



2022

季刊 NO.136

构筑未来 力创卓越 **新天地**

# 通用仿真云计算系统 PKPM-CAE

## 多种分析功能

模态、静力学、稳定性、隐式动力学、显式动力学、谱响应、谱分析

## 丰富的外部接口

PKPM/YJK结构模型、ABAQUS/ANSYS有限元模型、STL几何模型

## 丰富的单元库

梁、杆、索、板、壳、张拉膜、三维实体、轴对称、平面应变、连接单元

## 多种广义连接模式

耦合、绑定、嵌入、自定义约束方程和主从自由度

## 多种非线性类型

几何非线性、材料非线性、状态非线性(接触和生死单元)

## 多种并行模式

CPU并行、GPU并行

登录 [cae.pkpm.cn](http://cae.pkpm.cn) 下载软件试用

中国建筑科学研究院有限公司 | 北京构力科技有限公司

地址:北京市北三环东路30号C座17层, 100013 | 联系电话:010-64518235

技术咨询:400-8000-900 | 网址:[www.pkpm.cn](http://www.pkpm.cn) | 邮箱:[pub@pkpm.cn](mailto:pub@pkpm.cn)



PKPM 构力科技



构力学堂



北京构力科技有限公司是我国建筑行业计算机技术开发应用的最早单位之一，前身为中国建筑科学研究院建筑工程软件研究所，1988年创立了PKPM软件品牌，历经三十多年的发展历程。2017年3月，经国资委批准，整合中国建筑科学研究院所有软件与信息化业务，成立北京构力科技有限公司，为第一批国资委国有控股混合所有制企业开展员工持股十家试点单位之一。



构力科技积极承担解决建筑行业“卡脖子”关键技术“BIMBase平台”的自主研发，打造自主知识产权的BIMBase平台，成为建筑行业国产BIM二次开发平台，建立我国自主BIM的软件生态。基于自主BIMBase平台推出PKPM-BIM全专业协同设计系统、装配式建筑全流程集成应用系统、BIM报建审批系统、智慧城区管理系统等BIM全产业链整体解决方案，助力我国建筑行业数字化转型与升级。



构力科技根植于中国建筑科学研究院博大精深的技术底蕴，一直肩负着成为中国建筑业软件与信息化发展的引领者的使命，坚持自主创新研发，PKPM产品涵盖了建筑、结构、机电、绿色建筑全专业应用，以及面向设计、生产、施工、运维各阶段的应用软件或系统，其中PKPM结构设计软件市场覆盖率达95%以上，成为国内房屋建筑的主要设计软件，为国内工程建设做出了卓越贡献！



构力科技承担了多项“九五”-“十三五”国家科技攻关课题、国家自然科学基金项目、国家重点研发计划项目，始终站在我国建筑行业科学研究的前沿，先后获得多项国家科技进步奖和住建部科技进步奖，PKPM软件产品连续多年被中国软件行业协会评为全国优秀软件。

# 构筑未来 力创卓越

建筑行业专业软件及集成应用解决方案

## 电子报建/审批

BIM规划报建审查审批系统  
BIM全专业审查系统  
BIM竣工模型审查  
标准 (交付标准、数据标准)

## 信息化管理

设计综合管理系统  
BIM施工项目管理系统  
智慧建造协同管理平台 zncsbmccms  
全过程工程咨询管理系统  
钢结构全生命周期智慧建造平台  
工程项目全过程精细化管理平台 gcm

## 运维

绿色健康动态评价系统GOS  
城区智慧管理平台GCIM



## 设计阶段

建筑设计软件  
结构设计软件  
水暖电设计软件  
节能与绿建设计软件  
装配式建筑设计与深化软件  
(混凝土、钢结构)

## 生产阶段

PC构件智慧工厂管理系统  
钢结构智慧工厂管理系统

## 施工阶段

铝模板设计系统  
集成架设计软件  
施工管理系列软件  
施工技术系列软件



TECHNICAL ADVISOR  
EDITOR IN CHIEF  
ASSOCIATE EDITOR  
EXECUTIVE EDITOR  
COMMISSIONER

顾问 金新阳 邵弘  
主编 朱伟  
副主编 史建鑫 王新花  
执行编辑 刘李国 刘丽珍 吴海楠

编委

陈晓明 崔静 顾维平  
黄吉锋 黄立新 黄琢华  
黄怡萍 姜立 李书阳  
刘苗苗 马恩成 沈文都  
王良平 王梦林 夏绪勇  
张瑞龙 张欣 张永炜  
(按姓氏拼音排序)

EDITOR 编辑 《PKPM 新天地》编辑部  
E-MAIL 邮箱 editor@cabrtech.com  
ADD 地址 北京市北三环东路 30 号  
中国建筑科学研究院主楼 17 层  
ZIP 邮编 100013  
TEL 电话 010-64693443(投稿)  
FAX 传真 82476106

投稿须知

请提供稿件的电子文档以及稿件中相关图片的电子文档(涉及到 DWG 文件, 请提供 DWG 文件)。请在电子邮件的主题中注明“投稿”字样。本刊图文版权所有, 未经同意不得转载或摘编。

快来挑错

《PKPM 新天地》广大读者朋友, 我们的传统“挑错”活动会一直进行下去, 欢迎大家指正。凡是参加“挑错”活动的读者, 都会得到我们一份小礼品! 挑错专用信箱: editor@cabrtech.com 感谢大家对我们的支持!

# CONTENTS 目录

## ◆ 工程师手记 Engineer's Notes

- 001 从隔震结构“多模型”谈隔震结构的设计 / 石磊
- 009 关于交叉梁之间的有限支承的受力关系的讨论 / 龚小兵

## ◆ 软件应用 Structure Software

- 014 PKPM鉴定加固程序选A类建筑和C类建筑在计算配筋上的区别 / 陈卓
- 023 JCCAD中两桩承台的计算方法 / 肖艳玲

## ◆ 更上一层楼 Higher Level

- 032 SATWE结构体系参数对结构设计的具体影响 / 吴海楠
- 049 基于BIM的钢结构智能建造工业互联网平台对钢结构加工企业效益提升分析 / 程丁
- 065 基于国产化BIMBase平台应用清单 / 郑鹏 刘泰峰 杜娟

## ◆ 应用技巧 Application Skills

- 072 钢筋桁架楼承板施工阶段验算在PKPM中的实现 / 吴海楠

## ◆ 技术支持中心 Technical Support Center

- 081 结构系列软件常见问题解析（一） / 王宇
- 091 结构系列软件常见问题解析（二） / 胡志超

## ◆ PKPM 最新动态 Latest News

- 0100 喜报 | BIMBase系统入选《中央企业科技创新成果推荐目录(2022年版)》
- 0102 数转型·构未来 | 构力PKPM·用户大会2022主会场成功举办!

# 从隔震结构“多模型”谈隔震结构的设计

石晶

江苏筑森建筑设计有限公司 江苏 213002

**[摘要]** 《建设工程抗震管理条例》自 2021 年 9 月 1 日实行后，各地区陆续发布政策文件要求高烈度区、地震重点监视防御区的八类建筑应按照国家有关规定应用减隔震技术。在此背景下我司积极研究减隔震技术，为后续高烈度区和地震重点监视防御区的项目提供技术储备。经过对比，PKPM 减隔震软件具有专业性强、操作简单、配套技术资料丰富的特点，因此我司利用 PKPM 减隔震软件进行了减隔震技术的应用研究工作。本文介绍 PKPM 减隔震软件在建模、计算、后处理等方面的基本操作，并围绕隔震结构设计中“多模型”的应用谈一谈隔震结构设计的基本概念。

**[关键词]** 地震重点监视防御区；隔震；多模型；包络

## 1 隔震结构的建模

### 1.1 在 PMCAD 中建立隔震结构整体模型

隔震结构整体模型一般由隔震上部结构、上下支墩层、隔震支座层组成。相比于常规结构，隔震结构整体模型一般要多建立三个标准层。三个标准层从下往上分别是下支墩层、隔震支座层、上支墩层。其中下支墩层一般是按支墩的实际尺寸建的小短柱层，隔震支座层一般也采用小短柱来建模，为了形象可采用小圆柱模拟，柱尺寸可根据隔震支座常见尺寸预估。上支墩层则是包含梁板结构的小短柱层，上支墩高度及尺寸也按照工程中的实际尺寸建模。

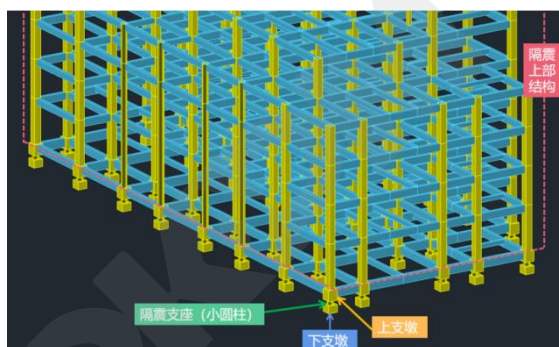


图 1 隔震整体模型示意图

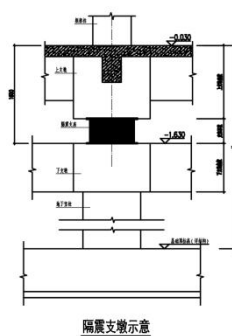


图 2 隔震上下支墩示意图

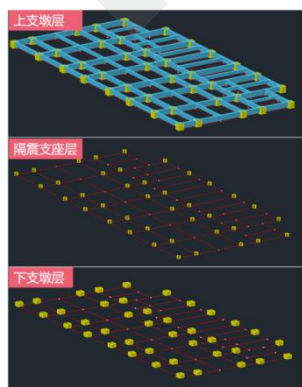


图 3 上下支墩及隔震层示意图

组装结果

层号	层名	标准层	层高(...)	底标高(m)
1	下支墩层	1	700	-2.100
2	隔震支座层	2	400	-1.400
3	上支墩层	3	1000	-1.000
4		4	4200	0.000
5		5	3600	4.200
6		6	3600	7.800
7		7	3600	11.400
8		8	3600	15.000
9		9	3000	18.600

图 4 隔震整体结构楼层组装结果

## 1.2 将隔震支座层小短柱定义为隔震支座

在 PMCAD 中新建 3 个标准层, 并与隔震上部结构组装后, 就得到了一个隔震整体结构模型。但是此时隔震支座层的短柱还只是普通的混凝土柱, 尚未成为隔震支座。需要先在处理参数中定义隔震支座所在层号, 再到前处理特殊柱菜单下, 选择隔震支座柱属性, 将属性赋予给短柱。这时混凝土圆柱才能成为隔震支座, 其过程类似于角柱的定义。定义完成后, 此时小圆柱的力学性质不再取决于具体的截面和材料, 而是由定义的隔震支座属性来控制。PKPM 提供了支座产品库, 也可以在产品库中选择合适的隔震支座型号。

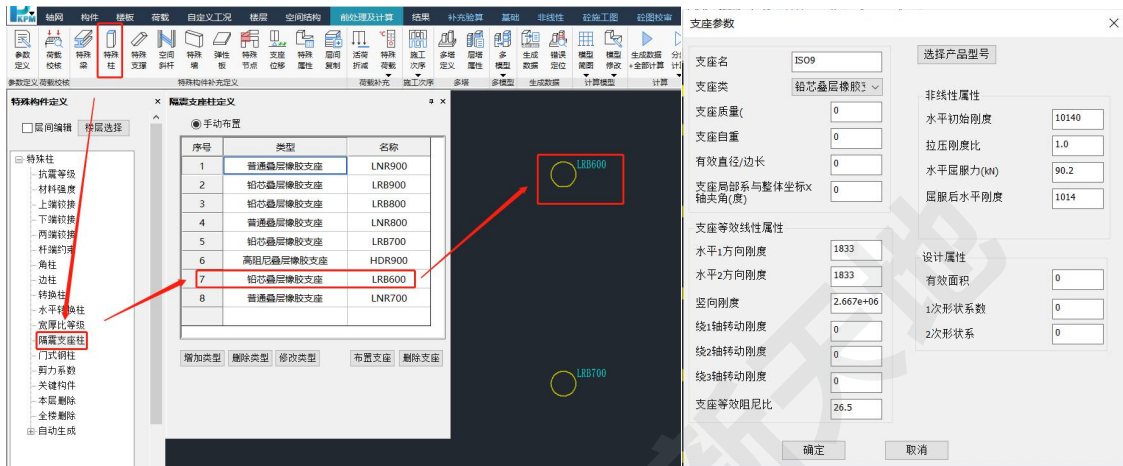


图 5 定义隔震支座柱示意图

图 6 隔震支座参数示意图

## 1.3 隔震支座的自动布置

通过以上步骤可以将混凝土圆柱定义为隔震支座, 但在刚接触隔震结构设计时, 对于隔震结构的方案布置往往没有思路。PKPM 里面提供了按照抗规方法自动布置隔震支座的功能, 其思路是根据隔震层偏心率的要求和减震系数 (即隔震效果) 来初步选择隔震支座。

对于隔震结构, 最常使用铅芯橡胶支座加天然橡胶支座相组合的形式来设置, 一般在结构的外围布置铅芯橡胶支座, 内部布置天然橡胶支座。因此在进行隔震支座自动布置时, 可以先选择两组隔震支座。按分组布置完隔震支座后, 填写隔震层偏心率、非隔震结构基本周期, 隔震结构目标减震系数等参数, 程序会按填写的参数初步筛选出合适的隔震支座。

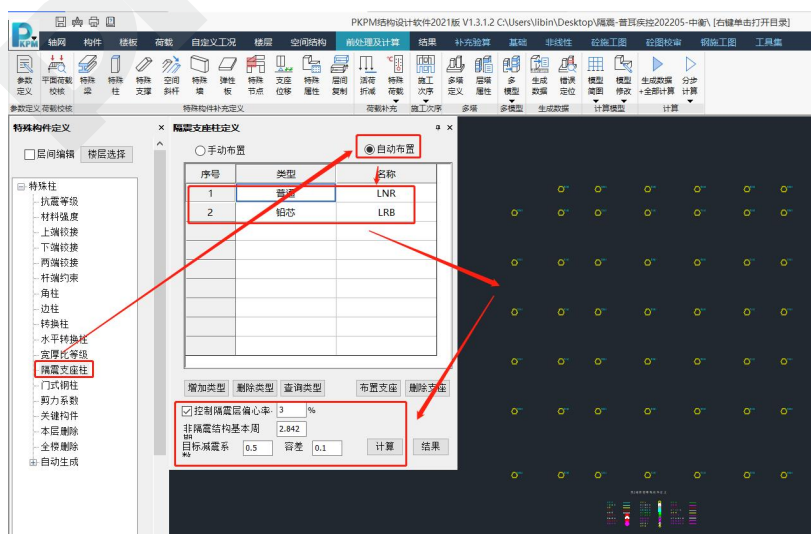


图 7 隔震支座自动布置参数示意图

## 2 隔震结构的前处理及结果查看

### 2.1 隔震结构前处理参数

隔震结构前处理参数中，最重要的是隔震结构设计方法的选择。隔震结构可以按《建筑抗震设计规范》进行设计，也可以按照《建筑隔震设计标准》来设计。当在软件中选择“水平向减震系数法”时，程序会按照《抗规》进行隔震结构的计算和设计；当在软件中选择“整体分析设计法”时，程序会按照《隔标》进行隔震结构的计算和设计。

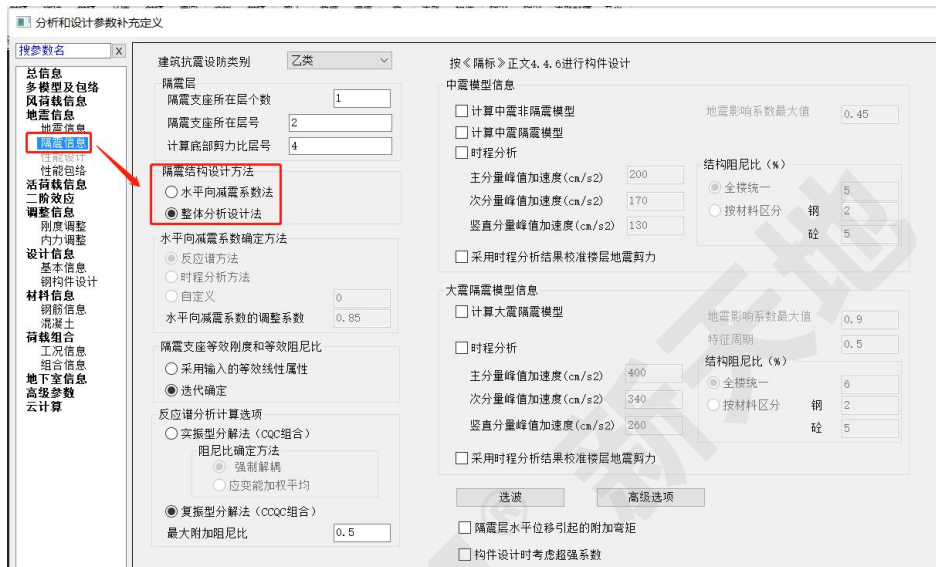


图 8 隔震结构设计方法选择参数

选择完隔震结构设计方法之后，还需要选择隔震设计的多模型来进行隔震结构的分析。

选择“水平向减震系数法”时，一般需要 4 个模型参与隔震结构的分析和设计，分别是小震非隔震模型、中震隔震模型、中震非隔震模型、大震隔震模型。

选择“整体分析设计法”时，一般需要 3 个模型参与隔震结构的分析和设计，分别是中震隔震模型、中震非隔震模型、大震隔震模型。

PKPM 可以根据隔震整体模型，自动生成隔震多模型，极大的简化了隔震结构设计的工作量。对于隔震多模型的理解和应用是隔震结构计算的要点之一，后续将围绕这个问题作更详细的讨论。

### 2.2 隔震结果查看

当完成设计后，可以到后处理查看隔震结构设计的结果。首先需要查看隔震结构计算的“水平向减震系数”或“底部剪力比”，来确认隔震支座的布置是否达到了预期的隔震目标。

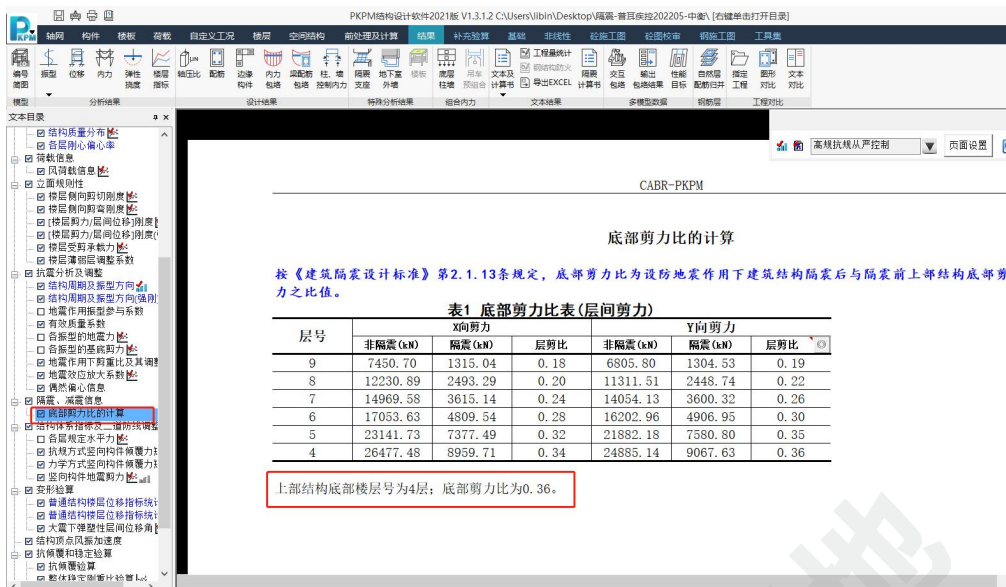


图9 隔震结构底部剪力比计算结果

其次，隔震计算书中为隔震分析报告提供了大部分的素材，包括隔震设计依据、工程概况，隔震支座的布置和偏心率计算，隔震支座的抗风验算，隔震和非隔震结构的对比等等。

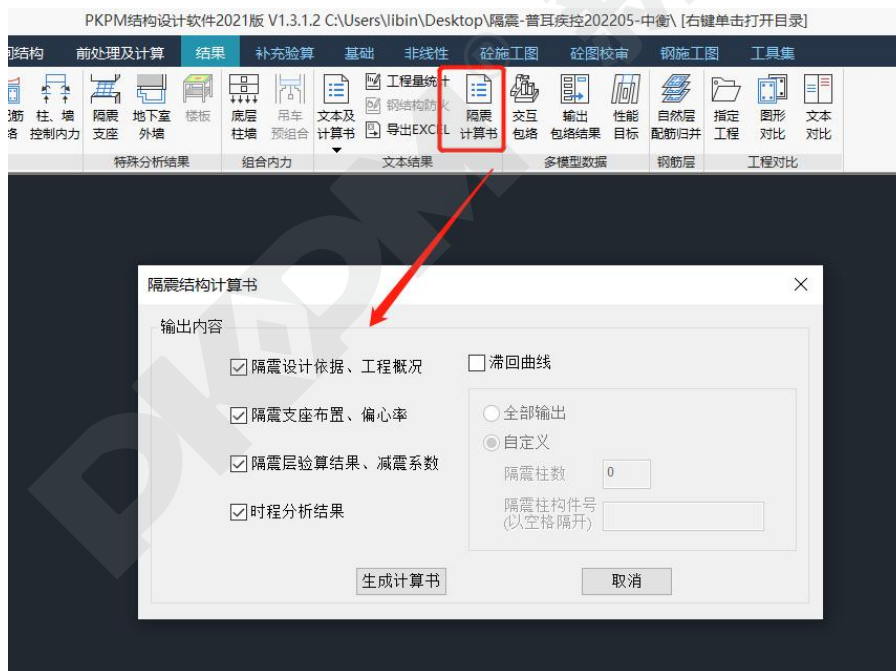


图10 隔震计算书生成功能

此外，对于隔震支座的压应力、拉应力等会在隔震支座验算中给出，可以根据支座验算的结果来判断隔震支座布置是否合理。



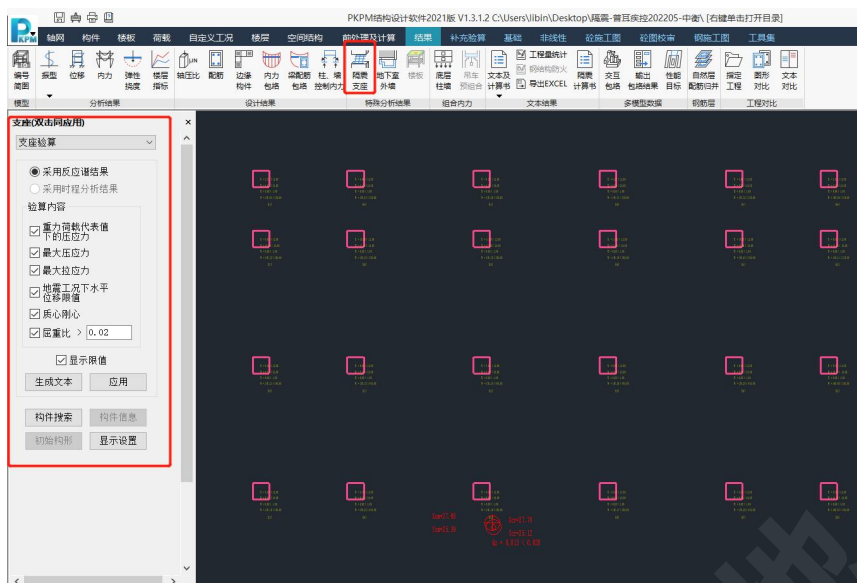


图 10 隔震支座验算结果

### 3 从隔震结构“多模型”谈隔震结构的设计

隔震结构因为涉及到隔震和非隔震模型的对比，各个地震水准下的性能设计，所以需要用到多个模型。按《抗规》和按《隔标》两种方法设计隔震结构，都涉及到隔震多模型的应用，且两种方法采用的隔震多模型是有区别的。针对两种方法涉及到的多模型列举如下：

抗规和隔标计算模型对比

表 1

	小震	中震		大震
抗规	非隔震模型★	非隔震模型	隔震模型	隔震模型
隔标	/	非隔震模型	隔震模型★	隔震模型

可以看到按《抗规》和按《隔标》设计，都涉及到多模型，并且多模型的应用不完全相同，接下来我们结合隔震设计的要点，谈一谈多模型的应用。

#### 3.1 按《抗规》设计时多模型的应用

按《抗规》进行隔震结构的地震力计算，其基本的思路是按“小震非隔震模型”来计算地震力，同时考虑隔震支座的隔震效果来对“小震非隔震模型”的地震力进行打折。这个打折系数称为“水平向减震系数”，“水平向减震系数”通过“中震隔震模型”和“中震非隔震模型”的对比分析来得到。

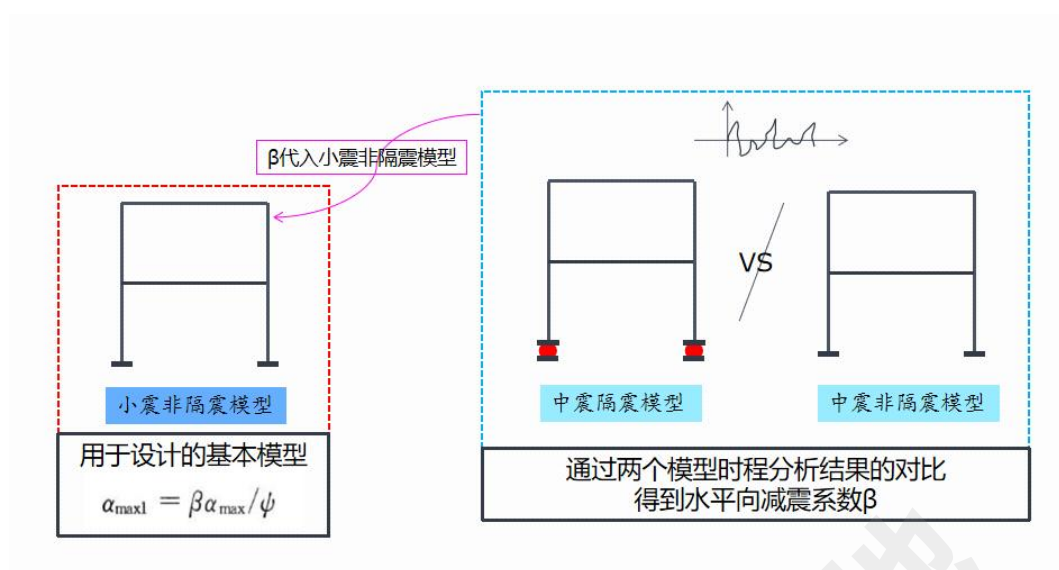


图 11 《抗规》设计时多模型基本原则

同时，水平向减震系数也是确定隔震后上部结构抗震措施等级的依据，按照《抗规》12.2.7条，可根据计算得到的水平向减震系数来决定隔震后上部结构的抗震措施。

12.2.7 隔震后上部结构的抗震措施可以适当降低，一般的橡胶支座以水平向减震系数0.40为界划分，并明确降低的要求不得超过一度，对于不同的设防烈度如表8所示：

表 8 水平向减震系数与隔震后上部结构抗震措施所对应烈度的分档

本地区设防烈度 (设计基本地震加速度)	水平向减震系数	
	$\beta \geq 0.40$	$\beta < 0.40$
9 (0.40g)	8 (0.30g)	8 (0.20g)
8 (0.30g)	8 (0.20g)	7 (0.15g)
8 (0.20g)	7 (0.15g)	7 (0.10g)
7 (0.15g)	7 (0.10g)	7 (0.10g)
7 (0.10g)	7 (0.10g)	6 (0.05g)

需注意，本规范的抗震措施，一般没有8度(0.30g)和7度(0.15g)的具体规定。因此，当 $\beta \geq 0.40$ 时抗震措施不降低，对于7度(0.15g)设防时，即使 $\beta < 0.40$ ，隔震后的抗震措施基本上不降低。

图 12 《抗规》12.2.7 条要求

按《抗规》设计隔震结构，实质上还是对隔震上部结构进行小震设计，小震非隔震模型是基本的设计模型。同时，按照《抗规》12.2.9第1款，隔震层支墩、支柱及相连构件，应进行罕遇地震下的设计。因此需要应用大震隔震模型，进行隔震层支墩支柱及相连构件的设计。

#### 12.2.9 隔震层以下的结构和基础应符合下列要求：

1 隔震层支墩、支柱及相连构件，应采用隔震结构罕遇地震下隔震支座底部的竖向力、水平力和力矩进行承载力验算。

图 13 《抗规》12.2.9 条要求

### 3.2 按《隔标》设计时多模型的应用

按《隔标》设计隔震结构，是对隔震整体模型进行计算和分析，因此称之为整体分析法，且《隔标》要求在设防地震（中震）下进行结构及隔震层的承载力和变形验算。所以“中震隔震模型”是按《隔标》设计时基本的设计模型。

通过反应谱迭代的方法可以计算出隔震结构的周期和总阻尼比，从而计算隔震结构的地震力。此时隔震效果的体现主要在于隔震结构相比非隔震结构周期拉长，隔震结构铅芯橡胶支座提供附加阻尼比，两种共同作用，降低结构地震力。

《隔标》6.1.3 规定，隔震结构的抗震措施可按底部剪力比及相应的抗震设防烈度确定，隔震结构底部剪力比不大于 0.5 时，上部结构可按本地区设防烈度降低 1 度确定**抗震措施**。

**6.1.3 隔震结构的抗震措施可按底部剪力比及相应的抗震设防烈度确定；除应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 相应设防烈度的规定外，尚应符合下列规定：**

- 1 隔震结构底部剪力比大于 0.5 时，隔震结构应按本地区设防烈度规定采取相应的抗震措施，并应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定；**
- 2 隔震结构底部剪力比不大于 0.5 时，上部结构可按本地区设防烈度降低 1 度确定抗震措施；**
- 3 与竖向地震作用有关的抗震措施，应符合按本地区设防烈度的规定，不得降低。**

图 14 《隔标》6.1.3 条要求

因此，按《隔标》设计隔震结构，要确定抗震措施等级，首先要计算底部剪力比，而计算底部剪力比就需要中震隔震模型和中震非隔震模型的对比。

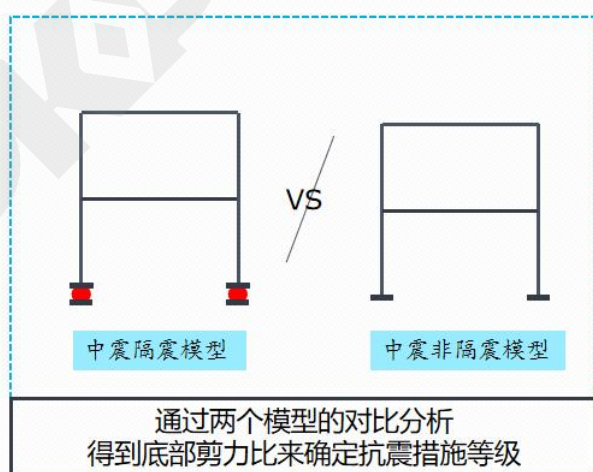


图 15 底部剪力比计算模型

按《隔标》设计隔震结构，其基本的设计模型是中震隔震模型，且不同构件要求的性能目标不同。同时按照《隔标》4.7.2 条，隔震层支墩支柱及相连构件需进行罕遇地震下的设计，因此还需要应用大震隔震模型。

综上，不论是按《抗规》还是按《隔标》设计隔震结构，都涉及到隔震多模型的应用，且两

种方法有所不同，将隔震结构多模型的应用概括如下。

抗规和隔标计算模型归纳

表 2

	地震力计算	抗震措施等级	性能设计
抗规	小震非隔震、中震隔震、 中震非隔震	中震隔震、中震非隔震	小震非隔震、大震隔震
隔标	中震隔震	中震隔震、中震非隔震	中震隔震、大震隔震

## 4 总结

本文从根据 PKPM 减隔震软件在建模、计算、后处理等方面的基本流程，软件会根据建模中的隔震模型，通过参数选择，对于抗规的水平减震系数法，形成小震隔震模型、小震非隔震模型、中震隔震模型、中震非隔震模型及大震隔震模型分别计算，采用中震隔震模型、中震非隔震模型计算得到的水平减震系数后，以小震非隔震模型为基本设计模型进行计算；对于隔标的整体分析设计法，会自动根据中震隔震模型与中震非隔震模型计算楼层剪力比；会自动根据隔标要求以中震隔震模型为基本设计模型，在主模型下生成构件不同性能目标下的配筋结果，从而实现隔震设计。

### 参考文献

- [1] GB/T51408-2021 建筑隔震设计标准[S]. 北京，中国建筑工业出版社，2021.
- [2] GB50011-2010 建筑抗震设计规范（2016年版）[S].北京：中国建筑工业出版社，2016.
- [3] GB55002-2021 建筑与市政工程抗震通用规范[S]. 北京，中国建筑工业出版社，2021.

# 关于交叉梁之间有限支承的 协同工作关系的讨论

龚小兵

四川省建筑设计研究院 四川 610000

**[摘要]** 通常情况下，当两个方向的交叉梁，跨度和高度及支座约束条件相近时，其刚度相当，此时交汇点没有负弯矩，我们比较容易地识别其为协同工作的交叉梁；但是当支座条件、截面高度、跨度包括荷载都不相同时，我们会较为困难去判断其相互间的关系，有时候会表现出一个方向梁对另一个方向梁的支承关系，此时在被支承梁的弯矩包络图上可能还会出现一定的负弯矩，但是仔细分析恒载下的弯矩图，发现被支承梁还是体现出整跨梁受力的形式，与较强梁之间仍属于协同工作的关系，较强梁对较弱梁的这个支承关系属于弱支承或者称为有限支承，此时我们还是应该把它按整跨梁来配筋，如果不仔细分析判断其协同工作关系，不按整跨梁配筋，将导致该区域的结构安全性不足，本文以一个案例来说明以上问题。

**[关键词]** 鉴定加固；抗震验算；配筋；

## 0 问题的提出

某宿舍项目，采用框剪结构，关于梁的分段的问题，存在对交汇梁之间协同工作关系认识的不足，特此拿出来进行讨论。局部的梁配筋图如下：

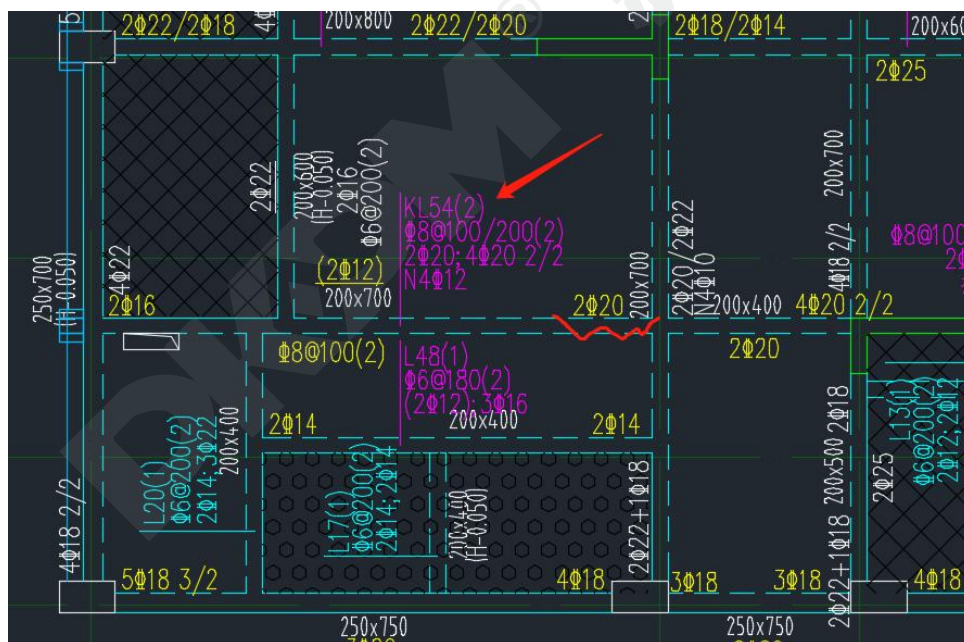


图1 有疑问的梁所在位置

上图中水平方向的KL54被定义为两跨，左边200\*700与剪力墙边的200\*400各一跨，以横向的200\*700框架梁作为支座。查看配筋图如下，似乎也是对的，在横向梁交汇位置有支座负筋：

	G0.2-0.2 3-0-0	G0.4-0.4 0-0-0	G0.2-0.2 0-0-3	G0.3-0.2 2-3-11	0 (0.
	3-8-10	11-11-11	12-12-4	2-2-2	
	G0.2-0.2 0-0-0	G0.3-0.3 2-0-0	G0.3-0.3 0-0-2	G0.2-0.2 0-0-0	0 (0.
				9-11-12	
				G0.3-0.3	
				3-8-(0.19)	
					2-2-2
					[WT]1-0-0

图2 有疑问的梁计算配筋

### 1 具体原因的讨论

我们查看恒载作用下的弯矩图时（如下图），KL54 的弯矩图整体来看，就是一道右端有约束的梁，其与横向梁的交汇点没有负弯矩，而是存在下部正弯矩，说明二者之间没有完全的支承关系，而是属于弱支承的协同工作关系。

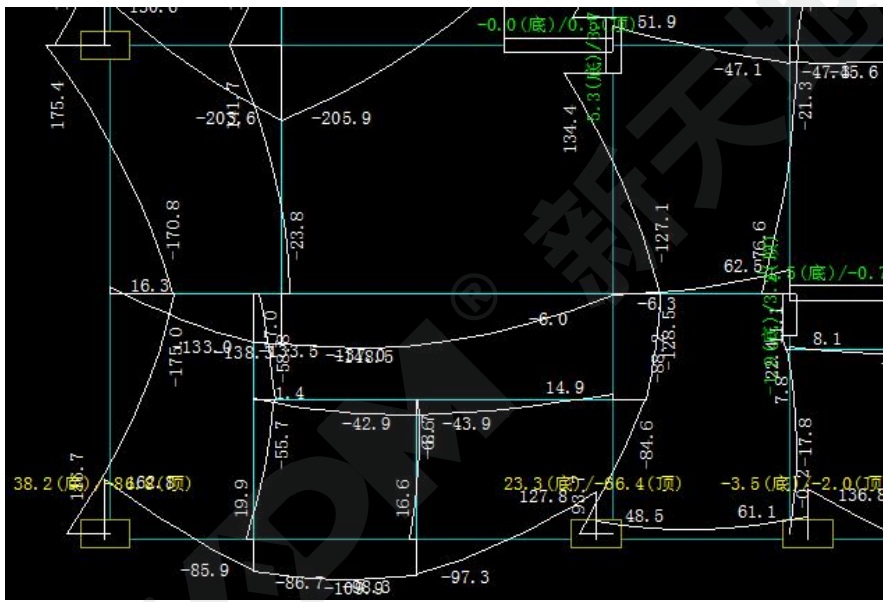


图3 有疑问的梁恒载弯矩图

再查看恒载工况下的剪力图（如下），KL54 在交汇点左右的剪力没有反号，说明 KL54 的荷载没有完全交给主梁，少部分（7.1kN）通过右半段传递到剪力墙。

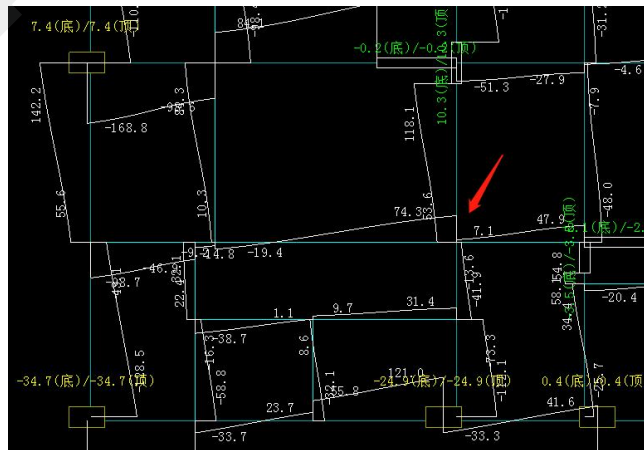


图4 有疑问的梁恒载剪力图

所以整体上来看，KL54 虽然是一根变截面梁，但是由于其右端是剪力墙的面内，存在较大的刚度来约束 KL54，所以从上述的弯矩和剪力图都体系出，KL54 与横向梁属于协同工作关系，横向梁对 KL54 是有限支承，KL54 应该作为一整跨梁来配筋。

梁分段的关键判别标志是交汇点位置是否存在正弯矩，如果存在正弯矩，说明该位置下部还受拉，需要按整跨梁来设计配筋。按标准图集中分段梁的配筋构造（如下图所示），横向梁为支座，下部筋只伸入支座  $12d$ ，这个长度距离钢筋搭接形成连续受力的搭接长度（ $42d$  以上）差得太多，不能视为受力连续。

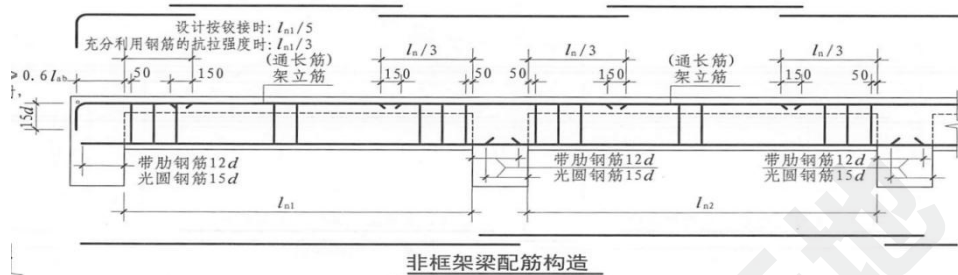


图 5 图集的非框架梁构造

另外一方面要判别清楚，要看恒荷载下的弯矩图，这样做不会受到活荷载不利布置的影响，而清楚地看到关键的构件间的刚度协同关系。并且恒载工况是结构体系工作的最关键工况，在民用建筑中通常情况下恒载是活荷载的 2 倍以上。本案例在其它荷载组合工况下，KL54 在交汇点有较小的负弯矩，导致配筋按 2 跨来分段，反映出现在一些施工图软件按包络图是否存在负弯矩来分段的原则是不恰当的。

还有的同仁认为 KL54 没有按整跨梁配筋，也不会有问题，因为交汇点的正弯矩很小了，这个看法有一定代表性，但是这样忽视了构件间的协同关系，如果 KL54 不按整跨梁来配置钢筋，它就不能按分析模型中的整跨梁工作，导致横向主梁的负担加重。

笔者按节点铰接来验证一下（不能承担正弯矩相当于该位置铰接），按梁端铰接得到恒载下弯矩图如下：此时梁 KL54 的跨中正弯矩以及剪力墙端的负弯矩都略微减小（1.7%），而横向梁的跨中弯矩增大 2.8%，支座弯矩增大 2.1%。虽然增加和减少的幅度不大，但是意味着对 KL54 不当的分段方式，是与实际的协同工作模式不吻合的，也会让该区域的结构的安全度不足，同时 KL54 配置的钢筋一定程度是浪费的，因为关键的横向梁出现了承载力不足。

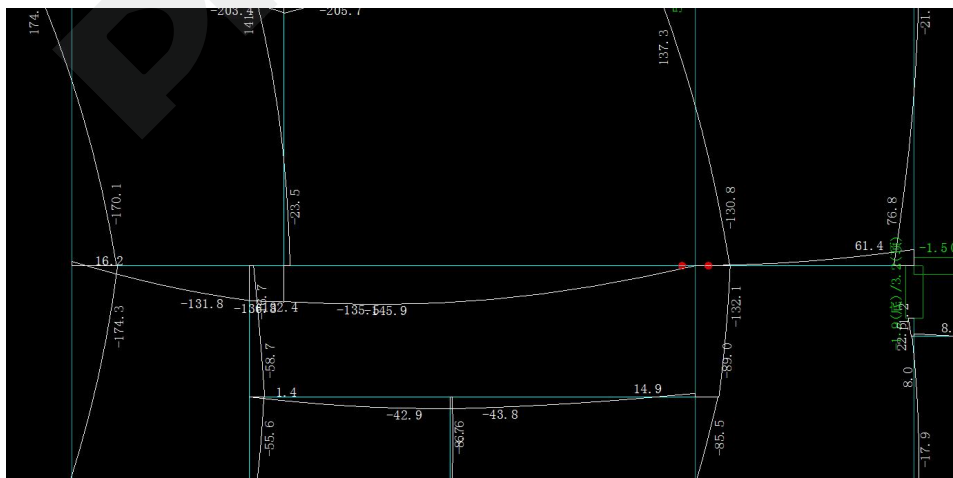


图 6 梁端铰接的恒载弯矩图

按两跨来分段，另外还存在一个支座负筋延伸长度不满足混凝土规范要求的问题，简述如下，

先调出 KL54 的剪力包络图如下，

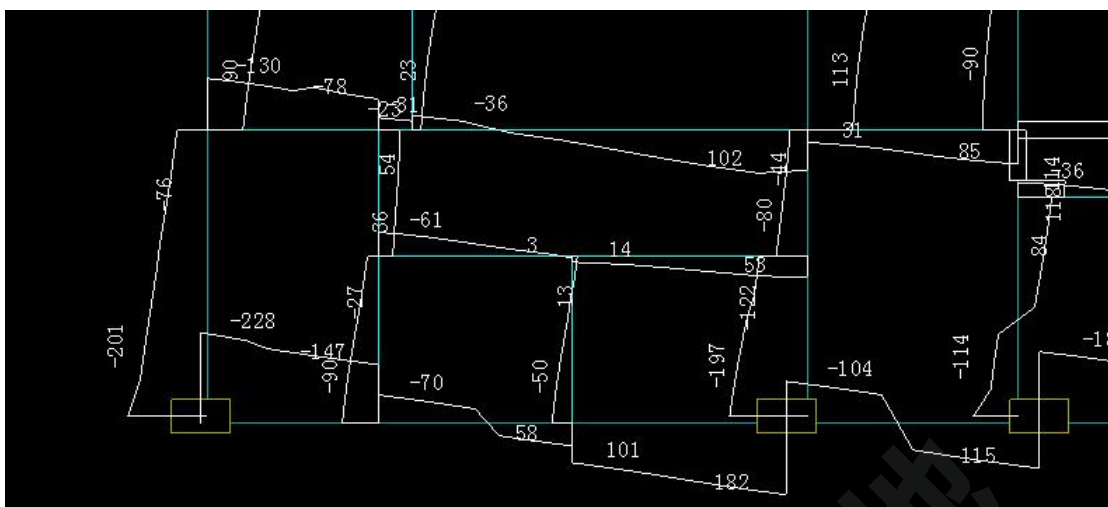


图 7 KL54 的剪力包络图

梁采用 C30, 右跨截面为 200x400, 与剪力墙相连位置的支座剪力为  $V=85\text{kN} > 0.7ftbh_0=73\text{kN}$ , 所以应按混凝土规范 9.2.3 第 2 款来判断钢筋延伸长度。

另外调出 200\*400 梁段的构件信息中查得弯矩与配筋计算如下:

	-I-	-1-	-2-	-3-	-4-	-5-	-6-	-7-	-J-
-M	-16.06	-12.17	-8.85	-15.63	-26.65	-40.82	-59.94	-82.62	-107.64
LoadCase	154	154	22	16	16	28	27	27	15
TopAst	160.00	160.00	160.00	160.00	215.17	337.10	511.76	737.55	1081.12
Rs	0.20%	0.20%	0.20%	0.20%	0.30%	0.47%	0.72%	1.03%	1.63%

图 7 200\*400 梁段负弯矩和配筋

KL54 右边短跨的跨度为 2500, 按现在的配筋, 4 圆 20 (2/2), 其中通长两根, 1/4 净跨 (600) 断 2 根, 按混凝土规范 9.2.3 第 2 款第 1 个控制条件, 从不需要该 2 根钢筋的位置, 大约在 6~7 截面的中间, 即支座出来 450, 再外延伸不小于  $h_0$  且不小于  $20d$  即  $\text{MAX}(365, 400)$ , 总共是  $450+400=850$ ; 按混凝土规范 9.2.3 第 2 款第 2 控制条件, 从充分利用截面伸出的长度不应小于  $(1.2la+h_0)=1.2*35*20+365=1205$ ; 综合来说, 现在分成两跨在 600 的位置断了二排钢筋, 远远低于 1205, 也低于 850, 不满足混规 9.2.3 第 2 款的要求, 会造成支座负筋延伸长度不足, 可能导致该区域的开裂。

当然, 按两跨总长度 9600 来配负筋长度, 需要 2400, 又有点长, 浪费材料, 此时可以特别分析一下长度, 按 1250 设置 (特别标注一下)。

## 2 总结

综上所述, 当支座条件、截面高度、跨度包括荷载都较为复杂时, 我们会较为困难去判断交叉梁相互间的支承关系, 有时这个支承关系能是属于弱支承或者称为有限支承, 需要利用我们的基础力学知识去深入检查, 不要被弯矩包络图上可能出现的负弯矩所蒙蔽, 仔细分析恒载下的弯矩图, 当发现它还是体现出整跨梁受力的弯矩形式, 那么其与横向梁属于协同工作的关系, 此时我们还是应该把它按整跨梁来配筋, 不按整跨梁配筋, 将导致该区域的结构安全度不足。反之, 如果按整跨梁设计, 将一定程度提高该区域的结构承载能力。



参 考 文 献

- [1] GB50010-2010, 混凝土结构设计规范[S]（2015年版）.北京：中国建筑工业出版社，2015
- [2] 16G101-1, 混凝土结构施工图平面整体表示方法制图规则和构造详图(现浇混凝土框架、剪力墙、梁、板)[S].北京：中国计划出版社,2016
- [3] GB50011-2010 建筑抗震设计规范（2016年版）[S].北京：中国建筑工业出版社，2016.

