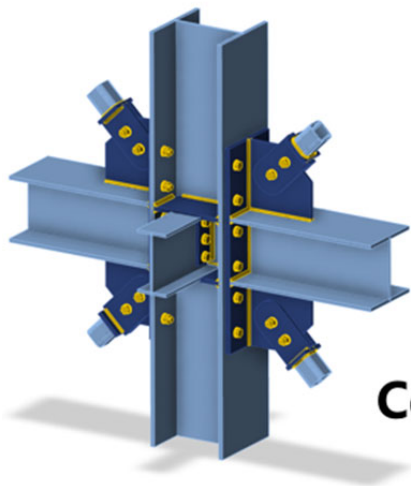


IDEA StatiCa® 中文版

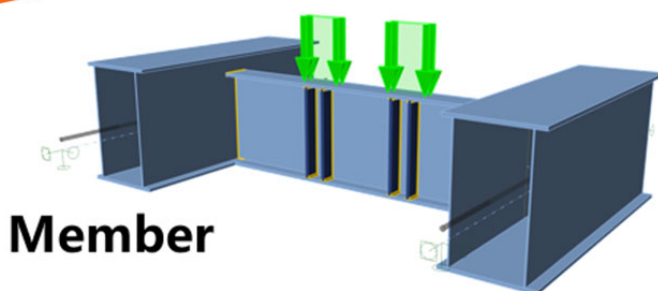
Calculate yesterday's estimates

全球超过 **10000** 家客户

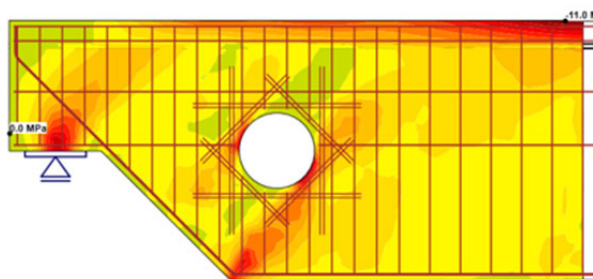
每年 **1600** 万次计算



Connection



Member



Detail

- 钢结构设计数据转换中心 Checkbot
- 基于 ETABS 的美标组合梁设计概述
- 分层壳在 RC 剪力墙非线性分析中的应用与对比
- Fema440 EL 性能评估法简介及 ETABS 实现
- 工程应用常见问题案例解析



目录 Content

— 专题文章 —



钢结构设计数据转换中心 Checkbot 1



基于 ETABS 的美标组合梁设计概述 6

分层壳在 RC 剪力墙非线性分析中的应用与对比 15

Fema440 EL 性能评估法简介及 ETABS 实现 22

— 工程应用常见问题案例解析 —

柱稳定验算时忽略轴力的情况 28

构件打断与否对有效长度系数的影响 30

输电塔的振型 33

美标柱抗剪设计超限的常见原因 35

美标钢结构设计方法对结构周期的影响 39

欧标混凝土梁配筋显示问题 42

螺栓轴力分布不合理 44

填方边坡中出现的局部土体破坏 46

隧道与深基坑开挖过程中的收敛困难 48

码头施工过程中的土体倒塌问题 50

新版发布 52

活动报道 57

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



钢结构设计数据转换中心 Checkbot

筑信达 张志国

钢结构设计作为一个复杂且多学科交叉的工程任务，往往涉及多个专业角色的分工与合作。每个角色除具备扎实的专业知识外，往往还需要丰富的实践经验以及良好的团队协作能力。以欧洲和北美等发达国家或地区为例，以上专业角色及其分工主要包括：

- 结构工程师（Structural Engineer）：主要负责钢结构的整体分析和构件设计，利用结构分析与设计软件（如 SAP2000、MIDAS 或 STAAD.Pro 等）完成设计计算书并绘制结构施工图。
- 节点设计师（Connection Designer）：主要负责钢结构构件之间的节点和连接设计，保证不同连接方式（焊接、栓接、铆接等）的可靠性和施工可行性，同时绘制节点详图。
- 详图设计员（Detailer）：主要负责将结构设计图进一步深化设计为构件或节点的加工图和安装图，保证图纸可直接用于生产制造和现场施工，同时编制材料清单和构件清单。
- 校核员（Checker）：主要负责审核结构设计图和计算书，确保钢结构设计的准确性和安全性。

在整个钢结构设计的过程中，以上四种角色需要紧密合作，共同管理和交换各种设计数据。例如：结构工程师需要为节点设计师提供构件的材料、截面、空间布置方案以及各种荷载组合下的内力结果；结构工程师和节点设计师需要为详图设计员和校核员提供设计图和计算书。

国内的专业分工与欧美地区略有不同，设计院的结构工程师和节点设计师可能“合二为一”，钢结构加工厂的详图设计员也可能同时兼任节点设计师。为了满足以上不同角色的个性化需要以及相互之间的数据交换，IDEA StatiCa 公司开发了一系列的相关产品或服务，旨在提高工作效率、完善工作流程、降低数据交换误差。这些产品或服务包括：

- 钢结构设计数据转换中心 Checkbot
- 钢结构节点分析与设计软件 Connection
- 钢结构构件分析与设计软件 Member
- 基于云端的钢结构节点查看器 Viewer
- 基于云端的钢结构节点库 Connection Library

如图 1 所示，利用 Checkbot 导入整体分析模型（如 SAP2000）和 CAD 模型（如 Tekla）后，可以分别调用 Member 和 Connection 完成构件设计和节点设计，该工作流程可用于结构工程师向节点设计师提供设计数据。Checkbot 利用 Viewer 导出 IFC 文件、DWG 文件、钢节点模型文件以及上传云端节点库或分享模型超链接，该工作流程可用于节点设计师向详图设计员或校核员提供设计数据。Connection 也可以直接导出 IFC 文件，用于节点设计师向详图设计员提供设计数据。

其中，Checkbot、Viewer 和 Connection Library 均为免费产品或服务，即使用户缺少 IDEA StatiCa 公司的授权许可，也可以完成上述大部分数据转换工作。

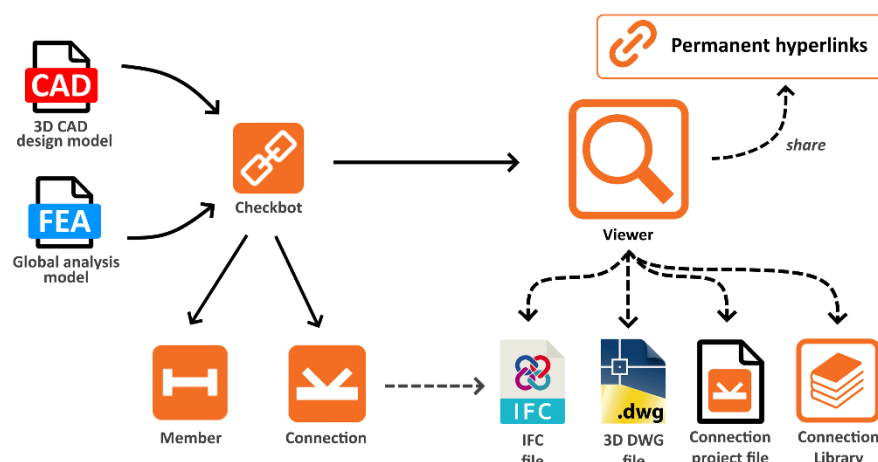


图 1 钢结构设计数据转换中心 Checkbot

返回
目录页

1



本文重点介绍在 Checkbot 中常用的功能特性，包括数据同步、批量化设计、云服务 Viewer、筛选荷载组合、合并构件以及构件内力图。对于整体分析模型和 CAD 模型的导入操作，建议读者阅读以下知识库文档：

- [钢节点导入：SAP2000 → IDEA](#)
- [钢节点导入：STAAD.Pro → IDEA](#)
- [钢节点导入：Tekla → IDEA](#)
- [钢节点导入：SAP2000+Tekla→IDEA](#)

1. 数据同步

如图 2 所示，基于 Checkbot 的 BIM 接口需要同时运行“上游”的 CAD 软件（如 Tekla）或整体分析软件（如 SAP2000）和“下游”的 Connection 或 Member，二者在保持关联的状态下可以实时同步设计数据。例如：用户先在 SAP2000 中完成钢结构的整体分析，再选择某个节点及其相连构件导入 Checkbot，最后调用 Connection 完成钢节点的分析与设计。

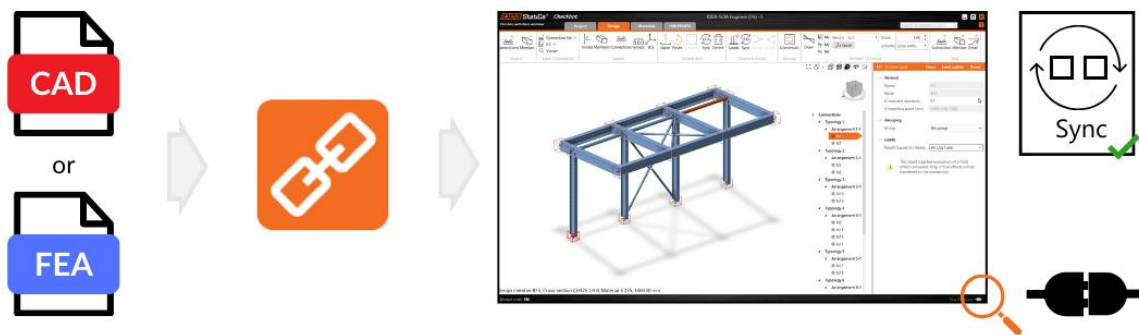


图 2 基于 Checkbot 的 BIM 接口

如果在完成上述工作后，用户发现 SAP2000 中的某个荷载数值有误或某个构件截面需要调整，此时再重复上述工作流程就显得费时费力。事实上，用户只需点击一下 Checkbot 中的“同步”按钮，即可自动更新 Connection 中几十上百个荷载组合中的构件内力，如图 3 所示。需要注意的是，此处的数据同步功能为单向同步，即：上游软件中的模型修改可以在 Checkbot 中实时更新，但 Checkbot 中的模型修改无法在上游软件中实时更新。

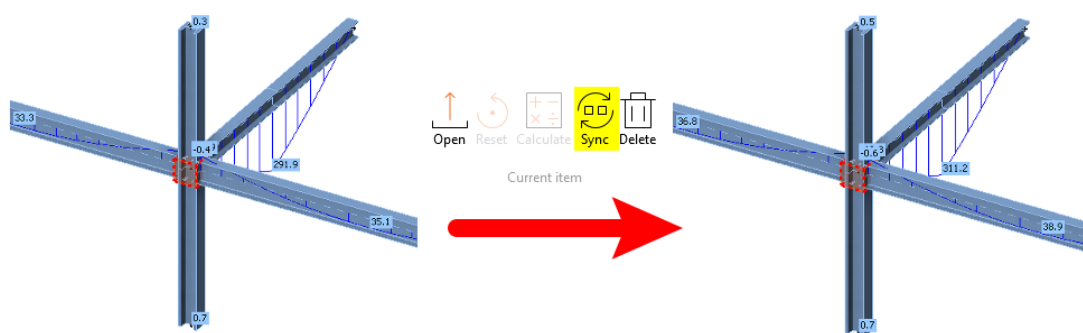


图 3 构件内力的数据同步

2. 批量化设计

如图 4 所示，Checkbot 不仅可以导入单个节点及其相连构件，还可以导入包含大量节点的整个钢结构模型。默认情况下，Checkbot 自动对全部节点进行两级分组：

- 一级分组为“类型（Typology）”，用于考虑节点连接的构件数量以及构件的相对位置，如：梁柱节点、梁梁节点等。
- 二级分组为“布置（Arrangements）”，用于在一级分组的基础上考虑构件的截面形状，如：工字形、钢管、角钢等。

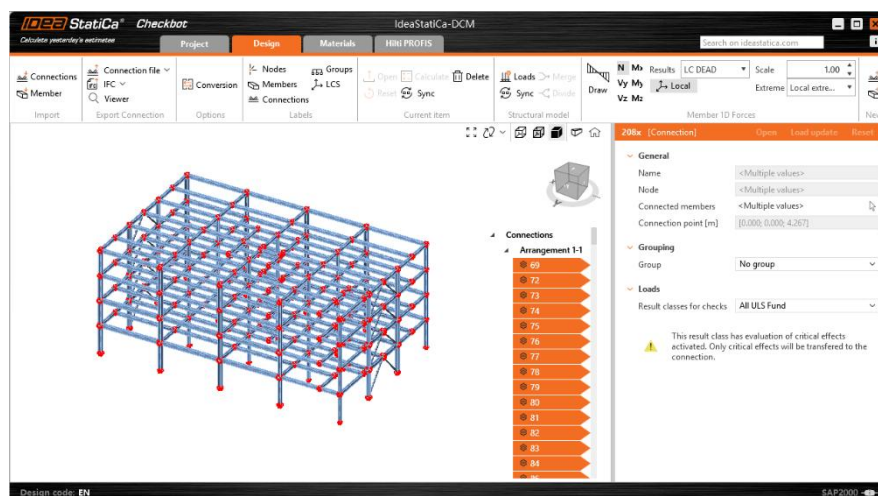


图 4 Checkbot 中的钢结构整体模型

如图 5 所示，四个节点均为连接两个构件的倒 L 形梁柱节点，故属于同一个“类型（Typology）”。但是，左边两个构件采用工字形截面，右边两个构件采用钢管截面，故分属于不同的“布置（Arrangements）”。利用 Checkbot 默认(nodes)节点自动分组，用户可以快速选择、编辑、计算或导出多个节点，大大提高工作效率。

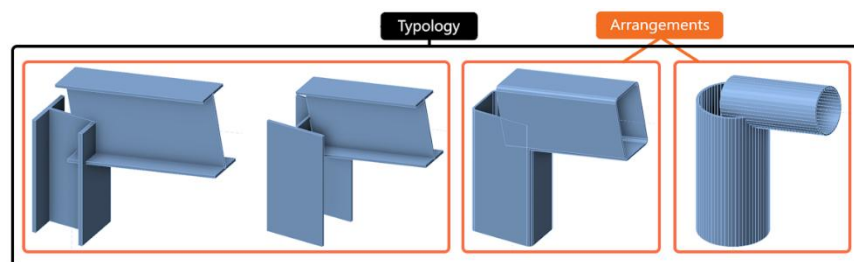


图 5 默认(nodes)节点自动分组

在上述默认分组的基础上，为了更快捷高效地完成全部节点的设计与计算，用户可以将采用相同设计方案的节点自定义为一个节点组，以节点组中的某一个节点作为参考节点（“母节点”）。只要完成参考节点的设计工作，同组中的其它非参考节点（“子节点”）即可“继承”参考节点的设计方案，进而批量化地完成全部节点的设计与计算。

如图 6 所示，针对柱脚节点、主次梁节点、梁柱节点以及梁-拉杆节点可以分别定义四个节点组，每个节点组都有一个参考节点。用户只需对各个参考节点进行设计，组内其余节点即可一键完成设计和计算。在右侧的模型树中可以直观地查看各个节点的校核结果：红色“✗”代表未通过校核；绿色“✓”代表通过校核；黄色三角形“⚠”代表设计方案不匹配，需要进一步修改。

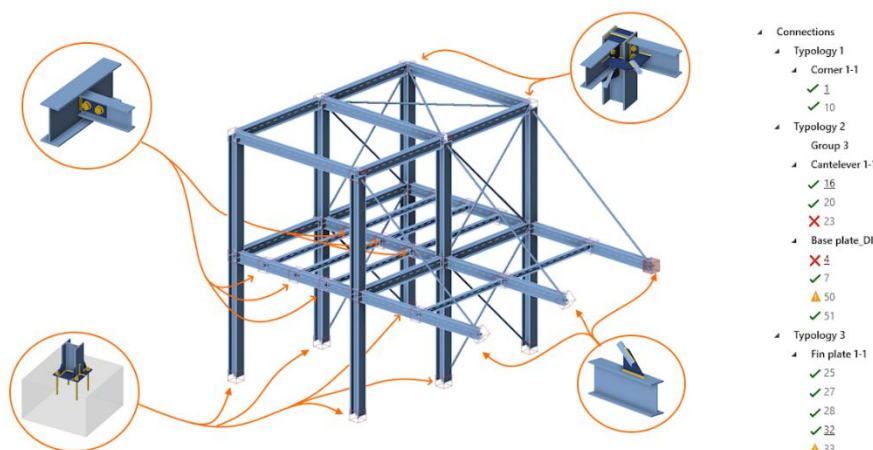


图 6 基于自定义节点组的批量化设计

关于批量化设计的具体操作，推荐观看以下视频内容：[钢结构节点的批量化设计 SAP2000 to IDEA](#)。



3. 云服务 Viewer

基于云端的钢结构节点查看器 Viewer 可以直接打开 Connection 模型文件，也可以在 Checkbot 中导出钢节点模型。Viewer 主要适用于以下场景：结构工程师或节点设计师在完成钢节点设计后，需要为加工厂或详图公司的详图设计员提供钢节点模型；但后者由于缺少 IDEA StatiCa 公司的授权许可，无法直接在 Connection 中查看或导出模型。

此时，详图设计员可以在网页浏览器中打开 <https://viewer.ideastatica.com/> 后登录个人账号，利用免费的云服务 Viewer 查看钢节点模型中的材料、截面、荷载、螺栓、焊缝以及板件等各种信息，根据需要也可以导出 DWG 或 IFC 文件，供 CAD 软件读取数据，如图 7 所示。

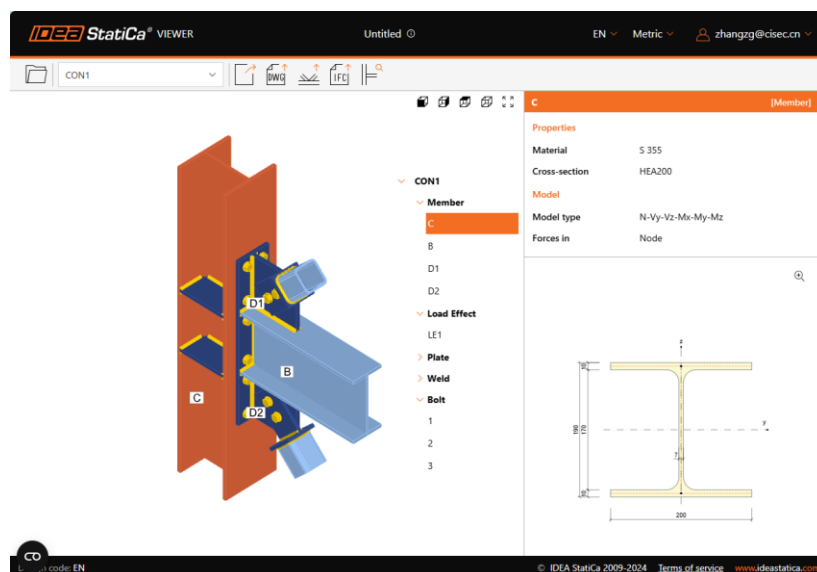


图 7 利用 Viewer 查看或导出钢节点模型

4. 筛选荷载组合

以钢结构整体分析软件 SAP2000 为例，SAP2000 导入 Checkbot 的钢结构节点不仅包含原始结构中的构件长度与截面尺寸等几何数据，也包含结构整体分析的全部内力结果。SAP2000 和 Checkbot 可能采用不同的构件局部坐标系，但上下游软件无缝衔接，各个构件的内力分量可以自动完成转换和调整，无需用户二次操作。不过，如果 SAP2000 模型中包含大量（如几百个）荷载组合，利用 Checkbot 调用 Connection 完成全部计算将会非常耗时。

此时，利用荷载集的“评估临界效应”功能可以有效筛选荷载组合，减少计算时间。如图 8 所示，在勾选【评估临界效应 (Evaluate critical effects)】复选框后，每个构件的控制组合最多为 12 个，分别对应六个内力分量的最大值和最小值。如果 N 个构件交于同一个节点，该节点的控制组合最多为 12N 个。由于以上控制组合可能重复，实际的控制组合往往少于 12N 个。例如：图 8 中的荷载集“ZZG”共包含 48 个荷载组合，但筛选后的控制组合为 20 个，可以减少将近 60% 的计算量。

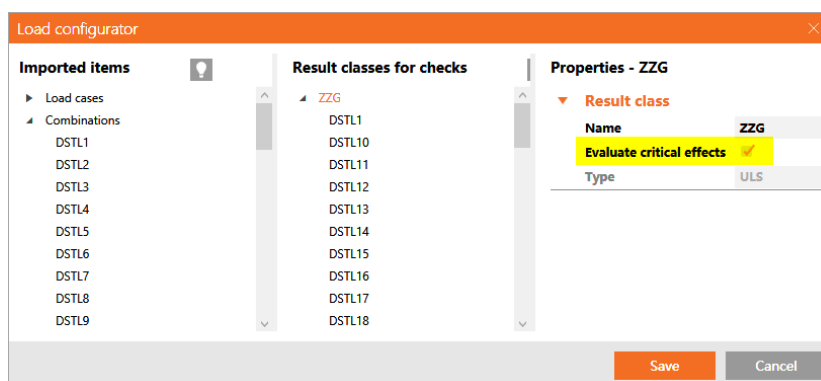


图 8 筛选荷载组合



5. 合并构件

钢结构整体分析模型往往根据计算假定将通长构件划分为多个构件，如：桁架结构的上下弦杆、多高层框架结构的跨层钢柱。但是，在钢结构节点的局部区域内，弦杆和钢柱均为连续构件。对此，用户可以在 Checkbot 中可以利用“合并构件”功能将多个共线的构件合并为一个连续构件，如图 9 所示。

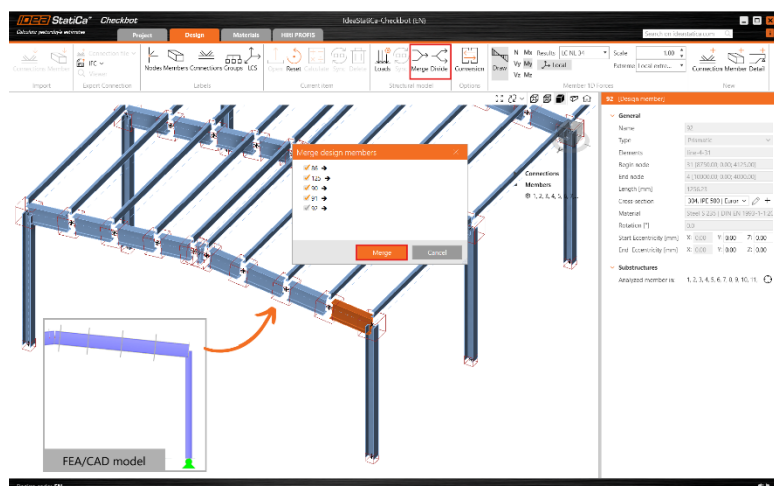


图 9 合并共线的构件

注意，该功能仅适用于合并共线的构件；对于非共线的折梁，用户需要在 Connection 中利用对接焊缝进行合并。此外，合并后的构件也可以重新断开为原始的多个构件，以便根据需要添加拼接节点。

6. 构件内力图

如前文所述，从钢结构整体分析软件中导入 Checkbot 的钢结构节点，不仅包含原始结构中的构件长度与截面尺寸等几何数据，也包含结构整体分析的全部内力结果。因此，用户可以在 Checkbot 显示构件内力图，包括轴力图、弯矩图和剪力图。如图 10 所示，用户可以为构件内力图选择荷载组合、缩放比例和数值显示的位置。

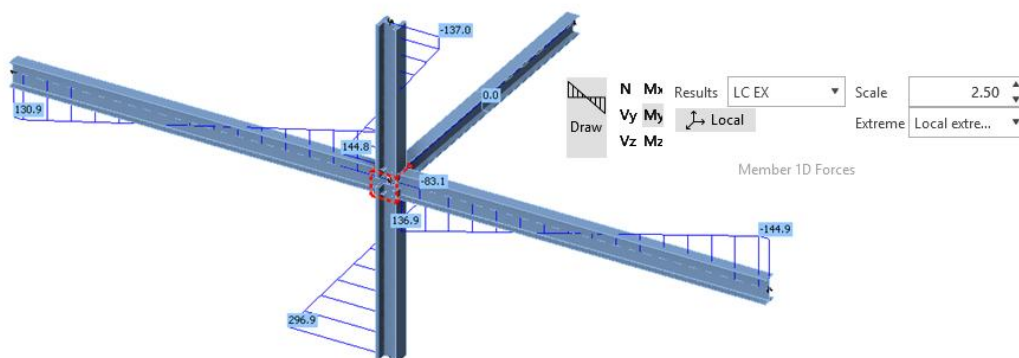


图 10 构件弯矩图

7. 小结

鉴于篇幅有限，本文仅简要介绍了 Checkbot 的六个常用功能特性，无法全面详尽地介绍更多细节和应用技巧，例如：导出 IFC 文件至 Tekla、导出 DWG 文件至 AutoCAD、合并临近节点、导出独立的 Connection 模型等等。感兴趣的读者可以登录筑信达网站（www.cisec.cn）或拨打筑信达技术热线（010-68924600）了解更多软件功能，同时欢迎申请试用软件并提供您的反馈意见。



基于 ETABS 的美标组合梁设计概述

筑信达 郑 翔

本文将基于 AISC 360-22 规范（以下简称 AISC 360）讨论美标组合梁计算在 ETABS 中的实现细节。本文重点介绍程序进行组合梁设计的流程，涉及组合楼板定义及布置、设计首选项各参数解释及设计细节解读等。

1. 综述

ETABS 中的组合梁设计也是一个交互式的自动优化过程。设计过程中可以修改中间设计参数并查看相应的设计结果。另外，可以为组合梁指定一个自动选择截面列表，ETABS 会自动选出满足要求的最优截面，并列出所有截面的设计结果。

通过 ETABS 的组合梁设计模块，用户可完成组合梁的截面特性计算，强度和挠度验算、抗剪栓钉布置验算及振动校核等内容，并输出相应的设计计算书。

另外需注意的是，只有当钢构件满足下列条件时，ETABS 才会对其按组合梁设计。

- 1) 该构件的构件类型必须是“梁”。也就是说，它必须是位于水平平面中的线对象。
- 2) 该构件截面必须为工字钢，槽钢，蜂窝梁。
- 3) 该构件必须在至少一侧布置有属性为 DECK 的楼板。
- 4) 梁两端绕主轴的弯矩必须释放。即 ETABS 中的组合梁设计一般是针对简支梁。

