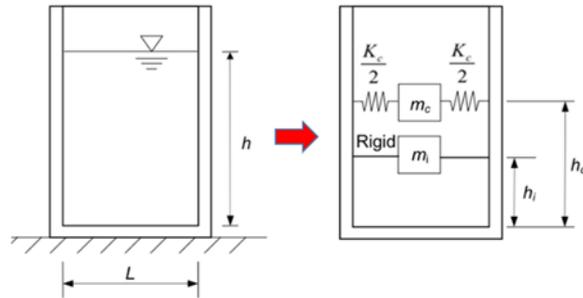


图 4 TLD 等效弹簧-质量系统

在 ETABS 中采用 LINK 单元模拟等效弹簧  $K_c$ , 通过节点附加质量的方式考虑振荡质量  $m_c$  及非振荡质量  $m_i$ , 如图 5 所示。

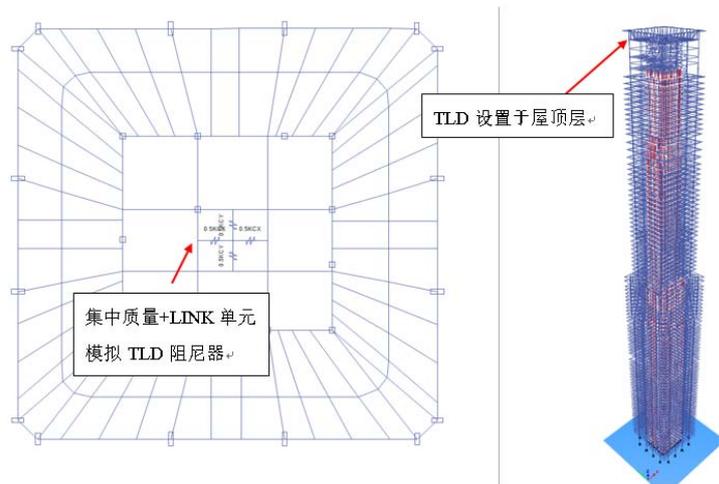


图 5 TLD 水箱阻尼器的模拟

#### 5. TLD 阻尼器方案

基于 TLD 水箱阻尼器计算理论, 参考 TMD 优化理论, 设计 TLD 水箱阻尼器方案并获得其计算参数。调整 TLD 水箱的自振周期接近塔楼控制振型的周期 (X 向一阶平动 8.01s, Y 向一阶平动 8.33s), 同时使水

箱振荡质量接近一阶振型广义质量的 1% (约 700 吨), 初估水箱阻尼器方案及其参数。上述过程被封装在 RBS 自主研发的 TLDPC 水箱阻尼器参数估算及敏感性分析软件中, TLDPC 软件界面如下图所示。