PKPM® 新天地

# PKPM 鉴定加固程序选 A 类建筑和 C 类建筑在计算配筋上的区别

陈卓

北京构力科技有限公司上海分公司 上海 20000

[摘要] A 类混凝土结构鉴定加固的抗震验算中，目前有两种处理方法，一是采用 89 规范进行地震作用计算，将抗震承载力调整系数的折减系数取 0.85；二是采用现行规范进行地震作用计算，地震作用乘以折减系数 0.8。两种处理方法的配筋结果差距非常大，本篇文章通过对比两模型，详细分析差异的原因，实际工程可以参考差异的原因选择合适的处理方法。

[关键词] 鉴定加固；抗震验算；配筋；

## 1 对比模型情况

对比两个模型的情况：模型 1 是在鉴定加固模块中，选择 A 类建筑，抗震承载力调整系数的折减系数取 0.85 进行验算，模型 2 是在 SATWE 模块中，将构件抗震等级调整为五级，地震作用放大系数按照 0.8 进行验算。其中，抗震承载力调整系数的折减系数取 0.85 可以大致上和地震作用折减系数 0.8 的效果相同；在 SATWE 模块中，将构件抗震等级调整为五级，是为了不考虑强柱弱梁等内力调整系数，因为 89 规范中对于三级抗震调整系数取的是 1.0。

在 SATWE 模块中计算，规范选择 2010 规范，计算结果和鉴定加固模块，选择 C 类建筑的计算结果完全一致，相当于第 2 个模型为：鉴定加固模块中，选择 C 类建筑，构件抗震等级调整为五级，地震作用放大系数按照 0.8 进行验算。

## 2 疑问之处

两个模型其中一根柱子（柱 A）的配筋差距非常大，计算结果见图 1、图 2。

项目	内容						
轴压比:	(90)	N=-2430.0	Uc=0.84 ≤ 0.90(限值)			A类、γRE折减系数取0.85、三级抗震	
剪跨比(简化算法):		Rmd=5.04					
主筋:	B边底部	(24)	N=-2693.16	Mx=66.70	My=-12.94	Asxb=849.37	Asxb0=849.37
	B边顶部	(21)	N=-2620.63	Mx=-106.98	My=40.05	Asxt=1081.67	Asxt0=1081.67
	H边底部	(18)	N=-2660.09	Mx=29.14	My=-27.39	Asyb=469.20	Asyb0=469.20
	H边顶部	(15)	N=-2653.70	Mx=-74.15	My=53.85	Asyt=682.73	Asyt0=682.73

图 1 A 类模型中柱 A 的纵筋计算结果

项目	内容						
轴压比:	(90)	N=-2380.6	Uc=0.82 ≤ 1.05(限值)			C类、地震作用放大系数0.8、五级	
剪跨比(简化算法):		Rmd=5.04					
主筋:	B边底部	(90)	N=-2380.60	Mx=205.10	My=-49.54	Asxb=1392.38	Asxb0=1392.38
	B边顶部	(87)	N=-1985.38	Mx=-228.84	My=62.80	Asxt=1153.06	Asxt0=1153.06
	H边底部	(108)	N=-2352.26	Mx=43.21	My=-221.50	Asyb=1501.26	Asyb0=1501.26
	H边顶部	(75)	N=-2123.17	Mx=-86.80	My=223.94	Asyt=1255.58	Asyt0=1255.58

图 2 C 类模型中柱 A 的纵筋计算结果

从计算结果中可以看出两个异常的问题：一是控制组合变了，A 类模型中，选择的控制组合均为非地震组合，而 C 类模型中选择的均为地震组合，看起来 A 类模型似乎没有考虑地震作用。二是 A 类模型中，选择的控制组合明显弯矩较小，计算配筋也是明显小于 C 类模型，结果看起来不合理。

### 3 对模型进行初步对比

从疑问点出发，首先先进行内力的对比，该柱在两模型中的内力情况见图3、图4。

A类、 $\gamma_{RE}$ 折减系数取0.85、三级抗震							
荷载工况	Axial	Shear-X	Shear-Y	MX-Bottom	MY-Bottom	MX-Top	MY-Top
(1)DL	-1647.40	-3.98	-11.85	-9.41	5.51	-57.98	21.81
(2)LL	-343.52	-1.20	2.91	-12.25	0.86	-0.30	5.76
(3)WX	3.55	-9.70	0.85	-1.62	-21.06	1.85	18.73
(4)WY	40.29	-2.05	-18.23	40.11	-5.00	-34.62	3.40
(5)EXY	161.19	-94.55	-8.87	19.38	-205.83	-17.31	181.88
(6)EXP	57.52	-97.03	-8.57	19.13	-211.00	-16.39	186.84
(7)EXM	49.22	-91.08	-9.37	20.16	-198.11	18.54	175.32
(8)EYX	184.61	-11.43	-78.04	172.43	-26.92	-147.59	20.06
(9)EYP	190.01	-17.72	-81.03	179.29	-40.79	-152.97	31.90
(10)EYM	167.91	-7.01	-74.32	163.99	-16.20	-140.75	-12.97
(11)EX	161.19	-94.55	-8.87	19.38	-205.83	-17.31	181.88
(12)EY	184.61	-11.43	-78.04	172.43	-26.92	-147.59	20.06
(13)EXO	-183.23	-7.41	78.00	-172.29	16.48	147.58	14.30
(14)EYO	162.76	-94.67	-10.01	23.63	-206.14	-17.61	182.03

图3 A类模型中柱A的内力情况

C类、地震作用放大系数0.8、五级							
荷载工况	Axial	Shear-X	Shear-Y	MX-Bottom	MY-Bottom	MX-Top	MY-Top
(1)DL	-1647.40	-3.98	-11.85	-9.41	5.51	-57.98	21.81
(2)LL	-343.52	-1.20	2.91	-12.25	0.86	-0.30	5.76
(3)WX	3.55	-9.70	0.85	-1.62	-21.06	1.85	18.73
(4)WY	40.29	-2.05	-18.23	40.11	-5.00	-34.62	3.40
(5)EXY	128.95	-75.64	-7.09	15.51	-164.66	-13.84	145.50
(6)EXP	46.01	-77.63	-6.85	15.30	-168.80	-13.11	149.47
(7)EXM	39.37	-72.86	-7.50	16.13	-158.49	14.83	140.25
(8)EYX	147.69	-9.15	-62.43	137.95	-21.54	-118.08	16.05
(9)EYP	152.01	-14.18	-64.83	143.44	-32.63	-122.38	25.52
(10)EYM	134.33	-5.61	-59.46	131.20	-12.96	-112.60	-10.38
(11)EX	128.95	-75.64	-7.09	15.51	-164.66	-13.84	145.50
(12)EY	147.69	-9.15	-62.43	137.95	-21.54	-118.08	16.05
(13)EXO	-146.58	-5.92	62.40	-137.83	13.18	118.07	11.44
(14)EYO	130.21	-75.73	-8.01	18.90	-164.91	-14.09	145.62

图4 C类模型中柱A的内力情况

内力对比中可以看出，前四行，即恒、活、风作用下内力完全一致；第五行开始，即地震作用下内力不一致，原因很简单，是C类模型中，将地震作用放大系数改成了0.8造成的。以EXY工况下的轴力为例验证一下，即161.19（A类模型）\*0.8=128.952（C类模型）。由此可见，虽然A类建筑采用89规范计算地震作用，C类建筑采用10规范计算地震作用，但是两个规范计算出的内力结果是完全一致的。那么配筋的差距就出在了计算配筋的这一步。

首先明确，配筋的控制组合，并不是内力最大的组合，而是用内力计算出来的配筋最大的组合。其中，抗震承载力调整 $\gamma_{RE}$ 就是在设计中最容易忽略的。打个比方，同样的轴力、弯矩情况下，地震工况下的配筋一定是小于非地震工况配筋的，因为地震工况下的抗力可以除以 $\gamma_{RE}$ ，进行放大。

以B边底部配筋为例，A类模型选择的控制组合是24号，即1.3DL+1.5LL-0.9WY，组合后 $N=-2693.16$ ， $M_x=66.70$ ，而C类模型选择的控制组合是90号，即1.2DL+0.6LL-1.3EYP，组合后 $N=-2380.60$ ， $M_x=205.10$ 。既然两个模型单工况内力基本一致（只有地震作用内力是

0.8 倍的关系)，疑问在于为什么 A 类模型没有选择地震工况？

先来计算一下 A 类模型，地震工况 90 号组合，组合后的内力为：

$$N = 1.2 \times -1647.40 + 0.6 \times -343.52 - 1.3 \times 190.01 = 2430.00$$

$$M_x = 1.2 \times -9.41 + 0.6 \times -12.25 - 1.3 \times 179.29 = -251.72$$

柱 A 在 A 类、C 类模型中的组合 24 和组合 90 的内力设计值见表 1：

柱 A 在 A 类、C 类模型中组合 24 和组合 90 的内力设计值

表 1

模型	组合 24: 1.3DL + 1.5LL - 0.9WY		组合 90: 1.2DL + 0.6LL - 1.3EYP	
	N	M <sub>x</sub>	N	M <sub>x</sub>
A 类	-2693.16	66.70	-2430.00	251.72
C 类	-2693.16	66.70	-2380.60	205.10

可见在 A 类模型中，90 号组合内力和 C 类模型中的不一致，原因就是地震作用放大系数，注意这个系数不仅仅放大弯矩，轴力也会相应的放大，在压弯构件中，一定程度上，轴力增大是有利的。

此时可以采用 PKPM 工具箱来进行复核一下，PKPM 工具箱中，提供 89、01、10 规范的构件级验算（图 5）。

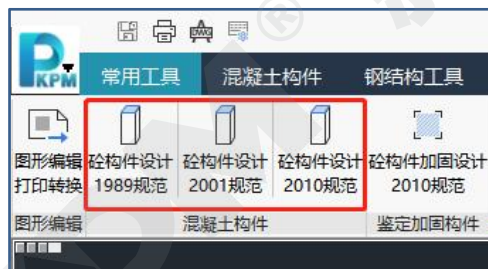


图 5 PKPM 工具箱中提供 89、01、10 规范的构件验算

对于 A 类建筑，选择 89 规范进行验算，先进行 24 组合验算，即非地震组合，得出的计算配筋与鉴定加固程序中给出的计算配筋基本一致，即 849.37（图 6）。

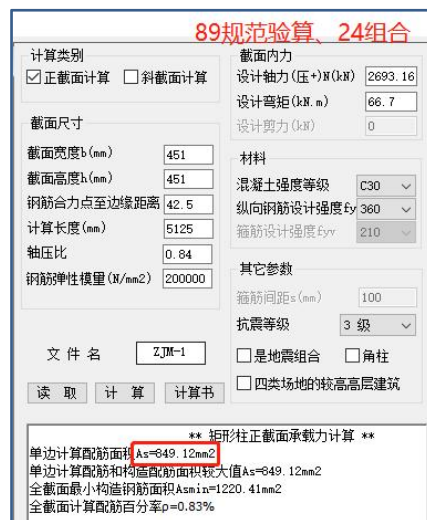


图 6 按 89 规范验算 A 类模型中柱 A 24 组合的配筋结果

再验算一下，如果取 90 号组合，计算出的配筋会是多少？注意此时要勾选，“是地震组合”。得出配筋结果是 567.90，远小于 849.12（图 7），所以此时，90 号组合不再是控制组合，可见鉴定加固程序中的计算结果是没有问题的。

**89规范验算、90组合**

计算类别  
 正截面计算  斜截面计算

截面尺寸  
 截面宽度b (mm) 451  
 截面高度h (mm) 451  
 钢筋合力点至边缘距离 42.5  
 计算长度 (mm) 5125  
 轴压比 0.84  
 钢筋弹性模量 (N/mm<sup>2</sup>) 200000

截面内力  
 设计轴力(压+)N (kN) 2430  
 设计弯矩 (kN.m) 251.72  
 设计剪力 (kN) 0

材料  
 混凝土强度等级 C30  
 纵向钢筋设计强度 f<sub>y</sub> 360  
 箍筋设计强度 f<sub>yv</sub> 210

其它参数  
 箍筋间距s (mm) 100  
 抗震等级 3级  
 是地震组合  角柱  
 四类场地的较高高层建筑

文件名 ZJM-1  
 读取 计算 计算书

**\*\* 矩形柱正截面承载力计算 \*\***  
 单边计算配筋面积  $A_s=567.90\text{mm}^2$   
 单边计算配筋和构造配筋面积较大值  $A_s=610.20\text{mm}^2$   
 全截面最小构造钢筋面积  $A_{s\min}=1220.41\text{mm}^2$   
 全截面计算配筋百分率  $\rho=0.60\%$

图 7 按 89 规范验算 A 类模型中柱 A 90 组合的配筋结果

如果对于 90 号组合，不选择“是地震组合”，那么单边的配筋为 2024.07（图 8），非常大。所以 89 规范的验算，对于地震工况，是做了一定的放松，即考虑了  $\gamma_{RE}$ ，此时地震工况不再控制，从构件信息里看，容易误以为程序没有考虑地震作用。

**89规范验算、90组合、非地震组合**

计算类别  
 正截面计算  斜截面计算

截面尺寸  
 截面宽度b (mm) 451  
 截面高度h (mm) 451  
 钢筋合力点至边缘距离 42.5  
 计算长度 (mm) 5125  
 轴压比 0.84  
 钢筋弹性模量 (N/mm<sup>2</sup>) 200000

截面内力  
 设计轴力(压+)N (kN) 2430  
 设计弯矩 (kN.m) 251.72  
 设计剪力 (kN) 0

材料  
 混凝土强度等级 C30  
 纵向钢筋设计强度 f<sub>y</sub> 360  
 箍筋设计强度 f<sub>yv</sub> 210

其它参数  
 箍筋间距s (mm) 100  
 抗震等级 3级  
 是地震组合  角柱  
 四类场地的较高高层建筑

文件名 ZJM-1  
 读取 计算 计算书

**\*\* 矩形柱正截面承载力计算 \*\***  
 单边计算配筋面积  $A_s=2024.07\text{mm}^2$   
 单边计算配筋和构造配筋面积较大值  $A_s=2024.07\text{mm}^2$   
 全截面最小构造钢筋面积  $A_{s\min}=1220.41\text{mm}^2$   
 全截面计算配筋百分率  $\rho=1.99\%$

图 8 按 89 规范验算 A 类模型中柱 A 90 组合，不勾选“是地震组合”时的配筋结果

## 4 更多的对比

经过上面的对比,疑问似乎没有完全解决。将上面的 A 类模型中,  $\gamma_{RE}$  的折减系数改为 1.0, C 类模型中,地震作用放大系数改为 1.0,即两个模型为:一是在鉴定加固模块中,选择 A 类建筑,抗震承载力调整系数取 1.0 进行验算;二是在鉴定加固模块中,选择 C 类建筑,构件抗震等级调整为五级,地震作用放大系数取为 1.0 进行验算。同样关注柱 A 的配筋结果,见图 9、图 10。

项目	内容					
轴压比:	(90)	N=-2430.0	Uc=0.84 ≤ 0.90(限值)		A类、 $\gamma_{RE}$ 折减系数取1.0、三级抗震	
剪跨比(简化算法):	Rmd=5.04					
主筋:	B边底部(24)	N=-2693.16	Mx=66.70	My=-12.94	Asxb=849.37	Asxb0=849.37
	B边顶部(21)	N=-2620.63	Mx=-106.98	My=40.05	Asxt=1081.67	Asxt0=1081.67
	H边底部(108)	N=-2394.58	Mx=49.36	My=-275.10	Asyb=687.44	Asyb0=687.44
	H边顶部(15)	N=-2653.70	Mx=-74.15	My=53.85	Asyt=682.73	Asyt0=682.73

图 9 A 类模型中柱 A 的纵筋计算结果

项目	内容					
轴压比:	(90)	N=-2430.0	Uc=0.84 ≤ 1.05(限值)		C类、地震作用放大系数1.0、五级	
剪跨比(简化算法):	Rmd=5.04					
主筋:	B边底部(90)	N=-2430.00	Mx=251.72	My=-60.15	Asxb=1859.70	Asxb0=1859.70
	B边顶部(87)	N=-1935.98	Mx=-268.61	My=71.10	Asxt=1445.09	Asxt0=1445.09
	H边底部(108)	N=-2394.58	Mx=49.36	My=-275.10	Asyb=2016.54	Asyb0=2016.54
	H边顶部(75)	N=-2108.22	Mx=-91.06	My=272.52	Asyt=1659.28	Asyt0=1659.28

图 10 C 类模型中柱 A 的纵筋计算结果

这次,重点关注了 H 边底部的配筋,均采用 108 组合,是地震作用参与的组合,内力完全一致,但是 A 类模型中的配筋远远小于 C 类模型中的配筋,采用 89 规范和采用 10 规范进行构件设计,配筋的差距这么大吗?我们可以再用工具箱进行计算对比,采用 89 规范和采用 10 规范分别进行验算,内力均取  $N = -2394.58$ ,  $M_y = 275.10$ 。

采用89规范验算

<p><b>计算类别</b></p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 正截面计算 <input type="checkbox"/> 斜截面计算</p> <p><b>截面尺寸</b></p> <p>截面宽度 b(mm): 451</p> <p>截面高度 h(mm): 451</p> <p>钢筋合力点至边缘距离: 42.5</p> <p>计算长度 (mm): 5125</p> <p>轴压比: 0.84</p> <p>钢筋弹性模量 (N/mm<sup>2</sup>): 200000</p> <p>文件名: ZJM-1</p> <p>读取 计算 计算书</p>	<p><b>截面内力</b></p> <p>设计轴力(压+)N(kN): 2394.58</p> <p>设计弯矩(kN.m): 275.1</p> <p>设计剪力(kN): 0</p> <p><b>材料</b></p> <p>混凝土强度等级: C30</p> <p>纵向钢筋设计强度 <math>f_y</math>: 360</p> <p>箍筋设计强度 <math>f_{yv}</math>: 210</p> <p><b>其它参数</b></p> <p>箍筋间距 s(mm): 100</p> <p>抗震等级: 3 级</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> 是地震组合 <input type="checkbox"/> 角柱</p> <p><input type="checkbox"/> 四类场地的较高高层建筑</p>
---	--

\*\* 矩形柱正截面承载力计算 \*\*

单边计算配筋面积  $A_s=689.57\text{mm}^2$

单边计算配筋和构造配筋面积较大值  $A_s=689.57\text{mm}^2$

全截面最小构造钢筋面积  $A_{smin}=1220.41\text{mm}^2$

全截面计算配筋百分率  $\rho=0.68\%$

图 11 同样内力下考虑抗震等级采用 89 规范验算

**采用10规范验算**

<b>计算类别</b>		<b>截面内力</b>	
<input checked="" type="checkbox"/> 正截面计算	<input checked="" type="radio"/> 单偏压 <input type="radio"/> 双偏压	设计轴力 (压+) N (kN)	≥394.58
<input type="checkbox"/> 斜截面计算		绕X轴设计弯矩 (kN.m)	275.1
<b>截面尺寸 (mm)</b>		绕Y轴设计弯矩 (kN.m)	0
截面宽度 b	451	另一端绕X轴弯矩 (kN.m)	0
截面高度 h	451	另一端绕Y轴弯矩 (kN.m)	0
上翼缘宽度 (+形>b)	0	(注: 另端弯矩与设计弯矩同侧受压同号, 异侧受压异号)	
上翼缘高度 (+形>0)	0	设计垂直剪力 V <sub>y</sub> (kN)	200
下翼缘宽度 (+形=0)	0	设计水平剪力 V <sub>x</sub> (kN)	0
下翼缘高度 (+形=0)	0	设计扭矩 T (kN.m)	0
上翼缘偏心 (右为正)	0	<input type="checkbox"/> 导入多组设计内力 >>	
下翼缘偏心 (+形>0)	0	<b>其它参数</b>	
钢筋合力点至边缘距离	42.5	剪跨比 λ <sub>v</sub> (h <sub>n</sub> /2h <sub>0</sub> )	1
X向平面计算长度	5125	箍筋间距 s (mm)	100
Y向平面计算长度	5125	矩形指定角筋直径	0
形心主轴与X夹角 (度)	0	上侧筋根数 直径	0
<b>材料</b>		左侧筋根数 直径	0
混凝土强度等级	C30	柱类别	0 普通柱
纵向钢筋设计强度 f <sub>y</sub>	360	抗震等级	5 非抗震
箍筋设计强度 f <sub>yv</sub>	270	<b>内力组合</b>	<b>地震作用组合</b>
构件名称	ZJM-1	<input type="checkbox"/> 结构体系为框架结构	
<input type="button" value="读取"/> <input type="button" value="计算"/> <input type="button" value="计算书"/>		<input type="checkbox"/> 考虑轴压力二阶效应	

\*\* 矩形截面柱正截面承载力计算 \*\*

轴心受压构件稳定系数 φ = 0.98  
 轴心受压计算全截面配筋面积 (不控制) A<sub>sa</sub> = 0.00mm<sup>2</sup>  
 轴压力二阶效应弯矩增大系数 C<sub>m</sub>η<sub>ns</sub> = 1.00  
 截面相对受压区高度 ξ = 0.71  
 单侧计算配筋面积 A<sub>s</sub> = 2016.57mm<sup>2</sup>  
 全截面最小构造配筋面积 A<sub>smin</sub> = 1118.71mm<sup>2</sup>  
 全截面计算配筋百分率 ρ = 1.98%  
 全截面容许最大配筋百分率 ρ<sub>max</sub> = 5.00%

图 12 同样内力下不考虑抗震等级采用 10 规范验算

**采用10规范验算, 三级抗震**

<b>计算类别</b>		<b>截面内力</b>	
<input checked="" type="checkbox"/> 正截面计算	<input checked="" type="radio"/> 单偏压 <input type="radio"/> 双偏压	设计轴力 (压+) N (kN)	≥394.58
<input type="checkbox"/> 斜截面计算		绕X轴设计弯矩 (kN.m)	275.1
<b>截面尺寸 (mm)</b>		绕Y轴设计弯矩 (kN.m)	0
截面宽度 b	451	另一端绕X轴弯矩 (kN.m)	0
截面高度 h	451	另一端绕Y轴弯矩 (kN.m)	0
上翼缘宽度 (+形>b)	0	(注: 另端弯矩与设计弯矩同侧受压同号, 异侧受压异号)	
上翼缘高度 (+形>0)	0	设计垂直剪力 V <sub>y</sub> (kN)	200
下翼缘宽度 (+形=0)	0	设计水平剪力 V <sub>x</sub> (kN)	0
下翼缘高度 (+形=0)	0	设计扭矩 T (kN.m)	0
上翼缘偏心 (右为正)	0	<input type="checkbox"/> 导入多组设计内力 >>	
下翼缘偏心 (+形>0)	0	<b>其它参数</b>	
钢筋合力点至边缘距离	42.5	剪跨比 λ <sub>v</sub> (h <sub>n</sub> /2h <sub>0</sub> )	1
X向平面计算长度	5125	箍筋间距 s (mm)	100
Y向平面计算长度	5125	矩形指定角筋直径	0
形心主轴与X夹角 (度)	0	上侧筋根数 直径	0
<b>材料</b>		左侧筋根数 直径	0
混凝土强度等级	C30	柱类别	0 普通柱
纵向钢筋设计强度 f <sub>y</sub>	360	抗震等级	3 级
箍筋设计强度 f <sub>yv</sub>	270	<b>内力组合</b>	<b>地震作用组合</b>
构件名称	ZJM-1	<input type="checkbox"/> 结构体系为框架结构	
<input type="button" value="读取"/> <input type="button" value="计算"/> <input type="button" value="计算书"/>		<input type="checkbox"/> 考虑轴压力二阶效应	

\*\* 矩形截面柱正截面承载力计算 \*\*

**正截面承载力抗震调整系数 γ<sub>RE</sub> = 0.80**  
 抗震轴压比 (N/E<sub>0</sub>A) = 0.82  
 轴心受压构件稳定系数 φ = 0.98  
 轴心受压计算全截面配筋面积 (不控制) A<sub>sa</sub> = 0.00mm<sup>2</sup>  
 轴压力二阶效应弯矩增大系数 C<sub>m</sub>η<sub>ns</sub> = 1.00  
 截面相对受压区高度 ξ = 0.66  
 单侧计算配筋面积 A<sub>s</sub> = 1008.75mm<sup>2</sup>  
 全截面最小构造配筋面积 A<sub>smin</sub> = 1322.11mm<sup>2</sup>  
 全截面计算配筋百分率 ρ = 0.99%  
 全截面容许最大配筋百分率 ρ<sub>max</sub> = 5.00%

图 13 同样内力下考虑抗震等级采用 10 规范验算

验算结果和鉴定加固模块中给出的配筋结果基本一致。但是应该注意，在 C 类模型中，选择五级抗震，是为了不考虑各种调整系数（强柱弱梁、强剪弱弯），而因为选择了五级，程序在配筋时，就没有考虑  $\gamma RE$ ，造成了配筋更大一些，如果在工具箱中选择三级抗震（图 13），考虑上  $\gamma RE$ ，可以看到单边计算配筋从原来的 2016.57（图 12）变成 1008.75（图 13），所以  $\gamma RE$  的影响非常明显。

同样都考虑了  $\gamma RE$ ，同样的内力，A 类按照 89 规范计算出的配筋为 689.57（图 11），C 类按照 10 规范计算出的配筋为 1008.7（图 13），可见按照现行规范进行设计，配筋量是会增大一些，但不至于夸张到 3 倍、甚至 4 倍的关系。

### 5 关于箍筋的对比

以上的两组对比，都是针对纵筋进行的对比，接下来考察箍筋的情况。回到最初的模型，一个是 A 类、一个是 C 类，配筋结果中，采用的控制组合和内力完全一致，A 类模型的箍筋竟然比 C 类模型的箍筋要大（图 14、图 15），这似乎和我们时代在进步，配筋在增大的常规认识不相符。

<b>A类、<math>\gamma RE</math>折减系数取0.85、三级抗震</b>						
箍筋:	(1)	N=-2656.90	Vx=6.96	Vy=11.03	Asvx=156.40	Asvx0=0.00
	(1)	N=-2656.90	Vx=6.96	Vy=11.03	Asvy=156.40	Asvy0=0.00

图 14 A 类模型中柱 A 的箍筋计算结果

<b>C类、地震作用放大系数取0.8、五级</b>						
箍筋:	(1)	N=-2656.90	Vx=6.96	Vy=11.03	Asvx=25.00	Asvx0=0.00
	(1)	N=-2656.90	Vx=6.96	Vy=11.03	Asvy=25.00	Asvy0=0.00

图 15 C 类模型中柱 A 的箍筋计算结果

首先应当注意的是，在 1 号组合下，两个模型计算出来的箍筋均是构造，而不是计算配筋。A 类模型中，按照 89 规范进行构造配筋，轴压比为 0.84，三级，最小体积配箍率取为 0.8（图 16）。

**第6.3.10条** 柱加密区箍筋的体积配箍率,宜符合下列要求:

- 一、箍筋的最小体积配箍率,宜按表 6.3.10 采用;
- 二、混凝土强度等级高于 C40,或按本规范第 4.5.6 条需要提高柱变形能力,或 IV 类场地上较高的高层建筑,柱箍筋的最小体积配箍率宜按表 6.3.10 的上限值采用;
- 三、当框架为一、二级时,净高与柱截面高度(圆柱直径)之比不大于 4 的柱的体积配箍率,不宜小于 1.0%。

**柱加密区的箍筋最小体积配箍率(百分率) 表 6.3.10**

抗震等级	箍筋形式	柱轴压比		
		<0.4	0.4~0.6	>0.6
—	普通箍、复合箍	0.8	1.2	1.6
	螺旋箍	0.8	1.0	1.2
—	普通箍、复合箍	0.6~0.8	0.8~1.2	1.2~1.6
	螺旋箍	0.6	0.8~1.0	1.0~1.2
—	普通箍、复合箍	0.4~0.6	0.6~0.8	0.8~1.2
	螺旋箍	0.4	0.6	0.8

注: ①普通箍指单个矩形箍,复合箍指由矩形箍与菱形、多边形、圆形箍或拉筋组成的箍筋;  
 ②计算复合箍的箍筋体积配箍率时,宜扣除重叠部分的箍筋体积;  
 ③箍筋为 I 级钢且混凝土强度等级不高于 C40,表中的数值可乘以折减系数 0.85,但不应小于 0.4;  
 ④井字复合箍的肢距不大于 200mm 且直径不小于  $\phi 10$ ,可采用表中螺旋箍的对应数值。

图 16 89 规范中对于柱加密区体积配箍率的要求



配筋阶段，程序对于体积配箍率的计算进行了简化，即核心区的边长和箍筋的单边长度相等，柱保护层厚度为 20 时， $b_{cor}$ 、 $h_{cor}$ 取为  $b - 60$ ， $h - 60$ （图 17）。

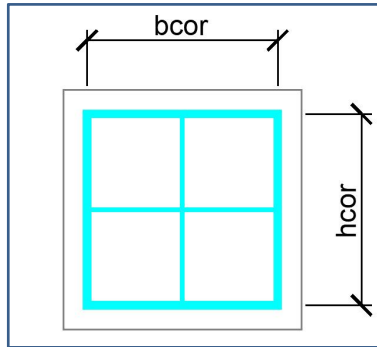


图 17 箍筋体积配箍率计算简图

对于 A 类模型中的柱子，每边最小的箍筋面积（图 14）：

$$A_{vmin} = (\rho_{vmin} \times b_{cor} \times h_{cor} \times s) / (b_{cor} + h_{cor}) = (0.8\% \times 391 \times 391 \times 100) / (391 + 391) = 156.4mm^2$$

C 类模型中，由于选择的是五级，即非抗震，箍筋的构造按照非抗震确定，即混规 9.3.2，按照 8@400、两肢箍进行计算，在 100 的间距范围内配筋为  $50.3 \times 2 / 400 = 25mm^2$ ，和程序中计算出的结果一致（图 15）。

如果对 C 类模型中考虑了抗震等级，箍筋的构造配筋变成了 264.30（图 18），箍筋的构造配筋大于 A 类模型的构造配筋，符合我们时代在进步，配筋在增大的常规认识。

<b>C类、地震作用放大系数0.8、三级抗震</b>					
箍筋:	(75) N=-2123.17	Vx=165.99	Vy=33.35	Asvx=264.30	Asvx0=29.89
	(75) N=-2123.17	Vx=165.99	Vy=33.35	Asvy=264.30	Asvy0=29.89

图 18 C 类模型选择抗震等级后构造箍筋值

## 6 总结

通过上述多个模型的对比，可以得知在 PKPM 鉴定加固程序中，选择 A 类和 C 类进行计算，构件配筋层面的异同有以下几个方面：

- 1) A 类使用 89 规范，C 类使用 10 规范，计算出的构件内力完全一致。
- 2) A 类建筑中使用 89 规范进行配筋公式与 C 类建筑中使用 10 规范进行配筋公式不同，在地震工况下，计算出的配筋差异较大。
- 3) 不管是采用 89 规范还是 10 规范，抗震承载力调整系数  $\gamma_{RE}$  对配筋的计算结果影响很大。
- 4) C 类建筑，虽然可以将构件调整为五级以不考虑各种调整，但是调整为五级后，哪怕是采用的地震工况参与的组合，配筋计算都不再考虑  $\gamma_{RE}$ 。
- 5) A 类建筑采用 89 规范与 C 类建筑采用 10 规范的构造措施不同，体现在箍筋上，C 类建筑的构造措施明显高于 A 类，箍筋配筋明显增加。

本篇文章详细对比了按照 89 规范和按照 10 规范计算结果的异同，并分析了原因，希望设计师们在采用鉴定加固程序计算时考虑以上的因素进行方法的选择。

参 考 文 献

- [1] GB 50010-2010, 混凝土结构设计规范[S]（2015年版）.北京：中国建筑工业出版社，2015
- [2] GBJ 11-89, 建筑抗震设计规范[S].北京：中华人民共和国原城乡建设环境保护部，1989.
- [3] GB50011-2010 建筑抗震设计规范（2016年版）[S].北京：中国建筑工业出版社，2016.