对于不满足这些条件的钢构件，将按照钢框架梁进行设计。

2. 设计过程

ETABS 中，组合梁设计过程从总体上可分为三部分：第一部分是设计条件的设定，包括设定首选项中的组合梁设计信息、设定设计组、设定设计组合、查看/修改部分构件的覆盖项；第二部分为交互式组合梁设计；第三部分为查看和输出设计结果。为使工程师对组合梁设计的整体过程有一个初步认识，下面列出了组合梁设计的大致流程。

- 1) 建立结构模型。
- 2) 使用【设计>组合梁设计>查看/修改首选项】命令，设置组合梁基本信息。
- 3) 使用【分析>运行分析】命令，运行结构分析。
- 4) 如有必要，使用【设计>组合梁设计>查看/修改覆盖项】命令，指定组合梁覆盖项。
- 5) 如有必要，使用【设计>组合梁设计>选择设计组】命令，指定设计组。进行该操作的前提条件是已定义了相应组。
- 6) 如果要用到 ETABS 所提供的设计荷载组合默认值以外的设计荷载组合时，需要点击【设计>组合梁设计>选择设计组合】命令。
- 7) 点击【设计>组合梁设计>开始设计/校核】命令，运行组合梁设计。
- 8) 查看组合梁设计结果。
- 9) 调整模型。
- 10) 使用【分析>运行分析】命令重新运行结构分析。
- 11) 点击【设计>组合梁设计>选择设计组合】命令，可使用新分析结果和新截面属性重新运行组合梁设计。
- 12) 如有必要，可以多次重复步骤 9)~12)。
- 13) 点击【设计>组合梁设计>校核分析与设计截面】命令，校核所有最终设计截面与最近一次使用的分析截面是否符合。

3. 组合楼板定义及布置

3.1 组合楼板定义

在 ETABS 中进行组合梁设计前，需先定义组合楼板。ETABS 可通过【定义>截面属性>组合楼板截面】命令，定义组合楼板截面。如图 1 所示，ETABS 的组合楼板有三种类型：Filled, Unfilled, Solid Slab。最常用的就是 Filled 类型，即常规的压型钢板组合楼板。

返回
目录页

6



压型钢板组合楼板定义对话框如图 2 所示，具体参数的含义可参考图 1 中的相应标注信息，抗剪栓钉信息也在该对话框输入。

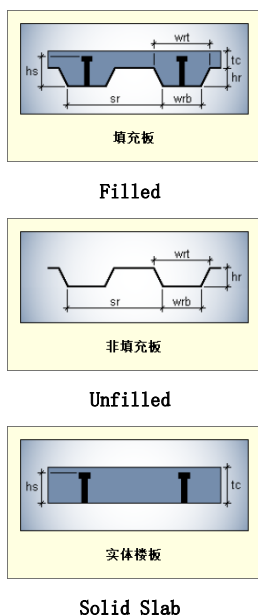


图 1 组合楼板类型

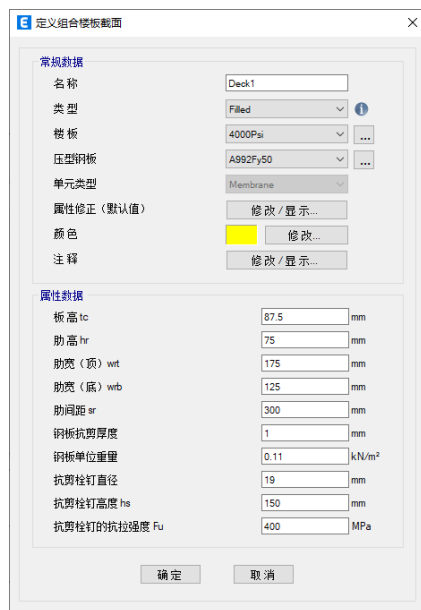


图 2 组合楼板定义对话框

压型钢板组合楼板定义对话框如图 2 所示，具体参数的含义可参考图 1 相应标注，抗剪栓钉信息也在该对话框输入。

3.2 组合楼板布置方向与截面特性

如图 3 所示，组合梁的组合楼板布置方向有两种：板肋垂直于次梁跨度方向，板肋平行于次梁跨度方向。用户可通过图 3 中板的箭头方向判断组合楼板的实际布置方向。如需修改，可选中相应板件，通过命令：【指定>壳>局部轴】调整组合楼板的布置方向。

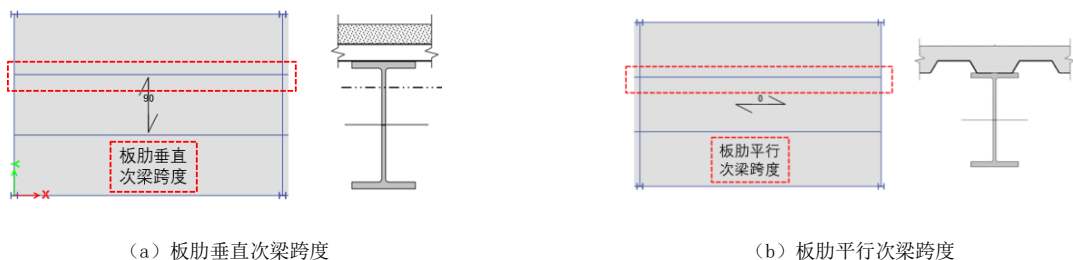


图 3 压型钢板的两种布置方向示意图

当压型钢板板肋平行于钢梁跨度方向时（即图 3（b）），程序会考虑压型钢板板肋混凝土对组合截面惯性矩的贡献，并将其用于组合截面抗弯承载力的计算。当压型钢板板肋垂直于钢梁跨度方向时，程序会忽略压型钢板板肋混凝土对组合截面惯性矩的贡献。当压型钢板板肋与钢梁跨度方向夹角小于 15° 时，ETABS 程序认为板肋平行于钢梁跨度方向。

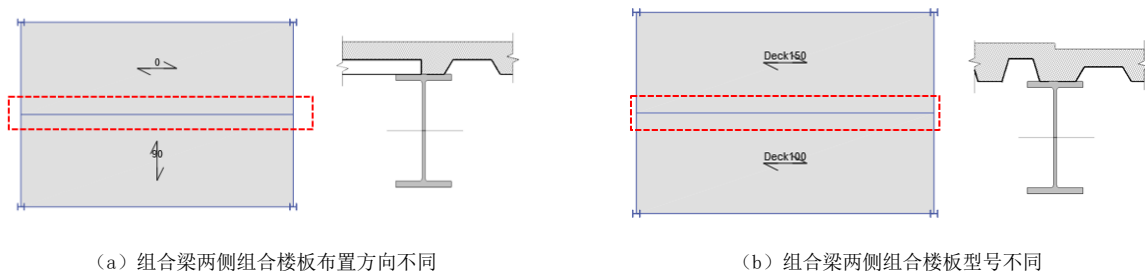


图 4 组合梁两侧组合楼板不一致的两种情况

另外，ETABS 程序也可在钢梁两侧布置不同方向组合楼板（图 4（a））或者不同型号组合楼板（图 4（b）），程序将根据组合梁两侧的组合楼板布置方向和型号，确定组合截面的最终截面特性。图 4 显示了组合梁两侧组合楼板布置不一致的两种



情况。

用户也可通过设计覆盖项，人为指定钢梁两侧组合楼板的属性（图 5）。

3.3 组合楼板的有效宽度

ETABS 会自动计算组合梁两侧组合楼板的有效宽度 $b_{eff-left}$ 和 $b_{eff-right}$ 。每侧组合楼板有效宽度按 AISC 360 第 I3.1a 规定取以下数值的最小值：

- 1) 组合梁中心线至相邻梁中心线距离的 1/2
- 2) 组合梁中心线至混凝土板边缘的距离
- 3) 梁跨度的 1/8，梁跨为两端支承点中心的离

用户也可通过设计覆盖项，人为指定组合梁两侧组合楼板的有效宽度（图 5）。

图 5 组合梁覆盖项 (AISC 360-22)

梁	支护 (C)	支护 (S)	楼板	抗剪栓钉	挠度	振动
选项			数值			
01	Deck ID Left Determination		Program Determined			
02	组合板ID左侧		None			
03	Deck Direction Left Determination		Program Determined			
04	组合板方向左侧		Perpendicular			
05	b-eff Left Determination		Program Determined			
06	b-eff Left, mm		0			
07	Deck Width Left, mm		0			
08	Deck ID Right Determination		Program Determined			
09	组合板ID右侧		None			
10	Deck Direction Right Determination		否			
11	组合板方向右侧		Perpendicular			
12	b-eff Right Determination		Program Determined			
13	b-eff Right, mm		0			
14	Deck Width Right, mm		0			

图 5 组合梁设计覆盖项

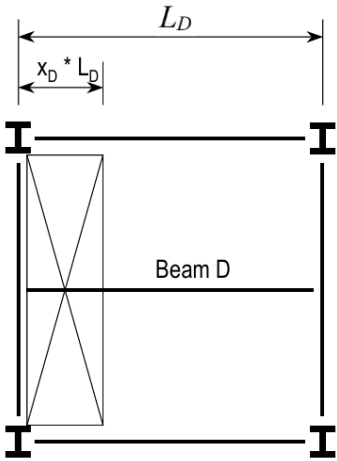


图 6 开洞对组合梁有效宽度影响的案例

用户需注意，组合梁范围内的楼板开洞尺寸和组合梁设置的校核范围可能会影响组合梁有效宽度的判定。以图 6 为例，梁 D 左侧有大开洞，假定默认对组合梁校核范围取默认值 70%；当图 5 中的开洞宽度 $x_D \cdot L_D$ 小于 $0.15L_D$ 时，程序认为梁 D 的组合楼板是有效的；当 $x_D \cdot L_D$ 大于 $0.15L_D$ 时，程序判断梁 D 的组合楼板有效宽度为零，梁 D 被认定为非组合梁。

4. 设计首选项和覆盖项

组合梁首选项中定义关于组合梁设计的总体信息，覆盖项中定义部分或全部构件相关的设计信息。下面按照设计的一般步骤进行介绍。

命令路径：【设计>组合梁设计>查看/修改首选项】，弹出组合梁设计首选项对话框，如图 7 所示。在选择美国规范 AISC 360-22 的基础上，可以看到并修改组合梁设计首选项的各个参数，如表 1 所示。

图 7 组合梁设计首选项-AISC 360-22

梁	抗剪栓钉	起拱	挠度	振动	价格	系数
选项			数值			
1	考虑轴力?		否			
2	放大弯矩?		是			
3	施工中添加支撑?		是			
4	中间范围, %		70			
5	样式活荷载系数		0.75			
6	应力比限值		1			
7	Percentage of Long-term Live Load, %		0			

描述

切换校核梁强度时考虑轴力。

颜色

蓝: 默认值

黑: 非默认值

红: 当前修改的值

设计规范

AISC 360-22

图 7 组合梁设计首选项-梁页面



表 1 组合梁设计首选项

选项卡	项 目	可 能 值	默 认 值	含 义
梁	考虑轴力?	Yes/No	NO	切换校核梁强度时考虑轴力.
	放大弯矩?	Yes/No	YES	切换考虑轴力时, 放大弯矩以考虑 $p\text{-}\delta$ 效应。
	施工中加设支撑?	Yes/No	NO	选择是否在施工过程中加设支撑
	中间范围, %	≥ 0	70	默认值为 70%。此时 ETABS 取梁中间 70%范围内的楼板的属性进行组合梁计算
	样式活荷载系数	≥ 0	0.75	考虑连续梁活荷载不利布置的参数
	应力比限制	≥ 0	1	设计中所允许的最大应力比
	长期效应活荷载比例	≥ 0	0	考虑长期效应的活荷载比例系数
抗剪栓钉	最小 PCC, ?	Yes/No	25	进行强度和挠度验算时, 部分抗剪连接时的最小连接百分比
	最大 PCC, %	≥ 0	100	进行强度和挠度验算时, 部分抗剪连接时的最大连接百分比
	单段?	≥ 0	No	如果选择 “Yes”, 则在每段使用均匀间距布置栓钉
	最小纵向间距, mm	≥ 0	114	沿梁的长度方向上抗剪栓钉的最小纵向间距
	最大纵向间距, mm	≥ 0	1000	沿梁的长度方向上抗剪栓钉的最大纵向间距
	最小横向间距, mm	≥ 0	76	抗剪栓钉在穿过梁翼缘时的最小横向间距
	单排最大栓钉数量		3	在穿过梁翼缘时单排抗剪栓钉的最大数量
	组合肋板中抗剪栓钉的位置	1)Middle of the Ribs 2)Weak position 3)Strong position	Middle of the Ribs	垂直的组合板中控制抗剪钉的位置, 可改变抗剪钉的强度.
起拱	计算起拱?	Yes/No	Yes	是否考虑梁的起拱
	恒载起拱, %	≥ 0	80	用于计算起拱的荷载百分比 (不包含附加恒载)
	考虑起拱的最小梁高, mm	≥ 0	340	实际梁高, 低于该值不再起拱.
	考虑起拱的最小腹板厚度, mm	≥ 0	6	腹板厚度, 低于该值梁不起拱.
	考虑起拱的最小梁跨, m	≥ 0	7	梁不起拱的最小梁跨.
	最小起拱 abs, mm	≥ 0	15	当前单位下的限值, 如果计算的起拱小于该值, 程序将输入零.
	最小起拱 L/		900	最小曲面极限分母. 输入 360 则最小曲面极限为 L/360. 如果计算的弯度低于这个极限, 所需的弯度将为零.
	最大起拱限值, mm		150	当前单位制下起拱的最大绝对值, 如果计算的起拱值大于该值, 起拱值将输出为该限值.
	最大起拱限值 L/		180	起拱限值的最大值, 输入 360 代表 L/360, 如果计算的起拱值大于该值, 程序将输出该值.
	起拱增量, mm		5	当前单位制下起拱的间隔, 起拱值为该值的整数倍, 该值仅用于舍入目的.
	起拱值舍入	Yes/No	Yes	
挠度	组合前恒载限值 L/		0	预加恒载的变形限值, 输入 120.
	(附加恒载+活载) 限值 L/		240	后组合叠加荷载+活载挠度限值, 输入 120 代表 L/120, 输入 0 代表不校核.
	活载限值 L/		360	活荷载挠度限值. 输入 360 代表 L/360, 输入 0 代表不校核
	(总挠度 - 起拱) 限值 L/		240	净荷载挠度 (总挠度 - 起拱值) 的限值, 输入 240 代表 L/240, 输入 0 代表不校核. 起拱值在校核前从总挠度中扣除.
	用于组合挠度计算的 leff 折减系数		0.75	此系数由于改变组合截面的 I33 从而影响到组合梁的变形, 它只和挠度计算相关.
振动	振动类型	1) Walking 2) Rhythmic 3) Sensitive Equipment 4) None	Walking	设计中考虑的振动荷载类型
	建筑用途	Paper Office 等	Paper Office	设计中考虑的楼板使用类别. 选择此项会改变阻尼比的默认参数(DG11 4.2 节)和振动加速度限值。
	阻尼比		0.025	系统阻尼比(DG11 表 4.2, DG11 5.2 节).
	加速度限值 a_0/g		0.005	振动加速度限值为重力加速度的比值 a_0/g , 用于人行激励 (DG11 表 4.1, 表 5.1)
价格	价格优化?		Yes	选择 “Yes” 时, 将以钢构件自重进行优化; 选择 “No” 时, 将基于钢构件价格、栓钉按钮价格、起拱工费之和进行优化
	钢材价格		1	单位钢梁重量的价格 (包括盖板)
	栓钉价格		2	单个栓钉的安装价格
	起拱价格		0.1	每单位钢梁自重 (含盖板自重) 的起拱价格



系数	ϕ -b		0.9	美标抗力分项系数
	ϕ -bcpp		0.9	美标抗力分项系数
	ϕ -v		0.9	美标抗力分项系数
	ϕ -c		0.9	美标抗力分项系数
	ϕ -t		0.9	美标抗力分项系数
	反力系数		1	美标抗力分项系数

覆盖项中各参数的含义，请参考首选项表格。

5. 组合梁交互式设计

ETABS 中组合梁设计是一个交互式的优化设计过程。对截面进行修改之后，ETABS 会基于先前的内力分析结果和修改后的截面给出新的设计结果。设计过程中，在显示设计结果的屏幕图形上右键点击某组合梁，可弹出交互式设计对话框（图 8）。该对话框显示的就是该组合梁设计的详细计算结果，其中高亮显示的截面即为最优截面。

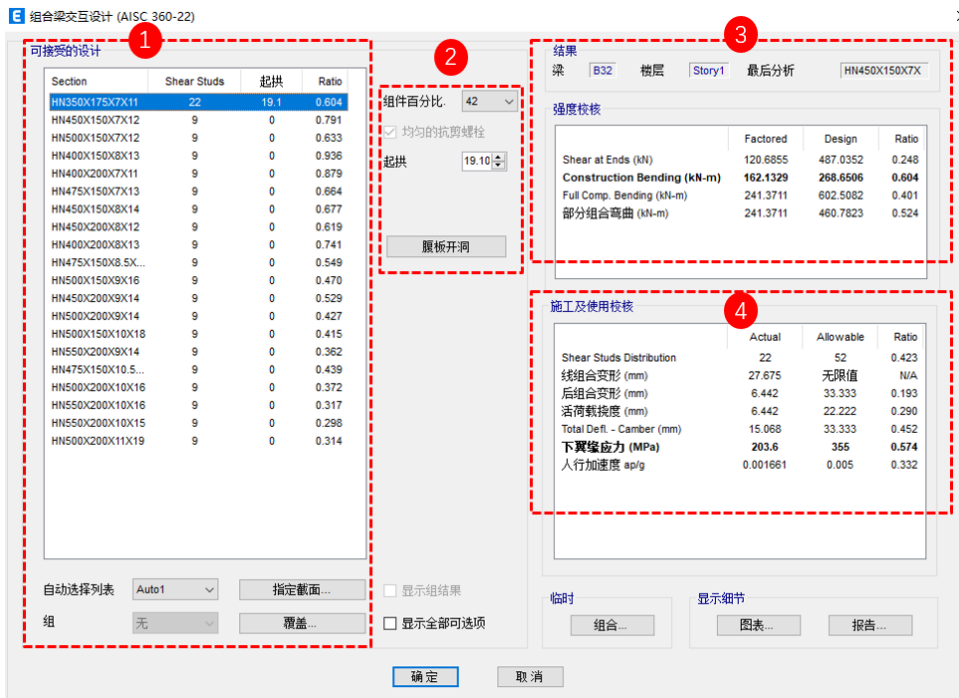


图 8 组合梁交互设计页面

该对话框分为四大板块：图示①【可接受的设计】显示自动选择截面中所有截面设计结果，与钢框架设计不同的是，在自动选择列表处指定一个自动选择截面时，ETABS 会自动给出该自动选择截面中所有截面的设计结果，并标出最优截面。图 9 中高亮显示的截面即为最优截面。

图示②中组件百分比表示混凝土板承受压力的比值，比值越大，组合作用越明显，所需抗剪栓钉数量也越多，修改该数值会直接影响抗剪栓钉计算结果。起拱值是该组合梁的预设起拱数值，修改该数值，会直接影响挠度校核结果。

图示③【强度校核】显示选中截面对应的强度校核，包括梁端抗剪承载力校核、施工阶段抗弯承载力校核、完全受压抗弯承载力校核、部分受压抗弯承载力校核。

图示④【施工及使用校核】显示选中截面所需抗剪栓钉数量，施工阶段挠度验算，使用阶段挠度验算，考虑起拱的总挠度验算，钢梁下翼缘应力校核，振动校核。

组合梁设计完成后，还可以进行重置覆盖项、删除当前设计结果等后续



图 9 组合梁设计部分菜单

返回
目录页



相关操作。例如，可以把最优截面指定给组合梁，并清空自动选择截面列表。点击【设计>组合梁设计】命令，可使用如图 9 所示的下一级菜单命令。各项操作的含义见表 2：

表 2 组合梁设计操作

清空自动选择列表	可以将所有自动选择截面设置为当前所使用的优化得到的截面。一般来说，在迭代设计过程结束时，应将所有组合梁的自动选择列表设置为当前优化得到的截面
改变设计截面	用于修改所选的一个或多个构件的截面。此时，ETABS 可以具有修改前的结构内力和修改后的截面得到设计结果。在覆盖项第一栏可以进行这种修改
重置设计截面为上一次分析	如果使用“改变设计截面”命令或使用覆盖项修改了设计截面，可以使用该命令将修改后的截面恢复为修改前的截面，即上一次分析使用的截面
校核分析与设计截面	该命令用于检查在设计完成之后，有多少个构件截面被修改了
校核所有通过的构件	用于检查哪些构件通过了设计，哪些构件没有通过设计
恢复全部覆盖项	该命令可将所有组合梁的覆盖项恢复为默认值，可减小 ETABS 数据库 (*.edb) 文件的大小
删除设计结果	删除组合梁设计结果，可以减少 ETABS 数据库 (*.edb) 文件的大小

需要注意的是，设计完成之后，如果没有存盘就退出 ETABS，则将不保存设计结果。

6. 设计结果输出

ETABS 的组合梁设计输出方式有屏幕图形、屏幕表格、文本文件等方式。实际设计中，最为常用的是在屏幕图形中查看组合梁优化得到的截面、栓钉数量以及起拱量等结果。还可以通过构件的交互式设计查看构件设计细节，也可将设计结果输出到文本文件中查看。

组合梁设计完成后，设计迭代得到的构件最优截面将直接显示在图形上。在图形上还显示栓钉的数量和起拱量，如图 10 所示。C 代表起拱量。在默认的颜色设置条件下，不能满足截面承载力要求的截面将显示为红色。

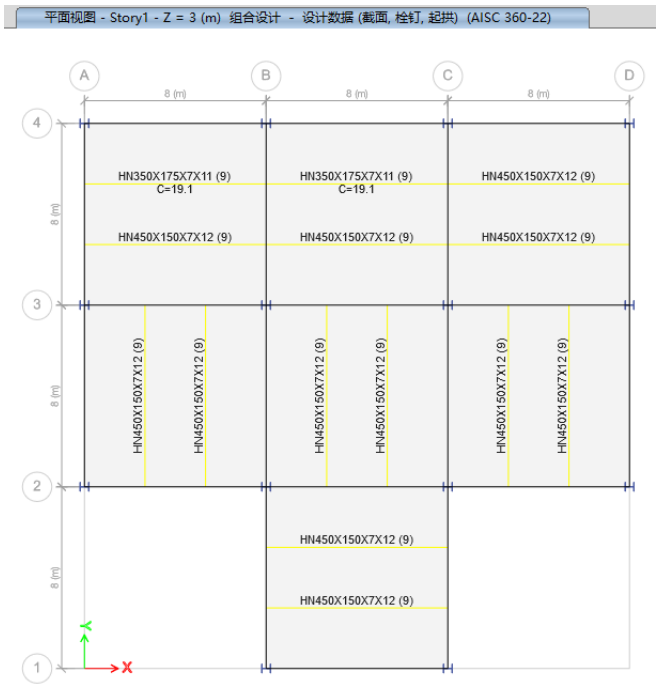


图 10 组合梁设计结果

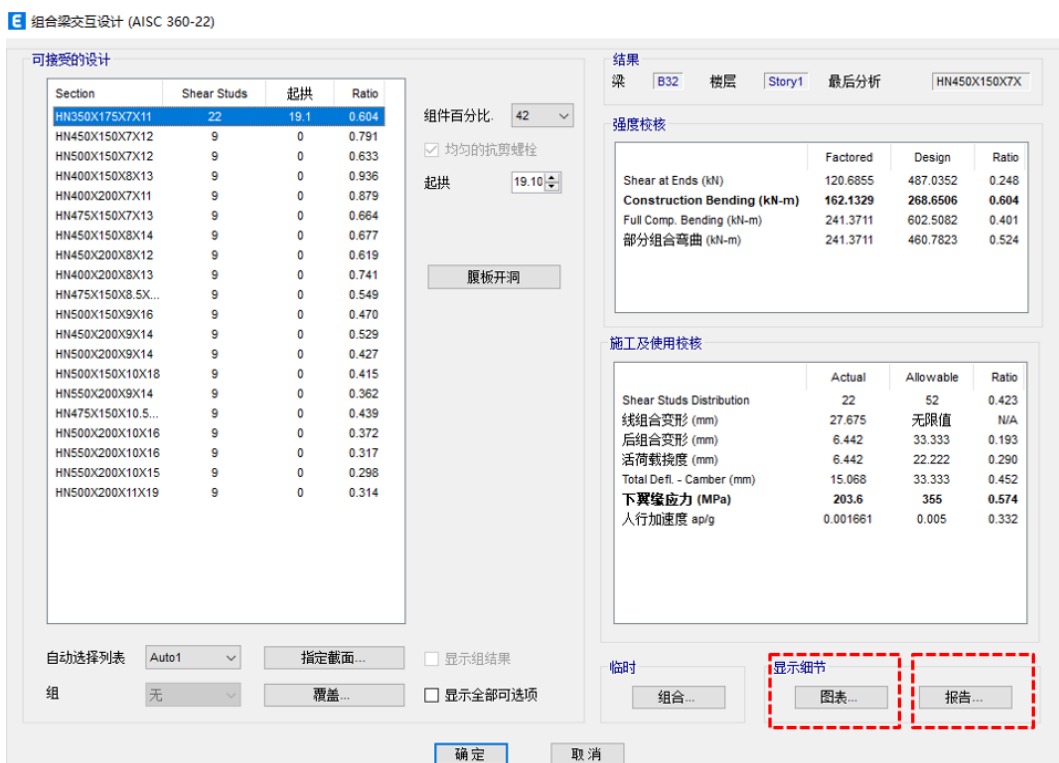


图 11 显示组合梁设计信息

还可以分类在屏幕上显示组合梁设计结果，点击【设计>组合梁设计>显示设计信息】命令，弹出显示组合梁设计信息对话框（图 11），勾选该对话框中需要显示的项目，点击确定按钮，将在屏幕上显示相应的结果。

在构件上点击鼠标右键，弹出交互式组合梁设计及查看对话框，如图 12 所示。

返回
目录页





计结果的视窗中，选择某根组合梁，点击右键，弹出如图 12 所示的对话框，从图 12 对话框中点击“报告”按钮，即出现如图 15 所示的设计细节。

设计细节

摘要

Page

1 of 2

Zoom

148%

ETABS 22.3.0

AISC 360-22 Composite Beam Details

License #

Story Story1

位置: X= 6.858 m Y= 6.096 m

A992Fy50

Beam B9

长度: 13.716 m Trib. Area: 41.81 m²

46 19.1 mm Ø抗剪钉

Has Overwrites 50.8 mm 起拱

W21X50

组合楼板属性

	Deck	保护层 (mm)	w_c (kN/m³)	f'_c (MPa)	肋	b_{eff} (mm)	E_c (S) (MPa)	E_c (D) (MPa)	E_c (V) (MPa)	Q_n (kN) 1/rib	Q_n (kN) 2/rib
左, 右	Deck1	114.3	22.7777	27.58	⊥	1524	25124	25124	33918	76.6	65.1

