

PLAXIS Monopile Designer

Offshore Foundation Design Software

- PISA 项目与海上风电单桩基础设计程序 PLAXIS Monopile Designer
- 钢结构构件稳定设计的全新解决方案 IDEA Member
- ETABS 钢筋混凝土梁默认弯矩较验证算例
- CiSDesignCenter 隔震层参数等效线性化计算例证
- 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

责任编辑：张志国、吴文博

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

北方区

北京华思维泰克科技有限公司

联系人：王博

手机：159 1060 8694

华东区

上海江图信息科技有限公司

联系人：薛平

手机：137 0172 6345

华南区

广州信益软件技术有限公司

联系人：田茂金

手机：137 6071 9009

华中区

武汉百思通科技有限公司

联系人：叶亮

手机：139 9561 6575

西南区

金橡果科技成都有限公司

联系人：刘宇

手机：185 1282 0985

目录

Content

— 专题文章 —



PISA 项目与海上风电单桩基础设计
 程序 PLAXIS Monopile Designer

1



钢结构构件稳定设计的全新解决方案
 IDEA Member

10



ETABS 钢筋混凝土梁默认弯矩较验证算例
 ETABS 钢筋混凝土柱默认PMM 较验证算例

14

18



CiSDesignCenter
 隔震层参数等效线性化计算例证

23

— 工程应用常见问题案例解析 —

柔性光伏支架施加索力的问题

28

结构周期异常的检查

30

阶段施工分析中膜单元面荷载丢失

33

阶段施工分析内力异常

35

未网格剖分导致地震作用偏小

37

插入点刚度对楼板挠度的影响

39

单层框架 TMD 减振分析

41

双线地下隧道的外水压力模拟

43

地下油罐圆形基坑开挖计算不收敛

45

岩质边坡分析时无法获得稳定的安全系数

47

2D 基坑模型初始应力及降水的合理设置

49

地基沉降分析模型几何精确性的影响及修正

51

新版发布

53

活动报道

56

征稿启事

60



PISA 项目与海上风电单桩基础设计程序 PLAXIS Monopile Designer

筑信达 郭晓通

随着设备技术的逐步成熟，开发经验的不断积累，国内海上风电开发逐步进入了加速期。海上有丰富的风能资源和广阔平坦的区域使得近海风力发电技术成为近年来研究和应用的热点。目前海上风电机组基础结构有重力式、单桩结构、三角架结构、导管架结构和浮式结构等，其中单桩结构是目前海上风电场应用最多的一种结构^[1]。

对于海上风电单桩基础在水平荷载作用下的桩-土响应分析。目前主要的方法包括 P-Y 曲线法，有限元法等，但各自有其缺点：P-Y 曲线法对于长径比（L/D）较小的大直径单桩适用性较差，结果过于保守；完全的有限元法由于效率较低，不适合多次迭代，可以做验证，但不适合做设计。

PISA 联合工业项目提出了一种面向海上风电大直径水平受力单桩的新的分析方法，PISA 的方法是一种基于铁木辛柯（Timoshenko）梁理论的一维有限元方法，可以同时满足海上风电单桩基础设计中的高精度与高效率需求。PLAXIS Monopile Designer 是基于 PISA 方法的首个商业化软件包。

1. PISA 项目及方法简介

PISA（Pile-Soil Analysis）联合工业项目是一项研究，旨在为海上风电单桩基础开发新的设计程序。这项研究由牛津大学、伦敦帝国理工学院和都柏林大学学院组成的学术工作组开展，并与一系列企业合作伙伴合作进行。PISA 项目从 2013 年开始，第一阶段在 2016 年结束，通过在纯砂土和纯黏土地中进行模型试验和数值模拟，在传统 P-Y 方法的基础上，提出并验证了一种面向海上风电大直径单桩的设计方法^[2-5]。

如图 1 所示，传统的 P-Y 方法考虑桩体为细长杆件，采用欧拉-伯努利梁模型，考虑桩身受到的土体分布荷载。而 PISA 方法考虑具有一定直径的桩体，除了作用于桩身的分布荷载 p 外，当桩-土接触面发生相对位移时桩身会受到土体的分布力矩 m ；由于桩的局部旋转，桩底还会受到土体的力矩 M 和水平剪力 S 。PISA 方法的计算采用铁木辛柯（Timoshenko）梁模型，以便将桩的横向剪切变形纳入到计算中。模型中的将土反力、力矩与局部桩位移、旋转联系起来的函数被称为“土反力曲线”，包括：