PKPM® 新天地

# JCCAD 中两桩承台的计算方法

肖艳玲

北京构力科技有限公司 北京 100013

[摘要] JCCAD 提供两桩承台的多种算法，可以按承台、深受弯构件和普通梁设计。当按深受弯构件时，水平分布筋也提供三种选择。本文主要阐述两桩承台的几种计算方法及对应计算方法下的施工图绘制。

[关键词] 两桩承台；深受弯；分布筋；

## 1 前言

在 2008 年 10 月 1 日实施的《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008) 5.9.7-4 条：对于柱下两桩承台，宜按深受弯构件 ( $l_0/h < 5$ ,  $l_0 = 1.15l_n$ ,  $l_n$  为两桩净距) 计算受弯、受剪切力，不需要进行受冲切承载力计算。同时应按深受弯构件配置纵向受拉钢筋、水平及竖向分布钢筋。在实际工程中如何进行柱下两桩承台设计，按深受弯构件设计承台与以前的方法有何差异，本文将对就此问题进行探讨。

## 2 参数设置

承台自动布置参数里，如果不勾选“矩形两桩承台按梁构件计算”，软件对于两桩承台按承台计算配筋。勾选“矩形两桩承台按梁构件计算”，软件对两桩承台按梁构件计算，如图 1 所示。

JCCAD 参数定义中增加两桩承台“按深受弯构件设计的跨高比界限值”参数（图 1）。该参数用来设定按照深受弯构件公式设计的跨高比，缺省为 5。当柱下两桩承台跨高比小于设定值时，则按深受弯构件设计；当承台跨高比大于或等于设定值时，则按照普通梁设计。如果此处填为 0，则所有两桩承台按照普通梁设计。

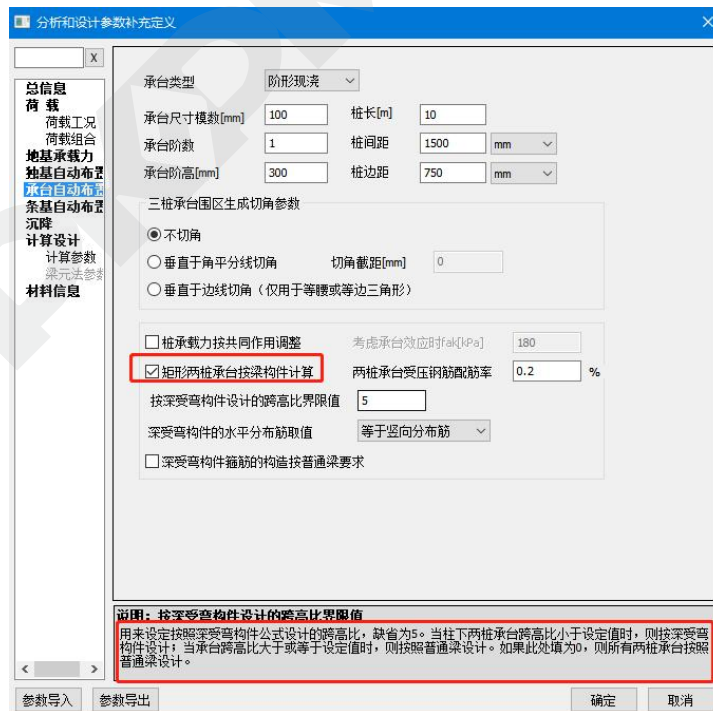


图 1 两桩承台按梁构件计算参数

### 3 设计方法

#### 3.1 按承台设计

以一个两桩承台为例，承台截面 3000mm×1200mm，高度 600mm，桩径 500mm，两桩净距  $l_n=1400\text{mm}$ 。钢筋级别 HRB400。截面尺寸如图 2 所示。

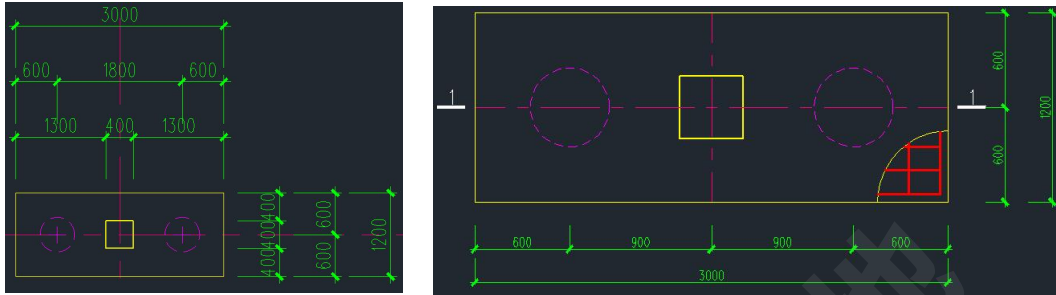


图 2 承台尺寸

如果不勾选“矩形两桩承台按梁构件计算”，软件对于两桩承台按承台计算配筋弯矩根据《建筑桩基技术规范》（JGJ 94-2008）公式（5.9.2-1）、（5.9.2-2）计算。

$$M_x = \sum N_i y_i$$

$$M_y = \sum N_i x_i$$

按照简易方法计算配筋：

$$A_s = \frac{M}{0.9f_y h_0}$$

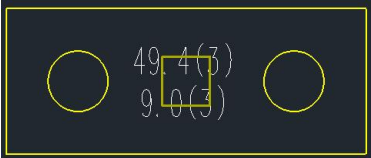
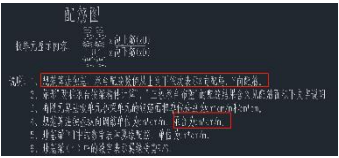
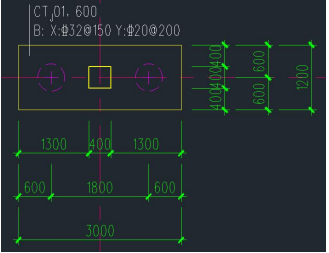
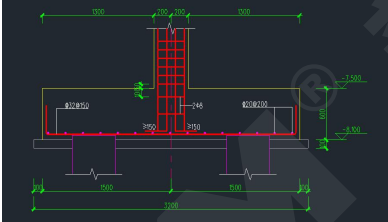
受剪计算按照桩基规范采用“桩基规范”5.9.9条,公式如下：

$$V \leq \beta_{hs} \alpha f_t b_0 h_0, \quad a = \frac{1.75}{\lambda + 1}, \quad \beta_{hs} = \left( \frac{800}{h_0} \right)^{1/4}$$

表 1 是按承台设计的配筋结果和施工图结果。

两桩承台按承台计算的配筋结果和施工图

表 1

<p>配筋简图</p>		
<p>平法施工图</p>		<p>/</p>
<p>剖面图</p>		<p>/</p>

### 3.2 按深受弯构件设计

如果勾选“矩形两桩承台按梁构件计算”。根据桩基规范 5.9.7 条，计算跨度为 1.15 倍的净距： $l_0=1610\text{mm}$ ，计算跨高比： $l_0/h = 1610/600=2.68<5$ ，要按深受弯构件计算。承台计算书也会给出是否按深受弯构件计算，如图 3 所示。

2、承台内力配筋计算

两桩净距： $l_n = 1400. \text{mm}$

计算跨度： $l_0 = \min(1.15 \cdot l_n, \text{Span}) = 1610. \text{mm}$

承台截面高： $h = 600. \text{mm}$

计算跨高比： $l_0/h = 2.68$

按深受弯构件计算

图 3 按深受弯构件计算书

#### (1) 正截面受弯计算

按《混凝土结构设计规范》GB50010-2010 附录 G 的第 G.0.2 条的相关规定计算  $A_s$  (图 4)。

**G.0.2 钢筋混凝土深受弯构件的正截面受弯承载力应符合下列规定：**

$$M \leq f_y A_s z \quad (G.0.2-1)$$

$$z = \alpha_d (h_0 - 0.5x) \quad (G.0.2-2)$$

$$\alpha_d = 0.80 + 0.04 \frac{l_0}{h} \quad (G.0.2-3)$$

当  $l_0 < h$  时，取内力臂  $z = 0.6l_0$ 。

式中： $x$ ——截面受压区高度，按本规范第 6.2 节计算；当  $x < 0.2h_0$  时，取  $x = 0.2h_0$ ；

$h_0$ ——截面有效高度： $h_0 = h - a_s$ ，其中  $h$  为截面高度；当  $l_0/h \leq 2$  时，跨中截面  $a_s$  取 0.1 $h$ ，支座截面  $a_s$  取 0.2 $h$ ；当  $l_0/h > 2$  时， $a_s$  按受拉区纵向钢筋截面重心至受拉边缘的实际距离取用。

图 4 深受弯构件正截面受弯承载力公式

先按《混凝土结构设计规范》GB50010-2010 公式（6.2.10-1）求截面受压区高度。

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{\alpha_1 f_c b}}$$

再根据《混凝土规范附录 G.0.2-2 求 Z，最后根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010 公式 G.0.2-1 求  $A_s$ 。

(2) 斜截面受剪计算

根据《混凝土规范》附录 G.0.4-2 公式相定计算斜截面受剪（图 5）。

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + \frac{(l_0/h - 2)}{3} f_{yv} \frac{A_{sv}}{s_h} h_0 + \frac{(5 - l_0/h)}{6} f_{yh} \frac{A_{sh}}{s_v} h_0 \quad (G.0.4-2)$$

图 5 深受弯构件斜截面受剪计算公式

受剪公式 G.0.4-2 由三项组成，1 是砼提供的抗剪；2 是竖向分布钢筋提供抗剪；3 是水平分布筋提供抗剪。

软件按深受弯构件计算时，对深受弯构件的水平分布筋取值软件提供三种：1、等于竖向分布筋；2、取构造配筋值；3、取为 0，如图 6 所示。前两个相当于按“纵筋+分布筋”方式配筋。第 3 种相当于按“纵筋+箍筋”方式配筋。



图 6 深受弯构件水平分布筋取值选择

分布筋构造配筋率取《混凝土结构设计规范》GB50010-2010 附录 G 的第 G.0.12 条的相关规定（图 7）。

**表 G.0.12 深梁中钢筋的最小配筋百分率 (%)**

钢筋种类	纵向受拉钢筋	水平分布钢筋	竖向分布钢筋
HPB300	0.25	0.25	0.20
HRB400、HRBF400、RRB400、HRB335、HRBF335	0.20	0.20	0.15
HRB500、HRBF500	0.15	0.15	0.10

注：当集中荷载作用于连续深梁上部 1/4 高度范围内且  $l_0/h$  大于 1.5 时，竖向分布钢筋最小配筋百分率应增加 0.05。

图 7 深梁钢筋最小配筋率

深受弯构件在水平取 0 时设置的，竖向分布筋按照箍筋方式配置，如果认为没必要按照深受弯构件的高要求、希望箍筋小一些，软件还提供“深受弯构件箍筋的构造按普通梁”选项（图 8），勾选此项箍筋构造上不执行《混凝土结构设计规范》GB50010-2010 附录 G 的第 G.0.12 条的深梁有关构造要求，执行普通梁的有关规定。纵筋则始终按照深受弯构件要求设计。

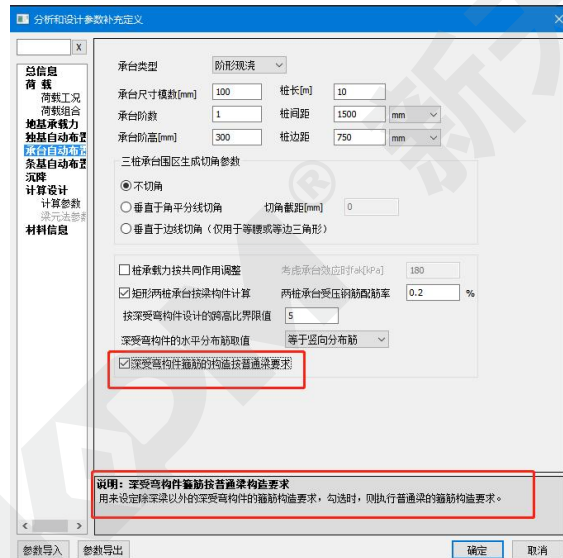


图 8 深受弯构件箍筋的构造按普通梁

不勾选时，根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010 附录 G 表 G.0.12，箍筋等级 HRB400，竖向分布筋构造配筋率取 0.15%，又因为集中荷载作用于连续深梁上部的 1/4 且  $l_0/h$  大于 1.5，竖向分布筋最小配筋率增加 0.05，最终配筋率取 0.2%， $A_{smin}=1200 \times 200 \times 0.2\%=480mm^2$ 。勾选时，根据《混凝土结构设计规范》GB50010-2010 第 9.2.9-3 条，箍筋配筋率取  $0.24f_t/f_y=0.095\%$ ， $A_{smin}=1200 \times 200 \times 0.095\%=228mm^2$ 。

图 9 分别是不勾选和勾选“深受弯构件箍筋的构造按普通梁”选项后，计算书输出的构造配筋与手算一致。

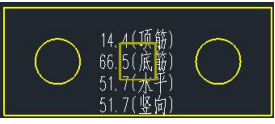
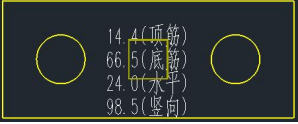
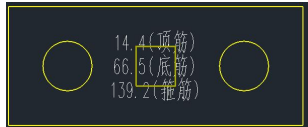
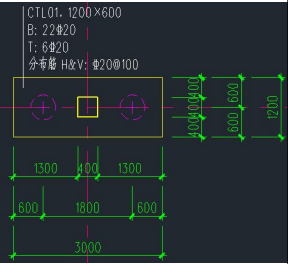
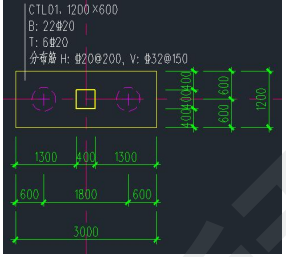
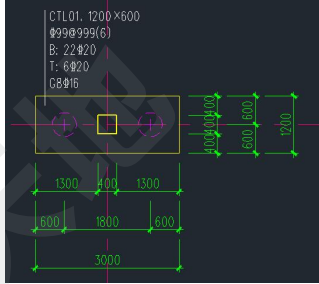
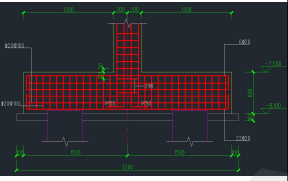
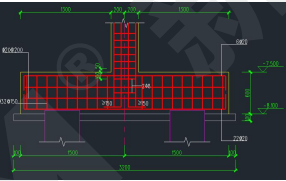
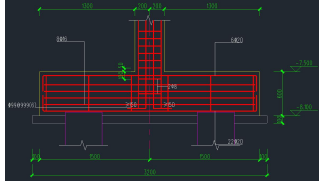
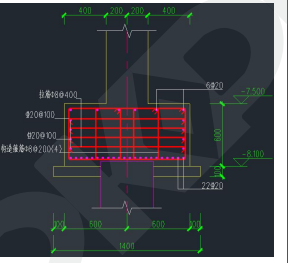
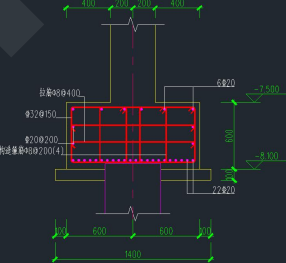
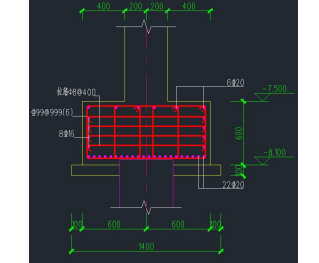
截面	系数	弯矩设计值	截面宽	截面高	下部纵筋	下部构造	上部配筋	截面	系数	弯矩设计值	截面宽	截面高	下部纵筋	下部构造	上部配筋		
1	1.00	1056.8	1200	600	6645(0.92)	1440(0.20)	1440(0.20)	1	1.00	1056.8	1200	600	6645(0.92)	1440(0.20)	1440(0.20)		
2	1.00	1056.8	1200	600	6645(0.92)	1440(0.20)	1440(0.20)	2	1.00	1056.8	1200	600	6645(0.92)	1440(0.20)	1440(0.20)		
截面 系数 剪力设计值 截面宽 高 间距 最大剪力 竖向配筋 构造								截面 系数 剪力设计值 截面宽 高 间距 最大剪力 竖向配筋 构造									
1	1.00	1509.7	1200	600	200	1999	2784(1.16)	480(0.20)	1	1.00	1509.7	1200	600	200	1999	2784(1.16)	229(0.10)
2	1.00	1509.7	1200	600	200	1999	2784(1.16)	480(0.20)	2	1.00	1509.7	1200	600	200	1999	2784(1.16)	229(0.10)

图 9 是否勾选“深受弯构件箍筋的构造按普通梁”选项后计算书构造配筋对比

两桩承台按深受弯构件的水平分布筋分别取竖向分布筋、取构造配筋值、取为 0 三种情况的计算结果和施工图对比见表 2。

水平分布筋三种情况的配筋结果及施工图对比

表 2

说明	水平筋等于竖向筋	水平筋取构造	水平筋取 0
配筋简图(纵筋单位 $\text{cm}^2$ ; 分布筋单位 $\text{cm}^2/\text{m}$ )			
平法施工图			
1-1 剖面图			
2-2 剖面图			

### 3.3 按普通梁设计

对于跨高比小于 5 的两桩承台设计不执行《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008)第 5.9.7 条的规定,按普通梁进行抗弯和抗剪计算配筋,并执行普通梁的构造要求。对于跨高比小于 5 的承台软件自动按普通梁设计。当“按深受弯构件设计的跨高比限值”输入 0 时,软件也会对两桩承台按普通梁设计。

两桩承台截面  $5000\text{mm} \times 1500\text{mm}$ , 高度  $600\text{mm}$ , 桩径  $500\text{mm}$ , 两桩净距  $=2880\text{mm}$ 。 $10/h=3312/600=5.52>5$ ,应按普通梁计算。计算书会给出跨高比及是否按梁计算,如图 10 所示。



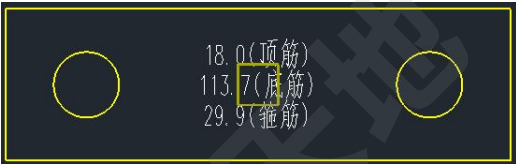
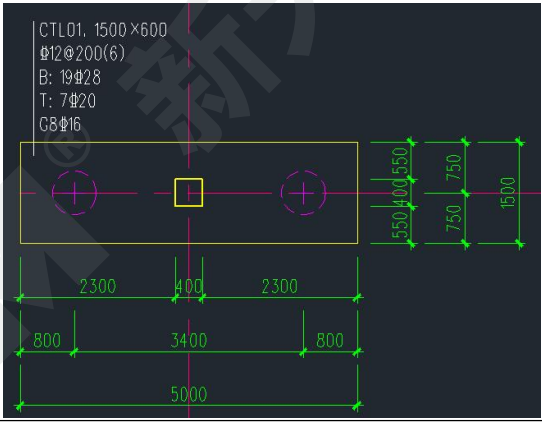
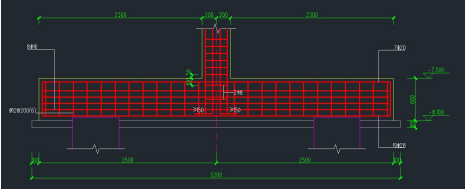
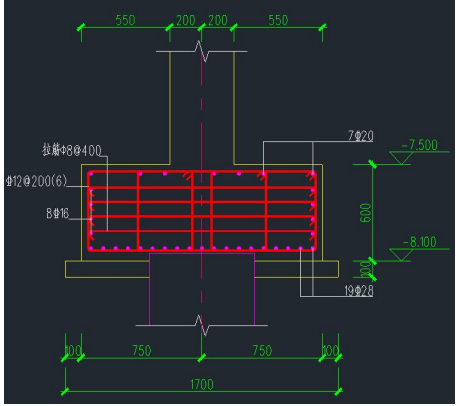
2、承台内力配筋计算  
 两 桩 净距:  $l_n = 2880. \text{ mm}$   
 计 算 跨 度:  $l_0 = \min( 1. 15 * l_n, \text{Span}) = 3312. \text{ mm}$   
 承台截面高:  $h = 600. \text{ mm}$   
 计算跨高比:  $l_0 \setminus h = 5. 52$   
 按普通梁计算

图 10 按普通梁计算书

表 3 是两桩承台按梁计算的配筋结果和施工图结果。

两桩承台按梁计算的配筋结果和施工图

表 3

<p>配筋简图</p>	
<p>平法施工图</p>	
<p>1-1 剖面图</p>	
<p>2-2 剖面图</p>	

## 4 常见问题

1.两桩承台按深受弯构件计算，模型参数中水平分布钢筋取 0，为什么计算出来的箍筋出现 999.9（图 11）？

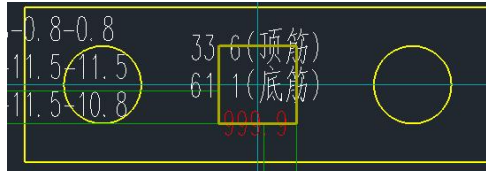


图 11 两桩承台配筋简图

模型参数中水平钢筋取 0，相当于受剪计算按《混凝土规范》附录 G.0.4-2 公式第 1 项和第 2 项计算。此模型承台计算跨高比  $\lambda h = 1.58$  小于 2，则公式的第 2 项中  $A_{sv}$  无解，导致  $V > 1.75/(\lambda + 1)ftbh_0$ 。此时的解决方案是：

- (1) 增大承台高宽、提高砼强度等级，砼提供全部剪力（即从公式第 1 项想办法）。
- (2) 采用水平加竖向分布筋的形式。

2.配筋简图的分布筋如何与施工图的配筋对应？

以本文章 2.2 节表 2 第二列水平筋等于竖向分布筋的承台为例，配筋简图可以看到水平和竖向分布筋都是  $51.7\text{cm}^2/\text{m}$ ，换算成 100mm 间距范围的分布筋应该是  $517\text{mm}^2$ ，施工图配置的水平和竖向分布筋均为  $20@100$ 。

蓝色箭头就是竖向分布筋，2 根 C20 面积  $628\text{mm}^2$  大于  $517\text{mm}^2$ ，绿色箭头是按照梁的构造要求配的箍筋  $A8@200$ 。黄色箭头是水平分布筋，白色箭头是拉筋  $A8@200$ （图 12）。

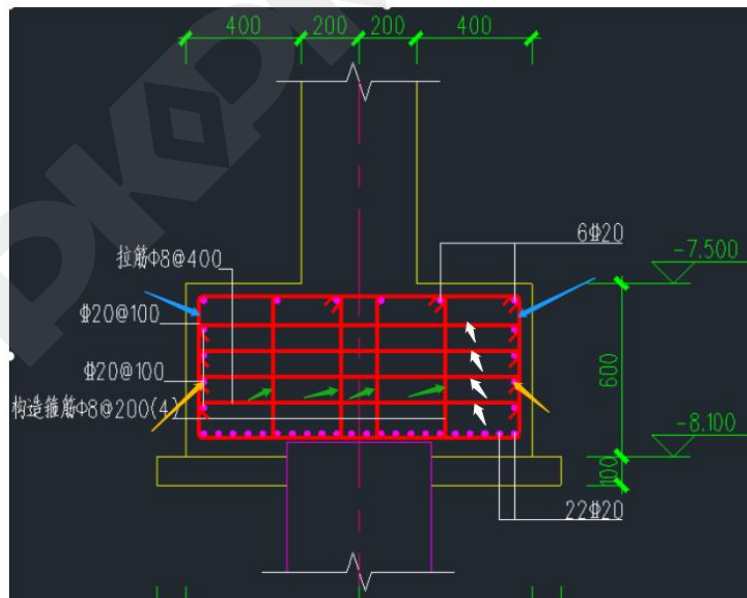


图 12 两桩承台剖面图

## 5 结语

本文详细介绍了 JCCAD 两桩承台的设计方法及施工图绘制。希望对设计人员在使用基础软件过程中能有所帮助。

参 考 文 献

- [1] 建筑地基基础设计规范 GB50007-2011[S].北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [2] 建筑桩基技术规范 JGJ94-2008[S].北京:中国建筑工业出版社,2008.
- [3] JGJ 3-2010 高层建筑混凝土结构技术规程.北京, 中国建筑工业出版社, 2010

PKPM® 新天地

# SATWE 结构体系参数对结构设计的具体影响

吴海楠

北京构力科技有限公司 北京 100013

[摘要] 结构体系的选择影响到众多且广泛规范条文的执行，用户应正确选择。这里主要影响结构的整体指标限值、构件的最小配筋率、内力调整系数、轴压比限值、长细比限值、刚重比计算模式、应力比限值等设计内容。下面针对主要的结构体系对结构设计的影响进行说明。

[关键词] SATWE；内力调整；刚重比；二道防线调整；长细比；

## 1 框架结构

这里的框架结构仅指的是混凝土框架结构，执行有关规范中有关混凝土框架的要求，注意即使是结构材料信息中选择钢结构或者钢和混凝土，这里仍将执行混凝土框架的要求。

1.1 位移角限值：程序对于框架结构位移角限值执行《抗规》5.5.1 条要求：

表 5.5.1 所列各类结构应进行多遇地震作用下的抗震变形验算，其楼层内最大的弹性层间位移应符合下式要求：

$$\Delta u_e \leq [\theta_e] h \quad (5.5.1)$$

式中： $\Delta u_e$ —多遇地震作用标准值产生的楼层内最大的弹性层间位移；计算时，除以弯曲变形为主的高层建筑外，可不扣除结构整体弯曲变形；应计入扭转变形，各作用分项系数均应采用 1.0；钢筋混凝土结构构件的截面刚度可采用弹性刚度；

$[\theta_e]$ -----弹性层间位移角限值，宜按表 5.5.1 采用；

h-----计算楼层层高。

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

## 1.2 框架结构刚度比计算：框架结构按照抗规表 3.4.3-2 计算各层刚度比

表 3.4.3-2 竖向不规则的主要类型

不规则类型	定义和参考指标
侧向刚度不规则	该层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%，或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%；除顶层或出屋面小建筑外，局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25%
竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件（柱、抗震墙、抗震支撑）的内力由水平转换构件（梁、桁架等）向下传递
楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%

刚度比公式按照高规 3.5.2-1 计算“对框架结构，楼层与其相邻上层的侧向刚度比 $\gamma_1$ 可按式（3.5.2-1）计算，且本层与相邻上层的比值不宜小于 0.7，与相邻上部三层刚度平均值的比值不宜小于 0.8。”

$$\gamma_1 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i} \quad (3.5.2-1)$$

式中： $\gamma_1$ ——楼层侧向刚度比；

$V_i$ 、 $V_{i+1}$ ——第  $i$  层和第  $i+1$  层的地震剪力标准值（kN）；

$\Delta_i$ 、 $\Delta_{i+1}$ ——第  $i$  层和第  $i+1$  层在地震作用标准值作用下的层间位移（m）。

1.3 框架柱轴压比限值：程序对于框架结构轴压比限值执行《抗规》6.3.6 条要求：柱轴压比不宜超过表 6.3.6 的规定；建造于 IV 类场地且较高的高层建筑，柱轴压比限值应适当减小。

表 6.3.6 柱轴压比限值

结构类型	抗震等级			
	一	二	三	四
框架结构	0.65	0.75	0.85	0.90
框架-抗震墙、板柱-抗震墙、 框架-核心筒及筒中筒	0.75	0.85	0.90	0.95
部分框支抗震墙	0.6	0.7	—	

注：1 轴压比指柱组合的轴压力设计值与柱的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比值；对本规范规定不进行地震作用计算的结构，可取无地震作用组合的轴力设计值计算；

2 表内限值适用于剪跨比大于 2、混凝土强度等级不高于 C60 的柱；剪跨比不大于 2 的柱，轴压比限值应降低 0.05；剪跨比小于 1.5 的柱，轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施；

3 沿柱全高采用井字复合箍且箍筋肢距不大于 200mm、间距不大于 100mm、直径不小于 12mm，

或沿柱全高采用复合螺旋箍、螺旋间距不大于100mm、箍筋肢距不大于200mm、直径不小于12mm，或沿柱全高采用连续复合矩形螺旋箍、螺旋净距不大于80mm、箍筋肢距不大于200mm、直径不小于10mm，轴压比限值均可增加0.10；上述三种箍筋的最小配箍特征值均应按增大的轴压比由本规范表6.3.9确定；

4 在柱的截面中部附加芯柱，其中另加的纵向钢筋的总面积不少于柱截面面积的0.8%，轴压比限值可增加0.05；此项措施与注3的措施共同采用时，轴压比限值可增加0.15，但箍筋的体积配箍率仍可按轴压比增加0.10的要求确定；

5 柱轴压比不应大于1.05。

#### 1.4 框架柱强柱弱梁调整系数：

根据抗规6.2.2条框架柱按照框架结构规定的调整系数进行调整：“一、二、三、四级框架的梁柱节点处，除框架顶层和柱轴压比小于0.15者及框支梁与框支柱的节点外，柱端组合的弯矩设计值应符合下式要求：

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \quad (6.2.2-1)$$

一级的框架结构和9度的一级框架可不符合上式要求，但应符合下式要求：

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \quad (6.2.2-2)$$

式中： $\sum M_c$ ——节点上下柱端截面顺时针或反时针方向组合的弯矩设计值之和，上下柱端的弯矩设计值，可按弹性分析分配；

$\sum M_b$ ——节点左右梁端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值之和，一级框架节点左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

$\sum M_{bua}$ ——节点左右梁端截面反时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和，根据实配钢筋面积（计入梁受压筋和相关楼板钢筋）和材料强度标准值确定；

$\eta_c$ ——框架柱端弯矩增大系数；对框架结构，一、二、三、四级可分别取1.7、1.5、1.3、1.2；其他结构类型中的框架，一级可取1.4，二级可取1.2，三、四级可取1.1。

当反弯点不在柱的层高范围内时，柱端截面组合的弯矩设计值可乘以上述柱端弯矩增大系数。”

#### 1.5 框架柱底层弯矩调整系数（强柱根调整）：

按照抗规6.2.3条要求：一、二、三、四级框架结构的底层，柱下端截面组合的弯矩设计值，应分别乘以增大系数1.7、1.5、1.3和1.2。底层柱纵向钢筋应按上下端的不利情况配置。

## 1.6 框架柱最小配筋率：

框架结构按照抗规 6.3.7 表中括号最小配筋率执行。

6.3.7 柱的钢筋配置，应符合下列各项要求：

1 柱纵向受力钢筋的最小总配筋率应按表 6.3.7-1 采用，同时每一侧配筋率不应小于 0.2%；对建造于 IV 类场地且较高的高层建筑，最小总配筋率应增加 0.1%。

表 6.3.7-1 柱截面纵向钢筋的最小总配筋率（百分率）

类别	抗震等级			
	一	二	三	四
中柱和边柱	0.9(1.0)	0.7(0.8)	0.6(0.7)	0.5(0.6)
角柱、框支柱	1.1	0.9	0.8	0.7

注：1 表中括号内数值用于框架结构的柱；

2 钢筋强度标准值小于 400MPa 时，表中数值应增加 0.1，钢筋强度标准值为 400MPa 时，表中数值应增加 0.05；

3 混凝土强度等级高于 C60 时，上述数值应相应增加 0.1。

1.7 刚重比计算模式：框架结构的变形形态为剪切型，按照高规 5.4.1-2 条计算和控制刚重比

## 2 框架结构：

$$D_i \geq 20 \sum_{j=i}^n G_j / h_i \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (5.4.1-2)$$

## 2 框剪结构

2.1 刚度比计算：刚度比公式按照抗规 3.4.3 条和高规 3.5.2-2 计算

对框架-剪力墙、板柱-剪力墙结构、剪力墙结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构，楼层与其相邻上层的侧向刚度比可按式 (3.5.2-2) 计算，且本层与相邻上层的比值不宜小于 0.9；当本层层高大于相邻上层层高的 1.5 倍时，该比值不宜小于 1.1；对结构底部嵌固层，该比值不宜小于 1.5

$$\gamma_2 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i} \frac{h_i}{h_{i+1}} \quad (3.5.2-2)$$

式中： $\gamma_2$  ——考虑层高修正的楼层侧向刚度比。

2.2 位移角限值：程序对于框剪结构位移角限值执行《抗规》5.5.1 条要求。

2.3 二道防线 0.2v<sub>0</sub> 调整：配合内力调整参数中定义二道防线调整系数根据高规 8.1.4 条进行 0.2v<sub>0</sub> 调整

8.1.4 抗震设计时，框架-剪力墙结构对应于地震作用标准值的各层框架总剪力应符合下列规定：

1 满足式 (8.1.4) 要求的楼层，其框架总剪力不必调整；不满足式 (8.1.4) 要求的楼层，其框架总剪力应按 0.2V<sub>0</sub> 和 1.5V<sub>f,max</sub> 二者的较小值采用；

$$V_f \geq 0.2V_0 \quad (8.1.4)$$

式中： $V_0$ ——对框架柱数量从下至上基本不变的结构，应取对应于地震作用标准值的结构底层总剪力；对框架柱数量从下至上分段有规律变化的结构，应取每段底层结构对应于地震作用标准值的总剪力；

$V_f$ ——对应于地震作用标准值且未经调整的各层（或某一段内各层）框架承担的地震总剪力；

$V_{f,max}$ ——对框架柱数量从下至上基本不变的结构，应取对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值；对框架柱数量从下至上分段有规律变化的结构，应取每段中对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值。

2 各层框架所承担的地震总剪力按本条第 1 款调整后，应按调整前、后总剪力的比值调整每根框架柱和与之相连框架梁的剪力及端部弯矩标准值，框架柱的轴力标准值可不予调整；

3 按振型分解反应谱法计算地震作用时，本条第 1 款所规定的调整可在振型组合之后、并满足本规程第 4.3.12 条关于楼层最小地震剪力系数的前提下进行。

2.4 框架柱最小配筋率：框剪结构中的框架柱按照抗规 6.3.7 表中非框架的最小配筋率执行。

2.5 轴压比限值：程序对于框剪结构轴压比限值执行《抗规》6.3.6 条对框剪结构的要求。

2.6 单片墙剪力比：程序对于框剪结构执行高规 8.1.7 第 4 款要求：单片剪力墙底部承担的水平剪力不应超过结构底部总水平剪力的 30%；不满足要求的墙肢会在配筋简图中输出超限标志“JLB”。

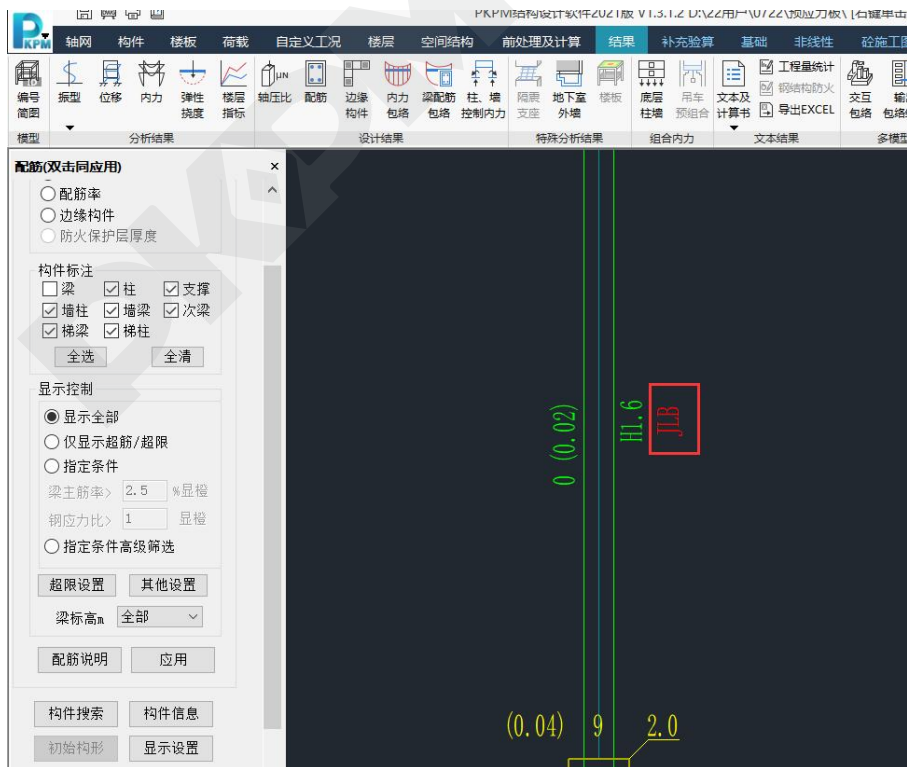


图 1 剪力百分比超限标识



**2.7 刚重比计算模式：**框剪结构的变形形态为剪弯型，按照高规 5.4.1-1 条计算和控制刚重比限值。剪力墙结构、框架-剪力墙结构、板柱剪力墙结构、筒体结构：

$$EJ_d \geq 2.7H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (5.4.1-1)$$

**2.8 强柱弱梁调整系数：**框剪结构程序根据抗规 6.2.2 条框架柱按照其他结构规定的调整系数进行调整。

### 3 框筒结构

程序中的框筒结构指的是框架-核心筒结构。

**3.1 位移角限值：**程序对于框筒结构位移角限值执行《抗规》5.5.1 条中对于框架-核心筒要求。

**3.2 轴压比限值：**程序对于框筒结构轴压比限值执行《抗规》6.3.6 条对框架核心筒结构的要求。

**3.3 框筒结构二道防线 0.2v0 调整：**配合内力调整参数中定义二道防线调整系数根据高规 9.1.11 条进行调整：

高规 9.1.11 条：抗震设计时，筒体结构的框架部分按侧向刚度分配的楼层地震剪力标准值应符合下列规定：

- 1 框架部分分配的楼层地震剪力标准值的最大值不宜小于结构底部总地震剪力标准值的 10%。
- 2 当框架部分分配的地震剪力标准值的最大值小于结构底部总地震剪力标准值的 10% 时，各层框架部分承担的地震剪力标准值应增大到结构底部总地震剪力标准值的 15%；此时，各层核心筒墙体的地震剪力标准值宜乘以增大系数 1.1，但可不大于结构底部总地震剪力标准值，墙体的抗震构造措施应按抗震等级提高一级后采用，已为特一级的可不再提高。
- 3 当框架部分分配的地震剪力标准值小于结构底部总地震剪力标准值的 20%，但其最大值不小于结构底部总地震剪力标准值的 10% 时，应按结构底部总地震剪力标准值的 20% 和框架部分楼层地震剪力标准值中最大值的 1.5 倍二者的较小值进行调整。

按本条第 2 款或第 3 款调整框架柱的地震剪力后，框架柱端弯矩及与之相连的框架梁端弯矩、剪力应进行相应调整。

**3.4 边缘构件墙肢长度：**根据高规 9.2.2 第 2 款要求：底部加强部位角部墙体约束边缘构件沿墙肢的长度宜取墙肢截面高度的 1/4。

**3.5 L 型边缘构件按约束边缘构件考虑：**程序对于框架核心筒结构 L 型墙体边缘构件一律设置约束边缘构件；参见高规 9.2.2 第 3 款“底部加强部位以上角部墙体宜按本规程 7.2.15 条的规定设置约束边缘构件。”

**3.6 强柱弱梁调整系数：**框筒结构程序根据抗规 6.2.2 条框架柱按照其他结构规定的调整系数进行调整。

**3.7 刚重比计算模式：**框筒结构的变形形态为剪弯型，按照高规 5.4.1-1 条计算和控制刚重比限值。

### 4 筒中筒结构

程序中的筒中筒结构执行和框架-核心筒结构相同的要求。

## 5 剪力墙结构

5.1 位移角限值：程序对于剪力墙结构位移角限值执行《抗规》5.5.1条中对于剪力墙结构的要求。

5.2 刚度比计算：同框剪结构。

5.3 刚重比计算模式：剪力墙结构的变形形态为剪弯型，按照高规5.4.1-1条计算和控制刚重比限值。

## 6 板柱剪力墙结构

6.1 位移角限值：程序对于板柱剪力墙结构位移角限值执行《抗规》5.5.1条中对于板柱剪力墙结构的要求。

6.2 板柱剪力墙二道防线调整：程序根据抗规6.6.3条第一款要求对于板柱结构中的框架柱和剪力墙内力进行调整：板柱-抗震墙结构的抗震计算，应符合下列要求：

1 房屋高度大于12m时，抗震墙应承担结构的全部地震作用；房屋高度不大于12m时，抗震墙宜承担结构的全部地震作用。各层板柱和框架部分应能承受不少于本层地震剪力的20%。调整结果可以在旧版文本查看 WWNL\*.out 中查看

```
*WWNL4.OUT - 记事本
文件(E) 编辑(E) 格式(O) 查看(V) 帮助(H)
C_WKX, C_WKY : X,Y方向的薄弱层调整系数
C_EQX, C_EQY : X,Y方向的地震作用放大系数
C_KZZX, C_KZZY : X,Y方向的框支柱调整系数(仅对框支柱有效)
C_PLCX, C_PLCY : X,Y方向的板柱体系调整系数(仅对板柱体系有效)
C_DKX, C_DKY, : X,Y方向的底框结构调整系数(仅对底框结构有效)

(iCase) Shear-X Shear-Y Axial Mx-Btm My-Btm Mx-Top My-Top
-----
N-C = 1 Node-i= 824, Node-j= 618, DL= 3.300(m), Angle= 0.000
(1*) -1.4 -2.1 67.2 1.4 -1.0 -1.3 -0.9
(1) -1.4 -2.1 67.2 1.4 -1.0 -1.3 -0.9
(2*) -1.5 -1.9 66.9 1.3 -1.1 -1.5 -0.8
(2) -1.5 -1.9 66.9 1.3 -1.1 -1.5 -0.8
(3*) -1.3 -2.2 67.6 1.6 -0.9 -1.1 -1.0
(3) -1.3 -2.2 67.6 1.6 -0.9 -1.1 -1.0
(4*) -1.4 -2.6 78.1 2.0 -0.9 -0.5 -1.6
(4) -1.4 -2.6 78.1 2.0 -0.9 -0.5 -1.6
(5*) -1.5 -2.4 77.7 1.8 -1.0 -0.7 -1.4
(5) -1.5 -2.4 77.7 1.8 -1.0 -0.7 -1.4
(6*) -1.3 -2.8 78.5 2.1 -0.7 -0.4 -1.8
(6) -1.3 -2.8 78.5 2.1 -0.7 -0.4 -1.8
(7) -0.1 -0.1 3.5 0.1 -0.1 -0.1 -0.0
(8) -0.1 -0.1 3.8 0.1 -0.0 0.0 -0.1
(9) 2.7 3.4 -91.6 -2.2 1.7 2.4 1.8
(10) 0.2 0.3 -8.6 -0.2 0.1 0.2 0.2
C_PLCX= 1.001 C_PLCY= 1.002
```

图2 板柱体系调整系数

## 7 异形柱框架结构

7.1 位移角限值：同框架结构

7.2 刚度比计算：同框架结构

7.2 强柱弱梁调整：同框架结构

7.3 柱最小配筋率：按照异形柱规程 6.2.5 条括号中框架要求考虑

6.2.5 异形柱中全部纵向受力钢筋的配筋百分率不应小于表 6.2.5-1 规定的数值，且柱肢肢端纵向受力钢筋的配筋百分率不应小于表 6.2.5-2 规定的数值。

表6.2.5-1 异形柱全部纵向受力钢筋的最小配筋百分率(%)

柱类型	抗震等级				非抗震
	一级	二级	三级	四级	
中柱、边柱	1.0	0.8 (0.9)	0.8 (0.8)	0.8 (0.8)	0.6
角柱	1.2	1.0	0.9	0.8	0.8

注：1 表中括号内数值用于框架结构的柱；

2 采用400MPa级纵向受力钢筋时，应按表中数值增加0.05采用。

表6.2.5-2 异形柱截面各肢端纵向受力钢筋的最小配筋百分率(%)

柱截面形状及肢端	最小配筋率	备注
L形、Z形各凸出的肢端	0.2	按柱全截面面积计算
十字形各肢端、T形非对称轴上的肢端	0.2	按所在肢截面面积计算
T形对称轴上凸出的肢端	0.4	按所在肢截面面积计算

7.4 节点核心区剪压比：按照异形柱规程 5.3.2 条考虑

异形柱规程 5.3.2 条：节点核心区受剪的水平截面应符合下列条件

### 1 无地震作用组合

$$V_j \leq 0.26\alpha\zeta_v\zeta_h f_c b_j h_j \quad (5.3.2-1)$$

### 2 地震作用组合

$$V_j \leq \frac{0.21}{\gamma_{RE}} \alpha\zeta_v\zeta_h f_c b_j h_j \quad (5.3.2-2)$$

式中： $V_j$ ——节点核心区组合的剪力设计值；

$\gamma_{RE}$ ——承载力抗震调整系数，取 0.85；

$b_j$ 、 $h_j$ ——节点核心区的截面有效验算厚度和截面高度，当梁截面宽度与柱肢截面厚度相同，或梁截面宽度每侧凸出柱边小于 50mm 时，对 L 形、T 形和十字形截面，可取  $b_j = b_c$ ， $h_j = h_c$ ；对 Z 形截面，可取  $b_j = b_c$ ， $h_j = h_c + h'_c$ ；其中  $b_c$ 、 $h_c$  和  $h'_c$  分别为验算方向的柱肢截面厚度和高度(图 5.3.2)；

$\alpha$ ——纤维增强系数，当节点区采用普通混凝土时，取  $\alpha = 1$ ；采用聚丙烯纤维混凝土时，

取  $\alpha = 1.1$ ；采用钢纤维混凝土时，取  $\alpha = 1.2$ ；

$\zeta_N$ ——轴压比影响系数，应按表 5.3.2-1 采用；

$\zeta_v$ ——正交肢影响系数，与验算方向正交的柱肢对节点核心区受剪承载力的影响系数，应按本规程第 5.3.4 条的规定采用；

$\zeta_h$ ——截面高度影响系数，应按表 5.3.2-2 采用

## 7.5 节点核心区箍筋：按照异形柱规程 5.3.3 条考虑

节点核心区的受剪承载力应符合下列公式规定：

### 1 无地震作用组合

$$V_j \leq 1.38\alpha \left(1 + \frac{0.3N}{f_c A}\right) \zeta_v \zeta_h f_t b_j h_j + \frac{f_{yv} A_{svj}}{s} (h_{b0} - a'_s) \quad (5.3.3-1)$$

### 2 有地震作用组合

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ 1.1\alpha \zeta_N \left(1 + \frac{0.3N}{f_c A}\right) \zeta_v \zeta_h f_t b_j h_j + \frac{f_{yv} A_{svj}}{s} (h_{b0} - a'_s) \right] \quad (5.3.3-2)$$

式中： $N$ ——与组合的节点剪力设计值对应的该节点上柱底部轴向力设计值，当  $N$  为压力且  $N > 0.3f_c A$  时，取  $N = 0.3f_c A$ ；当  $N$  为拉力时，取  $N = 0$ ；

$A_{svj}$ ——核心区有效验算宽度范围内同一截面验算方向的箍筋各肢总截面面积；

$h_{b0}$ ——梁截面有效高度，当节点两侧梁截面有效高度不等时取平均值；

$a'_s$ ——梁纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离。

## 7.6 轴压比限值：根据异形柱规程 6.2.2 条考虑

6.2.2 抗震设计时，异形柱的轴压比不宜大于表 6.2.2 规定的限值

表6.2.2 异形柱的轴压比限值

结构体系	截面形式	抗震等级			
		一级	二级	三级	四级
框架结构	L形、Z形	—	0.50	0.60	0.70
	T形	—	0.55	0.65	0.75
	十字形	—	0.60	0.70	0.80
框架-剪力墙结构	L形、Z形	0.40	0.55	0.65	0.75
	T形	0.45	0.60	0.70	0.80
	十字形	0.50	0.65	0.75	0.85

注：1 剪跨比不大于 2 的异形柱，轴压比限值应按表内相应数值减小 0.05；

2 肢端设暗柱时，L形、Z形柱按表内相应数值增大 0.05；十字形、T形柱一、二级抗震等级按表内相应数值增大 0.1，三、四级抗震等级按表内相应数值增大 0.05；

3 纵向受力钢筋采用 500MPa 级钢筋时，轴压比限值应按表内相应数值减小 0.05。

## 7.7 刚重比计算模式：同框架结构

## 8 异形柱框剪结构

### 8.1 位移角限值：同框剪结构

### 8.2 刚度比计算：同框剪结构

### 8.3 强柱弱梁调整：同框剪结构

### 8.4 柱最小配筋率：按照异形柱规程 6.2.5 条框剪要求考虑

### 8.5 节点核心区箍筋：

## 9 部分框支剪力墙结构

### 9.1 位移角限值：

程序对于框架结构位移角限值执行《抗规》5.5.1 条要求。

### 9.2 转换层上下刚度比计算：

当转换层设置在 1、2 层的低位转换结构，按照高规附录 E.0.1 条计算

高规附录 E.0.1 当转换层设置在 1、2 层时，可近似采用转换层与其相邻上层结构的等效剪切刚度比 $\gamma_{e1}$  表示转换层上、下层结构刚度的变化， $\gamma_{e1}$  宜接近 1，非抗震设计时 $\gamma_{e1}$  不应小于 0.4，抗震设计时 $\gamma_{e1}$  不应小于 0.5。 $\gamma_{e1}$  可按下列公式计算：

$$\gamma_{e1} = \frac{G_1 A_1}{G_2 A_2} \times \frac{h_2}{h_1} \quad (\text{E.0.1-1})$$

$$A_i = A_{w,i} + \sum_j C_{i,j} A_{c,i,j} \quad (i = 1, 2) \quad (\text{E.0.1-2})$$

$$C_{i,j} = 2.5 \left( \frac{h_{c,i,j}}{h_i} \right)^2 \quad (i = 1, 2) \quad (\text{E.0.1-3})$$