Loading (DCmpS2 combo)

	Constr.	恒载	SDL	活载 NR	Factored
线荷载 (kN/m) 0 m→13.716 m	3.648	11.675	1.459	14.594	39.112

端点反力

	Top Cope	Bot. Cope	Constr.	恒载	SDL	活载 NR	Combo	Factored
I 端, J 端 (kN)	0 mm	0 mm	25.0212	80.0701	10.0085	100.0850	DCmpS2	268.2303

强度校核

	Combo	Loc.	Factored	设计	Ratio	Pass
Shear at Ends (kN)	DCmpS2	13.716 m	268.2303	1054.7624	0.254	✓
Construction Bending (kN-m)	DCmpC2	6.858 m	466.7489	559.2750	0.835	✓
Partial Comp. Bending (kN-m)	DCmpS2	6.858 m	919.7617	1047.3022	0.878	✓

Constructability and Serviceability Checks

	Combo	Loc.	I (cm²)	真实	允许	Ratio	Pass
Shear Studs Distribution	N/A	N/A	N/A	46	2 per rib * 44 ribs	0.523	✓
Pre-composite Defl. (mm)	DCmpD2	6.858 m	40957.2	65.699	68.58	0.958	✓

图 15 ETABS 输出的组合梁设计细节

以下是对设计细节的详细说明：

组合楼板属性

	Deck	保护层 (mm)	w_c (kN/m³)	f'_c (MPa)	肋	b_{eff} (mm)	E_c (S) (MPa)	E_c (D) (MPa)	E_c (V) (MPa)	Q_n (kN) 1/rib	Q_n (kN) 2/rib
左, 右	Deck1	114.3	22.7777	27.58	⊥	1524	25124	25124	33918	76.6	65.1

上表是组合楼板的基本信息。其中 w_c 为混凝土的容重； f'_c 为混凝土强度；肋为压型钢板肋与钢梁的布置方向，上表中的符号表示板肋与钢梁垂直； b_{eff} 为组合楼板的有效宽度； E_c (S)为强度验算的混凝土模量； E_c (D)为挠度验算的混凝土模量； E_c (V)为振动验算的混凝土模量（一般为 $1.35 E_c$ (S)）； Q_n 为锚栓的抗剪承载力（1/rib 为单排锚栓承载力、2/rib 为双排锚栓承载力）。

强度校核

	Combo	Loc.	Factored	设计	Ratio	Pass
Shear at Ends (kN)	DCmpS2	13.716 m	268.2303	1054.7624	0.254	✓
Construction Bending (kN-m)	DCmpC2	6.858 m	466.7489	559.2750	0.835	✓
Partial Comp. Bending (kN-m)	DCmpS2	6.858 m	919.7617	1047.3022	0.878	✓

上表是强度校核结果。其中 Shear at Ends 是抗剪验算结果；Construction Bending 为施工阶段抗弯验算结果，该工况主要包含组合楼板自重，施工临时荷载等；Partial Comp. Bending 为最不利组合下承载力抗弯验算结果，Partial 表示该组合梁为考虑部分组合的构件。



Constructability and Serviceability Checks

	Combo	Loc.	I (cm ⁴)	Actual	Allowable	Ratio	Pass
Shear Studs Distribution	N/A	N/A	N/A	46	2 per rib * 44 ribs	0.523	✓
Pre-composite Defl. (mm)	DCmpD2	6.858 m	40957.2	65.699	68.58	0.958	✓
Post-composite Defl. (mm)	DCmpD2	6.858 m	134285.4	27.552	57.15	0.482	✓
Live Load Defl. (mm)	DCmpD2	6.858 m	134285.4	25.047	38.1	0.657	✓
Total Defl. - Camber (mm)	DCmpD2	6.858 m	134285.4	42.45	137.16	0.309	✓
Bottom Flange Stress (MPa)	DCmpD2	6.858 m	134285.4	327.81	344.74	0.951	✓
Walking Acceleration a _w /g (β = 0.025 P _o = 289)	N/A	N/A	176526.5	0.003701	0.005	0.740	✓

上表是正常使用阶段的验算表格。其中 Shear Studs Distribution 为抗剪栓钉信息，Actual 是实际采用的锚栓数量，上表中为 46 个锚栓；Allowable 为最大容许锚栓数量，表中数据表示梁全长范围有 44 个板肋，每个板肋可放置 2 个锚栓，Ratio 为 46/(2*44)=0.523。Pre-composite Defl.为施工阶段的挠度，此时混凝土未凝结，无组合效应，因此惯性矩 I 取为钢梁的惯性矩 40957.2cm⁴。Post-composite Defl.为正常使用状态的挠度，该挠度包含了附加恒载、正常使用阶段活载产生的挠度。Live Load Defl.为活载的挠度，该挠度仅包含正常使用阶段活载产生的挠度。Total Defl-Camber 为扣除反拱值(50.8mm)后的最终总挠度，该值为 65.699mm+27.552mm-50.8mm=42.451mm。Bottom Flange Stress 为正常使用阶段钢梁下翼缘正应力值，为施工阶段和正常使用阶段正应力值之和。Walking Acceleration a_w/g 为行人激励振动校核结果。

Section Properties

	Y1 (mm)	Y2 (mm)	Area (cm ²)	S _{bot} (cm ³)	I (cm ⁴)	ΦM _n (kN-m)	V' or ΣQ _n (kN)
Steel fully braced	264.2	N/A	94.8	1550.5	40957.2	559.275	3269.4
Full composite (plastic)	0	167.6	N/A	N/A	N/A	1270.516	3269.4
Full composite (elastic)	N/A	62.6	532.6	2858.4	168896.9	N/A	N/A
Partial composite (53%)	13.4	178.3	N/A	2504.5	134285.4	1047.3022	2*65.1 + 21*76.6 = 1739.8
Vibrations Check (E _s = 33918)	78.4	N/A	685.8	N/A	176526.5	N/A	N/A

上表是截面属性信息。Steel fully braced 表示施工阶段钢梁截面特性（钢梁有临时支撑）；Full composite(plastic)表示考虑塑性的完全组合梁截面特性；Full composite(elastic)表示弹性状态完全组合梁截面特性；Partial composite（53%）表示部分组合梁截面特性，组合效应比例为 53%；Vibrations Check 表示振动校核时组合梁截面特性。

振动频率值

单元	L (m)	b _{eff} (m)	Loading	I _{eff} (cm ⁴)	D (cm ⁴ /m)	B (m)	W (kN)	Δ (mm)	f _n (Hz)
Slab	41.148	3.048	3.831+0.192+0.527kN/m ²	20791.6	20791.6/3.048	27.432			
梁	13.716	3.048	13.865kN/m	176526.5	176526.5/3.048	2*8.0352	1*1002.638	18.1	4.19
主梁 B6	9.144	0	2*95.0828kN + 2.978kN/m	87808	87808/2*13.716	2/3*41.148	1*1222.8316	16.2→9.2	4.43
Panel							1076.9078	34.3	3.044

上表是振动校核信息。L 为构件跨度；b_{eff}为楼板有效宽度；I_{eff}为楼板有效惯性矩；D 为单位宽度的楼板换算惯性矩；B 为计算振动的有效宽度；W 为梁的有效面板重量；Δ 为频率计算所需挠度值；f_n 为楼板自振频率。

8. 小结

综上所述，ETABS 会基于 AISC 360 规范，验算组合梁的强度、挠度、振动、抗剪栓钉数量等。此外，本文对 ETABS 输出的组合梁设计细节信息进行了解释，据此用户可更深入地理解程序的计算过程和结果。

参考资料

- [1] Specification for Structural Steel Buildings. AISC 360-22 [S]. 2022.
- [1] Steel Design Guide Series 11: Floor Vibrations Due to Human Activity. 2003.
- [2] Computers & Structures Inc. ETABS v22.4.0 联机帮助文档 Composite Beam Design Manual(AISC 360-2022).



分层壳在 RC 剪力墙非线性分析中的应用与对比

筑信达 刘慧璇

分层壳可以将面对象沿厚度方向分为若干层，每层独立定义相应的材料和行为，通过平截面假定将各层连接在一起。分层壳可以模拟复杂的壳行为。本文将以一字钢筋混凝土剪力墙为例，介绍通过分层壳模拟剪力墙的建模流程和结果查看方式，并与墙铰模型进行对比。

1. 分层壳的基本概念

分层壳可以考虑面内弯曲、面内剪切、面外弯曲之间的耦合作用，能比较全面地反映壳体结构的空间力学性能，在剪力墙抗爆分析、组合楼板分析、连体结构架空连廊的模拟、温度应力分析、隔震层楼板开裂分析等方向广泛应用。

本文重点介绍分层壳在剪力墙中的应用。钢筋混凝土剪力墙通常看作由若干混凝土层和钢筋层构成。实际工程中，可以根据剪力墙厚度、配筋、钢筋分布形式、材料等级，定义不同的分层壳单元，来模拟不同位置的墙肢或连梁的线性或者非线性行为。钢板组合剪力墙、组合楼板等构件的定义与其类似，本文不展开阐述。

2. 分层壳的定义

下图为分层壳的定义窗口，在“分层数据”中设置各层厚度与材料，“统计信息”中将显示该分层壳的层数、截面总厚度、各层重叠厚度等。“分层数据”中各参数含义如表 1 所示^[1]。通过图 1 右下角“快速开始”一栏中的“参数化定义”，可以基于配筋信息自动生成分层数据，该功能一般适用于均匀配筋的面对象。

分层数据

层名	位置	厚度	类型	积分点	材料	材料角	材料性能	S11	S22	S12
ConcM	0	300	Shell	3	C30	0	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Pos3Bar1M	112	0.7	Membrane	1	HRB400	0	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Pos3Bar2M	112	0.7	Membrane	1	HRB400	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Neg3Bar1M	-112	0.7	Membrane	1	HRB400	0	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear
Neg3Bar2M	-112	0.7	Membrane	1	HRB400	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Nonlinear

添加

复制

删除

↑

↓

统计信息

分层数量: 5
截面厚度 300 mm
重叠厚度: 4 mm
层间间隙: 0 mm

横截面

☒ 高亮显示

透明度

☐ 等比例缩放

最小 最大

排序

升序排列

降序排列

快速开始

参数化定义...

图 1 分层壳定义

表 1 分层数据参数含义

参数	解释
层名	本层名称。同一截面内层名不应重复。
位置	沿着单元+3 轴方向，该层到层中心（横截面示意图中点划线处）的距离。
厚度	该层的厚度。对于钢筋，需要将其等代为一个“平铺的薄层”。
类型	包含膜、板、壳三个类型。 Membrane 膜：仅考虑面内刚度； Plate 板：仅考虑面外刚度； Shell 壳：综合了膜和板行为，同时考虑面内和面外刚度。 需要注意的是，为了避免重复考虑板重，程序只考虑膜和壳类型的质量和重量，不考虑板类型的质量和重量。

返回
目录页



积分点	每层厚度方向上的高斯积分点数，可输入 1~5 个点。一个积分点仅可考虑膜行为，两个点可考虑壳行为。可通过更多的积分点以捕捉顶面或底面附近的非线性行为。增加积分点数将增加分析时间，建议通过试算平衡计算精度与计算效率。
材料	可选择已定义的材料属性。
材料角	与单元局部 1 轴的夹角。每层的材料角都可以不同。例如，可通过两个相差 90 度的钢筋层来模拟正交的钢筋网。
材料性能	可选择“方向性的（Directional）”或“耦合的（Coupled）”。ETABS 中耦合行为仅适用于混凝土材料，用于考虑轴向与剪切行为的耦合，该模型基于达尔文-佩克诺德模型，考虑 Vecchio-Collins 行为。
S11/S22/S12	可选“Nonlinear 非线性”、“Linear 线性”或“Inactive 无效”。 选择“非线性”时使用材料的非线性应力-应变关系，“线性”使用非耦合各向同性线性应力-应变准则，“无效”则该分量应力为 0。对于单轴材料（例如钢筋），只能考虑 S11 和 S12。

3. 某一字剪力墙示例

接下来分别用分层壳和墙铰模拟文献[2]中某一字墙在低周反复作用下的滞回行为，简要对比两种模拟方式下的计算结果。

一字墙示意图如图 2 所示。墙体高 2m，长 1m，厚度 0.125m，净保护层厚度 10mm。混凝土强度等级为 C40，钢筋 HRB400，两端的边缘约束区长度均为 200mm。边缘约束区布置 6 根 d10 的纵筋（单边 3 根），箍筋 d4@80。

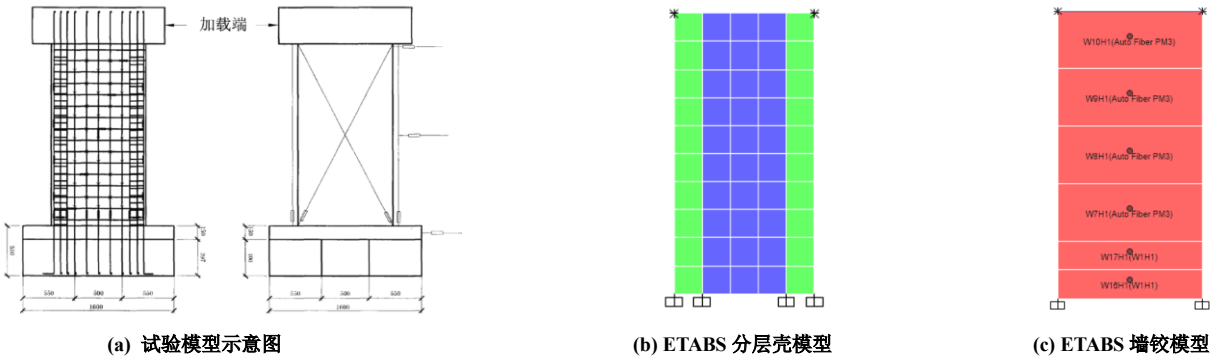


图 2 一字墙示意图

3.1 分层壳模型

采用不同的分层壳截面模拟边缘约束区（图 2(b)中绿色区域）与中间分布区（图 2(b)中蓝色区域）。为了更精确地捕捉墙体局部非线性行为，需细分墙肢，本例采用的剖分尺寸为 0.2m。

3.1.1 边缘约束区

边缘约束区需考虑箍筋对混凝土的约束作用，因此需要定义约束混凝土本构。程序可以基于带配筋的框架截面自动生成约束混凝土本构。

定义约束混凝土本构的操作流程如下：

（1）定义框架截面，截面尺寸和配筋同边缘约束区，如图 3；

（2）如图 4 的①~③步，新建 C40 混凝土材料，本例中滞回类型采用默认的“混凝土”类型，本构类型修改为“Mander 约束混凝土”，在【显示应力-应变曲线>框架截面】中选择之前定义的框架截面，图中可以看见程序基于箍筋信息自动生成的约束混凝土应力-应变曲线（红色），注意，该曲线仅用于显示；

（3）如图 4 的④步，点击【转换为用户自定义】保留窗口中显示的约束混凝土曲线数据，完成定义。



图 3 定义框架截面

返回
目录页

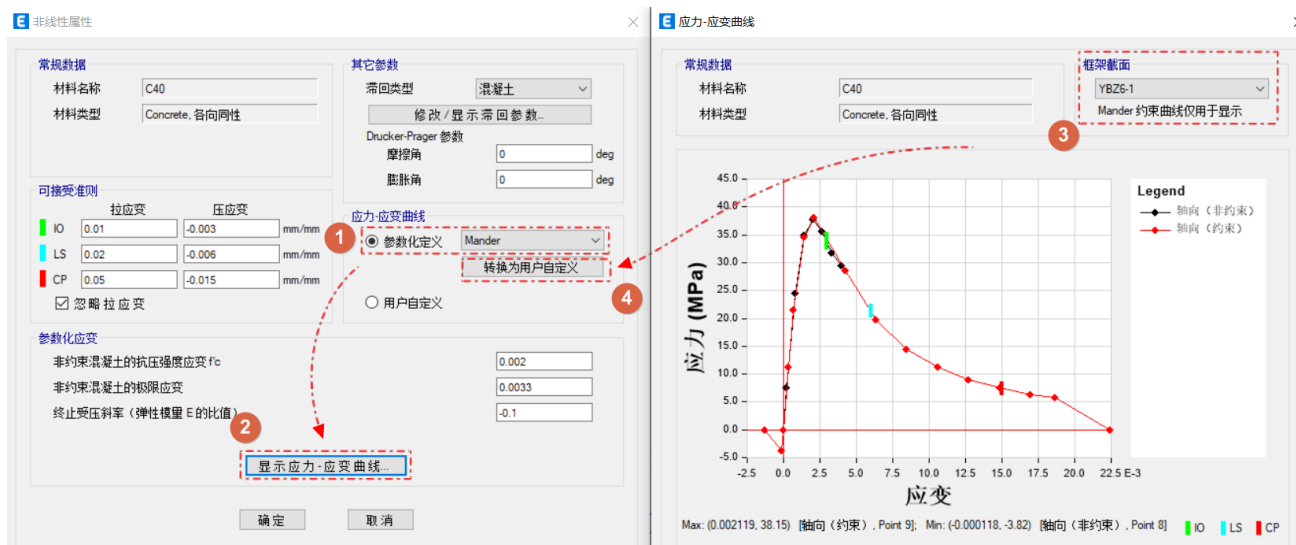


图 4 基于框架截面定义约束混凝土本构

接着定义约束区分层壳截面，如图 5。

对于钢筋层，箍筋主要提供对混凝土的约束作用，已经在约束混凝土本构中考虑，因此仅需在分层壳截面中定义纵向钢筋层。根据保护层厚度计算钢筋层位置为 47.6mm。根据纵筋直径和根数，计算得出单边钢筋层厚度= 配筋率 × 墙厚 = $210/(125 \times 200) \times 125 = 1.1\text{mm}$ 。仅考虑纵筋的轴向受力，积分点取 1 即可，层类型选膜，非线性行为仅考虑 S11。纵筋与墙肢 1 轴（水平向）呈 90 度夹角，故钢筋材料角取为 90。

对于混凝土层，采用之前定义的约束混凝土材料，同时考虑面内两个方向的轴向受力和斜向受剪，故层类型选壳，非线性行为考虑 S11、S22 和 S12。为了更精确地捕捉层顶部、中部和底部附近的结果，积分点设置为 3 个。

层名	位置	厚度	类型	积分点	材料	材料角	材料性能	S11	S22	S12
ConcM	0	125	Shell	3	C40-1	0	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Pos3Bar2M	47.6	1.1	Membrane	1	z10	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
Neg3Bar2M	-47.6	1.1	Membrane	1	z10	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive

图 5 约束区分层壳数据

3.1.2 中间分布区

中间分布区分层壳定义如图 6 所示。混凝土层采用非约束混凝土材料。钢筋层考虑水平和竖向均匀布置，故材料角分别取 0、90 度，单侧钢筋层厚度= 配筋率 × 墙厚 = $0.2\%/2 \times 125 = 0.125\text{mm}$ 。

层名	位置	厚度	类型	积分点	材料	材料角	材料性能	S11	S22	S12
ConcS	0	125	Shell	3	C40	0	Directional	Nonlinear	Nonlinear	Nonlinear
Pos3Bar1	47.6	0.1	Shell	1	g6	0	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
Pos3Bar2	47.6	0.1	Shell	1	g6	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
Neg3Bar1	-47.6	0.1	Shell	1	g6	0	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive
Neg3Bar2	-47.6	0.1	Shell	1	g6	90	Directional	Nonlinear	Inactive	Inactive

图 6 中间分布区分层壳数据

3.2 墙铰模型

根据文献[2]中试验数据，底部塑性铰区长度占总高度的比例为 1/5，建模时可将墙沿着竖向分割为 5 份，分别布置墙铰，若整片墙沿着墙高布置一个墙铰，将大大高估墙铰的承载力。本例中，为了更好地对比分层壳和墙铰模型的结果，将墙体底部进一步分割，使底部塑性区的剖分网格与分层壳模型一致，如图 4(c)所示。

程序可以基于材料本构和墙铰配筋自动生成墙铰纤维。对于墙铰模型，注意将混凝土材料的本构类型设置为“Mander 约束混凝土”，程序将基于墙铰配筋中的箍筋信息自动考虑约束混凝土本构。选中墙肢，通过【墙铰配筋】设置约束区和中间分



布区的钢筋直径、单层纵筋根数和分布筋间距（图 7）。然后布置 Auto Fiber P-M3 墙铰，程序将基于墙铰配筋自动生成墙铰纤维，可通过【定义>截面属性>框架铰/墙铰】查看离散生成的墙铰纤维，如图 8 所示，灰色为混凝土纤维，黄色为钢筋纤维。关于墙铰更详细的内容可参考文章《ETABS 对高层剪力墙弹塑性行为的模拟和评价》。

本例中，为保证分层壳和墙铰模型中材料本构的一致性，将约束区混凝土纤维材料手动调整为自定义的约束混凝土。

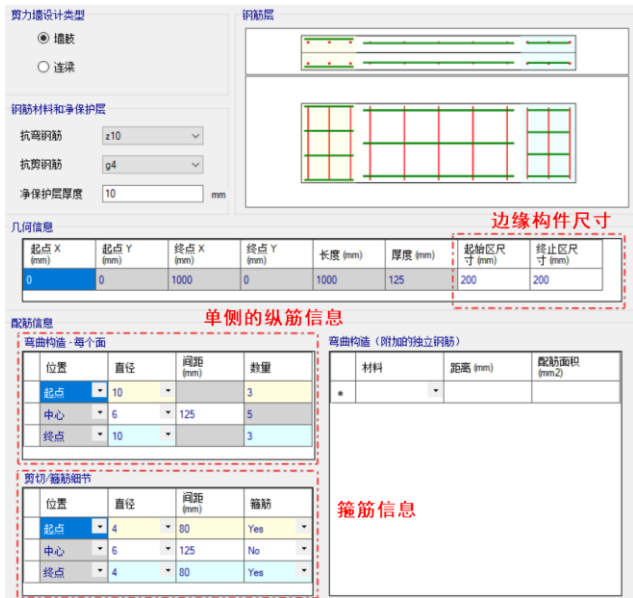


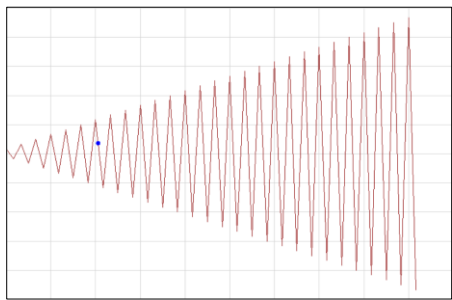
图 7 墙铰配筋



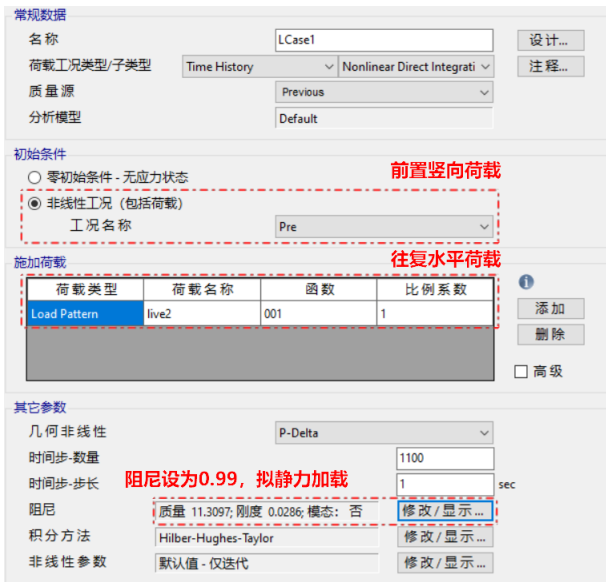
图 8 自动生成的墙铰纤维

3.3 加载

文献[2]试验采用拟静力试验加载装置加载，先施加竖向荷载至预定值，轴压比约为 0.3，再利用水平作动器施加反复水平荷载。本例采用图 9(a)所示的往复加载曲线模拟反复加载，用位移荷载模拟水平作动器作用，竖向荷载作为前置工况，使用非线性直接积分法分析模拟整个加载过程，工况定义如图 9(b)所示。



(a) 时程函数

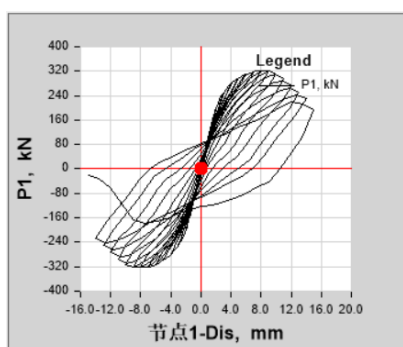


(b) 非线性时程工况

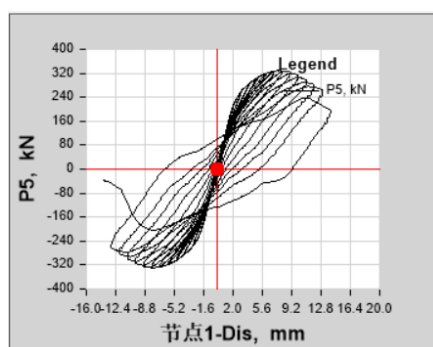
图 9 时程分析

3.4 结果查看

分层壳与墙铰模型的 ETABS 滞回曲线如图 10 所示。墙肢极限承载力约为 320kN，最大变形约为 15mm，两种模拟结果基本吻合。



(a) 分层壳



(b) 墙铰

图 10 滞回曲线

分层壳可以输出混凝土层和钢筋层的应力、应变结果。如图 11 所示，可以选择按壳属性和层名进行显示，也可以按层名显示。“输出位置”中的“积分点”与截面定义的积分点数有关。本例中，混凝土层设置了 3 个积分点，那么程序将输出-0.7746 IP1（高斯积分点 1）、0 IP2（高斯积分点 2）和 0.7746 IP3（高斯积分点 3）位置的结果，以及通过线性外插得到的 1.0000 顶面、-1.0000 底面位置处的结果。



图 11 分层壳应力结果查看

若关心剪力墙平面内的压弯非线性行为，输出位置可选择混凝土层的 0 IP2（中间位置），分量可选择 S22。对于钢筋层，由于积分点为 1，输出位置可任意选择，查看的分量则与钢筋材料角有关。本例中竖向钢筋材料角为 90 度，查看 S22 分量，水平钢筋查看 S11 分量。图 12 给出了第 415 步的混凝土层和钢筋层应力分布，图 13 给出了相应的应变云图。可以看见该时刻墙肢左侧受压，右侧受拉，受压区约束边缘区应变达到 0.0039mm/mm，混凝土已经压溃，应力主要由钢筋承担，钢筋应力约为 390MPa，进入硬化段，受拉区混凝土退出工作，钢筋应力达到 420MPa。

