築信達 技术通讯

第31期
2024年12月
Vol.8 No.4
www.cisec.cn

- 某带粘滞阻尼器框剪结构的减震方案对比
- 双阶屈服屈曲约束支撑在SAP2000中的模拟
- 车辆横向分布系数的计算及对比
- 工程应用常见问题案例解析

主 办：北京筑信达工程咨询有限公司
主 编：李 立
文字编辑：王 希
美 编：张翠莲、王 蓉

北京筑信达工程咨询有限公司
地址：北京市石景山区古盛路 36 号泰然大厦 4 层 408 室
电话：010-68924600 技术热线：010-68924600-200 传真：010-68924600-8
网址：www.cisec.cn 在线支持：support.cisec.cn
邮箱：support@cisec.cn（技术支持）
sales@cisec.cn（产品销售）

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

区域代理
华东区
上海江图信息科技有限公司
联系人：薛平
手 机：137 0172 6345
华南区
广州倍益软件技术有限公司
联系人：田茂金
手 机：137 6071 9009
华中区
武汉百思通科技有限公司
联系人：叶亮
手 机：139 9561 6575
西南区
金橡果科技成都有限公司
联系人：刘宇
手 机：185 1282 0985
大湾区
深圳办事处
联系人：郭大力
手 机：138 0137 8241

目录 Content

— 专题文章 —

某带粘滞阻尼器框剪结构的减震方案对比 1
双阶屈服屈曲约束支撑在 SAP2000 中的模拟 6
车辆横向分布系数的计算及对比 12

— 工程应用常见问题案例解析 —

非抗震构件 vs 抗震组合 19
分层壳积分点数的设置 21
钢结构网壳的双非线性稳定性分析 24
悬臂梁挠度验算不通过 27
翘曲常数对扭转屈曲临界力的影响（欧标） 29
多余隔板约束引起的病态警告 32
Ritz 向量模态工况无法运行 34
插入点刚度转换引起的梁弯矩突变 37
材料设置不当引起的模型警告 40
独立基础精度丢失警告 42
圆钢管的内法兰连接 45

新版发布 48
活动报道 52

某带粘滞阻尼器框剪结构的减震方案对比

筑信达 刘慧璇 吴文博

近年来，消能减震技术得到快速发展。工程师经常需要面对如何选择合适的阻尼器方案的挑战，其中附加阻尼比是衡量方案可行性的关键指标。本文将以某带粘滞阻尼器的框剪结构为例，介绍借助 ETABS+DC 比选粘滞阻尼器减震方案的方法。

1. ETABS+DC 减震方案比选方法

DC 减震模块是“筑信达结构设计软件 CiSDesignCenter”（简称 DC）最新扩展的模块，该模块以 ETABS 作为分析引擎，可实现参数化布置消能器、时程迭代消能器等效刚度、自动计算附加阻尼比、反应谱与时程分析包络设计、大震子结构校核等功能，工程师可以借助 DC 完成全流程减震设计。关于 DC 减震模块的详细介绍请参见“筑信达 DC 减震设计软件的整体解决方案”。

仅需准备好一个 ETABS 抗震模型，便可利用 DC 内置的多种减震方案轻松创建减震工程（.det 文件），减震工程中涵盖了阻尼器参数、减震方案、选波数据以及附加阻尼比结果等数据。可以随时打开该减震工程以查看存储的计算结果，同时也能够基于它复制生成新的减震工程。

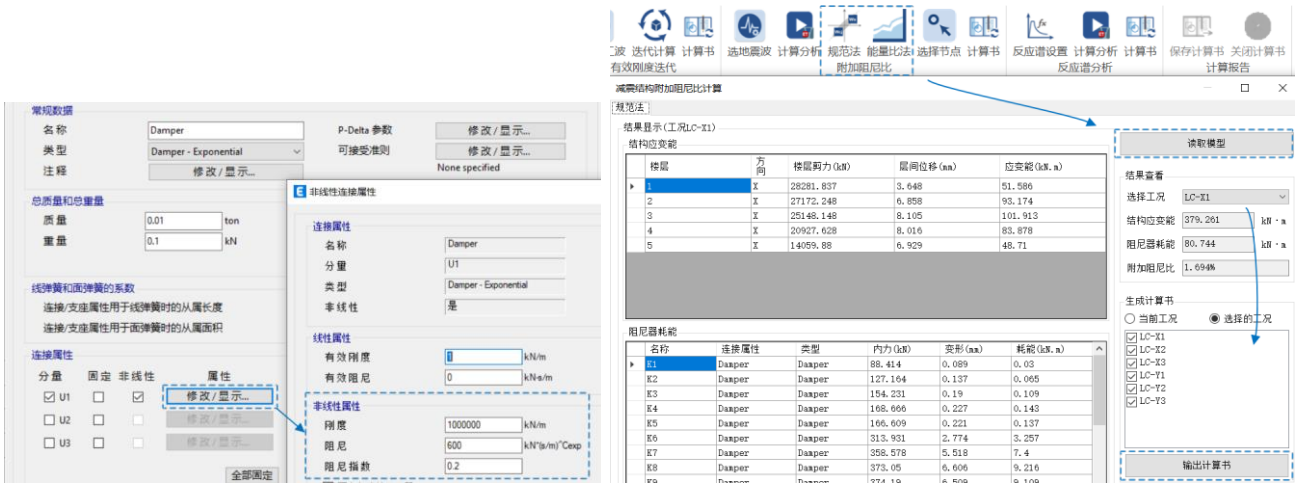
减震方案比选时，有两种方法供用户参考。

方法一，手动调整 ETABS 有控模型中的阻尼器参数，通过 DC 统计获得调整后的附加阻尼比。

该方法更适用于仅需调整阻尼器参数、无需改变阻尼器布局的情况。对于小震、中震及大震模型，需分别进行阻尼器参数调整。详细的操作流程如图 1 所示，具体步骤如下：

(a) 通过 ETABS 中的【定义>截面属性>连接属性】调整有控模型中的连接单元属性，运行 ETABS 模型；

(b) 通过 DC 统计附加阻尼比。点击【附加阻尼比>规范法/能量比法】，在弹出的【减震结构附加阻尼比计算】对话框中点击【读取模型】，此时将读取当前 ETABS 模型数据，输出附加阻尼比结果，点击【输出计算书】输出当前方案的附加阻尼比结果文件，可自行完成方案比选。



(a) 调整阻尼器参数　　(b) 读取新方案的附加阻尼比结果

图 1 减震方案比选方法一

方法二，另存得到新的减震工程，通过 DC 调整阻尼器方案，基于新的减震模型统计附加阻尼比。

该方法通过 DC 一次性调整小、中、大震模型，操作更便捷，但创建模型需要一定时间，更适用于需调整阻尼器连接方式或布置位置的情况。详细的操作流程如图 2 所示，具体步骤如下：

(a) 将整个减震工程文件夹复制得到新的减震工程，调整关联的模型路径为当前文件夹；

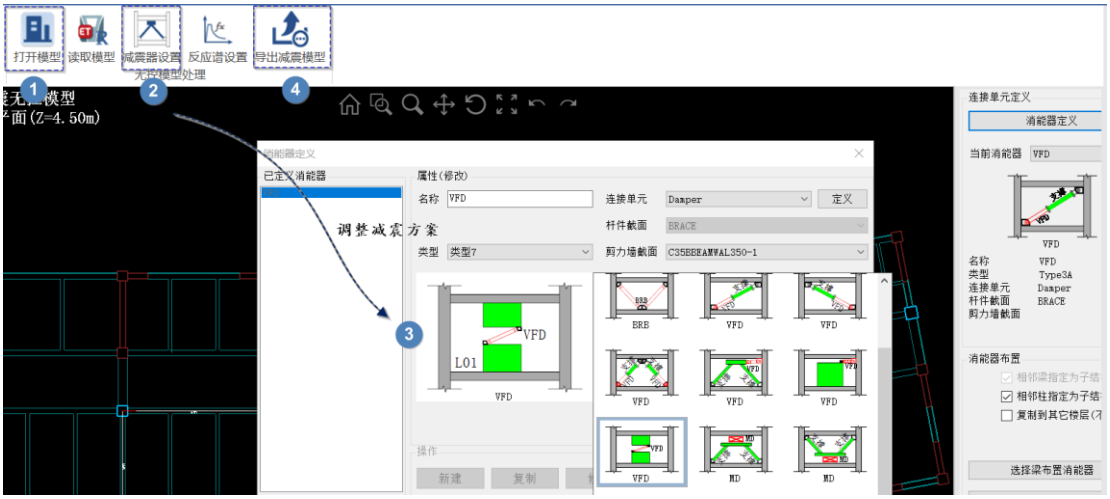
(b) 打开无控模型，调整减震方案，导出新的减震模型。仅需在【减震器设置>消能器定义】中修改阻尼器参数和布置样式，视图中的阻尼器方案将自动调整，无需重新布置阻尼器；

(c) 点击【分析设计>打开小/中/大震模型>选地震波】，在弹出的对话框中点击【是】，读取减震工程中存储的地震波数据，

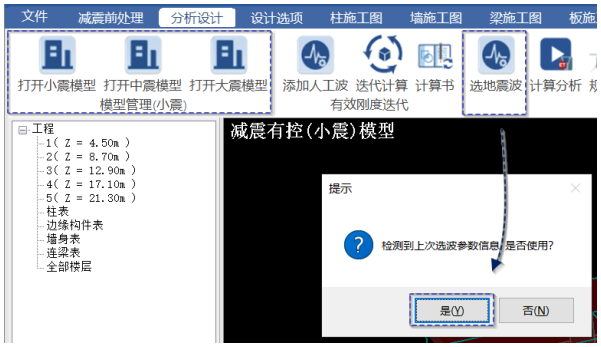
生成时程工况。由于粘滞阻尼器不提供线性刚度，减震方案的调整对结构周期没有影响，可以直接继承之前的选波数据；

(d)点击【计算分析>规范法/能量比法>计算书】输出当前方案的附加阻尼比结果，自行完成方案比选。

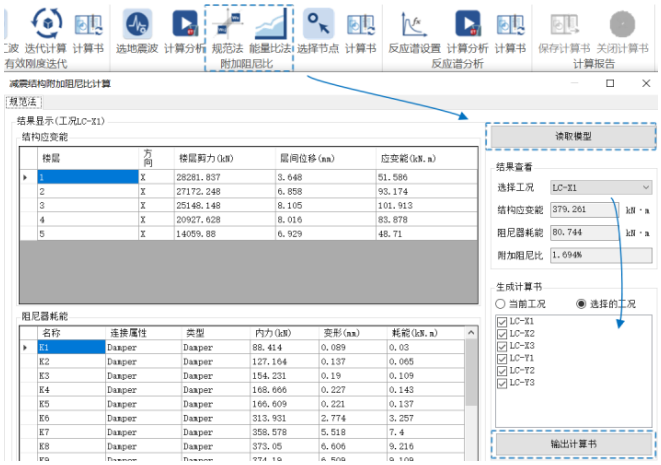
(a) 复制减震工程



(b) 调整减震方案



(c) 接力选波数据



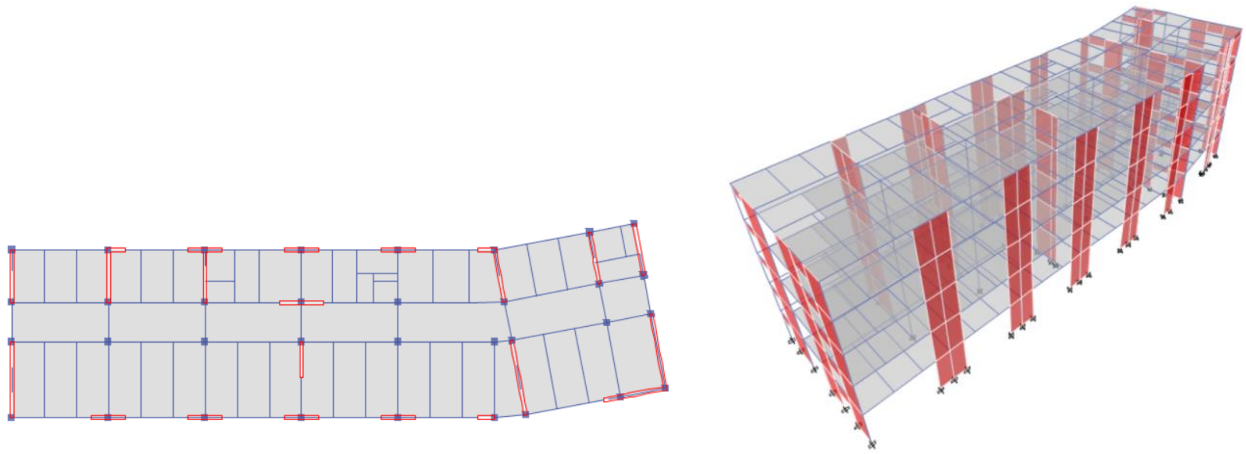
(d) 读取新方案的附加阻尼比结果

图 2 减震方案比选方法二

2. 某带粘滞阻尼器框剪结构案例

接下来，采用上述方法，基于 ETABS+DC 完成某带粘滞阻尼器框剪结构的减震方案比选工作。

某学校教学楼，结构类型为框架-剪力墙结构，共 5 层，首层层高 4.5m，标准层 4.2m，建筑面积为 5300m^2。设防烈度为 8（0.2g）度，设计地震分组为第二组，场地类别III类，设防类别为乙类。结构示意图如图 3 所示。



(a) 平面图　　(b) 三维视图

图 3 示意图

初始方案采用斜撑式粘滞阻尼器，阻尼器布置方案如图 4 所示。标准层的建筑平面面积为 1056m^2，每层 X 向和 Y 向分别布置两套粘滞阻尼器。阻尼系数取 800kN/(m/s)^c，阻尼指数 c 取 0.2，阻尼器长度 1m，斜撑采用方钢管，截面尺寸为 300×300×16，材料为 Q355。

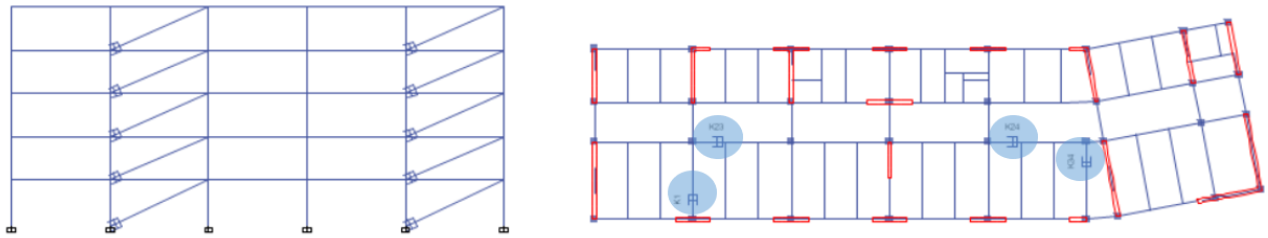


图 4 斜撑式粘滞阻尼器布置方案

2.1 阻尼系数与附加阻尼比的关系

为研究不同地震强度下阻尼系数对附加阻尼比的影响，采用方法一进行方案比选。计算不同阻尼系数下，结构在多遇、设防、罕遇地震下的附加阻尼比。结果如图 5 所示。

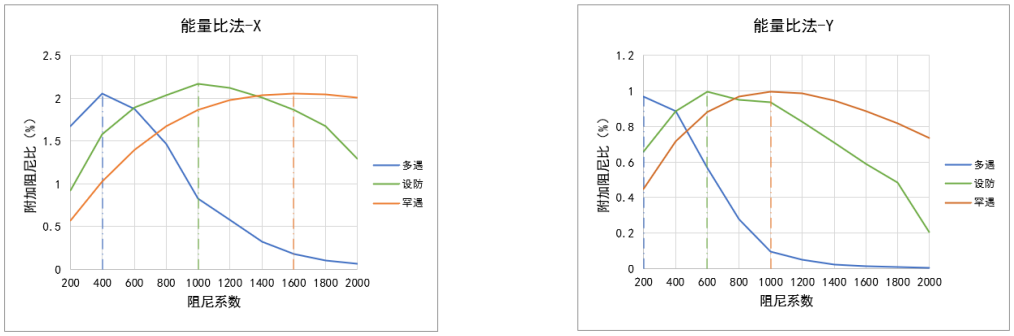


图 5 阻尼系数与附加阻尼比的关系

本例中，X 向平动周期为 0.522s，Y 向平动周期 0.4s，说明两个方向刚度差异较大，故两个方向的附加阻尼比存在差别。对于本例，多遇地震下，X 向最优阻尼系数为 400 kN/(m/s)$^{0.2}$，Y 向最优阻尼系数为 200 kN/(m/s)$^{0.2}$；设防地震下，X 向最优阻尼系数为 1000 kN/(m/s)$^{0.2}$，Y 向最优阻尼系数为 600 kN/(m/s)$^{0.2}$；罕遇地震下，X 向最优阻尼系数为 1600 kN/(m/s)$^{0.2}$，Y 向最优阻尼系数为 1000 kN/(m/s)$^{0.2}$。

从图 5 中可以看见，在不同强度地震下，阻尼系数与附加阻尼比的关系呈现近似抛物线状，先增大后减小，表明阻尼系

数存在最优解，且随着地震强度的增加，最优阻尼系数增加。可以总结得出以下规律：当阻尼系数较小时，随着地震强度的增加，附加阻尼比降低；当阻尼系数适中时，设防地震下附加阻尼比较大，多遇地震和罕遇地震下较小；当阻尼系数较大时，罕遇地震下附加阻尼比最大，设防地震次之，多遇地震最小。与文献[1]结论一致。

2.2 连接方式与附加阻尼比的关系

为研究阻尼器连接方式对附加阻尼比的影响，采用方法二进行方案比选，计算采用墙式连接时，在设防地震下的附加阻尼比。阻尼系数固定取 800 kN/(m/s)$^{0.2}$，墙式连接采用 200mm 厚 2m 长的 C30 混凝土墙，阻尼器布置位置与斜撑式一致，如图 6 所示。

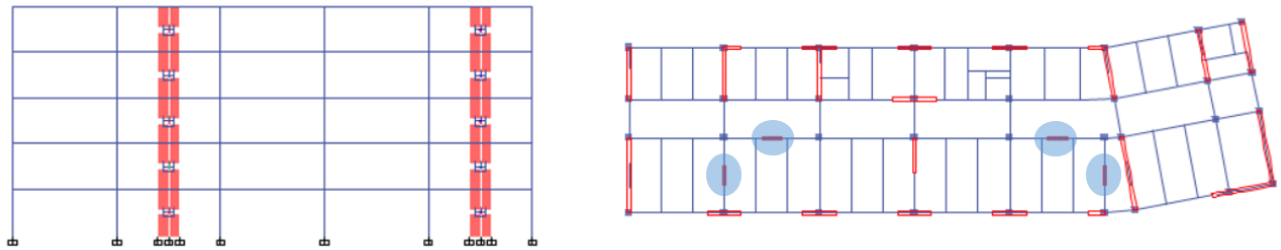


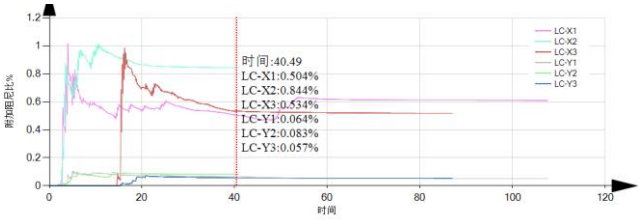
图 6 墙式粘滞阻尼器布置方案

墙式连接和斜撑式连接的附加阻尼比结果分别如图 7 和图 8 所示。

各工况附加阻尼比

工况	方向	结构应变能(kN·m)	阻尼器耗能(kN·m)	附加阻尼比
LC-X1	X	471.01	83.071	1.403%
LC-X2	X	533.763	97.165	1.449%
LC-X3	X	282.317	42.962	1.211%
LC-Y1	Y	263.059	13.174	0.399%
LC-Y2	Y	317.083	17.9	0.449%
LC-Y3	Y	248.838	11.447	0.366%

（a） 规范公式法



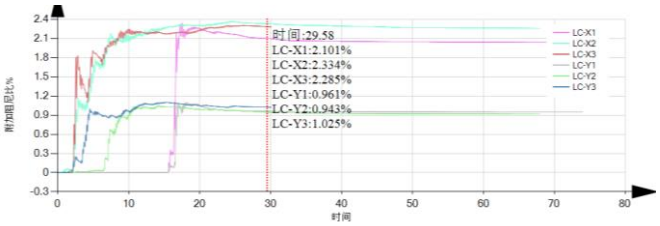
（b）能量比法

图 7 墙式连接时附加阻尼比结果

各工况附加阻尼比

工况	方向	结构应变能(kN·m)	阻尼器耗能(kN·m)	附加阻尼比
LC-X1	X	348.645	94.278	2.152%
LC-X2	X	290.254	85.234	2.337%
LC-X3	X	321.395	88.919	2.202%
LC-Y1	Y	256.43	46.409	1.44%
LC-Y2	Y	266.191	50.278	1.503%
LC-Y3	Y	217.48	43.785	1.602%

（a） 规范公式法



（b）能量比法

图 8 斜撑式连接时附加阻尼比结果

可以看见，相同的阻尼器参数与布置方案下，墙式连接下附加阻尼比较小。文献 2 指出，减震率的大小与支撑构件刚度和阻尼器自身刚度有关，如图 9 所示，在地震作用下，结构的层间变形并不会全部传递给阻尼器，即存在一定的位移损失[2]。本例中，斜撑式连接直接与梁柱节点相连，其支撑刚度即为斜撑的轴向刚度，而墙式连接的支撑刚度需要考虑墙与框架梁的抗弯刚度，其数值通常较小。因此，当采用阻尼器的阻尼系数较大时，墙式阻尼器由于有效刚度偏小，可能会造成较为明显的位移损失，减低了阻尼器的耗能，减震效果不佳，适当降低阻尼器的阻尼系数，可能会得到更好的减震效果。

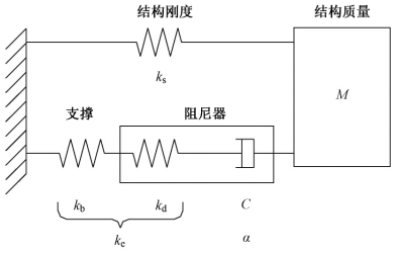
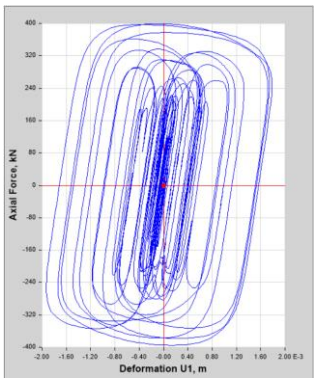
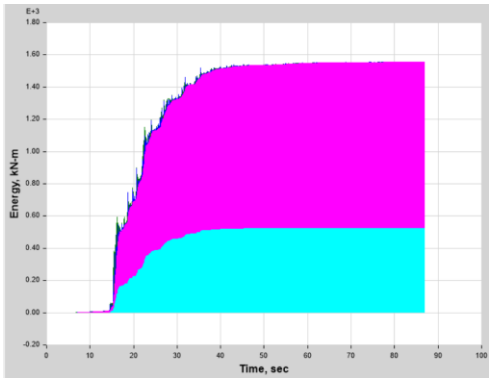


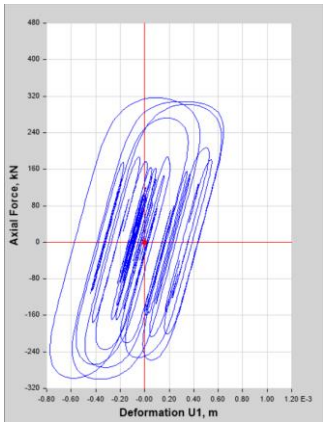
图 9 粘滞阻尼器减震结构的基本体系[2]

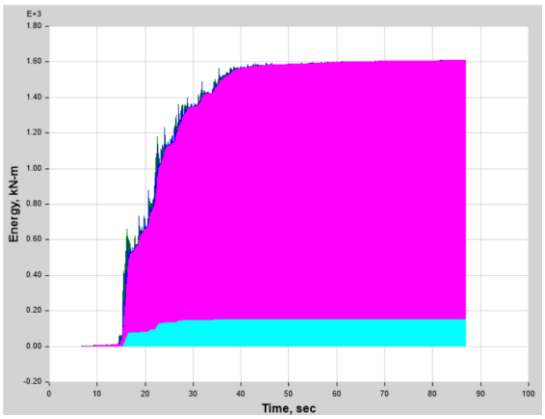
进一步查看不同连接方式下典型阻尼器的滞回曲线和能量图，如图 10 所示，其中青蓝色区域为阻尼器耗能。可以看见，斜撑式连接下阻尼器变形为 2mm，滞回曲线相对饱满，阻尼器耗能占比较多，而墙式连接下阻尼器变形为 0.8mm，阻尼器耗能占比较少，故本例中墙式连接时粘滞阻尼器提供的附加阻尼比相较于斜撑式更小。





（a） 斜撑式连接





（b）墙式连接

图 10 阻尼器滞回曲线和累积能量图

3. 结语

DC 软件作为减震设计领域的新工具，可助力工程师高效完成粘滞阻尼器减震方案比选。本文介绍了通过 ETABS+DC 实现减震方案比选的两种方法，并用带粘滞阻尼器的框剪结构实例，探讨了阻尼系数与消能器连接方式对附加阻尼比的影响规律，供工程师们参考。

参考资料

[1] 陈云. 基于阻尼器参数及算法的附加阻尼比计算探讨[J]. 结构工程师, 2023, 39(6).