式中： $G_1$ 、 $G_2$ ——分别为转换层和转换层上层的混凝土剪变模量；

$A_1$ 、 $A_2$ ——分别为转换层和转换层上层的折算抗剪截面面积，可按式 (E.0.1-2) 计算；

$A_{w,i}$ ——第  $i$  层全部剪力墙在计算方向的有效截面面积（不包括翼缘面积）；

$A_{c,i,j}$ ——第  $i$  层第  $j$  根柱的截面面积；

$h_i$ ——第  $i$  层的层高；

$h_{c,i,j}$ ——第  $i$  层第  $j$  根柱沿计算方向的截面高度；

$C_{i,j}$ ——第  $i$  层第  $j$  根柱截面面积折算系数，当计算值大于 1 时取 1。

当转换层设置在 2 层以上的高位转换结构，程序按照高规附录 E.0.2 条要求控制刚度比限值；相关规范如下：当转换层设置在第 2 层以上时，按本规程式 (3.5.2-1) 计算的转换层与其相邻上层的侧向刚度比不应小于 0.6。

同时当转换层设置在第 2 层以上时，程序按照高规附录 E.0.2 条要求控制剪弯刚度比限值

当转换层设置在第 2 层以上时尚宜采用图 E 所示的计算模型按公式 (E.0.3) 计算转换层

下部结构与上部结构的等效侧向刚度比 $\gamma_{e2}$ 。 $\gamma_{e2}$  宜接近 1，非抗震设计时 $\gamma_{e2}$  不应小于 0.5，抗震设计时 $\gamma_{e2}$  不应小于 0.8。

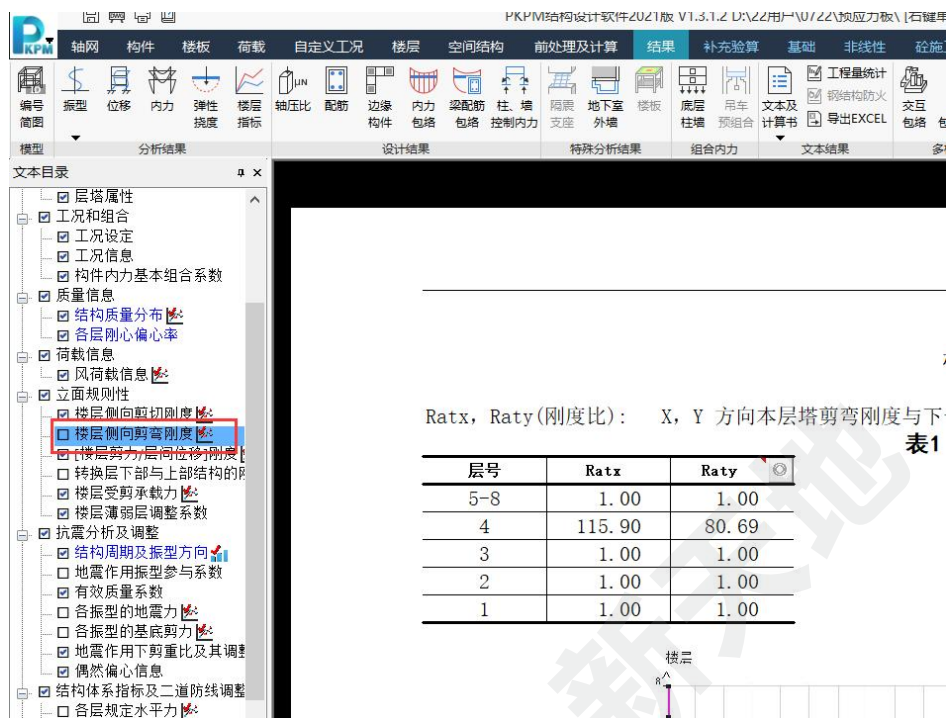


图 3 剪弯刚度查看

### 9.3 框支框架倾覆力矩比例的控制：

根据高规 10.2.16 条第 7 款的要求，部分框支剪力墙结构的布置应符合下列规定：框支框架承担的地震倾覆力矩应小于结构总地震倾覆力矩的 50%，因此程序对于部分框支剪力墙结构，再结合特殊柱中的转换柱定义，输出了力学方式下框支框架的倾覆力矩比例，如下图所示：

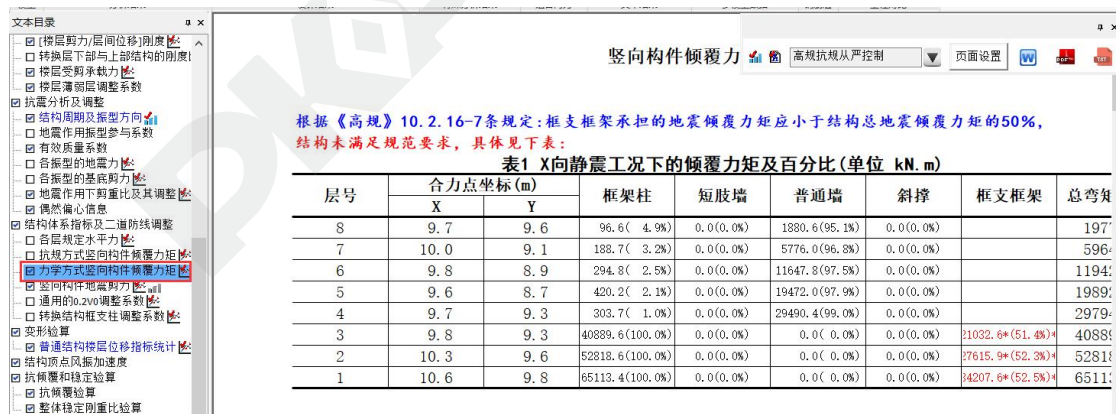


图 4 力学方式下框支框架的倾覆力矩查看

### 9.4 部分框支剪力墙结构中的框支柱调整：

根据高规 10.2.17 条的要求：部分框支剪力墙结构框支柱承受的水平地震剪力标准值应按下列规定采用：

1 每层框支柱的数目不多于 10 根时，当底部框支层为 1~2 层时，每根柱所受的剪力应至少取结构基底剪力的 2%；当底部框支层为 3 层及 3 层以上时，每根柱所受的剪力应至少取结构基底剪力的 3%。

2 每层框支柱的数目多于 10 根时,当底部框支层为 1~2 层时,每层框支柱承受剪力之和应至少取结构基底剪力的 20%;当框支层为 3 层及 3 层以上时,每层框支柱承受剪力之和应至少取结构基底剪力的 30%。

程序对于部分框支剪力墙结构,定义了转换层的同时在特殊柱中定义了转换柱后,会进行上述调整,调整系数在新版本文本查看和旧版本文本查看 WWNL\*.out 中输出,如下图所示:

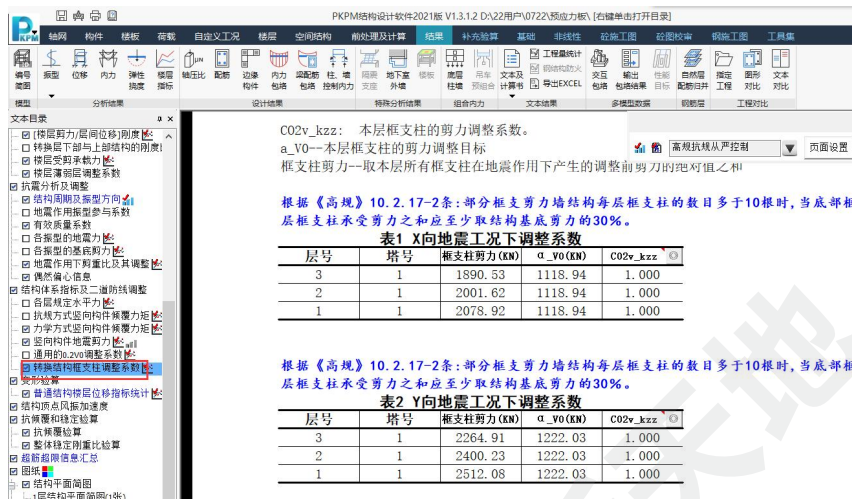


图 5 框支柱内力调整系数查看

## 10 单层钢结构厂房

### 10.1 位移角限值

程序能根据《钢标》附录 B.2.1 条规定:在风荷载标准值作用下,无桥式起重机时,单层钢结构柱顶水平位移不宜大于 1/150。

钢标附录 B. 2. 1 单层钢结构水平位移限值应符合下列规定:

- 1 在风荷载标准值作用下,单层钢结构柱顶水平位移应符合下列规定
  - 1) 单层钢结构柱顶水平位移不宜超过表 8. 2. 1-1 的数值;
  - 2) 无桥式起重机时,当围护结构采用砌体墙,柱顶水平位移不应大于  $H/240$ ,当围护结构采用轻型钢墙板且房屋高度不超过 18m 时,柱顶水平位移可放宽至  $H/60$ ;
  - 3) 有桥式起重机时,当房屋高度不超过 18m,采用轻型屋盖,吊车起重量不大于 20t 工作级别为 A1~A5 且吊车由地面控制时,柱顶水平位移可放宽至  $H/180$ 。

表B. 2. 1-1 风荷载作用下单层钢结构柱顶水平位移容许值

结构体系	吊车情况	柱顶水平位移
排架、框架	无桥式起重机	$H/150$
	有桥式起重机	$H/400$

### 10.2 长细比限值

对于单层钢结构厂房程序按照抗规 9.2.13 条要求控制长细比:厂房框架柱的长细比,轴压比小于 0.2 时不宜大于 150;轴压比不小于 0.2 时,不宜大于 120。

## 四、构件设计验算信息

项目	内容
轴压比:	(195) N=-2912.1 U <sub>c</sub> =0.52
强度验算:	(180) N=-2577.81 M <sub>x</sub> =289.04 M <sub>y</sub> =472.81 F <sub>1</sub> /f=2.21
平面内稳定验算:	(195) N=-2909.08 M <sub>x</sub> =1198.03 M <sub>y</sub> =-84.74 F <sub>2</sub> /f=1.35
平面外稳定验算:	(186) N=-2567.42 M <sub>x</sub> =-181.56 M <sub>y</sub> =495.95 F <sub>3</sub> /f=2.06
X向长细比=	$\lambda_x = 18.90 \leq 120.00$
Y向长细比=	$\lambda_y = 40.39 \leq 120.00$

项目	内容
	《抗规》9.2.13条: 厂房框架柱的长细比, 轴压比小于0.2时, 不宜大于150; 轴压比不宜大于 $120\sqrt{235/f_y}$
	《钢结构设计标准》GB50017-2017 7.4.6、7.4.7条给出构件长细比限值 程序最终限值取两者较严值
宽厚比=	b/tf= 9.50 ≤ 12.00 《抗规》8.3.2条给出宽厚比限值 《钢结构设计标准》GB50017-2017 3.5.1条给出宽厚比限值 程序最终限值取两者的较严值
高厚比=	h/tw= 28.00 ≤ 45.00 《抗规》8.3.2条给出高厚比限值 《钢结构设计标准》GB50017-2017 3.5.1条给出高厚比限值 程序最终限值取两者的较严值
受剪承载力:	CB_XF=104.38 CB_YF=391.28 《钢结构设计标准》GB50017-2017 10.3.4

图 6 单层厂房长细比限值

## 11 多层钢结构厂房

## 11.1 长细比限值

对于多层钢结构厂房程序按照抗规附录 H.2.8 条要求控制长细比: 多层钢结构厂房的基本抗震构造措施, 尚应符合下列规定:

1 框架柱的长细比不宜大于 150; 当轴压比大于 0.2 时, 不宜大于 $125(1-0.8N/A_f)\sqrt{235/f_y}$ 。所以多层钢结构厂房中各个钢柱的长细比限值可能出现的各不相同的情况, 如下图所示:

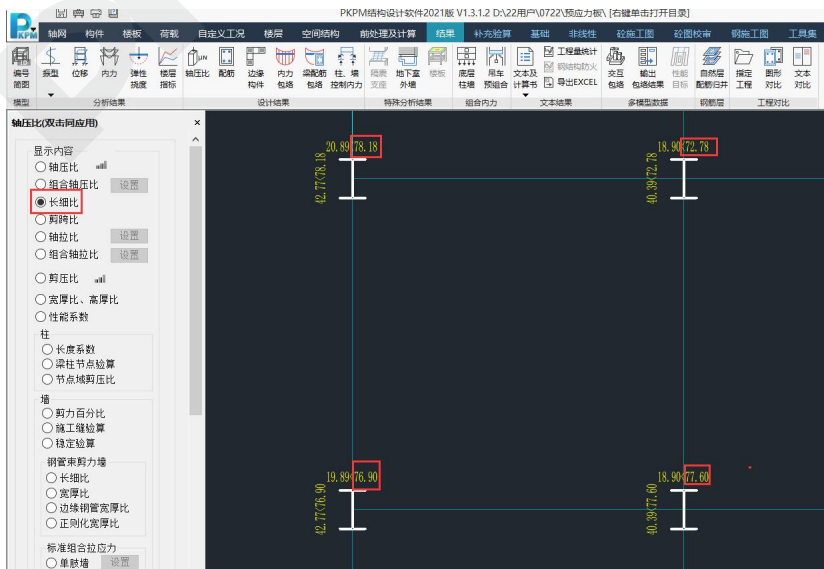


图 7 多层钢结构厂房长细比限值



## 11.2 其他指标

同钢框架的要求考虑

## 12 钢框架结构

### 12.1 位移角限值

程序按照抗规表 5.5.1 控制钢框架结构在地震作用下的位移角限值。

按照钢标附录 B.2.3 高层建筑钢结构在风荷载和多遇地震作用下弹性层间位移角不宜超过 1 / 250。

### 12.2 柱长细比限值

抗震设计时按照抗规 8.3.1 条控制：

框架柱的长细比，一级不应大于  $60\sqrt{235/f_y}$ ，二级不应大于  $80\sqrt{235/f_y}$ ，三级不应大于  $100\sqrt{235/f_y}$ ，四级时不应大于  $120\sqrt{235/f_y}$

非抗震时：程序根据钢标 7.4.7 条，对于实腹式钢柱按照 150 控制长细比。

按照高钢规控制时：框架柱的长细比，一级不应大于  $60\sqrt{235/f_y}$ ，二级不应大于  $70\sqrt{235/f_y}$ ，三级不应大于  $80\sqrt{235/f_y}$ ，四级和非抗震时不应大于  $100\sqrt{235/f_y}$

### 12.3 刚重比计算模式

钢框架变形模式属于剪切型，按照高钢规 6.1.7-1 考虑刚重比计算：

1 框架结构应满足下式要求：

$$D_i \geq 5 \sum_{j=i}^n G_j / h_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (6.1.7-1)$$

## 13 钢框架-支撑结构

### 13.1 位移角限值

同钢框架结构。

### 13.2 刚度比计算

根据抗规 3.4.3 条（前文述）和高钢规 3.3.10-2 条控制刚度比

对框架-支撑结构、框架-延性墙板结构、筒体结构和巨型框架结构，楼层与其相邻上层的侧向刚度比  $\gamma_2$  可按式(3.3.10-2)计算，且本层与相邻上层的比值不宜小于 0.9；当本层层高大于相邻上层层高的 1.5 倍时，该比值不宜小于 1.1；对结构底部嵌固层，该比值不宜小于 1.5。

$$\gamma_2 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i} \cdot \frac{h_i}{h_{i+1}} \quad (3.3.10-2)$$

式中： $\gamma_2$ ——考虑层高修正的楼层侧向刚度比；  
 $h_i$ 、 $h_{i+1}$ ——第  $i$  层和第  $i+1$  层的层高(m)。

### 13.3 刚重比计算模式

钢框架支撑体系变形模式属于剪弯型，按照高钢规 6.1.7-2 考虑刚重比计算：

2 框架结构应满足下式要求：

框架-支撑结构、框架-延性墙板结构、筒体结构和巨型框架结构应满足下式要求：

$$EJ_d \geq 0.7H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (6.1.7-2)$$

### 13.4 支撑应力比限值

程序在满足高钢规 7.3.2 第 4 款的条件时，会按照该条要求控制钢框架支撑结构里的支撑应力比限值，即：当框架柱的计算长度系数取 1.0，或取无侧移失稳对应的计算长度系数时，应保证支撑能对框架的侧向稳定提供支承作用，支撑构件的应力比  $\rho$  应满足下式要求。

$$\rho \leq 1 - 3\theta_i \quad (7.3.2-10)$$

构件信息里会进行输出支撑应力比限值，如下图所示：

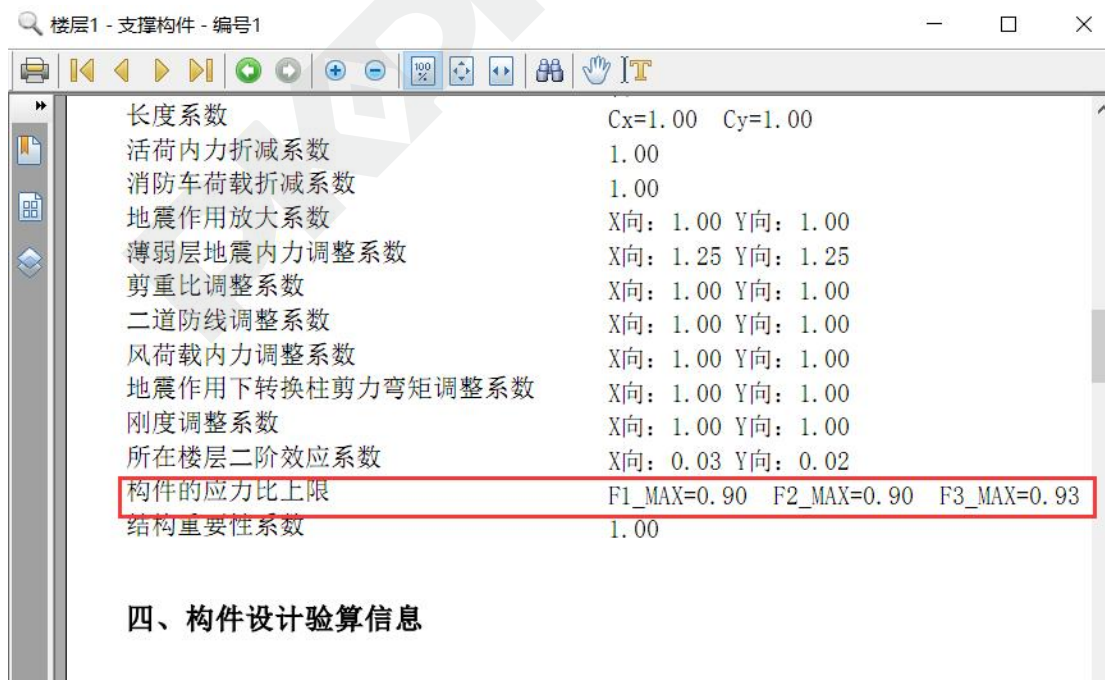


图 8 钢框架支撑体系的应力比上限

## 13.5 二道防线 0.25v0 调整

配合内力调整参数中定义二道防线调整系数根据抗规 8.2.3 条第 3 款进行 0.25v0 调整

钢框架-支撑结构的斜杆可按端部铰接杆计算；其框架部分按刚度分配计算得到的地震层剪力应乘以调整系数，达到不小于结构底部总地震剪力的 25% 和框架部分计算最大层剪力 1.8 倍二者的较小值。

## 14 砼框架-钢支撑结构

### 14.1 位移角限值

程序根据抗规附录 G.1.4 条第 4 款要求：钢支撑-混凝土框架的层间位移限值，宜按框架和框架-抗震墙结构内插。

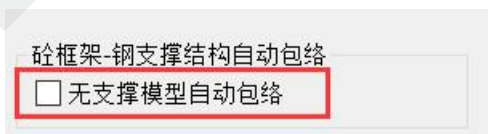
此时程序取  $(1/550+1/800)/2$ ，即 1/675 控制砼框架-钢支撑结构位移角

楼层抗剪承载力与相邻上一层比值的最小值		X	0.87	>= 0.80
		Y	0.83	
楼层剪力/层间位移刚度比(强刚)	与相邻上一层侧向刚度的0.7倍或相邻上三层平均值的0.8的比值	X	1.00	>= 1.00
		Y	1.00	
	考虑层高修正后,与相邻上一层侧向刚度的比值	X	1.00	>= 1.00
		Y	1.00	>= 1.00
有效质量系数		X	77.22%	> 90%
		Y	79.53%	
地震底部剪重比(调整前/调整后)		X	5.41%	>= 4.80%
		Y	7.29%	>= 4.80%
结构自振周期[强刚](s)		T1	1.3541(X)	T3/T1 <= 0.90
		T2	1.0754(Y)	
		T3	0.9024(T)	
水平力作用下的楼层层间最大位移与层高之比( $\Delta u/h$ )(强刚)	地震	X	1/377	< 1/675
		Y	1/587	< 1/675
	风荷载	X	1/1264	< 1/675
		Y	1/2327	< 1/675
地震力作用下(偶然偏心)塔楼扭转参数(强刚)	最大位移/平均位移	X	1.45	< 1.50
	最大层间位移角( $\theta_{max}$ )	Y	1.13	
		X	1.45	

图 9 砼框架-钢支撑结构的位移角限值

### 14.2 有无支撑包络设计

选择此结构后多模型及包络参数中的无支撑模型自动包络就会点亮。



勾选后，程序分别计算有支撑模型、无支撑模型，并在主模型中输出二者的配筋包络结果。

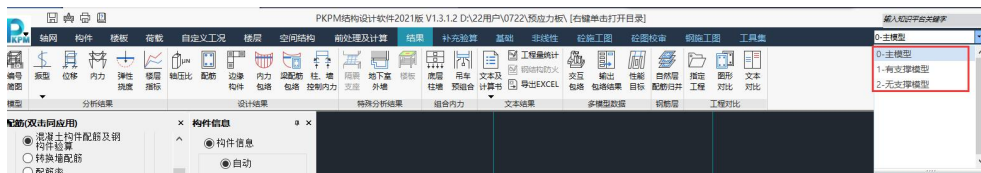


图 10 砼框架-钢支撑结构的有无支撑模型包络

## 15 钢框架-延性墙板结构

## 15.1 位移角限值

同钢框架位移角限值

## 15.2 刚重比计算模式

钢框架-延性墙板结构变形属于弯剪型，按照高钢规 6.1.7-2 条控制刚重比：

此部分V3.1.1及以后版本采用更精确的刚重比计算公式，与之前版本有所不同，详情请查看用户手册。

**表1 基于地震作用的刚重比验算[适用于弯曲型、弯剪型结构]**

工况	验算公式	验算值
EX	$EJD/GH^2$	3.52
EY	$EJD/GH^2$	5.35

该结构刚重比 $EJD/GH^2$ 大于0.7，能够通过高钢规(6.1.7)的整体稳定验算

## 16 全框支剪力墙结构（广东）

全框支剪力墙结构由广东高规 2021 版第 11.3 节提出，主要执行下列要求：

### 16.1 轴压比限值

程序根据由广东高规 2021 版 11.3.13 条第 4 款对于框支柱和框架柱轴压比进行控制：

8 度抗震设防的框支柱轴压比不宜大于 0.55，框架柱轴压比不宜大于 0.65；7 度抗震设防的框支柱轴压比不宜大于 0.65，框架柱轴压比不宜大于 0.75；6 度抗震设防的框支柱轴压比不宜大于 0.75，框架柱轴压比不宜大于 0.85。计算轴压比时，应采用重力荷载代表值作用下柱的轴压力设计值。

### 16.2 钢筋混凝土框架柱和框支柱配筋率

程序根据由广东高规 2021 版 11.3.13 条第 3 款对于框支柱和框架柱的最小配筋率进行控制：

8 度抗震设防区按特一级构造，竖向钢筋配筋率不小于 1.6%；柱端箍筋加密区最小配箍特征值比表 6.4.7 的规定大 0.03，且箍筋体积配箍率不小于 1.6%；7 度抗震设防区按一级构造，竖向钢筋配筋率不小于 1.4%；6 度抗震设防区按二级构造，竖向钢筋配筋率不小于 1.2%；柱端箍筋加密区最小配箍特征值按表 6.4.7 取值。

#### 参考文献

- [1] GB55008-2021 混凝土结构通用规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2021.
- [2] GB55004-2021 组合结构通用规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2021.
- [3] JGJ3-2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S].北京：中国建筑工业出版社，2011.
- [4] GB50010-2010 混凝土结构设计规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2011.
- [5] GB55008-2021 混凝土结构通用规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2021.
- [6] GB50068-2018 建筑结构可靠性设计统一标准[S].北京：中国建筑工业出版社，2019.
- [7] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2016.
- [8] GB50017-2017 钢结构设计标准[S].北京，中国建筑工业出版社，2018
- [9] DBJ/T 15-92-2021 高层建筑混凝土结构技术规程[S].广东，中国建筑工业出版社，2021

# 基于 BIM 的钢结构智能建造工业互联网平台 对钢结构加工企业效益提升分析

程丁

北京构力科技有限公司 北京 100013

[摘要] 制造业是国民经济的根本，也是世界经济稳定的稳定器。随着人类进入以数字化为核心的第四次工业革命，传统企业开始迈向数字化与智能化，这为这些传统制造业带来了挑战，同时也为他们带来了突围机会。本文主要探讨利用互联网、BIM 等技术，提升钢结构加工企业效率和效益的同时，为相关企业的数字化转型提供参考。

[关键词] 钢结构；BIM；信息化；数字化转型；效益。

## 1 前言

钢结构行业市场化程度高、竞争激烈、集中度低，行业供给侧变革持续进行。我国钢结构 100 万吨以上加工量的企业仅 3 家，50-100 万吨企业 5 家，30-50 万吨企业 2 家，20-30 万吨企业 20 家，10-20 万吨 32 家，行业集中度整体较低。另一方面，目前全国钢结构企业数量约 2500 家，相较于 2012 年的 4000-5000 家，企业数量已大幅收缩，行业供给侧变革持续进行。

由于离散制造行业所特有的复杂性和特殊性，其数字化和自动化水平发展的不平衡性，设计、生产、服务和管理等环节的差异性等原因，使得工业互联网在离散制造业的推广应用仍然存在一些困难，例如中小企业应用工业互联网的内生动力不足、工业互联网投资成本高但回报慢、工业互联网发展路径不清晰和应用成效不显著等，主要存在应用基础薄弱、关键技术缺乏、经济效益不明显、数据汇聚与利用困难等问题。虽然我国离散制造行业转型升级取得明显进展，但主要依赖资源要素投入、大规模投资拉动发展，数字化程度较低的问题还比较突出。新形势下，推动离散制造行业可持续高质量发展，“制造+服务”是必由之路。

## 2 样板单位情况说明

中国二十二冶集团金属结构分公司（以下简称“公司”）是集设计、制作、安装、检测、运维为一体的全产业链企业，是中国钢结构协会常务理事单位，具有钢结构制作企业特级资质、钢结构工程专业承包一级资质，是国家钢结构工程技术研究中心——钢结构制作技术中试基地，先后被认定为河北省企业技术研发中心、河北省企业技术中心、河北省高新技术企业等多项荣誉。拥有 ASME、压力容器和 VESTAS 风电塔筒生产认证，以及起重机制造许可，在行业内率先通过了美国、欧洲以及国内的质量、环境和职业安全健康综合管理体系认证，被评为“中国建筑钢结构行业 5A 级诚信企业”，处于全国钢结构行业综合实力单位排头兵阵营，是名副其实的中国钢结构“国家队”。

公司的钢结构业务经营区域已覆盖全国二十多个省、自治区和直辖市，并进入了中东、中亚、北非等海外市场，承建了一大批技术新、体量大、难度高的标志性工程，充分展现了在超高层、大跨度、复杂空间、钢结构住宅、钢结构桥梁以及大规模冶金工业炉和重钢厂房等领域独特、领先的技术优势，获得了包括詹天佑奖、国家鲁班奖、国家钢结构金奖、全国冶金工业优秀工程奖、全国优秀焊接工程奖在内的 50 多个奖项，树立了“二十二冶钢构”的良好品牌形象。

在国外钢结构产品制造上，公司通过了欧盟 EN 标准和美国 ASME 标准、美国 AISC 标准的产品认证，产品技术和质量体系完善，公司高标准的制造技术水平可满足国外钢结构制造的要求。

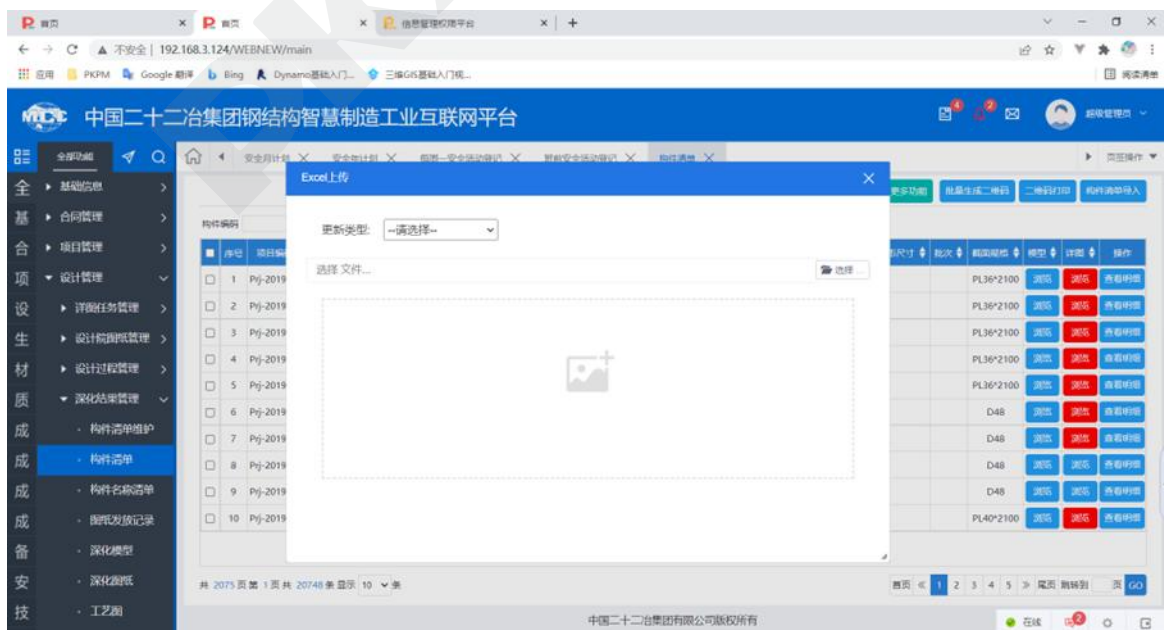
拥有 4000 吨米、3000 吨米、2600 吨米塔吊、500 吨米动臂塔等大型钢结构安装设备，自有施工队伍，人员充实，在钢结构安装领域涉及广泛，积累了丰富的钢结构安装经验，能够在特殊情况下完成抢时间、保节点、保质量的重要任务，确保为客户良好服务。

公司在大型冶炼工程、公共建筑钢结构、超高层钢结构、装配式钢结构、大型体育场馆、桥梁工程、电力、大型机库、锅炉钢架、风电塔筒、铝电解槽等钢结构建设方面具有核心技术。特别是大跨度钢结构施工、弯扭钢结构施工、厚板卷制、厚板焊接、高强度板焊接、钢结构提升和滑移等技术具有国内领先的技术水平。

### 3 基于 BIM 的钢结构智能建造工业互联网平台功能介绍

#### 3.1 设计、生产一体化管理

将信息化、BIM、物联网、GIS、移动应用等技术融入其中，实现了设计、生产、施工一体化全生命周期管理，实现节约成本、缩短工期的管理目标。



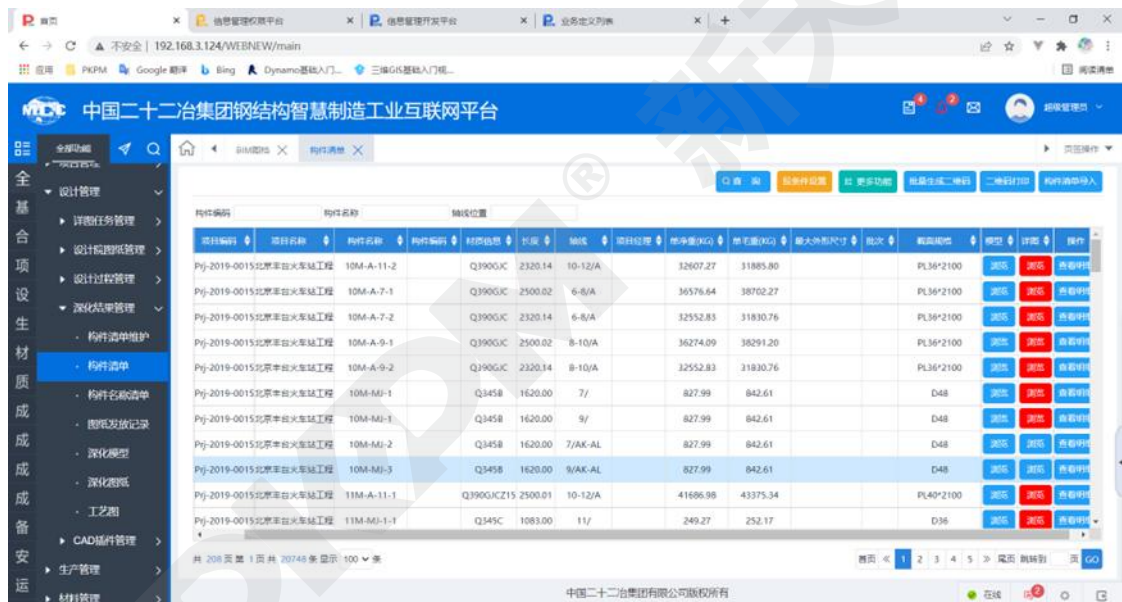
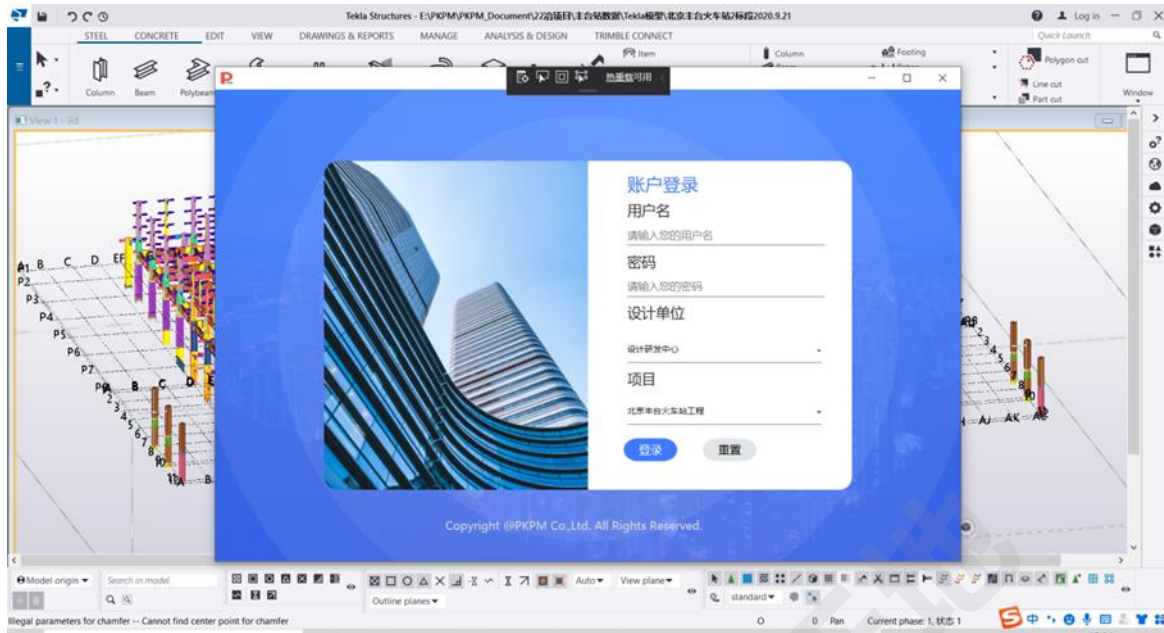


图 1 BIM 的钢结构智能建造工业互联网平台功能

### 3.2 二维码技术贯穿业务流程管理

通过二维码技术与构件一一对应，实现一物一码，实现 BIM 模型与管理数据的双向互通，建立新型协同管理模式，实现钢结构构件可追溯性质量管控。



图 2 钢结构智能建造流程

### 3.3 生产制作工艺流程化管理

钢结构构件的加工制作工序进行字典化管理，通过构件不同类型的工序设置来完成工艺设置，实现构件生产的流程化管理。

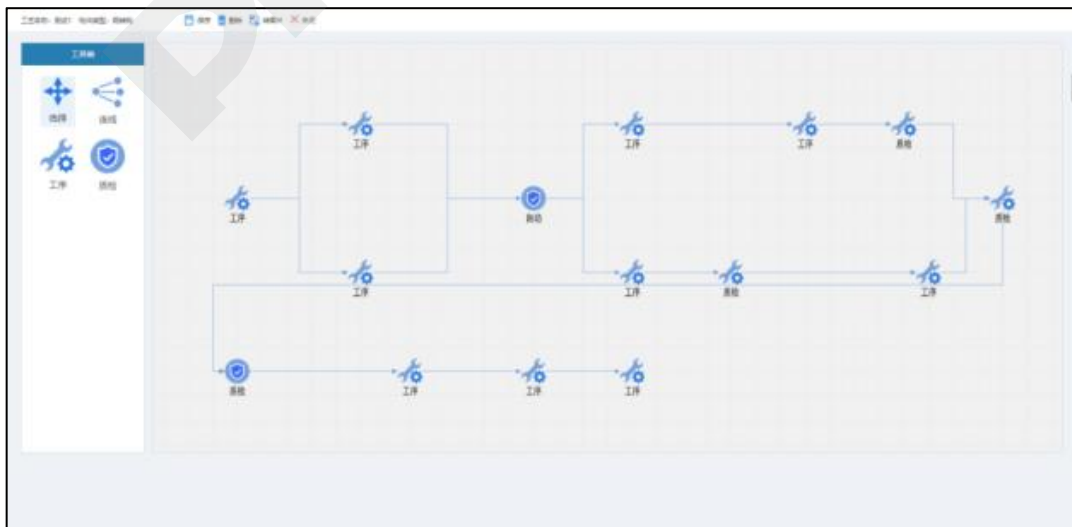
生成日期: 2020-04-08 10:10:10

单位名称: 中国二十二冶集团有限公司

工艺名称: 工艺编号: 编制单位: 编制人:

序号	工艺名称	工艺编号	编制单位	编制人	编制日期	备注	操作
1	cesh5	cs05	中国二十二冶集团有限公司	盛欣管理员	2020-04-08		打印制 总编辑
2	cesh4	cs04	中国二十二冶集团有限公司	盛欣管理员	2020-04-08		打印制 总编辑
3	cesh3	cs03	中国二十二冶集团有限公司	盛欣管理员	2020-04-08		打印制 总编辑
4	测试1	cs1	中国二十二冶集团有限公司	盛欣管理员	2020-04-01	备注1	打印制 总编辑

共 1 页 共 1 页 共 4 条 显示 10 条





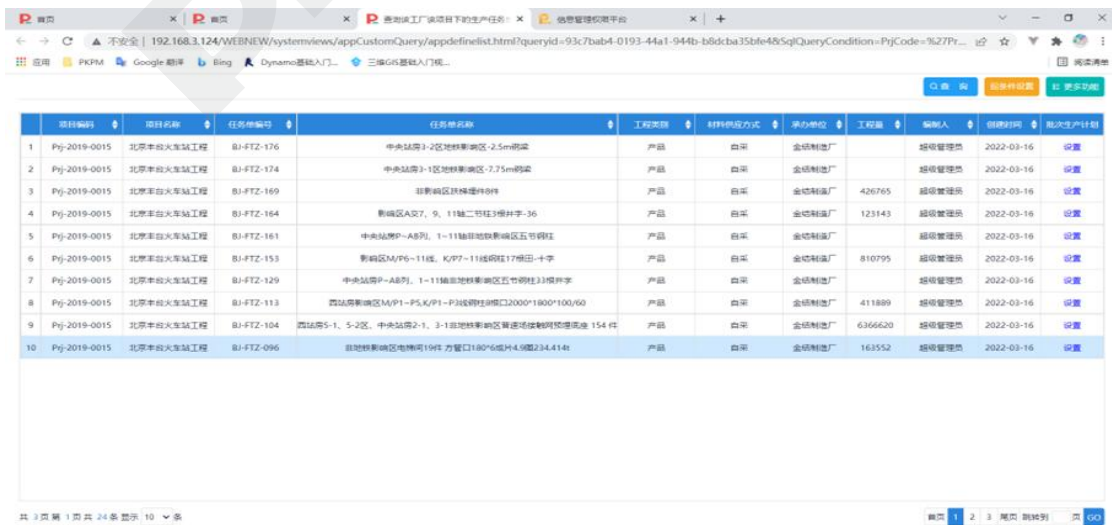
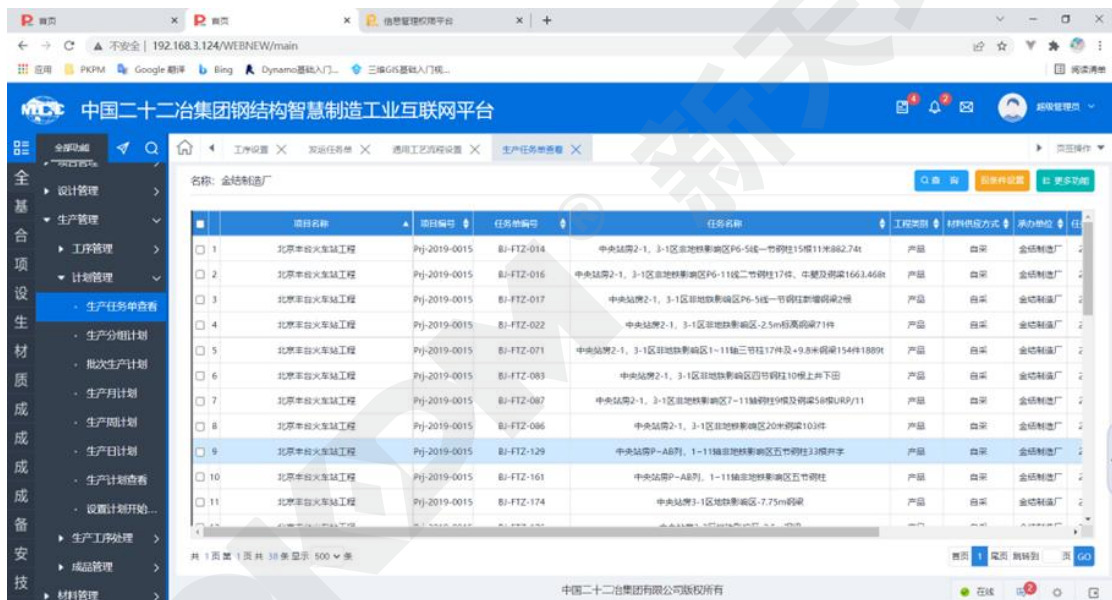
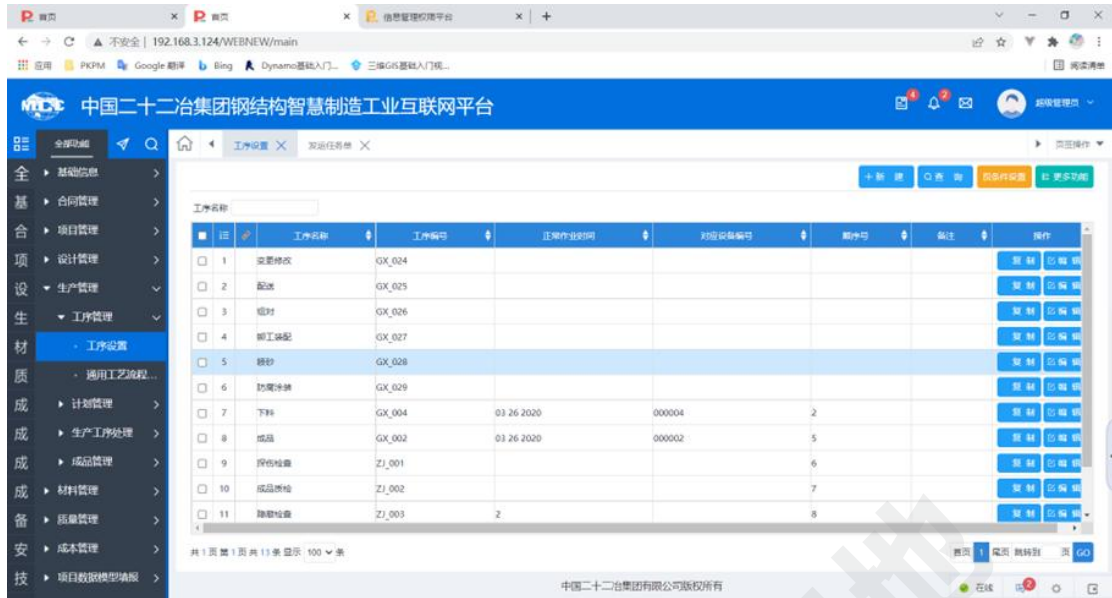