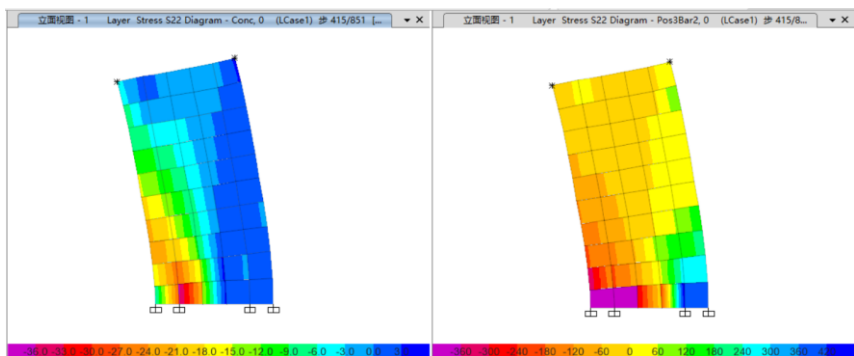


图 12 混凝土层应力分布（左）和钢筋层应力分布（右）

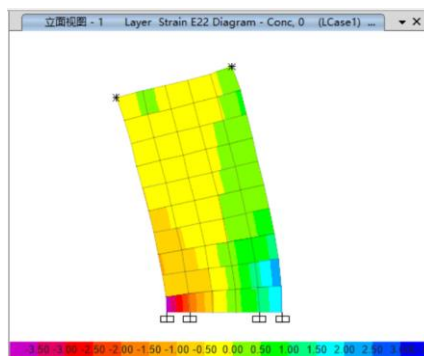
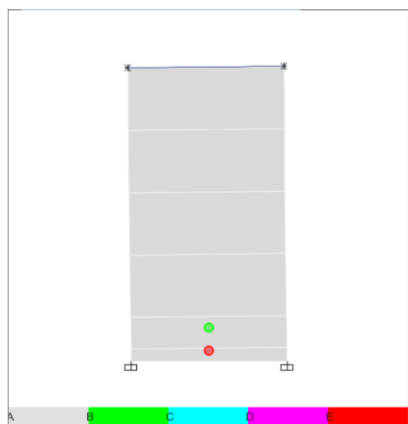


图 13 应变云图

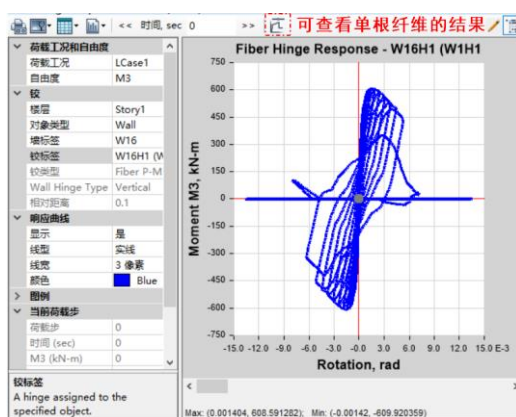
墙铰模型出铰状态如图 14(a)所示，AB 段为弹性段，B 点对应屈服承载力，C 点对应极限承载力，E 点完全丧失承载力。



可以看见墙体下部 1/5 区域进入塑性，最底部为红色铰，表示破坏，绿色铰表示该区域已经屈服，其他区域未出铰，处于弹性状态，与试验结果一致。通过铰细节可查看单根纤维的塑性发展，如图 14(b)。



(a) 出铰状态图



(b) 铰结果

图 14 墙铰模型结果

以剪力墙底部左端区域为例，通过【显示表格>分析结果>单元输出>面输出>单元层应力/变-面壳】查看分层壳模型中该位置节点混凝土层的应力应变结果，与墙铰模型对应位置的混凝土纤维结果进行对比，两者结果如图 15 所示，基本吻合。

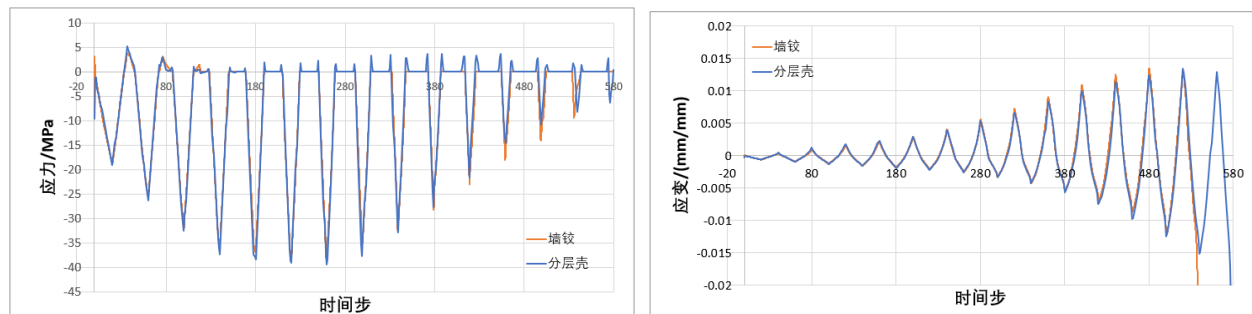


图 15 分层壳与墙铰模型的应力、应变对比结果

此外，可以通过位移计（Gauge）单元评估剪力墙剪切变形、转角等宏观层面的指标。本例在剪力墙底部塑性区布置了一个四点位移计，用于统计剪力墙转角。以分层壳模型为例，布置图如图 16 所示。分层壳与墙铰模型的墙肢转角结果如图 17 所示，基本吻合。

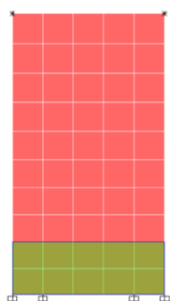


图 16 四点位移计布置图

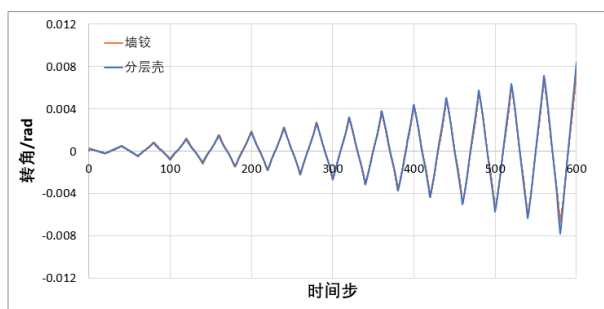


图 17 分层壳与墙铰模型的转角对比结果

4. 结语

本文阐述了分层壳的定义方法，并通过一片钢筋混凝土剪力墙介绍了分层壳的建模流程及结果查看方式，与墙铰模拟结果进行了对比分析。墙铰主要用于模拟面内压弯行为为主的细长墙（高宽比大于 3），因其建模便捷、计算效率高且结果查看直观，适用于解决多高层结构中剪力墙性能评估问题。然而，墙铰在模拟剪切和面外受弯行为方面存在局限性。相比之下，分层壳能够考虑更精细的剖分网格，并通过设置更多的积分点精确捕捉壳体的面内面外行为，具有更强的通用性。本文算例



中的构件不属于严格意义的细长墙，且需要进行较精细的分析，因此对墙铰模型的塑性区进行了更细致的分割才得到与分层壳较吻合的结果。

基于分层壳的通用性，工程师可以根据具体需求灵活建立分层壳截面，考虑不同方向的线性和非线性行为，查看钢筋层、混凝土层的应力应变结果，判断混凝土受压区高度、中和轴位置、钢筋应力状态等，也可以通过 Gauge 单元评估构件层面的整体指标。借助分层壳，可以全面地判断构件的性能状态。

参考资料

[1] Computers & Structures Inc. CSI 分析参考手册. 2023.

[2] 章红梅. 剪力墙结构基于性态的抗震设计方法研究[D]. 2007, 同济大学(指导老师: 吕西林): 上海.

审定: 吴文博、李立



Fema440 EL 性能评估法简介及 ETABS 实现

筑信达 王雁飞

Pushover 方法又叫静力推覆分析方法，是非线性时程分析方法一种简化的分析技术，它模拟作用于结构上一定分布模式的侧向力逐渐增加直到结构破坏的过程，来评估结构的抗震性能。

尽管非线性时程分析方法是评估强烈地震作用下结构动力反应的最佳方法，但在实践过程中仍存在一些缺点，例如天然波随机性强、计算耗时长等。Pushover 方法与非线性时程分析方法相比存在一些优点，例如计算速度快、计算结果明确等，因此迄今为止，Pushover 方法在非线性动力分析中仍然作为非线性时程分析的补充方法而被广泛采用。



图 1 ETABS 引入的 Pushover 方法

对于 Pushover 方法，不同规范有不同的具体实现方法，如 Fema440 EL、EC8 Target Displacement、ASCE 41-13 NSP 等，ETABS 引入了其中部分方法，见图 1 所示，在【绘图类型】项可选择不同的方法，总体可以分为性能点法和目标位移法。本文以 Fema440 EL 性能点法为例进行详细介绍。

性能点法主要实现流程为：首先给结构构件指定塑性铰施加侧向力并进行推覆分析，得到多高层结构的基底剪力-顶点位移曲线；然后将多高层的基底剪力-顶点位移曲线与反应谱曲线均采用动力学公式变换为单自由度体系的谱加速度-谱位移曲线；再通过迭代法或者直接法找出性能点；最后找到性能点对应的层间位移及破坏程度。下文将详细介绍相关内容。

1.理论基础介绍

1.1 基底剪力-顶点位移曲线变换为能力曲线

由于基底剪力-顶点位移曲线与反应谱曲线的坐标系不同，无法进行对比分析，所以首先需要将两个不同坐标系变换到相同的坐标系，下面将两者均变换到 S_a-S_d （谱加速度-谱位移）坐标系。

获得基底剪力-顶点位移曲线需要首先定义 Push 荷载工况，如图 2 所示，荷载分布模式设为按第一模态形状，加载采用位移控制。

计算过程如图 3 示意，左图展示了结构推覆力及相应基底剪力与顶点位移，中图为基底剪力-顶点位移曲线，右图为由基底剪力-顶点位移曲线变换得到的能力曲线（能力谱）。

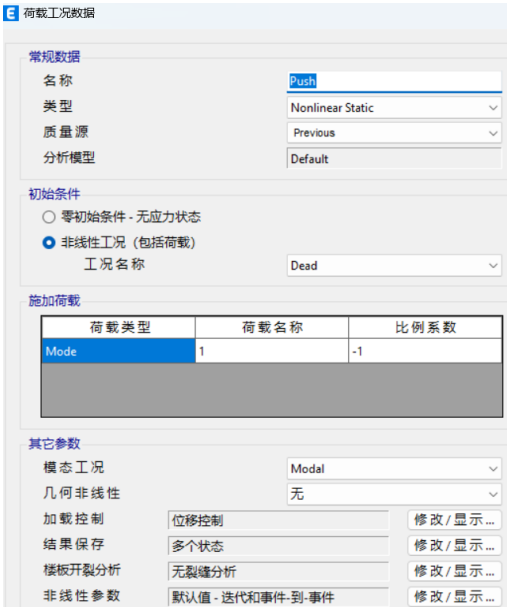


图 2 Push 工况定义

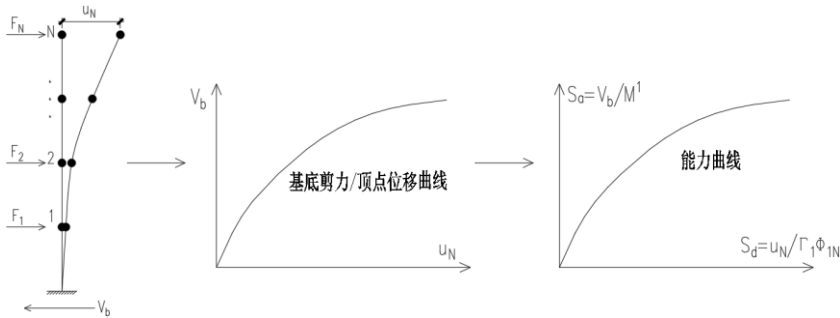


图 3 基底剪力/顶点位移曲线变换到能力曲线

返回
目录页



图 3 中参数的意义如下：

V_b ——基底剪力；

u_N ——结构顶点位移；

$M^1 = \frac{(m_j \phi_{j1})^2}{m_j \phi_{j1}^2}$ ——第一模态的有效质量，下标中的 j 为由下到上第 j 层；（见[3]式 13.2.9a）

$\Gamma_1 = \frac{m_j \phi_{j1}}{m_j \phi_{j1}^2}$ ——第一模态参与系数，下标中的 j 为由下到上第 j 层；（见[3]式 13.2.3）

ϕ_{1N} ——第一模态第 N 节点的模态位移。

图 3 所示变换的物理意义为假设此多层结构的位移完全由第一模态构成，从而可以把多自由度体系转化为单自由度体系，以便与基于单自由度的反应谱的周期 T 与基底剪力 $(M \cdot S_a)$ 相对比。

1.2 反应谱变换为需求谱

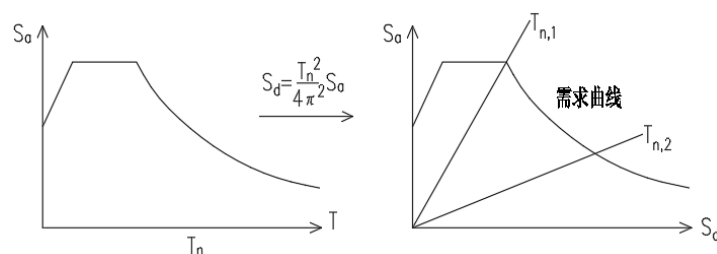


图 4 反应谱变换到需求谱

图 4 所示为将反应谱变换到需求谱（需求曲线）的过程，左图为反应谱，右图为需求谱，其中参数意义如下：

S_a ——谱加速度；

T ——结构周期；

T_n ——结构第 n 模态周期；

S_d ——谱位移。

变换后将基于单自由度反应谱的周期与谱加速度的关系，转化为谱位移与谱加速度的关系。 $S_a - S_d$ 坐标系内自原点出发每条射线上的点均为等周期，图 4 右图中 $T_{n,1}$ 和 $T_{n,2}$ 两条射线对应不同的周期值。

1.3 性能点概念的引出

经过图 3 和图 4 的变换后，基底剪力—顶点位移曲线和反应谱曲线拥有了相同的坐标系，从而可以将两者画在一张图上进行分析。通过式 1 可以看出，在图 4 的 $S_a - S_d$ 坐标系中，周期射线由 S_a 轴向 S_d 轴转动时结构周期 T 逐渐增大。

$$S_a = S_d \omega^2, \omega = \frac{2\pi}{T}, T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}, \quad (\text{式 1}) \quad (\text{见[3]式 6.6.3})$$

一条反应谱对应某个地震烈度的一个特定的总阻尼比，则由反应谱变换而来的一条需求谱也对应一个总阻尼比，不同的总阻尼比对应一个需求谱族（即相同地震烈度不同总阻尼比的曲线族），需求谱族（图 5 中紫色曲线）由上到下总阻尼比逐渐增大（最上面那条需求谱总阻尼比对于混凝土结构一般取 0.05，代表出现塑性较前弹性结构的初始阻尼比）。

基底剪力—顶点位移曲线与能力曲线一一对应，进入曲线段后随位移增大塑性较出较数量逐渐增多（图 5 中绿色曲线），出较数量决定了耗能量，耗能量又决定了对结构的附加阻尼比，总阻尼比 $\beta_T = \text{初始阻尼比} \beta_0 + \text{附加阻尼比} \beta_a$ 。能力曲线在初始的直线段具有初始周期 T_0 与 β_0 （取 0.05），随着出现第一个塑性较结构进入曲线段，即开始出现 β_a ，越向右延伸出较越多， β_a 及 β_T 越大；出较越多结构进入塑性的部位越多，从而结构越柔，结构越柔周期越长，所以能力谱进入曲线段后越向上/向右延伸周期越长。

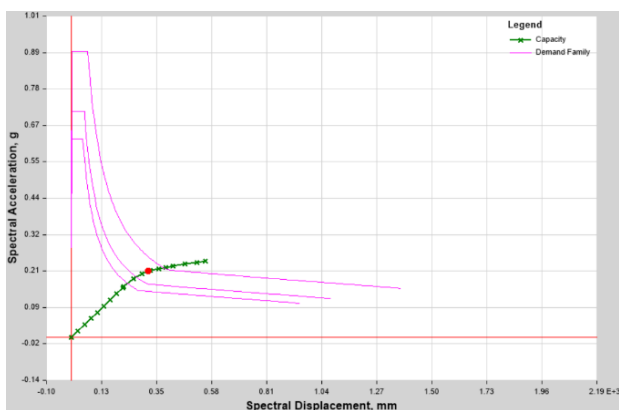


图 5 ETABS 需求谱族及能力谱示意图

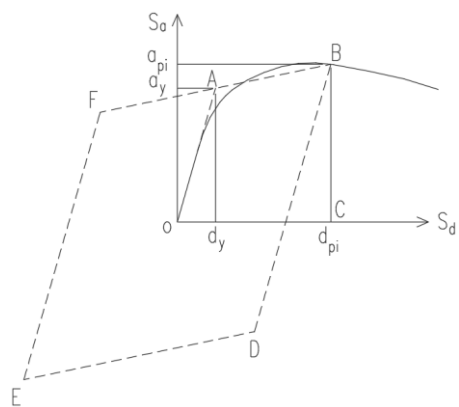


图 6 等效双折线确定方法

能力谱与某个烈度的需求谱族有无数个交点（见图 5 中紫色与绿色曲线交点），由于在同一坐标系，交点处两条曲线的 $S_a/S_d/T$ 均相等，但交点处两者的总阻尼比不一定相等。能力谱与需求谱族无数个交点中两条曲线总阻尼比相等的交点叫做性能点，因为能力谱向右上延伸、需求谱向左下延伸且在此过程中两者总阻尼比都由 0.05 逐渐增加，理论上只要结构承载能力足够一定存在一个两者 β_T 相同的交点（即性能点），不存在性能点意味着结构无法承担这个烈度的地震力。

1.4 双折线等效

首先通过等效方法得到能力曲线上任一点的双折线。等效双折线的第一段与能力曲线的弹性段重合，等效双折线 A 点的坐标按照折线 OABCO 与能力曲线 OBCO 面积相等的原则确定，见图 6 所示。图 6 中平行四边形的面积为结构振动一个周期消耗的能量，此方法的物理意义是能力曲线按耗能等价转换为双折线以便计算出一个周期的耗能。在图 6 中定义延性比 $\mu = d_{pi}/d_y$ 。

1.5 阻尼比的理论求法

第 1.3 小节提到的性能点为具有相同 β_T 的需求谱与能力谱的交点，具有不同 β_T 的需求谱可以利用规范公式方便画出，而能力谱进入曲线段后每一点的总阻尼比可以采用下面理论公式求出。

$$\beta_T = \beta_0 + \beta_a, \quad \beta_a = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} \quad (\text{式 2}) \quad (\text{见}[3]\text{式 } 3.9.2)$$

式中：

β_0 ——初始阻尼比，可取为 0.05（为能力谱初始直线段的阻尼比）；

β_a ——根据能量等效求出的能力谱 B 点处（见图 6 中 B 点）附加阻尼比；

β_T ——B 点处的总阻尼比；

E_D ——一个周期内阻尼耗能，为图 6 中平行四边形的面积；

E_S ——结构应变能的 2 倍，为图 6 中矩形 $od_{pi}Ba_{pi}$ 的面积。

根据几何关系 β_a 为 $a_y/d_{pi}/d_y/a_{pi}$ 四个参数的函数，而延性比 μ 是 d_{pi}/d_y 的函数，因此 β_a 和 μ 互为函数关系。

本小节为阻尼比理论求法，1.6 小节为 FEMA440 采用的修正后的方法。

1.6 阻尼比的 FEMA440 求法

因为不同塑性铰耗能能力不同（塑性铰耗能能力体现在滞回曲线的饱满程度），而耗能能力会对结构的周期和阻尼比产生影响（这些影响 1.5 节理论方法无法体现），进一步会影响性能点的求取。为了得到更有针对性的结果，FEMA440 在理论求法基础上考虑不同的塑性铰滞回曲线形状对周期和阻尼比进行了参数化修正，修正后的周期及阻尼比称为等效周期和等效阻尼比。

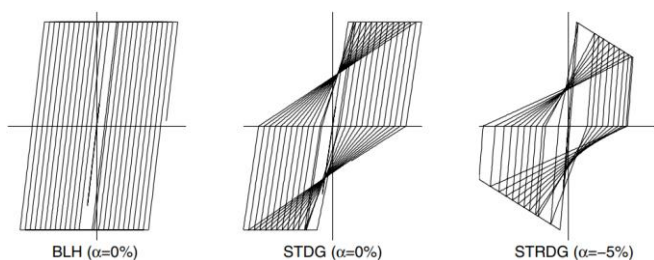


图 7 三种塑性铰滞回曲线（FEMA440 Figure 6-3）



首先基于图 7 三种滞回曲线中一种查出一系列特性系数（FEMA440 Table 6-1/6-2），这一系列特性系数的本质是考虑不同滞回曲线的饱满程度对周期和阻尼比进行修正得到等效周期和等效阻尼比，即图 6 所示能力曲线上每个点对应的一对理论周期和理论阻尼比被调整为一对新的等效周期和等效阻尼比。

由 T_0 (弹性周期： $2\pi\sqrt{\frac{d_y}{a_y}}$)、 μ 及相关特性参数通过 FEMA440 相关公式可以得到 B 点等效周期 T_{eff} 。

再由 T_0 、 T_{eff} 、 μ 及相关特性参数通过 FEMA440 相关公式得到 B 点等效附加阻尼比 β_a 和等效阻尼比 β_{eff} （即修正后的 β_T ）。

2.ETABS 中的实现

2.1 模型及参数介绍

采用 ETABS 进行分析，整体结构为八层框架结构，初始阻尼比为 0.05，特征周期为 0.55s，地震影响系数最大值为 0.9，反应谱曲线见图 8。采用图 2 所示与第一模态成正比的侧向力进行推覆分析，得到的基底剪力-顶点位移曲线见图 9。

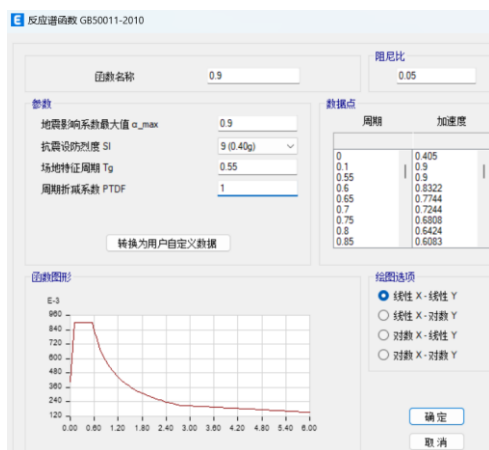


图 8 反应谱函数

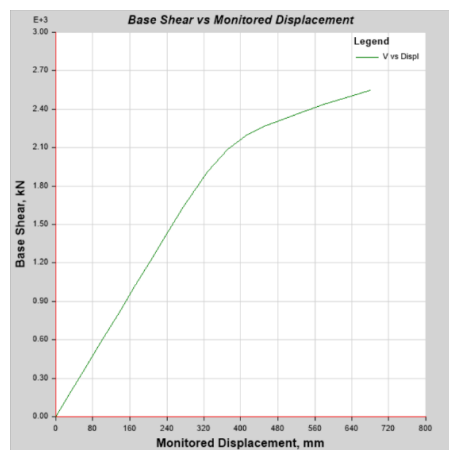


图 9 基底剪力-顶点位移曲线

下面采用 FEMA440 EL 性能点法计算此框架承受图 8 所示 8 度罕遇地震 0.9g（加速度为 8820mm/s^2 ）时的性能点。ETABS 参数见图 10 所示，参数说明见表 1。

名称	名称	Pushover
定义	绘图类型	FEMA 440 EL
	荷载工况	Push
	图例类型	合并
设置	坐标轴	Sa - Sd
	显示相关需求	是
需求谱	来源	自定义函数
	函数名称	0.9
	SF (mm/sec ²)	9800
阻尼参数	阻尼比	0.05
	有效阻尼	默认值
周期参数	有效周期	默认值
能力谱曲线	显示	是
	线型	实线
	线宽	2 像素
	颜色	 Green
需求谱族	显示	是
	延性比	1; 1.5; 2; 2.5
	线型	实线
	线宽	1 像素(常规)
	颜色	 Magenta

单一需求谱	显示	是
	线型	实线
	线宽	3 像素
	颜色	 Red
常周期线	显示	是
	周期	0.5; 1; 1.5; 2
	线型	实线
	线宽	1 像素(常规)
	颜色	 Cyan
阻尼参数	阻尼比	0.05
	有效阻尼	自定义
	A	4.2
	B	-0.83
	C	10
	D	1.6
	E	22
	F	0.4
周期参数	有效周期	自定义
	G	0.11
	H	-0.018
	I	0.09
	J	0.14
	K	0.77
	L	0.05

图 10 ETABS 参数设置

返回
目录页



表 1 FEMA440 EL 参数说明

类别	分项	说 明
定义	绘图类型	选“FEMA 440 EL”，表示采用 FEMA 440 中规定的方法求性能点。
	荷载工况	选“Push”，即为绘制基底剪力-顶点位移曲线采用的工况。
设置	坐标轴	选“ $S_a - S_d$ ”表示横坐标为谱位移，纵坐标为谱加速度。
需求谱	来源	可选择自定义或者程序内置函数，这里选自定义。
	函数名称	反应谱函数名称，这里选择图 6 中定义的名为“0.9”的反应谱，
	SF(mm/sec ²)	SF 为比例因子，mm/sec ² 为单位，取为重力加速度的数值 9800mm/sec ² 。
阻尼参数	阻尼比	输入初始阻尼比 0.05。
	有效阻尼	分别有两个选项，一个是自定义，即根据选用的塑性铰类型对应的不同的滞回曲线特性系数来计算有效阻尼，另一个是默认值（采用程序内置适用于常见情况的参数）。
	有效周期	分别有两个选项，一个是自定义，即根据选用的塑性铰类型对应的不同的滞回曲线特性系数来计算有效周期，另一个是默认值（采用程序内置适用于常见情况的参数）。
能力谱曲线	-	这里设置能力谱曲线的可见性及显示效果。
需求谱族	-	这里设置需求谱族的可见性及显示效果。
	延性比	可以定义并显示多个延性比对应的需求谱。根据 1.5 小节 β_T 与延性比 μ 存在对应关系，所以对对应于每个延性比 μ 有一条需求谱。
单一需求谱	含义	为图 9 中的粗红线，它由多个可能的性能点连线而成。这里设置其可见性及显示效果。
常周期线	含义	为图 9 中蓝线所示的自原点出发的射线。这里设置其可见性及显示效果。