[2] 冉田苒, 石诚, 等. 黏滞阻尼器位移损失对结构减震性能的影响研究[J]. 建筑结构, 2021, 51(3).

双阶屈服屈曲约束支撑在 SAP2000 中的模拟

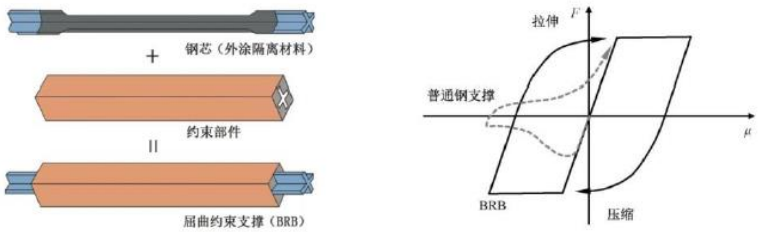
筑信达　杨硕 吴文博

1. 概述

屈曲约束支撑（buckling restrained brace，BRB）作为位移相关型阻尼器，可有效控制结构的最大层间变形，在建筑结构消能减震领域广泛使用，但是 BRB 屈服后刚度小、导致所在楼层刚度降低，层间变形易集中。文章[1][2]各提出一种面向结构最大层间变形控制和变形集中效应控制双重需求的新型双屈服点 BRB（Double-stage Yield Buckling Restrained Brace，DYBRB）。本文介绍如何在 SAP2000 中对双阶 BRB 的力学特性进行模拟，使用 SAP2000 已有的连接单元进行串联或并联的方式组合在一起，实现与双阶 BRB 一致的力学行为。再以一个钢框架模型为例，比较结构中布置不同减震方案下的减震效果。

2. 双阶 BRB 基本工作原理

如图 1 所示，屈曲约束支撑由内核单元、约束单元和无黏结层构成，内核单元是支撑的主要受力耗能元件，约束单元一般置于内核单元外侧，用于约束内核单元，防止其在受压过程中屈曲，使得支撑在拉压力作用下具有对称饱满的荷载-位移滞回曲线，可显著提高支撑自身的耗能能力。大多数传统 BRB 框架设计中，通常只采用单一 BRB 减震装置，在多遇地震时 BRB 一般被设计为处于弹性状态，不屈服，几乎没有耗能；BRB 在设防地震或罕遇地震作用下，屈服后刚度小，无法阻止设置有屈曲约束支撑楼层的变形快速增长，易发生楼层变形集中现象，造成层屈服破坏。



(a)构造　　(b)与普通钢支撑滞回性能对比

图 1　传统屈曲约束支撑 BRB 构造及滞回性能

传统 BRB 单一屈服点和屈服后刚度较低的特点不能良好的适应不同水准地震作用，为保证 BRB 能够满足多种变形需求并具有良好稳定的耗能能力，诸多学者通过改进传统 BRB 芯板构造或与其它阻尼器等新型装置进行组合，形成可实现多阶段耗能或提供较大屈服后刚度的复合型 BRB。

根据双阶 BRB 受力特性的组合实现原理，双阶 BRB 可分为串联型和并联型两种构造方式。潘鹏[1]提出一种由两个芯板串联组成的双屈服点 BRB，如图 2 所示，该双阶 BRB 可通过变形限制装置等约束条件使两个芯板相继屈服，小芯板达到预设的轴向变形时退出耗能工作，随着大芯板的屈服，整个支撑具有两个屈服点。

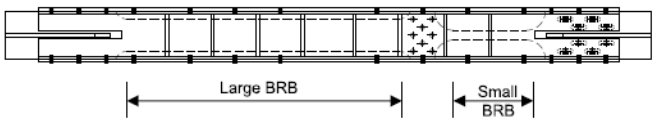


图 2　某串联型双阶屈服点 BRB 构造示意[1]

阎东东[2]等提出一种由两个耗能段并联组成的新型全钢 DYBRB，如图 3 所示，通过在耗能段两端的连接板上设置长圆形螺栓孔和螺栓连接作为二阶段的启动协同装置，当第一耗能段变形达到指定变形后，螺栓与长圆孔接触，带动第二耗能段协同受力，此时支撑的刚度和承载力为两个耗能段的总和，支撑因此可呈现出双屈服点受力特征。

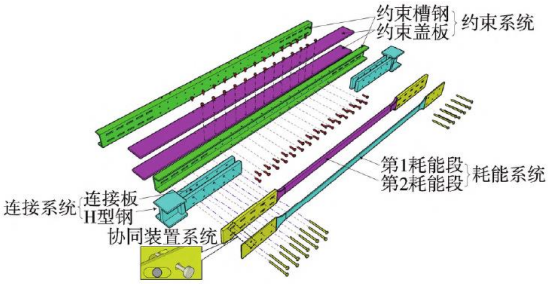


图 3　某并联型双阶屈服点 BRB 构造示意[2]

3.双阶 BRB 的有限元模拟

3.1 连接单元类型介绍

目前结构分析设计软件 SAP2000 没有专门用于模拟双阶 BRB 的连接单元，下面详细介绍构造双阶 BRB 会用到的连接单元类型，分别有线性 Linear 单元、缝单元 Gap、勾单元 Hook、多段线弹性单元 Multilinear Elastic（MLE）、多段线塑性单元 Multilinear plastic（MLP）等。

线性 Linear 单元，该单元是一个弹簧，各个方向可以指定刚度和阻尼，刚度和阻尼可以是耦合的也可以是解耦的。也可采用线性连接单元 Linear 并指定相对较大的刚度值模拟刚性杆 Rigid，便于提取结果，详后文。

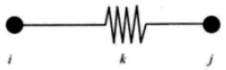


图 4　Linear 单元

缝单元 Gap，带有初始缝隙的弹簧，k 为弹簧常数，open 必须为零或正值，该单元用于模拟只压对象。

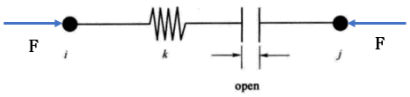


图 5　Gap 单元

勾单元 Hook，与缝单元 Gap 的行为相反，该单元用于模拟只拉对象。

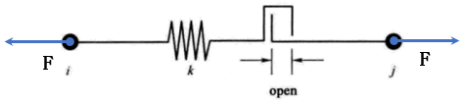


图 6　Hook 单元

多段线弹性单元 MLE，可指定多段线弹性属性，正变形轴上的最后两点定义的斜率被外推至无限正变形，类似的，负变形轴上的最后两点定义的斜率被外推至无限负变形。该单元的行为虽是非线性的，但仍然是弹性的，表明单元加载和卸载沿着相同的曲线，且没有能量的耗散。

多段线塑性单元 MLP，与 MLE 单元类似，但是塑性属性展现出不同的加载和卸载行为，在反向加载和循环加载下，会有滞回及能量耗散。滞回类型有随动 Kinematic、退化 Degrading、武田 Takeda、支点 Pivot、混凝土、BRB 强化、各向同性。

3.2 串联式双阶 BRB 模型简介

文章[1]对芯板进行不同截面尺寸的分区处理及连接方式做调整，再将两个不同强度的芯板进行串联，从而达到多个屈服耗能阶段的设计目标，简化的计算模型如图 7 所示。SAP2000 软件中没有单独针对双阶 BRB 的现成单元，因此需要采用不同单元组合的方式来实现简化模拟。

Small BRB 与一个 Hook 勾单元和一个 Gap 缝单元并联为一阶屈服耗能段，Hook 和 Gap 作为 Small BRB 的变形限位装置，以限制一阶耗能段的拉压极限变形，Large BRB 为二阶屈服耗能段，与 Small BRB 串联。当变形限位装置的位移小于某个设定值时，Hook 和 Gap 的刚度为 0，此时承载力由 Small BRB 控制，当变形限位装置的位移超过某个设定值时，Hook 和

Gap 的视为刚体，此时 Small BRB 的变形被锁死，承载力主要由 Large BRB 控制。

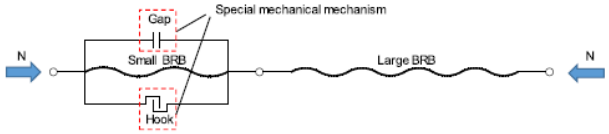
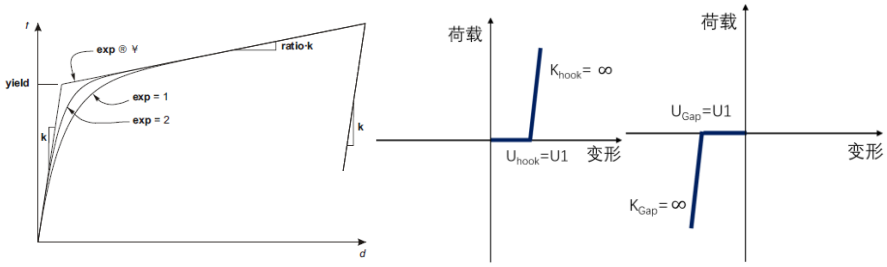


图 7　串联双阶 BRB 简化计算模型[1]

3.3 串联式双阶 BRB 模拟

在 SAP2000 软件中采用 Wen 塑性单元模拟屈曲约束支撑 BRB，Wen 单元本构模型如图 8（a）所示，k 为初始刚度，yield 为屈服力，ratio 为屈服后刚度与屈服前刚度的比值，exp 用于控制从线性到非线性范围的过渡，exp 大于等于 1，随着 exp 增加（不宜超过 20），过渡会更加尖锐。定义 Gap 和 Hook 时，轴向初始间隙值应为 U1，Gap 和 Hook 的刚度值建议取 1000 倍 BRB 的初始刚度，这样当 Gap 和 Hook 的轴向变形超过 U1 后，其刚度远大于 BRB 刚度，可视为刚体。Gap 和 Hook 两个单元也可以用一个多段线弹性单元 MLE 代替。



（a）Wen 塑性属性参数　　（b） Hook 单元　　（c）Gap 单元

图 8　单元本构模型

定义连接单元的参数，Small BRB 的初始刚度、屈服力、屈服后刚度比分别为 107kN/mm、300kN、0.035，Large BRB 的初始刚度、屈服力、屈服后刚度比分别为 95.2kN/mm、500kN、0.035，Large BRB 的启动位移为 5.6mm，也就是 Gap 和 Hook 的轴向初始间隙值 U1，该值为 Small BRB 屈服位移的 2 倍。具体的连接单元定义如图 9 所示。

图 9　连接单元参数定义

在 SAP2000 中通过两点连接的方式绘制串联双阶 BRB 模型，对于串联的连接单元，如果仅考虑连接单元轴向 U1 方向的自由度，则相当于二力杆，中间节点约束不足，此时结构为瞬变体系，会导致分析异常，因此剪切和转动方向须指定 fix 约束或合适的刚度值，如图 10 所示。建立模型时，如图 11 上侧所示，在节点 1、2 之间依次绘制 Gap、Hook、Small BRB（Wen）三个连接单元，默认为并联效果，节点 2、3 之间绘制 Large BRB（Wen）连接单元。时程分析采用非线性直接积分时程工况，加载方式为在 3 节点处施加 U1 方向的单位位移荷载，时程函数见图 11 下侧。

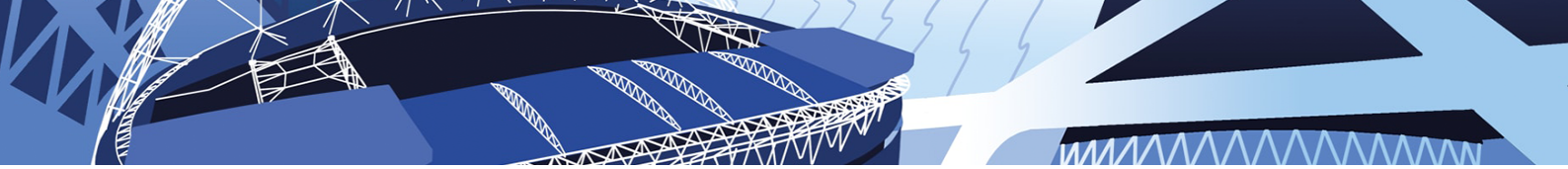


图 10　fix 约束

分析结束后，使用绘图函数下的连接单元函数绘制 Small BRB、Large BRB 的轴力-变形滞回曲线并导出相关数据，具体操作可参考知识库内容《连接单元的并联及结果提取》，在 Excel 中绘制 Small BRB、Large BRB、双阶 BRB 的滞回曲线，根据连接单元串联时轴力相等，变形相加的规律，其中串联双阶 BRB 的轴力与 Large BRB 的轴力相同，串联双阶 BRB 的变形为 Small BRB 与 Large BRB 的轴向变形之和，如图 12 所示。

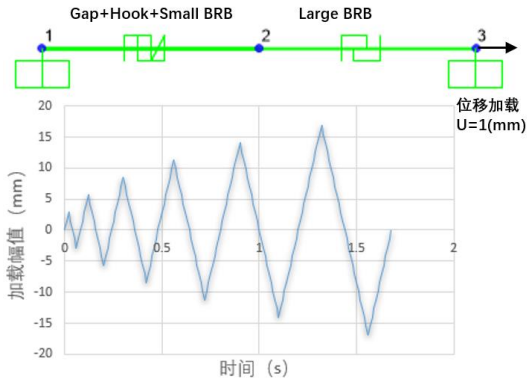


图 11　串联双阶 BRB 模拟与加载

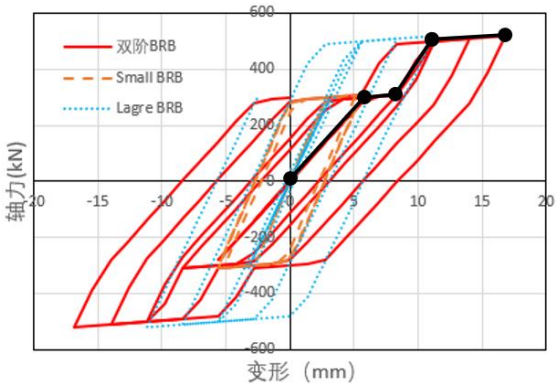


图 12　串联双阶 BRB 滞回曲线

从图 12 的滞回曲线可以看出，Small BRB 屈服后塑性发展直至限制位移±5.6mm，在此之后仅 Large BRB 单独工作，双阶 BRB 的轴力-变形曲线符合预期的双阶屈服特性。

如果认为以上的建模方式较复杂，串联型双阶 BRB 骨架曲线可简化为图 12 中黑色四折线模型，使用多段线性塑性 MLP 单元并指定“随动 Kinematic”滞回类型简化模拟[3]。

3.4 并联式双阶 BRB 模型简介

并联式双阶 BRB 与前述的串联式双阶 BRB 工作原理类似，将两个不同强度的芯板进行并联并调整连接方式，从而达到多个屈服耗能阶段的设计目标。软件内需采用不同连接单元组合的方式来实现，简化的计算模型如图 13 所示，两个屈服耗能段采用 Wen 塑性单元的 BRB 模拟，协同装置采用 Gap 和 Hook 并联的方式（a），或者多段线弹性单元 MLE 代替（b），当协同单元达到预设的启动位移时将提供很大的刚度串联第二耗能段的 BRB-2 协同受力，与第一耗能段 BRB-1 形成并联机制，从而模拟两个屈服段的受力机制。

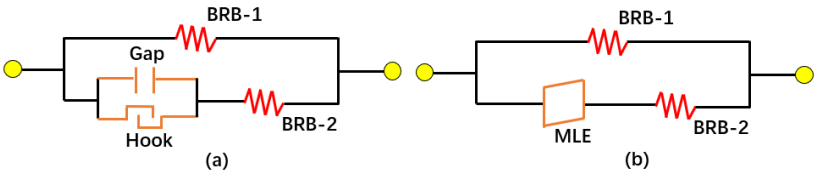


图 13　并联双阶 BRB 简化计算模型

3.5 并联式双阶 BRB 模拟

各连接单元的定义与串联双阶 BRB 中各连接单元的定义保持一致，BRB-1 和 Small BRB 的定义对应，BRB-2 和 Large BRB 的定义对应，采用图 13（b）的方式创建模型，如图 14 上侧所示，在 1、2 节点之间绘制 MLE、在 2、3 节点之间绘制 BRB-2、在 1、3 节点之间绘制 BRB-1，在节点 3、4 之间绘制 Linear 单元模拟的刚性杆 Rigid。时程分析采用非线性直接积分时程工况，加载方式为在 4 节点处施加 U1 方向的单位位移荷载，时程函数见图 14 下侧。

分析结束后，使用绘图函数下的连接单元函数绘制 MLE、BRB-1、BRB-2 的轴力-变形滞回曲线并导出相关数据，在 Excel

中绘制并联双阶 BRB、BRB-1、BRB-2 和 MLE 的滞回曲线，根据连接单元并联时轴力相加变形相等的规律，其中并联双阶 BRB 轴力与 Rigid 的轴力相同，并联双阶 BRB 的变形与 BRB-1 的变形相同。绘制所得的滞回曲线如图 15 所示。

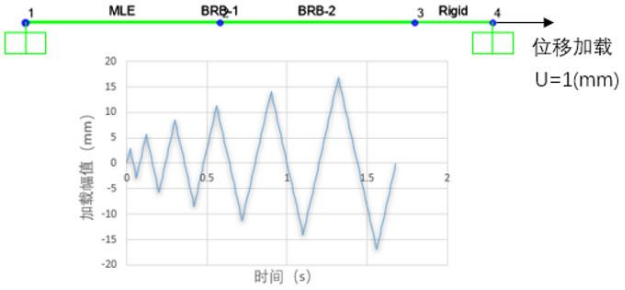


图 14　并联双阶 BRB 模拟与加载

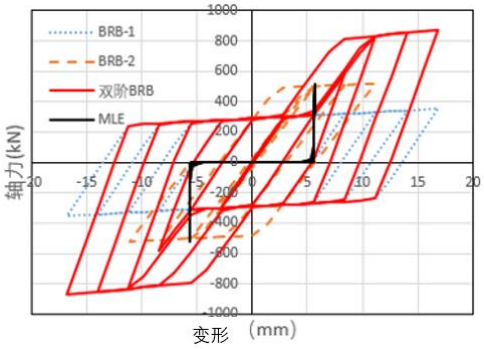


图 15　并联双阶 BRB 滞回曲线

从图 15 可以看出，第一阶段仅 BRB-1 开始工作，双阶 BRB 的滞回行为与 BRB-1 相同，当变形达到预设的±5.6mm 后，进入第二阶段，BRB-2 开始工作，双阶 BRB 支撑的滞回行为表现为 BRB-1、BRB-2、MLE 三个连接单元滞回曲线的叠加，单元 MLE 全程无耗能，仅起到推迟 BRB-2 工作的作用。

4. 双阶 BRB 三维框架抗震性能分析

4.1 计算模型与分析方法

本章将双阶 BRB 置于文章[3]描述的三维钢框架结构中，研究双阶 BRB 相比于 BRB 对整体结构地震响应的改善作用。三维钢框架层高 4.5m，总共 10 层，X 向共 3 跨，每跨 6m；Y 向共 5 跨，每跨 6m。整体结构模型及 BRB 支撑的布置位置如图 16 所示。

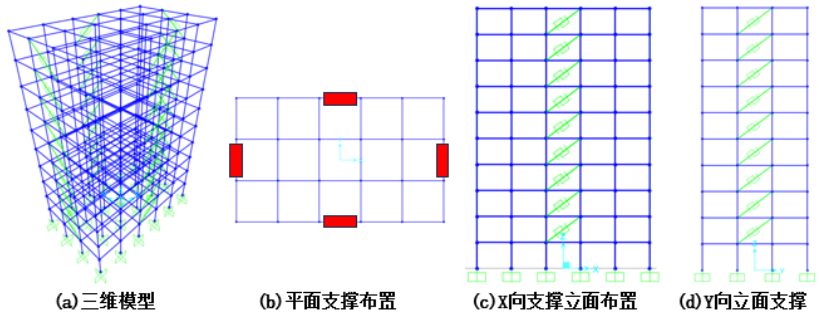


图 16　三维框架整体模型结构示意图

钢框架的尺寸与支撑构件的参数如表 1、2 所示。

表 1. 三维模型构件参数

楼层	框架柱		框架梁	
	截面	钢材等级	截面	钢材等级
1~5	Tube400x400x20x20	Q235	H400x250x10x16	Q235
6~10	Tube350x350x16x16			

表 2. 三维模型 BRB 支撑构件参数

楼层	属性参数	BRB 框架结构-A	BRB 框架结构-B	串连/并联双阶 BRB 框架结构	
		BRB	BRB	Small BRB/BRB-1	Large BRB/BRB-2
2~10 层	初始刚度（kN /mm）	60	95.2	60	95.2
	屈服荷载（kN）	168	300	168	300
	屈服后刚度比	0.035	0.035	0.035	0.035

按照图 16 的布置方式，设置纯框架结构、BRB 框架结构-A、BRB 框架结构-B、串联双阶 BRB 框架结构、并联双阶 BRB 框架结构 5 组计算模型，指定 X 方向时程工况，采用 FNA 法，输入 EL-Centro 波，如图 17 所示，峰值为 3417cm/s^2，结构阻尼比采用模态阻尼 3%。

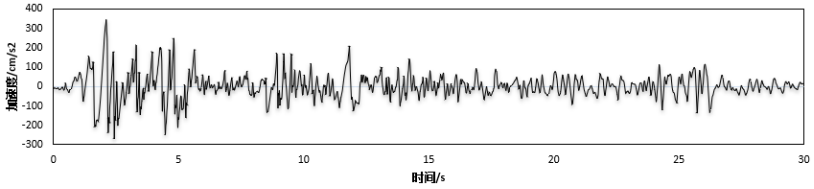


图 17　EL-Centro 地震波

4.2 结构响应

时程工况分析完成后，分别提取 5 组模型在 X 方向楼层位移的最大值和楼层剪力，如图 18、19 所示，串联双阶 BRB 支撑相较于并联双阶 BRB 支撑、常规 BRB 支撑可以显著改善整体结构的楼层位移，串联双阶 BRB 对于楼层位移的控制优于并联双阶 BRB 且结构的基底剪力更小。

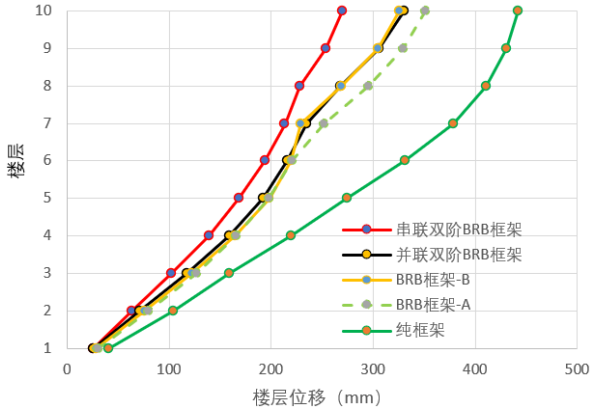


图 18　X 向时程工况下楼层位移

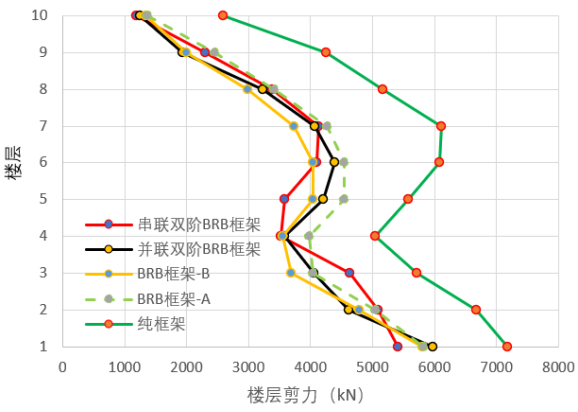


图 19　X 向时程工况下楼层剪力

5．小结

本文介绍了双阶 BRB 的工作原理，并在 SAP2000 软件内使用已有的连接单元对串联式 BRB 和并联式 BRB 进行了数值模拟，最后以 10 层的钢框架模型为基础，设置了 5 组计算模型，通过各模型的楼层位移与楼层剪力对比，发现串联式双阶 BRB 对结构楼层位移的控制效果最优，设置串联双阶 BRB 支撑的结构基底剪力最小。

参考资料

[1] Pan Peng, Li Wei, Nie Xin, et al. Seismic performance of a reinforced concrete frame equipped with a double-stage yield buckling restrained brace[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2017, 26(04): e1335.

[2] 閤东东,安楠,刘谦敏,等.双屈服点屈曲约束支撑-钢框架结构抗震性能研究[J].地震工程与工程振动, 2023, 43(2):146-154.

[3] 丁洁民,邵聪,刘沛,等.双阶屈服屈曲约束支撑框架结构抗震性能研究[J].建筑结构, 2023, 53(10):1-9.