图 3 基于 BIM 的钢结构智能建造工业互联网平台界面

### 3.4 构件现场可视化、精细化管理

实现钢结构构件设计、生产、运输、安装、交验全生命周期管理。点击构件即可查询构件的可视化信息。采用 BIM、物联网等技术实现构件质量监管和追溯，构件信息动态实时查询。

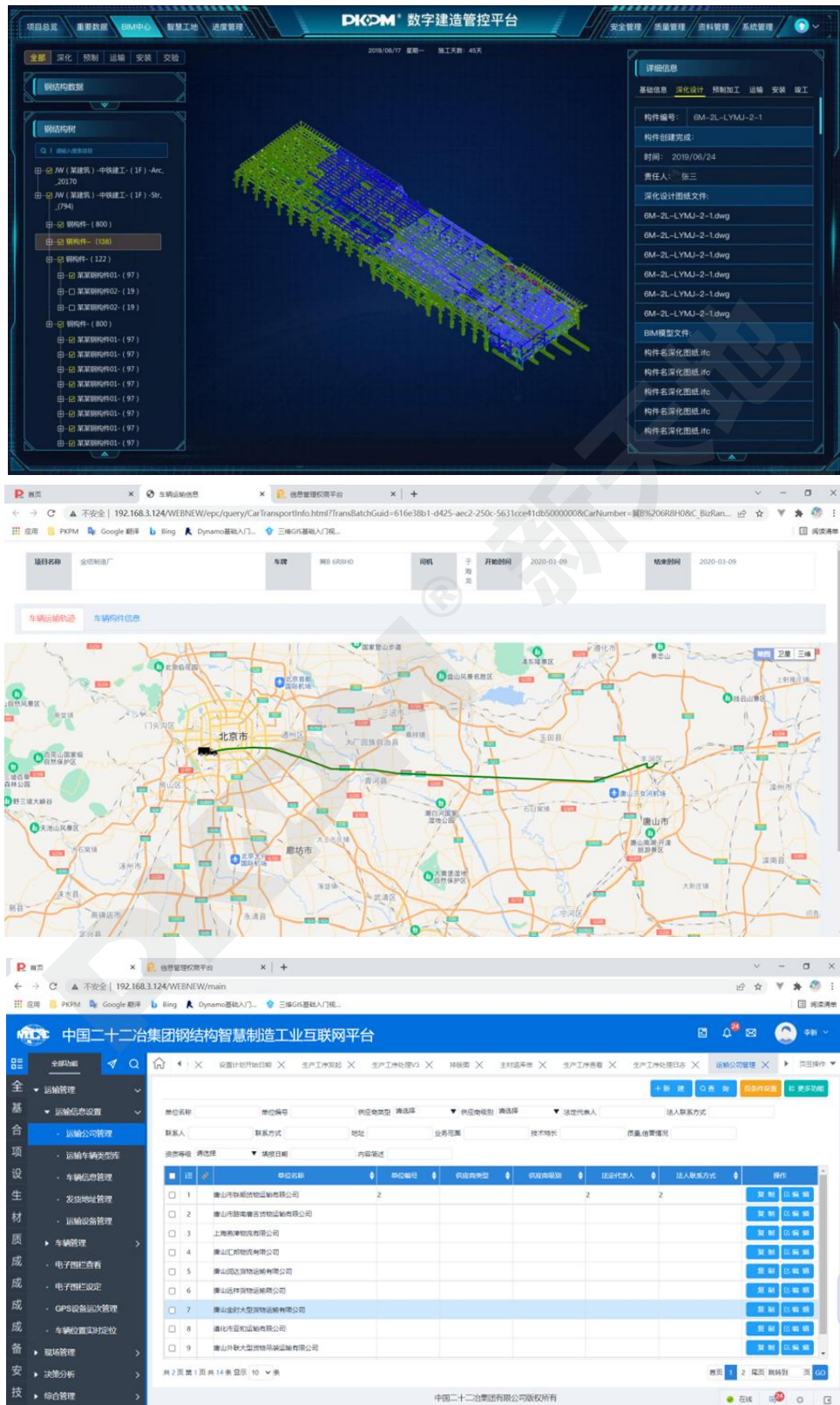


图 4 PKPM 数字建造管控平台界面

### 3.5 集成 GIS 和智慧工地，透明施工、提质增效

平台集成 BIM 技术、GIS 技术，建立通用数据接口标准，实现劳务管理、安全施工、环境监测的智能化和互联网化，采用集成化技术，实现全新的大数据集成管理模式。



图 5 钢结构智慧建造工业互联网平台界面

### 3.6 精细化材料管理，精确采购、快速提料、降低料耗、控制成本，从管理产出效益

控制材料浪费是生产管理重中之重，根据项目实施进度及时掌握材料规格、宽度、长度、重量等数据，可以快速提料，为精确采购提供依据。通过材料管控实现精准采购，降低材料成本，减少材料损耗的目标。

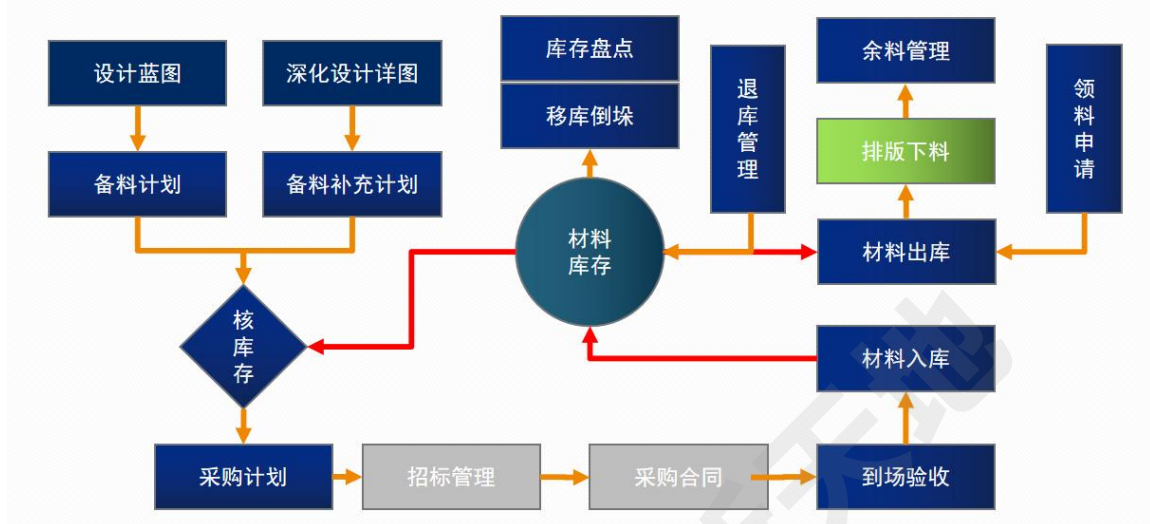


图6 钢结构智慧建造全流程应用

## 4 应用效果

经过多方的不懈努力，项目的建成取得了明显成效，有效地促进了金机公司管理水平的数字化转型，从而提高生产管理水平，使生产达到降本增效的目的。通过钢结构全生命周期管理平台建设，改变企业原有的人工管理的传统加工模式公司，不同业务之间协同能力不断加强，数字化管理水平得到较大提升，同时规范业务管理，提升企业竞争力。主要体现在经济效益、社会效益和环保效益三个方面。

### 4.1 经济效益

在钢板主材利用率提升方面，本次套料使用CAD软件的钢板重量：196.37吨，使用平台套料总重量：191.29吨，包含余料：1.87吨，实际套料使用量：189.42吨。因此，我方套料实际节省原材料：6.95吨，提升利用率3.54%，大幅节约套料时间和减少资金压力。

CAD 套料钢板重量 表 1

零件间距：板厚 $\leq 12\text{mm}$ 为6mm， $>12\text{mm}$ 为8mm. 板边距为10mm					
材质	规格	板宽	长度	数量（张）	钢板重量
Q355C	24	2200	10720	1	4.4432256
Q355C	24	2200	4360	1	1.8071328
合计				63	196.3769

平台套料钢板重量 表 2

零件总数	876	余料总重	1869.9698	一次性利用率	86.67%
零件重量	165784.24	切割总长	4646.76	除余料利用率	87.52%
板材总数	61	划线总长			
板材总重	191291.26	总切割时间	537703.1644		

本次套料节约用料主要体现在 Q355C, 12mm 和 16mm 钢板的套料任务中。

12mm 钢板套料：使用现有软件套料使用钢板数量 43 张（包含一张 2500\*2600 的钢板），平台套料使用钢板数量 41 张（包含 2500\*2600 的钢板），包含 31 个钢板布局。

需套零件		已使用钢板			
已排零件	634	41			
布局#	钢板	程序号	钢板数量	堆数	#零件
布局15	2600X2500	Q355C-12-15	1	1	2
布局16	12450X3200	Q355C-12-16	3	1	4
布局17	12450X3200	Q355C-12-17	1	1	4
布局18	12450X3200	Q355C-12-18	2	1	22
布局19	12450X3200	Q355C-12-19	1	1	26
布局20	12450X3200	Q355C-12-20	2	1	4
布局21	12450X3200	Q355C-12-21	1	1	22
布局22	12450X3200	Q355C-12-22	3	1	26
布局23	12450X3200	Q355C-12-23	1	1	4
布局24	12450X3200	Q355C-12-24	1	1	14
布局25	12450X3200	Q355C-12-25	2	1	4
布局26	12450X3200	Q355C-12-26	1	1	4
布局27	12450X3200	Q355C-12-27	1	1	4
布局28	12450X3200	Q355C-12-28	2	1	4
布局29	12450X3200	Q355C-12-29	1	1	4
布局30	12450X3200	Q355C-12-30	1	1	28
布局31	11730X2200	Q355C-12-31	1	1	14
布局32	12040X2200		1	1	0
布局33	12500X2200		1	1	0

图 7 软件套料使用钢板数量

布局 31#钢板截取余料规格为 T12\*4040\*2200，重 0.837 吨。如图所示：

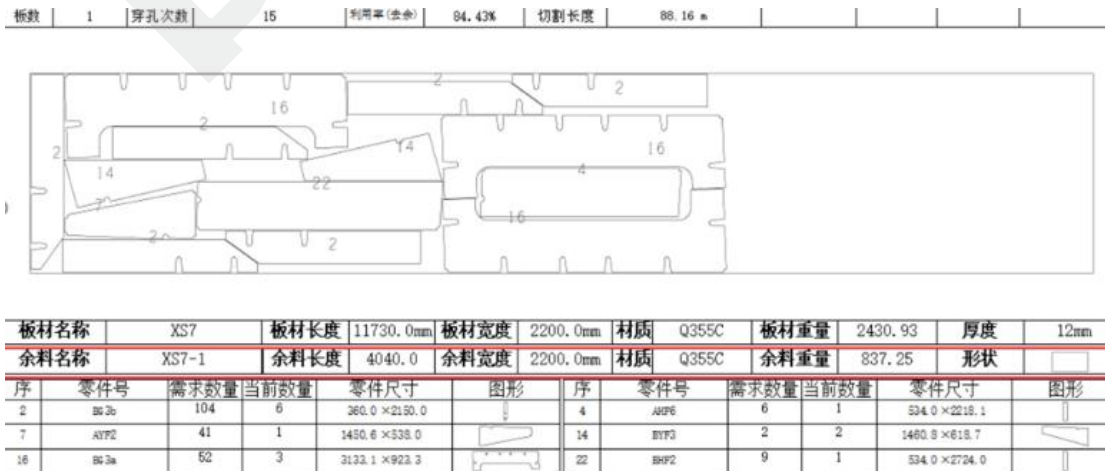


图 8 软件套料使用钢板示意图

剩余两张未使用钢板规格分别为：T12\*12040\*2200，重:2.49 吨；T12\*12500\*2200，重:2.59 吨。

16mm 钢板套料：客户使用现有软件套料使用钢板数量 5 张，我方套料使用钢板数量 5 张，包含 5 个钢板布局。

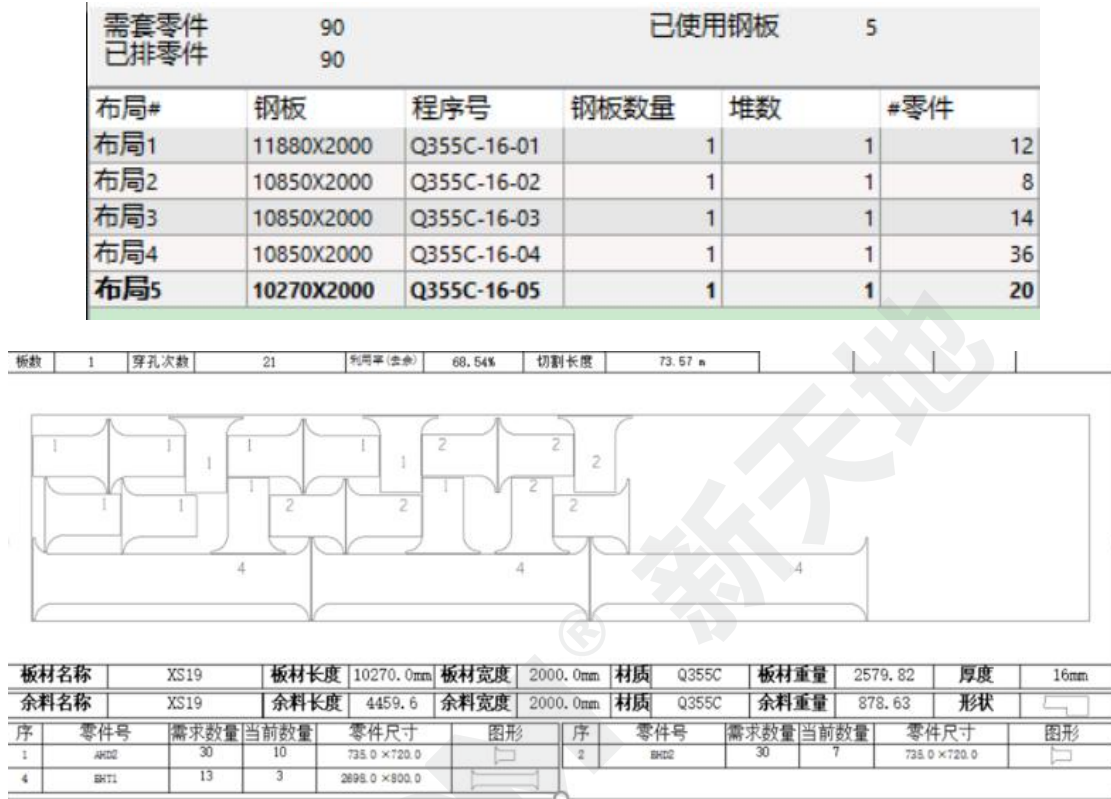


图 9 软件套料使用钢板某一布局示意图

同时在套料中，部分套料结果有优化对比，如下所示：

手动套料结果 1，套料时长约为 10 分钟：

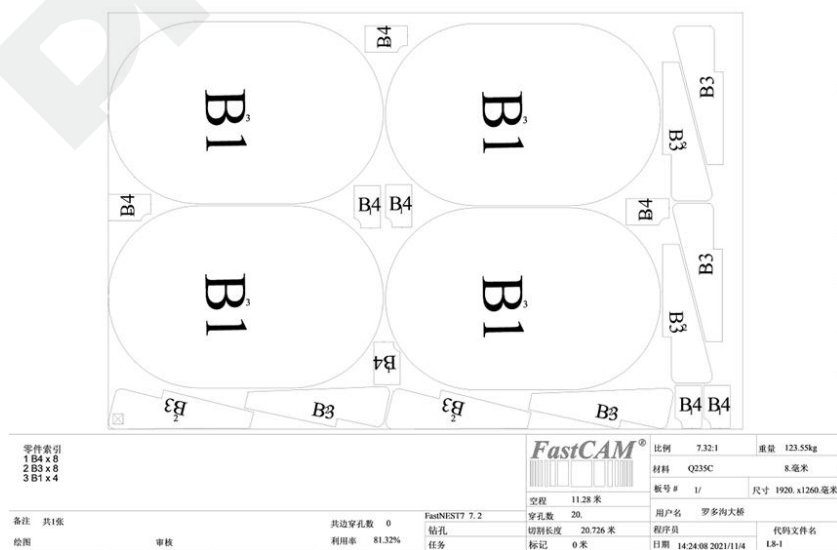


图 10 手工套料使用钢板示意图

平台自动套料结果 1，套料时长为 8.8 分钟：

板数	1	穿孔次数	69	利用率(含余)	94.21%	切割长度	25.26 m				
板材名称	XS1	板材长度	1920.0mm	板材宽度	1260.0mm	材质	Q235C	板材重量	151.93	厚度	8mm
余料名称	XS1-2	余料长度	83.4	余料宽度	1260.0mm	材质	Q235C	余料重量	6.60	形状	
序	零件号	需求数量	当前数量	零件尺寸	图形	序	零件号	需求数量	当前数量	零件尺寸	图形
1	B4	8	8	90.0 × 129.0		2	B5	8	8	420.0 × 150.8	
3	B1	4	4	551.5 × 822.0							

图 11 自动套料使用钢板示意图

对比结果：套料利用率有提升，余料更多。

手动套料结果 2，套料时长约为 25 分钟：

零件索引		6 ARC1 x 4		FastCAM®		比例	22.8:1	重量	3466.84kg		
1 BRC4 x 4				材料		Q355C		24毫米			
2 BRC3 x 4				板号 #		1/		尺寸 10800. x2200.毫米			
3 BRC2 x 12				空程		65.228 米		穿孔数 40.			
4 BRC1 x 12				穿孔长度		177.746 米		用户名 罗多尚大桥			
5 ARC2 x 4				任务		标记 0 米		程序员			
备注 共1张				共边穿孔数 0		FastNEST 7.2		日期 13:58:13 2021/11/8			
绘图		审核		利用率 77.45%		钻孔		代码文件名 L24-2			

图 12 手工套料示意图

平台自动套料结果 2，套料时长为 22 分钟：

板数	1	穿孔次数	41	利用率(含余)	78.41%	切割长度	180.34 m				
板材名称	XS21	板材长度	10800.0mm	板材宽度	2200.0mm	材质	Q355C	板材重量	4476.38	厚度	24mm
余料名称	XS21-1	余料长度	159.2	余料宽度	2200.0mm	材质	Q355C	余料重量	65.98	形状	
序	零件号	需求数量	当前数量	零件尺寸	图形	序	零件号	需求数量	当前数量	零件尺寸	图形
3	ARC1	12	12	504.0 × 1608.6		4	BRC1	12	8	504.0 × 1608.6	
7	BRC4	12	12	1054.0 × 1603.0		8	ARC4	12	8	1054.0 × 1603.0	

图 13 平台自动套料示意图

对比结果：排版方式不同，套料利用率有提升，余料更多。

在主材效益估算：

①节约原材料。以本次套料为例，本次共节约钢板重量 6.95 吨，板材利用率提升了 3.54%，综合各种板材厚度来看，钢板利用率平均提升 2%。若以此推算效益，集团 3 个制作厂平均切割钢板量为 6.4 万吨每年，每吨钢板单价平均为 5000 元计算，节约原材料成本可达：64000 吨 \*2%\*5000 元/吨=640 万元。

②套料生产效率提升。原本需要 10 分钟与 25 分钟的套料任务，平台套料需要 8.8 分钟和 22 分钟，套料生产效率提升 10%，套料工艺中心现有人员 30 人，可优化 3 人，按照年人力成本 25 万元计算，可以节约 75 万元成本每年。

③节约耗材。软件能够非常方便的实现共边、连割、搭桥等切割工艺，通过这些工艺的运用，企业能够大幅度通过优化切割路径、减少穿孔次数。直接降低切割机和耗材的损耗。

在应用软件费用节约方面，由于自身研发的 DW 软件可以平替 TEKLA，按照公司现有 TEKLA 软件 9 套计算，每年升级服务费用约为 44 万元。使用自主研发的 DW 软件，应用软件节约 44 万元每年。

构件表 MEMBER LIST							
序号 NO.	构件 编号 MEM.NO.	构件名称 MEM. NAME	图号 DWG.NO.	构件 数量 NUMBER	重量(kg) WEIGHT		备注 REMARK
					单重(kg) EACH	总重(kg) UNIT	
1	F40L-1	外框梁	2017JLC-F40L-4	2	1101.0	2202.0	
2	F40L-2	外框梁	2017JLC-F40L-4	2	1101.3	2202.7	
3	F40L-3	外框梁	2017JLC-F40L-4	2	1155.2	2310.3	
4	F40L-4	外框梁	2017JLC-F40L-4	2	1372.5	2744.9	
5	F40L-5	外框梁	2017JLC-F40L-4	2	1099.8	2199.5	
6	F40L-6	外框梁	2017JLC-F40L-4	2	1860.2	3720.4	
7	F40L-7	外框梁	2017JLC-F40L-4	2	2100.8	4201.6	
8	F40L-8	外框梁	2017JLC-F40L-4	2	2328.2	4656.4	
9	F40L-9	外框梁	2017JLC-F40L-5	3	2463.9	7391.6	
10	F40L-10	框架梁	2017JLC-F40L-5	2	1068.2	2136.5	

构件表 MEMBER LIST							
序号 NO.	构件 编号 MEM.NO.	构件名称 MEM. NAME	图号 DWG.NO.	构件 数量 NUMBER	重量(kg) WEIGHT		备注 REMARK
					单重(kg) EACH	总重(kg) UNIT	
1	F41L-1	外框梁	2017JLC-F40L-4	2	1101.0	2202.0	
2	F41L-2	外框梁	2017JLC-F40L-4	2	1101.3	2202.7	
3	F41L-3	外框梁	2017JLC-F40L-4	2	1155.2	2310.3	
4	F41L-4	外框梁	2017JLC-F40L-4	2	1311.3	2622.6	
5	F41L-5	外框梁	2017JLC-F40L-4	2	1099.8	2199.5	
6	F41L-6	外框梁	2017JLC-F40L-4	1	1875.0	1875.0	
7	F41L-7	外框梁	2017JLC-F40L-4	2	2100.8	4201.6	
8	F41L-8	外框梁	2017JLC-F40L-4	2	2343.0	4685.9	
9	F41L-9	外框梁	2017JLC-F40L-5	1	2478.6	2478.6	
10	F41L-10	框架梁	2017JLC-F41L-5	2	1068.2	2136.5	

图 14 DW 软件输出的工程量



根据工程委托单及图纸发放记录显示，“F40L-1~F40L~43”，设计开始日期为2021年2月19日，出图日期为2月28日，共计43个构件，用时10天，11张图纸，每张图纸0.91天。按照1套图纸平均35张图纸来计算，需要31.8天。按照1个工程平均12套图纸来计算，总工期约为381.8天。

详细任务单			
项目编号	Pj-2021-0315	项目名称	绿城青鸟滨水中心二期工程
任务单编号	RWDH_2021_031502	计划开始时间	2021-02-28
计划结束时间	2021-03-10	施工图号	
原设计单位		设计联系人	莫松杰
出图要求	<input checked="" type="radio"/> 蓝图 <input type="radio"/> 白图	出图份数	2
建模要求	<input checked="" type="radio"/> 建模 <input type="radio"/> 不建模	建模说明	依据以上项目所给中冶京城设计的塔楼主厂房柱子系统图，委托贵单位进行以下图纸深化设计
备注	1、工期要求：2022年2月28日，C列1~4轴连廊柱（含柱间支撑）深化设计完成；2022年3月10日B列1~4轴连廊柱（含柱间支撑）深化设计完成。2、图纸问题请与金结公司结构项目联系；3、未尽事宜与项目目标联系沟通		

图 15 任务单

根据系统显示，“F41L-1~F41L~43”，设计开始日期为2021年2月19日，出图日期为2月27日15点，共计43个构件，用时8.7天，11张图纸，每张图纸0.79天。按照1套图纸平均35张图纸来计算，需要27.7天。按照1个工程平均12套图纸来计算，总工期约为332.2天。

生成目录树:

- 绿城青鸟项目
  - 21层外连廊柱
    - 40层连廊

设计项目分解

项目名称	绿城青鸟滨水中心二期工程	分解编号	Pj-2021-0315
设计单位	设计研发中心	分解节点类型	单体工程
分解节点名称	40层连廊	设计负责人	莫松杰
图号			
关联附件	青鸟绿城二期		
描述			

名称: 金结公司

工厂名称	项目名称	项目编号	子项工程	设计人	审核人	单据编号	单据(1)	实际开始时间	实际结束时间	任务单单号	任务接收人	操作
金结公司	绿城青鸟滨水中心二期工程	Pj-2021-0315_41层连廊	连廊	安思源	2017JLC	6.00		2021-02-19	2021-02-27	RWDH_2021_031502	莫松杰	编辑
金结公司	绿城青鸟滨水中心二期工程	Pj-2021-0315_40层连廊	连廊	安思源	2017JLC	18.00		2021-02-19	2021-02-28	RWDH_2021_031502	莫松杰	编辑

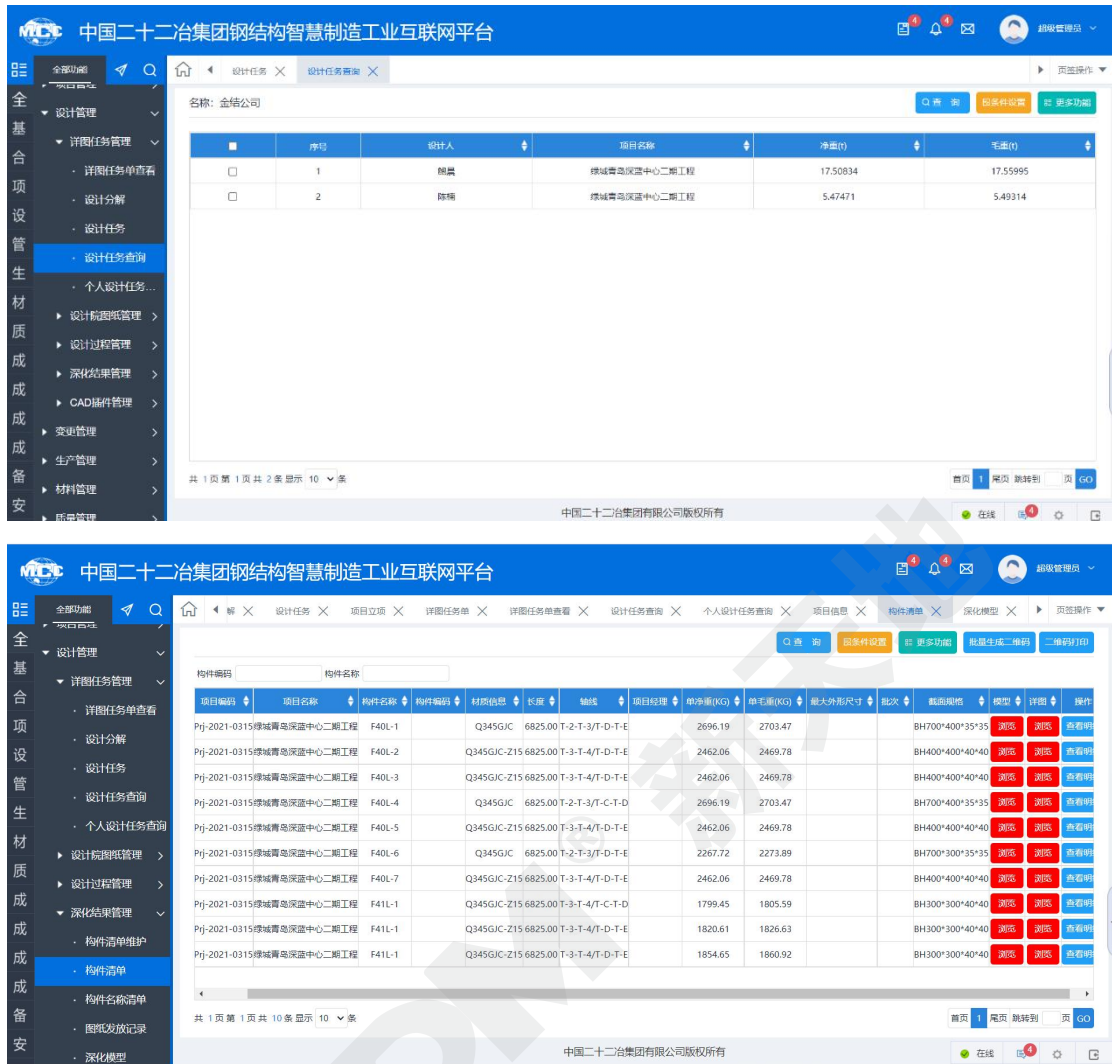


图 16 任务分解

根据比对在详图出图效率方面，详图出图时间平均缩短 3.1 天。在构件出厂效率提升方面，利用同项目同类型不同批次构件分别使用传统生产方式出厂和使用平台管理出厂对比：

两种出厂方式对比 表 3

影响区西站房9.85米钢梁及牛腿（P1`P8线）

序号	构件编号	批次	主体下料	主体钻孔	主体装配	主体焊接	主体修理变形	零件下料	零件钻孔	零部件装配	零部件焊接	柱钉焊接	修理工工
1	2W-L1-GKL-r-1	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.1	11.5	11.11	11.15	11.17	11.12	11.15	11.21	11.25	11.28	11.29
2	2W-L1-GKL-r-2	2批 (M/K轴P6`P8线)	11.10	11.15	11.18	11.24	11.26	11.16	11.19	11.29	12.5	12.8	12.9
3	2W-L1-GKL-r-3	2批 (M/K轴P6`P8线)	11.10	11.15	11.18	11.24	11.26	11.16	11.19	11.29	12.5	12.8	12.9
4	2W-L1-GKL-r-4	2批 (M/K轴P6`P8线)	11.10	11.15	11.18	11.24	11.26	11.16	11.19	11.29	12.5	12.8	12.9
5	2W-L1-GKL-r-5	2批 (M/K轴P6`P8线)	11.10	11.15	11.18	11.24	11.26	11.16	11.19	11.29	12.5	12.8	12.9
6	2W-L1-GKL-r-6-1	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.1	11.5	11.11	11.15	11.17	11.12	11.15	11.21	11.25	11.28	11.29
7	2W-L1-GKL-r-6-2	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.1	11.5	11.11	11.15	11.17	11.12	11.15	11.21	11.25	11.28	11.29
8	2W-L1-GKL-r-7-1	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.1	11.5	11.11	11.15	11.17	11.12	11.15	11.21	11.25	11.28	11.29
9	2W-L1-GKL-r-7-2	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.1	11.5	11.11	11.15	11.17	11.12	11.15	11.21	11.25	11.28	11.29
10	2W-L1-GKL-r-7-3	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.1	11.5	11.11	11.15	11.17	11.12	11.15	11.21	11.25	11.28	11.29

影响区西站房9.85米钢梁及牛腿（P1`P8线）（平台管理）

序号	构件编号	批次	主体下料	主体钻孔	主体装配	主体焊接	主体修理变形	零件下料	零件钻孔	零部件装配	零部件焊接	柱钉焊接	修理工工
11	2W-L1-GKL-r-12-1	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.1	11.2	11.9	11.11	11.12	11.15	11.18	11.19	11.21	11.22	11.23
12	2W-L1-GKL-r-12-2	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.1	11.2	11.9	11.11	11.12	11.15	11.18	11.19	11.21	11.22	11.23
13	2W-L1-GKL-r-13	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.1	11.2	11.9	11.11	11.12	11.15	11.18	11.19	11.21	11.22	11.23
14	2W-L1-GKL-r-14	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.1	11.2	11.9	11.11	11.12	11.15	11.18	11.19	11.21	11.22	11.23
15	2W-L1-GKL-r-15	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.1	11.2	11.9	11.11	11.12	11.15	11.18	11.19	11.21	11.22	11.23
16	2W-L1-GKL-r-16	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.1	11.2	11.9	11.11	11.12	11.15	11.18	11.19	11.21	11.22	11.23
17	2W-L1-GKL-r-17	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.1	11.2	11.9	11.11	11.12	11.15	11.18	11.19	11.21	11.22	11.23
18	2W-L1-GKL-r-18	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.1	11.2	11.9	11.11	11.12	11.15	11.18	11.19	11.21	11.22	11.23
19	2W-L1-GKL-r-19	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.3	11.7	11.13	11.17	11.19	11.13	11.16	11.18	11.22	11.25	11.27
20	2W-L1-GKL-r-20	1批 (M/K轴P1`P5线)	11.3	11.7	11.13	11.17	11.19	11.13	11.16	11.18	11.22	11.25	11.27

传统方式 10 个构件由主体下料到修理交工出厂共计 294 天，平均出厂时间 29.4 天。由平台管理 10 个构件由主体下料到修理交工出厂工共计 232 天，平均出厂时间 23.2 天。构件出厂时间平均缩短 6.2 天。

设计人力投入节约 18 人，工期节约 80 天，设计费用节约 19.2 万元。钢结构工业化设计 BIM 应用节约费用  $1000+19.2=1019.2$  万元。钢结构工业化生产、安装 BIM 应用节约费用： $175+30+50+200=455$  万元。

总体经济效益，通过在北京铁路枢纽丰台站改建工程钢结构中的 BIM 应用，实现了施工成本的降低，总节约费用  $1019.2+455=1474.2$  万元。

## 4.2 社会效益

一是有助于提升钢结构制造基地整体管理水平及形象，进一步稳固二十二冶在钢结构行业中的地位，强化履约，订单增长，营业收入、利润增长，纳税额增长，形成企业核心竞争力。

二是通过平台的搭建与应用，完善二十二冶现有技术体系，填补二十二冶集团钢结构管理中的技术空白。企业研发、生产、管理、运营、服务等能力明显提升，在提高产品和服务质量、提升生产效率、降低生产成本等方面效果明显，或形成个性化定制、网络化协同、服务化延伸等新模式、新业态。

三是培养了二十二冶集团信息化管理人才，较大的提升了信息化管理人员素质，增加了企业科技型技术型就业岗位。

四是钢结构具备绿色建筑的条件，是有利于保护环境、节约能源的建筑，它顺应时代的发展和市场的需要，正逐渐成为中国建筑的主流，同时也为住宅产业化的尽早全面实现奠定了坚实基础，是人与自然和谐可持续发展的“绿色产业”。

## 4.3 环保效益

钢结构因其自重较轻，强度较高，抗震性较强，隔音、保温、舒适性较好等特点而在建筑工程中得到了合理、迅速的应用，其应用标志着建筑业的发展。钢结构在建筑节能中体现出独特优势。由于其采用新型墙体材料，至少可达到节能 50% 以上的目标。钢结构具备绿色建筑的条件，是有利于保护环境、节约能源的建筑，它顺应时代的发展和市场的需要，正逐渐成为中国建筑的主流，同时也为住宅产业化的尽早全面实现奠定了坚实基础，是人与自然和谐可持续发展的“绿色产业”。

## 5 结语

以“基于 BIM 的钢结构智能建造工业互联网平台”为核心的智能建造体系，为具有能力的钢结构生产企业，包括装配式钢结构工程总承包企业，提供全方位的智能建造系统解决方案，提供自主知识产权的系统软件、数据平台和集成建造平台等，不但可以强化钢结构项目产业链上下游间的协同工作，而且打通数字信息在建筑工程全过程有效传递的壁垒，开拓“平台+服务”的工程建造新模式，为企业的提质增效提供了强大的动力，为数字化转型道路明确了方向，是未来的必由之路。

参 考 文 献

- [1] 宇博智业市场研究中心 《2022-2027年中国钢结构行业重点企业发展分析及投资前景可行性评估报告》  
2022.03
- [2] 中关村信息技术和实体经济融合发展联盟 《国有企业数字化转型发展指数与方法路径白皮书》 2021.12

DKDM® 新天地

# 基于国产化 BIMbase 平台应用清单

郑鹏 刘泰峰 杜娟

北京构力科技有限公司 深圳 518000

**[摘要]** 基于国产 BIMBase 通用建模平台，进行 BIM 专业二次应用开发，形成 BIM 相关各专业应用软件，如建筑全专业设计协同系统、装配式混凝土设计软件、装配式钢结构设计软件、钢结构深化设计软件、地铁外围护设计软件等。本文将详细介绍基于 BIMBase 平台在建筑全生命周期各阶段的 BIM 应用清单，国产 BIM 软件的应用初步取得一些进展，并在很多实际工程案例中进行落地实践，其中某些功能点已优于现有的国外软件平台。

**[关键词]** BIMBase 平台；应用清单；全生命周期；

## 1 背景及 BIMBase 介绍

建筑行业作为国民经济支柱产业，长期存在着发展模式粗放的问题，通过数字技术赋能建筑产业已变得迫在眉睫。BIM 技术是建筑业数字化转型的关键，也是建立城市信息模型（CIM）和实现智慧城市管理的核心基础数据。在当前错综复杂的国际环境下，长期依赖国外软件，以之建立的建筑数据将存在着巨大的安全隐患，国外软件也不会全力支持中国的国家战略。掌握自主可控的 BIM 技术，解决关键技术的“卡脖子”问题，是保障行业可持续发展和建筑数据安全的紧迫任务。BIM 技术的核心是软件，BIM 软件主要分为基础平台、专业应用、管理平台三大方向，其中专业应用及管理平台类的 BIM 软件，在国内已经有很多企业已经做了相关的研究和应用案例，但是在基础平台软件方面国内基本空白，属于卡脖子的关键节点，基础平台核心技术就主要包含三维图形平台、数据存储管理、几何算法引擎等问题。北京构力科技有限公司联合多家单位自主研发国产化 BIMBase 通用基础建模软件，并于 2021 年 3 月正式对外发布正式商业版本，并在此基础上开发了多款商业专业应用软件，如 PKPM-BIM（建筑结构水暖电）设计软件、PKPM-PC 装配式混凝土建筑设计软件、PKPM-PS 装配式钢结构建筑设计软件等，其相互关系如下图所示：

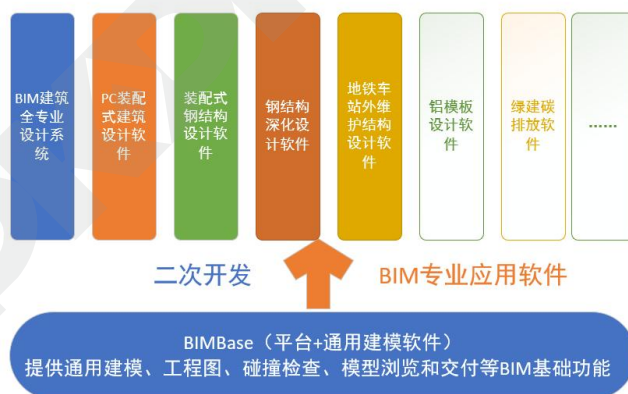


图 1 BIMBase 与专业软件关系图

BIMBase 为三维通用建模软件，包含渲染引擎、几何算法引擎、数据存储引擎及参数化组件、通用建模、数据转换、数据挂载、协同设计、碰撞检查、工程图、轻量化应用、二次开发等 9 大功能，并再此基础上进行各专业应用二次开发，形成各专业 BIM 应用软件。

## 2 设计阶段应用清单

### 2.1 全专业 BIM 精细模型建立

基于 BIMBase 平台开发房建类 BIM 专业设计软件，拥有建筑、结构、水暖电五大专业，并且在各专业板块中提供多种类型的构件建模工具和符合中国本土设计师的操作方式，帮助设计师

进行全专业 BIM 精细化模型创建。现阶段已拥有大量成熟案例和用户，主要适用于普通房建和公建类项目。

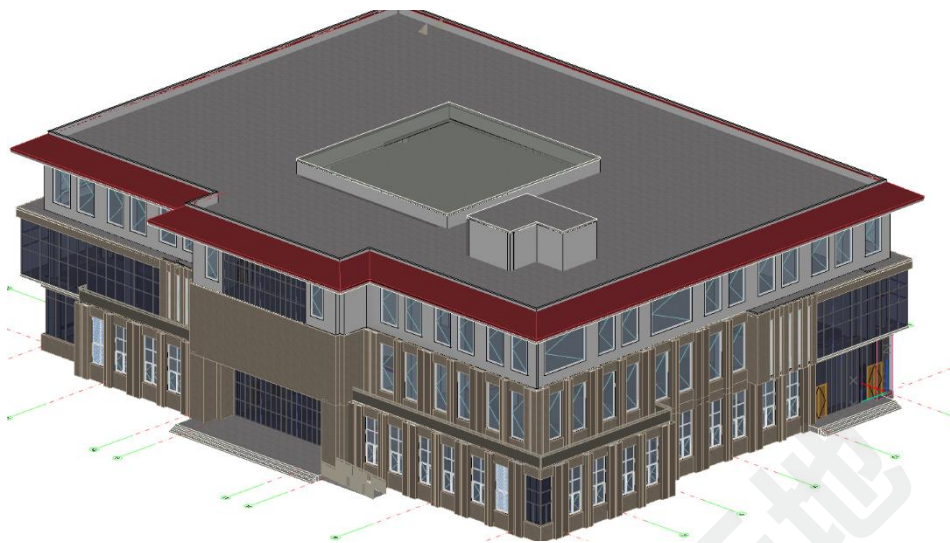


图 2 某项目 BIM 模型

## 2.2 基于 BIM 专业计算

### 2.2.1 绿建节能分析

基于国产 BIM 软件开发的 PKPM 绿色建筑系列软件，能够完成绿色建筑室外风和室内风的模拟计算、天然采光模拟的性能分析、建筑室外声和室内声的模拟分析计算，并自动生成相应的效果图和报告书。

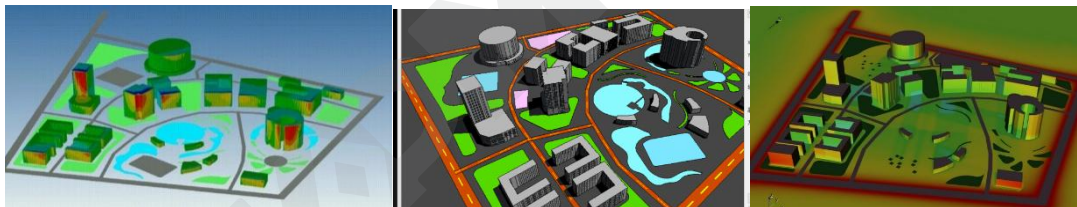


图 3 室外风、光、热环境模拟

### 2.2.2 碳排放分析

基于国产 BIMBase 软件开发的 PKPM-CES 建筑碳排放计算软件，支持全文强条规范、碳排放计算标准、广东省碳排放导则。独家提供“一键计算”功能，支持可再生能源降碳分析和全生命周期各个阶段算碳、绿化碳汇降碳，可应用于施工图审查、全生命周期碳水平、绿建标准碳评价这三大类应用场景。



图 4 碳排放模拟

### 2.3 正向设计出图

已经创建完成的 BIM 模型经过计算后，设计师可以在各专业 BIM 应用软件出图模块完成相关专业施工图出图工作，现阶段可以完成建筑专业平面、立面图，机电专业系统图等。