2.2 性能点计算结果解读

对有效阻尼和有效周期采用程序默认值进行计算，计算结果见图 11，其中红线与绿线的交点为性能点。性能点寻找方法在 FEMA-440 中有三种，前两种是迭代法，第三种是直接求法，ETABS 中采用了第三种方法，即“MADRS Locus of Possible Performance Points”方法，中文可翻译为“调整的需求谱可能性能点轨迹法”。图 11 中红线为可能性能点的轨迹线，其与能力曲线的交点即为性能点，表 2 为图 11 中各分项解释。

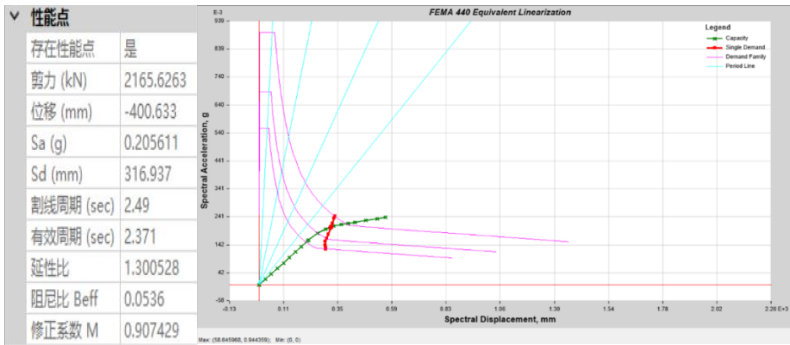


图 11 性能点处各参数计算结果

表 2 性能点参数说明

分项	说 明
剪力、位移	指由性能点坐标根据图 1 中公式反算的基底剪力和控制点位移。
Sa、Sd	指性能点纵、横坐标。



割线周期	指性能点对应的周期, $T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} = 6.28 \sqrt{\frac{0.2-9800}{316.937}} = 2.49\text{S}$ 。
有效周期	是延性比的函数, 根据 FEMA440 公式(6-7)~(6-9)公式计算, 一般要小于割线周期。
延性比	为 $\mu = d_{pi}/d_y$, d_y 与 d_{pi} 分别对应于图 4 中平行四边形的 A、B 点。
阻尼比	为 $\beta_T = 0.0536$, 因图 10 【阻尼参数—阻尼比】中的阻尼比为 $\beta_0 = 0.05$, 可知 $\beta_a = \beta_T - \beta_0 = 0.0536 - 0.05 = 0.036$, 理论详见 1.5 小节所述。
修正系数 M	为 $M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{2.371}{2.49}\right)^2 = 0.907$, 见 FEMA440 (式 6-14)。

2.3 性能水准确定

找到性能点后, 可以查得性能点处基底剪力为 2165.6kN, 顶点位移为 401mm。采用绘图函数表格可以查得基底剪力 2165.6kN 对应于 11~12 加载步, 见图 12 所示。

然后偏于安全的查看与第 11 加载步对应的各层层间位移角及出铰数量/铰破坏程度, 见图 13 所示, 即此烈度地震力对应的破坏程度, 进一步可参考相关规范确定对应的性能水准要求。

Step	Base FX kN
0	0
1	-202.2236
2	-404.4472
3	-606.6708
4	-808.8944
5	-1011.118
6	-1213.3416
7	-1415.5652
8	-1617.7888
9	-1819.0124
10	-1913.7728
11	-2088.0973
12	-2204.4105
13	-2272.2841
14	-2319.1597
15	-2366.0353
16	-2437.6796
17	-2503.1875
18	-2547.4526

图 12 加载步与基底剪力对应图

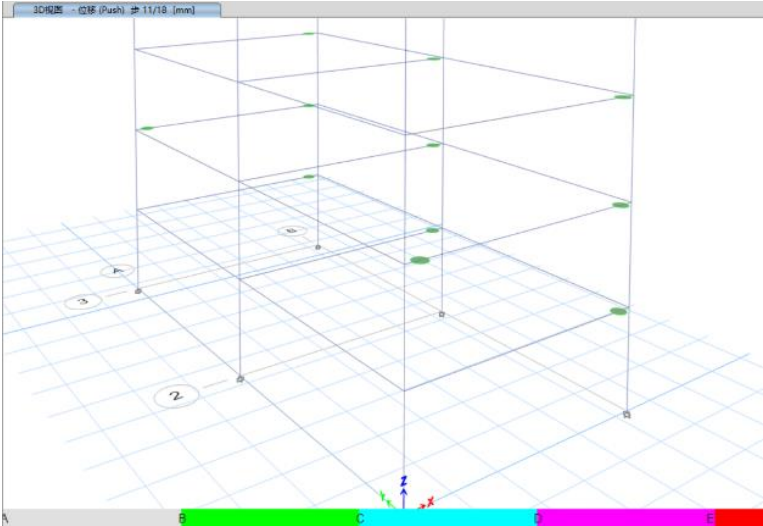


图 13 第 11 加载步出铰状态

3. 总结

Pushover 方法是一种静力方法, 有计算结果确定性强的优点, 但计算中无法考虑非线性时程分析才能考虑的往复运动中的塑性铰滞回特性, 因而由基底剪力—顶点位移曲线转换得到的能力谱也无法体现塑性铰的滞回特性。为了弥补这一理论上的不足, FEMA440 采用塑性铰滞回曲线特性参数体现塑性铰耗能性能的不同, 从而提升了 Pushover 方法的适用性和精确度。需要强调的是, 需求谱及能力谱均与塑性铰滞回曲线特性参数无关, 此参数仅在确定能力谱上任一点的 β_a 时起作用, 因而仅在确定性性能点时起作用。ETABS 全面实现了定义塑性铰、获取基底剪力—顶点位移曲线、求性能点等 Pushover 分析全过程, 用户可以方便地进行指定地震烈度的结构抗震性能判断, 和非线性时程分析形成了很好的相互补充。

参考资料

[1] Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440[S]. June 2005.
[2] Capacity-Demand-Disgram Methods For Estimating Deformation of Inelastic Systems[C]. Anil K. Chopra and Rakesh K. Goel March in Collaboration with Degenkolb Engineers 27, 2002.
[3] DYNAMICS OF STRUCTURES Theory and Applications to Earthquake Engineering. Anil K. Chopra University of California at Berkeley, Fourth Edition.

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。

柱稳定验算时忽略轴力的情况

本案例主要介绍在国标钢结构设计中，对柱进行稳定性验算时，程序按照纯弯构件公式进行控制的两种情况。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.2.0



模型简介/MODEL

某空间结构由框架单元组成，顶部为管桁架，柱截面为矩形钢管。

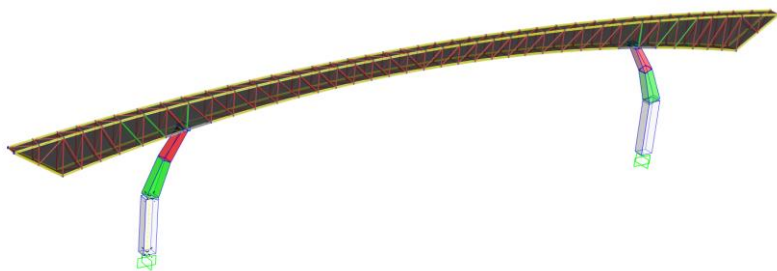
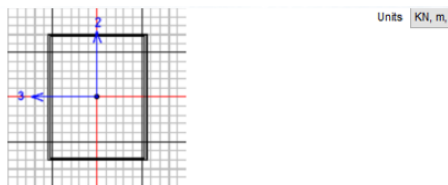


图1 某空间结构模型



问题描述/PROBLEM

进行钢结构设计时，通过设计覆盖项将钢管柱的设计类型修改为柱，程序在验算稳定性时应根据新钢标第 8.2.5 条的压弯构件公式进行验算，但设计细节中却显示稳定性验算的公式是第 6.2.3 条纯弯构件的公式，如图 2 所示，请问这是为什么？



Chinese 2018 钢结构截面校核 (组合和测站的细节) 单位: KN, m, C						
构件标签	: 1	测站位置	: 0.	长度	: 6.252	
截面属性	: 1400x1100x20x20	结构类型	Sway Moment Frame	荷载组合	: 1.3D+1.05L+1.5W	
构件类型	: 柱	设计类型	: 柱	Anal. Method: Limited 1st Ord		
轴力, 弯矩和剪力						
	Combo	N	M33	M22	V2	V3
Factored	1.3D+1.05L+1.5W	-653.96	-2356.289	4431.403	-329.68	304.41
Design	1.3D+1.05L+1.5W	-653.96	-2356.289	4431.403	-329.68	304.41
PM 设计						
N-M33-M22 需求/能力 比						
	Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit Status Check
强度	GB50017 8.1.1-1	0.62 =	0.023 +	0.191 +	0.407	0.8 通过 .
稳定	GB50017 6.2.3	0.598 =	0. +	0.191 +	0.407	0.8 通过 .

图2 钢管柱设计细节

返回
目录页

28



解决办法/SOLUTION

在验算压弯构件的整体稳定性时，程序会分别依据压弯构件和纯弯构件的公式进行计算，即按考虑压力和忽略压力的情况各计算一次，最终取最不利的控制内力。通常，按照压弯构件验算整体稳定性更为不利，但当压力相对于弯矩较小时，可能是纯弯构件的验算公式起控制作用，此时设计细节中稳定性验算就会显示纯弯构件的验算公式。

如图 3 所示为钢管柱稳定性验算的手算过程：按纯弯构件公式计算得到的应力比为 0.598，大于按压弯构件公式计算得到的应力比 0.526。因此，稳定性验算显示纯弯构件的公式。类似问题请参考另一篇工程案例解析《[圆钢管的强度和稳定性验算](#)》。

$\beta_{mx} := 1.0$ $\beta_{my} := 1.0$
 $\beta_{tx} := 0.694$ $\beta_{ty} := 0.85$
 $\varphi_{bx} := 1.0$ $\varphi_{by} := 1.0$
 $\lambda_x := 101.903$ $\lambda_y := 35.509$
 $\eta := 0.7$

$N'_{Ex} := \frac{\pi^2 E \cdot A}{1.1 \cdot \lambda_x^2} = (1.751 \cdot 10^4) \text{ kN}$
 $N'_{Ey} := \frac{\pi^2 E \cdot A}{1.1 \cdot \lambda_y^2} = (1.442 \cdot 10^5) \text{ kN}$

$\frac{1}{\left(1 - 0.8 \cdot \frac{N}{N'_{Ex}}\right)} = 1.03$
 $\frac{1}{\left(1 - 0.8 \cdot \frac{N}{N'_{Ey}}\right)} = 1.00$

压弯构件稳定

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot A \cdot f} + \frac{\beta_{mx} \cdot M_x}{\gamma_x \cdot W_x \cdot \left(1 - 0.8 \cdot \frac{N}{N'_{Ex}}\right) \cdot f} + \eta \cdot \frac{\beta_{ty} \cdot M_y}{\varphi_{by} \cdot W_y \cdot f} = 0.492$$

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot A \cdot f} + \eta \cdot \frac{\beta_{tx} \cdot M_x}{\varphi_{bx} \cdot W_x \cdot f} + \frac{\beta_{my} \cdot M_y}{\gamma_y \cdot W_y \cdot \left(1 - 0.8 \cdot \frac{N}{N'_{Ey}}\right) \cdot f} = 0.526$$

纯弯构件稳定计算

$$\frac{M_x}{\varphi_{bx} \cdot W_x \cdot f} + \frac{M_y}{\varphi_{by} \cdot W_y \cdot f} = 0.598$$

图 3 钢管柱的稳定性验算（手算校核）

除了上述情况程序会按照纯弯构件的公式控制构件的稳定性之外，还有另外一种情况：当轴力为拉力时，程序直接按照纯弯构件的公式验算整体稳定性，因为拉弯构件不存在稳定性问题。但是注意这样验算是偏保守的。

如图 4 所示为某输变电构架，查看某钢管柱的设计细节如图 5 所示，其控制内力中轴力项为正值，代表拉力，因此程序判断其为拉弯构件，仅按纯弯构件的公式验算整体稳定性。

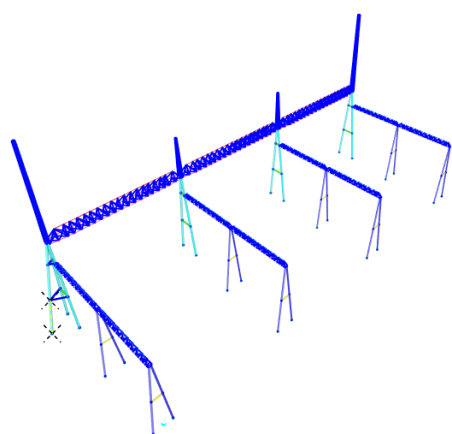


图 4 某输变电构架

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
	Combo	N	M33	M22	V2	V3
Factored	WindCom21	1213.9	-61946.7	-7802.1	-6.9	-1.2
Design	WindCom21	1213.9	-61946.7	-7802.1	-6.9	-1.2

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN						
N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio						
Governing	Total	N	MMajor	MMinor	Ratio	Status
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check
Strength GB50017 8.1.1-2	0.467	0.335	0.13	0.016	0.9	OK
Stability GB50017 6.2.3	0.151	0.	0.15	0.016	0.9	OK

图 5 底部圆钢管柱设计细节

编写: 郑翔

构件打断与否对有效长度系数的影响

本案例主要介绍采用钢框架设计时构件是否打断对计算长度系数的影响。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.2.0



模型简介/MODEL

某钢框架结构如图 1 所示。

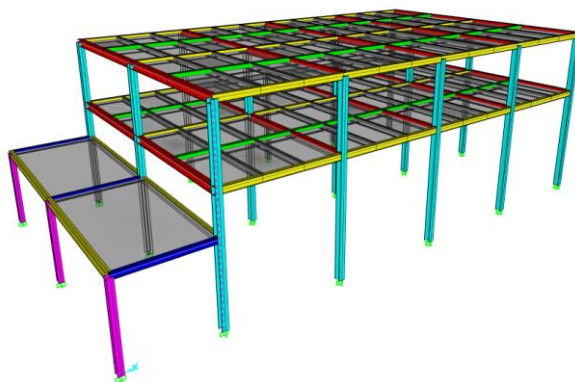
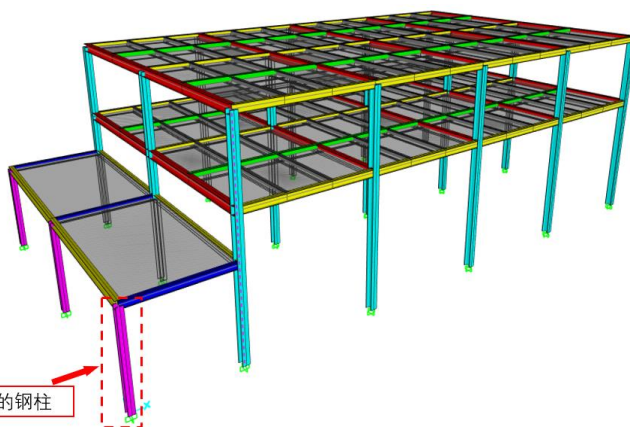


图 1 某钢框架结构模型



问题描述/PROBLEM

在完成钢结构设计后，发现某钢柱（ID: 23）绕弱轴的计算长度系数为 2.038，如图 2 所示。但是该方向上的钢梁并没有与钢柱铰接，而是刚接，同一模型同一构件在 YJK 中的计算长度系数结果则更加合理，如图 3 所示。请问是什么原因导致的在 SAP2000 中的计算长度系数结果偏大？



Chinese 2018 STEEL SECTION CHECK (Details for Combo and Station) Units: KN, mm, C						
Element	23	Station Loc:	4000.	Length	: 4000.	
Section ID	: HW250X250X9X14	Type:	Sway Moment Frame	Combo ID	: DST11	
Orientation	: Column	Design Eleme:	Column	Anal. Method:	Limited 1st Ord	
Euler Buckling Capacity and Related Moment Factor			SAP2000计算结果			
	Length	Mue	Lambda	Lambda_n	Euler Ne'	1/
	Factor	Factor	Ratio	Ratio	Force (1-.8N/Ne')	
Major Bending	1.	1.279	47.332	0.509	7543.1	1.011
Minor Bending	1.	2.038	128.999	1.387	1015.5	1.09

图 2 SAP2000 中计算长度系数


```

N=C=13 (T=1000001, J=16) (26)HW250X250
Cx=1.27 Cy=1.11 Lcx=4.00(m) Ley=4.00(m) Nfc=5 Nfc_gz=5 Rsc=235
钢柱 Q235 工字形 宽厚比等级S3
livec=1.000
(1)Nu= -108.4 Ue= 0.06
(0)Nu= 0.0 Px= 0.00
(0)Nu= 0.0 Py= 0.00
(1)Mx= -89.4 My= 2.8 N= -108.4 F1= 119.249 < f= 215.000
(1)Mx= -89.4 My= 2.8 N= -108.4 F2= 116.785 < f= 215.000
(1)Mx= -89.4 My= 2.8 N= -108.4 F3= 80.015 < f= 215.000
长细比: Rmdx=48.9 Rmdy=70.5 Rmd_max=150.0
宽厚比: b/tf=7.68 < b/tf_max=13.00
高厚比: hw/tw=21.78 < hw/tw_max=75.20

```

YJK计算结果

图3 YJK 中计算长度系数



解决办法/SOLUTION

在 SAP2000 中，框架柱的计算长度系数是根据新钢标第 8.3 节的简化公式进行计算，公式中涉及梁柱线刚度比，并且需要按照附录 E 进行修正。对于常规钢框架结构，SAP2000 通常能够正确识别梁柱的线刚度比，因此不会因构件随意打断而影响计算长度系数。然而，对于该模型，初步判断是程序计算的梁柱线刚度比存在问题。

SAP2000 中存在“对象模型”和“分析模型”两个概念：用户基于对象进行建模；程序在运行分析的过程中自动将对象模型转换为分析模型；在进行构件设计时，程序基于对象考虑其几何长度、相关长度系数等。从设计角度出发，对象应根据构件的实际长度进行建模。

用户可以通过“对象收缩”视图查看构件的实际几何长度和空间位置，如图 5 所示。对于本案例，我们发现与 ID24 钢梁相连的 ID6 钢柱未在梁柱相交处进行打断。因此，在确定 ID23 钢柱计算长度系数所需的梁柱线刚度比时，程序判断 ID24 钢梁与 ID6 钢柱之间并非刚接，因此将横梁的线刚度取为零，最终导致计算出的计算长度系数出现异常。

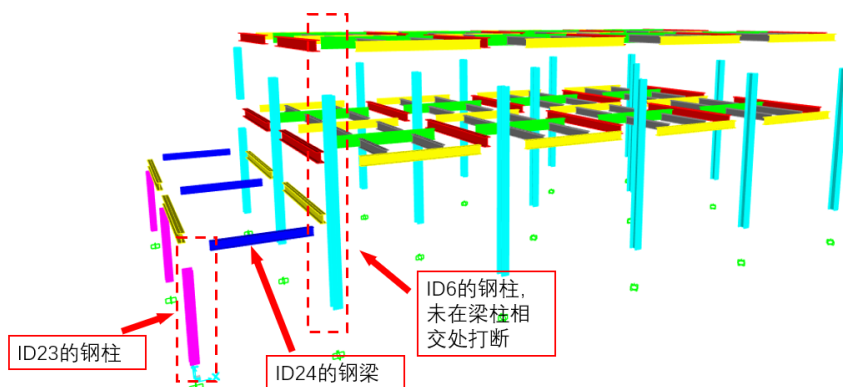


图5 对象收缩视图

为了解决该问题，用户只需选中所有框架柱与框架梁，然后执行“基于框架交点”分割框架的操作，即可在所有框架梁柱相交处将框架柱打断，修改后的效果如图 6 所示。再次运行分析和设计后，ID23 钢柱的计算长度系数为 1.279（强轴）和 1.131（弱轴），与 YJK 的结果非常接近，如图 7 所示。

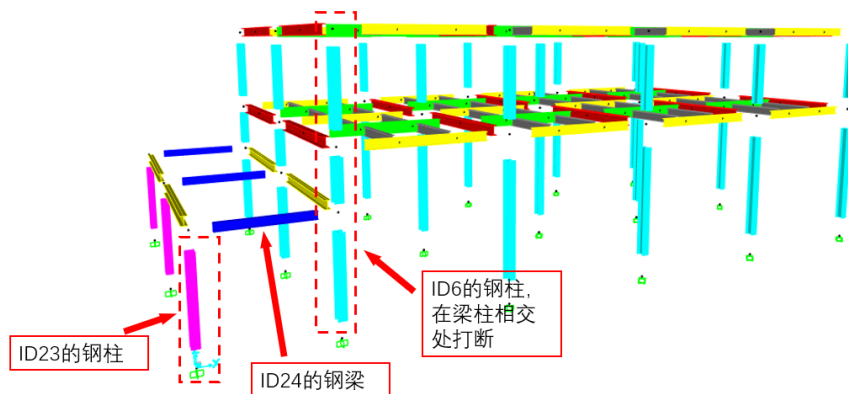


图6 钢柱在梁柱相交处打断后的对象收缩视图

Chinese 2018 STEEL SECTION CHECK (Details for Combo and Station) Units: KN, mm, C

Element	: 23	Station Loc:	4000.	Length	: 4000.
Section ID	: HW250X250X9X14	Type:	Sway Moment Frame	Combo ID	: DSTLI
Orientation	: Column	Design Eleme:	Column	Anal. Method:	Limited 1st Ord

SAP2000计算结果

Euler Buckling Capacity and Related Moment Factor						
	Length	Mue	Lambda	Lambda_n	Euler Ne'	1/
	Factor	Factor	Ratio	Ratio	Force (1-.6N/Ne')	
Major Bending	1.	1.279	47.332	0.509	7543.1	1.011
Minor Bending	1.	1.131	71.605	0.77	3295.9	1.026

图 7 钢柱在梁柱相交处打断后的计算长度系数

综上，在 SAP2000 中建模时应尽量确保梁柱几何长度与设计对象的范围一致。这样，在进行构件设计时，程序才能基于构件的实际长度进行准确计算。在对构件进行打断时，应基于其设计单元，通常框架梁和柱在相交处进行打断。

构件打断或合并除了影响柱的计算长度系数以外，还会影响等效弯矩系数的计算，具体请参考知识库文档 [《钢结构设计中，构件打断或合并对设计结果的影响》](#)。

编写: 郑翔

输电塔的振型

本案例主要介绍由于索单元未剖分引起的输电塔振型不符合预期的问题，最后根据不同的分析目的给出工程建议。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.2.0



模型简介/MODEL

如图 1 所示为某输电塔模型，输电塔之间通过输电线相连。输电线采用索单元模拟，输电塔部分采用框架单元模拟。

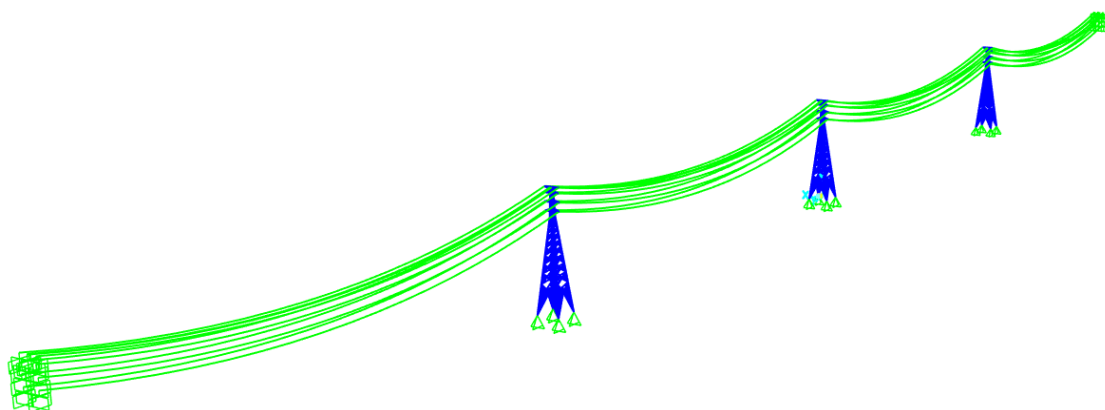


图 1 某输电塔模型



问题描述/PROBLEM

在对该模型进行模态分析时，发现每一阶模态中结构的振动主要集中在输电塔部分，而电线几乎没有振动，与预期不符。按理说，索单元具有自重，在模态分析时应该体现出振动特性。请问产生这种现象的原因是什么？模型设置是否有问题？

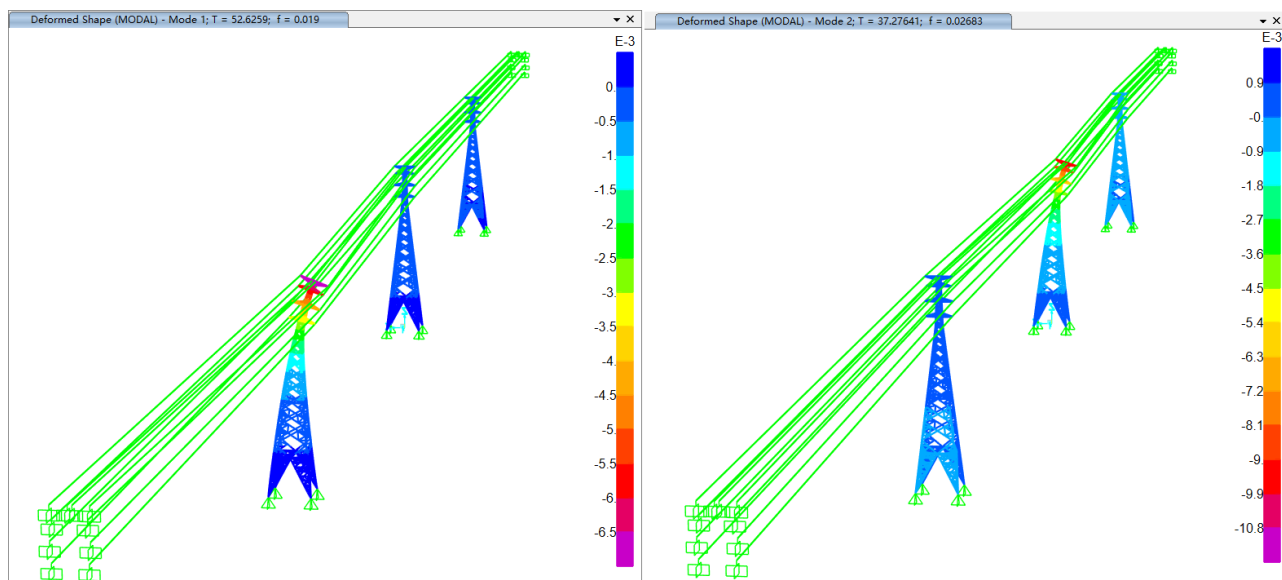


图 2 结构振型图



解决办法/SOLUTION

该模型的设置本身没有问题，出现上述现象的原因是由于索单元未进行剖分。

返回
目录页

在进行动力分析时，程序依据结构的质量来计算惯性力。SAP2000 中索单元默认的分段数量为 1；此时，索单元所贡献的质量集中在索两端的节点 i 和 j，即分布于相邻的塔架上，而索单元内部并没有分布任何质量。因此，在进行动力分析时，不会体现出索的惯性效应。如果需要捕捉索本身的动力特性，需要将索对象划分为多段。例如，可以将索划分成 9 段，如图 3 所示。