车辆横向分布系数的计算及对比

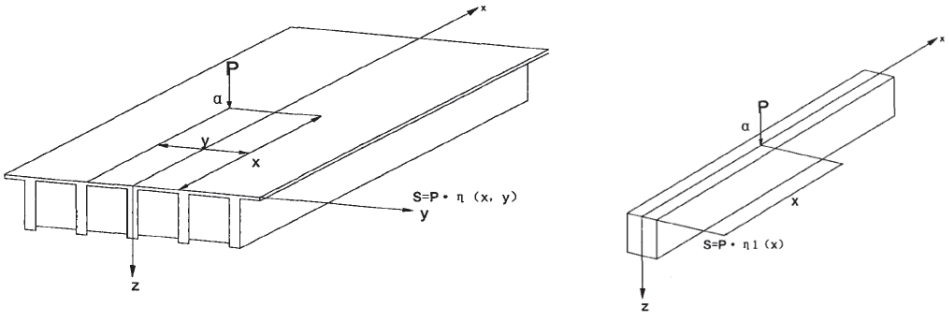
筑信达　吕 良

所谓荷载横向分布系数(Lateral Distribution Factor of live load）是指车辆荷载在桥梁横向各主梁间分配的百分比。普通简支桥梁中，它和各主梁间的联结方式（铰接或刚接）、有无内横梁及其数目、断面的抗弯刚度和抗扭刚度，以及车辆荷载在桥上的位置等有关。它是一个复杂的空间结构问题，在桥梁设计中常简化为平面问题而引用荷载横向分布系数。目前广泛采用的是利用主梁的纵向影响线和荷载横向分布影响线相结合的方法。荷载横向分布系数是在荷载横向分布影响线的基础上按荷载的最不利位置布载，并将荷载位置相应的影响线竖标值求和得到的最后数值结果。

CSiBridge 可采用壳体和实体单元建模，基于影响面的理论计算车辆最不利布置，可直接通过有限元方法获得各单片主梁在最不利荷载作用下的内力分布，避免了传统“横向分布系数”求解过程繁琐及适用情况有限的问题。本文将结合美国桥梁设计规范和中国桥梁设计规范，通过两个小的算例，简要对比其与有限元方法的计算差异；并说明 CSiBridge 中关于车辆荷载横向分布系数的实现。

1 横向分布系数的简介

对于一座由多片主梁和横隔梁组成的梁桥来说，如图 1-a，当桥上有荷载 P 作用时，由于结构的横向联系必然会使所有主梁以不同程度地参与工作，并且随着荷载作用位置(x,y)的变化，某根主梁所承担的荷载 S 也随之变化，其关系可以表示为$S = P \cdot \eta(x,y)$。这种桥梁内力问题的求解是一个空间计算理论问题。鉴于实际结构过于复杂，虽然国内外对该问题进行了诸多理论和实验研究，到目前为止仍难以实现完全精确的计算。



a 主梁　　b 单梁

图-1 荷载作用下的内力计算

为了便于设计，我们在桥梁纵、横向均引入影响线的概念，将空间问题简化成了平面问题。该方法实际上就是将影响面$\eta(x,y)$分离成两个单值函数$\eta_1(x) \cdot \eta_2(y)$的乘积。这样，对于某根主梁某一截面的内力值 S 通过下述公式确定：

$$S = P \cdot \eta(x,y) \approx P \cdot \eta_1(x) \cdot \eta_2(y)$$

式中：

$\eta(x,y)$：为空间计算中某梁的内力影响面；

$\eta_1(x)$：为单梁在 x 轴方向（梁纵向）某一截面的内力影响线；

$\eta_2(y)$：单位荷载沿 y 轴方向（梁横向）作用时，某梁所分配的荷载比值曲线，也称荷载横向分布影响线。

当求解出主梁$a(x.y)$点在轴向最不利的荷载数值P'时，其中$P' = P \cdot \eta_1(x)$，将其乘以横向分布影响系数$\eta_2(y)$，即可得到单个主梁所能分配到的荷载值，即$P' \cdot \eta_2(y) = P \cdot \eta_1(x) \cdot \eta_2(y)$。当荷载$P$按照最不利的横向位置布载，系数$\eta_2(y)$取到最大值，此时该最大值就称为荷载横向分布系数m。通过该系数即可直接由主梁的纵向荷载最不利值，直接求出某片主梁横向的最不利荷载值。

2 美国规范

美国桥规中对每种截面形式给出了相应的内梁弯矩、边梁弯矩、内梁剪力和边梁剪力的横向分布系数计算表达式，均为

经验公式。CSiBridge 内置了 AASHTO LRFD 规范横向分布系数的计算方法，也可以通过有限元或其他方式确定活载的横向分布系数。

需要注意的是，美国桥规中依据截面特点、连接方式将上部结构划分为 11 种典型截面形式，但是 CSiBridge 支持规范计算的桥梁类型为：预制混凝土 I 型组合梁桥、预制混凝土 U 型组合梁桥、多箱室混凝土箱梁桥、I 型钢混组合梁桥、U 型钢混组合梁桥等。这里以一个预制混凝土 I 型组合梁桥为例简要介绍规范计算方法在 CSiBridge 中的实现，并对比几种计算方法结果的差异。

2.1 算例介绍

该预制混凝土 I 型组合梁桥跨度为 110ft，和线路斜角角度为 20°，主梁类型为 Type I-Beam (28/72)，其主要截面尺寸如图 2 所示。为例简要说明 CSiBridge 中荷载分布系数的计算方法：

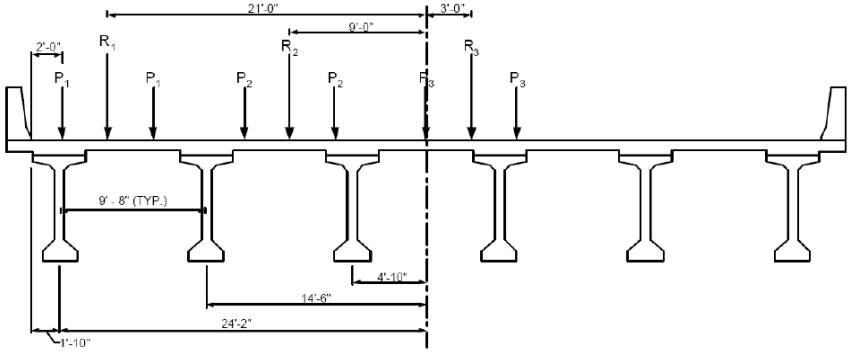


图 2 主梁尺寸图

2.2 规范计算方法

对于预制 I 型组合梁桥梁，规范 AASHTO LRFD 规范 4.6.2.2 中给出了相应的横向分布系数计算表达式，如表 1 所示。

表 1 美国桥规 T 梁弯矩和剪力横向分布系数计算表

类别	横向分布系数	适用条件
内梁弯矩	单车道加载：$mg_M^{SI} = 0.06 + (\frac{S}{4300})^{0.4}(\frac{S}{L})^{0.3}(\frac{K_g}{Lt_s^3})^{0.1}$ 两车道或多车道加载：$mg_M^{MI} = 0.075 + (\frac{S}{2900})^{0.6}(\frac{S}{L})^{0.2}(\frac{K_g}{Lt_s^3})^{0.1}$	1100mm≤S≤4900mm 110mm≤t_s≤300mm 6000mm≤L≤73000mm N_b≥4 4.0E+9mm4≤K_g≤3E+12mm4
边梁弯矩	单车道加载mg_M^{SI}：杠杆法 两车道或多车道加载：$mg_M^{MI} = e \cdot mg_M^{SI}$ 式中：$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	-300mm≤d_e≤73000mm N_b≥4
内梁剪力	单车道加载：$mg_V^{SI} = 0.36 + \frac{S}{3600}$ 两车道或多车道加载：$mg_V^{MI} = 0.2 + \frac{S}{3600} - (\frac{S}{10700})^{2.0}$	1100mm≤S≤4900mm 110mm≤t_s≤300mm 6000mm≤L≤73000mm N_b≥4
边梁剪力	单车道加载mg_V^{SI}：杠杆法 两车道或多车道加载：$mg_V^{MI} = e \cdot mg_V^{SI}$ 式中：$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$	-300mm≤d_e≤73000mm N_b≥4

其中：

mg_M^{SI}、mg_M^{MI}：分别为单车道弯矩横向分布系数和多车道弯矩横向分布系数；

mg_V^{SI} mg_V^{MI}：分别为单车道剪力横向分布系数和多车道剪力横向分布系数；

b、d：为梁宽和为梁的高度（mm）；

d_e：为外梁中心到路缘石或车辆护栏内边的距离（mm）；

e：为修正系数；

I：为截面惯性矩（mm^4）；

J：为截面抗扭惯性矩（mm^4）；

k：为不同形式结构常数；

K_g：为纵向刚度参数（mm^4）；

L、S：为梁跨和梁间距（mm）；

N_b：为梁、纵梁的片数；

t_e、t_s：为钢板和混凝土板的厚度(mm)；

依据上述表格中的规范公式可以计算出内梁和外梁的活荷载分布系数。

2.3 程序实现

在 CSiBridge 中建立算例模型，如下图所示。在定义截面时，程序会依据主梁截面数据自动将其分为不同的肋梁，如下图中的梁-1、梁-2……梁-6。依据位置关系将其分别识别为内梁和外梁，其中梁 1 和梁 6 为外梁，梁-2~梁 5 为内梁。

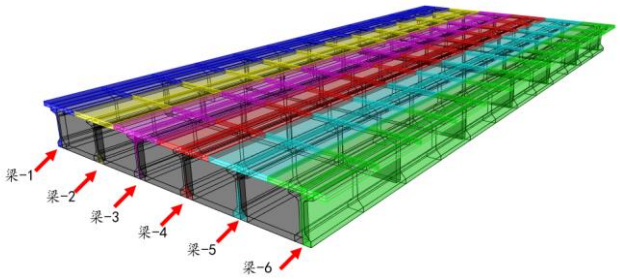


图 3 算例模型

选择依据规范计算活荷载的分布系数时，需要指定车辆的重轴宽度、车轮与路缘石的最小距离、车道的总宽度，是否考虑横隔梁（板）的作用、以及多车道的折减系数，具体如图 4 所示。

Live Load Distribution (LLD) to Girders

Method: Use Factors Specified by Design Code

Axle Width: 72.　　Curb to Wheel Distance: 24.

Lane Width: 144.　　Diaphragms/Cross-Frames Present: Yes

	One Lane	Two Lanes	Three Lanes	More Lanes
Multiple-presence Factor	1.2	1.	0.85	0.65

图 4 活荷横向分布系数参数设置

这里有两点需要注意，（1）是否考虑横隔梁（板）的作用（Diaphragms/Cross-Frames Present），该选项对应规范 AASHTO LRFD 4.6.2.2.2d 条，即如果桥梁设置有足够数量的横隔梁或横隔板，可以将各片主梁之间连接关系处理为刚体时，此时计算的分布系数不应小于按规范 AASHTO LRFD S4.6.2.2.2d 计算的数值。一般来说勾选该选项后，计算的分布系数数值更加保守。（2）程序在计算内梁和外梁的活荷载分布系数时候会自动考虑多车道的折减系数，折减系数为图 4 表格中的数值。因此在定义移动荷载工况中时，需要将多车道折减系数调整为 1.0，避免重复考虑。

完成上述参数的填入后，程序会读取“桥对象”中车道的宽度数据、主梁断面等数据，自动计算活荷载分布系数。需要注意的是，上述参数和桥梁对象中的车道数据及主梁断面数据是相关的，需要按真实数值输入，不能随意填入，否则会导致程序无法完成相应的设计需求。进行设计需求校核时，用户可通过结果表格输出每一片主梁的活荷载分配系数。

完成分析设计后，通过结果表格“Bridge Super Design AASHTOLRFD20 09- PCCompShear-Prop”可以查看由程序计算的横向分布系数，如图 5 所示，其中“LLDFactV”为剪力横向分布系数，“LLDFactM”为弯矩横向分布系数。

File　View　Edit　Format-Filter-Sort　Select　Options

Units: As Noted　　Bridge Super Design AASHTOLRFD20 09 - PCCompShear-Prop

Filter:

DesReqName	BridgeObj Text	Station in	Location Text	Girder Text	GirderDist in	LLDFactV Unitless	LLDFactM Unitless	LLDFactSect	WebWidth in	Web
DReq2-shear	BOBJ1	0	After	Left Exterior Girder	0	0.806897	0.806897	0.166667	8	
DReq2-shear	BOBJ1	0	After	Interior Girder 1	0	0.929274	0.781317	0.166667	8	
DReq2-shear	BOBJ1	0	After	Interior Girder 2	0	0.929274	0.781317	0.166667	8	
DReq2-shear	BOBJ1	0	After	Interior Girder 3	0	0.929274	0.781317	0.166667	8	
DReq2-shear	BOBJ1	0	After	Interior Girder 4	0	0.929274	0.781317	0.166667	8	
DReq2-shear	BOBJ1	0	After	Right Exterior Girder	0	0.806897	0.806897	0.166667	8	
DReq2-shear	BOBJ1	110	Before	Left Exterior Girder	110	0.806897	0.806897	0.166667	8	
DReq2-shear	BOBJ1	110	Before	Interior Girder 1	110	0.929274	0.781317	0.166667	8	
DReq2-shear	BOBJ1	110	Before	Interior Girder 2	110	0.929274	0.781317	0.166667	8	
DReq2-shear	BOBJ1	110	Before	Interior Girder 3	110	0.929274	0.781317	0.166667	8	
DReq2-shear	BOBJ1	110	Before	Interior Girder 4	110	0.929274	0.781317	0.166667	8	
DReq2-shear	BOBJ1	110	Before	Right Exterior Girder	110	0.806897	0.806897	0.166667	8	
DReq2-shear	BOBJ1	110	After	Left Exterior Girder	110	0.806897	0.806897	0.166667	8	

图 5 抗剪承载能力校核

这里将程序计算结果和手算结果进型统计，如表 2 所示，可以看到程序结算结果和 2.2 小节中的手算结果吻合。

表 2 横向分布系数计算数值对比

计算方法	加载工况	弯矩		剪力	
		内梁	外侧梁	内梁	外梁
手动计算数值	多车道加载	0.781	0.772	0.929	0.762
	单车道加载	0.542	0.807	0.782	0.807
	Max	0.781	0.807	0.929	0.807
CSiBridge 输出值		0.781	0.807	0.929	0.807

2.4 有限元方法与规范法的对比

在定义主梁截面时，程序已经对主梁中各个肋梁做了划分，如图 3 所示。基于影响面计算车辆荷载的最不利布置时，程序会依据各个肋梁所包含的壳单元做积分，直接通过有限元方法统计各个肋梁在车辆荷载工况下的最不利荷载。

需要注意的是，通过有限元计算车辆荷载的最不利布置时不是在设计需求中指定多车道折减系数，需要在荷载工况中考虑多车道折减系数。分析完成后，可通过表格输出各个主梁在车辆荷载作用下的最大弯矩包络值。这里提取出各个肋梁的最大弯矩包络，并将该值与通过规范方法求的各个肋梁移动荷载最大弯矩值包络进行比较，如图 6 所示。

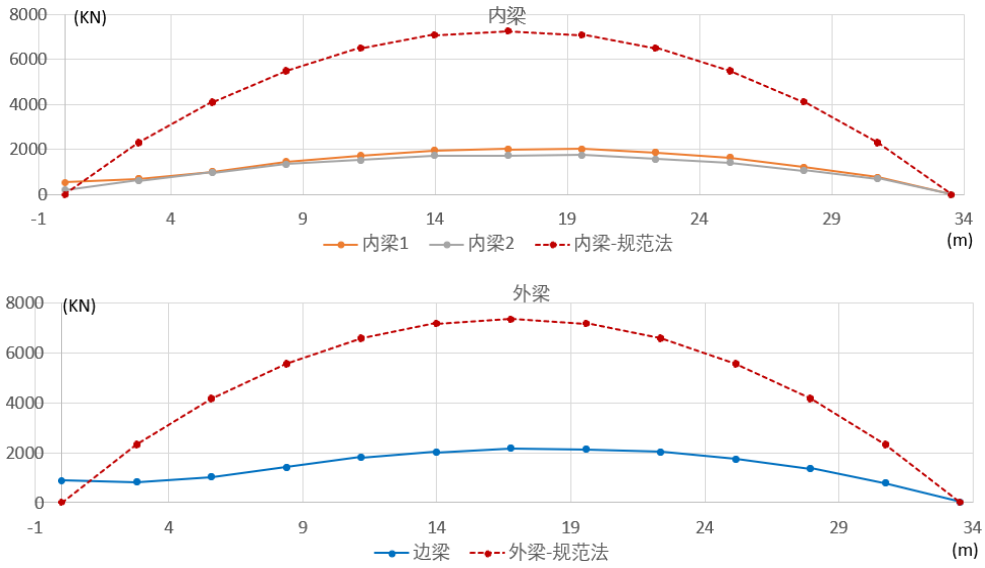


图 6 各肋梁移动荷载弯矩包络值

该桥梁为左右对称结构，因此这里分别将内梁和外梁按有限元计算数值和按规范计算的数值绘制于同一图中。从图 6 中可以看出，无论对于内梁还是外梁，规范法求得肋梁弯矩数值远大于通过有限元求得弯矩数值。从表 2 中计算得到的横向分布系数数值可知，其分项系数的数值均在 0.75 以上，该系数与主梁总的弯矩相乘后，数值非常大，规范计算的数值过于保守。对比有限元方法计算的内梁 1 和内梁 2 的最大弯矩包络曲线，可以看到，内梁的最大弯矩包络曲线也并不是相同的，不同位置的内梁的最大弯矩包络并不相同。

另外在支座位置处，规范方法通过分项系数计算时，由于桥梁两端的边界条件为铰接，因此计算处的最大弯矩包络在支座位置处均为 0，因此通过乘以相应的分布系数得到单梁的弯矩值时，在支座位置处的数值同样为 0。但是通过有限元方式计算时，程序会考虑单梁与单梁之间的连接关系，在支座位置处其最大弯矩的包络并不是 0，其结果更加符合结构的真实分布。

3 中国规范

对于不同类型的桥梁 AASHTO 明确细致地规定了其横向分布系数的计算方法，但是中国规范并没有对车辆横向分布系数的计算方法给出明确的规定，目前主要是参考李国豪《公路桥梁荷载横向分布系数计算》的方法进行计算。在计算横向分布系数时，需要根据主梁间的构造形简化计算模型。

3.1 一般做法

在计算横向分布系数时，需要根据主梁间的构造形式，按不同的横向结构简化计算模型选用相应的计算方法。目前常用的方法包括：杠杆原理法、偏心压力法、铰接板（梁）法、刚接梁法和比拟正交异性板法。上述各种方法的共同点是：从分析

荷载在桥上的横向分布出发，求得各梁的横向分布影响线，进而通过横向最不利布载来计算荷载横向分布系数m。

3.2 算例介绍

该算例为简支的钢筋混凝土刚接 T 梁桥，计算跨度 L=19.5m，桥宽为净 7m ，两侧 2×0.75m 的人行道。主梁由五根等截面预制 T 梁构成，在桥梁两端和跨中设置有横隔板，横隔板间距为 4.88m，如图 6 所示。对该桥梁施加公路Ⅱ级荷载，汽车横向轮距为 1.8m，两列汽车车轮的横向最小间距为 1.3m，车轮距离人行道缘石最小距离为 0.5m。通过桥梁博士（BD）和 GQJS，分别按照刚接板和铰接板的方法计算出各片 T 梁的活载分布系数，如表 3 所示。

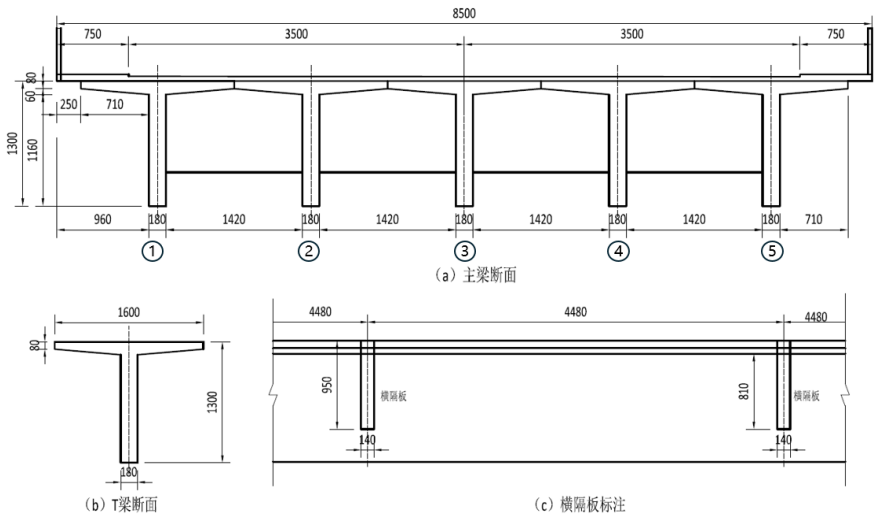


图 7 模型尺寸图

表 3 各片 T 梁的横向分布系数(图上标注编号)

计算方法	T 梁编号				
	1	2	3	4	5
BD-刚接板	0.516	0.462	0.406	0.462	0.516
BD-铰接板	0.409	0.513	0.514	0.513	0.409
GQJS_刚接板	0.464	0.481	0.467	0.481	0.467
GQJS-铰接板	0.438	0.477	0.512	0.477	0.438

3.3 程序实现及对比

在 CSiBridge 中通过壳单元建立该案例的三维模型，如图 8 所示。

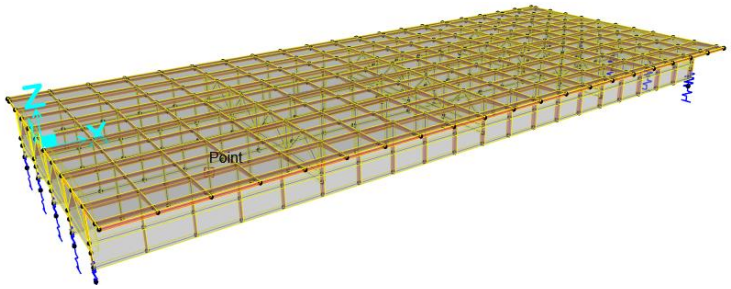


图 8 三维壳单元模型

中国规范没有明确的规定横向分布系数的计算方法，程序也无法依据梁格法、板梁法及梁系法等理论方法计算相应的活载分布系数。并且程序中指定梁的横向分布系数时需按照内梁和外梁、抗弯和抗剪来分别指定的，如图 9 所示，因此无法手动直接指定各片主梁的横向分布系数。因此当采用国标设计时，推荐采用有限元的方法：依据有限元分析结果，由程序直接从各个主梁中读取活荷载效应值。此时程序将基于影响面的原理，直接通过有限元的方式直接计算各片主梁在活载作用下的最不利弯矩值，无需考虑横向分布系数。注意在定义移动荷载工况时，需要在工况中指定多车道折减系数。

Live Load Distribution (LLD) to Girders

Method: Use Factors Specified by User

Location	Moment	Shear
Interior Girder	0.905	1.082
Exterior Girder	0.905	1.082

图 9 指定活荷载分布系数

这里采用有限元方法计算案例模型中各片 T 梁在公路 II 级荷载作用下的最不利弯矩值。并与采用表 3 中的横向分布系数计算的弯矩值进行对比，整理结果如图 10 所示。该桥梁为对称结构，因此下述结果中仅列出了梁-1、梁-2、梁-3 采用不同方法计算车辆荷载的内力分布图。:

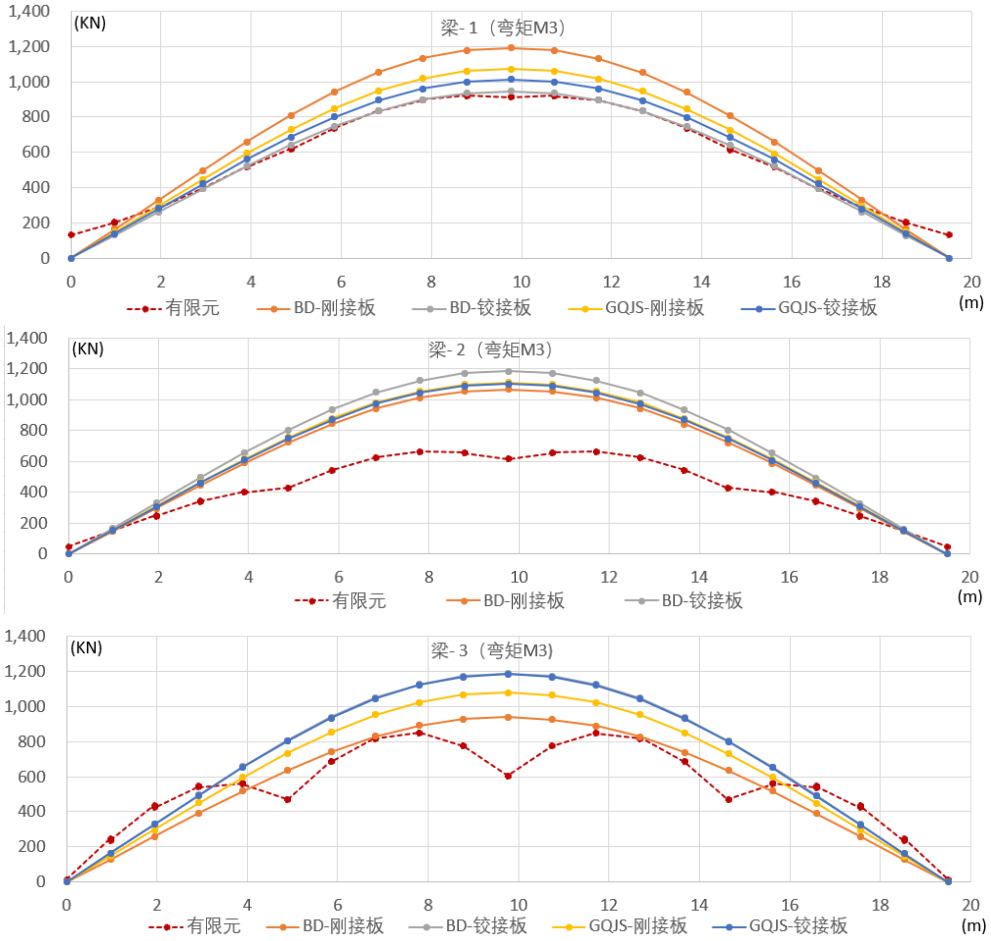
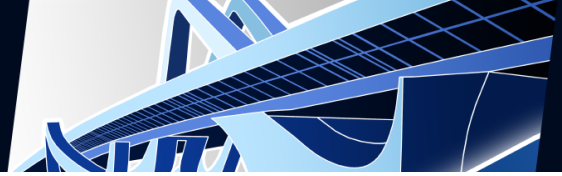