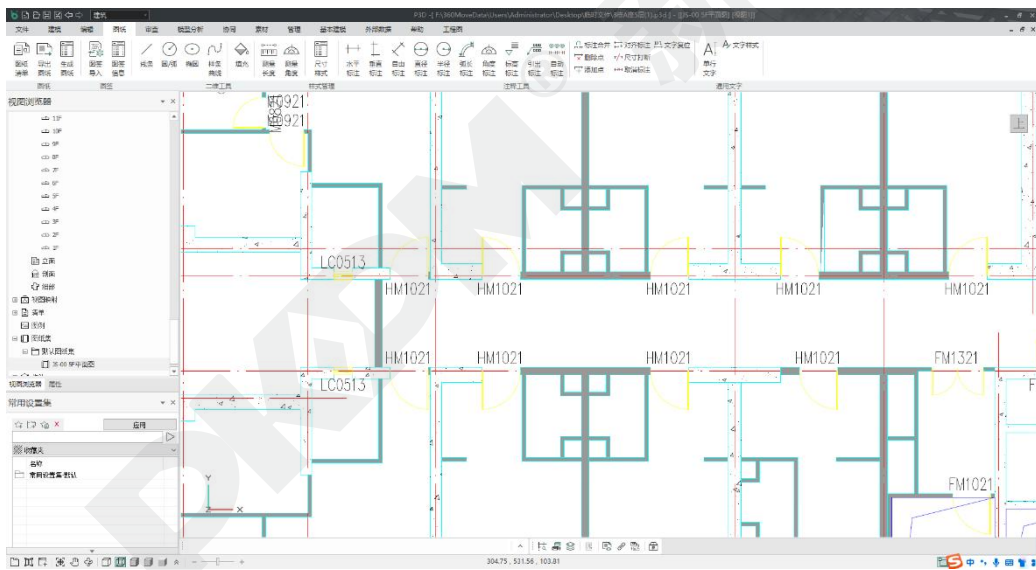


图 5 建筑专业正向设计出图

### 2.4 三维设计协同

三维设计协同分为文件协同、服务器协同，其中文件协同支持多个模型链接、管理、更新，实现脱机协同和灵活快速模型整合，以及专业内模型合并，并支持合并后按专业自动组成，整合、修改、调整更加便捷。服务器协同，基于本地和云搭建的协同服务器，支持专业内、专业间在线协同工作，多模型共享参照，实现多专业综合模型信息集成；与构件关联的消息机制，实现及时沟通，高效协助；基于构件的权限管理，根据不同用户权限，显示不同颜色，鼠标停靠到构件上时显示构件所属用户权限；高效上传下载，基于构件级协同管理，新建、调整、删除的构件实现增量数据传递，较低的数据传递量带来高效的传递速度，协同告别等待，即时反馈。

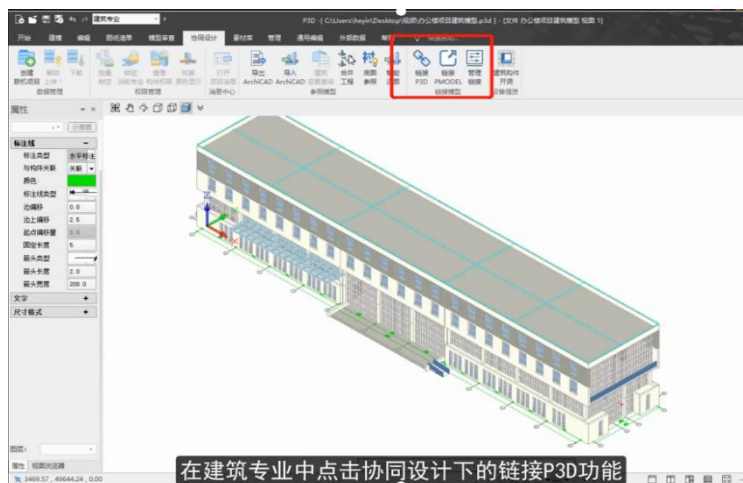


图6 链接协同功能

## 2.5 碰撞检测及优化

完成各专业模型创建后，可以在软件中直接智能检测全专业的模型碰撞问题，并且可以生成相应的碰撞报告。点击碰撞列表中的碰撞构件，软件可以进行快速定位，并提供多种碰撞调整工具帮助设计师快速完成管线综合。

- 1) 分楼层、专业及构件实现专业间碰撞检查；
- 2) 可根据管径限制、安全距离对构件进行过滤；
- 3) 碰撞点位标记，支持生成碰撞点位报告书；

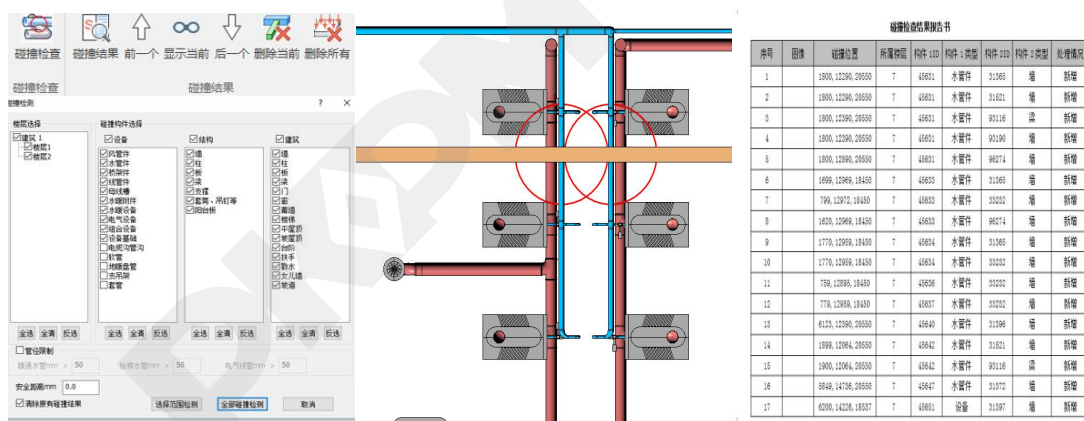


图7 碰撞检测功能

## 2.6 清单表格

软件中提供建筑专业的门窗、房间、墙体等构件的清单统计功能，提供机电专业的材料和设备的统计功能。帮助设计师挖掘 BIM 模型中数据信息价值，根据自定义项进行数据分析与统计，输出项目清单，让模型发挥更大作用。



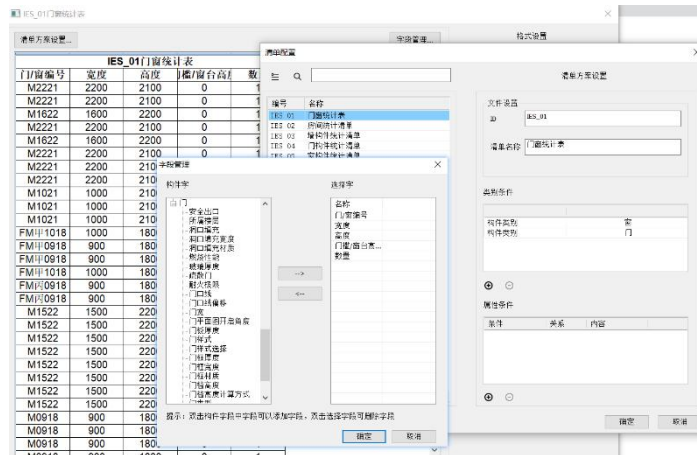


图8 清单统计

## 2.7 可视化应用

软件提供了丰富的外部数据接口,支持 Archicad、Revit 模型以及 BIM 国际数据标准格式 IFC 的导入及导出,支持 SKP、FBX、3DS 等多种常用数据格式。还可以将模型导入到图模大师软件中进行多平台的轻量化展示及应用,导出的数据格式兼容性强,可到其他软件中进行渲染和动画等。



图9 可视化应用

## 2.8 装配式方案设计

基于国产 BIMBase 平台开发的装配式建筑软件内置识图拆分工具,可以一键识别 CAD,并智能生成楼板拆分方案,帮助设计师快速进行深化设计。并且内置多个地区的装配率计算方法,包括广州、深圳等地区。可以智能生成装配率计算书,帮助设计师快速完成装配率计算。

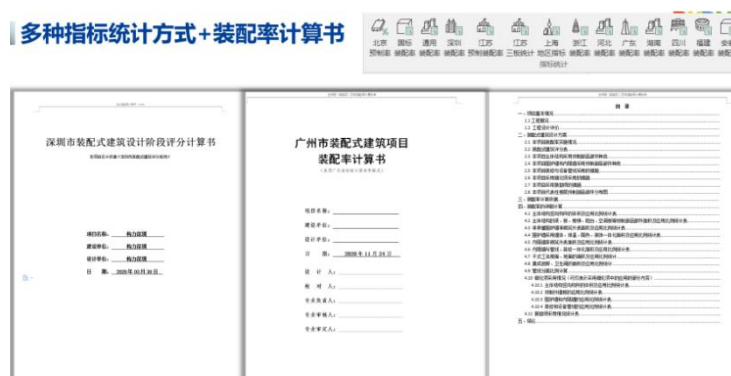


图10 装配式装配率计算书

## 2.9 BIM 智能化规范检查

提供各专业的规范智能检查功能，内置各专业模型报审属性模板，减少设计师添加信息的工作量。在软件中进行规范自审并智能定位到问题构件，及时解决设计中存在的问题，达到即时检查、无需导出、快速定位。

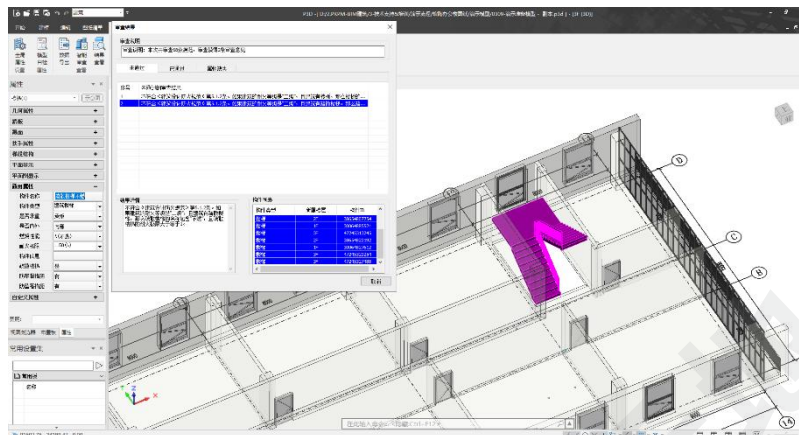


图 11 规范检查

## 3 生产阶段

### 3.1 生产对接 BIM 数据

输出装配式深化详图，实现 BOM 清单表格输出及生产数据对接，可支持任何异板的拆分并智能进行深化出图，提高设计的生产工作效率。通过清单表格和高质量详图的导出，可以更好地对接构件厂。

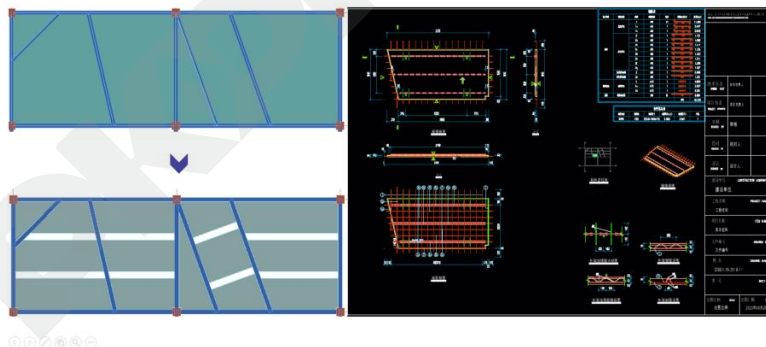


图 12 方案模型到深化图纸

### 3.2 生产进度与 BIM 模型关联

读取深化后的 BIM 模型，对接构件厂生产管理系统，数据无缝对接并在此基础上进行生产相关信息输入和关联，根据工厂实际情况进行排产，同时可以直接得到相应材料用量，实时监督项目预制构件生产、库存情况等。

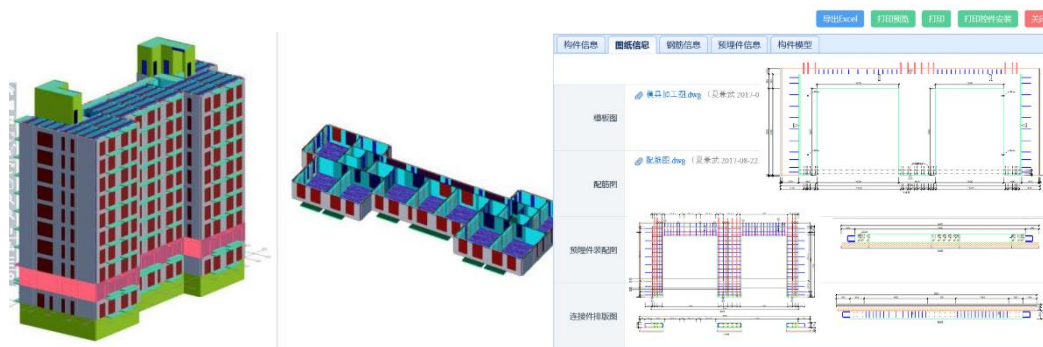


图 13 BIM 模型对接生产

## 4 运维阶段

基于国产 BIM 软件开发的绿色建筑运维系统可以帮助开发商、物业及政府部门进行绿色建筑的相关运维及管理，主要支持能耗管理、环境管理、设备管理、安防管理、消防管理、绿色建筑动态检测与评价等。



图 14 绿色建筑评价系统

## 5 小结与展望

本文基于国产 BIMBase 平台，系统的介绍建筑全生命周期流程的 BIM 应用清单，虽然国产 BIMBase 在功能和应用上不如国外软件全面，但其具有迭代速度快、本土化、响应及时等特点，随着实际工程案例应用增加，国产 BIMBase 软件一定能够快速优化，更好的支持中国本土的 BIM 软件应用需求。

### 参考文献

- [1] BIMBase 建模软件用户手册.
- [2] PKPM-BIM 机电专业说明书.
- [3] PKPM-BIM 建筑专业说明书.
- [4] PKPM-BIM 结构专业说明书.
- [5] PKPM-BIM 协同专业说明书.

# 钢筋桁架楼承板施工阶段验算 在 PKPM 中的实现

吴海楠

中国建筑科学研究院有限公司 北京构力科技有限公司 北京 100013

**[摘要]**建筑工业化在我国的发展正在经历突飞猛进的阶段,作为工业化程度本来就比较高的钢结构来说,装配式钢结构的应用是实现全面工业化中重要的结构形式,作为第三代压型钢板,弥补了一、二代压型钢板中的一些不足,钢筋桁架楼承板可以按照一定的宽度进行标准化工业生产,钢筋桁架楼承板有固定的宽度,运输到施工现场后只需根据项目的具体情况进行合理安排,绑扎完面筋和垂直于桁架筋的分布筋之后就可以浇筑混凝土,施工十分便利,由于桁架的存在,其受力模式更为合理,不再单纯依靠钢板提供施工阶段强度及刚度,因此使其最大无支撑板跨度大大提高,本文结合 PKPM 软件阐述钢筋桁架楼承板施工阶段验算在 PKPM 中的实现。

**[关键词]**装配式钢结构; 钢筋桁架楼承板; 施工阶段验算; 强度; 稳定

## 0 引言

钢筋桁架楼承板属于钢结构配套楼承板,与普通的非组合压型钢板及组合压型钢板的板型有较大区别,是将混凝土楼板中的受力钢筋在工厂中加工成钢筋桁架,然后再与压型钢板电阻点焊为一体的钢楼承板产品。钢筋桁架采用高频电阻点焊组合,形成结构稳定的三角桁架,底部压型钢板板肋明显减小,一般只有 2mm 左右,几乎等于平板,因此其施工阶段的强度和刚度一般由钢筋桁架提供,施工阶段验算主要进行桁架钢筋的强度验算,受压杆件的稳定性验算,以及钢筋桁架的挠度验算三部分内容。

钢筋桁架施工阶段验算直接决定钢筋桁架的选型以及后续施工过程中是否需要考虑增设临时支撑及使用阶段的验算,因此必须受到设计人员的重视。

## 1 规范依据

PKPM 程序在进行钢筋桁架楼承板的施工阶段验算时,《组合楼板设计与施工规范》CECS273-2010 作为主要依据。目前程序对于钢筋桁架楼承板的施工阶段验算主要验算下弦钢筋强度、上弦钢筋稳定性验算、底模与钢筋桁架焊点的受剪承载力和施工阶段挠度四方面内容。

### 1.1 施工阶段钢筋强度验算

钢筋桁架楼承板的施工阶段钢筋强度验算根据《组合楼板设计与施工规范》中的 6.2.2 条要求:“

钢筋桁架各杆件承载力应满足下列要求:

$$\frac{\gamma_0 N}{A_s} \leq 0.9 f_y \quad (6.2.2)$$

式中: $N$ ——杆件轴心拉力或压力设计值(N),按本规范第 4.1.7 条取值;

$f_y$  ——钢筋抗拉或抗压强度设计值;

$A_s$  ——钢筋截面面积(mm<sup>2</sup>);

$\gamma_0$  ——结构重要性系数,可取 0.9。

## 1.2 施工阶段钢筋稳定验算

钢筋桁架楼承板的施工阶段钢筋稳定验算根据《组合楼板设计与施工规范》中的 6.2.3 条要求：“

钢筋桁架各受压杆件稳定性应满足下列要求：

$$\frac{\gamma_0 N}{\varphi A_s} \leq f_y \quad (6.2.3)$$

式中： $N$ ——杆件轴心压力设计值(N)，按本规范第 4.1.7 条取值；

$f_y$ ——钢筋抗压强度设计值；

$\varphi$ ——轴心受压构件的稳定系数，应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 采用。其中受压弦杆的计算长度不应小于 0.9 倍的受压弦杆节点间距，腹杆的计算长度不应小于 0.7 倍的腹杆节点间距。

## 1.3 施工阶段底模与钢筋桁架焊点抗剪验算

底模与钢筋桁架焊点的受剪承载力应满足下列要求：

$$V \leq \sum_1^n N_v \quad (6.2.4)$$

式中： $V$ ——施工阶段钢筋桁架板底模与钢筋桁架电阻焊点剪力设计值(N)，按本规范第 4.1.7 条取用；

$N_v$ ——电阻焊点抗剪承载力设计值(N)，按本规范第 3.5.3 条取值；

$n$ ——钢筋桁架板计算面积内焊点个数。

施工阶段验算的组合也与一般基本组合不同：根据《组合楼板设计与施工规范》的 4.1.7 条要求：“施工阶段，楼承板按承载力极限状态设计时，其荷载效应组合的设计值应按下式确定：

$$S = 1.2S_s + 1.4S_c + 1.4S_q \quad (4.1.7)$$

式中： $S$  荷载效应设计值；

$S_s$ —楼承板、钢筋自重在设计截面产生的荷载效应标准值；

$S_c$ —混凝土自重在设计截面产生的荷载效应标准值；

$S_q$ —施工阶段可变荷载在设计截面产生的荷载效应标准值。

**注意**，由于压型钢板上的混凝土开始浇筑时处于流动状态，最初时局部部位可能出现混凝土堆积的情况，此时它更接近于可变荷载发生的概率，因此，这本规范将混凝土自重在设计截面产生的荷载效应标准值的组合系数取为可变荷载的组合系数 1.4。

又因《建筑结构可靠性设计统一标准》GB50068-2018 中的 8.1.9 条将永久荷载分项系数  $\gamma_G$  由 1.2 提高到 1.3，可变荷载分项系数  $\gamma_Q$  由 1.4 提高到 1.5。

建筑结构作用的分项系数 表 1

作用分项系数 \ 适用情况	当作用效应对承载力不利时	当作用效应对承载力有利时
	$\gamma_G$	1.3
$\gamma_D$	1.3	$\leq 1.0$
$\gamma_Q$	1.5	0

因此压型钢板施工荷载基本组合在现行规范下应为  $S=1.3S_s+1.5S_c+1.5S_q$

根据《组合楼板设计与施工规范》3.5.3 条钢筋桁架与底模之间的电阻焊点,其抗剪承载力设计值应按表 3.5.3 采用,即下表 2 采用。

表 2 电阻焊点抗剪承载力设计值

钢板厚度(mm)	0.4	0.5	0.6	0.8
焊点抗剪承载力	375	500	675	1050

#### 1.4 施工阶段挠度验算

《组合楼板设计与施工规范》6.2.5 条钢筋桁架板在施工阶段挠度,可按桁架计算,最大挠度值应满足本规范第 4.2.2 条的要求。钢筋桁架的施工阶段的挠度根据《组合楼板设计与施工规范》CECS273-2010 中的 4.1.8 条要求:楼承板挠度应按荷载的标准组合计算

$$\Delta_e = \Delta_{1Gk} + \Delta_{1Qk} \quad (4.1.8)$$

式中: $\Delta_e$ —施工阶段按荷载效应的标准组合计算的楼承板挠度

$\Delta_{1Gk}$ —施工阶段按永久荷载效应的标准组合计算的楼承板挠度值;

$\Delta_{1Qk}$ —施工阶段按可变荷载效应的标准组合计算的楼承板挠度值。

《组合楼板设计与施工规范》4.2.2 条要求:楼承板施工阶段挠度不应大于板跨  $l$  的  $1/180$ ,且不应大于 20mm。5.2.3 条规定“施工阶段挠度计算应采用压型钢板有效截面惯性矩  $I_{ae}$ 。”

## 2 施工阶段验算结果查看

在结构建模中【楼板】中的【组合楼板】功能中布置了钢筋桁架楼承板的房间会显示密集线条作为钢筋桁架楼承板的示意,如下图所示:

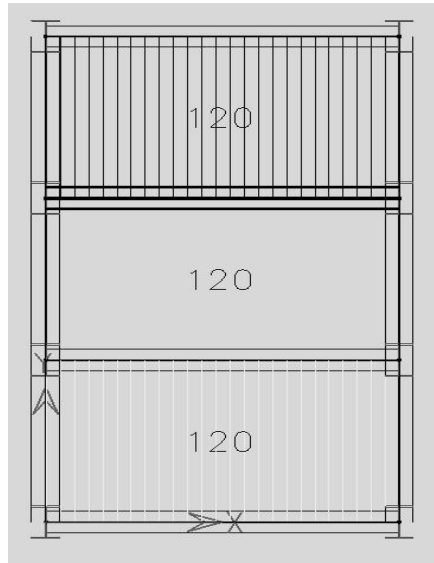


图1 程序中的钢筋桁架楼承板的示意

程序采用不同的颜色来区分钢筋桁架楼承板施工阶段验算是否满足规范要求,当密集线条为蓝色时,表示施工阶段验算所有规范要求全部满足,当密集线条为黄色时,表示施工阶段验算所有规范中至少有一条不满足,当密集线条为红色时,表示施工阶段验算所有规范中均不满足。

设计人员可以在【组合楼板】下拉菜单中的施工阶段计算书功能可以点取需要查看具体房间的钢筋桁架楼承板的施工阶段验算的详细结果。如下图所示



图2 施工阶段计算书功能

该计算书会输出钢筋桁架楼承板示意图、钢筋桁架楼承板的基本参数、构造要求和施工阶段验算四部分内容,可供设计人员查阅以及作为设计资料进行提资。

**钢筋桁架楼承板 TD60-90 计算书**

1 钢筋的架楼承板示意图

图1 桁架的架楼承板示意图

2 钢筋的架楼承板基本参数

图2 桁架的架楼承板基本参数

3 荷载计算

(3) 楼承参数表

参数名称	取值
桁架间距	1000.00 mm
桁架高度	1000.00 mm
桁架宽度	1000.00 mm
桁架厚度	100.00 mm
桁架重量	0.124 kN/m <sup>2</sup>

(3) 荷载

荷载名称	取值
恒荷载标准值	0.9
活荷载标准值	0.9
恒荷载设计值	1.35 0.90 kN/m <sup>2</sup>
活荷载设计值	1.4 0.90 kN/m <sup>2</sup>

4 构造要求

桁架间距  $s_n$  应满足  $s_n \leq 1.2 \times \sqrt{h}$  (其中  $h$  为桁架高度)

桁架高度  $h$  应满足  $h \geq 60$  mm

<p><b>(3) 施工阶段</b></p> <p>施工荷载 <math>q = q_{1k} + q_{2k} = 1.2 \times 20.00 + 0.50 = 25.00 \text{ kN/m}</math></p> <p>施工荷载产生的弯矩</p> $M_{1+2} = \frac{q l^2}{8} = \frac{25.00 \times 3000.00^2}{8} = 2812.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$ <p><b>(3) 承载能力</b></p> <p>弯矩标准值 <math>M_k = M_{1+2} = 2812.5 \text{ kN}\cdot\text{m}</math></p> <p>弯矩设计值</p> $M = \gamma_0 M_k = 1.0 \times 2812.5 = 2812.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$	<p><b>(3) 底面与桁架节点处梁截面承载力验算</b></p> <p>计算书 10: 200 mm <math>\times</math> 200 mm, 4 个角部每边设置</p> <p>截面 (按《混凝土结构设计规范》附录 A.1.8 条, 并考虑实际的有效计算长度)</p> $I = \frac{bh^3}{12} + 4 \times \frac{b_1 h_1^3}{12} = \frac{200 \times 200^3}{12} + 4 \times \frac{20 \times 200^3}{12} = 2.48 \times 10^9 \text{ mm}^4$ <p>惯性矩 <math>I = 2.48 \times 10^9 \text{ mm}^4</math></p> <p>截面抵抗矩 <math>W = \frac{I}{h} = \frac{2.48 \times 10^9}{200} = 1.24 \times 10^7 \text{ mm}^3</math></p> <p>验算底面</p> $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2812.5 \times 10^3}{1.24 \times 10^7} = 226.8 \text{ N/mm}^2 < f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$ <p>截面满足!</p>
<p><b>4 构造要求</b></p> <p>(1) 上弦截面面积</p> $A_s = \frac{M}{f_y h_0} = \frac{2812.5 \times 10^3}{360 \times 170} = 2320 \text{ mm}^2$ <p>(2) 下弦截面面积</p> $A_s = \frac{M}{f_y h_0} = \frac{2812.5 \times 10^3}{360 \times 170} = 2320 \text{ mm}^2$ <p>(3) 上下弦材料长度</p> $l_{n1} = l_{n2} = \frac{l}{2} + h_0 = \frac{3000}{2} + 170 = 1585 \text{ mm}$ <p>(4) 上弦钢筋直径</p> <p>上弦 <math>7\Phi 12</math> (配 2320)</p> <p>直径 <math>d = 12 \text{ mm}</math></p> <p>间距 <math>s = 200 \text{ mm}</math></p> <p>长度 <math>l_{n1} = 1585 \text{ mm}</math>, 符合要求</p> <p><b>5 施工验算</b></p> <p><b>(3) 下弦钢筋强度验算</b></p> <p>弯矩标准值 <math>M_k = M_{1+2} = 2812.5 \text{ kN}\cdot\text{m}</math></p> <p>截面 (按《混凝土结构设计规范》附录 A.1.8 条, 并考虑实际的有效计算长度)</p> $I = \frac{bh^3}{12} + 4 \times \frac{b_1 h_1^3}{12} = \frac{200 \times 200^3}{12} + 4 \times \frac{20 \times 200^3}{12} = 2.48 \times 10^9 \text{ mm}^4$ <p>惯性矩 <math>I = 2.48 \times 10^9 \text{ mm}^4</math></p> <p>截面抵抗矩 <math>W = \frac{I}{h} = \frac{2.48 \times 10^9}{200} = 1.24 \times 10^7 \text{ mm}^3</math></p> <p>验算底面</p> $\sigma = \frac{M_k}{W} = \frac{2812.5 \times 10^3}{1.24 \times 10^7} = 226.8 \text{ N/mm}^2 < f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$ <p>截面满足!</p> <p><b>(3) 上弦钢筋强度验算</b></p> <p>截面 (按《混凝土结构设计规范》附录 A.1.8 条, 并考虑实际的有效计算长度)</p> $I = \frac{bh^3}{12} + 4 \times \frac{b_1 h_1^3}{12} = \frac{200 \times 200^3}{12} + 4 \times \frac{20 \times 200^3}{12} = 2.48 \times 10^9 \text{ mm}^4$ <p>惯性矩 <math>I = 2.48 \times 10^9 \text{ mm}^4</math></p> <p>截面抵抗矩 <math>W = \frac{I}{h} = \frac{2.48 \times 10^9}{200} = 1.24 \times 10^7 \text{ mm}^3</math></p> <p>验算底面</p> $\sigma = \frac{M_k}{W} = \frac{2812.5 \times 10^3}{1.24 \times 10^7} = 226.8 \text{ N/mm}^2 < f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$ <p>截面满足!</p>	<p><b>(4) 梁底面与桁架节点处梁截面承载力验算</b></p> <p>计算书 10: 200 mm <math>\times</math> 200 mm, 4 个角部每边设置</p> <p>截面 (按《混凝土结构设计规范》附录 A.1.8 条, 并考虑实际的有效计算长度)</p> $I = \frac{bh^3}{12} + 4 \times \frac{b_1 h_1^3}{12} = \frac{200 \times 200^3}{12} + 4 \times \frac{20 \times 200^3}{12} = 2.48 \times 10^9 \text{ mm}^4$ <p>惯性矩 <math>I = 2.48 \times 10^9 \text{ mm}^4</math></p> <p>截面抵抗矩 <math>W = \frac{I}{h} = \frac{2.48 \times 10^9}{200} = 1.24 \times 10^7 \text{ mm}^3</math></p> <p>验算底面</p> $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2812.5 \times 10^3}{1.24 \times 10^7} = 226.8 \text{ N/mm}^2 < f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$ <p>截面满足!</p>

图 3 程序施工阶段计算书内容

### 3 施工阶段验算示例

下面以一个房间的钢筋桁架楼承板为例, 说明其施工阶段验算过程:

其构造示意图如下所示:

楼盖及桁架参数表

表 3

设计跨长 $l$	3000.00 mm
净跨长 (扣除两侧梁宽)	2500mm
楼板厚度	120 mm
材料强度等级	C30
桁架高度 $h$	90 mm
桁架节间距离 $d$	200.00 mm
桁架间距 $b$	200.00 mm
上弦钢筋直径	12 mm
上弦钢筋等级	HPB300
下弦钢筋直径	10 mm
下弦钢筋等级	HPB300
腹杆钢筋直径	5 mm
腹杆钢筋等级	HPB300
惯性矩	$4.124 \times 10^5 \text{ mm}^4$



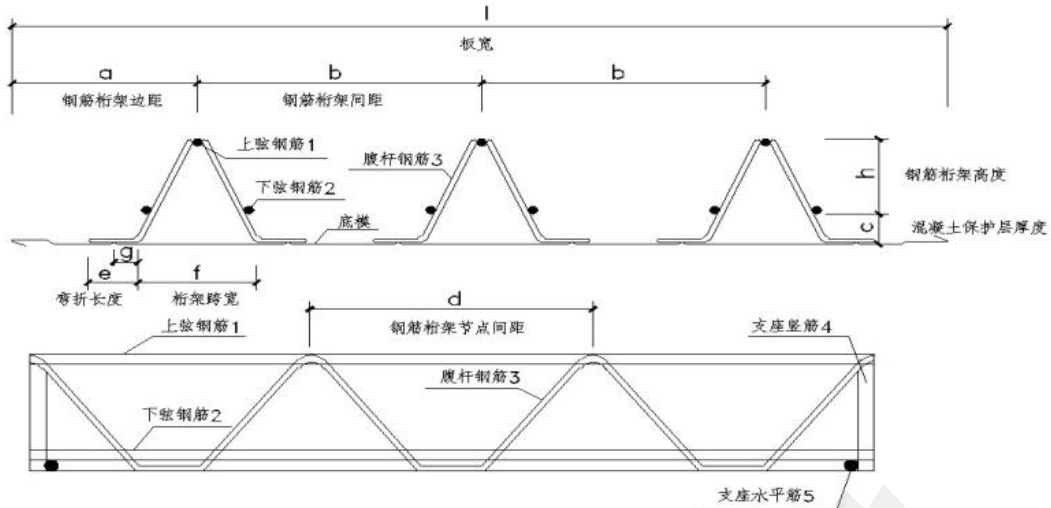


图4 桁架钢筋构造示意图

楼盖及桁架参数如下表所示：

### 3.1 施工阶段弯矩计算

首先求解施工阶段计算所需要的基本荷载组合值和标准组合值

1) 施工恒荷载标准值：

混凝土自重

$$S_c = h * \rho_c * b = 0.12 \times 25 \times 200 = 0.6 \text{ kN/m}^2$$

按照简支板计算，混凝土自重产生的弯矩：

$$M_c = \frac{ql^2}{8} = \frac{0.6 \times 3000^2}{8} = 0.675 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 施工活载根据用户在楼盖参数中定义楼面施工荷载标准值取

$$S_q = 1.5 \times 200 = 0.3 \text{ kN/m}$$

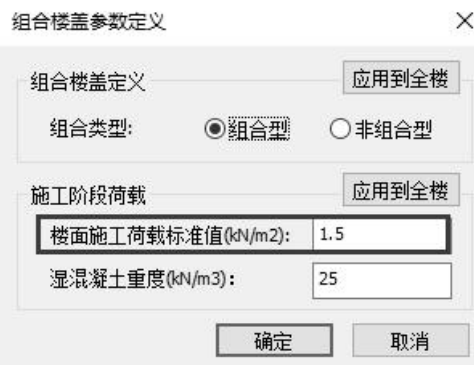


图3 楼盖参数定义

按照简支板计算，施工活载产生的弯矩：

$$M_q = \frac{ql^2}{8} = \frac{0.3 \times 3000^2}{8} = 0.338 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 施工荷载弯矩标准组合值

$$M_k = M_c + M_q = 0.675 + 0.338 = 1.013 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4) 考虑结构重要性系数的施工荷载弯矩设计值

$$\begin{aligned} M_l &= \gamma_0 (\gamma_q M_c + \gamma_q M_q) \\ &= 0.9 (1.5 \times 0.675 + 1.5 \times 0.338) \\ &= 1.367 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

### 3.2 施工阶段桁架钢筋验算

1) 上下弦杆轴心距

$$h_{t0} = h - (d_t / 2 + d_s / 2) = 90 - (12 / 2 + 10 / 2) = 79 \text{ mm}$$

$$N_s = M_l / h_{t0} = 1.367 / 79 = 17.3 \text{ kN}$$

3) 下弦钢筋强度验算

每个计算单元由两根下弦钢筋组成, 根据《组合楼板设计与施工规范》6.2.2条, 得到下弦钢筋应力

$$\sigma_t = N_s / 2A_s = 17.3 \times 1000 / (2 \times 78.5) = 110.2 \text{ N/mm}^2 \leq 0.9f_y = 0.9 \times 270 = 243 \text{ N/mm}^2$$

强度验算满足!

### 3.4 施工阶段桁架稳定验算

1) 上弦钢筋长细比

$$\text{上弦钢筋节间距离 } l_s = 200 \text{ mm} \quad l_s = 200 \text{ mm}$$

《组合楼板设计与施工规范》中的6.2.3条要求: 受压弦杆的计算长度不应小于0.9倍的受压弦杆节点间距上弦钢筋计算长度为:  $l_{s0} = 0.9l_s = 0.9 \times 200 = 180 \text{ mm}$

$$\text{上弦钢筋长细比为 } \lambda = \frac{l_{s0}}{i} = \frac{180}{3} = 60$$

2) 上弦钢筋稳定应力验算

根据《组合楼板设计与施工规范》6.2.3条, 验算上弦杆稳定性, 上弦钢筋为HPB300

$$\varepsilon_k = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 300} = 0.885$$

$$\lambda / \varepsilon_k = 60 / 0.885 = 67.8$$

根据《钢结构设计标准》附录D.0.1条要求, 稳定系数  $\varphi = 0.85$

$$\sigma_t = \frac{N_s}{\varphi A} = 17.3 \times 1000 / (0.85 \times 113.04) = 180 \text{ N/mm}^2 \leq f_y = 270 \text{ N/mm}^2$$

稳定验算满足！

### 3.5 钢筋桁架焊点的受剪承载力验算

该钢筋桁架计算单元面积为：

$$A_e = b^2 = 0.2^2 = 0.04 \text{ m}^2$$

每个单元之间由 4 个电阻焊点与底膜相连，根据《组合楼板设计与施工规范》6.2.4 条，计算该区域的剪力设计值为：

$$\begin{aligned} V &= A_e (\gamma_Q q_c + \gamma_Q q_q) \\ &= 0.04 (1.5 \times 25 \times 0.12 + 1.5 \times 1.5) = 0.27 \text{ kN} \end{aligned}$$

钢板厚度：0.4 mm，根据《组合楼板设计与施工规范》第 3.5.3 条， $N_v = 375.0 \text{ N}$

单元电阻焊点抗剪承载力设计值：

$$n \times N_v = 4 \times 375 = 1.5 \text{ kN} > V = 0.27 \text{ kN}$$

钢筋桁架焊点抗剪验算满足规范要求！

### 3.6 施工阶段挠度验算

1) 根据简支板理论对于一个计算单元的钢筋桁架挠度计算，热轧钢筋的弹性模量根据《组合楼板设计与施工规范》3.2.3 条要求：取  $2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

$$\delta = \frac{5M_k l_0^3}{48EI} = \frac{5 \times 1.013 \times 2500^2}{48 \times 210000 \times 4.124} = 7.611 \text{ mm}$$

钢筋桁架楼承板施工阶段挠度不应大于板跨  $l$  的  $1/180$ ，且不大于 20mm

$$[\delta] = \min(l/180, 20) = \min(13.89, 20) = 13.89 \text{ mm}$$

$$\delta = 7.611 \text{ mm} < [\delta] = 13.89 \text{ mm}$$

满足规范要求。

## 4 总结

在钢筋桁架楼承板设计时，其施工阶段验算是必不可少的验算内容，由于在钢筋桁架楼承板自身的受力特点以及施工阶段楼板混凝土尚未形成强度，因此通过以上阐述其和一般的承载力验算和正常使用验算存在以下不同：

1) 由于钢筋桁架楼承板上的混凝土开始浇筑时处于流动状态,最初时局部部位可能出现混凝土堆积的情况,此时它更接近于可变荷载,因此《组合楼板设计与施工规范》将混凝土自重计算截面产生的荷载效应标准值的组合系数取为可变荷载的组合系数,混凝土荷载分项系数应取 1.4 (执行可靠性标准时为 1.5)。

2) 进行钢筋桁架楼承板施工阶段验算时对于桁架钢筋强度、稳定和焊点的抗剪验算要采用基本组合下的设计弯矩进行验算,验算施工阶段挠度时要采用标准组合下的设计弯矩。

3) 在进行桁架钢筋稳定验算时,确定稳定系数  $\phi$  时,注意在查表时,钢筋长细比需要考虑系数  $e_k$ 。

在注意以上差异后按照本文中的过程和软件功能能够完成对于钢筋桁架楼承板的施工阶段验算。

#### 参考文献

- [1]杨淼. 装配式钢结构中钢筋桁架楼承板楼板结构施工质量问题控制要点探析 [J]. 福建建筑, 2021(7): 86 - 89.
- [2]CECS273-2010 组合楼板设计与施工规范[S].北京: 中国计划出版社, 2010.
- [3] GB50068-2018 建筑结构可靠性设计统一标准[S].北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- [4]但泽义,柴昶,李国强,童根树.钢结构设计手册[M].北京: 中国建筑工业出版社, 2019

# 结构系列软件常见问题解析（一）

王宇

中国建筑科学研究院有限公司北京构力科技有限公司 北京 100013

[摘要] 在 PKPM 软件使用过程中，常常遇到操作或者程序处理方式上的疑问。如果不能准确把握程序的处理原则，或者不了解程序的操作方式，会直接导致计算上的错误。因此，本文对于基础计算中遇到的多个常见的问题为例，解释程序的处理原则，引导软件使用者正确利用软件进行设计。

[关键词] 桩反力；桩净反力；桩承载力；集中标注；

## 1. 基础软件中桩承台单独验算计算书中桩净反力和桩反力的含义和区别？

A:

基础软件中，菜单[基础模型]-[自动生成]-[单独验算、计算书]生成桩基承台的规范算法的计算书，桩反力表中有输出桩净反力和桩反力。

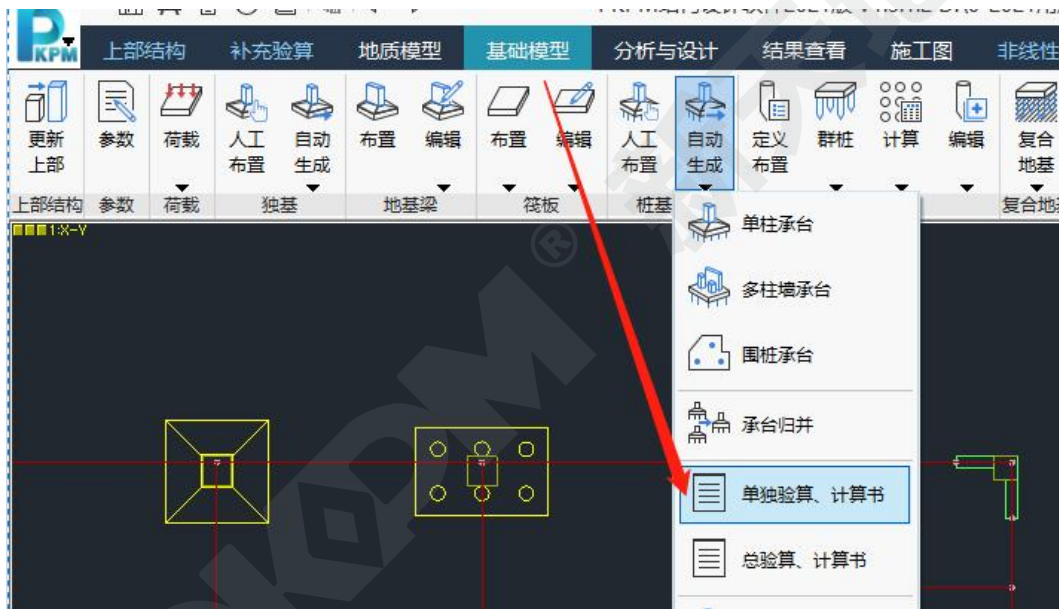


图 1 单独验算计算书

【4:】SATWE 标准组合:1.00*恒+1.00*风,y					
承台底面荷载：(考虑柱底剪力的影响)					
N=2129.8kN    M <sub>x</sub> =-278.3kN.m    M <sub>y</sub> =13.4kN.m    Q <sub>x</sub> =0.6kN    Q <sub>y</sub> =13.6kN					
桩反力表					
桩号	X	Y	桩净反力 Q <sub>N</sub> (kN)	桩反力 N <sub>ik</sub> (kN)	是否满足
1	-1500.0	-750.0	290.89	523.31	满足
2	-1500.0	750.0	414.56	646.99	满足
3	0.0	-750.0	293.13	525.55	满足
4	0.0	750.0	416.80	649.23	满足
5	1500.0	-750.0	295.37	527.60	满足
6	1500.0	750.0	419.04	651.47	满足
桩总反力 Q <sub>p</sub> = 3524.3 kN;      桩均反力 Q <sub>ave</sub> = 587.4 kN					

图 2 桩净反力和桩反力

桩净反力  $Q_N$  的含义是以不计承台及其上土重，在荷载效应标准组合下第  $i$  根桩的竖向净反力设计值，单位是 KN（千牛）。

桩反力  $N_{ik}$  计算按照《桩基规范》5.1.1 条,根据上部结构标准组合的总荷载求解出桩反力，考虑计入承台及其上土重标准值，这是与桩净反力的区别。

5.1.1 对于一般建筑物和受水平力(包括力矩与水平剪力)较小的高层建筑群桩基础，应按下列公式计算柱、墙、核心筒群桩中基桩或复合基桩的桩顶作用效应：

1 竖向力  
轴心竖向力作用下

$$N_k = \frac{F_k + G_k}{n} \quad (5.1.1-1)$$

偏心竖向力作用下

$$N_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk} y_i}{\sum y_j^2} \pm \frac{M_{yk} x_i}{\sum x_j^2} \quad (5.1.1-2)$$