- （1）分布荷载曲线。该曲线定义了桩身分布的水平荷载 p 与桩身水平位移 v 之间的关系。
- （2）分布力矩曲线。该曲线定义了桩身分布的力矩 m 与桩身转角 θ 之间的关系。
- （3）基底剪力曲线。该曲线定义了基底的剪力 S 与桩底水平位移之间的关系。
- （4）基底力矩曲线。该曲线定义了基底的力矩 M 与桩底转角 θ 之间的关系。

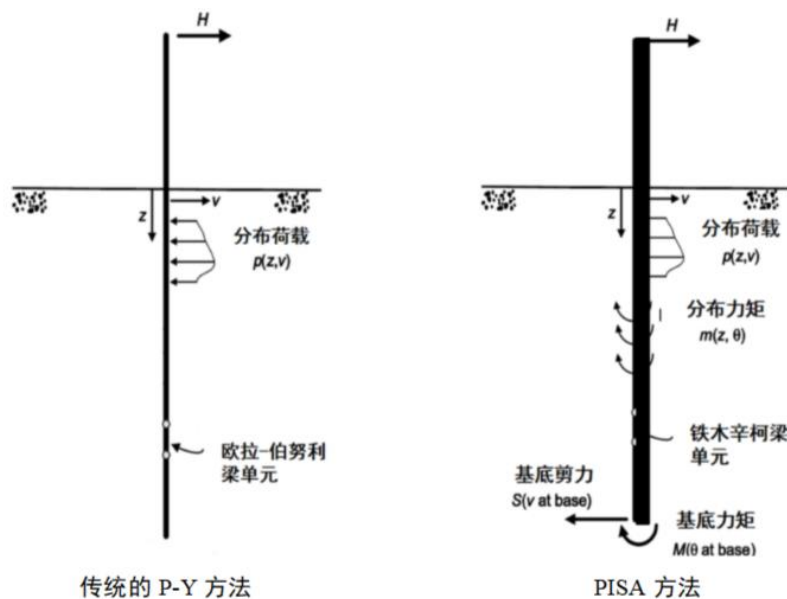


图 1 传统的 P-Y 方法与 PISA 方法的模型对比

PISA 方法的求解关键在于确定土反力曲线。然而对于特定尺寸的桩与特定场地，土反力曲线并不唯一，而是与桩平移和旋转量的相对大小等因素有关，因此有必要使用一定数量的变形模式来校准土反力曲线，这些模式代表了实际的海上风电单桩基础可能经历的变形模式。也就是说，PISA 设计模型需要在一个精心选择的设计空间内进行校准。

对于土反力曲线获取，PISA 考虑有两种主要的方法：

- 1、在特定的场地上进行多组模型试验并根据实际的监测数据提取桩体在不同变形模式下的土反力曲线，再将不同场地的土反力曲线整合形成一套参考标准，用户可以通过类似于“查表”的方式来获得相对应的土反力曲线数据；
- 2、为特定场地的桩建立三维有限元单桩模型。可从数值分析结果中提取桩/土界面应力的相关数据，用于建立场地特定的土反力曲线。

第一种方法被称作基于规范（Rule Based）的方法，PISA 项目中选取了英格兰考登（Cowden）的冰碛硬黏土地^[6]、苏格兰博什肯纳（Bothkennar）的软黏土地、法国敦刻尔克（Dunkirk）的砂土（中等密实度或密实的砂土）场地^[7]进行了多组模型试验，得到了典型场地的土反力曲线数据；第二种方法被称作基于有限元（Numerical Based）的方法，PLAXIS3D 被用于创建单桩分析模型并提取土反力曲线。

如果是不断修改单桩尺寸参数进行迭代计算，则土反力曲线还应考虑不同单桩尺寸下的数据，考虑了单桩尺寸及桩变形模式的土反力曲线经参数化归一化后可称作“深度变化函数”（DVF）。

“深度变化函数（DVF）”定义了一维设计的设计轮廓/空间，即最终的一维铁木辛柯梁计算是在该设计轮廓/空间中进行的，或者说是依赖于该深度变化函数进行校准的。所以对于 PISA 方法的单桩设计，整体流程为：