图 10 不同梁的弯矩 M3 分布图

从结果图中可以看出，虽然 BD 和 GJQS 采用相同的理论方法，但是由于计算假设的差异，对于同一个桥梁的同一个肋梁其计算的横向分布系数也会有所差异。另外，采用不同的理论方法计算出的横向分布系数差异可能较大。比如对于梁-3，BD-刚接板理论和 BD-铰接板理论计算的数值相差接近 20%，不同的计算方法有各自的适用范围，如果假设错误可能出现较大的设计偏差。

从各个肋梁的内力分布来看，有限元计算的结果普遍较小，经验公式的计算数值普遍较大，中间肋梁的影响最大。经验公式计算可能会出现计算过于保守的问题，导致设计不够经济。另外，无论是刚接板理论和铰接板理论均无法定量的考虑横隔梁的作用。查看有限元方法计算的最大弯矩包络图可以发现，在横隔板位置处，无论是内梁还是外梁，其弯矩分布并不是传统的抛物线形，而是类似波浪分布。其主要原因就是横隔板可以有效的将单个肋梁的受力传递到相邻的肋梁上，降低了单个肋梁在横隔板位置处的峰值弯矩。



4 计算方法的选择

由于横向分布系数的大小会直接影响设计结果，而计算方法决定了其数值的大小，因此选中合适的计算方法显得尤为重要。对此，在 CSiBridge 中用户可依据需要选择不同的方式确定横向分布系数的数值。在程序中有四种方法确定主梁的横向分布系数，分别是：

- 方法 1：直接由用户指定活荷载分布系数。需要注意的是，程序依据主梁的位置将其分为内梁和外梁，并在计算活荷载的弯矩和剪力效应时分别考虑不同的系数。因此，用户需要依据梁的类型和计算效应的不同分别指定对应的活载分布系数。
- 方法 2：由程序依据规范自动计算。填入对应的结构参数后，CSiBridge 可根据 AASHTO LRFD 第 4.6.2.2 节中规定计算活载分布系数。目前程序不支持中国规范的横向分布系数的计算。
- 方法 3：依据有限元分析结果，由程序直接从各个主梁中读取活荷载效应值。该方法适用于采用壳体单元或实体单元模拟的桥对象。
- 方法 4：活载在各个主梁之间均匀分布。选择该方法选择后，各个主梁的活载分布系数相同，不考虑其位置（外梁或内梁）及需求类型（剪力或弯矩）。系数大小等于 1/n，其中 n 为截面中的主梁的个数。

设计时用户可以自由地切换不同的横向分布系数计算方法，对比这几种方式对设计结果的影响，从而决定采用哪种方式是最合理的结果。

5 小结

采用各种理论方法（梁格法、板梁法及梁系法）计算荷载横向分布系数，均存在局限性。不同的计算方法有各自的适用范围，不可盲目使用。对于规则桥梁来说，尚可采用经验公式计算，而对于非规则桥梁却毫无办法。CSiBridge 中的有限元分析法避免了各种理论方法的假设，直接通过三维模型解决空间问题，具有适用面广，操作性强，计算结果准确的特点，适用于各类桥梁的活荷载的最不利分布计算。

参考资料

[1] Computers & Structures Inc.，北京筑信达工程咨询有限公司. CSI Bridge Superstructure Design AASHTO 2014. 2019.

[2] 姚玲森.桥梁工程[M].北京：人民交通出版社，2008.

工程应用常见问题案例解析

声明：“工程应用常见问题案例解析”专栏基于工程案例阐释软件应用的常见问题及解决方法，希望为遇到类似问题的工程师提供参考。本栏目中的所有案例均来自筑信达软件用户，软件模型归属设计单位，相关内容仅用于软件应用技术的探讨。如有不妥，请联系我们删除。

非抗震构件 vs 抗震组合

本案例主要介绍非抗震构件进行承载力验算时考虑承载力抗震调整系数的原因，说明了非抗震构件与抗震组合的关系。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.0.1

模型简介/MODEL

如图 1 所示为某钢框架结构的模型。

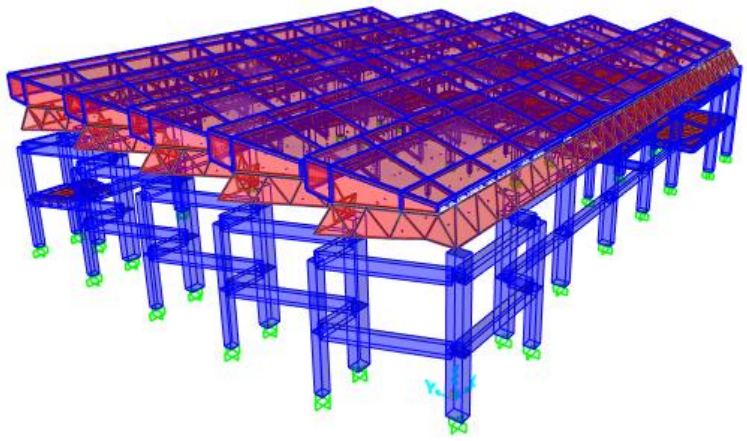


图 1 某钢框架结构模型

问题描述/PROBLEM

运行钢结构设计后，通过设计覆盖项手动调整某个构件的抗震等级为“非抗震（Non Seismic）”，如图 2 所示，设置该构件为非抗震构件。

图 2 非抗震构件的设置

查看设计细节（图 3）时，发现强度和稳定性验算中，计算应力比时仍然考虑了承载力抗震调整系数γ_{RE}，以应力比计算中的轴力项为例，计算过程如下。请问这是为什么？

1） 强度验算（$\gamma_{RE}=0.75$）：

$$N\ Ratio=\gamma_{RE}\frac{N}{A_n f}=0.75\times\frac{52548.1}{864\times215}=0.212$$

2）稳定性验算（$\gamma_{RE}=0.8$）：

$$N\ Ratio=\gamma_{RE}\frac{N}{\varphi A f}=0.8\times\frac{52548.1}{0.383\times864\times215}=0.59$$

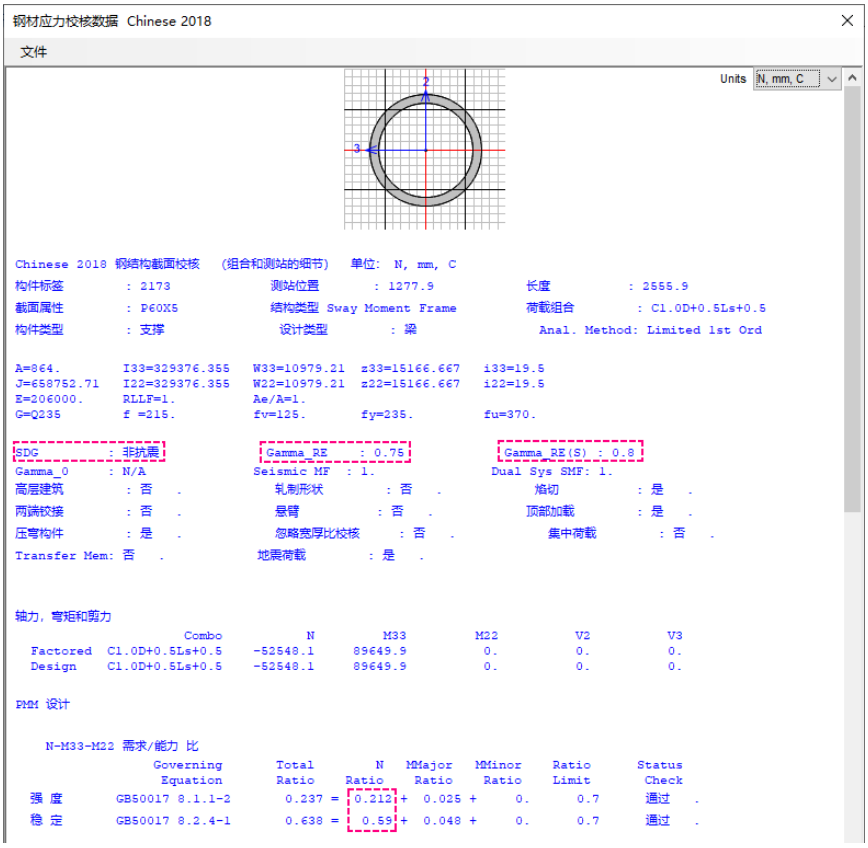


图 3 非抗震构件的设计细节

解决办法/SOLUTION

SAP2000 对非抗震构件进行承载力验算时，不会自动排除抗震组合，会对所有的设计组合进行验算。但是对板件宽厚比和构件长细比进行构造校核时，非抗震组合和非抗震构件均按照非抗震构件的要求输出相应限值。

软件判断非抗震组合和抗震组合是基于荷载组合中是否包含地震作用，且会在设计细节中输出，如图 4 所示。对于问题描述中的非抗震构件，其控制组合为抗震组合，包含反应谱工况，所以进行承载力验算时考虑了承载力抗震调整系数。

工程师遇到此类情况，需要自行判断模型的合理性，或者单独对非抗震构件进行只包含非抗震组合的设计验算。

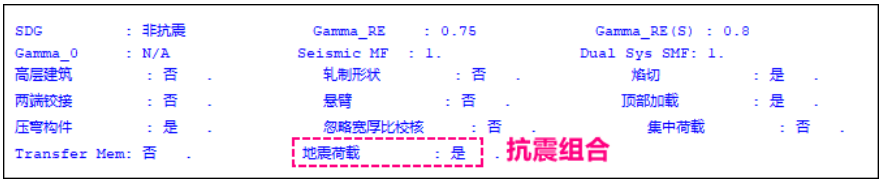


图 4 抗震组合的信息输出

分层壳积分点数的设置

本案例主要介绍分层壳在模态分析中的注意事项，特别是沿厚度的高斯积分点数量和材料本构对刚度矩阵的影响。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.0.1

模型简介/MODEL

如图 1 所示，某砌体结构的模型中，侧墙采用分层壳模拟以考虑其非线性行为，用于抗爆分析。

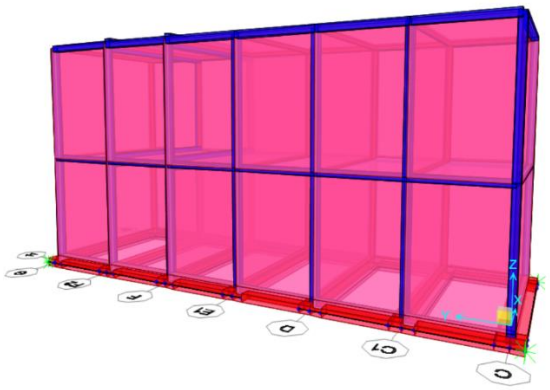


图 1 砌体结构模型

问题描述/PROBLEM

在查看模态分析结果时，发现周期异常，如图 2 所示为第 1 阶振型，周期达到了 14256259.15s。

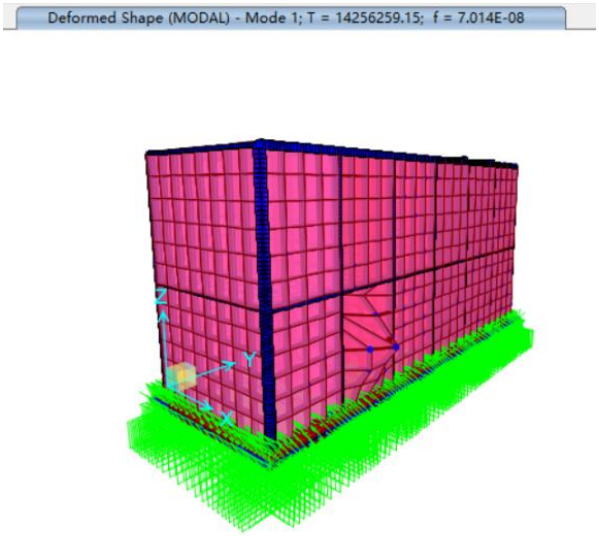


图 2 第 1 阶振型

解决办法/SOLUTION

模型中的墙体采用分层壳模拟，且只有一层。检查分层壳的参数设置，发现积分点数为 1，如图 3 所示。

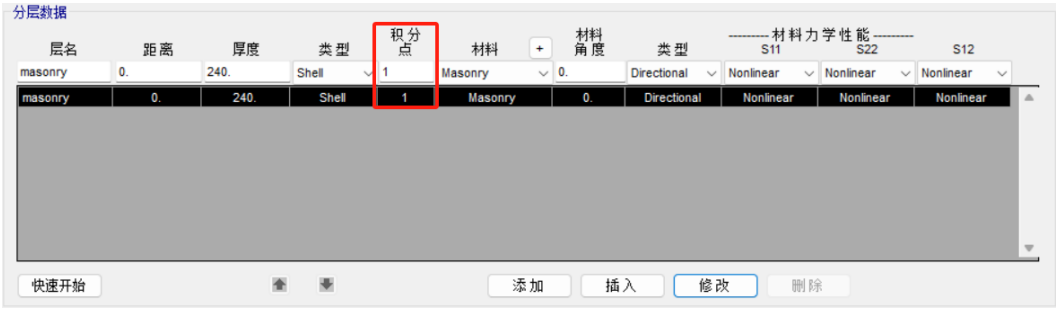


图 3 分层壳参数

根据《CSI 分析参考手册》第十章中分层壳属性中关于“层厚度积分点数”的说明，厚度方向上一个积分点只能模拟膜行为。若需要同时模拟膜和板行为（即壳行为）时，分层壳的高斯积分点数应不少于 2 个。当设置为 1 个积分点时，墙体剖分后的内部节点面外刚度为零，导致周期异常。

将积分点数改为 2 个后，重新进行模态分析，第 1 阶振型的周期为 0.55448s，结果正常，如图 4 所示。继续增加积分点数量后，结构的第 1 阶振型周期未再发生变化，结果与设置为 2 个积分点时相同。

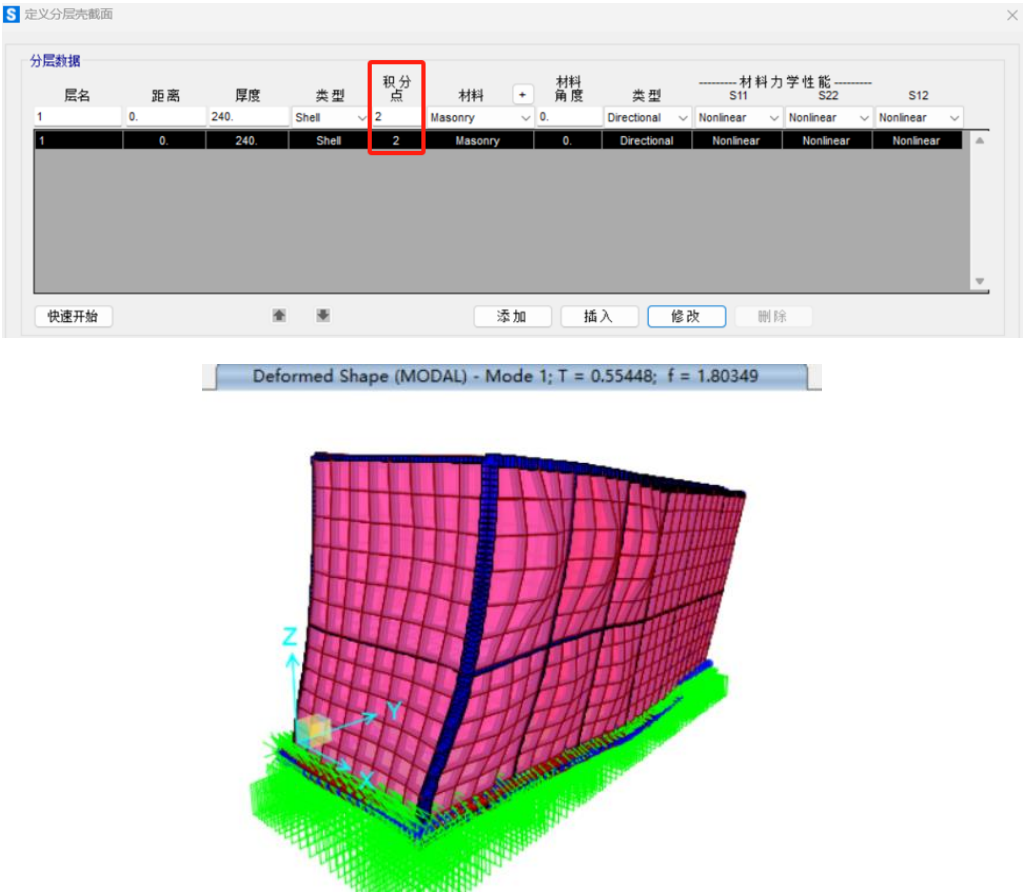


图 4 修改积分点数量后结构的第 1 阶振型

为研究不同参数对壳单元力学性能的影响，创建了三个模型进行对比，侧墙的模拟方式不同：模型 A 采用均匀壳；模型 B 采用分层壳，材料力学性能 S11、S22、S12 为“Linear（线性）”；模型 C 采用分层壳，材料力学性能 S11、S22、S12 为“Nonlinear（非线性）”。

根据《CSI 分析参考手册》中关于壳单元的说明，三个模型的对比结果见表 1。

表 1 不同侧墙类型的模型对比

模型	壳类型	材料分量	积分点	刚度来源	面外挠度	厚度影响	方向耦联	周期 T1（s）
A	均匀壳	--	--	弹性模量	三次曲线	薄壳或厚壳	耦联	0.7504
B	分层壳	线性	>1	弹性模量	二次曲线	厚壳	耦联	0.7274
C	分层壳	非线性	>1	非线性应力-应变曲线	二次曲线	厚壳	非耦联	0.55448
				第一对拉应力-拉应变比值对应的刚度				0.7407

当模型 B 的积分点数为 1 时，结构周期仍异常，说明即使材料力学性能为线性，分层壳仍缺乏也平面外刚度。当积分点数修改为 2 后，周期恢复正常。

对比模型 B 与模型 C，第 1 阶振动周期相差约 0.2s，修改 masonry 材料的非线性本构，使第一对“拉应力-拉应变”比值与材料的弹性模量一致，如图 5 所示，模型 C 的刚度由此确定，计算后模型 C 的 T1 为 0.7407s，二者的差异缩小至 0.02s。

	Strain	Stress	Point ID
65	-3.056E-04	-2.012E-03	
66	-2.022E-04	-1.680E-03	
67	-1.287E-04	-1.299E-03	
68	-7.632E-05	-8.814E-04	
69	-3.597E-05	-4.443E-04	
70	0.	0.	
71	4.905E-06	1.681E-04	
72	1.397E-05	1.727E-04	
73	3.082E-05	1.643E-04	
74	5.128E-05	1.499E-04	
75	7.207E-05	1.350E-04	
76	9.208E-05	1.214E-04	

	Strain	Stress	Point ID
67	-1.287E-04	-1.299E-03	
68	-7.632E-05	-8.814E-04	
69	-3.597E-05	-4.443E-04	
70	0.	0.	
71	1.120E-06	1.681E-04	
72	1.397E-05	1.727E-04	
73	3.082E-05	1.643E-04	
74	5.128E-05	1.499E-04	
75	7.207E-05	1.350E-04	
76	9.208E-05	1.214E-04	
77	1.110E-04	1.095E-04	
78	1.289E-04	9.940E-05	

图 5 masonry 材料的本构曲线（修改前 vs 修改后）

模型 A 与模型 B 之间的刚度差异是由“二次及三次曲线的差异”引起的；模型 B 与模型 C 之间的刚度差异是由“是否考虑方向耦联”引起的。

综上，在对分层壳（类型为“shell”时）分析时，如果分层壳仅设置一层且沿厚度方向的积分点数为 1，SAP2000 将视其为缺少面外抗弯刚度的膜单元。此时，墙体剖分后的内部节点因缺少面外刚度会导致周期结果异常。此外，模态分析中，程序对分层壳的线性材料和非线性材料的刚度考虑有所差异，非线性材料刚度由第一对“拉应力-拉应变”比值确定。

编写：王雁飞

钢结构网壳的双非线性稳定性分析

本案例以某双层钢结构网壳为例，主要介绍非线性参数和塑性铰覆盖性对双非线性稳定性分析的收敛性以及“荷载-位移” 曲线的影响。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.0.1

模型简介MODEL

如图 1 所示，该双层钢结构网壳由不同尺寸的圆钢管组成，以虚面定义的蒙皮传递集中力形式的恒载和活载，恒载包括结构自重和屋面恒载 0.25kN/m²，活载为 0.5kN/m²。

为了完成结构的双非线性稳定性分析，首先对全部圆钢管在跨中位置处指定轴力铰，然后以特征值屈曲分析的第一阶屈曲模态引入结构的整体几何缺陷，最后在非线性静力分析中考虑“P-Delta 和大位移”效应，同时以监测点位移控制加载过程。

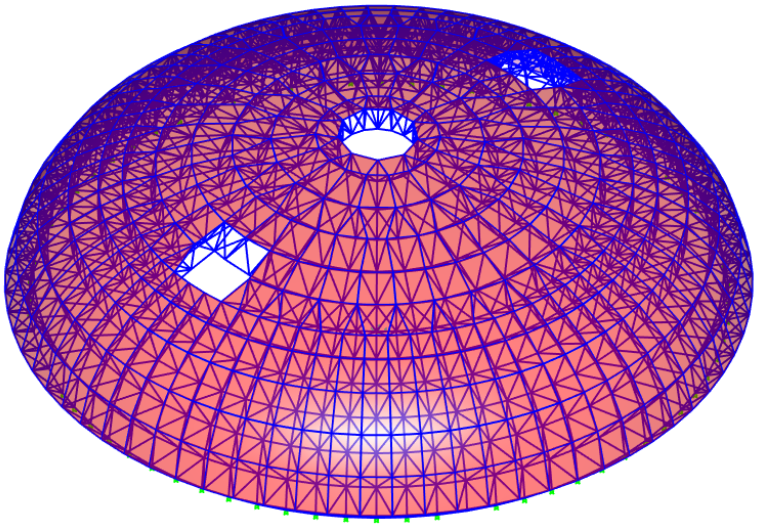


图 1 双层钢结构网壳的计算模型

问题描述/PROBLEM

如图 2 所示，该模型的双非线性稳定性分析无法收敛，出铰位置较少（左图），“荷载-位移”曲线基本为直线（右图），无法获取理想的极限荷载和曲线下降段。

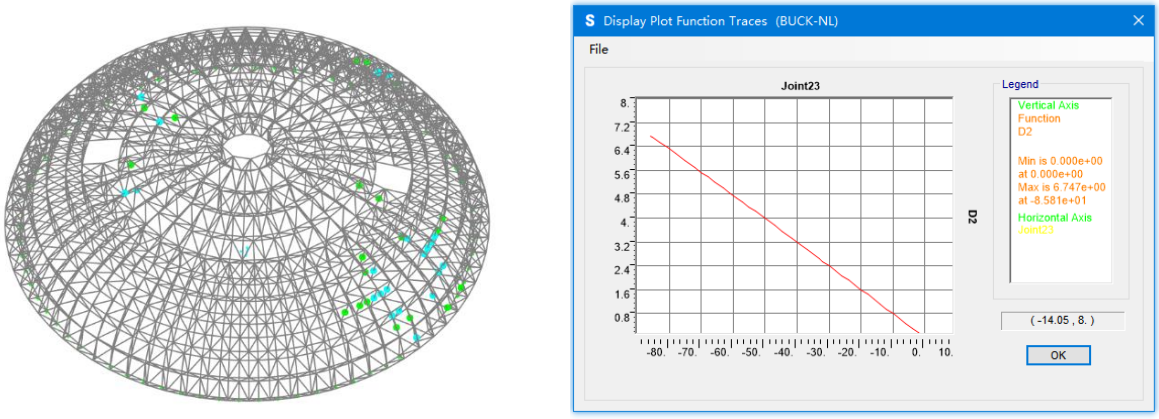


图 2 初始的塑性铰分布和“荷载-位移”曲线

解决办法/SOLUTION

以上非线性分析的收敛问题和塑性铰强度损失（负刚度）引起的弹性回弹有关。弹性回弹产生的卸载变形与塑性变形异号且远大于塑性变形，严重影响非线性分析的收敛性和计算精度。但是，弹性回弹并不符合钢结构的实际受力状态，也不是结构工程师关注的重点。