图 3 索初始几何信息的定义

对所有索对象进行剖分后，再次运行分析并查看结构的振型图，如图 4 所示，可以看到结构的振动几乎全部集中在索上，而塔架的变形则非常小。

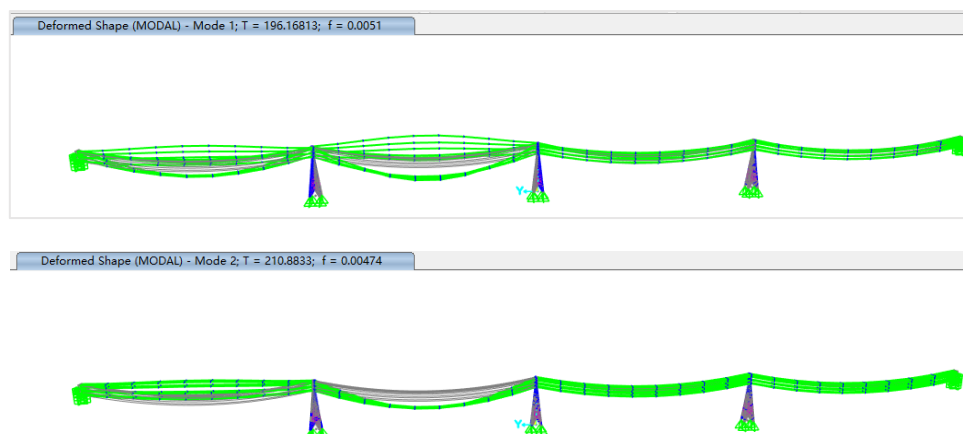


图 4 索剖分后的结构振型图

需要注意的是，对于这类结构，塔架是主要的受力部分，而索通常不是受力分析的重点。因此，在一般情况下，没有必要对索进行剖分。如果对索进行剖分，会在索中间形成多个质量点，导致最终计算的结构振型非常分散，结构的振动几乎都集中于索上，而无法清晰地查看塔架相应的振型。如果未对索进行剖分，索的质量将会集中于索两端的节点上，振动则主要集中在塔架上，从而能够更好地反映塔架的质量与刚度分布特性。当然，如果研究的重点是输电线本身，即索的动态特性，则另当别论，此时对索进行剖分可能是必要的。

美标柱抗剪设计超限的常见原因

本文将通过两个案例介绍美标设计中柱抗剪超限的常见原因。



使用软件/SOFTWARE

ETABS v22.5.1



模型简介/MODEL

如图 1 所示的某混凝土框架结构，依据美标完成构件设计。

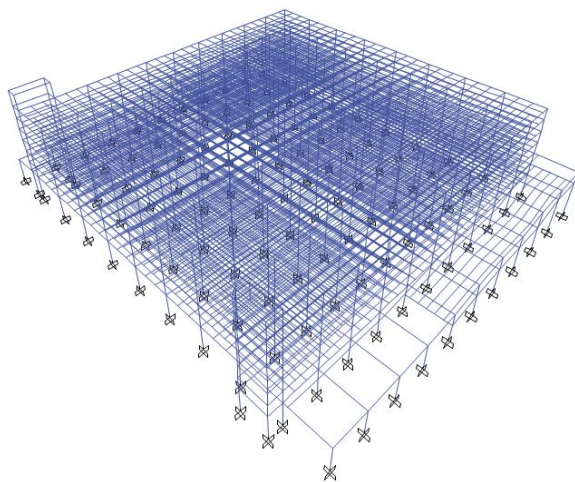


图 1 某混凝土框架结构



问题描述/PROBLEM

模型顶层（第 7 层）中柱显示抗剪超限，2 轴方向的剪应力超过最大允许值，钢筋承担的剪力 V_s 为 0。按输入的箍筋计算应能承担柱剪力，请问为什么显示超限？

Shear Rebar Design

	Stress v MPa	Conc.Cpcty v_c MPa	Uppr.Limit v_{max} MPa	ϕv_c MPa	ϕv_{max} MPa	RebarArea A_v/s mm ² /m
Major Shear(V2)	2.98	1.06	3.83	0.79	0	0
Minor Shear(V3)	1.63	1.06	3.83	0.79	2.87	3681.47

O/S #3 剪应力超过最大允许值

图 2 剪应力超限



解决办法/SOLUTION

ACI318-19 规范中有剪力最大限值的要求，类似国标的剪压比限值要求，如下，

$$V_u \leq \phi(V_c + 0.66\sqrt{f'_c}b_w d) \quad (22.5.1.2)$$

根据 ACI318-19 第 18.7.6.2.1 条，当地震作用引起的剪力超过总剪力的一半，且地震组合下的轴力 P_u 小于 $Agf'_c/20$ 时， V_c 取零，此时剪力上限值进一步减小。本例中柱抗剪超限的主要原因是超出了最大剪力限值。

以 622 号柱为例，柱截面尺寸为 800x700mm， $f'_c=33.2\text{MPa}$ 。

UDCon553 组合下轴力较大，约为 1983kN，大于 $Agf'_c/20=800*700*33.2/1000=929.6\text{kN}$ ，此时考虑混凝土贡献。如图 3 所

示，剪应力 Stress v 为 3.15MPa，小于限值 $\phi v_{\max}$ 为 3.77MPa，程序按剪力设计值计算配筋。

Shear Rebar Design						
	Stress v MPa	Conc.Cpcty v_c MPa	Uppr.Limit $v_{\max}$ MPa	ϕv_c MPa	$\phi v_{\max}$ MPa	RebarArea A_v/s mm ² /m
Major Shear(V2)	3.15	1.2	5.03	0.9	0	5812.22
Minor Shear(V3)	1.66	1.2	5.03	0.9	3.77	1710.97

图 3 UDConS53 组合抗剪设计细节

UDConS54 组合下该柱轴力 P_u 为 870kN 左右（图 4），小于 $Agf_c'/20$ （929.6kN）。此外，如图 5 所示，地震作用引起的剪力（组合 UDConS54-E）超过总剪力的一半。所以，该组合下忽略混凝土作用。

设计内力

	V_u kN	P_u kN	M_u kN-m	Capacity V_p kN
Major Shear(V2)	135.4356	853.0832	-155.8799	1590.8051
Minor Shear(V3)	153.0803	859.1138	143.7964	847.922

图 4 UDConS54 组合下的设计内力

Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN
C20	622	UDConS55	Combination	Max		0	-878.888	135.4356	4.6006
C20	622	UDConS55	Combination	Min		0	-885.0432	-45.975	-153.0803
C20	622	UDConS55-D	Combination			0	-883.9393	-36.0542	-4.853
C20	622	UDConS55-E	Combination	Max		0	5.0513	171.4899	9.4536
C20	622	UDConS55-E	Combination	Min		0	-1.1039	-9.9208	-148.2274
C20	622	UDConS55	Combination	Max		1.2	-865.9856	135.4356	4.6006
C20	622	UDConS55	Combination	Min		1.2	-872.1408	-45.975	-153.0803
C20	622	UDConS55-D	Combination			1.2	-871.0369	-36.0542	-4.853
C20	622	UDConS55-E	Combination	Max		1.2	5.0513	171.4899	9.4536
C20	622	UDConS55-E	Combination	Min		1.2	-1.1039	-9.9208	-148.2274

图 5 地震作用引起的构件内力

此时剪应力上限值为 $\phi 0.66\sqrt{f_c'} = 0.75 * 0.66 * \sqrt{33.2} = 2.87\text{MPa}$ ，剪应力 Stress v 为 3.15MPa，截面验算未通过，程序不进行配筋，给出超限信息，如图 6 所示。

Shear Rebar Design						
	Stress v MPa	Conc.Cpcty v_c MPa	Uppr.Limit $v_{\max}$ MPa	ϕv_c MPa	$\phi v_{\max}$ MPa	RebarArea A_v/s mm ² /m
Major Shear(V2)	3.15	1.06	3.83	0.8	0	0
Minor Shear(V3)	1.66	1.06	3.83	0.8	2.87	3741.41

O/S #3 剪应力超过最大允许值

图 6 剪应力超限

模型简介/MODEL

如图 1 所示的某混凝土框架结构，依据美标完成构件设计。

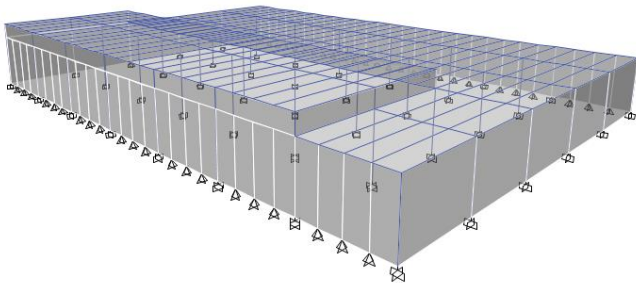
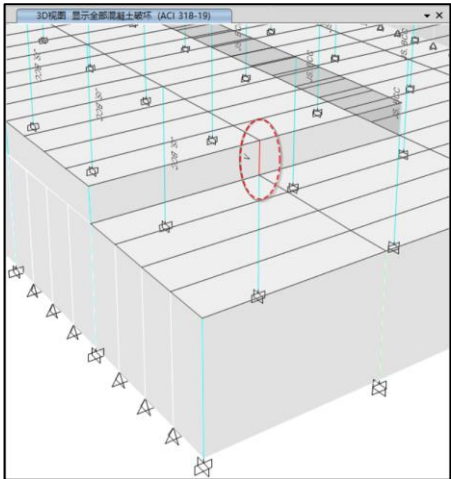


图 1 某混凝土框架结构

问题描述/PROBLEM

仅仅局部凸起的错层柱那一截抗剪超了，下半截没超，为什么？



Shear Design for V_{u2} , V_{u3}						
	Shear V_u kN	Modified Shear V_u kN	剪力 ϕV_c kN	剪力 ϕV_s kN	剪力 ϕV_p kN	钢筋 A_{vs} mm ² /m
Major, V_{u2}	1177.8934	1570.5246	0	1570.5246	1177.8934	O/S #3
Minor, V_{u3}	543.0971	724.1294	0	724.1294	543.0971	O/S #3

Joint Shear Check/Design						
	Joint Shear Force kN	Shear $V_{u,Top}$ kN	Shear $V_{u,Tot}$ kN	Shear ϕV_c kN	节点 Area cm ²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	0	0	1711.874	2805.9617	5600	0.61
Minor Shear, V_{u3}	0	0	945	2805.9617	5600	0.337

(6/5) B/C 能力比	
Major Ratio	Minor Ratio
0.929	0.367

O/S #3 剪应力超过最大允许值

图 2 模型结果

解决办法/SOLUTION

本例采用了特殊抗弯框架结构体系（图 3）。根据规范要求，对于特殊抗弯框架柱，设计剪力不应小于柱或梁最大可能抗弯强度计算的剪力值（取柱和梁计算的较小值）。由于柱配筋时需满足“强柱弱梁”，其配筋结果可能基于梁配筋进一步放大，最大可能抗弯强度计算的剪力值往往由梁决定。

对象数据		
几何属性	指定	荷载
设计		
Design Overwrites		
选项	数值	
01 Current Design Section	KZ-3	
02 Framing Type	Sway Special	
03 活荷载折减系数	1	
04 Unbraced Length Ratio (Major)	1	
05 Unbraced Length Ratio (Minor)	1	
06 Effective Length Factor (K Major)	1	

图 3 框架类型

根据最大可能抗弯强度计算的剪力公式如下，式中 M_u 为最大可能抗弯强度， H 为柱的长度。

$$V_{el}^b = \frac{M_u^L + M_u^R}{H}$$

该柱的设计内力如图 4 所示。柱剪力 V_u 不大，为 47.7kN。但由于这根柱很短，仅为 2m，且两端均连着框架梁，根据梁最大可能抗弯强度算出来的剪力 **Capacity Vp** 很大，为 1177.9kN，**Capacity Vp** 远大于 V_u 。设计时取的设计 V_u 相比于实际剪力 V_u 放大了约 20 倍，导致剪应力很大，故超限。

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 1 of 2)							
	钢筋 $A_{v/s}$ mm ² /m	设计 V_u kN	Modified Shear V_u kN	Design P_u kN	Design M_u kN-m	ϕV_c kN	ϕV_s kN
Major Shear(V2)	O/S #3	1177.8934	1570.5246	366.6334	505.1867	0	1570.5246
Minor Shear(V3)	O/S #3	543.0971	724.1294	366.6334	-34.7565	0	724.1294

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 2 of 2)	
ϕV_n kN	$V_u / \phi V_n$ Unitless
1570.5246	0
724.1294	0

设计内力				
	V_u kN	P_u kN	M_u kN-m	Capacity V_p kN
Major Shear(V2)	47.7094	366.6334	505.1867	1177.8934
Minor Shear(V3)	7.1871	366.6334	-34.7565	543.0971

图 4 特殊抗弯框架剪力设计值

本例为单层结构，可采用延性更低的结构体系。若调整为中等抗弯框架结构体系，规范要求设计剪力不应小于以下两者中的较小值：最大名义抗弯强度计算剪力，以及超强系数 Ω 放大后的剪力值；这样调整可能更容易使柱的抗剪设计通过。图 5 对柱的设计类型进行了简单调整，本例超强系数取值为 2，可以看到，超强系数 Ω 放大后的剪力值 **Factored V_u** 小于最大名义抗弯强度计算剪力 **Capacity Vp**。程序取这两者的较小值，即 **Factored V_u** ，并将其与剪力 V_u 进行对比，从而确定最终 3 轴和 2 轴的设计 V_u 分别为 max(47.7,23.7)、max(7.19,32.37)，抗剪设计通过。需要注意的是，图 5 仅用于说明程序如何进行设计剪力的取值。在实际操作中，应根据结构体系调整地震荷载，然后再进行构件设计。

建议工程师根据工程需求合理选择结构体系。

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 1 of 2)							
	钢筋 $A_{v/s}$ mm ² /m	设计 V_u kN	Modified Shear V_u kN	Design P_u kN	Design M_u kN-m	ϕV_c kN	ϕV_s kN
Major Shear(V2)	712.48	47.7094	47.7094	366.6334	505.1867	422.6787	140.9345
Minor Shear(V3)	623.42	32.3664	32.3664	366.6334	-76.6278	422.6787	123.3177

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 2 of 2)	
ϕV_n kN	$V_u / \phi V_n$ Unitless
563.6132	0.084649
545.9964	0.059279

设计内力							
	V_u kN	P_u kN	M_u kN-m	Factored V_{u^*} kN	Factored P_{u^*} kN	Factored M_{u^*} kN-m	Capacity V_p kN
Major Shear(V2)	47.7094	366.6334	505.1867	23.7109	366.6334	562.1128	916.7318
Minor Shear(V3)	7.1871	366.6334	-34.7565	32.3664	366.6334	-76.6278	543.0971

图 5 中等抗弯框架剪力设计值

美标钢结构设计方法对结构周期的影响

本案例主要介绍采用美标进行钢结构设计时，两个相同的模型结构基本周期存在差异的原因。



使用软件/SOFTWARE

ETABS v22.5.1



模型简介/MODEL

如图 1 所示为某钢框架结构。存在两个相同的模型 A 和 B，材料、构件截面、边界条件以及荷载均相同，均采用美标 AISC360 进行设计。

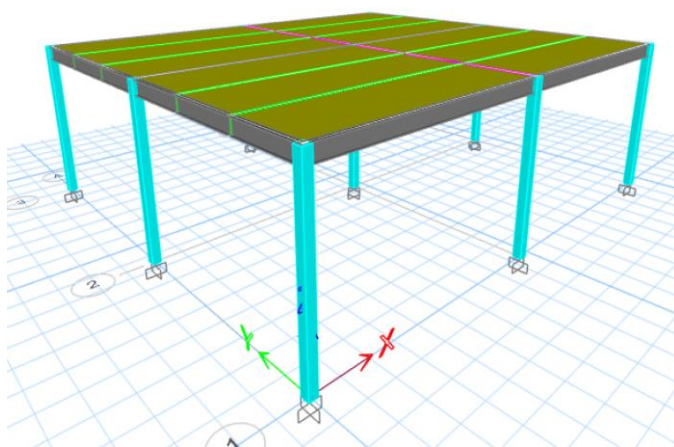


图 1 某钢框架结构模型



问题描述/PROBLEM

如图 2 所示，模型 A 的基本周期为 1.124s，模型 B 的基本周期为 1.008s。请问两个相同模型周期产生差异的原因是什么？

	Case	Mode	Period sec
▶	Modal	1	1.124
	Modal	2	1.099
	Modal	3	0.922
模型A			

	Case	Mode	Period sec
▶	Modal	1	1.008
	Modal	2	0.985
	Modal	3	0.829
模型B			

图 2 两个模型周期对比



解决办法/SOLUTION

通常情况下，如果两个模型的材料特性、截面形状和尺寸、边界条件以及荷载完全一致，那么它们的基本周期也应该相同。然而，在本案例中，两个模型的基本周期相差 12%，这表明它们在有效质量或结构刚度上可能存在差异。接下来我们依次对比两个模型的质量和刚度。

首先检查质量。如图 3 所示为两个模型基于楼层的质量统计结果，有效质量完全相同，说明周期差异并非由质量引起。

E 基于楼层的质量统计				
文件 (E)	编辑 (E)	格式-过滤-排序 (M)	选择 (S)	选项
Units: As Noted	Hidden Columns: No	Sort: None	Filter: None	
	Story	UX kg	UY kg	UZ kg
►	Story1	264996.04	264996.04	0
	Base	2663.18	2663.18	0
模型A				

E 基于楼层的质量统计				
文件 (F)	编辑 (E)	格式-过滤-排序 (M)	选择 (S)	选项
Units: As Noted	Hidden Columns: No	Sort: None	Filter: None	
	Story	UX kg	UY kg	UZ kg
►	Story1	264996.04	264996.04	0
	Base	2663.18	2663.18	0
模型B				

图 3 两个模型质量对比

然后检查刚度，重点检查构件之间的连接形式以及刚度折减情况。查看相同构件的属性指定，如图 4 所示。属性修正、端部释放等影响结构刚度的属性均相同。

几何属性	指定	荷载	设计	Design Overwrites
▼ 指定				
截面属性				300x300x10
属性修正				None
端部释放				None
端部长度偏移				Auto
插入点				CP 在 10 - 中心
测站				最少的测站数量
局部 2 轴转角 (deg)				Default
弹簧				None
线质量 (kg/m)				0
拉/压限值				None
墙肢				None
材料覆盖项				None
Auto Mesh				是: Jt, Int
包含在分析网格中				Program Determined
对象组				1 Group
模型A				

几何属性	指定	荷载	设计	Design Overwrites
▼ 指定				
截面属性				300x300x10
属性修正				None
端部释放				None
端部长度偏移				Auto
插入点				CP 在 10 - 中心
测站				最少的测站数量
局部 2 轴转角 (deg)				Default
弹簧				None
线质量 (kg/m)				0
拉/压限值				None
墙肢				None
材料覆盖项				None
Auto Mesh				是: Jt, Int
包含在分析网格中				Program Determined
对象组				1 Group
模型B				

图 4 两个模型相同构件属性对比

进一步检查两个模型的钢框架设计首选项。如图 5 所示，模型 A 采用的是直接分析法，模型 B 采用的是有效长度法。这里需要注意，按照美标要求，直接分析法需考虑构件刚度折减。当刚度折减方法采用固定 τ_{b-1} 时，意味着 EA 和 EI 折减系数均为 0.8，程序会将所有构件的轴向刚度和抗弯刚度折减 0.8；而美标的有效长度法不需要考虑构件刚度折减。根据周期的计算公式 $T = 2\pi\sqrt{M/R}$ 可知，周期与刚度的平方根成反比， $\sqrt{1/0.8} = 1.12$ ，刚好相差 12%，这就是两个模型基本周期相差 12% 的原因。

E 钢框架设计首选项 - AISC 360-16		
选项	数值	
01 Design Code	AISC 360-16	
02 Multi-Response Case Design	逐步-全部	
03 Framing Type	OMF	
04 Seismic Design Category	D	
05 Importance Factor	1	
06 Design System Rho	1	
07 Design System Sds	0.5	模型A
08 Design System R	3	
09 Design System Omega0	3	
10 Design System Cd	3	
11 Design Provision	LRFD	
12 Analysis Method	直接分析法	
13 Second Order Method	常规二阶法	
14 Stiffness Reduction Method	固定 τ_{b-1}	

E 钢框架设计首选项 - AISC 360-16		
选项	数值	
01 Design Code	AISC 360-16	
02 Multi-Response Case Design	逐步-全部	
03 Framing Type	OMF	
04 Seismic Design Category	D	
05 Importance Factor	1	
06 Design System Rho	1	
07 Design System Sds	0.5	模型B
08 Design System R	3	
09 Design System Omega0	3	
10 Design System Cd	3	
11 Design Provision	LRFD	
12 Analysis Method	有效长度法	
13 Second Order Method	常规二阶法	
14 Stiffness Reduction Method	不折减	

图 5 两个模型钢框架首选项对比

采用直接分析法对构件进行刚度折减后，并不能在分析阶段的截面属性信息中查看到，而只能在设计结果中查看。查看构件刚度折减系数有两种方法：一种是通过设计细节，另一种是通过表格（Steel Design-Decision Parameters），分别如图 6 和图 7 所示。

分析和设计参数			
条文	分析	二阶	Reduction
LRFD	直接分析法	常规二阶法	固定 Tau-b

Stiffness Reduction Factors				
$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	T_b	EA 系数	EI 系数
0.05	0.022	1	0.8	0.8

图 6 设计细节中查看刚度折减系数

Steel Design - Decision Parameters - AISC 360-16										
文件 (F) 编辑 (E) 格式-过滤-排序 (M) 选择 (S) 选项 (O)										
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Steel Design - Decision Parameters - AISC 360-16										
Filter: None										
	UniqueName	Design Type	Section	$(\alpha P_r) / P_y$	$(\alpha P_r) / P_y$ greater than 0.5?	$(\alpha P_r) / P_e$	$(\alpha P_r) / P_e > 0.15?$	Taub	EA Factor	EI Factor
	8	Column	300x300x10	0.052083	否	0.02334	否	1	0.8	0.8
	9	Column	300x300x10	0.12467	否	0.05629	否	1	0.8	0.8
	10	Column	300x300x10	0.051902	否	0.023259	否	1	0.8	0.8
	1	Beam	H630x200x15...	0	否	0	否	1	0.8	0.8
	11	Beam	H630x200x15...	0	否	0	否	1	0.8	0.8
	12	Beam	H500x200x10...	0	否	0	否	1	0.8	0.8
	13	Beam	H500x200x10...	0	否	0	否	1	0.8	0.8
	16	Beam	H500x200x10...	0	否	0	否	1	0.8	0.8
	17	Beam	H500x200x10...	0	否	0	否	1	0.8	0.8
	18	Beam	H500x200x10...	0	否	0	否	1	0.8	0.8
	19	Beam	H500x200x10...	0	否	0	否	1	0.8	0.8
记录: << < 1 > >> of 29 添加表格... 完成										

图 7 表格查看刚度折减系数

此外，如果用户需要将直接分析法改为有效长度法，应按照以下步骤操作：首先，在设计首选项中将设计方法修改为“有效长度法”；其次，重新执行一次设计，以确保整个结构再设计一遍，此时程序会自动取消隐藏的刚度折减系数；最后，解锁模型并重新运行一遍分析和设计。只有按照上述步骤操作，才能最终保证构件刚度未折减。

编写: 郑翔

返回
目录页

欧标混凝土梁配筋显示问题

本案例主要介绍在采用欧标进行混凝土梁设计时，表格中输出的抗弯纵筋与抗剪纵筋面积之和与总纵筋面积不匹配的原因。



使用软件/SOFTWARE

ETABS v22.5.1



模型简介/MODEL

如图 1 所示为某框架剪力墙结构，采用欧标进行构件设计。

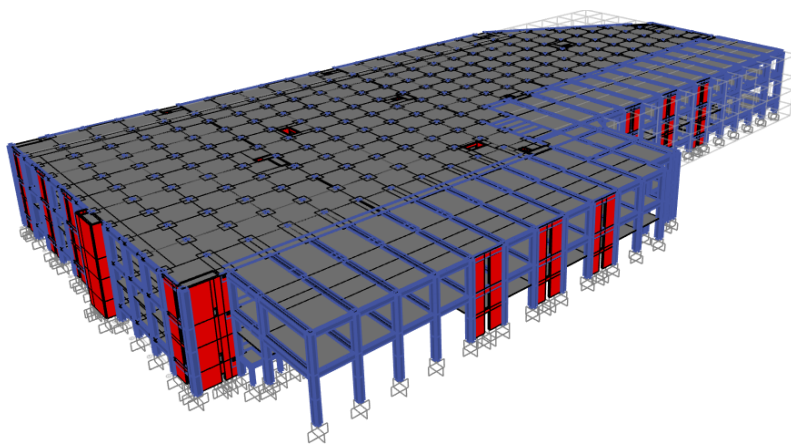


图 1 某框架剪力墙结构模型



问题描述/PROBLEM

通过表格查看某框架梁的设计配筋结果时，发现抗弯纵筋与抗剪纵筋面积之和远大于总的纵筋面积。例如，抗弯纵筋面积为 746mm^2 ，抗剪纵筋面积为 597mm^2 ，二者之和为 1343mm^2 ，大于总的纵筋面积 819mm^2 ，如图 2 所示。请问这是为什么？