2 水平力

$$H_{ik} = \frac{H_k}{n} \quad (5.1.1-3)$$

式中  $F_k$  ——荷载效应标准组合下，作用于承台顶面的竖向力；  
 $G_k$  ——桩基承台和承台上土自重标准值，对稳定的地下水位以下部分应扣除水的浮力；  
 $N_k$  ——荷载效应标准组合轴心竖向力作用下，基桩或复合基桩的平均竖向力；  
 $N_{ik}$  ——荷载效应标准组合偏心竖向力作用下，第  $i$  基桩或复合基桩的竖向力；

图3 桩基规范 5.1.1

2. 基础软件中桩基承台采用规范算法情况下，在“结果查看-承载力校核”中，桩承载力验算的“无震最大反力”的输出内容？

A:

基础软件中桩基承台采用规范算法，如下图所示，图中没有红圈的表示规范算法（承台上有红圈的表示有限元算法）。



图 4 独基承台设计方法-选规范算法

计算后在“结果查看-承载力校核”中，桩承载力验算的“无震最大反力”输出桩的平均反力  $N_{k,avg} = 633(10) [1*800]$ ，括号中的 10 是最不利的组合号；最大反力， $N_{k,max} = 687(10) [1.2*800]$ ；

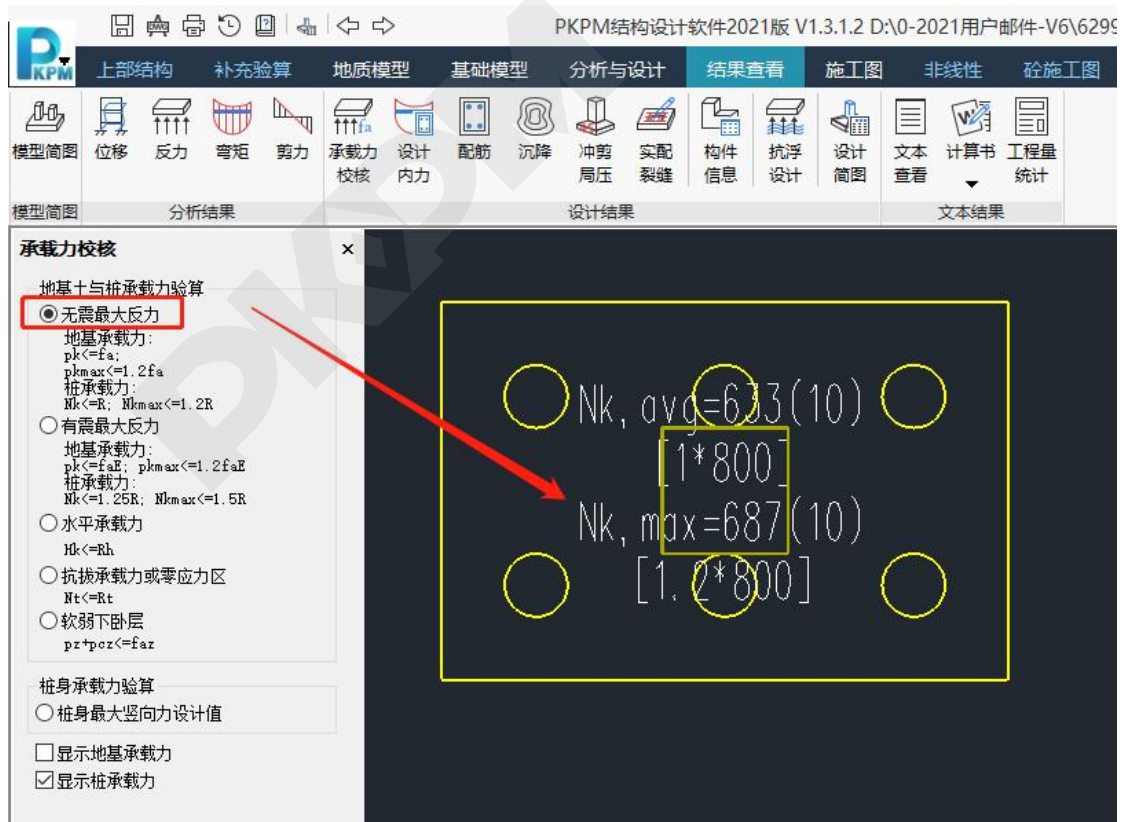


图 5 承载力校核-无震最大反力

结果查看-反力：显示桩的竖向反力，可以查看无地震的最不利组合号 10 工况的结果，

这是“结果查看-承载力校核”中的最不利组合号，二者是一致的。输出平均反力  $N_{k,avg} = 633$ ；最大反力  $N_{k,max} = 687$ ；最小反力  $N_{k,min} = 579$ ；在图中可以对应到具体的每一根桩。

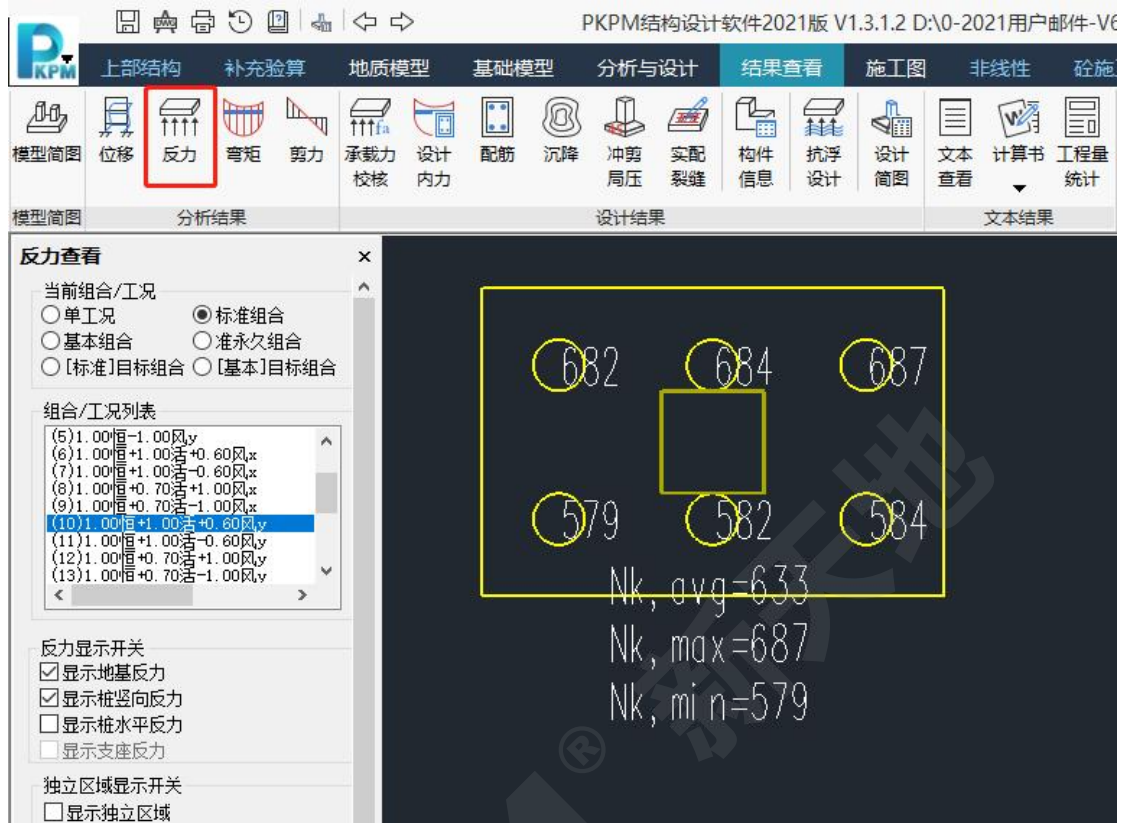


图 6 结果查看-反力

3. 基础软件中桩基承台采用规范算法情况下，在“结果查看-承载力校核”中，桩承载力验算的“有震最大反力”的输出内容？

A:

基础软件中桩基承台采用规范算法的情况下，计算后在“结果查看-承载力校核”中，桩承载力验算的“有震最大反力”输出如下结果：

桩的平均反力  $N_{k,avg} = 642(20)[1.25 \cdot 800]$ ，括号中的 20 是有地震工况参与的最不利组合号；

桩的最大反力  $N_{k,max} = 1030(20)[1.5 \cdot 800]$ ；括号中的 20 是有地震工况参与的最不利组合号；



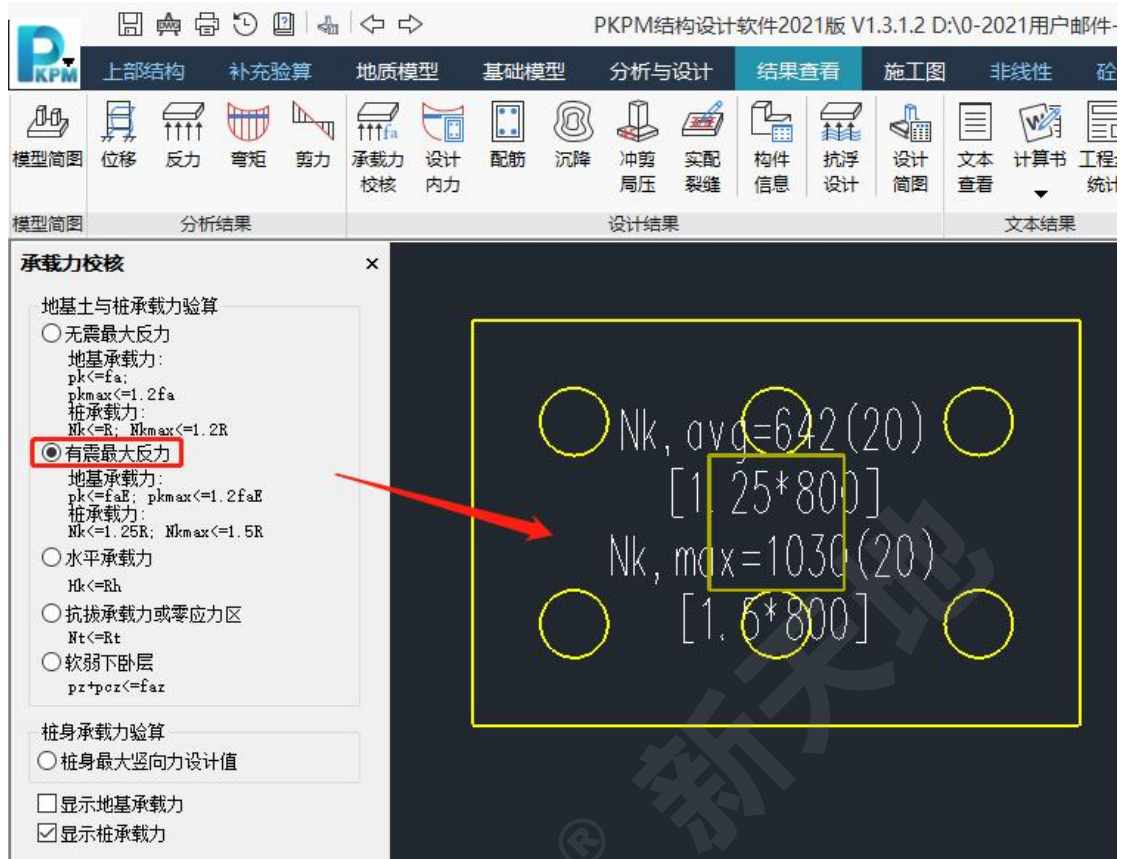


图7 有震最大反力

有震工况，软件按照桩基规范 5.2.1-2 条考虑桩基竖向承载力限值：

**2 地震作用效应和荷载效应标准组合：**

轴心竖向力作用下

$$N_{Ek} \leq 1.25R \quad (5.2.1-3)$$

偏心竖向力作用下，除满足上式外，尚应满足下式的要求：

$$N_{Ek,max} \leq 1.5R \quad (5.2.1-4)$$

$N_{Ek}$ ——地震作用效应和荷载效应标准组合下，基桩或复合基桩的平均竖向力；

$N_{Ek,max}$ ——地震作用效应和荷载效应标准组合下，基桩或复合基桩的最大竖向力；

$R$ ——基桩或复合基桩竖向承载力特征值。

图8 桩基规定 5.2.1-2 条

结果查看-反力：显示桩的竖向反力，可以查看有震参与的最不利组合号 20 工况的结果，这与“结果查看-承载力校核”中的最不利组合（20），二者是一致的。

输出有震工况的内容：平均反力  $N_{k,avg} = 642$ ；最大反力  $N_{k,max} = 1030$ ；最小反力  $N_{k,min} = 253$ ；在图中可以对应到具体的每一根桩。



图9 结果查看-反力对应的有震工况

4. 基础软件中桩基承台采用有限元算法情况下，在“结果查看-承载力校核”中，桩承载力验算的“无震最大反力”的输出内容含义是什么？

A:

基础软件中桩基承台采用有限元算法，如下图中承台上有红圈的表示有限元算法。

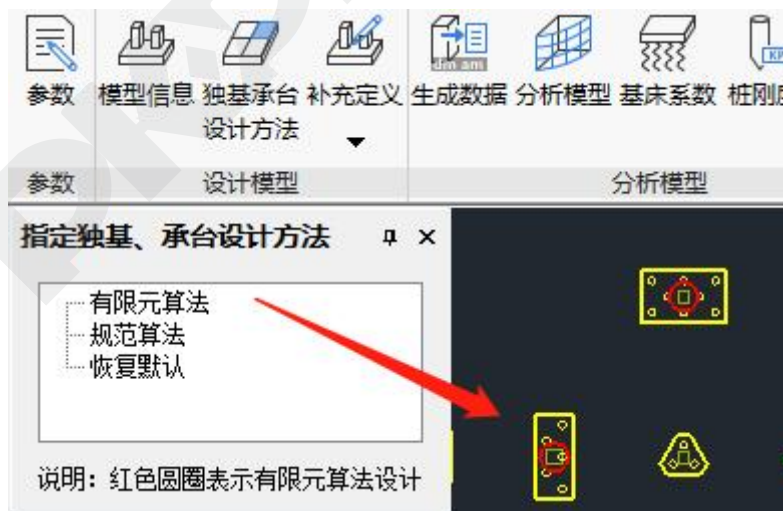


图10 独基承台设计方法-选规范算法

计算后在“结果查看-承载力校核”中，桩承载力验算的“无震最大反力”中输出每一个桩的反力和平均与最大反力，这点与规范算法不同。

平均反力  $N_{k,avg} = 799(11)[1*800]$ ，括号中的 11 是无震的最不利组合号；

最大反力  $N_{k,max} = 970(7)[1.2*800]$ ，括号中的 7 是无震的最不利组合号；

这里需要注意的是,有限元算法中的桩的平均反力和最大反力的最不利组合号一般是不相同的。



图 11 承载力校核-有限元方法的无震最大反力

结果查看-反力: 显示桩的竖向反力, 可以查看无地震的最不利组合。

最大反力  $N_{k,max} = 970(7)[1.2*800]$ , 括号中的 7 是无震的最不利组合号。

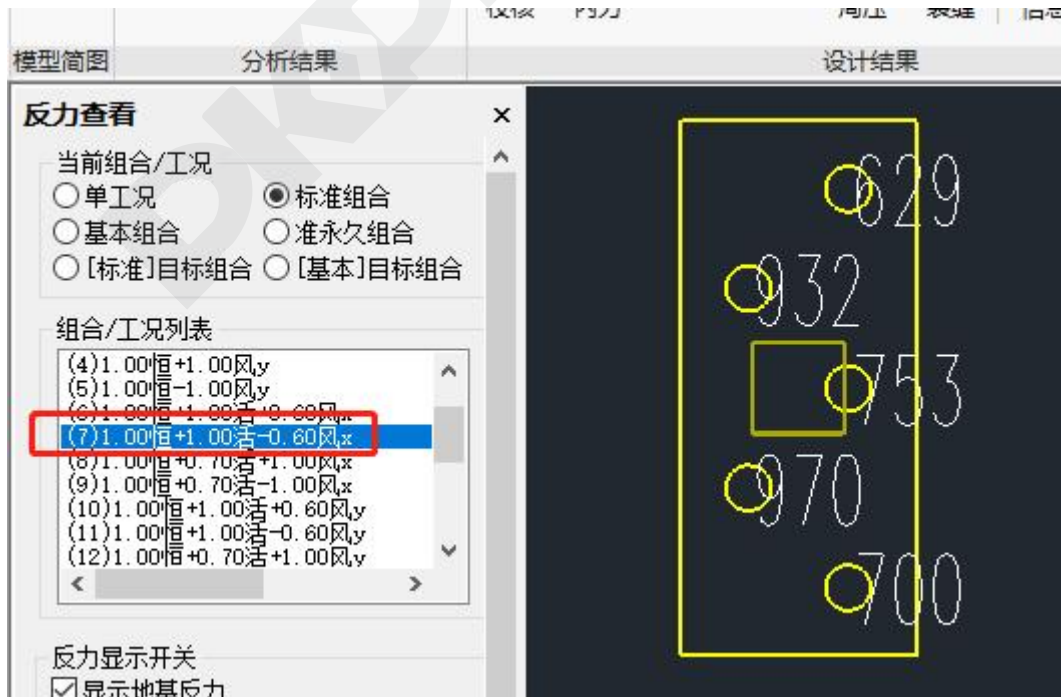


图 12 结果查看-反力-组合 7

平均反力  $N_{k,avg} = 799(11)[1*800]$ ，括号中的 11 是无震的最不利组合号，平均反力取 5 根桩的几何平均值  $(628+914+765+964+722) / 5 = 799$ 。

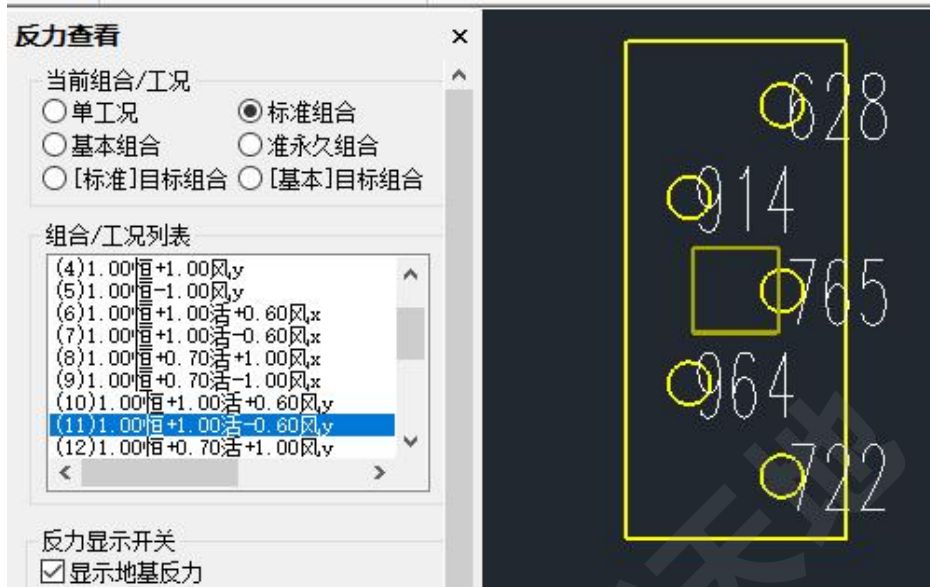


图 13 结果查看-反力-组合 11

5. 砼施工图软件中，平面图很大，梁很多，为识图便利需要将配筋完全相同的 2 根梁都用平法标注出详细的配筋，如何处理？

A:

在梁施工图中，下图所示的 L4(1) 有 2 根，并且配筋相同归并成一根梁了，现在想把这 2 根梁都详细的标出配筋。

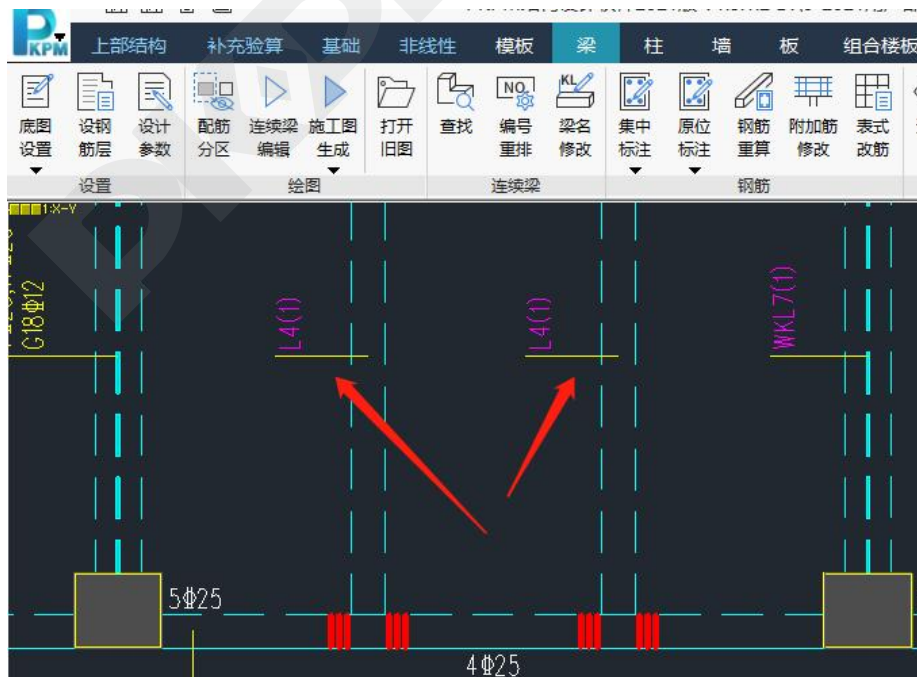


图 14 梁 L4(1)

用梁名修改功能，将梁的名称加标识序号 1，这样梁的名称有细微差别，配筋按照集中和原为标注详细标出。

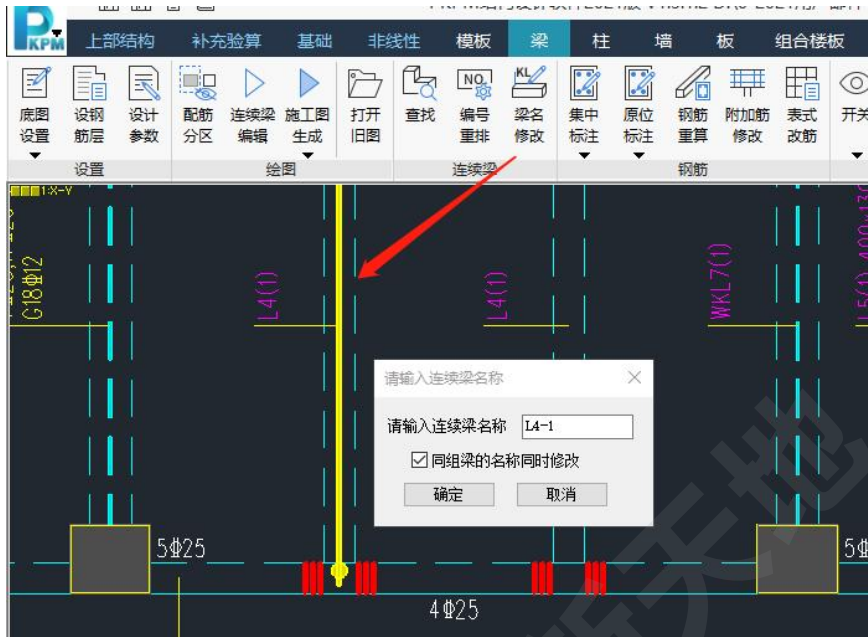


图 15 梁名修改

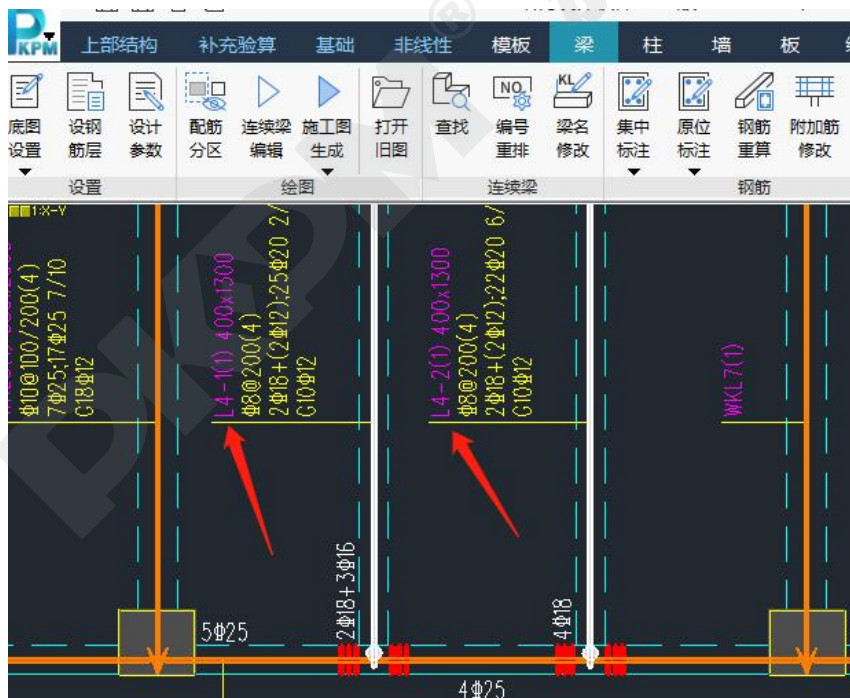


图 16 相同配筋的梁实现了详细标注

A:

这是因为 2021 版本 v13 版本执行了最新的混凝土通用规范，与之前的规范有所不同，之前的混凝土设计规范 8.5.1 条中，是 400MPa、500MPa 的钢筋，允许采用 0.15 和 45ft/fy 中的较大值。

参 考 文 献

- [1] GB50007-2011 建筑地基基础设计规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2011.
- [2] GB55008-2021 混凝土结构通用规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2021.
- [3] GB50068-2018 建筑结构可靠性设计统一标准[S].北京：中国建筑工业出版社，2019.

PKPM® 新天地

# 结构系列软件常见问题解析（二）

胡志超

中国建筑科学研究院有限公司北京构力科技有限公司 北京 100013

[摘要] 在 PKPM 软件使用过程中，常常遇到操作或者程序处理方式上的疑问。如果不能准确把握程序的处理原则，或者不了解程序的操作方式，会直接导致计算上的错误。因此，本文对于上部和基础计算中遇到的多个常见的问题为例，解释程序的处理原则，引导软件使用者正确利用软件进行设计。

[关键词] 包络；二道防线调整；刚性柱墩；柔性柱墩；剪压比

## 1. 带地下室与不带地下室的柱配筋相差很大时，怎样分析其产生的原因？

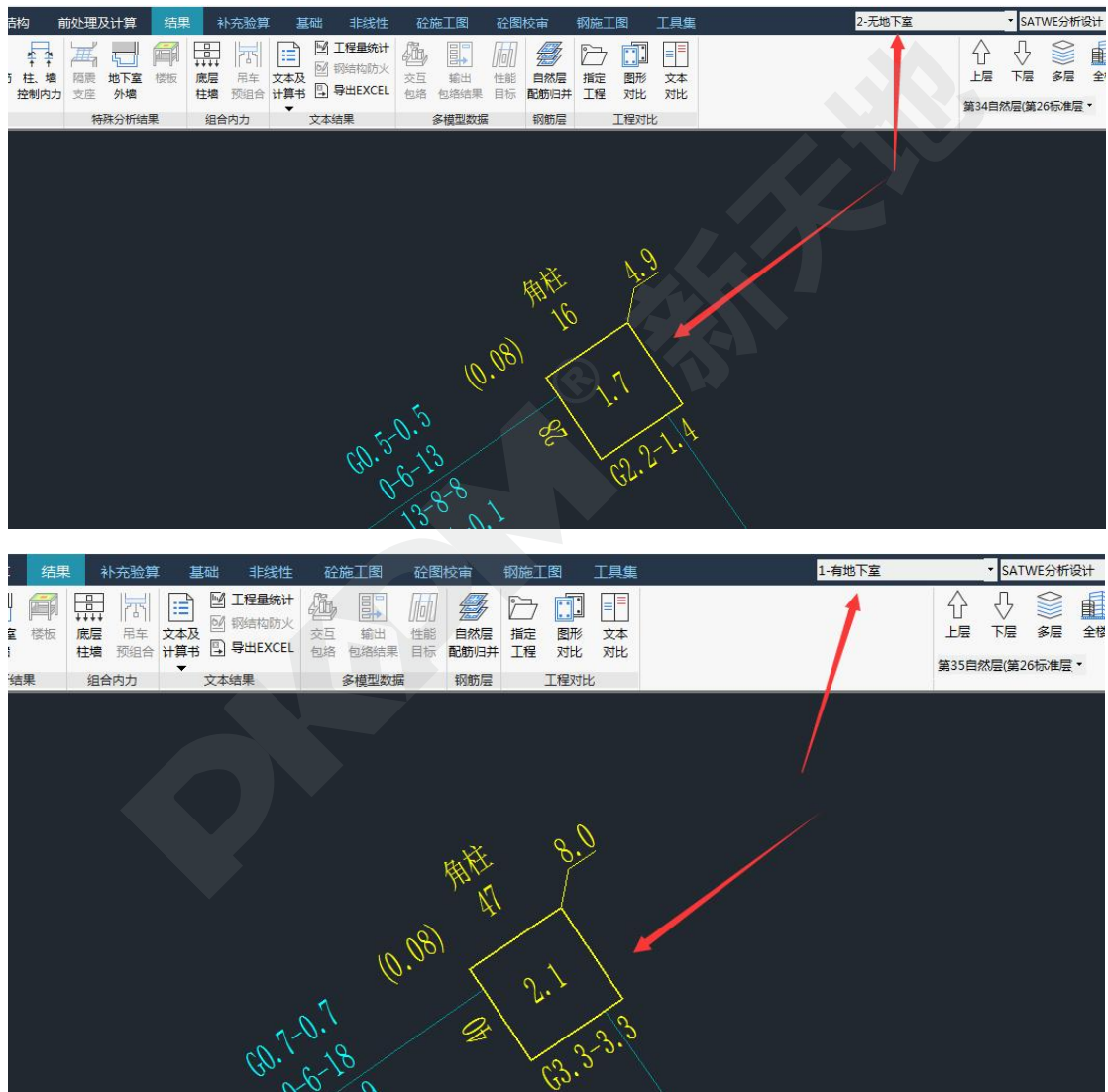


图 1 有无地下室结果对比

A:

模型有一层地下室，框剪结构，勾选了带地下室与不带地下室配筋包络。正常情况带地下室与不带地下室会产生一点差异，因为力学模型会有一定的差异，但是产生两倍的差异就不仅仅是有没有地下室这种力学模型上的差异导致的了，需要具体比较一下内力，检查是否有计算上的异常。可以按以下思路寻找问题具体原因：

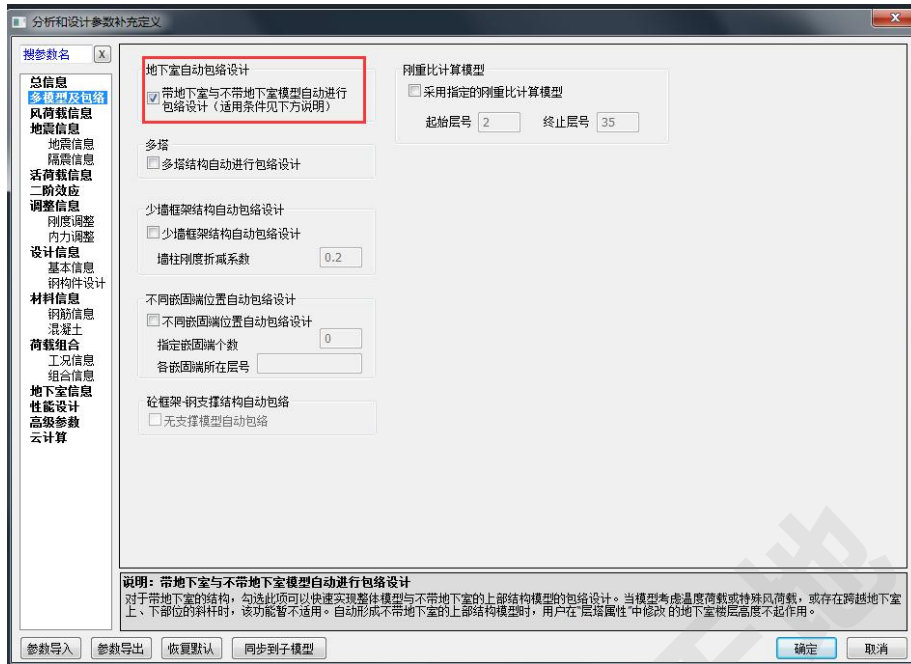
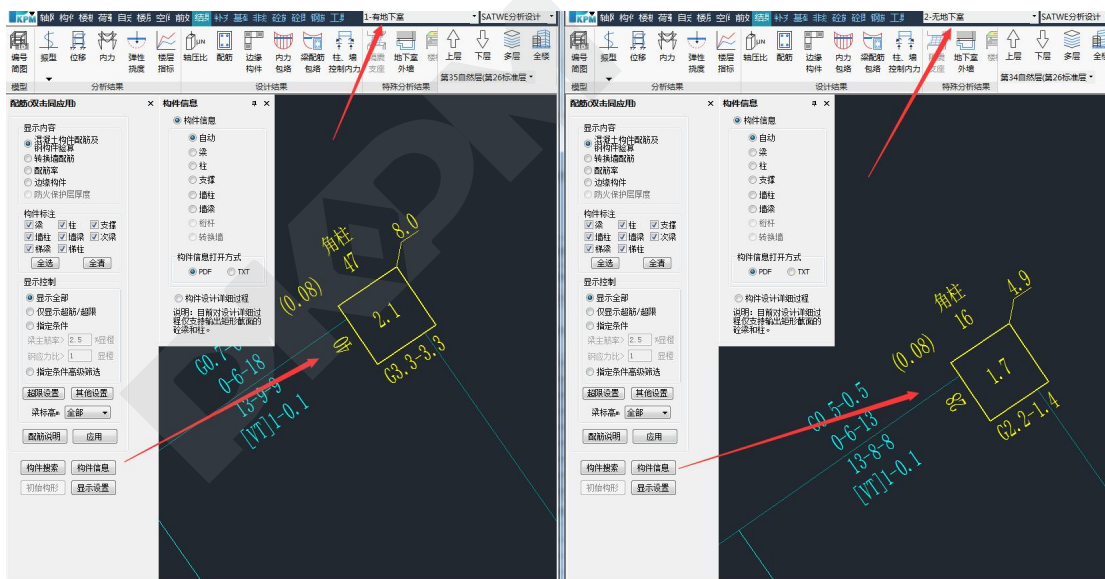


图 2 有无地下室结果包络参数

1) 找到差异较大的两个构件, 打开构件信息。注意在查找构件时, 带地下室与不带地下室的楼层数的对应关系 (相差地下室层数)。首先查看第四项“构件设计验算信息”, 查看控制荷载号, 并根据此控制组合号, 查看具体都是哪些工况控制, 构件信息会建每个组合列出, 直接在构件信息查看就可以, 以下面两个柱子为例:





四、构件设计验算信息

Asxt, Asxb --- 矩形截面B边上下端单边配筋面积(含两根角筋)  
Asyt, Asyb --- 矩形截面B边上下端单边配筋面积(含两根角筋)

Asvx, Asvx0 --- 矩形截面B边加密区配筋面积和非加密区配筋面积  
Asvy, Asvy0 --- 矩形截面B边加密区配筋面积和非加密区配筋面积

项目	内容
轴压比:	(2) $N=424.1$ $fc=0.08 \leq 0.75$ (限值) 《高规》6.4.2条给出轴压比限值。
剪跨比(简化算法):	$Rn=0.24$
主筋:	(高规) 6.4.3条: 及等点位于柱表中部的柱配筋, 剪跨比可取柱净高与计算方向2倍柱截面有效高度之比 柱底顶部(32) $N=424.10$ $M=855.58$ $V=887.43$ $Asx1=4663.58$ 柱底底部(32) $N=424.10$ $M=912.24$ $V=887.43$ $Asx1=3947.84$ 柱顶顶部(32) $N=424.10$ $M=855.58$ $V=887.43$ $Asy1=3947.84$ 柱顶底部(32) $N=424.10$ $M=912.24$ $V=887.43$ $Asy1=4663.58$
箍筋:	(32) $N=424.10$ $V=855.57$ $Vy=887.43$ $Asvx=327.78$ $Asvy=327.78$ (32) $N=424.10$ $V=855.57$ $Vy=887.43$ $Asvx=327.78$ $Asvy=327.78$
角筋:	$Asc=804.20$
全截面配筋率:	$R=3.69\%$

四、构件设计验算信息

Asxt, Asxb --- 矩形截面B边上下端单边配筋面积(含两根角筋)  
Asyt, Asyb --- 矩形截面B边上下端单边配筋面积(含两根角筋)

Asvx, Asvx0 --- 矩形截面B边加密区配筋面积和非加密区配筋面积  
Asvy, Asvy0 --- 矩形截面B边加密区配筋面积和非加密区配筋面积

项目	内容
轴压比:	(3) $N=118.1$ $fc=0.08 \leq 0.75$ (限值) 《高规》6.4.2条给出轴压比限值。
剪跨比(简化算法):	$Rn=3.24$
主筋:	(高规) 6.4.3条: 及等点位于柱表中部的柱配筋, 剪跨比可取柱净高与计算方向2倍柱截面有效高度之比 柱底顶部(32) $N=313.81$ $M=312.07$ $V=436.01$ $Asx1=1551.81$ 柱底底部(32) $N=313.81$ $M=394.50$ $V=436.01$ $Asx1=1551.81$ 柱顶顶部(32) $N=313.81$ $M=312.07$ $V=436.01$ $Asy1=2762.95$ 柱顶底部(32) $N=313.81$ $M=394.50$ $V=436.01$ $Asy1=2762.95$
箍筋:	(44) $N=105.83$ $V=436.79$ $Vy=211.74$ $Asvx=216.00$ $Asvy=131.56$ (44) $N=105.83$ $V=436.79$ $Vy=211.74$ $Asvx=216.00$ $Asvy=131.56$
角筋:	$Asc=490.90$
全截面配筋率:	$R=1.88\%$

28	1.30*DL + 0.65*LL + 0.30*WX - 1.40*EX
29	1.30*DL + 0.65*LL + 0.30*WX + 1.40*EXP
30	1.30*DL + 0.65*LL + 0.30*WX - 1.40*EXP
31	1.30*DL + 0.65*LL + 0.30*WX + 1.40*EXM
32	1.30*DL + 0.65*LL + 0.30*WX - 1.40*EXM
33	1.30*DL + 0.65*LL - 0.30*WX + 1.40*EX
34	1.30*DL + 0.65*LL - 0.30*WX - 1.40*EX
35	1.30*DL + 0.65*LL - 0.30*WX + 1.40*EXP
36	1.30*DL + 0.65*LL - 0.30*WX - 1.40*EXP
37	1.30*DL + 0.65*LL - 0.30*WX + 1.40*EXM
38	1.30*DL + 0.65*LL - 0.30*WX - 1.40*EXM
39	1.30*DL + 0.65*LL + 0.30*WY + 1.40*EY

图2 有无地下室结果构件信息对比

2) 通过上一步找到的控制组合号, 可以看到主要是恒活风和地震控制, 然后查看单工况内力的差异。通过构件信息可以看到, 恒活风计算结果基本一致, 只有地震相关工况有差异。

二、标准内力信息(调整后)

- \* 荷载工况(01)---恒荷载(DL)
- \* 荷载工况(02)---活荷载(LL)
- \* 荷载工况(03)---X向风荷载(WX)
- \* 荷载工况(04)---Y向风荷载(WY)
- \* 荷载工况(05)---X向正偏心地震(EXP)
- \* 荷载工况(06)---X向负偏心地震(EXM)
- \* 荷载工况(07)---Y向正偏心地震(EYP)

- \* 荷载工况(08)---Y向负偏心地震(EYM)
- \* 荷载工况(09)---土压力(U01)
- \* 荷载工况(10)---水压力(U02)
- \* 荷载工况(11)---X向地震(EX)
- \* 荷载工况(12)---Y向地震(EY)

荷载工况	Axial	Shear-X	Shear-Y	M-Bottom	M=Bottom	M=Top	M=Top
01)DL	-277.75	75.17	18.69	-10.53	89.16	86.76	-211.43
02)LL	-4.87	-0.11	-2.56	5.69	-3.49	-3.53	-3.08
03)WX	-1.96	13.26	-8.47	15.36	23.36	-15.14	-24.37
04)WY	-7.04	8.09	8.86	-18.19	8.05	15.71	-9.28
05)EXP	41.75	-121.07	-191.20	381.65	-214.82	-338.77	223.73
06)EXM	42.34	-144.61	-213.40	392.99	-257.39	-373.30	283.59
07)EYP	29.98	-128.96	-120.82	222.40	-232.04	-212.58	234.66
08)EYM	30.38	-135.17	-112.01	208.78	-241.78	-197.53	247.10
09)U01	-0.01	0.01	0.01	-0.01	0.01	0.01	-0.01
10)U02	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00
11)EX	41.87	-132.68	-202.23	372.19	-235.74	-355.92	244.42
12)EY	30.13	-131.66	-116.26	213.78	-236.12	-204.82	240.20

带地下室

二、标准内力信息(调整后)

- \* 荷载工况(01)---恒荷载(DL)
- \* 荷载工况(02)---活荷载(LL)
- \* 荷载工况(03)---X向风荷载(WX)
- \* 荷载工况(04)---Y向风荷载(WY)
- \* 荷载工况(05)---X向正偏心地震(EXP)
- \* 荷载工况(06)---X向负偏心地震(EXM)
- \* 荷载工况(07)---Y向正偏心地震(EYP)

- \* 荷载工况(08)---Y向负偏心地震(EYM)
- \* 荷载工况(09)---土压力(U01)
- \* 荷载工况(10)---水压力(U02)
- \* 荷载工况(11)---X向地震(EX)
- \* 荷载工况(12)---Y向地震(EY)

荷载工况	Axial	Shear-X	Shear-Y	M-Bottom	M=Bottom	M=Top	M=Top
01)DL	-277.73	75.15	18.68	-10.47	89.14	86.71	-211.40
02)LL	-5.17	0.15	-2.26	5.13	-2.91	-2.99	-3.44
03)WX	-1.90	13.21	-8.55	15.53	23.34	-15.25	-24.23
04)WY	-7.32	8.41	9.28	-18.99	8.67	16.37	-10.01
05)EXP	36.10	-121.85	-199.84	328.15	-213.39	-323.30	-22.03
06)EXM	36.55	-144.80	-216.58	340.73	-257.29	-374.98	108.15
07)EYP	27.23	-128.44	-124.77	200.87	-226.42	-196.63	-128.54
08)EYM	28.00	-133.69	-113.88	195.06	-231.69	-191.76	134.92
09)U01	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00
10)U02	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	-0.00
11)EX	36.31	-132.68	-202.23	372.19	-235.74	-355.92	244.42
12)EY	27.59	71.90	-53.24	97.64	-128.74	-94.05	-131.48