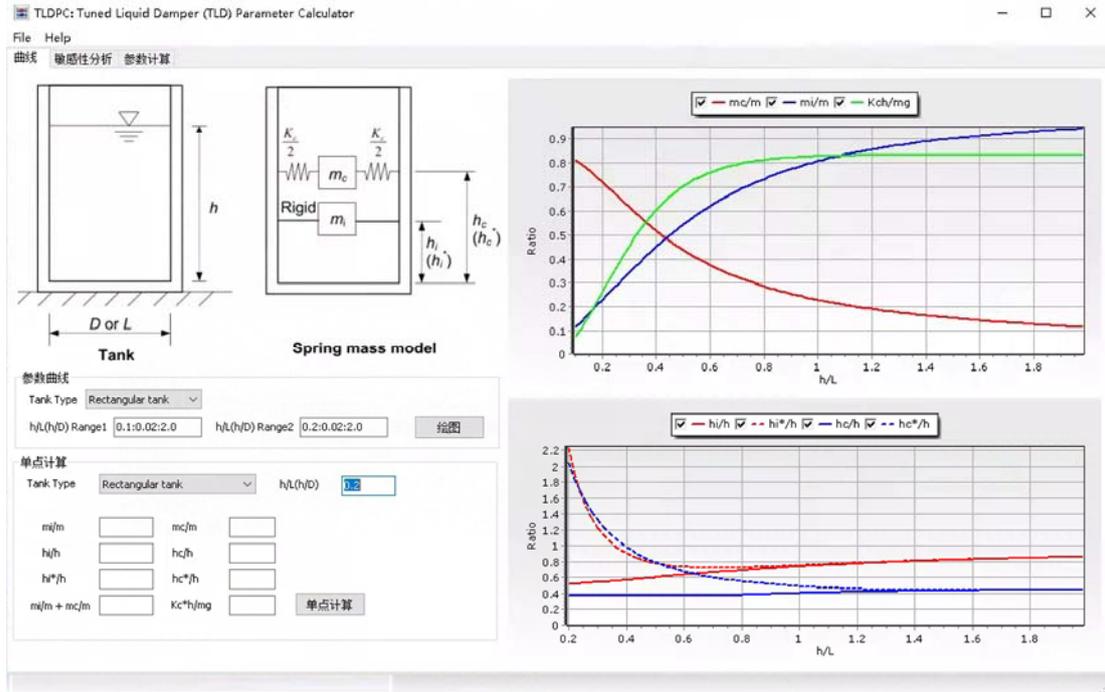


图 6 TLDPC 水箱阻尼器参数估算及敏感性分析程序

利用 TLDPC 获得本项目的 TLD 水箱阻尼器方案: 单个水箱, X 向及 Y 向平面尺寸为 18.8m x 19.5m, 水深 2.3m, 水箱总质量约 840 吨, 振荡质量接近 700 吨。水箱的平面布置如图 7 所示。

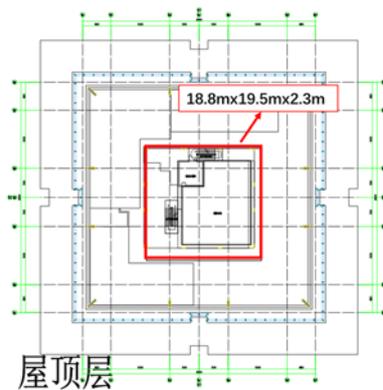
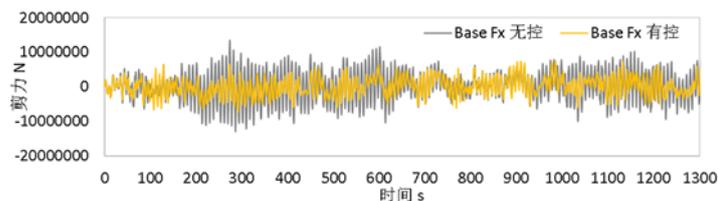


图 7 水箱方案平面布置示意

## 6. TLD 阻尼器抗风减振分析

将上述获得水箱阻尼器设置在结构上, 进行风荷载动力时程分析, 并对比设置 TLD 前后主体结构的风振响应, 评估水箱阻尼器方案的合理性。选取塔楼主要控制风向角  $270^\circ$ 、 $180^\circ$  和  $80^\circ$  下 10 年一遇的风荷载进行风动力时程分析, 如图 8 给出了  $270^\circ$  风向角下典型减振前后风荷载时程响应曲线, 控制风向角下 TLD 的减振效果汇总如表 2 所示。