抗弯纵向钢筋									抗剪纵向钢筋		总纵筋
Story	Label	UniqueName	DesignSect	Station mm	AsBotCombo	AsMinBot mm ²	AsBot mm ²	TLngShearCombo	TLngRebarTop	TLngRebarBottom mm ²	AsBotTotal mm ²
Level 3	B908	2076	ConcBeam-27...	600	ULS2.6-GE+E...	0	102	ULS2.1-GE+Ex+0.3Ey	0	619	700
Level 3	B908	2076	ConcBeam-27...	1058.3	ULS2.1-GE+E...	746	746	ULS2.1-GE+Ex+0.3Ey	0	597	819
Level 3	B908	2076	ConcBeam-27...	1516.7	ULS2.1-GE+E...	746	746	ULS2.1-GE+Ex+0.3Ey	0	575	930
Level 3	B908	2076	ConcBeam-27...	1975	ULS2.1-GE+E...	746	746	ULS2.1-GE+Ex+0.3Ey	0	552	1036

图 2 表格输出梁设计配筋结果



解决办法/SOLUTION

当采用欧标 EC2 计算梁所需的纵向配筋时，若需配置抗剪纵筋，通常会遵循“总纵筋=抗弯纵筋+抗剪纵筋”的规律。然而，在某些情况下，这一规律可能不适用。例如，当抗弯纵筋配筋率小于最小配筋率时，程序会按照最小配筋量输出抗弯纵筋。如果此时仍需配置抗剪纵筋，程序会比较“计算所需抗弯纵筋+抗剪纵筋”与“最小配筋量”，并输出两者中的较大值。本案例即符合这种情况。

如图 3 所示，通过设计细节查看，计算所需的抗弯纵筋面积为 222 mm^2 ，小于最小配筋量 746 mm^2 。因此，表格中输出的抗弯纵筋面积为 746 mm^2 。计算所需抗弯纵筋与抗剪纵筋面积之和为 $222+597=819 \text{ mm}^2$ ，即图 2 表格中显示的总纵筋面积（AsBotTotal）为 819 mm^2 。

Design Code Parameters							
γ_c	γ_s	γ_{cE}	α_{cc}	α_{ct}	α_{LCC}	α_{LCT}	
1.5	1.15	1.2	0.85	1	0.85	0.85	

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{Ed3}						
	Design Moment kN-m	Design N_{Ed} kN	-Moment Rebar mm^2	+Moment Rebar mm^2	Minimum Rebar mm^2	Required Rebar mm^2
Top (+2 Axis)	-6.3106	-70.2653	90	0	746	746
Bottom (-2 Axis)	96.9643	-70.2653	71	222	746	746

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{Ed2}							
Factored V_{Ed} kN	Design V_{Ed} kN	θ deg	$\tan(\theta)$ Unitless	Shear V_{Rdc} kN	Shear V_{Rds} kN	Shear $V_{Rd,max}$ kN	Rebar A_{sw}/s mm^2/m
207.677	207.677	21.801	0.4	145.2733	207.677	1419.3058	260.31

Additional Longitudinal Reinforcement for Shear								
Moment M_{Ed} kN-m	Factored V_{Ed} kN	Design V_{Ed} kN	$M_{Ed,max}$ kN-m	z mm	F_{td} kN	$F_{td,limit}$ kN	$F_{td,design}$ kN	$A_{slBottom}$ mm^2
96.9643	207.677	207.677	779.4683	1462.5	259.5963	532.9698	259.5963	597

图 3 框架梁设计细节

编写: 郑翔

螺栓轴力分布不合理

本案例主要分析了 IDEA 中螺栓轴力分布不合理的问题。



使用软件/SOFTWARE

IDEA Steel-INT-v21



模型简介/MODEL

该模型为通过端板连接的斜交梁节点，模型截图如下所示。

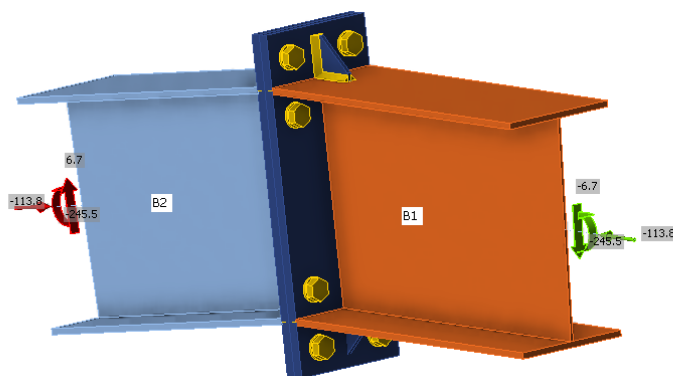


图1 模型示意图



问题描述/PROBLEM

该钢梁节点的受力荷载类似压弯构件，查看螺栓的内力分布发现内侧螺栓内力为 129.3KN，外侧螺栓的内力为 116.2KN，内侧螺栓的受力比外侧的螺栓的受力大。一般来说应该是外侧螺栓的内力比内侧螺栓大才是合理的，这是为何？

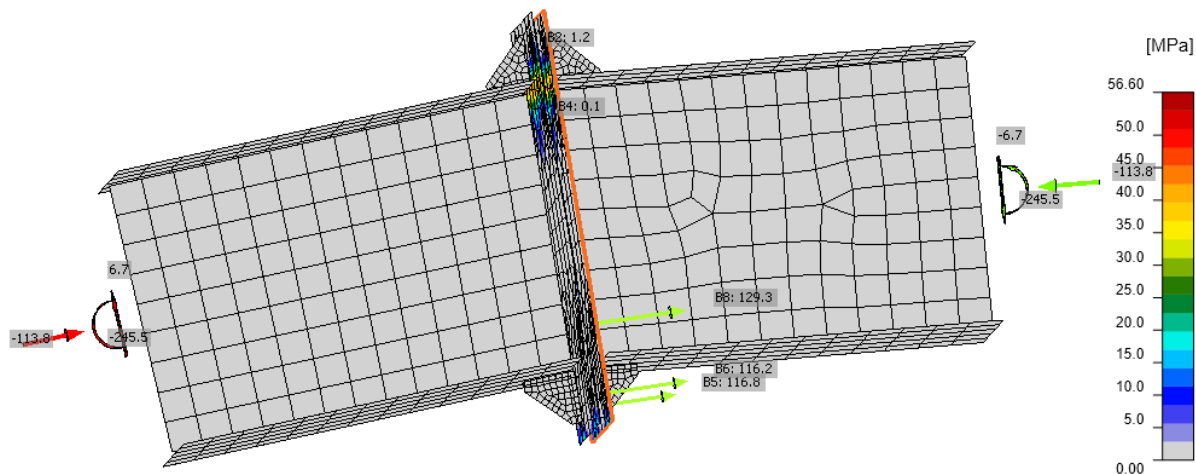


图2 螺栓内力分布



解决办法/SOLUTION

其原因为外侧螺栓区域的板件刚度相对较小，相对变形更大。

查看模型可以看到，外侧螺栓做了三角形加劲，但是该加劲对螺栓相邻区域的刚度增强有限。虽然外侧螺栓距离截面的

返回
目录页

中性轴的距离更大，理论上外侧螺栓承受的轴向力应该更大。但是相对于内侧螺栓周围区域，外侧的螺栓周围区域的刚度更小。在外荷载作用下，外侧螺栓附件的板件区域的变形更大，内侧板件区域的变形更小，因此内侧板件的螺栓轴力更大一些。

这里可以将外侧螺栓周围的三角形加劲做一些加强，如图 3 加大三角形加劲尺寸，或是如图 4 布置双排三角形加劲。此时外侧板件区域的相对刚度将变大。调整后，内侧的螺栓和外侧螺栓的轴力分布如下图所示，内侧螺栓的轴力为 134kN 左右，外侧螺栓的轴力为 141 左右，与预期相符。

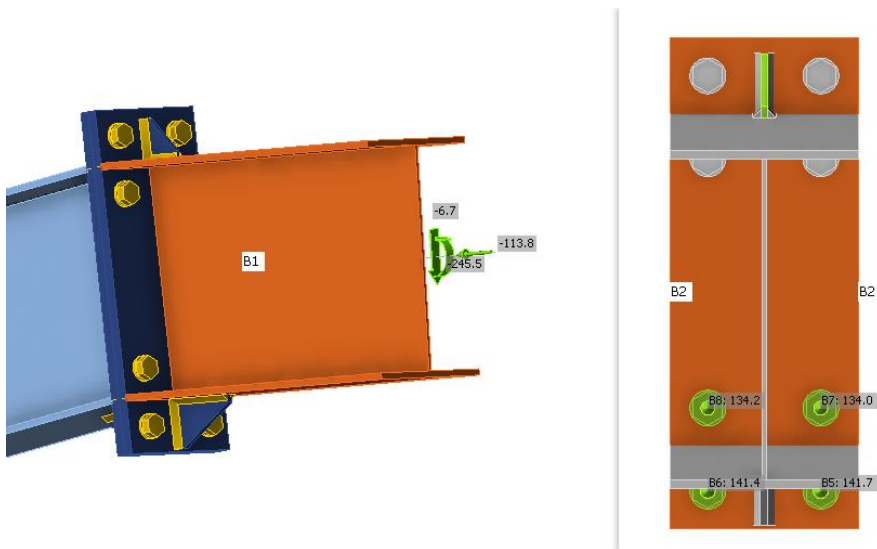


图 3 加大三角形加劲尺寸-螺栓内力分布

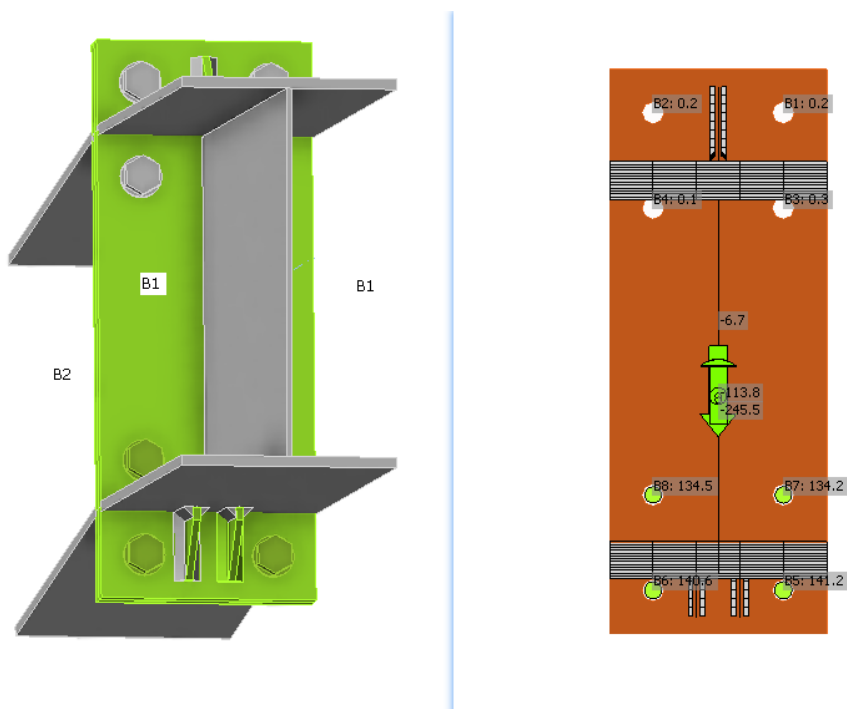


图 4 布置双排三角形加劲-螺栓内力分布

填方边坡中出现的局部土体破坏

本案例的模型为一填方边坡模型。主要展示计算过程中由于局部土体破坏导致的“土体倒塌”错误的解决办法。



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 2D CE V24



模型简介/MODEL

模型宽高为 $110 \times 60\text{m}$ ，地基土自上而下分为两层，边坡采用阶梯回填的方式，共分为三级，第一级采用 H 型抗滑桩进行支护，第二、三级采用土工格栅加固，抗滑桩和土工格栅分别采用板单元和土工格栅单元进行模拟，各土层使用摩尔-库伦模型模拟。

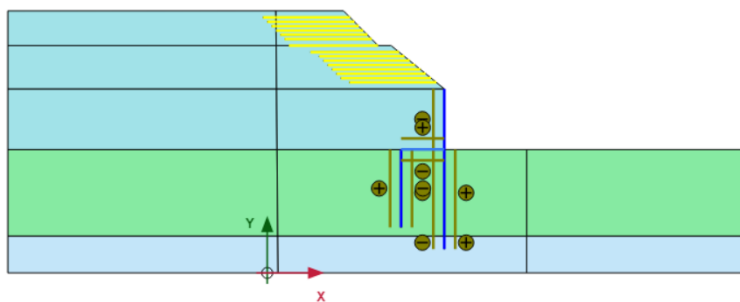


图 1 模型示意图



问题描述/PROBLEM

在进行第一级土层回填时，出现“土体倒塌”的错误提示。

上次计算的日志信息

土体似乎要倒塌。请核对输出结果。[错误代码: 101]

图 2 错误提示



解决办法/SOLUTION

对于“土体倒塌”错误，首先应预览当前计算步的结果，考虑很可能是土体的破坏行为引起的计算无法收敛。

检查土体的塑性应力点分布图（图 3），发现在第二排桩和土层顶部出现了一个贯通的剪切破坏带，此外，在第一排桩和回填土接触的位置也局部分布着剪切破坏点和拉伸截断点。

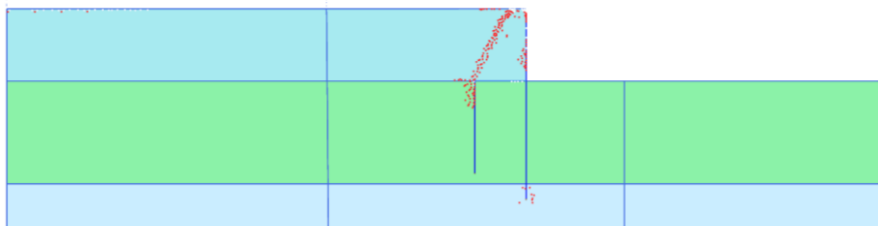


图 3 塑性应力点分布图

回填土内部虽然出现了贯通的剪切破坏带，但由于回填土右侧被抗滑桩（板单元）约束，该剪切破坏带不会导致边坡出现整体的滑移，也就是说，破坏只是局部的。如何让程序尝试忽略局部的破坏呢？

PLAXIS 在计算过程中包含自动的步长调整机制，在某个分析阶段的计算中，如果默认的步长无法使该计算步收敛，程序会自动调整步长值，即调整该计算步所施加的荷载值重新计算。默认情况下，如果连续 5 个计算步必须通过调整步长（降低该计算步施加的载荷）才能使该计算步收敛，则程序假定该分析阶段无法收敛并停止计算。

数值控制参数	
求解器类型	Picos (多核迭代)
使用的最大内核数	256
存储的最大步数	1
对结果文件使用压缩	☐
使用默认迭代参数	☒
最大步数	1000
容许误差	0.01000
最大卸载步数	5
每个步骤最大荷载系数	0.5000
超松弛因子	1.200
最大迭代步数	60
需要的最小迭代数	6
需要的最大迭代数	15
弧长控制型	打开
使用子空间加速器	☐
子空间大小	3
使用行搜索	☐
使用逐步误差减小法	☐

图 4 塑性应力点分布图

涉及到“最大卸载步数”值的一个典型情况是局部破坏问题。提高最大卸载步数，可以让程序尝试忽略局部破坏引起的模型不收敛问题。在本模型中，调整“最大卸载步数”到 50 步，程序顺利完成该分析阶段的计算。计算完成后的边坡回填位移云图如图 5 所示。

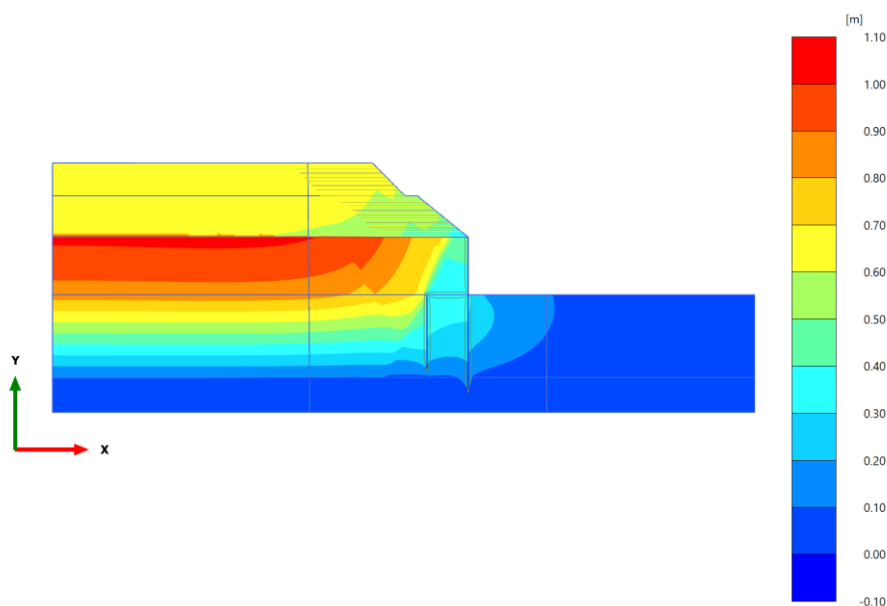


图 5 优化后的填方边坡总位移云图

返回
目录页

编写: 郭晓通

47

隧道与深基坑开挖过程中的收敛困难

本案例主要展示某隧道与基坑开挖分析模型中出现的“PICOS 错误，收敛缓慢”提示的原因与解决办法。



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V24



模型简介/MODEL

如图 1 所示，模型中长 250m，宽 200m，土层厚度为 35m。右侧为拟建隧道，衬砌使用板单元模拟，板单元上添加界面单元模拟土-衬砌接触，此外，隧道上添加了面收缩模拟地层损失，添加了掌子面荷载模拟开挖过程中盾构机的推力。左侧为后开挖的深基坑，基坑支护采用排桩+斜桩撑+放坡的方式，放坡的坡面喷射混凝土面层进行护坡，排桩采用嵌入式梁单元模拟，混凝土面层采用板单元模拟，倾桩撑采用嵌入式梁单元模拟。

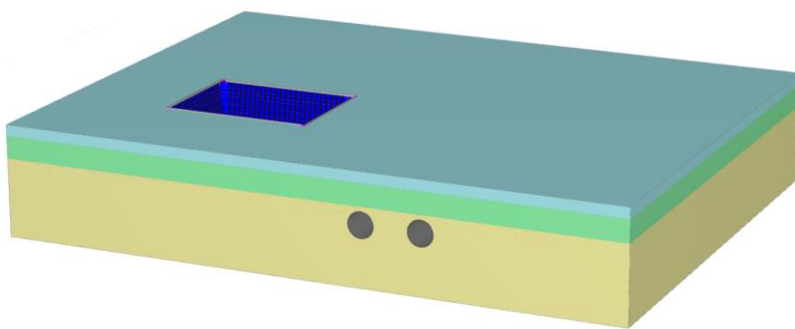


图 1 几何模型示意图



问题描述/PROBLEM

如图 2 所示，基坑开挖计算时，出现 Picos 求解错误的提示。

上次计算的日志信息

Picos 求解器: 解法有误, 收敛缓慢。[错误代码: 204]

图 2 错误提示



解决办法/SOLUTION

“Picos 求解器: 解法有误，收敛缓慢”提示的常见错误原因包括：1、畸形的网格单元；2、材料刚度差异过大（大于 10 的 7 次方）；3、不正确的结构单元连接。

在该模型中，前两种情况不大可能出现，考虑模型中存在结构连接错误。隧道部分的结构单元主要包括了板单元和界面单元，经检查，不存在问题。基坑部分的结构单元如图 3 所示。发现模型的基坑部分结构单元的使用上存在较为明显的问题。

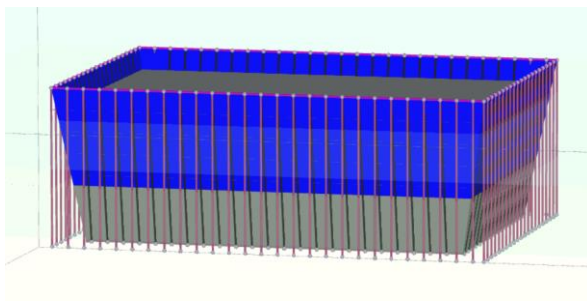


图3 模拟基坑支护的结构单元

对于斜桩撑来说，采用嵌入式梁单元模拟，嵌入式梁单元的连接方式是梁侧和梁底通过弹簧与实体单元进行连接，仅在梁顶部可以定义与结构单元之间的连接，所以图2中嵌入式梁单元与板单元重叠连接的方式是明显错误的。为了避免该问题，喷射的混凝土面层可以不模拟或采用实体单元模拟，推荐不进行模拟，因为混凝土面层更多地作用是防止局部的塌块，对基坑边坡的整体稳定性影响很小。

此外，模拟3D排桩，如果不需要特别地考虑土拱效应，建议使用板单元模拟，采用刚度等效方法计算等效的板厚度。优化后的基坑结构单元部分如图4所示。经计算得到的隧道与基坑位移云图如图5所示。

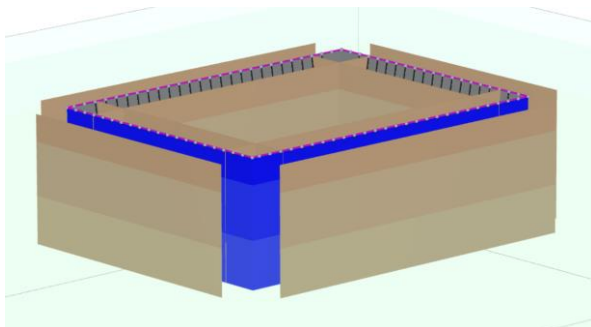


图4 优化后的结构单元

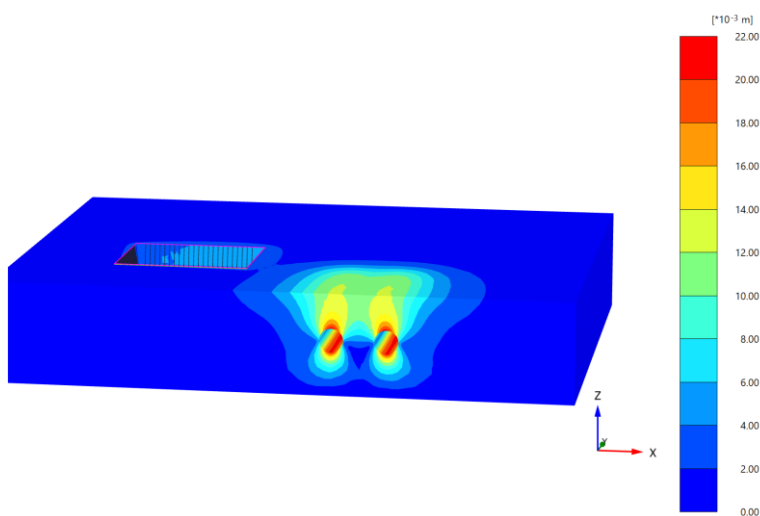


图5 计算得到的隧道与基坑位移云图

码头施工过程中的土体倒塌问题

本案例的模型为一码头分析模型。主要展示计算过程中出现的“土体倒塌”错误的解决办法。



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V24



模型简介/MODEL

模型长宽分别为 $300 \times 20\text{m}$ ，地基土自上而下分为 16 层。码头的桩基础采用嵌入式梁单元模拟，承台采用板单元模拟，框架梁采用梁单元模拟，码头整个施工过程包括基槽开挖、接岸结构施工、码头上部结构施工等。

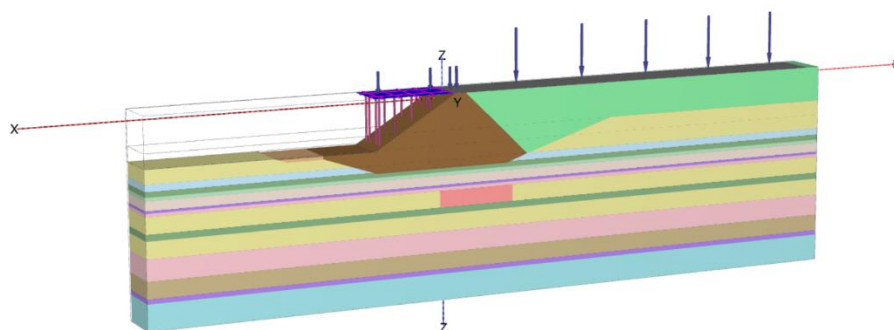


图 1 模型示意图



问题描述/PROBLEM

在进行接岸结构回填时，出现“土体倒塌”的错误提示。

上次计算的日志信息

土体似乎要倒塌。请核对输出结果。[错误代码: 101]

图 2 错误提示



解决办法/SOLUTION

对于“土体倒塌”错误，首先应预览当前计算步的结果，查看剪切破坏点和拉伸截断点的位置。

检查土体的塑性应力点分布图（图 3），发现剪切破坏点主要集中在岸坡的坡顶位置和坡前的桩周土位置，此外，在桩周土位置零星分布着拉伸截断点。

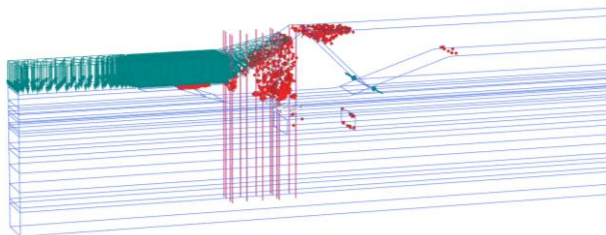


图 3 塑性应力点分布图

接下来分析桩周土剪切破坏的原因，以岸坡上的土体为研究对象，该部分土体主要受到自重、坡后土体的推力、坡上桩

基础的剪力等三个力作用，根据塑性应力点的分布形态，这部分土体达到极限抗剪强度不像是由坡后土体的推力导致的，因为如果是推力导致的，塑性应力点往往近似位于一个较为完整的滑弧上，而不是呈现竖向向分布的状态。所以，考虑导致桩周土的破坏是桩对于土的剪力导致的。

检查用于模拟桩基础的嵌入式梁单元材料参数，发现其极限侧摩阻力分布方式选择的是“多段线性”，极限的侧摩阻力达到了 2400kN/m ，也就是说，单位长度的桩-土的弹簧切向应力达到 2400kN 时，才认为桩-土弹簧会失效。如果在嵌入式梁材料中高估了该极限侧摩阻力，会导致土体受到比实际情况更高的来自桩-土接触弹簧的力，进而可能导致土体剪切破坏。