不带地下室

图3 有无地下室单工况结果构件信息对比

3) 基本定位是地震的差异导致最终计算差异, 所以接下来要检查地震相关信息, 先确定周期是否差距很大。

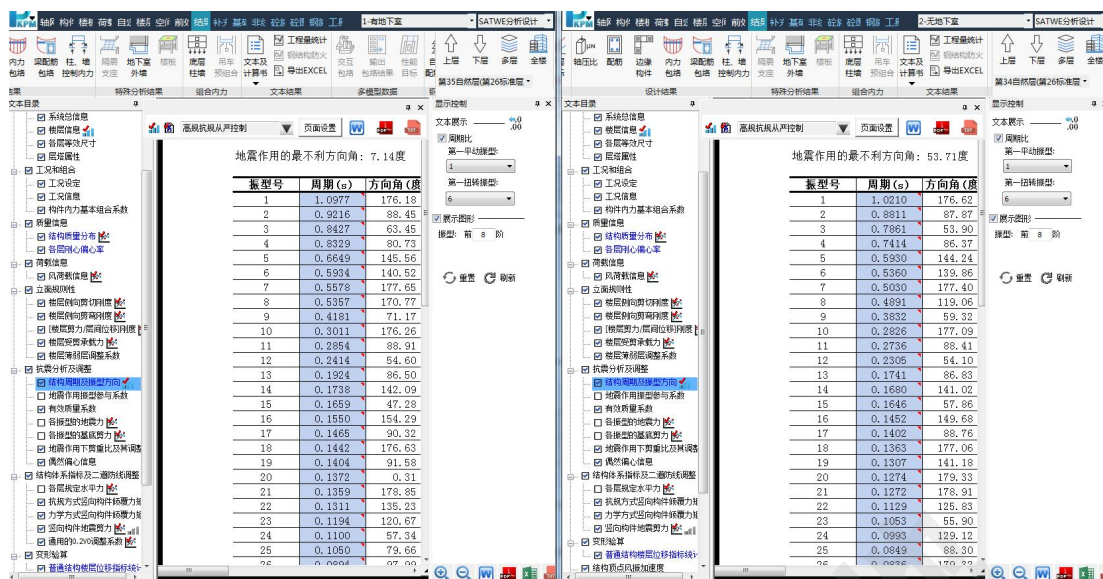


图 4 有无地下室周期结果对比

4) 从周期上看基本一致, 那地震力的初始计算值就不会很大。但地震内力设计的相应调整较多, 所以接下来就需要检查地震相关的调整是否有差异。检查构件信息的第三项“构件设计属性信息”, 在这项内容中可以查看本构件有关的一些调整信息, 通过对比可以看到, 此工程是二道防线的差异, 二道防线的调整系数相差两倍。

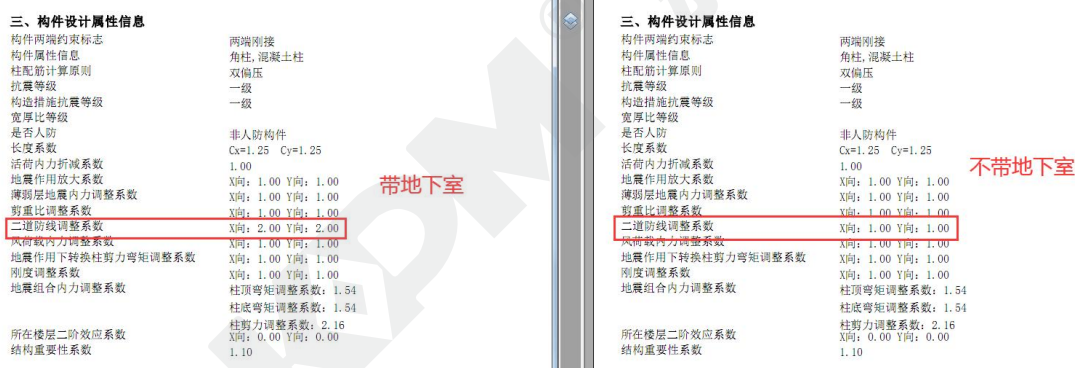


图 5 有无地下室二道防线调整对比

5) 返回到“参数定义”中查看二道防线相关参数的设置, 从参数定义可以看到两个子模型的二道防线参数不同。

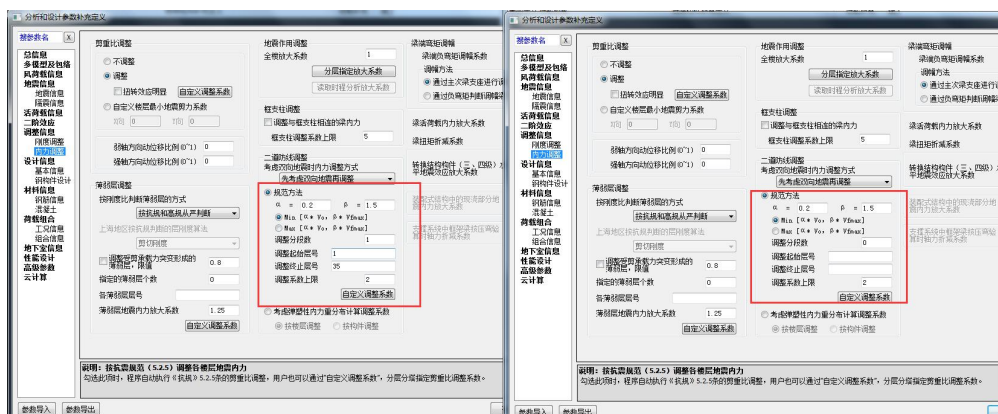


图 6 有无地下室二道防线参数对比

6) 分析原因, 是设置二道防线起始层为地下室层导致的。对于带地下室模型没有问题, 可以正常识别参数中的设置。而对于自动生成的不带地下室的模型, 因为原始设置的二道防线起始层是地下室, 但是不带地下室的子模型中将地下室去掉计算, 这样原始设置的起始层就没有了, 数据就异常, 所以程序自动按不调整进行计算。

另一方面, 从概念来说, 地下室是不需要进行二道防线调整的, 所以修改方法就是将二道防线的起始楼层从地上楼层开始。注意, 对于存在多模型包络的计算模型, 修改参数一定要回到主模型修改才会整体生效。

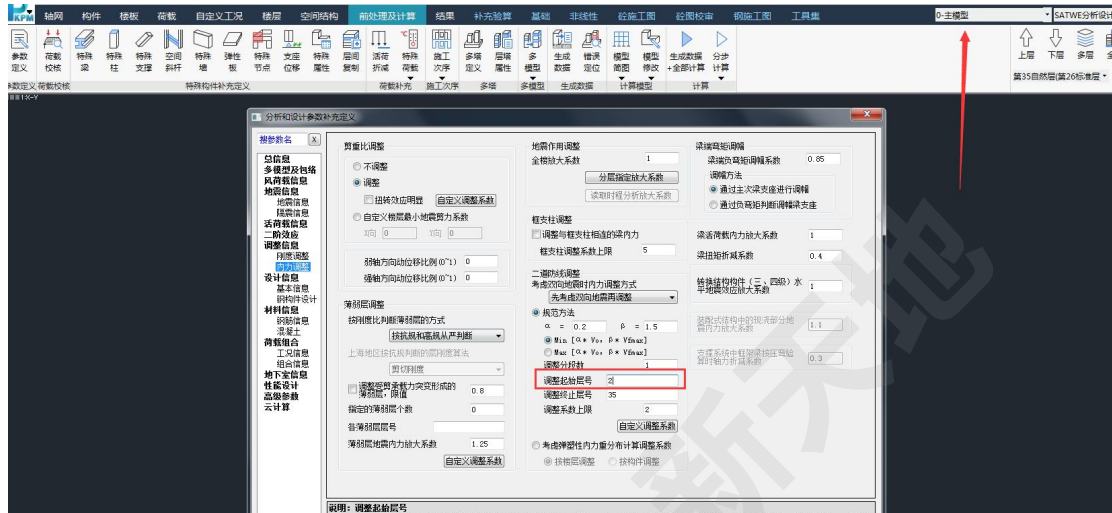


图 7 二道防线参数修改

## 2. 如何查看定义的柱墩是刚性柱墩还是柔性柱墩?

A:

筏板计算中如果冲切不够, 需要通过布置柱墩来满足冲切, 但是柱墩分为刚性柱墩与柔性柱墩, 所谓刚性柱墩就是沿 45 度的冲切线的边界在柱墩范围以外, 如下图。刚性柱墩是无法提供冲切能力的, 因此, 在布置柱墩时要避免生成刚性柱墩。

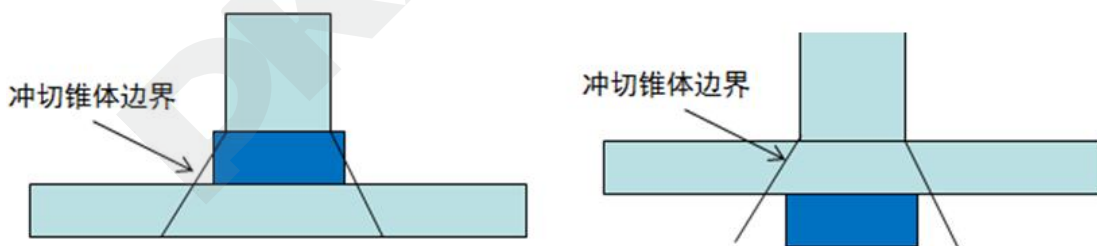


图 8 刚性柱墩判断示意

目前程序在布置完柱墩后, 会直接在图面上显示是否为刚性柱墩, 如果是柔性柱墩则不显示。如果已经退出自动布置或人工布置, 还可再次点击人工布置命令, 程序会自动检索是否为刚性柱墩, 然后显示在图面上。

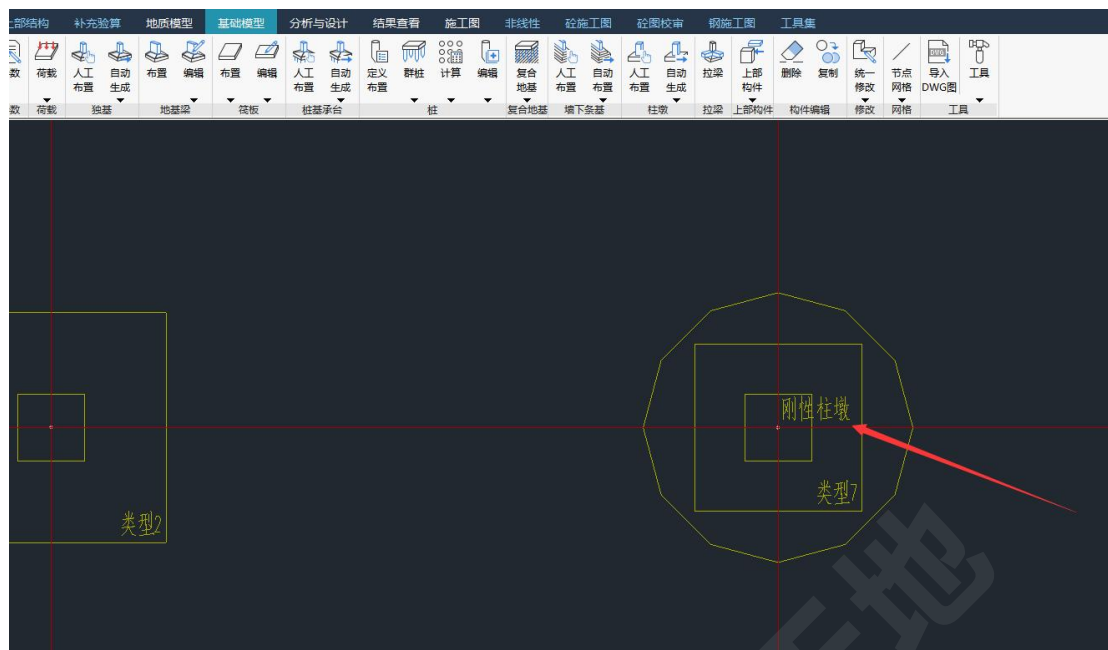


图 9 基础模型中刚性柱墩判断输出

另外，对于最终结果是否为刚性柱墩，也可通过冲切计算结果的有效高度查看，如果结果中有效高度只是筏板，没有考虑柱墩部分，那有可能就是刚性柱墩导致的，此时就需要修改柱墩的尺寸。

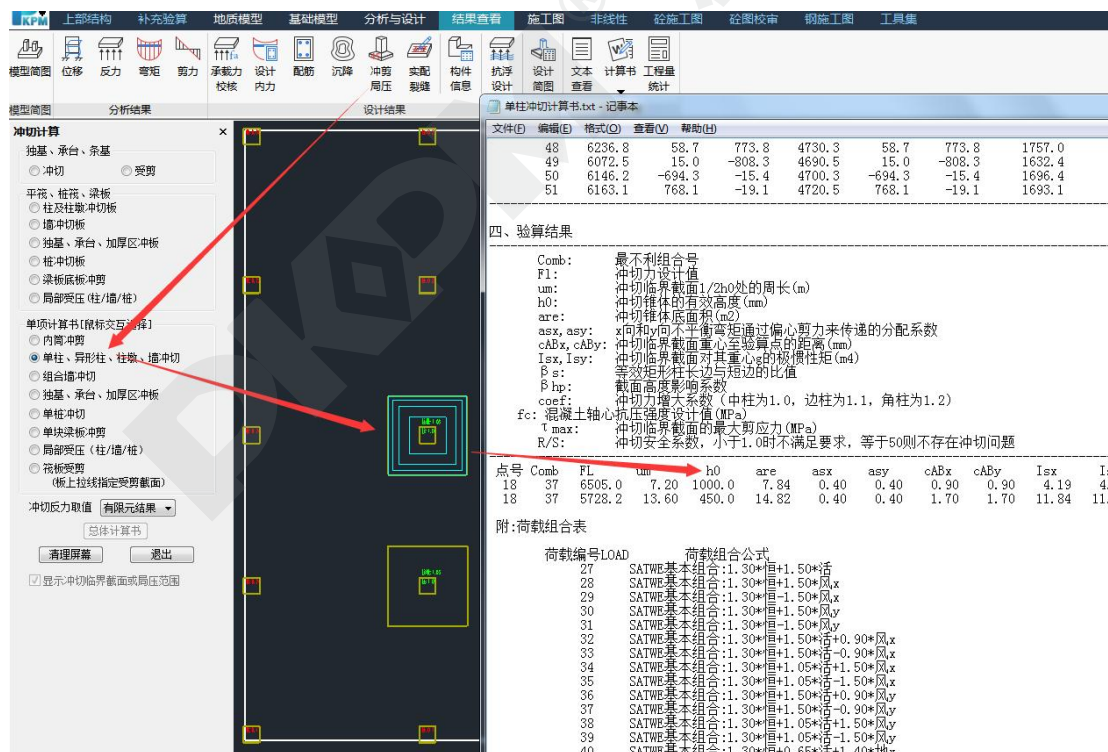


图 10 基础结果中冲切结果输出

### 3. JCCAD 读取二维 PK 荷载失败是什么原因？

A: 主要操作流程:

- 1) 在上部结构建立与二维计算中柱距相同的轴网，并布置相同截面的柱（为布置基础建立

的上部模型，无需计算，只为定位基础）；

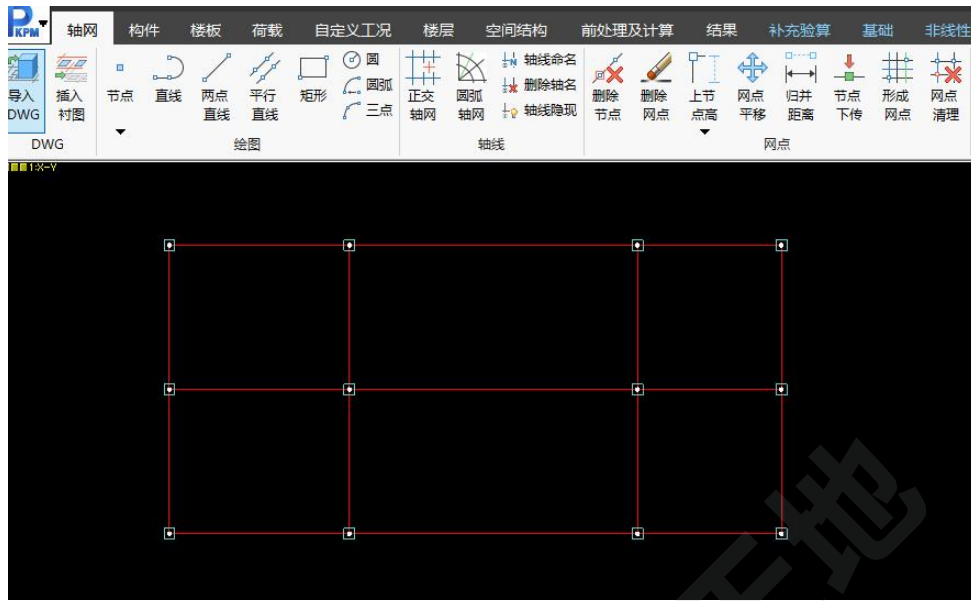


图 11 建立与二维模型相同的上部柱网

2) 在二维 PK 中计算完成后，将荷载文件.JCN 拷贝到与.JWS 文件（上一步在上部建立的轴网与柱的模型文件）相同的文件夹；



图 12 JCN 和 JWS 文件

3) 在基础中执行读取荷载的操作：左侧列表选择 PK 荷载文件，右侧列表选择轴线，其一一一对应，可以实现同时读取多榀二维模型；





图 13 读取单榀荷载操作

3) 参数定义中荷载来源

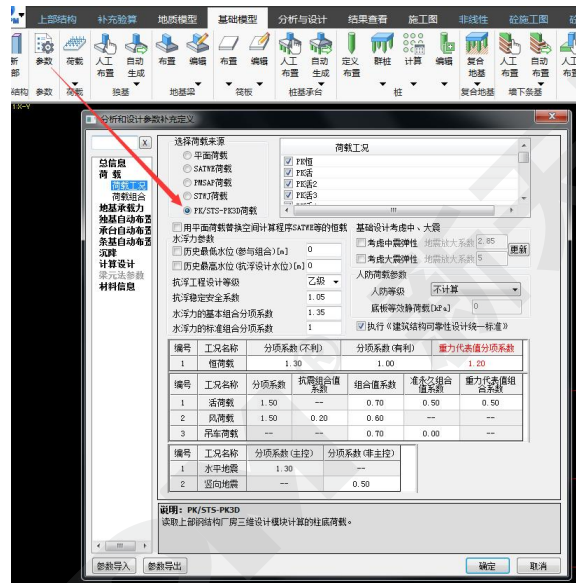


图 14 参数选择 pk 荷载

综上，一般问题可能出在第一步与第二步，即建立上部模型时需要柱距与二维模型的柱距一致，并且需要将荷载文件与模型文件放在同一个文件夹。

4. 大震不屈服，按高规 3.11.3-4 剪压比限值应该是 0.15，程序为什么按 0.12 控制？

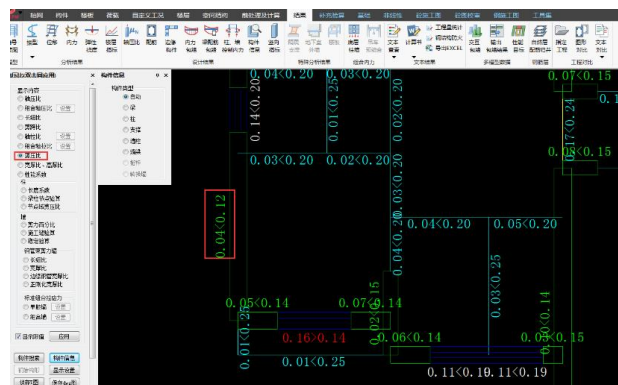


图 15 剪压比限值

A:

程序验算剪压比会验算每个组合，然后输出最不利。对于地震参与组合，除验算高规 3.11.3-4 条外，还会按普通地震设计状况下的公式进行验算，即高规 7.2.7 条。上图例题墙肢混凝土等级为 C80，即  $\beta_c=0.8$ ，剪跨比不大于 2.5，则剪压比限值为  $1.5*0.8=1.2$ 。

#### 5. 对于半层柱，有限元模型会按整层柱处理，应该怎么建模？

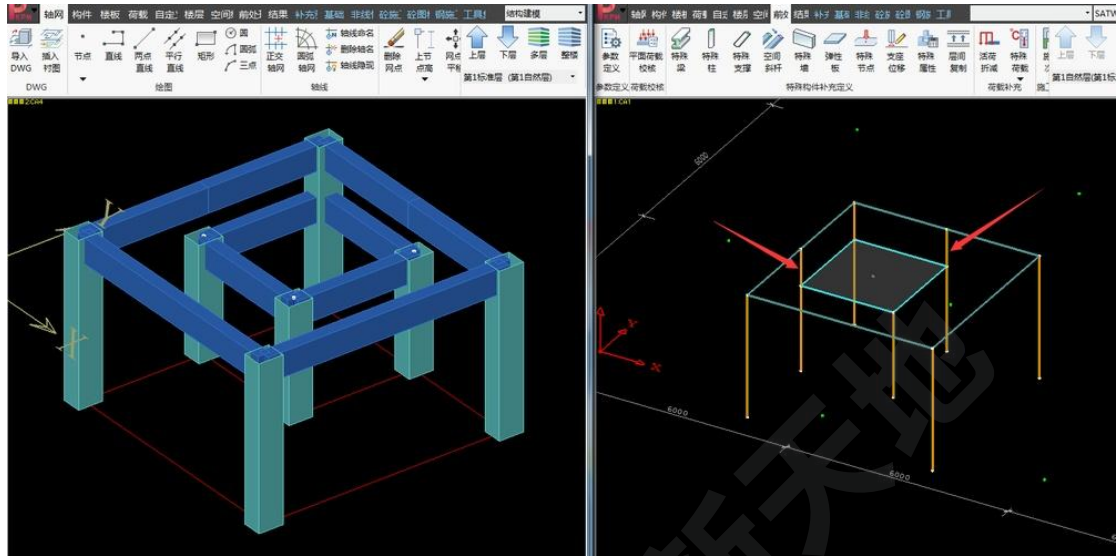


图 16 pm 模型与有限元模型对比

A:

由于程序对于这类柱顶平面位置有梁时，会将柱延伸到梁位置，此时对于半层柱需要按斜杆建模，将斜杆的 1 端和 2 端布置到同一个节点位置，就可以形成直斜杆，这样可以近似模拟这类柱的受力状态和设计。

#### 参考文献

- [1] GB55008-2021 混凝土结构通用规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2021.
- [2] GB50068-2018 建筑结构可靠性设计统一标准[S].北京：中国建筑工业出版社，2019.
- [3] GB55002-2021 建筑与市政工程抗震通用规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2021.
- [4] GB50010-2010 混凝土结构设计规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2011.
- [5] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2016.
- [6] JGJ3-2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S].北京：中国建筑工业出版社，2011.

# 喜报 | BIMBase 系统入选《中央企业科技创新成果推荐目录(2022 年版)》

近日，国务院国有资产监督管理委员会发布《中央企业科技创新成果推荐目录(2022 年版)》通知，中国建筑科学研究院 BIMBase 系统 2022 版成功入选。



BIMBase 系统入选《中央企业科技创新成果推荐目录(2022 年版)》喜报

这是 BIMBase 继 2021 年 5 月 30 日作为基础软件入选《中央企业科技创新成果推荐目录(2020 年版)》后再次入选。



BIMBase 软件生态



为解决中国工程建设长期以来缺失自主 BIM 三维图形系统，国产 BIM 软件无“芯”的“卡脖子”关键技术问题，中国建筑科学研究院北京构力科技有限公司积极承担国家自主 BIM 平台软件攻关项目，于 2021 年创新推出国内首款完全自主知识产权的 BIMBase 系统，可实现建筑信息模型（BIM）核心技术自主可控。

BIMBase 系统为中国建造提供了数字化基础平台，通过开放的二次开发接口，支持软件开发企业研发各种行业软件，目前已在建筑、电力和交通细分领域已率先实现 BIM 核心软件国产化替代和升级，为行业数字化转型和数据安全提供有力保障。

PKPM® 新天地

# 数转型·构未来 | 构力 PKPM·用户大会 2022 主会场成功举办!

2022年9月2日,构力PKPM·用户大会2022主会场于北京和线上成功举办。本次大会由北京构力科技有限公司(以下简称“构力科技”)主办,中国建筑科学研究院有限公司、国家建筑工程技术研究中心指导,中建研科技股份有限公司、中国土木工程学会工程数字化分会等50余家单位协会支持。

来自全国建筑行业近百位知名专家学者、建筑企业负责人、生态合作单位、构力用户、媒体代表共同出席了本次大会。以及上千家企业、行业协会,三万多人云端观看了本次大会直播。

## 1 专家分享·主题报告

### 1.1 聚焦十四五新发展,打造数字化新高地

中国建筑科学研究院有限公司党委副书记、总经理许杰峰以《聚焦十四五新发展,打造数字化新高地》为题,聚焦“十四五”建筑业科技发展规划的核心内容,全面展示中建研院从“十三五”以来的数字化主要成果。



中国建筑科学研究院有限公司党委副书记、总经理许杰峰

### 1.2 践行国家战略,共建自主生态

构力科技党委书记董事长马恩成以《数转型·构未来——践行国家战略,共建自主生态》为题,分享构力科技三十余年坚持自主研发,践行国家战略,提供国产BIM平台软件和数字化解决方案,致力打造国产自主BIM生态。



中建研科技有限公司党委委员、副总裁  
北京构力科技有限公司党委书记、董事长马恩成

### 1.3 构力 2023 建设行业数字化解决方案

构力科技党委副书记总经理夏绪勇以《构力 2023 建设行业数字化解决方案》为题，全面展示一年来构力科技围绕建设行业数字化转型的最新成果和整体解决方案。



中建研科技有限公司党委委员、副总裁

## 2 产品上新 · 重磅发布

构力科技为解决中国工程建设长期以来缺失自主 BIM 三维图形引擎和通用仿真计算引擎的“卡脖子”问题，实现关键核心技术自主可控，在本次大会重磅发布最新国产 BIMBase 建模软件、PKPM-CAE 通用仿真云计算系统。

许杰峰院长，全国工程勘察设计大师、中国建筑科学研究院有限公司副总工程师、首席科学家、中建研科技股份有限公司结构首席专家王翠坤，马恩成董事长，夏绪勇总经理，构力科技副总经理张晓龙、构力科技云计算技术总监段进等嘉宾共同见证此次产品发布仪式。

### 2.1 BIMBase 建模软件

BIMBase 建模软件是自主可控的工业基础软件，定位“满足数字化建模与集成交付”。构力科技始终坚持自主研发、开放共享，实现了核心代码自主率 100%，已达到国际主流建模软件的水平。

### 2.2 PKPM-CAE 通用仿真云计算系统

PKPM-CAE 通用仿真云计算系统，拥有完整且自主可控的仿真前后处理系统、任务调度系统、网格划分内核和通用有限元计算内核，致力于满足国内土木乃至全工业领域绝大部分通用仿真需求。

### 3 生态合作·携手签约

自国产自主 BIM 平台 BIMBase 发布以来，构力科技已与众多行业伙伴联合研发应用，共建国产 BIM 软件生态。本次会议现场举行构力科技与三一筑工科技股份有限公司（以下简称“三一筑工”）、福建晨曦信息科技集团股份有限公司（以下简称“晨曦科技”）的生态合作伙伴战略签约仪式。

#### 3.1 构力科技携手三一筑工

构力科技携手三一筑工，共同打造智能建造整体解决方案，树立智能建造与新型建筑工业化协同发展的先驱样板。

#### 3.2 构力科技携手晨曦科技

构力科技携手晨曦科技，联合打造基于自主可控 BIMBase 的设计施工算量一体化解决方案，赋能工程建设行业全产业链 BIM 技术创新与应用。

数转型·构未来！构力 PKPM2022 年度用户大会，是一场全面展示构力科技 2022 年的创新成果，共享 BIMBase 产业生态和应用实践的行业盛会。构力科技三十余年始终践行国家战略，坚守 BIM 三维图形平台关键核心技术自立自强，打造自主可控的建设工程软件，建设国产 BIMBase 软件生态，与广大行业伙伴共建共赢！

### 数转型·构未来！构力PKPM2022年度用户大会 见证合影



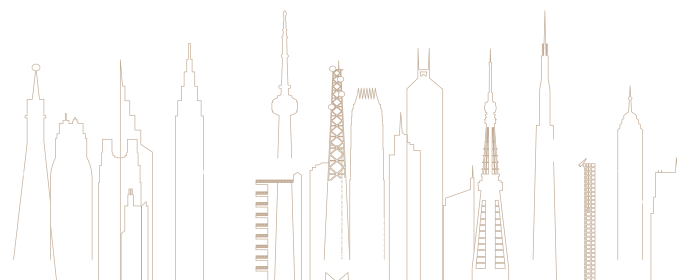
构力生态合作伙伴

## 4 直击现场·大会风采



## 5 用户点赞·评论截图





PKPM在国内设计行业占有优势,拥有用户上万家,市场占有率达95%以上,是国内应用普遍的CAD系统之一。它紧跟行业需求和规范更新,不断推陈出新开发出行业所需的软件产品,使国产自主知识产权的软件十几年来一直占据我国结构设计行业应用和技术的主导地位。PKPM及时满足了我国建筑行业快速发展的需要,显著提高了设计效率和质量,为实现建设部提出的“甩图板”目标做出了重要贡献。

《PKPM新天地》杂志是由中国建筑科学研究院有限公司北京构力科技有限公司主办,主要面向PKPM系列软件用户及广大工程设计人员发行的工程类期刊。

《PKPM新天地》杂志将时刻掌握行业的最新动态,也将立志为所有的从业人员提供最好的交流平台。

为了更好地服务于 PKPM 系列软件用户及广大工程设计人员,《PKPM 新天地》以 PKPM 软件的应用为核心,精心策划每一个栏目,认真组织每一项内容,对设计工作中的 PKPM 应用技巧进行全面剖析,为工程技术人员和企业的技术人员提供重要的参考。

如果您对 PKPM 软件有独到的见解;如果您在使用 PKPM 软件进行设计时有相关的经验技巧;如果您能担当答疑解惑的重任;如果您了解建筑设计行业所发生的大事、小事、新鲜事.....在此,我们向国内所有建筑设计单位的工程师及技术人员真诚约稿,广泛征集设计分析文章以及 PKPM 应用案例,包括在设计中的心得体会和宝贵经验,给广大设计师以参考借鉴。希望广大建筑设计院的朋友们踊跃投稿。稿件一经录用,将及时通知作者本人,并给予相应的稿费报酬。

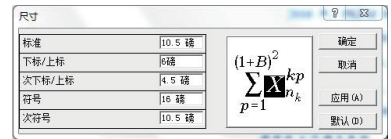
**投稿邮箱: [editor@cabrtech.com](mailto:editor@cabrtech.com), 欢迎您来信投稿!**



扫码下载格式模板

## 投稿方式

- 1、要求来稿理论和技术观点明确、数据准确可靠、内容充实、结构严谨、文字简明扼要、通顺易懂。
- 2、来稿内容应包括：题目、摘要和关键词、作者姓名及单位、正文、参考文献，并注明：第一作者的性别、出生年月、最高学历、学位、职称、职务等，以及详细通讯地址（含邮政编码）、电话号码和电子邮箱地址。
- 3、内文中如有公式，请用office自带公式编辑器编辑（Microsoft 公式3.0），尺寸见右图。如有CAD图的，最好能导出EPS格式的；图片另附（300dpi）电子邮件投递。
- 4、格式要求（可扫描右上方二维码或搜索网址<https://pan.baidu.com/s/1c7voDn0kYr4EDFITc4Vs9w>下载格式模板）：
  - 1) 纸张大小、页边距：A4、上下：2.6cm、左右：2.8cm。
  - 2) 页眉、页脚：页眉顶端距离、页脚底端距离分别为1.5、1.75cm，页眉宋体小五、右对齐，页码Times New Roman小五、居中
  - 3) 题目：黑体、二号、居中、段前0.5行、段后0.5行。
  - 4) 姓名：黑体、五号、居中。
  - 5) 单位信息：黑体、小五、居中、段后0.5行。
  - 6) 摘要：黑体、小五（空一格）摘要文本：宋体、小五
  - 7) 一级标题：黑体，四号，若有引言或概述，题号从0开始。
  - 8) 二级标题：黑体，小四，单倍行距，段前0.5，题号1.1, 1.2, ...。
  - 9) 三级标题或文中分段时，序号用（1）.....；（2）.....；.....。
  - 10) 正文：宋体、五号，单倍行距，段前距0.5行，段后距0，首行缩进2字符；文中所有英文和数字均为Times New Roman。
  - 11) 公式编号采用（1），（2），.....。在文中引用采用：式（1）。
  - 12) 图名：宋体、小五、居中；图号采用1, 2, ..., 大图中的各小图用（a），（b）.....来表示。如果图比较小，可以考虑两张图并排。
  - 13) 表格：表格名称宋体小五、居中；表号采用1, 2, ..., 表号右对齐；表格内文字，宋体、小五。删除左右两侧竖线，上下横线1.0磅，内部线条0.5磅。
- 5、问责由作者自负。引用他人作品应以引语、注解或列出参考文献等形式明确示知读者。常用的专业教科书和规范手册可不列入参考文献。文尾列出的参考文献不宜超过15篇。英文文献的作者名字为大写。参考文献标准格式示例如下：
  - 1) 图书类：[1] 钟善桐. 钢结构[M]. 北京：中国建筑工业出版社，1988。
  - 2) 期刊类：[1] 冯阳, 覃阳, 甘明等. 北京2008年奥运会国家体育馆 主体结构设计[J]. 建筑结构, 2008, 38(1): 1-5.
  - 3) 论文集类：[1] 钟文发. 非线性规划理论[C]. 中国数学协会十周年研讨会论文集. 北京：高等教育出版社，2006。
  - 4) 学位论文类：[1] 钟文发. 非线性规划理论研究[D]. 北京：北京大学数学学院，2007。
  - 5) 规范和标准类：[1] GB50010-2002混凝土结构设计规范[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2002。
- 6、投稿邮箱：editor@cabrtech.com
- 7、编辑部地址：北京市北三环东路30号中国建筑科学研究院老主楼17层  
电话：010-6469 3443 QQ邮箱：165673211
- 8、投稿时请单独附上文档：注明您的姓名、邮箱、QQ、手机号码、身份证号、身份证正反面扫描件或图片、银行开户行、银行账号（建议使用建行）、个人学历、职称、单位等简介。



## 《PKPM新天地》主要栏目介绍:

### 专家专栏:

PKPM专家、建筑信息化行业专家与您共同分享建筑行业最新的前沿专业技术、行业现状解析、未来发展趋势。

### 工程师手记:

介绍如何在实践工作中应用PKPM软件。实用性强，深受广大用户喜爱的栏目。

### 更上一层楼:

介绍相关规范的深入解析以及PKPM软件的高级使用技巧。让您使用软件技高一筹，更加得心应手。

### 应用技巧:

由软件开发人员根据实际工程为大家介绍软件的应用技巧。官方、权威，软件用户必看栏目。

### 技术支持专栏:

将我们网站上知识堂的问题集中刊登，使一个问答服务千千万万用户，是您答疑解惑的好去处。

### PKPM最新动态:

拥有最新软件说明、讲座通知、会议通讯等PKPM最新信息，让您及时了解PKPM的最新动态

### 服务网站

官网可为用户提供最新版本软件、软件用户手册下载以及常见问题解答(知识库)等服务

### 官方公众号

PKPM最新动态、行业最新资讯、优秀技术文章分享, PKPM线上活动以及“在线咨询”等功能应有尽有

### 构力知识平台

PKPM优质知识资源的汇集中心广大工程师可以在平台上就专业问题和我们交流, 互为肩膀, 共同提升

### 服务接触方式

提供电话咨询  
邮件咨询  
现场咨询  
网络服务等多种互动支持

### PKPM认证培训

致力于帮助PKPM用户熟练应用软件、具备实际项目软件应用能力。通过了解软件编制原理, 切实解决项目软件应用问题。

### 构力学堂

由北京构力科技有限公司发起的面向全国建筑行业关注者打造的线上公益课堂 PKPM构力学堂自2016年开课至今开展了400余个专题教学课程已有逾18W从业人员选择构力学堂超过200W人次观看学习

## 全方位服务体系 ——用智慧建设, 用真心服务

中国建筑科学研究院有限公司北京构力科技有限公司以向用户提供优质、高效的软件产品和服务作为自身发展的根本宗旨。通过遍布全国的技术服务网络和广大用户建立紧密联系, 密切关注行业发展动态, 积极听取广大用户意见, 及时满足市场需求, 当好引领我国建筑行业技术进步的排头兵。

呼叫中心400-8000-900





# PKPM-BIM

## 建筑全专业协同设计解决方案

安全

高效

合规

PKPM-BIM建筑全专业协同设计系统(简称PKPM-BIM)基于国产自主平台BIMBase研发,拥有国产化核心技术,保证信息数据安全。该系统涵盖建筑、结构、给排水、暖通、电气五大专业;支持智能建模、协同设计、规范审查、模拟分析、图纸清单、轻量化展示、对接智慧运维等多场景数字化应用;支持构件级协同设计模式,可基于局域网、互联网、公有云、私有云部署,数据同步增量上传至服务器,成员间通过构件锁定机制、消息机制确保工作成果的一致性和关联性;软件按照中国BIM标准编制,平台内置建筑行业规范。



02

### 数字化报审

内置多省市BIM规范审查工具、支持BIM报审快速通过;以及**雄安专版**,助力新区数字化建设

03

### 数字化应用

支持专业间提资、接力节能分析、结构对接计算双向更新、EasyBIM出图

01

### 数字化建模

全专业协同建模、数据实时协同、支持数字化交付

04

### 数据对接

支持IFC、FBX格式、进行场地布置、施工模拟、运维等场景应用

建筑专业

结构专业

电气专业

BIMBase  
基础平台

给排水专业

暖通专业

## 九大特点

多专业集成应用

多种协同工作模式

自动化规范检查

全专业碰撞检查

管线综合优化

Python参数化建模

智能云端构件库

多种数据对接格式

轻量化云端应用

# 全新 / 2022 PKPM-PC

装配式建筑设计软件

## 国产化平台

基于构力完全自主知识产权BIM平台BIMBase  
符合本土用户使用习惯

依托国家“十三五”重点专项研发成果，打造的全专业装配式设计BIM软件；  
基于完全自主BIMBase平台，提供多种契合规范的智能设计手段和辅助工具；  
以领先、创新、可靠为目标，致力于打造装配式设计软件领军品牌。



国产创新



深度服务



精准可靠



效率提升



广泛应用



龙头合作

全新的平台



全新的PC



# 绿色建筑与节能系列软件

PKPM建筑节能与绿色建筑系列软件由中国建筑科学研究院有限公司北京构力科技有限公司组织研发，是一套服务于建筑节能与绿色建筑领域，国产自主研发的模块全面、应用广泛的建筑性能模拟分析软件。该系列软件全新推出的V3.3版本秉承设计分析一体化原则，采用即绘即模拟技术，可在设计师主要工作环境下（如AutoCAD、中望CAD、浩辰CAD、Revit、PKPM-BIMBase等）快速实现绿色建筑与建筑节能各项模拟分析。

软件功能全面覆盖民用建筑和工业建筑领域，包含民用和工业建筑、绿色建筑风、光、声、热、能耗、空气质量等模拟，以及绿色运维系统。该系列产品全国用户超过10000家；其中，建筑节能设计软件是上海、天津、重庆、成都等地建设部门官方指定产品，是国内研发时间早、应用范围广的节能设计分析类软件。

## 跨平台



## 面向设计师

- 绿色建筑施工图设计评价软件 GBD
- 建筑节能设计软件 PBECA
- 绿色建筑计算工具箱 GBTools
- 工业节能设计软件 PBECAIndustry
- 室内外风环境模拟软件 CFD
- 建筑能耗模拟分析软件 Energy
- 天然采光模拟软件 Daylight
- 建筑能效测评软件 EEP
- 室内外声环境模拟软件 Sound
- 室内热舒适性设计评价软件 TCD
- 住区热环境设计评价软件 TED
- 室内空气质量设计评价软件 AQ
- 建筑设计助手 (Deputy)
- 被动式超低能耗建筑模拟分析软件 PHEnergy
- 三维日照分析软件 Sunlight
- 碳排放计算软件

## 合作伙伴

- 防排烟智慧设计软件 PHSMOKE (华电源)
- 建筑评星智能协同平台 (爱绿帮)
- 绿色建筑方案优化软件 PKPM-MOOSAS (清华大学)
- 碳排放计算、城市热环境 (华南理工&PKPM)
- 动态水力平衡 (同济大学)

## 面向开发商物业单位

- 绿色建筑动态评价系统 (PKPM-GOS)
- 健康空间系统 (PKPM-Hroom)
- 绿色建筑运维智慧管理系统
- 智慧街区管理平台 (PKPM-ICM)
- 智慧城区绿色健康运维管理平台

## 面向政府部门

- 节能审查管理系统
- BIM审查系统
- 绿色建筑在线评审与信息管理系统

产品分类

# 构力教育行业解决方案

构力科技坚持以可持续发展为核心的教育理念，以科技赋能教育，运用引领行业发展的前沿信息化技术搭建校企合作协同育人的人才培养平台，面向高校和企业提供与时俱进的人才发展解决方案。



科学研究

依托中国建筑科学研究院，承接系列科研课题及相关标准工作，搭建以“产、学、研、用”为一体的合作平台。



培训认证

基于行业信息化技术，如BIM、装配式、绿色建筑、智能建造等，开展面向高校教师的培训与认证工作；可实现公司级认证及1+X职业技能等级认证。



专业建设

针对土木工程、工程管理、建筑学、建筑工程技术等相关专业提供数字化人才培养方案，实践教学课程体系。



产业学院

联合院校共办智能建造产业学院，培养产业急需的数字化人才。



技能竞赛

为建筑类高校打造技能竞赛平台，以赛促学，以赛促用；通过赛事带动师资队伍的建设与培养。



师资培养

持续为建筑类教师提供行业业务培养，软件应用技能培训，教学模式培训。

## 01 多家高校签约参与共建BIMBase生态

构力科技先后与包括华南理工大学、深圳大学、广州大学、中山大学、暨南大学、华南农业大学、佛山科学技术学院、东莞理工学院和广州理工学院等几十所高校就共建PKPM国产BIM软件生态达成合作意向，并实现成功签约。



## 02 教育部产学合作协同育人项目



- ◆ 东南大学土木工程学院
- ◆ 天津大学建筑工程学院
- ◆ 北京交通大学土木建筑工程学院
- ◆ 扬州大学建筑科学与工程学院
- ◆ 大连理工大学建设工程学部
- ◆ 合肥工业大学土木与水利工程学院
- ◆ 东北电力大学建筑工程学院
- ◆ 枣庄科技职业学院
- ◆ .....

## 03 “构力杯”国产BIM软件大学生精英邀请赛



29省份

近千家  
高校、企业的关注



115所

清华、同济、东南  
重庆、天津大学等高校



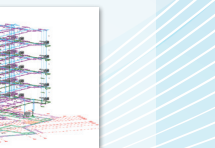
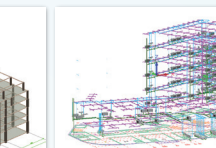
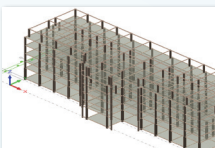
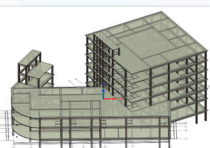
502支  
参赛队伍



2005人  
参赛选手



550位  
高校老师指导



# BIMBase建模软件

BIMBase建模软件是中国建筑科学研究院北京构力科技有限公司发布的一款建模设计软件，基于国产自主BIMBase平台研发，实现关键核心技术自主可控，为工程建设行业提供数字化基础的赋能软件。2021年BIMBase平台入选国务院国资委国企科技创新十大成果(TOP10)，BIMBase建模软件作为基础工业软件列入国资委《中央企业科技创新成果推荐目录(2020年版)》。



基于自主可控的国产化BIM平台  
九大基础建模功能实现精准高效的行业数字化协同建模  
打造行业生态环境实现行业内及行业间的共建·共生·共赢



通过模型轻量化发布  
打通与BIMBase云端系统(图模大师信息管理平台)的数据衔接

BIMBase平台提供多语言的二次开发接口，搭建以“共建·共生·共赢”为目标的生态体系，目前已在建筑、电力、公路、铁路、石化、市政等领域开展深度合作，探索各行业全生命周期集成的应用解决方案。

构力科技将一如既往的坚持自主研发；为合作者提供全面开放的数字化平台、全方位的开发服务；与合作伙伴共创、共建行业生态，携手助力企业高质量的数字化转型与发展。



致力于成为建设行业软件  
与信息化发展的引领者



PKPM 构力科技



构力学堂

**中国建筑科学研究院有限公司 | 北京构力科技有限公司**

地址:北京市北三环东路30号C座17层,100013 | 联系电话:010-64518235,64517256

技术咨询:400-8000-900 | 网址:www.pkpm.cn | 邮箱:pub@pkpm.cn