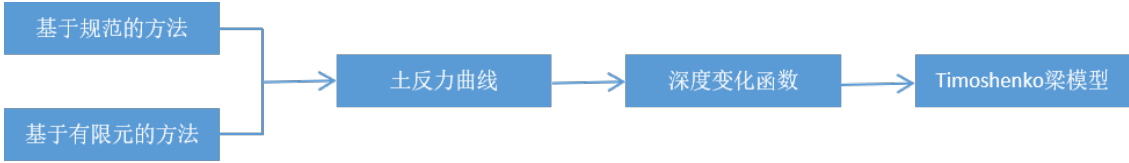


图 2 PISA 方法的设计流程

在 PISA 项目获得成功和关注后，PISA 项目在 2017 年开启了第二阶段，并在 2018 年结束。PISA2 主要是对于 PISA 方法在成层的土体中的适用性进行验证。He, Y^[8]先在均质砂土、黏土上建立三维有限元单桩模型，得到二者的土反力曲线后将曲线导入到一维设计空间中，采用两类曲线分别校准一维设计空间中对应土层的方式进行了成层中的单桩响应分析，并与完全的有限元方法结果进行了对比，证明了基于有限元的方法在砂、黏土互层条件下分析单桩响应的适用性。Byrne, B.W^[9]总结了包括考登的冰碛硬黏土、脆性硬塑性粘土（伦敦粘土）、博什肯纳软粘土、不同密度的敦刻尔克砂土及上述土层混合而成的成层土中的单桩设计方法。结果表明，均质土层中得到的土反力曲线适合于对 PISA 一维设计空间中的成层土反力进行校准。只有少数情况下需要更详细和定制的分析。

PISA2 的成果表明，对于某个砂、黏土混合的场地，主要工作在于通过规范/有限元的方法获取桩在每个典型土层的深度变化函数（DVF）。深度变化函数获取后，针对风场各机位对应的实际土层分布情况进行一维有限元计算即可。

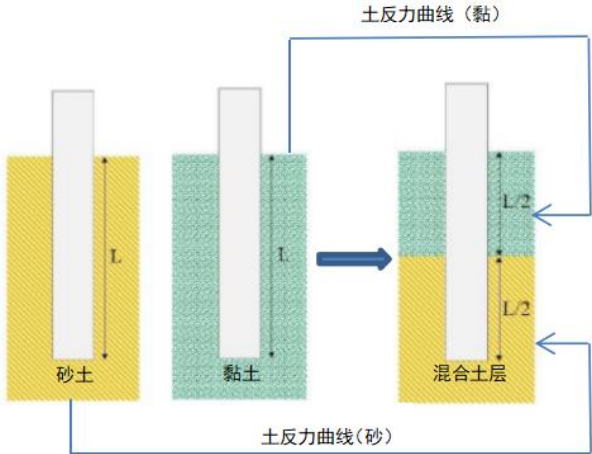


图 3 成层中的单桩设计方法



2. PLAXIS Monopile Designer 的功能特性与使用方法

2.1 总体分析流程

PLAXIS Monopile Designer 是 PLAXIS 推出的基于 PISA 成果的海上风电单桩设计程序。已得到了广泛的验证^[10-12]及在全球范围内的应用。

PLAXIS Monopile Designer 提供了基于规范的和基于有限元的两种分析方法，并提供了流程化的分析过程，二者的区别主要在于深度变化函数（DVF）的获取上。PLAXIS Monopile Designer 中包含【土体】、【校准】、【分析】、【结果】四个主要模式。使用基于规范的设计，用户可以直接从【分析】模式开始，将由“规范”提供的拟合参数创建的深度变化函数导入到一维设计空间中进行分析计算，并利用【结果】模式获取计算结果；使用基于有限元的设计，用户首先应在【土体】模式中创建当前场地的土层模型，在【校准】模式中创建多组单桩模型并自动调用 PLAXIS 3D 计算并提取对应的土反力曲线，曲线经参数化归一化后用户可进入【分析】模式中进行计算，并在【结果】模式中查询计算结果。