因此，为了减小塑性铰强度损失造成的收敛性问题，建议减小塑性铰在卸载阶段的负刚度值，以此避免产生弹性回弹。如图 3 所示，选择全部构件后修改框架铰覆盖项的负刚度比例为 0.01（默认值为 0.1）。该比例代表塑性铰强度损失的负刚度与构件弹性刚度的比值，该值越小代表卸载越缓慢，越不容易发生弹性回弹。

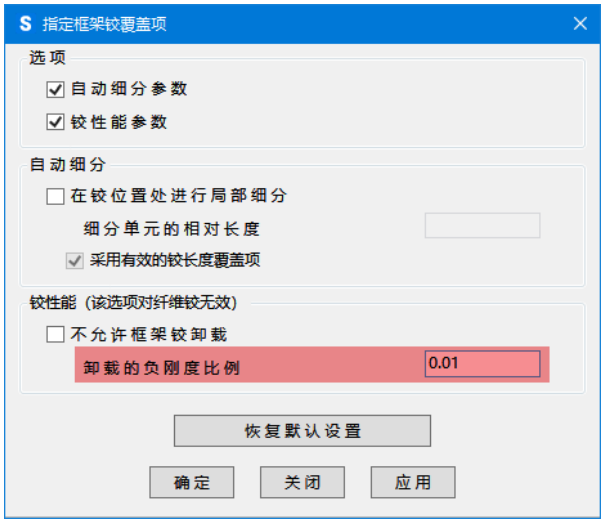


图 3 修改塑性铰卸载的负刚度比例

图 4 修改非线性求解策略

对于考虑塑性铰的非线性静力分析或非线性直接积分法的时程分析，ETE（Event to Event 事件到事件）求解策略往往可以改善非线性分析的收敛性。但是，如果模型中包含大量塑性铰或考虑其它类型的非线性，关闭 ETE 往往可以提高计算效率。以本文的双层钢结构网壳为例，该模型不仅包含近 5000 个塑性铰，且同时考虑 P-Delta 和大位移效应。因此，建议关闭 ETE 改用“仅迭代（Iterative only）”的求解策略，如图 4 所示。

完成以上两个操作后，不仅可以显著提高计算效率，也能顺利完成结构的双非线性稳定性分析。如图 5 所示，修改后的出铰位置更多，塑性铰分布范围更大，符合预期。

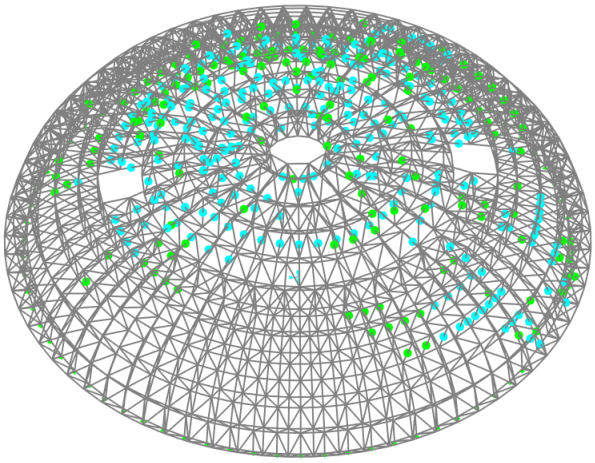
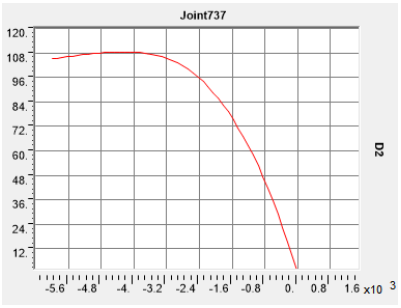


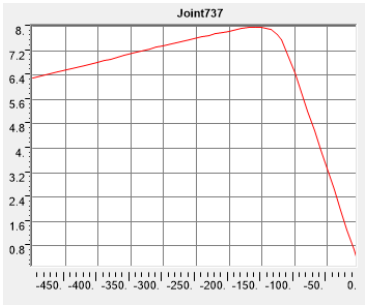
图 5 修改后的塑性铰分布

如图 6 所示，对比三个计算模型的“荷载-位移”曲线，可以看出：当仅考虑几何非线性时，结构的极限荷载为 109；当仅考虑材料非线性时，结构的极限荷载为 8.2，远小于“仅考虑几何非线性”的极限荷载；同时考虑材料和几何非线性时，结构的极限荷载为 8.0，略小于“仅考虑材料非线性”的极限荷载，符合预期。



几何非线性：极限荷载 109

材料非线性：极限荷载 8.2



“几何+材料”非线性：极限荷载 8.0

图 6 理想的“荷载-位移”曲线

编写：张志国

悬臂梁挠度验算不通过

本案例主要介绍钢结构悬臂梁挠度验算时挠度比过大的原因及解决办法。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.0.1

模型简介/MODEL

如图 1 所示为某钢结构管廊架模型。

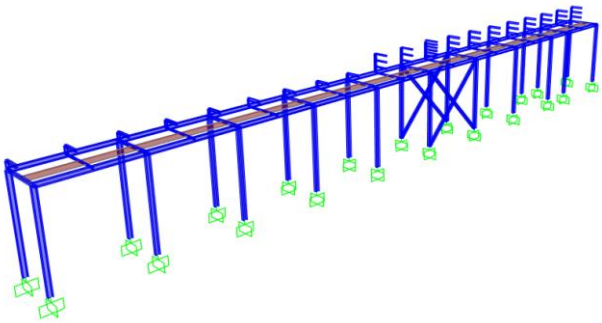


图 1 钢结构管廊架模型

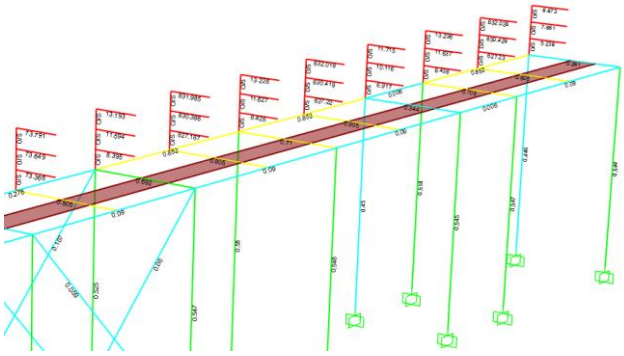


图 2 悬臂梁挠度比超限

问题描述/PROBLEM

查看管廊架上部悬臂梁的设计结果发现，挠度比验算超限，如图 2 所示。然而，悬臂梁所受荷载很小。请问导致挠度比过大的原因是什么？

解决办法/SOLUTION

通过查看某根悬臂梁的设计细节发现，其挠度比高达 73.791，如图 3 所示，严重超出规范要求。这表明程序在验算挠度比时，所计算的挠度值偏大。

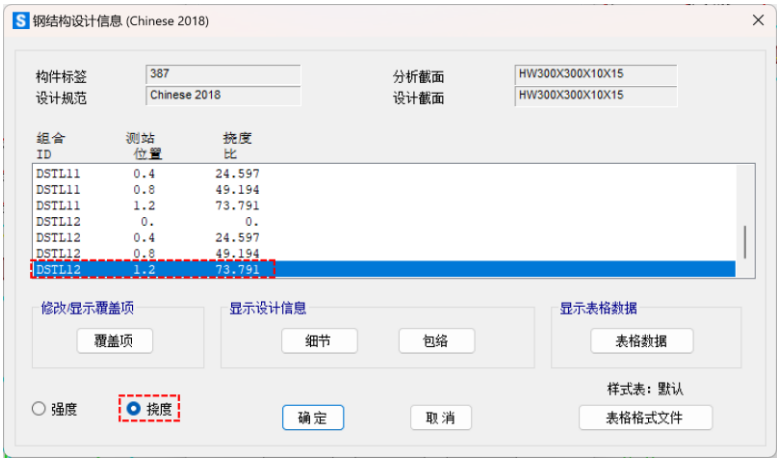


图 3 悬臂梁挠度验算设计细节

进一步查看悬臂梁自由端和固定端的节点位移，如图 4 所示。其中，固定端节点 323 的转动位移 R1 为 0.14765。该悬臂梁的长度为 1200mm，因此，由 R1 引起的悬臂梁自由端节点 324 的刚体位移为 1200x0.14758=177.096mm。该数值与自由端

节点总位移 180.7172mm 非常接近，说明真正由构件本身弯曲变形产生的位移仅占总位移的一小部分。程序在使用总位移 180.7172mm 计算挠度比时，导致最终挠度比远超预期。

为了在挠度比验算中扣除相应的刚体位移，用户可通过钢框架设计覆盖项，为构件指定反拱值。反拱值可取刚体位移数值 177mm，如图 5 所示。

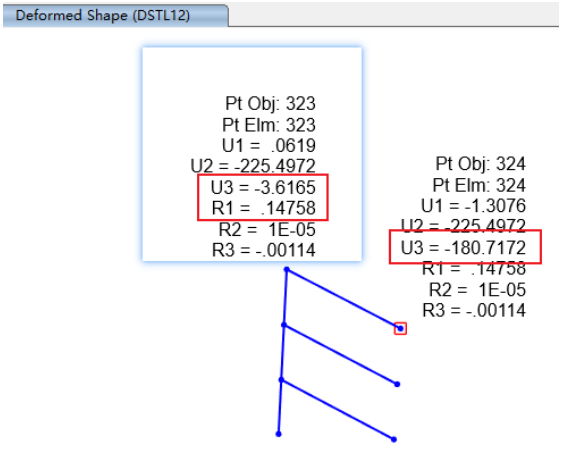


图 4 悬臂梁固定端和自由端节点位移

图 5 通过设计覆盖项指定反拱值

经过调整后，挠度比验算结果符合预期，如图 6 所示。

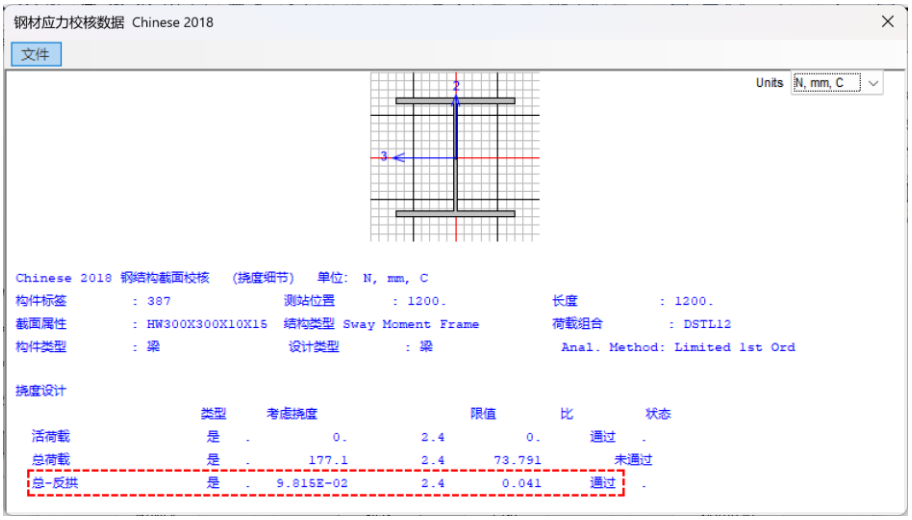


图 6 指定反拱值后的挠度验算设计细节

编写：郑翔

翘曲常数对扭转屈曲临界力的影响（欧标）

本案例主要介绍基于欧标对 SD 截面钢构件进行稳定性验算时，需要手动计算翘曲常数并通过设计覆盖项输入。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.0.1

模型简介/MODEL

如图 1 所示为某钢框架结构的模型，柱子采用十字柱，通过截面设计器进行定义，截面高度为 2000mm。

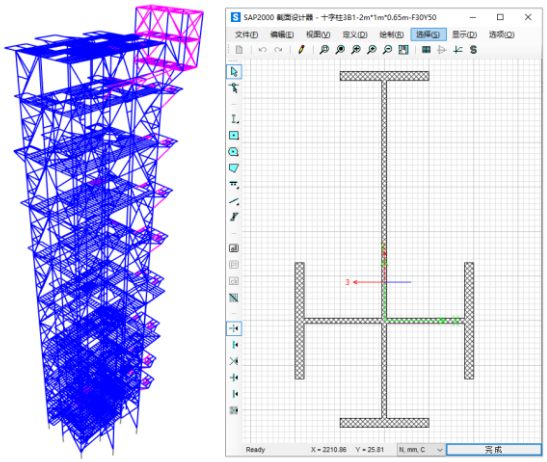


图 1 钢框架模型和十字柱截面

问题描述/PROBLEM

采用欧标进行钢框架设计时，十字柱的稳定承载力超限，如图 2 所示某十字柱的稳定应力比为 3.736。请问是什么原因导致的应力比超限？如何进行调整？

```
DESIGN MESSAGES
    Error: Section overstressed
    Warning: Ned > Ncr,T 或 Ned > Ncr,TF -- k 值无法计算 (EC3 表 A.1, B.1, sec 6.3.3(4))

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
    Location            Ned       My,Ed       Mz,Ed       V2,Ed       V3,Ed         TEd
    18.05        -12170.973    -425.483    -332.699       1.348     260.136       0.112

PMM D/C 比   (Governing Equation EC3 6.3.1.1(1)-6.46)
    D/C 比:    3.736 = 3.736   >          1.  Overstress
                     = (NEd/Nb,Rd)       (EC3 6.3.1.1(1)-6.46)
```

仅承受轴力作用时稳定性验算

```
基本系数
    Buckling Mode   K Factor          L       Lcr/i
    Y-Y                  1.       23.05       36.74
    Y-Y Braced           1.       23.05       36.74
    Z-Z                  1.          5.       16.07
    Z-Z Braced           1.          5.       16.07
    LTB                  1.          5.       16.07
```

扭转&弯扭屈曲临界力

```
轴力设计
                       NEd       Nc,Rd       Nt,Rd
                     Force    Capacity    Capacity
    轴力          -12170.973   26314.125   26314.125
```

扭转屈曲下的折减系数χ

```
                    Npl,Rd       Nu,Rd       Ncr,T      Ncr,TF       An/Ag
                 26314.125    29023.92    3904.984    3904.984          1.

              Curve   Alpha         Ncr   LambdaBar         Phi         Chi       Nb,Rd
    Y-Y           c    0.49  171934.224       0.391       0.623       0.902   23734.226
    Y-Y Braced    c    0.49  171934.224       0.391       0.623       0.902   23734.226
    Z-Z           c    0.49   898725.78       0.171       0.508          1.   26314.125
    Z-Z Braced    c    0.49   898725.78       0.171       0.508          1.   26314.125
    Torsional TF  c    0.49    3904.984       2.596       4.456       0.124     3257.33
```

图 2 十字柱的稳定应力比超限

解决办法 /SOLUTION

按照欧标验算压弯构件的稳定性之前，需要首先验算构件仅承受轴力作用时稳定性是否满足要求，即依据欧标 EC3 第 6.3.1 条进行计算，如图 3 所示，其中$N_{b,Rd}$为轴心受压构件的截面屈曲承载力。$N_{b,Rd}$的计算公式中包含屈曲模态的折减系数χ，类似国标中轴心受压构件的稳定系数，折减系数χ取弯曲屈曲、扭转屈曲以及弯扭屈曲三种屈曲模式下折减系数的最小值。

6.3 Buckling resistance of members

6.3.1 Uniform members in compression

6.3.1.1 Buckling resistance

(1) A compression member should be verified against buckling as follows:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \le 1.0 \qquad (6.46)$$

where N_{Ed} is the design value of the compression force;

$N_{b,Rd}$ is the design buckling resistance of the compression member.

(3) The design buckling resistance of a compression member should be taken as:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{for Class 1, 2 and 3 cross-sections} \qquad (6.47)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{for Class 4 cross-sections} \qquad (6.48)$$

where χ is the reduction factor for the relevant buckling mode.

图 3 轴心受压构件稳定性验算

不同屈曲模式对应的折减系数都是根据构件的无量纲长细比$\bar{\lambda}$进行计算。长细比$\bar{\lambda}$又与屈曲模式对应的弹性临界力N_{cr}有关，其中扭转屈曲和弯扭屈曲的长细比按照 6.3.1.4 计算，如图 4 所示。

6.3.1.4 Slenderness for torsional and torsional-flexural buckling

(1) For members with open cross-sections account should be taken of the possibility that the resistance of the member to either torsional or torsional-flexural buckling could be less than its resistance to flexural buckling.

(2) The non-dimensional slenderness $\bar{\lambda}_T$ for torsional or torsional-flexural buckling should be taken as:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{for Class 1, 2 and 3 cross-sections} \qquad (6.52)$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{for Class 4 cross-sections} \qquad (6.53)$$

where $N_{cr} = N_{cr,TF}$ but $N_{cr} < N_{cr,T}$

$N_{cr,TF}$ is the elastic torsional-flexural buckling force;

$N_{cr,T}$ is the elastic torsional buckling force.

图 4 扭转屈曲&弯扭屈曲长细比计算

计算扭转屈曲弹性临界力时需要使用截面“翘曲常数”，也就是截面翘曲惯性矩。在 SAP2000 中，对于常规开口截面（例如工字钢），程序自动计算“翘曲常数”；但对于 SD 截面，程序不会自动计算“翘曲常数”，显示为“N/C”，表示翘曲常数为 0，如图 5 所示。对于本案例中的十字柱截面，翘曲常数为 0，导致扭转屈曲临界力$N_{cr,T}$和弯扭屈曲临界力$N_{cr,TF}$的计算结果比

实际值小很多，进而导致折减系数χ异常小。对于图 2 的构件，计算截面屈曲承载力$N_{b,Rd}$使用的折减系数χ取为 0.124，最后$N_{b,Rd}$取 3257.33kN，稳定应力比=$N_{Ed}/N_{b,Rd}$ = 12170.973/3257.33 = 3.736。

(a) 工字钢截面 **(b) SD 截面**

图 5 截面的翘曲常数

在 SAP2000 对 SD 截面验算稳定性时，需要手动计算翘曲常数，并通过钢框架设计覆盖项进行调整，如图 6 所示。翘曲常数的具体计算公式请查阅相关结构力学书籍。需要注意的是，翘曲常数输入 0 表示由程序确定，即常规开口截面由程序自动计算，复杂截面取为 0。

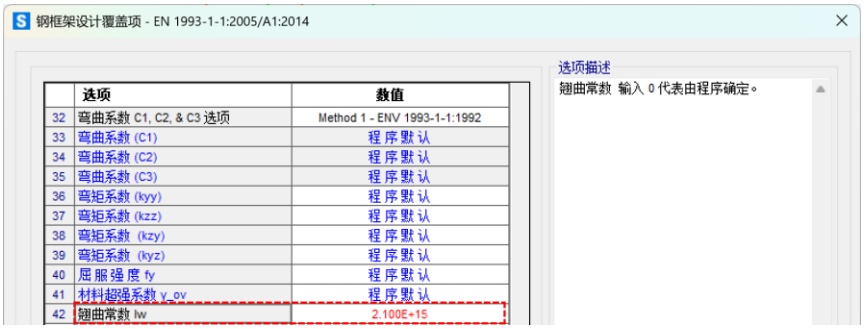


图 6 钢框架设计覆盖项——翘曲常数

手算得到十字柱的翘曲常数为 2.1E15mm⁶，通过设计覆盖项修改后，构件稳定性验算通过，如图 7 所示。

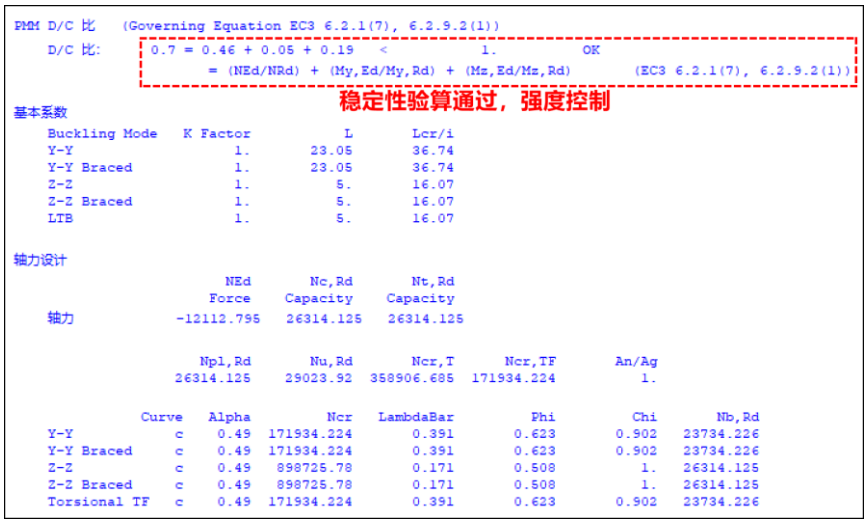


图 7 调整翘曲常数后的设计结果

编写：王雁飞、王希

多余隔板约束引起的病态警告

本案例主要介绍如何消除多余隔板约束导致的模型病态警告。

使用软件/SOFTWARE

ETABS v22.3.0

模型简介/MODEL

如图 1 所示为某混凝土框架结构的模型。

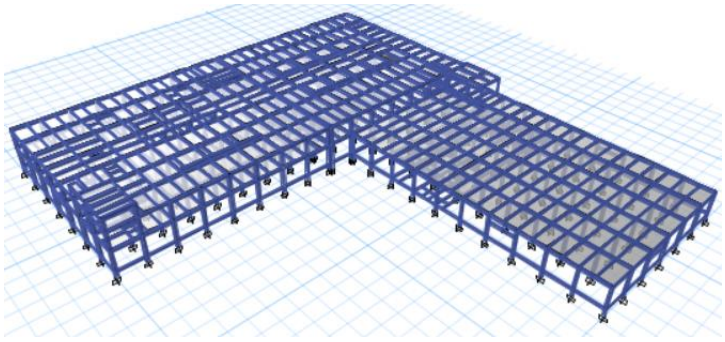


图 1 某混凝土框架结构模型

问题描述/PROBLEM

运行分析并检查模型，结构周期和模态工况下的变形均正常，但是弹出如图 2 所示的警告信息，请问是什么原因？

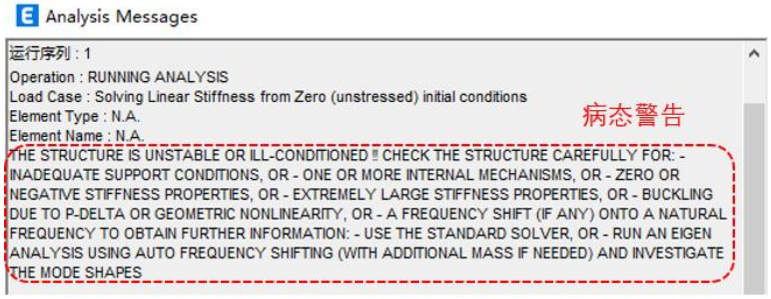


图 2 结构病态警告信息

解决办法/SOLUTION

通过【分析>SAPFire 高级求解器】修改求解器为“标准求解器”，再次运行分析，警告信息提示“方程组装时遇到数值问题”，同时给出了详细的警告信息，如图 3 所示。

NUMBER OF EQUATIONS TO SOLVE = 114891

警告

方程组装时遇到数值问题

* * * W A R N I N G * * *

NUMERICAL PROBLEMS ENCOUNTERED DURING EQUATION ASSEMBLY:

TYPE	LABEL	DOF	X-COORD	Y-COORD	Z-COORD	PROBLEM	VALUE
Cnstr	19	U1	92309.778	108003.584	11337.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Cnstr	19	U2	92309.778	108003.584	11337.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Cnstr	19	R3	92309.778	108003.584	11337.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Cnstr	27	U1	92309.778	108003.584	5880.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Cnstr	27	U2	92309.778	108003.584	5880.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Cnstr	27	R3	92309.778	108003.584	5880.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Cnstr	35	U1	92373.059	108003.584	-200.000000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Cnstr	35	U2	92373.059	108003.584	-200.000000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Cnstr	35	R3	92373.059	108003.584	-200.000000	Diag = 0 -->	1.00E-10

图 3 详细警告信息

当出现“Constr”类型的警告时，通常需要检查刚性隔板约束的指定。通过坐标定位约束的位置，以 Constr 35 为例，将平面视图切换到标高 Z=-0.2m 处，发现 Cnstr35 为多余的隔板约束，如图 4 所示。该隔板约束并未指定给任何节点，所以不影响分析结果，但由此引起的警告信息可能会干扰模型检查，因此有必要消除。

多余的隔板约束通常由第三方模型转换接口导致。解决办法是：将模型导出为 ETABS 文本文件（*.e2k），再通过重新导入该文本文件删除多余的隔板约束标签。再次运行分析，约束的警告信息即可消除。