(a) X 向基底剪力

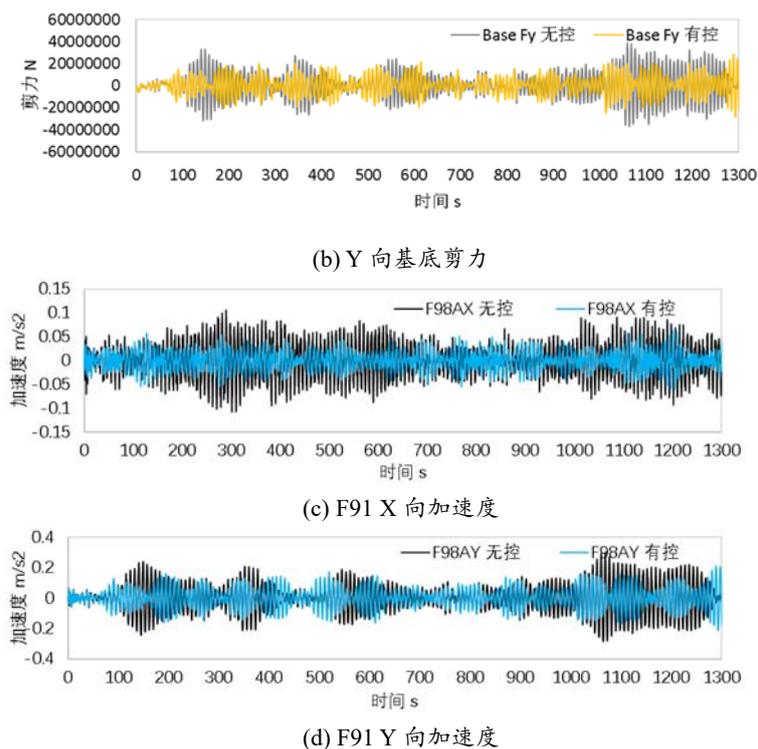


图 8 十年一遇 270° 风向角下减振前后典型时程曲线

表 2 控制风向角下设置 TLD 前后加速度 (减振前/减振后 (减振率%))

响应量	270° 风向角	180° 风向角	80° 风向角
F78 X 向加速度	0.0633/0.0354 (44.08)	<b>0.1879/0.1476 (21.61)</b>	0.0531/0.0476 (10.36)
F78 Y 向加速度	<b>0.2158/0.1576 (26.97)</b>	0.0794/0.0487 (38.66)	<b>0.1777/0.1149 (35.34)</b>
F91 X 向加速度	0.0833/0.0535 (35.77)	<b>0.2338/0.194 (17.02)</b>	0.0733/0.0712 (2.86)
F91 Y 向加速度	<b>0.2673/0.1917 (28.28)</b>	0.0969/0.0721 (25.59)	<b>0.2229/0.1435 (35.62)</b>

设置 TLD 水箱阻尼器后, 在主要控制风向角下, 塔楼主要使用楼层的风振加速度可控制在  $0.2\text{m/s}^2$  以下, 控制方向下主要减振率在  $17\%\sim 35\%$  不等, 表明设置 TLD 水箱阻尼器可有效控制结构高区的风振加速度, 提高结构的舒适性。

## 浅析偶然偏心在时程分析中的影响

单位：中国建筑西南设计研究院有限公司

项目负责人：张蜀泸

项目参与人：胡鑫

使用软件：ETABS

### Effect of Accidental Eccentricity in Time-history Analysis

Company: China Southwest Architectural Design and Research Institute Co., Ltd.

Project Leader: Zhang Shulu

Project Participant: Hu Xin

### 内容简介

由于施工、使用荷载分布等因素会导致建筑存在偶然偏心的情况，且该影响无法避免。规范中也明确规定了在哪些情况下需要考虑偶然偏心的不利影响，如《高规》4.3.3 条规定：计算单向地震作用时应考虑应考虑偶然偏心的影响，偏心值可取±5%；《高规》3.4.5 条在判别结构平面的规则性时（位移比），要求考虑偶然偏心的影响。本例结合规范中的要求，采用 ETABS 软件建立了三种长宽比的框架模型，在计算中分别用三种偏心的方法考虑该因素对结构的影响，并得出偶然偏心在反应谱分析和弹塑性时程分析中均存在不利影响的结论，指导设计人员在实际工程弹塑性时程分析中做针对性加强。