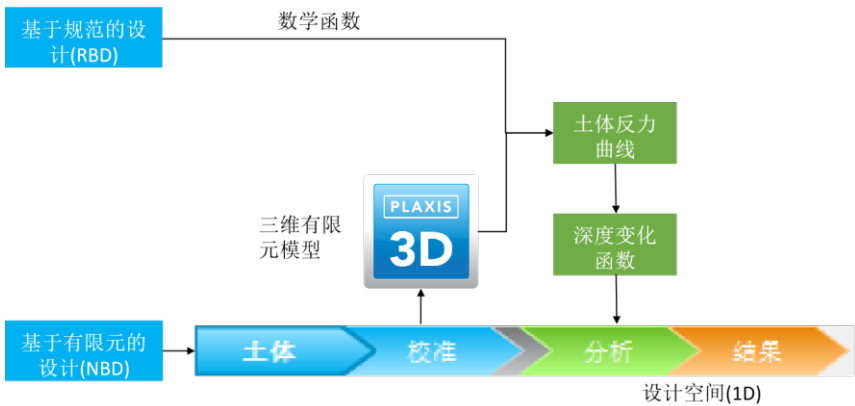


图 4 PLAXIS Monopile Designer 设计流程

2.2 深度变化函数 (DVF) 的获取——基于规范的方法

基于规范的方法定义了几种参数化、标准化的深度变化函数。程序会根据当前场地的土体参数对这些深度变化函数进行去归一化，得到半特殊化的土反力曲线。由于这种方法依赖于对深度变化函数的一般拟合而不是基于当前场地实际的土层模型进行数值校准，所以该方法的结果是一个偏近似的解，更适合应用于项目早期以快速地获取结果。

目前 PLAXIS Monopile Designer 的手册中提供了 PISA 项目中的考登硬黏土、博什肯纳软黏土、敦刻尔克砂土三个模型供用户使用。用户需根据当前场地土层特性选取指定模型并利用手册提供的标准参数表确定拟合参数，其中砂土 24 个参数，黏土 28 个参数（如图 5）。

Component	Parameter	Symbol	DVF Coefficient	Cowden till (Byrne et al., 2020 (on page 146))	Bothkennar clay (Burd et al., 2020b (on page 146))
	Curvature	n_{p1}	c4	0.939	0.7204
		n_{p2}	c5	-0.03345	-0.00268
	Ultimate reaction	p_{u1}	c6	10.7	7.743
		p_{u2}	c7	-7.101	-3.945
		p_{u3}	c8	-0.3085	-0.08456
Distributed moment, $m-\theta$	Ultimate rotation	θ_{mu}	c9	0.2042	0.2863
	Initial stiffness	k_{m1}	c10	1.42	1.698
		k_{m2}	c11	-0.09643	-0.1576
	Curvature	n_m	c12	0	0
	Ultimate moment	m_{u1}	c13	0.2899	0.4862
		m_{u2}	c14	-0.04775	-0.05674

图 5 截取的标准参数表



随后，用户需手动定义深度变化函数文件，用户可以以文本文件（ASCII 编码）的方式将数据写入文档并另存为.dvf 格式。如图 7 所示，文档内容包括：

- 1、深度变化曲线标识：统一为 PLAXIS MONOPILE DESIGNER DEPTH VARIATION FUNCTIONS;
- 2、版本号： V22 版本为 3;
- 3、参数化方程类型：统一为 conic;
- 4、材料类型： clay 或 sand;
- 5、排水类型： sand 为排水， clay 为不排水;
- 6、土层数据： 土层顶部与底部高程、浮重度 γ 、刚度参数（该层中部位置的小应变剪切模量 G_0 ）、强度参数（砂土为内摩擦角 ϕ 和剪胀角 ψ ，黏土为土层顶部与底部的不排水抗剪强度 S_u ）;
- 7、单桩数据： 包括泥面以下长度 h (m)、泥面以上长度 L (m)、外径 D (m)、壁厚 t (m)、材料杨氏模量 E (kN/m²)，桩身尺寸数据推荐至少选择 8 组，应覆盖拟设计的单桩的基本尺寸。在尺寸选取时，可以图 6 所示的图表作为选取工具，即校准用的桩身尺寸 h/L 和 L/D 应“包住”最终设计模型中的 h/L 和 L/D 。