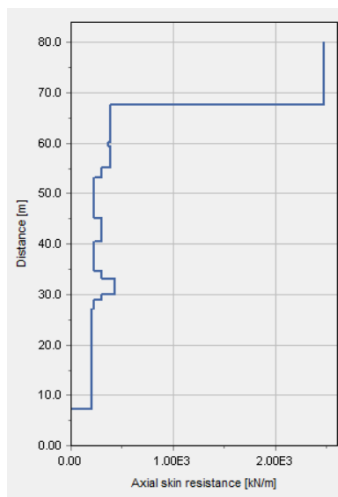


图 4 嵌入式梁单元极限侧摩阻力分布

为了让该模型达到桩侧的极限摩阻力与土极限抗剪强度的平衡，在嵌入式梁单元的材料参数中，将轴向侧摩阻力的计算方式改为“土层相关”，即根据桩周土的极限抗剪强度来计算桩的侧摩阻力。

修改完成后，桩周土的剪切破坏点数量明显减少，模型顺利完成计算。计算得到的码头施工过程中土体的位移云图如图 5 所示。

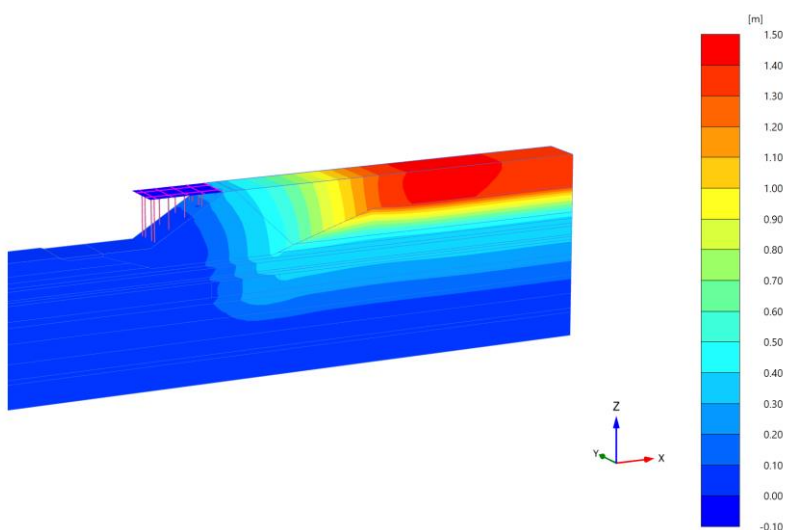


图 5 码头施工过程中土体的位移云图

SAP2000 中文版 26.2.0 新增及改进功能

分析功能

- 在考虑大位移效应的计算模型中，程序可以通过连接属性中的 **P-Delta** 参数控制连接单元的局部轴旋转。该功能适用于几何非线性选项为“P-Delta 和大位移”的非线性静力分析、非线性直接积分法的时程分析以及阶段施工分析。

设计功能

- 新增基于欧标 EN 1993-1-1:2022 的钢框架设计功能
- 基于欧标 Eurocode 2-2004 的混凝土壳设计功能新增设计需求和设计首选项

数据库表格

- 新增关于楼板振动分析的输入输出表格

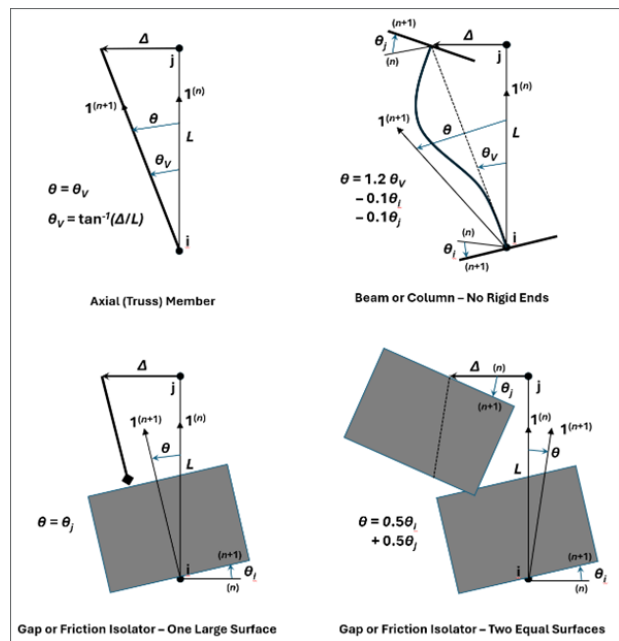
技术文档

- 更新后的 **CSI 分析参考手册** 新增之前仅在帮助文档中介绍的部分功能，同时改进了 **PDF 文档** 内容的排版和搜索功能。

中文版相关功能改进

- 修复了无侧移框架柱，端弯矩和横向荷载同时作用时，等效弯矩系数 **Beta_{mx}** 的取值问题。
- 修复了弯矩作用平面外有支承的构件，端弯矩和横向荷载同时作用时，等效弯矩系数 **Beta_{tx}** 的取值问题。
- 修复了单轴对称压弯构件的平面外稳定验算的问题。
- 修复了对悬臂梁的判断，使双轴对称工字形悬臂梁的整体稳定系数取值无误。
- 更新中文版 **CSI 分析参考手册 CSiRefer_cn.pdf**
- 修复国标型钢数据库中倒角数据丢失的问题
- 优化中文版 **SAP2000** 的汉化界面

[点击了解更多功能特性](#)

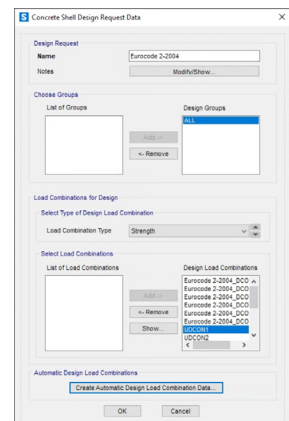


Interactive Database Editing - Floor Vibration Excitation Sets

Name	Type	Epoint	Rpoint	Function	ModalCase	Damping	LastFreq Cyc/sec
Backspan	Walking	28	28	UNIFSS	MODAL	0.05	2.0000E+01
Cantilever	Walking	65	65	UNIFSS	MODAL	0.05	2.0000E+01

Floor Vibration - Walking Excitations

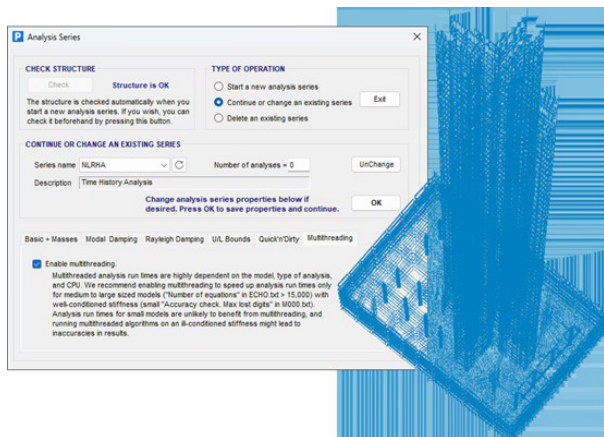
Name	Method	Analysis Type	Epoint	Rpoint	DomFreq Cyc/sec	MaxFRF Unitless	MaxPSA Unitless	ComfLimit Unitless	DCRatio Unitless
Backspan	AISC Steel Desi...	Low Freq.	28	28	8.67812233...	0.044477	0.328849	0.542383	0.606304
Backspan	AISC Steel Desi...	High Freq.	28	28	11.1269732...	0.056925	0.277304	0.695436	0.398748
Cantilever	AISC Steel Desi...	Low Freq.	65	65	4.73073791...	0.036365	0.361511	0.5	0.723021
Cantilever	AISC Steel Desi...	High Freq.	65	65	16.3036622...	0.037076	0.248127	1.018979	0.243506



PERFORM-3D V10.1.0 新增及改进功能

分析功能

- 通过采用多线程技术，对某些内部操作进行并行处理，提高分析引擎的速度：
 - 在分析序列的设置中，可以独立选择是否为每个分析序列启用多线程
 - 启用多线程后，分析过程能够利用单核 CPU 上的所有物理核心和混合核 CPU 上的所有高性能核心。任务调度程序会平均分配可用核心，以支持多个同时运行的分析序列
 - 线程技术特别适合于那些刚度高、规模较大的模型



应用程序接口 API

- Perform3D 新增 API，具备以下功能：
 - 可以添加或删除节点（Nodes），并设定这些节点的质量、约束条件
 - 能够添加或删除单元组（Element groups），增加或删除单元，以及修改单元属性
 - 可以读取现有组件的属性，并添加新的组件属性，涵盖所有弹性组件（Elastic Components）、截面（Cross Sections）、复合组件（Compound Components），以及大部分材料（Materials）和塑性组件（Inelastic Components）
 - 能够读取节点、单元和组件的分析结果数据

报告输出

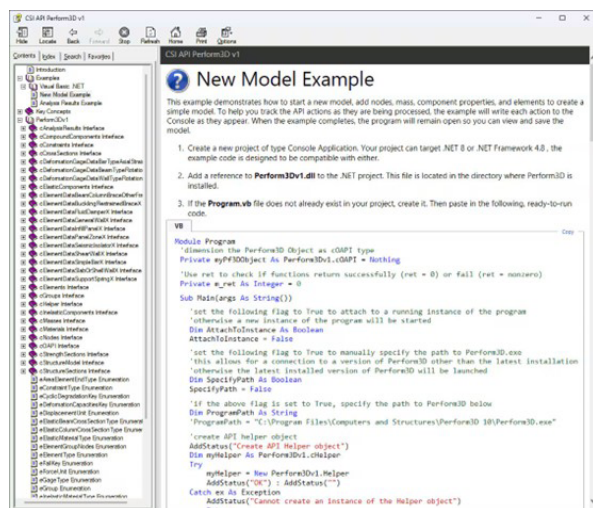
- 新增实时报告功能，能够创建包含整理好的响应数据和图像的一个或多个报告：
 - 响应数据来源于数据库中的表格
 - 用户可以从模型的图表或显示中截取图像，将其纳入报告。此功能支持程序中的大多数图表和显示类型，例如模态形状、变形形状等
 - 当重新进行分析时，报告内容将自动更新
 - 报告可以在程序内直接查看、打印，或者导出为 PDF 或 Microsoft Word 格式

数据库表格

- Perform3D 的数据库表已扩展，纳入了节点、单元和组件属性的数据。新增交互式数据库编辑功能，用户可以直接通过数据库表来编辑尚未进行过分析的模型。此编辑功能支持：
 - 节点数据的编辑，包括节点的添加、删除、移动以及支撑条件的设定
 - 单元数据的编辑，包括单元的增删以及属性和方向设置
 - 组件属性数据的编辑，包括对所有材料（Materials）、弹性组件（Elastic Components）、截面（Cross Sections）、强度截面（Strength Sections）、复合组件（Compound Components）以及大多数塑性组件（Inelastic Components）的属性进行添加、删除或修改

云登录许可

- 推出云登录许可（Cloud Sign-in licensing）
 - 可通过安全的用户凭证登录 CSI 软件，无需再使用激活码
 - 只要有互联网，就能随时随地使用许可
 - 可以创建许可证组，管理哪些人可以使用您的许可证
 - 可以远程结束正在使用的许可



[点击了解更多功能特性](#)

ETABS 中文版 22.5.1 新增及改进功能

结构模型

- 定义面弹簧属性功能进一步增强，现在允许直接指定弹簧的非线性属性，而无需定义连接单元。

钢结构设计

- 新增基于加拿大规范 CSA S16:2024 的钢框架设计功能。

组合梁设计

- 新增基于加拿大规范 CSA S16:2024 的组合梁设计功能。
- 新增基于加拿大规范 CSA S16:2024 的组合柱设计功能。

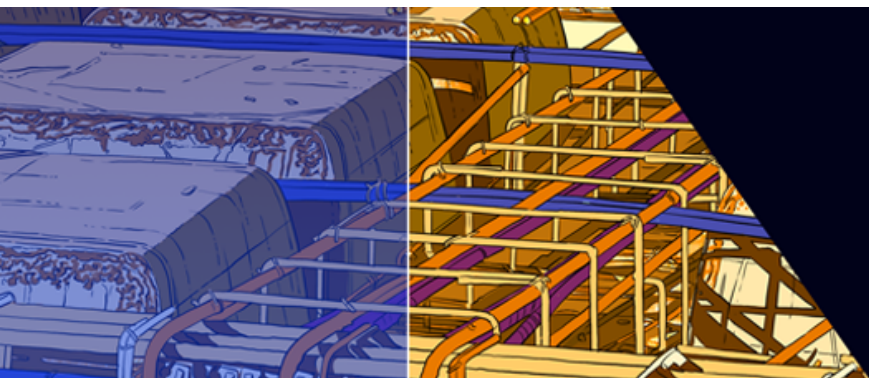
加载功能

- 新增基于澳大利亚规范 AS 1170.4-2024 的自动地震荷载和反应谱函数。
- 基于加拿大规范 NBCC 2020 的反应谱函数定义进一步完善，用户可以通过基于对数 - 对数插值（Log-Log Interpolation）的方法，细化时间步长来计算中间时刻的加速度。具体可参考 NBCC 2020 规范中 A.4.1.8.4.(6) 节的说明。

用户界面

- 对话框的位置设置功能进一步增强，悬浮对话框可以在单屏或多屏环境下定位到相对于主应用窗口的任意位置。悬浮对话框将在上次所在的屏幕上弹出。

[点击了解更多功能特性](#)



SAFE[®] 中文版
ANALYSIS AND DESIGN OF FLOOR SYSTEMS
新增及改进功能

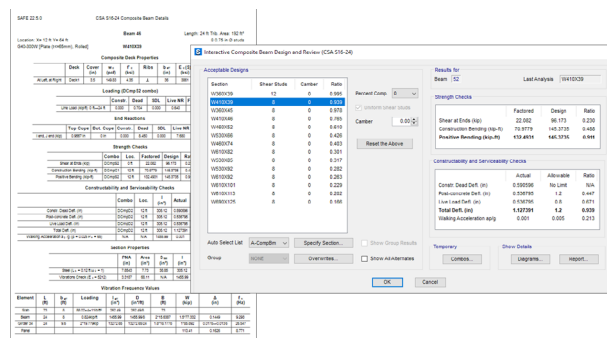
SAFE 中文版 22.5.1 新增及改进功能

结构模型

- 定义面弹簧属性时可以输入沿局部 1 轴和 2 轴方向的弹簧刚度，之前仅能指定沿局部 3 轴的刚度。

设计功能

- 新增基于加拿大规范 CSA S16:2024 的组合梁设计功能。



返回
目录页

[点击了解更多功能特性](#)

CSiBridge 中文版 26.2.0 新增及改进功能

分析功能

- 在考虑大位移效应的计算模型中，程序可以通过连接属性中的 P-Delta 参数控制连接单元的局部轴旋转。该功能适用于几何非线性选项为“P-Delta 和大位移”的非线性静力分析、非线性直接积分法的时程分析以及阶段施工分析。

桥梁设计与评估

- 新增 2024 年加州交通局（Caltrans）对 AASHTO LRFD 桥梁设计的修订条例
- 新增基于国际住宅规范 IRC 112-2020 的混凝土桥梁上部结构设计以及基于 IRC 6-2017 的荷载组合
- 新增基于欧标的混凝土 T 梁桥上部结构设计
- 新增基于欧标的桥梁下部结构立柱的强度校核计算报告

技术文档

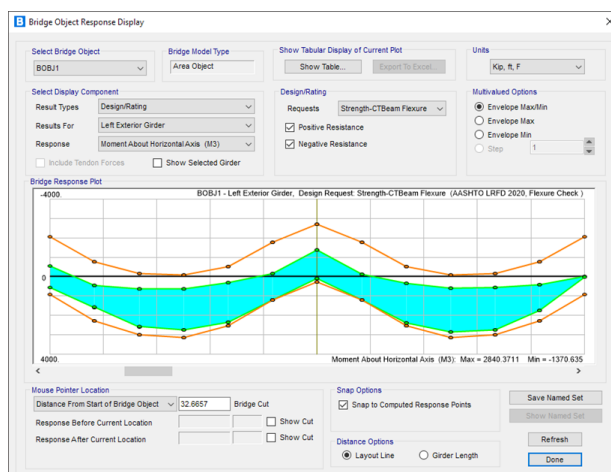
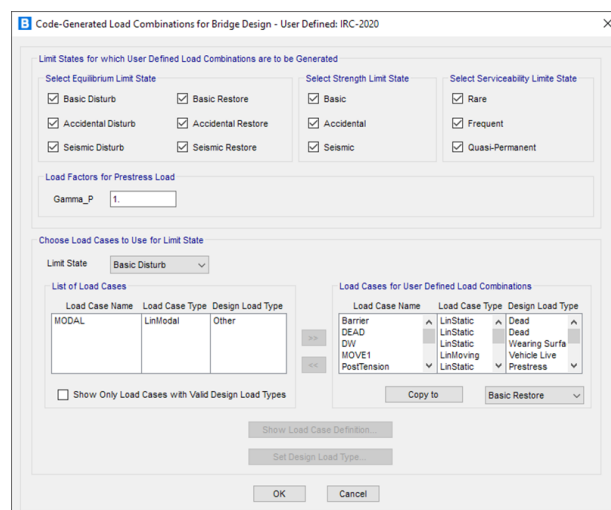
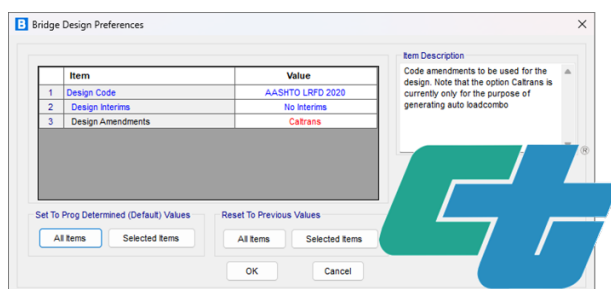
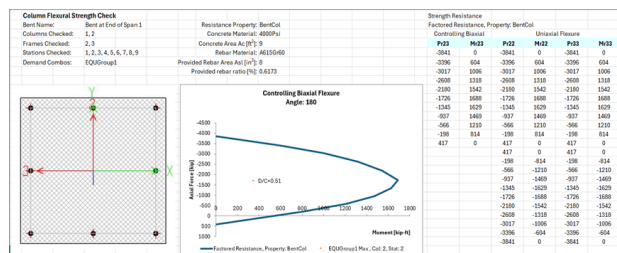
- 更新后的 CSI 分析参考手册新增之前仅在帮助文档中介绍的部分功能，同时改进了 PDF 文档内容的排版和搜索功能。

桥梁建模器

- 桥梁布局线新增非等长回旋线和单个回旋线的高速公路曲线线形

中文版相关功能改进

- 更新中文版 CSI 分析参考手册 CSiRefer_cn.pdf
- 修复国标型钢数据库中倒角数据丢失的问题
- 优化中文版 CSiBridge 的汉化界面



点击了解更多功能特性

返回目录页

CiSDesignCenter 2.2.3 新增及改进功能

功能改进

- 增加针对 ETABS V22.4 的支持
- 减震报告中增加减震率计算
- 隔震模块和减震模块增加“显示超限信息”选项，便于用户查找超限构件并进行修改
- 隔震模块优化隔震支座编号规则，布置支座后，自动按照从左到右、从下到上的规则编号
- 隔震模块增加同一支墩下，布置两个隔震支座选项
- 选波模块中允许用户建立自定义波库，用户导入的地震波库将保存在软件安装目录下，打开其它项目时可以继续使用
- 增加图形显示指标结果的内容
- 增加指标结果导出至 excel 的功能
- 增加定义消能部件时，实时从 ETABS 中更新连接部件截面的功能。

- 节点加速度输出时增加楼层号。
- 软件 bug 修复：
 - 修复读取 YJK 新版本文件报错问题
 - 修复读取 PKPM 新版本文件报错问题
 - 修复读取 ETABS 模型存在点弹簧时报错问题
 - 修复隔震模型修改地震影响系数后不起作用问题
 - 修复弹塑性模型转换时对组合梁（型钢混凝土梁、钢管混凝土梁等）配筋和铰类型有误的问题，新版组合梁转换为 SD 截面、并布置纤维铰
 - 优化弹塑性模型转换时带端柱剪力墙的配筋写入，新版边缘构件配筋均配置在端柱内，墙肢采用均匀配筋

[点击了解更多功能特性](#)



WindPower
智慧风基

致力于风电设计的领跑者

新增及改进功能

WindPowerV2.2.6 新增及改进功能

- 增加预应力锚栓锚压计算结果表格的数据输出
- 增加桩基础承载力验算结果表格的数据输出
- 优化混塔基础牛腿钢筋选筋计算
- 修复软弱下卧层 Fak 取值问题
- 修复桩基础水平承载力地震工况下的取值问题
- 修复图形显示 bug
- 修复了基础底板径向钢筋面积计算及显示 bug

7 承载力验算

荷载工况	计算项	计算值(kN)	限值(kN)	是否满足
正常工况	平均压力	1158.781	2231.753	满足
	最大压力	1631.767	2231.753	满足
	水平力	20.29	218.204	满足
	抗拔桩	/	/	/
极端工况	平均压力	1159.429	2231.753	满足
	最大压力	2001.47	2231.753	满足
	水平力	35.545	218.204	满足
	抗拔桩	/	/	/
多遇地震工况	平均压力	1159.497	2198.054	满足
	最大压力	1677.415	2198.054	满足
	水平力	22.216	223.545	满足
	抗拔桩	/	/	/

[点击了解更多功能特性](#)

返回
目录页



喜报 | 筑信达再获“国家高新技术企业”认证

根据全国高新技术企业认定管理工作领导小组办公室发布的《对北京市认定机构 2024 年认定报备的第四批高新技术企业进行备案的公示》，**北京筑信达工程咨询有限公司**凭借卓越的科技创新能力与核心技术优势，成功通过 2024 年国家“高新技术企业”认定！这是对筑信达在土木工程信息技术领域持续深耕与创新成果的权威认可。

“高新技术企业”是国家为扶持和鼓励科技型企业创新发展而设立的重要资质，从核心自主知识产权、科技成果转化能力、研发组织管理水平等多个维度进行严格评审。获此认证的企业不仅是行业技术创新的标杆，更代表着国家科技战略发展的中坚力量。



作为土木工程信息化领域的先行者，筑信达始终“技术驱动行业变革”为使命，展现出多项行业领先优势。

- 打造覆盖多领域的专业软件平台：建筑设计（CiSDesignCenter）、电力（CiSGTCAD）、石油石化（CiSOpenSteel）、结构工程师工具（CiSApps 系列）等，全面赋能工程设计效率提升。
- 携手国际知名企业（CSI、IDEA StatiCa、Bentley 等）促进本地化应用研发，深化 SAP2000 中文版、ETABS 中文版、SAFE 中文版、IDEA Steel 中文版等国际顶尖软件，推动中国设计与国际标准接轨。
- 拥有 ISO 9001 认证、北京市“专精特新”中小企业等资质，研发团队持续攻关 BIM、智慧风电（Wind Power）、欧美标施工图设计等前沿技术。
- 从软件研发、工程咨询到定制化开发与培训，为客户提供覆盖项目全生命周期的解决方案。

此次获评“高新技术企业”，既是对筑信达技术研发实力的高度认可，更是我们持续深耕工程软件领域的强大动力。

供稿：王蓉

返回
目录页



欧标结构设计培训班（广州站）圆满落幕

2025年3月27-28日，由广州倍益软件技术有限公司与北京筑信达公司联合主办的“欧洲规范（Eurocode）结构与软件应用技术培训班”在广州顺利举行，圆满收官。本次培训班吸引了来自建筑设计院、工程咨询公司、施工单位以及高校等 20 余家单位的 40 余名工程师踊跃参与，共同聚焦欧洲规范在结构设计中的应用与实践。

欧标培训班是筑信达继成功举办美标培训班之后推出的又一重磅课程。自 2024 年起，欧标培训班已先后在北京、上海、武汉等多地成功举办，积累了丰富的教学经验和良好的口碑。在“一带一路”倡议持续推进的大背景下，越来越多中国工程设计企业积极拓展海外市场，对国际标准相关技术能力建设的需求日益迫切。本次培训班旨在帮助广大结构工程师深入学习和熟练掌握 CSI 系列软件在欧标结构设计中的应用，推动欧洲规范设计理念在中国的实际应用，进一步提升行业整体技术竞争力。

培训班课程紧密围绕欧洲规范的核心设计逻辑精心设置，全面覆盖钢结构、混凝土结构以及钢结构节点设计等关键领域。培训采用理论讲解与 SAP2000、ETABS、IDEA 等软件实操深度融合的教学模式，让学员在掌握理论知识的同时，通过实际操作系统掌握欧标荷载组合、节点分析以及详细结果解读等关键技术，真正做到学以致用，为实际工作提供有力支持。

本次培训邀请到北京筑信达的资深技术专家授课。技术工程师郑翔结合中泰铁路等亲身参与的项目案例，对欧标规范条文进行了深入浅出的解析，帮助学员深刻理解规范背后的原理和应用要点。技术总监吴文博则聚焦软件操作中的难点问题，通过现场演示，详细展示了欧标在 CSI 等软件中的实现过程，并针对常见问题提出了切实可行的解决方案，让学员在软件操作上更加得心应手。

培训班课程紧密围绕欧洲规范的核心设计逻辑精心设置，全面覆盖钢结构、混凝土结构以及钢结构节点设计等关键领域。培训采用理论讲解与 SAP2000、ETABS、IDEA 等软件实操深度融合的教学模式，让学员在掌握理论知识的同时，通过实际操作系统掌握欧标荷载组合、节点分析以及详细结果解读等关键技术，真正做到学以致用，为实际工作提供有力支持。

学员反馈

- 内容完善，结构清晰，对新的软件有了初步的功能性认识。
——中交四航院 - 王工
- 课程安排合理，讲解清晰操作演示细致。
——中交四航局港湾工程设计院有限公司 - 谭工
- 培训老师用心准备，讲解细致。建议增加简单结构的全流程设计和基础设计。
——中国能源建设集团广东省电力设计研究院有限公司 - 黄工
- 每位培训老师都很专业，希望增加还有国外审查一般要求的介绍和地勘参数的选择。
——中国轻工业南宁设计工程有限公司 - 杨工
- 非常不错！希望培训时间多几天，内容更详细些就再好不过啦！
——安泰新能源科技 - 高工



供稿：田茂金

返回
目录页

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!

你是我的菜



CiBRIDGE
SAP2000
ETABS
SAFE
PERFORM3D
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