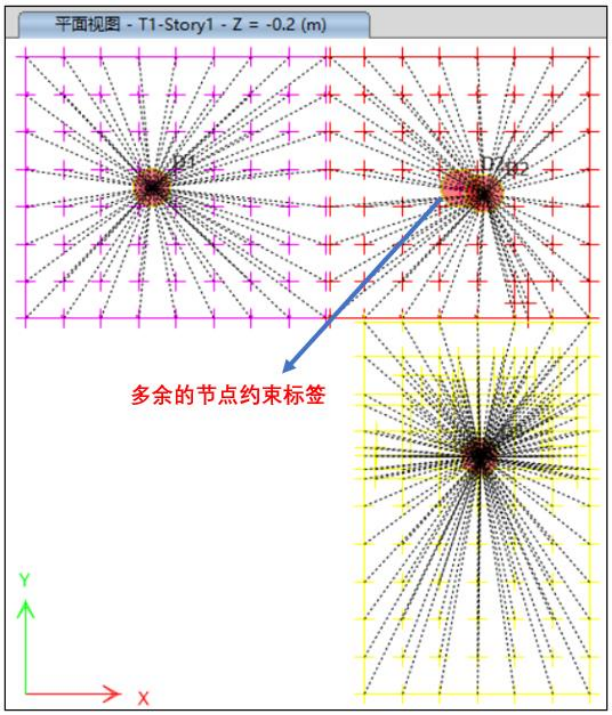


图 4 隔板约束

编写：杨硕

Ritz 向量模态工况无法运行

本案例主要介绍在采用 Ritz 向量法进行模态分析时，程序提示无法运行的情况；而采用特征向量法进行模态分析时虽然可以正常运行，但却提示结构不稳定或病态的警告。最后提供了解决此类问题的常规处理流程。

使用软件/SOFTWARE

ETABS v22.3.0

模型简介/MODEL

如图 1 所示为某剪力墙结构的模型。

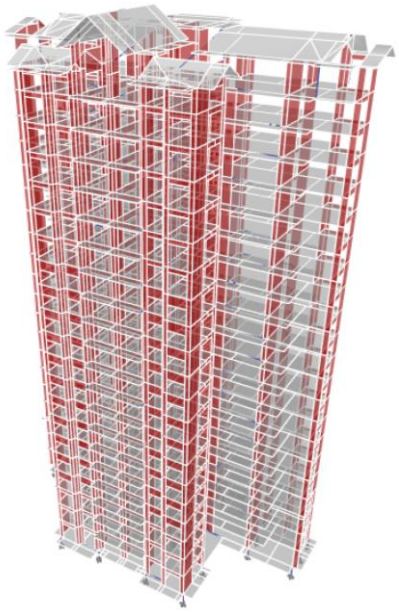


图 1 某剪力墙结构模型

问题描述/PROBLEM

该模型无法运行 Ritz 向量法的模态分析，但可以运行特征向量法的模态分析，如图 2 所示，不过程序提示结构不稳定或病态的警告。经检查模型，并未发现结构存在局部振动等异常情况。那么，为什么 Ritz 向量法的模态分析无法运行？结构不稳定的原因又是什么？

图 2 Ritz 向量法的模态分析无法运行

解决办法/SOLUTION

通过【分析>SAPFire 高级选项】设置采用标准求解器单独运行特征向量法的模态工况，程序给出了详细的警告信息，如图 3 所示。警告信息为“对角线小于 0（Diagonal < 0）”，这表明结构的刚度矩阵非正定。同时，报错的节点均为转动约束不足。

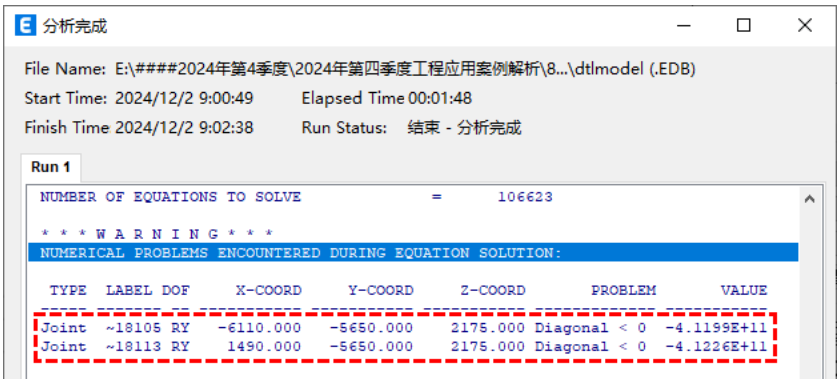


图 3 详细的警告信息

由于报错节点所对应的自由度均为转动自由度，而特征值求解方法中的节点质量不考虑转动惯量，因此特征向量法可以正常运行，而 Ritz 向量法无法运行，并提示 NO RITZ MODES WERE FOUND 的警告，如图 4 所示。此外，Ritz 向量法要求结构的刚度矩阵必须正定，因此必须消除对角线小于 0 的警告后才能运行。

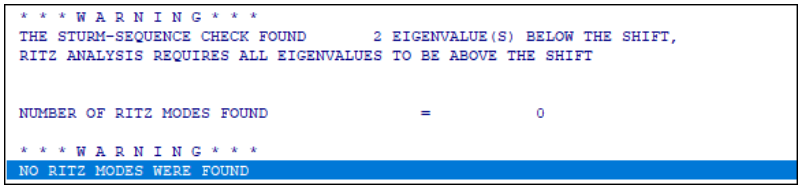


图 4 NO RITZ MODES WERE FOUND 警告信息

接下来，定位报错的节点并找到导致结构不稳定的原因。报错的节点为有限元节点，无法直接选择。首先，通过【视图>设置视图界线】命令，根据报错节点的坐标锁定大致范围，调整视图的显示范围；然后，在变形图中边移动鼠标边观察节点坐标，最终定位到两个转动约束不足的节点，视图中可以显示节点标签，如图 5 所示。

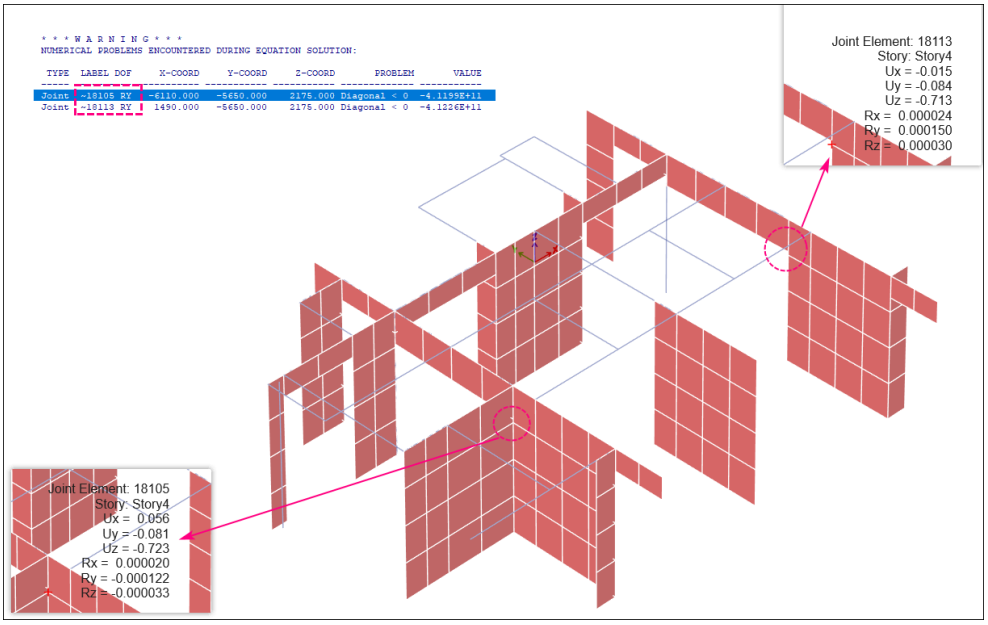


图 5 转动约束不足的节点定位

以节点~18113 位置处的相邻面对象为例进行说明：相交线上的两个节点 452 和 118 的 Y 坐标存在 0.1mm 的几何误差（节点 118 的 Y 坐标为-5.65m，节点 452 的 Y 坐标为-5.6499m），导致墙肢 P31 和连梁 S35 不共面，如图 6 所示。这种几何误差通常是由模型转换引起：在转换过程中，源软件与目标软件可能存在坐标精度或单位处理上的差异，从而导致相邻构件对齐精度不足。

为解决该问题，选择节点 452，点击【编辑>对齐节点/框架/边】命令，将节点的 Y 坐标对齐至-5.65m（与节点 118 的 Y 坐标一致），如图 7 所示。对齐节点后，即可避免因几何误差导致的转动约束不足问题。

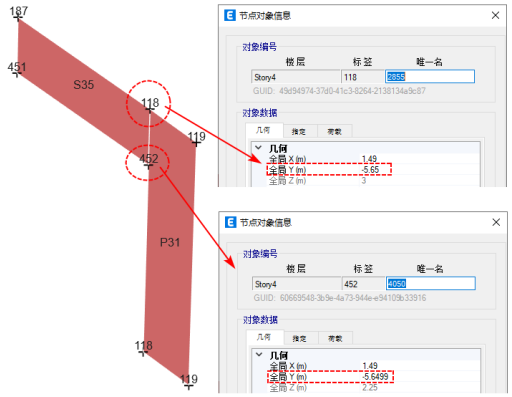


图 6 墙肢与连梁不共面

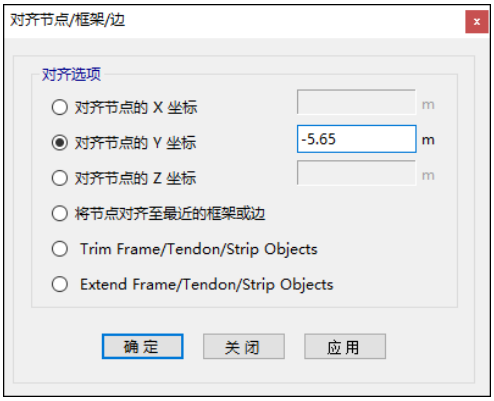


图 7 对齐节点操作

同样的方法调整报错节点~18105 所在位置的相邻面对象相交节点对齐。修改完成后，模型能够正常运行 Ritz 向量法的模态分析，但又出现了如图 8 所示的警告，该警告可以忽略，具体原因请参考知识库《里兹向量法与非节点荷载》。

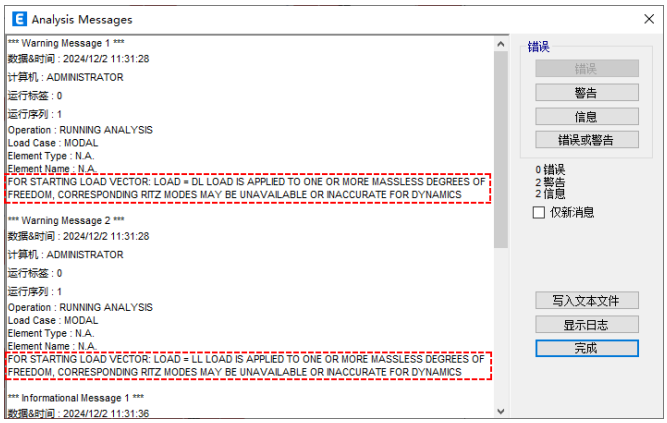


图 8 荷载作用在无质量自由度的警告

在采用 Ritz 向量法进行模态分析时，如果程序提示无法运行，通常再运行特征向量法的模态工况，程序会提示结构失稳或病态的警告，并伴随节点转动约束不足导致的对角线小于 0 的问题。对于此类问题，用户可以按照以下步骤处理：

1） 选择标准求解器：在标准求解器下单独运行特征向量法的模态工况，以便获取详细的警告信息；

2） 定位问题节点：根据警告中提示的“对角线小于 0（Diagonal < 0）”信息，查找报错节点所属的构件，分析其连接情况，判断节点坐标是否存在几何误差、构件是否过度释放等；

3） 修复问题节点：对所有转动约束不足的节点逐一调整，确保几何坐标精准对齐或适当增强节点约束。

类似问题请参考另一篇工程应用案例解析《Ritz 向量的模态分析无法进行》。

插入点刚度转换引起的梁弯矩突变

本案例主要介绍框架插入点刚度设置引起梁弯矩突变的原因及解决办法。

使用软件/SOFTWARE

ETABS v22.3.0

模型简介/MODEL

如图 1 所示为某混凝土框架结构的模型。

图 1 某混凝土框架模型

问题描述/PROBLEM

查看自重下的框架内力，发现某根主梁在与次梁相交处产生了较大的弯矩突变，如图 2 所示，其中某个节点处主梁的弯矩变化约为 679 kN·m。请问是什么原因引起的主梁弯矩突变？

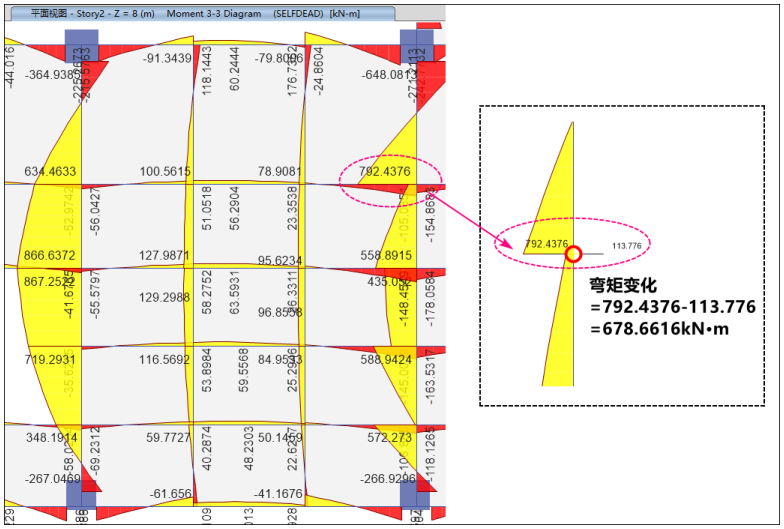
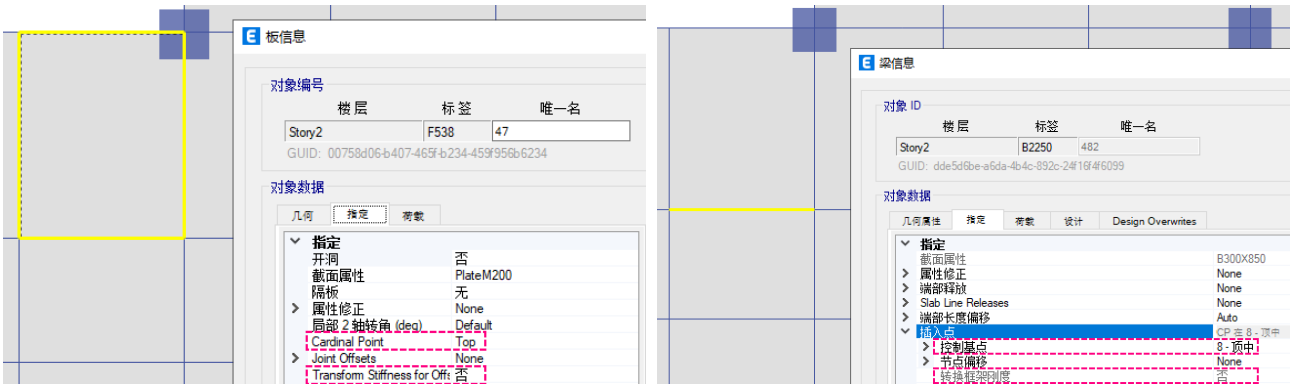


图 2 主梁弯矩突变

解决办法/SOLUTION

主梁的弯矩突变是由框架的插入点设置引起的。依次查看楼板、次梁以及主梁的插入点设置，如图 3 所示。其中，楼板和次梁的插入点为“顶”，转换刚度选项（Transform Stiffness for Offset）为“否”；主梁的插入点为“顶”，转换刚度选项为“是”。



(a) 板　　（b）次梁

(c) 主梁

图 3 梁、板的插入点设置

框架和壳的插入点常用来模拟构件的偏心连接，二者的设置均有一个刚度转换选项，如图 4 所示。该选项默认被勾选，代表无论插入点如何改变，构件相交节点均与框架和壳的截面形心重合，轴向荷载仅产生轴向力；此时插入点的作用仅限于在拉伸视图中形象直观地显示截面形状与构件位置，如图 5 所示。如果取消勾选该选项，程序内部在新的插入点和截面形心之间创建类似刚性杆的约束，如图 6 所示，此时非形心处的插入点会影响截面刚度，即轴向力会产生附加弯矩。

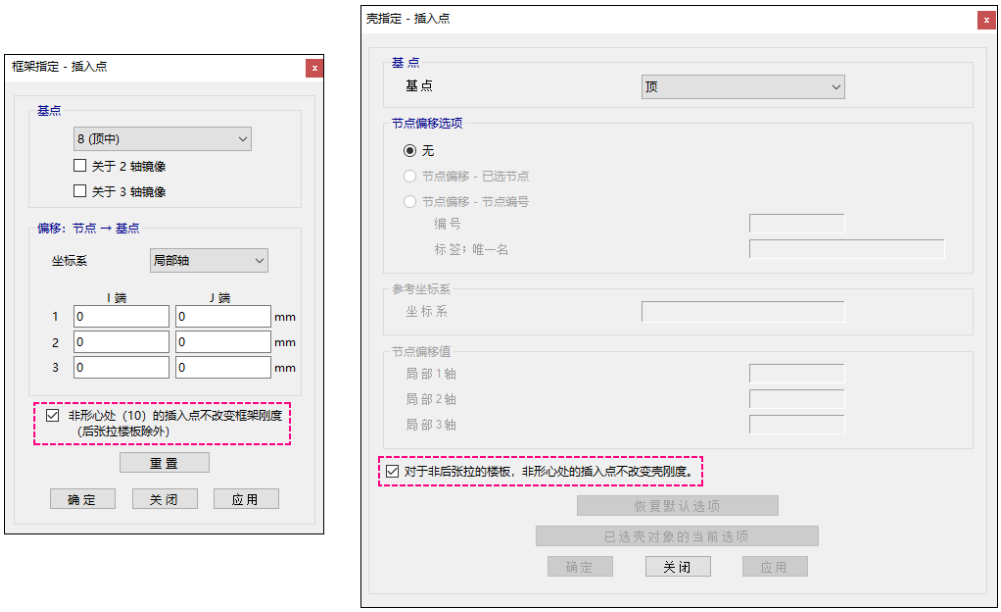


图 4 框架和壳的插入点设置

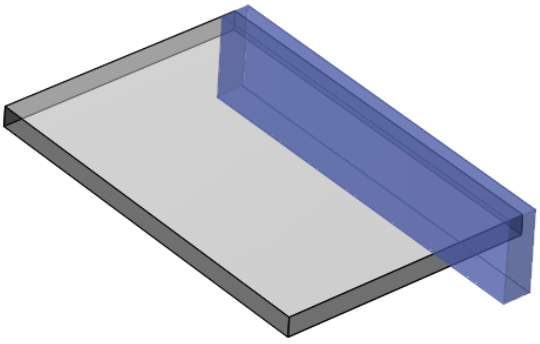


图 5 插入点改变的拉伸视图效果

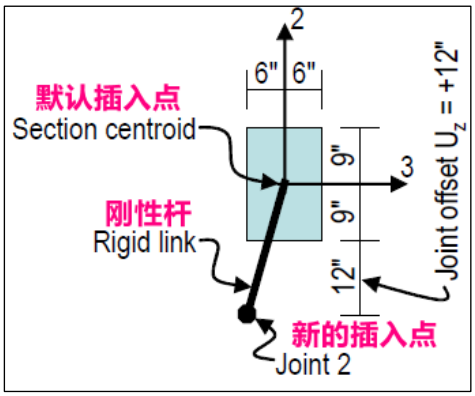


图 6 插入点的实现机理

本案例中，对于次梁和楼板，尽管插入点为“顶”，但由于刚度转换选项为“否”，构件的实际连接位置仍然为截面形心；对于主梁，插入点为“顶”，由于刚度转换选项为“是”，构件的实际连接位置为梁顶，程序内部会在主梁与次梁、楼板交点处创建一个刚性杆，刚性杆的长度为主梁高度的一半。进一步查看主梁的轴力，如图 7 所示，次梁搭接处，轴力的变化约为 918kN，那么由轴力变化引起的附加弯矩约为 918×0.75=689kN·m，与主梁弯矩突变值 679 kN·m 数值相当。注意主梁轴力的变化是由壳内力引起的，该模型中楼板是采用壳单元模拟。

选择主梁，重新指定插入点，并勾选“非形心处的插入点不改变框架刚度”选项，再次查看框架内力，主梁在与次梁搭接处没有弯矩突变。

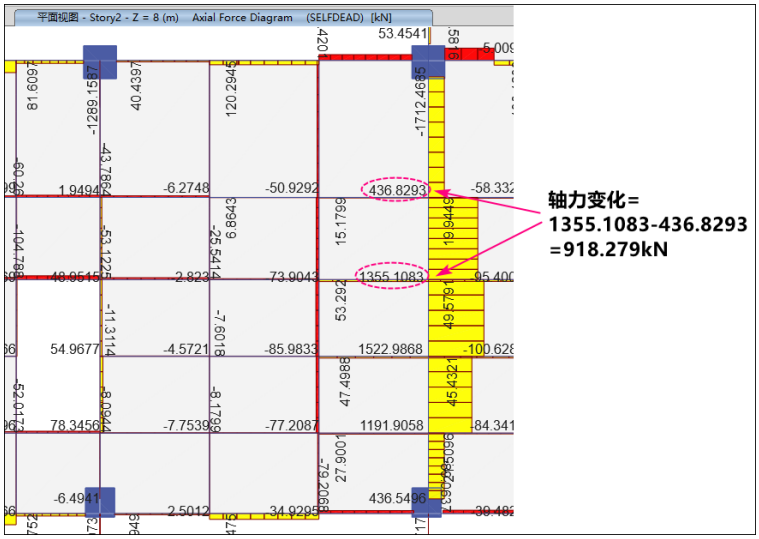


图 7 主梁轴力

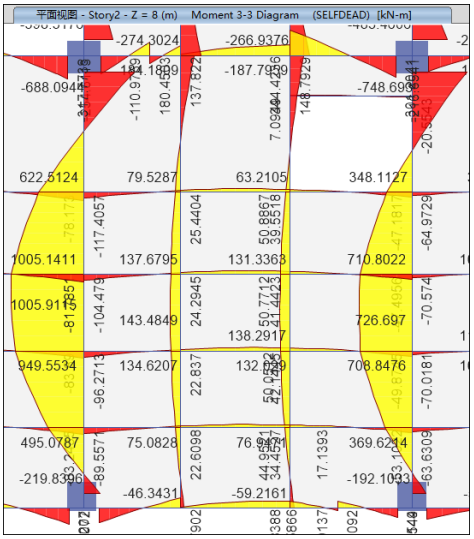


图 8 修改插入点设置后的主梁弯矩

实际建模时，对于梁、柱等一维构件，轴线宜取为截面几何中心的连线，墙、板等二维构件的中轴面宜取为截面中心线组成的平面，所以通常不需要考虑梁、板等偏心引起的刚度改变。ETABS 默认的框架和壳的插入点也是不考虑刚度的转换，本案例的插入点设置通常是由于模型转换引起的。如果遇到梁弯矩突变的问题，用户可以检查节点处构件的插入点设置。

编写：王雁飞、王希

材料设置不当引起的模型警告

本案例主要介绍某独立基础在分析后出现结构不稳定或病态的原因及解决办法。

使用软件/SOFTWARE

SAFE v22.3.0

模型简介/MODEL

如图 1 所示为某柱下独立基础的模型。

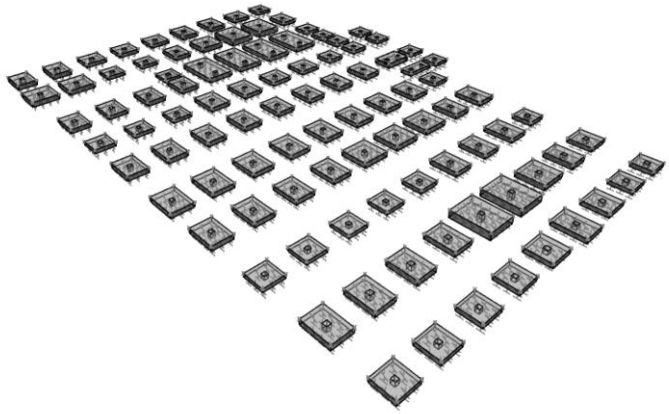


图 1 某独立基础模型

问题描述/PROBLEM

分析完成后，程序弹出警告信息，提示结构不稳定或病态，如图 2 所示。

图 2 结构不稳定或病态的警告

解决办法/SOLUTION

通常情况下，独立基础只要设置了水平约束和竖向约束，其模型应为稳定状态。通过检查模型发现，独立基础底板在角点均设置了水平支座约束，并通过点弹簧考虑了竖向约束，如图 3 所示。这说明该模型的不稳定并非由边界条件引起。接下