### 应用亮点

1. 在 ETABS 中，使用三种方式模拟偶然偏心；
2. 采用 ETABS 建立三种长宽比的框架模型，并进行反应谱分析与弹塑性时程分析。

### 成果展示

#### 一、偏心的模拟



图 1 反应谱工况中考虑隔板偏心

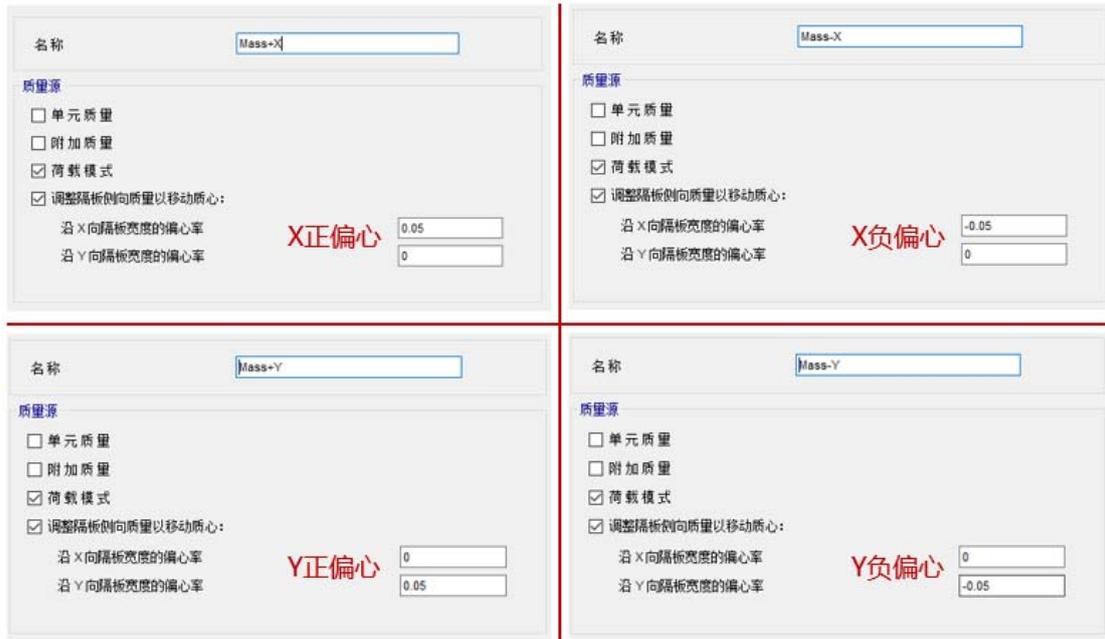


图2 质量源定义中考虑隔板偏心

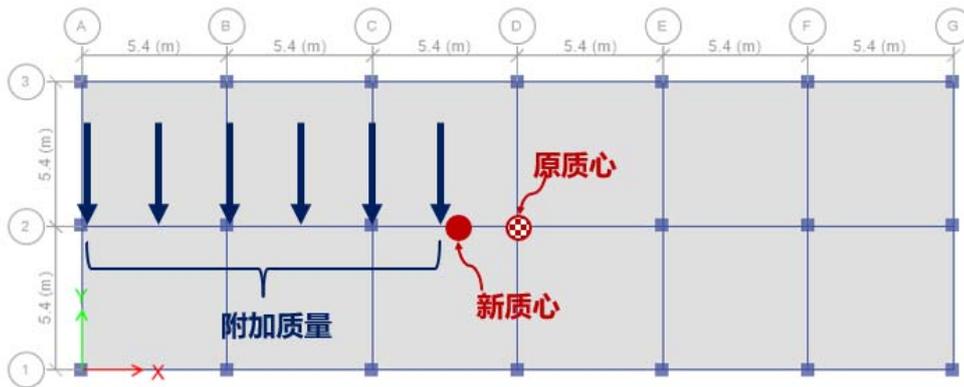


图3 手动制造偏心

## 二、反应谱与时程分析结果

本文通过建立长宽比分别为3、6和9的三个框架结构，并对其进行反应谱分析和弹塑性时程分析。经计算发现：考虑质量偏心后，结构刚度和总质量虽无变化，但是因质量偏心周期会增大；并且模态会出现明显的扭转。比较采用质量偏心隔板不偏心和质量不偏心隔板偏心两种方法的反应谱结果，采用质量偏心的方式的最大层间位移角和角柱内力都会更大一些，这是因为采用质量偏心的方式可以通过结构的动力特性更加直接的考虑偶然偏心的作用。弹塑性分析下的计算结果也可发现，考虑了质量偏心的柱损伤会更加严重。