来，需要从结构自身的属性检查模型是否合理。

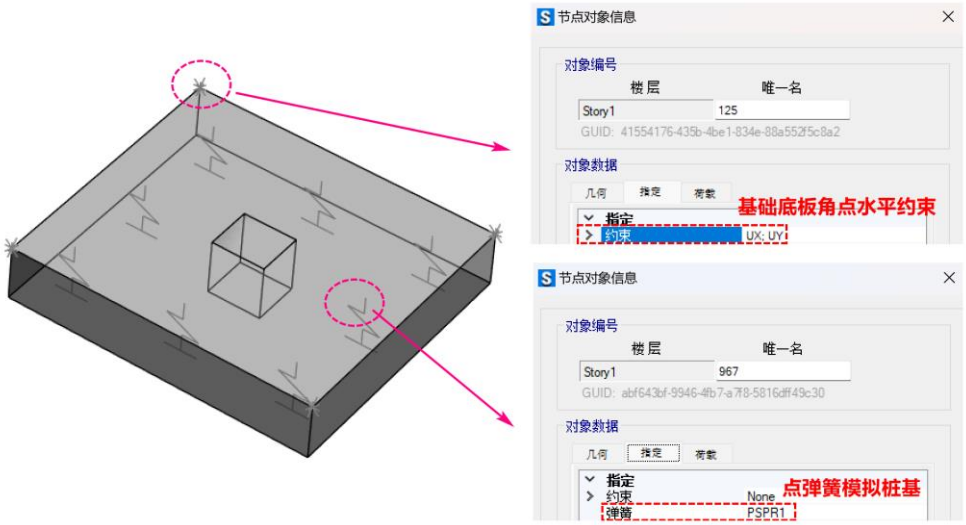


图 3 独立基础的边界条件

通过检查各独立基础的截面属性发现，对于厚度为 900mm 和 1000mm 的两块基础底板，材料设置为钢筋材料 B500B，如图 4 所示。由于软件中的钢筋材料是一维材料，不具有常规混凝土材料的三向受力属性，在有限元分析中会导致结构不稳定或病态的警告。

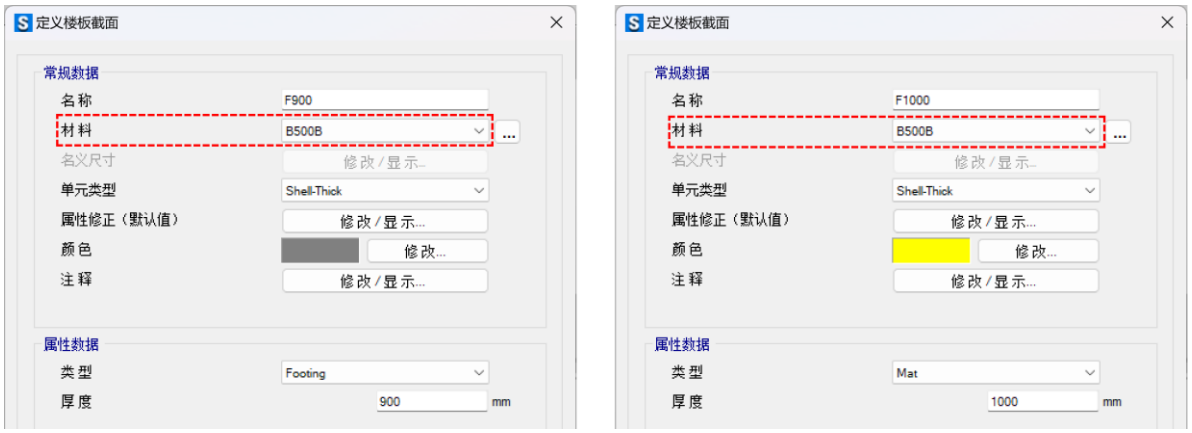


图 4 材料异常的基础底板截面

将基础底板的材料修改为混凝土材料后，再次运行分析，警告消除，如图 5 所示。

图 5 程序警告信息

编写：郑翔

独立基础精度丢失警告

本案例主要介绍某独立基础节点精度丢失的两类原因及解决办法。

使用软件/SOFTWARE

SAFE v22.3.0

模型简介/MODEL

如图 1 所示为某柱下独立基础的模型，建模时首先导入上部结构的柱底反力，然后导入 CAD 建筑平面图绘制构件。模型中包含基础底板、上柱以及柱下刚域。

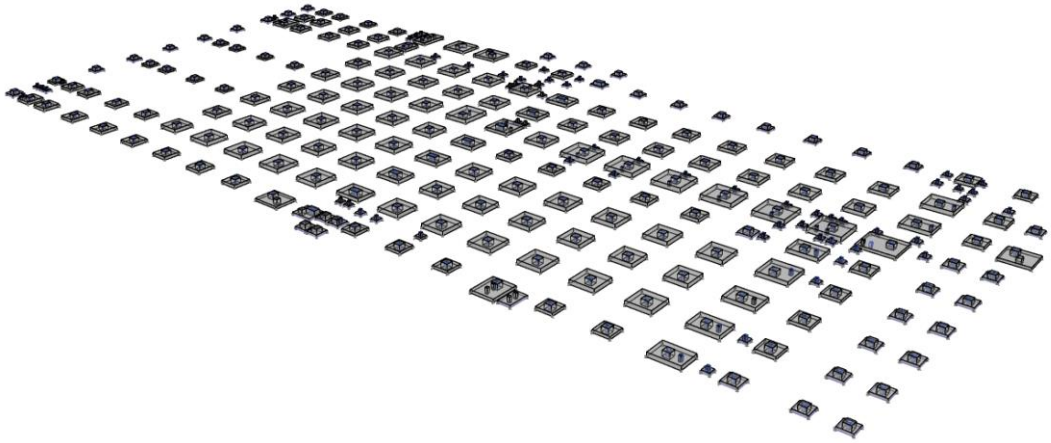


图 1 独立基础模型

问题描述/PROBLEM

采用标准求解器进行分析后，程序给出了警告信息。查看运行日志，发现若干节点显示“精度丢失（Lost accuracy）”，如图 2 所示。检查这些节点的位移并没有异常大的情况，那么是什么原因导致了精度丢失呢？是否会影响计算结果？

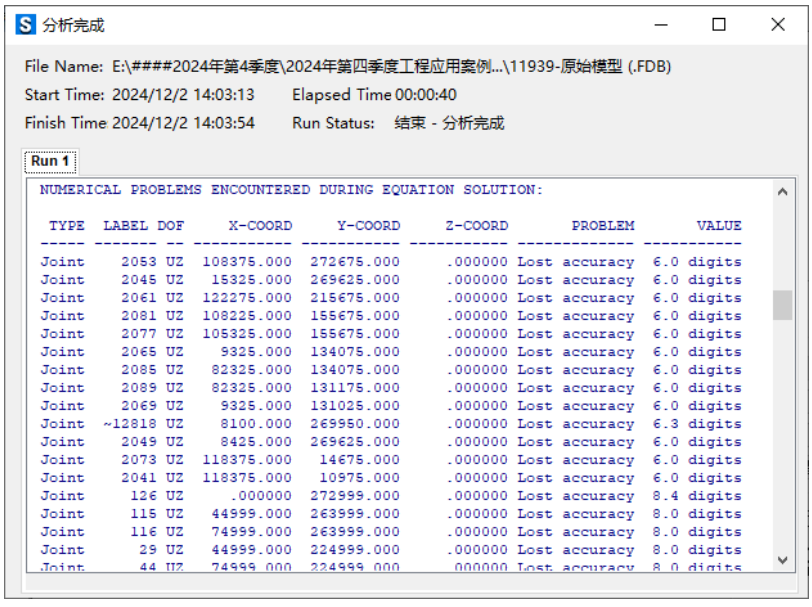


图 2 节点精度丢失警告

解决办法/SOLUTION

该模型中导致节点精度丢失的原因有两类：一是建模几何误差引起的剖分面单元形状异常；二是刚域厚度不合理引起的构件之间刚度相差过大。接下来，我们将分别进行说明。

1）建模几何误差

该原因引起的精度丢失，涉及的节点为柱底节点（对象节点）和基础底板中心点（有限元节点）。以报错的有限元节点~6106为例，SAFE 中可以通过变形图查看有限元节点，再通过节点坐标进行精确定位。如图 3 所示，逐渐放大视图后可以看到，该节点为基础底板中心点，而柱底节点与中心点并未重合：柱底节点坐标为（104.999m，209.999m），中心点坐标为（105m，210m），存在 1mm 的几何误差。程序在剖分面对象时生成了“细长条状”的四边形单元。根据《CSI 分析参考手册》第十章中关于“壳单元形状指导”的建议，一个单元的特征系数不应太大（至少小于 4，不得超过 10）。对于四边形单元，特征系数是指对边中点连线的较长距离与较短距离的比值。显然，“细长条状”四边形单元的特征系数已超过 10，导致了计算时的精度丢失。

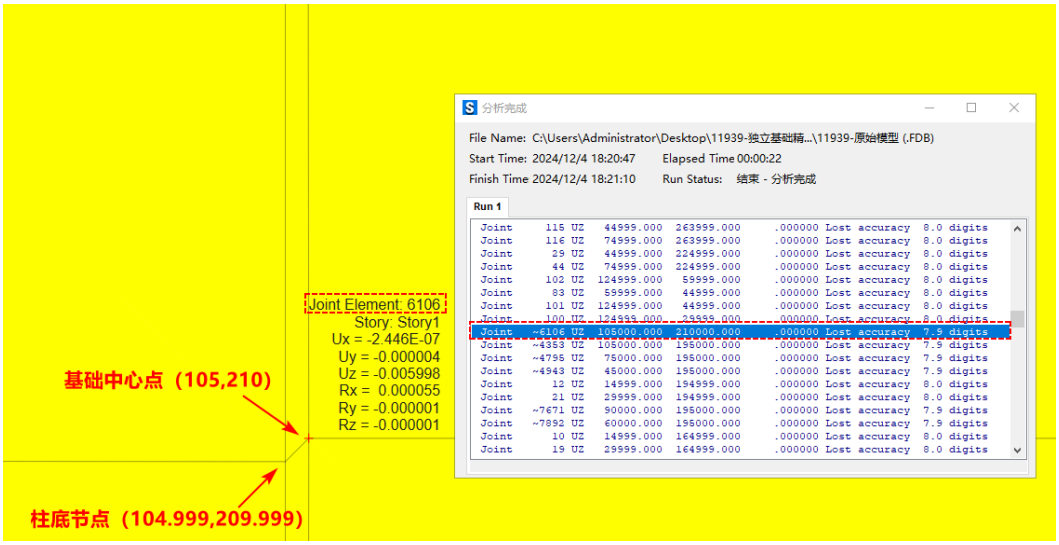


图 3 面单元形状异常引起的精度丢失

那么为什么程序没有直接基于柱底节点进行剖分，而是在基础中心点处产生了剖分点？1mm 的误差为什么没有进行合并呢？这就涉及到板自动剖分中的两个选项——“局部剖分”和“根据需要合并节点”，如图 4 所示。板的自动剖分选项中，“矩形网格”剖分生成的四边形单元为矩形，适用于矩形板的分析；选择矩形网格剖分后，程序默认勾选“局部剖分”和“根据需要合并节点”选项。

勾选“局部剖分”选项后，程序优先按照最大剖分尺寸进行剖分，并确保剖分线之间的最大距离为最大剖分尺寸的一半，最后再经过板包含的节点（包括梁/板/柱等构件的从属节点，以及指定楼板剖分选项的特殊节点）进一步剖分。因此，对于矩形板，剖分线必然首先经过中心点，最后经过柱底节点。勾选“根据需要合并节点”选项后，节点合并的容差为最大剖分尺寸的 10%。在该模型中，最大剖分尺寸为 1.2m，则节点合并容差为 120mm，远大于中心点与柱底节点间的几何误差，因此程序无法自动合并。

如果取消勾选“局部剖分”选项，程序会优先经过板包含的所有节点，最后根据最大剖分尺寸进行剖分。对于该模型，取消该选项后重新运行分析，几何建模误差引起的节点精度丢失警告消失，基础底板的剖分网格线只经过柱底节点，如图 5 所示。

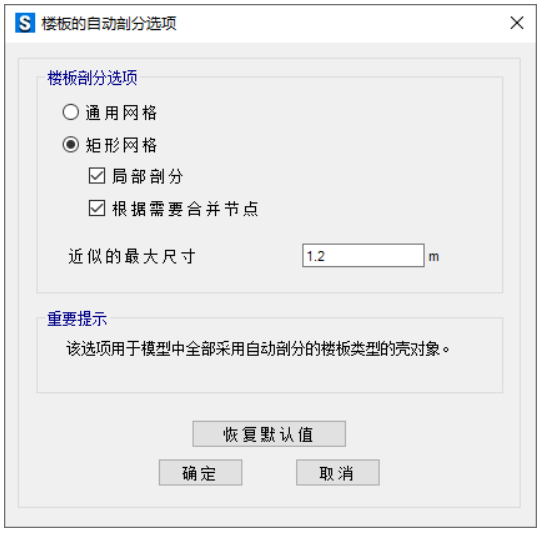


图 4 基础的自动剖分选项

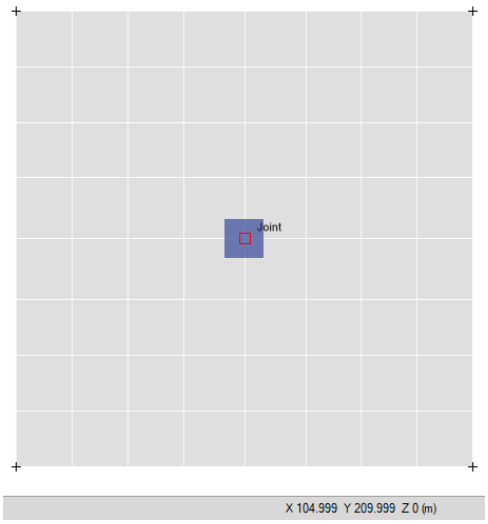


图 5 取消“局部剖分”选项的分析模型

2）刚域厚度不合理

几何建模误差引起的节点精度丢失警告消除后，仍有少量节点存在精度丢失，如图 6 所示。经检查，精度丢失的节点均为刚域的角点，且对应的基础厚度为 600mm。

该模型包含 15 种不同厚度的基础底板，最小为 600mm，最大为 1400mmm，而刚域的厚度统一采用 1500mm。由于刚域的抗弯刚度默认被程序放大 100 倍，对于 600mm 厚的基础，1500mm 厚的刚域刚度过大，导致刚域角点周围单元的刚度差异过大，从而造成精度丢失。

基础建模时，刚域的厚度通常应与基础底板的厚度一致。因此，在该模型中，应定义不同厚度的刚域，并在绘制基础底板的同时，绘制相应厚度的刚域。修改报错节点所属刚域的厚度为 600mm 后，再次运行分析，节点精度丢失警告消除。

图 6 刚度相差过大引起的精度丢失

如果在高级求解器下运行分析，程序没有任何警告信息，说明节点精度丢失的数量对分析结果的影响不大，求解精度足够。关于精度丢失的更多内容，请参考知识库《数值精度丢失和病态》和工程应用案例解析《精度丢失产生的原因》。

综上，如果模型存在建模几何误差引起的节点精度丢失问题，可以检查板的自动剖分选项，避免生成形状奇异的面单元。对于包含刚域的模型，刚域厚度宜与板厚度相同。如果是通过导入 CAD 建筑平面图创建模型，建议在 CAD 中将不同厚度的板和刚域轮廓绘制在不同图层，以便导入 SAFE 时能够按照厚度绘制板和刚域。

编写：王希

圆钢管的内法兰连接

本文以某通信铁塔采用的圆钢管内法兰连接为例，主要介绍在 IDEA Connection 中利用通用板件、加强构件以及端板等操作创建复杂钢节点模型的方法和思路。

使用软件/SOFTWARE

IDEA v24.1.0

模型简介/MODEL

如图 1 所示，下部大圆管的顶部采用“内部肋板+圆环形法兰”与上部方形板螺栓连接；H 型钢梁置于方形板的上表面，也采用螺栓连接；上部四个小圆管通过端板安装在 H 型钢的顶面并布置环向肋板。

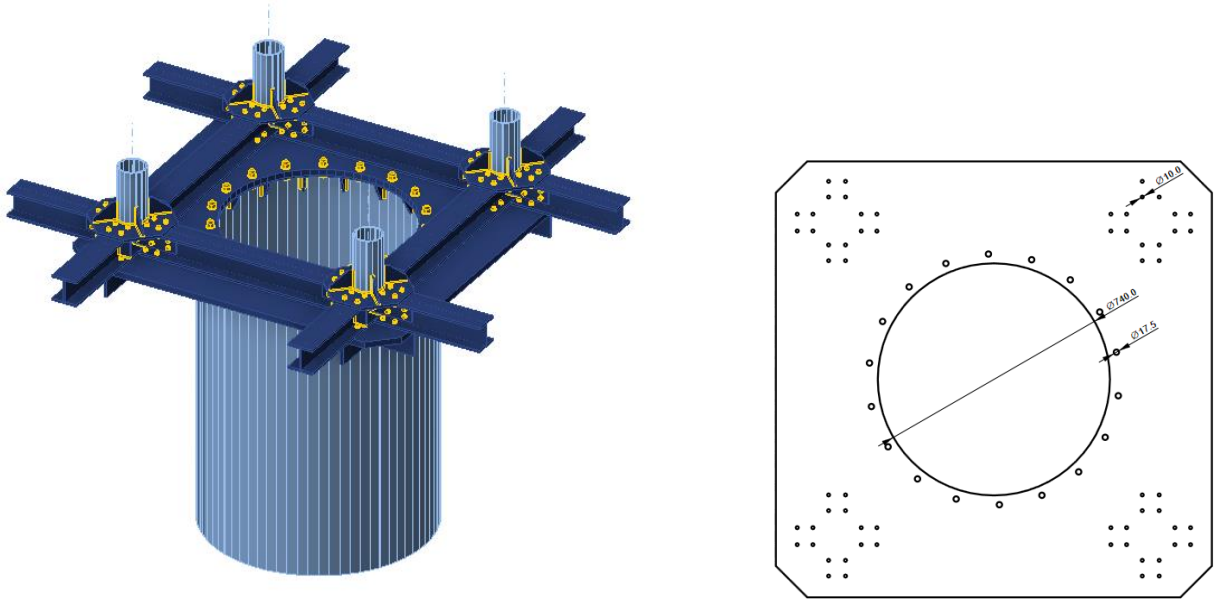


图 1 圆钢管的内法兰连接

问题描述/PROBLEM

如何在 IDEA 创建上述钢结构节点的几何模型？

解决办法/SOLUTION

第一步：内法兰

如图 2 所示，IDEA 无法直接添加圆钢管的内法兰，只能采用通用板件及其切割操作来间接实现，详见筑信达知识库文档《圆钢管内法兰的几何建模》。具体操作如下：

1. 以【加劲板】添加大圆管端部的圆形盖板，利用板件编辑器添加盖板的内部开洞，形成圆环形法兰。
2. 以【通用板件】添加大圆管和圆环形法兰之间矩形肋板，利用板件编辑器添加肋板的切角。
3. 以【板件切割】处理以上肋板与圆环形法兰之间的焊缝。
4. 复制第 2~3 步的操作并修改相关参数，添加内法兰的其它肋板。

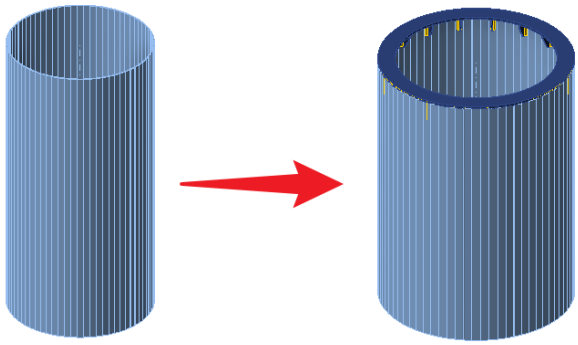


图 2 大圆管顶部的内法兰

第二步：方形板

如图 3 所示，先以【通用板件】添加圆环形法兰的方形“贴板”，利用板件编辑器添加开洞和切角；再以【通用螺栓】连接方形板和圆环形法兰；最后以【通用板件】和【板件切割】添加方形板下表面的加劲板。

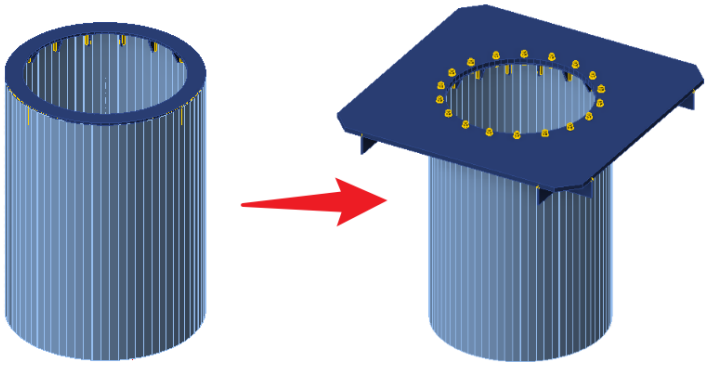


图 3 方形板及其加劲板

第三步：H 型钢梁

如图 4 所示，先以【加强构件】添加四个 H 型钢梁，钢梁下翼缘作为方形板的“贴板”并采用螺栓连接；再以通长钢梁【切割】非通长钢梁，同时以【加劲板】添加通长钢梁的四块横向加劲板；最后以【拼接板】连接通长钢梁的加劲板和非通长钢梁的腹板。

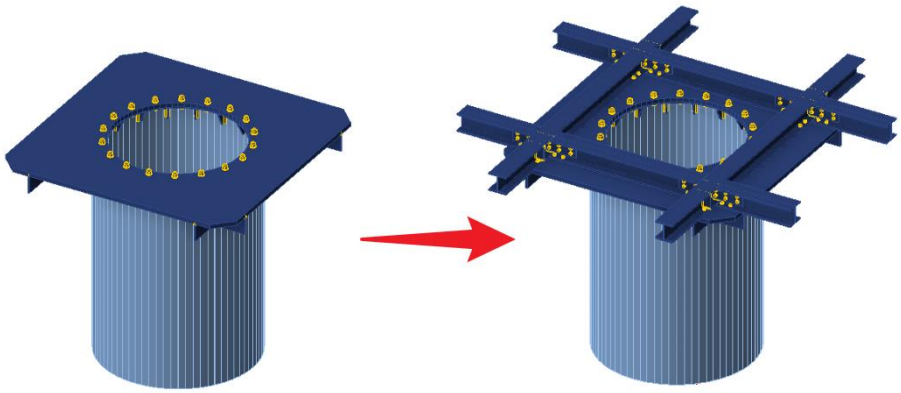


图 4 相互正交的 H 型钢梁

第四步：柱底端板

如图 5 所示，先以【端板】添加四个小钢管底部的端板，该端板与通长钢梁的上翼缘之间采用螺栓连接；再以【通用螺栓】连接端板与非通长钢梁的上翼缘；最后以【肋板】添加小钢管底部和端部之间是环向肋板。

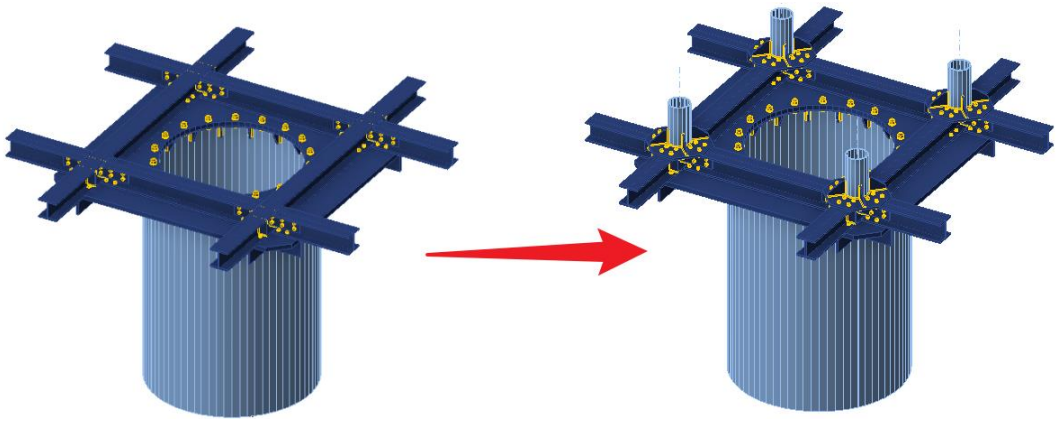


图 5 小钢管底部的端板和环向肋板

编写：张志国

ETABS v22.3.0 新增及改进功能

分析功能

- ETABS 新增以下两种类型的频域分析：

  稳态分析：可用于替代计算量更大的时程分析，通常适用于初始阶段瞬态响应不重要的情况。

  功率谱密度分析：是一种在频率范围内对随机振动进行概率评估的方法。

结构模型

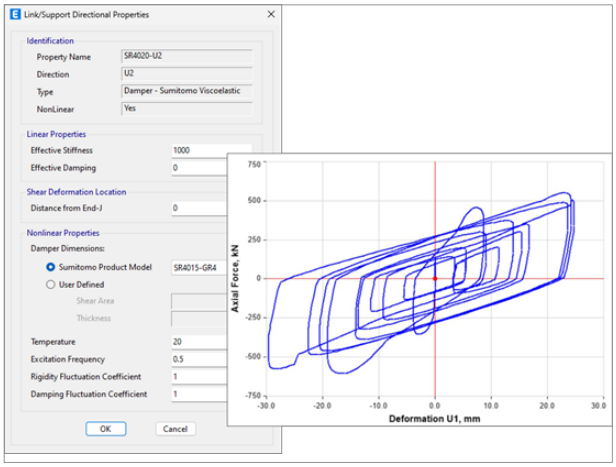
- 新增连接属性“Sumitomo 粘弹性阻尼器”，用于模拟由日本住友橡胶工业公司生产的高阻尼橡胶振动控制阻尼器。
- 点弹簧属性的定义进一步简化，用户现在可以直接指定弹簧的非线性属性，而无需先定义连接单元。

组合梁设计

- 新增基于印度规范 IS 11384:2022 和中国规范 GB50017 的组合梁设计功能。

用户界面

- 运行混凝土梁和柱详图设计后，可通过右键单击框架对象查看相应的配筋详图信息。
- 运行混凝土楼板详图设计后，可通过右键单击设计板带访问板带配筋编辑器。
- 新增在定义框架截面对话框中显示框架局部轴颜色和编号的功能。

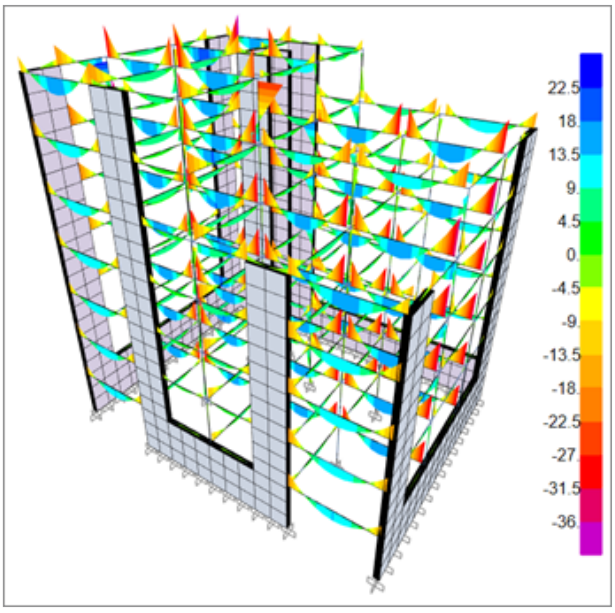


输出与显示

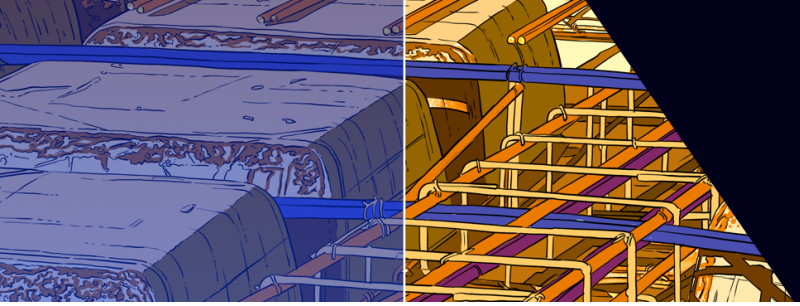
- 框架对象的内力图支持云图显示。

中文版相关功能改进

- 修复了中国规范组合梁计算栓钉承载力和挠度验算错误的问题。
- 进一步优化了中国规范组合梁设计覆盖项，新增了准永久组合系数输入项。
- 进一步优化了中国规范组合梁设计细节报告。
- 设计细节报告中新增了栓钉承载力折减系数 βv 输出项；新增了中国规范组合梁挠度计各参数输出项，主要涉及《钢结构设计标准》GB50017-2017 第 14.4.3 条参数。
- 修复了等效弯矩系数 Beta_tx 个别情况下的取值问题。
- 修复了 Q460 钢材的材料强度取值问题。
- 界面汉化的持续改进。



点击了解更多功能特性



SAPFIRE
SAFE®

新增及改进功能

SAFE v22.3.0 新增及改进功能

结构模型

- **弹簧属性定义新增以下功能：**

  新增线性（Linear）、缝（Gap）、钩（Hook）和多段线性弹性（Multi-linear Elastic）类型的连接单元用于指定弹簧刚度。

  对于点弹簧，新增非线性指定选项（Nonlinearity Specification），用户可以直接输入弹簧的竖向有效刚度，或者基于连接单元的属性指定。

  对于线弹簧和面弹簧，新增弹簧刚度选项（Spring Stiffness Options），用户可以直接输入弹簧刚度并选择非线性类型，或者基于连接单元的属性指定。

点击了解更多功能特性

用户界面

- 可以在【视图 > 设置视图选项】中进行设置，按颜色显示不同属性的弹簧。若对象未指定弹簧属性，则显示为深灰色。

  运行混凝土详图设计后，可通过右键单击梁和设计板带查看详图设计覆盖项和配筋详图信息。

设计功能

- 新增基于印度规范 IS 11384:2022 和中国规范 GB50017 的组合梁设计功能。

  抗冲切校核 & 设计的设计细节进一步优化。设计细节中列出了详细的计算过程，包括所用的公式及相关规范条文。

新增及改进功能

IDEA 24.1.0 新增及改进功能

模型树的多选和批量化编辑

- 模型树中构件、荷载以及加工操作的列表支持类似 Windows 操作的多选和批量化编辑。例如：按住 Ctrl 可以多选，按住 Shift 可以连续选择，之后可以统一修改参数或选项。

测量工具和 DXF 导入

- 新增的测量工具可以帮助用户查询点和点、点和线或点和面之间的距离及相对坐标；以 DXF 文件导入的多边形板件支持两种不同的插入点选项：多边形的坐标原点或形心。利用这两个新增功能，用户可以更便捷准确地确定或调整板件和组件的位置。

Checkbot 批量化设计与计算

- Checkbot 支持一次性导入整体结构模型，然后根据节点的类型和位置自动分类，用户也可以根据需要自行分组。利用节点组的参考节点可以快速完成多个同类型节点的设计和计算，极大提高工作效率。

Viewer 模型链接和导出

- IDEA StatiCa 网页端 Viewer 功能得到进一步增强，用户不仅可以查看钢结构节点的设计方案，还可以根据需要分享模型链接或导出 DWG 和 IFC 格式的模型文件。

点击了解更多功能特性

CiSDesignCenter
筑信达结构设计软件

新增及改进功能

CiSDesignCenter 2.2.2 新增及改进功能

功能改进

- **更新视图显示平台，支持更大的数据显示和更流畅的使用体验，同时添加如下操作功能：**

  视图上添加操作按钮，对应操作依次为恢复默认视图、框选放大视图、放大视图、移动视图、旋转视图、全图显示、撤销和重做操作。

  默认通过鼠标右键旋转，通过鼠标中键移动，通过鼠标左键选择。

  优化选择操作，默认为单选模式，按住鼠标左键后拖动则自动切换为框选模式，支持正向框选和反向框选。
- **新增上海地标 DG/TJ 08-9-2023 反应谱曲线。**
- **波库中新增地方标准要求的地震波，包括上海地标 DG/TJ 08-9-2023、北京地标 DB11/2075-2022、四川省建筑隔震减震工程设计标准（报批稿）。**
- 可基于已选地震波完成组合选波。以北京地标为例，基于已选的 1 条波，程序补充选择 1 条天然波和 1 条人工波，得到 3 条波的组合。
- ……

减震模块功能更新

- **新增模型设置功能。用户可灵活设置减震工程关联的模型路径。**
- **消能器参数定义增强。定义消能器时可设置位移限值，并在减震报告中验算消能器变形；定义的消能器参数可以导出 / 导入，用于多个减震工程。**
- **布置消能器时支持自定义楼层复制。**
- **新增大震有控模型的管理，包括时程迭代大震下消能器的有效刚度，基于大震周期选波，计算大震下消能器提供的附加阻尼比。**
- **基于规范法、能量比法计算消能器提供的附加阻尼比报告中新增附加阻尼比汇总表。**
- **新增小、中、大震有控模型指标报告。**
- **丰富了大震弹塑性报告内容。**

点击了解更多功能特性

CiSGTCAD
变电站构架设计软件

新增及改进功能

CiSGTCAD V2.2.1 新增及改进功能

软件优化

- 增加对 SAP2000v26 的支持
- 优化轴网定义和构架组装页面的操作逻辑，对不可编辑的数据进行区分显示，支持多选操作
- 优化三维效果图显示，视图正上方增加图形操作菜单、右下角增加视角切换菜单
- 优化构件定义中视图显示、编辑界面等
- 视图中增加梁方向显示箭头，梁组装页面增加“调整梁方向”按钮

计算书格式调整

- 公式全部改用可编辑的 OfficeMath
- 调整计算书内容，文字对齐，删除不必要的空行
- 表格标题行增加底纹，用于区别表格正文

调账授权管理模式

- 使用统一界面管理单机许可和集团许可
- 集团授权支持在线借出功能

bug 修正

- 修改中国规范“特殊杆件校核”章节中杆件内力弯矩方向 Mx 和 My 方向错误问题
- 修改中国规范“法兰计算”章节中法兰按照默认值计算的问题，改为法兰计算参数根据施工图中定义来计算
- 修改基础计算中的问题
- 修改部分施工图中绘制错误的问题

点击了解更多功能特性

新增及改进功能

WindPowerV2.2.4 新增及改进功能

- 增加预应力锚栓笼欧标 Petersen 算法，预应力锚栓笼可以选择使用锚栓笼环技术规范、海风技术规范和欧标 Petersen 算法，锚栓笼环技术规范和海风技术规范主要是计算锚栓拔力时使用的计算公式不同；
- 增加了基础承台径向钢筋的布筋方式，当承台径向钢筋采用并筋时，设置了隔一并一的选项，勾选隔一并一设置时，并筋在锚栓槽孔内隔一个布置一个，不勾选时，所有锚栓槽孔内均布置并筋；
- 增加了高强混凝土材料，补充了锚栓的材料规格；
- 增加回填土土方量的输出；
- 调整疲劳计算时的弯矩分配；
- 调整可研阶段设计结果的显示；
- 改进了肋梁箍筋交互界面数值显示；
- 修补了混塔基础牛腿顶部环筋长度显示问题；
- 修复地震荷载计算中的数据保存问题；
- 修复承台环向钢筋最小配筋率计算问题，按照全截面计算配筋率；
- 修复肋梁基础边梁受力面积计算；
- 修复承台桩基础测算桩长的文件保存问题；
- 修复特定数据下的边桩冲切计算。

点击了解更多功能特性

CiSApps v26.0.1 新增及改进功能

最新推出的筑信达工具箱 CiSApps v26 适配 SAP2000v26、v25 两个 SAP2000 版本。本次更新修复了上一个版本中“冷弯设计”、“壳配筋”等模块的 bug，更新和升级了 4 个模块。

- **面局部轴调整**

在空间结构设计中，常常需要将面上荷载传递给周边指定的框架。在使用 SAP2000 进行建模时，单向导荷的面荷载默认沿着局部 1 轴传递。为了实现荷载沿指定方向传递，需要调整面局部轴。借助【面局部轴调整】工具，可以快速调整面局部轴垂直周边指定的框架，达到荷载沿着指定方向传递的目地。

- **冷却塔风荷载指定**

冷却塔风荷载与结构高度、冷却塔类型、地面粗糙度、风荷载的角度等相关，采用常规方式施加冷却塔风荷载不仅工作量大、繁琐，且容易出错，难以检查和修改。该工具依据规范 《工业循环水冷却设计规范》（GB/T 50102 - 2014）3.5 节要求对冷却塔壳体施加风荷载。

用户只需要指定“风荷载参数”和“总体信息”。指定完毕后，程序会读取每一个壳体的节点信息、计算出壳体的平均角度、平均高度等参数，依据公式：$w(z,\theta)=\beta C_g C_p(\theta)\mu_z w_0$（GBT50102-2014 3.5.3）计算出作用在塔外表面上的等效风荷载标准值，自动完成风荷载的施加。

- **自动蒙皮**

自动蒙皮功能在原有“基于杆件的自动蒙皮”基础上，新增了“基于平面节点的自动蒙皮”功能。

在 SAP2000 中选择一系列节点后，程序将通过几何算法计算围成的三角形面单元。勾选“四边形优先”选项后，程序将优先生成四边形面对象。

- **模型导出 DXf**

模型导出 Dxf 功能，新增输出“杆件截面”和“杆件名称”选项，方便工程师能够在 CAD 中快速查看杆件的属性信息。

点击了解更多功能特性

NEWS

ETABS+DC 减隔震设计
实操培训班（北京站）圆满落幕

ETABS+DC 减隔震设计实操培训班（北京站）圆满落幕

随着现代建筑结构的不断发展和对地震安全的高度重视，减隔震技术在建筑领域的应用越来越广泛，是照亮民用建筑市场寒冬的一缕阳光。结合建设部对规范的更新、医院学校等公共建筑的抗震要求，为适应国内工程师需求，筑信达公司特开发了完善 ETABS 前处理和后处理的 CiSDesignCenter（简称 DC）软件，并推出了国标多模型设计模块和减隔震设计模块，工程师仅需在 DC 中进行一些简单的参数设置，DC 便可自动完成 ETABS 模型的创建、分析和结果整理，并补充完成基于中国规范的构件设计和施工图绘制。

结合当前工程设计人员的需要，北京筑信达工程咨询有限公司于 2024 年 12 月 7 日在北京举办”ETABS+DC 减隔震设计实操培训班”，通过某四层框架隔震结构案例和某五层框剪减震结构案例，带领大家完成减隔震全流程分析与设计实操。

本次培训一天课程，参与工程师关注度较高，总参加人数达到 40 人，20 家客户。培训地址在北京建筑大学实验楼机房，培训课程由主讲老师刘慧璇工程师全程讲解，王雁飞工程师辅助答疑。讲解过程细致而生动，深入浅出地将软件计算原理、规范取值等和软件操作相结合，讲解思路清晰，明了易懂，培训现场大家都积极地参与到学习和讨论中来，老师们结合报名收集到的大家关注的问题以及现场提出的问题一一进行解答，并引导学员们自主学习相关资料。交流环节，关于减隔震分析中的关键问题进行了细致探讨。如大震弹塑性分析是否延续中震选波问题、附加阻尼比的取值、规范法和能量比法的对比，等等。通过这些讨论，学员不仅加深了对减隔震技术的理解，也为今后的设计工作提供了宝贵的参考依据。

会后收到很多工程师的积极反馈，学员对内容设置和课程讲解都给予一致好评。

之前都是直接用 ETABS 做减隔震，有了 DC 能快速完成繁琐重复的工作，把时间解放出来。未来在国家投资的城镇改造工程中，也会大量涉及减隔震工作。

——北京院朱工

老师的讲解思路清晰，细节内容讲解透彻，希望能有更多这样的培训机会，通过实际工程案例工程学习。对我来说，有了 ETABS+DC 就可以不用再去学习高深的 Perform 3D，而且我的毕业设计需要用筑信达软件来解决，后续还会一直保持联系。

——北京科技大学的魏同学

老师讲解的案例特别实用，内容很详细。我已经很久没有关注减隔震了，正好借这次机会做知识储备。

——中外建的柳工

借这次培训熟悉软件，核电行业也有很多结构要做减隔震设计，此次学习正好可以让我更好地利用软件完成项目。

——原子能的郝工

在此也感谢参与的各位工程师，您们的认可是对我们努力最大的肯定，也欢迎更多的工程师关注和参与筑信达和各区代理商其他的线上和线下培训课程！

供稿：王博

筑信达减隔震设计实操培训（新疆站）及客户拜访

金秋十一月层林尽染，谷物飘香。这是一个充满感恩与收获的季节，也是一个最适与好友亲朋相聚的时刻。11 月 10 日由筑信达副总经理兼技术咨询部经理李立和筑信达销售总监蔡安带队一行四人前往新疆，开展了一场为期半个月的减隔震设计实操培训及客户拜访系列活动。

新疆客户拜访，深化合作基础

CUSTOMER VISIT

11 月 11 日抵达乌鲁木齐后，团队成员马不停蹄地开始了客户拜访之旅。利用培训活动前的三天时间，先后走访了新疆维泰开发建设（集团）股份有限公司，新疆兵团勘测设计院集团股份有限公司，新疆生产建设兵团建工设计研究院有限责任公司，新疆建筑设计研究院股份有限公司、中建新疆建工（集团）有限公司设计分公司、新疆大学建筑工程学院等多家客户。在拜访过程中，公司领导与各设计院领导就目前区域内的业务类型、客户的关注需求进行了面对面的深入沟通与交流。同时团队还向客户介绍了公司最新的产品和服务体系，分享了公司在相关领域内的成功案例，并听取了客户的意见建议与反馈。走访期间公司技术部还就欧美标设计应用、CSI 产品最新成果在新疆建筑设计研究院股份有限公司做了专项培训与分享；团队领导就产学合作、课程共建等校企合作内容与新疆大学建工学院领导及老师展开广泛交流与讨论；团队一行围绕筑信达减隔震全流程设计解决方案在新疆维泰开发建设（集团）股份有限公司与新疆兵团勘测设计院集团股份有限公司与多位工程师进行了全面介绍和深入交流。系列拜访行动与面对面交流互动，深入了解了客户的需求，促进了信息的共享，也为与客户建立长期合作关系奠定了坚实的基础。

减隔震技术交流与实操培训

TRAINING

11 月 14 日至 15 日，“筑信达减隔震设计技术交流暨软件实操培训·乌鲁木齐站”培训活动在乌鲁木齐正式举办，来自乌鲁木齐、昌吉、石河子等多地多个设计院的总工和结构设计师参加了此次交流与培训活动。公司领导先后就筑信达最新产品体系、服务平台以及 CSI 产品最新成果做了详细介绍和全面分享。培训课程由公司技术总监和金牌讲师主讲，内容涵盖了 ETABS 减隔震分析入门、DC 减震隔震流程介绍、减震隔震常见问题及解析，培训课程还分别就隔震与减震设计通过案例带领参会学员完成了“ETABS+DC”上机实际操作。在培训期间，筑信达技术工程师与多位参会的学员就实际工程中的部分问题进行了交流探讨，就部分疑点难点及软件操作问题给予了细致解答。此次培训内容丰富、实用性强，为区域内工程师在减隔震设计工作中增添了新的能量。

11 月 17 日，由筑信达销售总监蔡安带领团队四人前往库尔勒市。于 18 日在巴州建筑勘察规划设计工程有限公司继续举办了“筑信达减隔震设计技术交流暨软件实操培训·巴州站”的培训活动，来自巴州区域内的多家设计院总工及工程师齐聚一堂，共同参与了本次交流会议。团队领导就筑信达最新产品与服务体系向大家做了全面分享，筑信达金牌讲师向与会人员介绍了 DC 减震隔震解决方案，就实际案例向大家详细演示了“ETABS+DC”减隔震设计工作流程及解决思路。筑信达技术总监向大家分享了减隔震常见问题及解决方案，并就大家实际工作中的部分问题展开了讨论与交流。

电力设计院拜访与技术培训

CUSTOMER VISIT

成功举办完新疆区域内两地的培训活动后，由筑信达销售总监带队在 11 月 18 日 -22 日期间，由销售部门对新疆区域内的电力设计院客户进行了回访工作。依次对巴州科汇电力设计有限责任公司、新疆电力设计院、新疆新能源研究院有限公司、新疆兵团电力规划设计研究院、国网新疆经研电力设计院等多家电力设计院进行了登门回访。通过与各位工程师的面对面交流，发掘了新形式下各个客户业务发展的方向，向部分客户做了软件的专项技术培训，向客户展示了筑信达在行业内的系列产品体系。详细沟通并了解到客户在 GTCAD\WindPower 等软件使用过程中的部分问题，收集并整理了部分用户的实际反馈与意见建议，并就客户关注的部分业务话题进行了深入沟通与交流。

结语

CONCLUSION

此次新疆之行，不仅扩大了筑信达全系产品服务体系在新疆区域内的影响力，提升了区域内工程师对筑信达软件产品的操作能力，也进一步巩固了公司与区域客户之间的紧密合作关系。未来筑信达将继续秉持“开放、沟通、合作”的企业理念，将继续加强与客户的沟通和联系，不断优化产品和服务，持续为客户提供更加优质、更加高效的解决方案，能与更多的行业精英携手共进，为行业的健康持续发展贡献我们自己的力量。

供稿：周强

欧标结构设计线下培训班

在“一带一路”大背景下，越来越多的中国工程设计企业投身于海外市场，并注重相关技术能力的建设与发展。欧标作为国际上广泛认可的标准体系，在结构设计领域具有重要的指导意义。为了帮助工程师们深入了解欧标结构设计的知识和工具应用，提升专业素养，无缝接轨国际标准，北京筑信达工程咨询有限公司分别于2024年10月、11月和12月在北京、上海和武汉成功举办了多期“欧标钢结构混凝土线下培训班”，得到了行业同仁们的热烈支持。

这些培训课程以SAP2000、ETABS、IDEA等软件结合欧标EN1990:2002、EN1991:2002、EN1992:2004、EN1993:2005、EN1998:2004等规范，针对钢框架设计、钢框架节点以及混凝土框架设计等进行深入的剖析和全面的解读。培训通过线下面对面交流的形式进行，吸引了众多工程师的关注与支持，到会率均达到100%，足以可见大家对本次培训班非常重视，对讲课内容非常认可。

培训期间，学员们展现出了极高的学习热情和积极参与的态度。他们不仅全神贯注地听讲并做好笔记，还主动向讲师提问并分享自己的见解。通过这次培训，大家不仅加深了对欧标结构设计的理解，同时也提升了面对实际问题时，解决问题的能力。

培训班的组织安排也得到了学员们的高度认可。良好的学习环境、合理的课程设置以及贴心的服务保障，让他们能够全身心地投入到学习中。为了确保培训班的高效成果，我们精心策划并实施了调查问卷和抽奖环节，收集到了大量学员朋友们的宝贵意见和建议，帮助我们了解到了许多需要改进的不足之处，并不断改进和完善培训班的课程内容和组织形式，以期后续能带给大家更加舒适的学习环境与更贴心优质的学习体验。

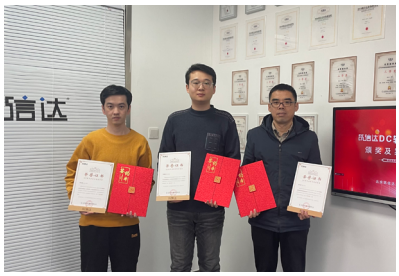
在此，我们衷心感谢每一位参与培训的工程师，您们的认可与鼓励是对我们工作的最大肯定。同时，我们也诚挚邀请更多的工程师朋友关注并参与筑信达及各区代理商举办的其他线上和线下培训课程。让我们携手并进，共同推动结构设计行业的持续发展，为构建更加美好的未来贡献智慧与力量。

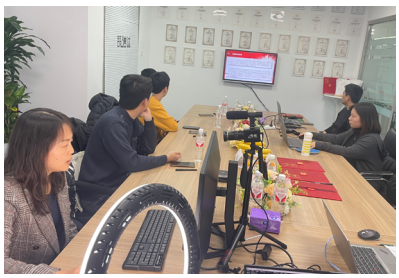
供稿：王博

筑信达 DC 软件共筑计划颁奖及案例分享会

为进一步深化 DC 软件的用户体验，并感谢忠实用户长期以来的支持，筑信达于今年 7 月特别推出了“DC 软件共筑计划”——一个旨在聆听用户声音、共塑 DC 未来的互动活动。我们非常荣幸能够吸引到众多工程师参与此次活动，共同见证 DC 软件的成长和进步！经过筑信达 DC 软件共筑计划组委会的评审，中国建筑设计院有限公司杨开、中国中元国际工程有限公司王延森、北京建筑大学刘立德、中国中元国际工程有限公司董凯旗、山东华科规划建筑设计有限公司孟凡涛从众多参与者中脱颖而出，荣获“DC 先锋”称号；同时，还有 14 位参与者获得了“入围奖”。

在 12 月 4 日举办的“筑信达 DC 软件共筑计划颁奖及案例分享会”上，我们为获奖者颁发了荣誉证书，并邀请了部分获奖者分享了他们的项目经验。在此，我们向所有关注和支持我们的用户表示衷心的感谢！





征稿启事

如果你使用过我们的产品
如果你喜爱工程分析

或许你正困惑其中
或许你已成果丰硕

欢迎来这里发声！

这里
可以提问
也可以“炫技”

可以严肃
也可以顽皮

题材不限
风格不拘

只要与它们相关
SAP2000、ETABS、SAFE、
Perform3D、CSiBridge、PLAXIS
……
请速速

筑信达《技术通讯》是面向广大土木工程师的技术刊物，内容覆盖筑信达全线产品（CSI结构/桥梁产品、PLAXIS岩土产品、筑信达自主开发产品 ）的最新动态 、技术知识。旨在帮助工程师们更好地将软件产品应用于工程实践，同时也为工程师们切磋数值分析技术、分享工程应用经验提供平台！

欢迎广大工程师踊跃投稿！

稿件一经采纳，作者将有机会获赠：

- 技术专著
- 产品单机版免费限时使用权
- 高级培训免费名额

投稿请寄

support@cisec.cn

（请注明“技术通讯”投稿）

期待与你的相识！

CSiBRIDGE
SAP2000
ETABS
SAFE
PERFORM-3D
CiSDesigner
CiSGTCAD
CiSModelCenter
CiSOpenSteel
CiSDesignCenter

PLAXIS

SPIDER
Detailer of Structures

IDEA

WindPower
智慧风基

在线支持
support.cisec.cn

网络课堂
www.cisec.cn

知识库
wiki.cisec.cn

视频教程
i.youku.com/bjcisec