对于相同偏心情况的不同长宽比框架，长宽比的增大同样会引起结构的位移和扭转效应的增长，且不是线性关系。长宽比从6到9引起位移角等变化，明显大于长宽比从3到6引起的地震响应增大值。故规范中对建筑长宽比做了明确的限制。

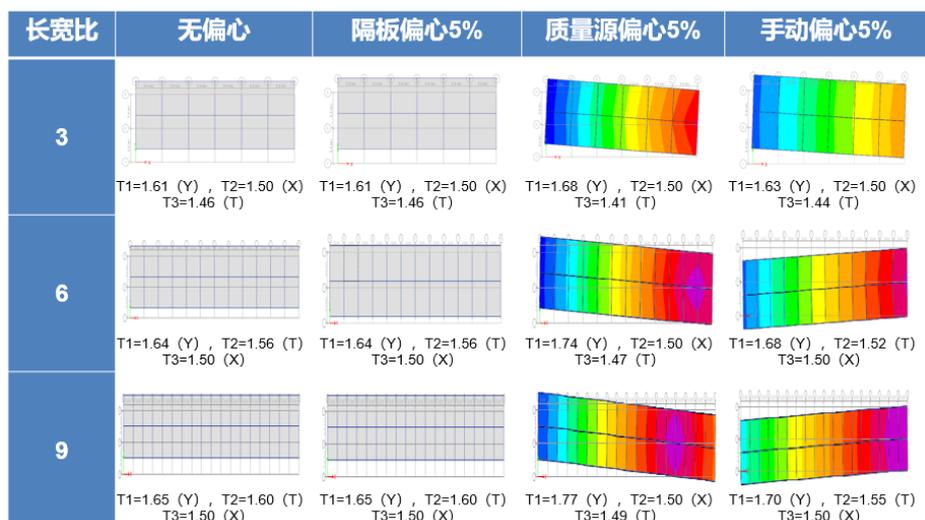


图 4 结构模态信息

	反应谱			弹塑性时程		
	长宽比			长宽比		
	3	6	9	3	6	9
无偏心	1/554	1/525	1/521	1/151	1/135	1/134
隔板偏心5%	1/465	1/419	1/410	-	-	-
质量源偏心5%	1/405	1/368	1/364	1/147	1/124	1/102
手动偏心5%	1/445	1/399	1/396	1/148	1/130	1/121

图 5 反应谱与时程工况下位移角结果

	角柱弯矩 (kN·m)		
	长宽比		
	3	6	9
无偏心	157.7	168.8	170.5
隔板偏心5%	187.9	210.6	216.1
质量源偏心5%	216.1	240.3	243.6
手动偏心5%	196.7	221.5	223.8

图 6 反应谱工况下角柱弯矩

	角柱D/C比		
	长宽比		
	3	6	9
无偏心	0.464	0.427	0.431
质量源偏心5%	0.499	0.447	0.458
手动偏心5%	0.470	0.435	0.429

图 7 时程工况下角柱 D/C 比

**CiBRIDGE**

**SAP2000**

**ETABS**

**SAFE**

**PERFORM3D**

**CiSDesigner**

**CiSGTCAD**

**CiSModelCenter**

**CiSOpenSteel**

**CiSDesignCenter**



在线支持  
[support.cisec.cn](http://support.cisec.cn)



网络课堂  
[www.cisec.cn](http://www.cisec.cn)



知识库  
[wiki.cisec.cn](http://wiki.cisec.cn)



视频教程  
[i.youku.com/bjcisec](http://i.youku.com/bjcisec)