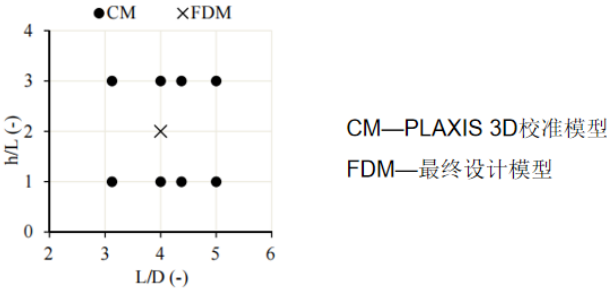


图 6 截取的标准参数表

- 8、泥面最大位移与转角：拟设计桩的实际允许位移与转角。
- 9、拟合参数：查 PLAXIS Monopile Designer 手册中 Scientific Manual 章中的 Rule Based Design 小节获得（见图 5）。
- 10、刚度截止：参数化过程中确定的初始刚度参数的最小值，防止接近泥面位置的刚度值为负。

```
# Depth variation functions flag
PLAXIS MONOPILE DESIGNER DEPTH VARIATION FUNCTIONS
# Version number
3
# Parameterisation function type
conic
# Material type
clay
# Drainage type
undrained
# Number of soil layers
4
#SoilLayer    ztop(m)    zbottom(m)    gammasubmerged(kN/m3)    G0(kN/m2)    sutop(kN/m2)    subottom(kN/m2)    K0
1            0.0        -10.0         7.5                75000.0      50.0            70.0                1.0
2           -10.0        -25.0         8.0                100000.0     80.0            95.0                1.0
3           -25.0        -40.0         9.0                120000.0    100.0           115.0               0.9
4           -40.0        -50.0        10.0               140000.0    120.0           140.0               0.8
# Number of Geometry data sets
8
#h(m)        L(m)        Dout(m)      t(m)         E(kN/m2)
25.0         15.0        5.0          0.05         210000000.0
25.0         25.0        5.0          0.05         210000000.0
100.0        15.0        5.0          0.05         210000000.0
100.0        25.0        5.0          0.05         210000000.0
25.0         21.0        7.0          0.07         210000000.0
25.0         35.0        7.0          0.07         210000000.0
100.0        21.0        7.0          0.07         210000000.0
100.0        35.0        7.0          0.07         210000000.0

# Max displacement reached at ground level (m)
1.371147902105263
# Max rotation reached at ground level (rad)
0.0984185195521575
# Fitting parameters
c1
c2
c3
...
c28
```

图 7 编写 DVF 文件（基于规范的方法）



2.3 深度变化函数 (DVF) 的获取——基于有限元的方法

基于有限元的方法允许用户根据实际的场地情况创建深度变化函数，相较于基于规范的方法，可以获得更精确的结果。

使用基于有限元的方法，用户首先应在【土体】模式下创建当前场地中的黏土/砂土模型。

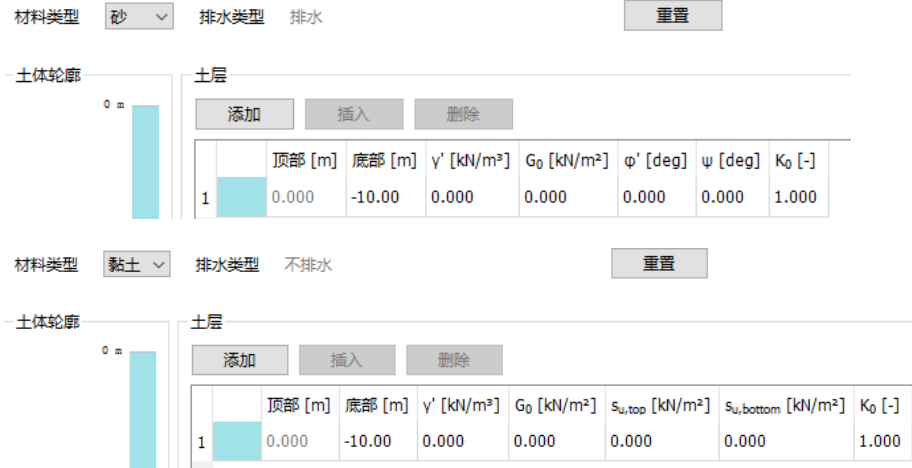


图 8 创建土层（基于有限元的方法）

砂土默认其排水类型为排水，黏土为不排水。土体参数包括：

- 1、土层范围：土层底部高程（顶部默认为 0）；
- 2、基本参数： γ' —土层浮重度；
- 3、刚度参数： G_0 —小应变剪切模量（土层中部的）；
- 4、强度参数：砂土为内摩擦角和剪胀角，黏土为层顶和层底的不排水抗剪强度 S_u ；
- 5、初始状态参数：土层的侧压力系数 K_0 。

使用基于有限元的方法，程序默认砂土采用小应变刚度硬化（HSS）本构模型；黏土采用 NGI-ADP 本构模型。本构模型中的土体刚度参数由用户输入的小应变剪切模量 G_0 值自动进行转换，用 G_0 可以由以下理论公式来获取：

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad G_0^{ref} = 33 \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} [MPa]$$

用户也可以根据实际试验结果手动修改本构模型相关的参数。土体参数定义后，用户需切换到【校准】模式下定义校准用的单桩参数（如图 9）。单桩参数的选取与基于规范的方法类似，本文 2.2 节中有相关介绍。其中 v_g/D_{out} 是桩在泥面处的目标位移/桩的外径，推荐为 0.1-0.3。

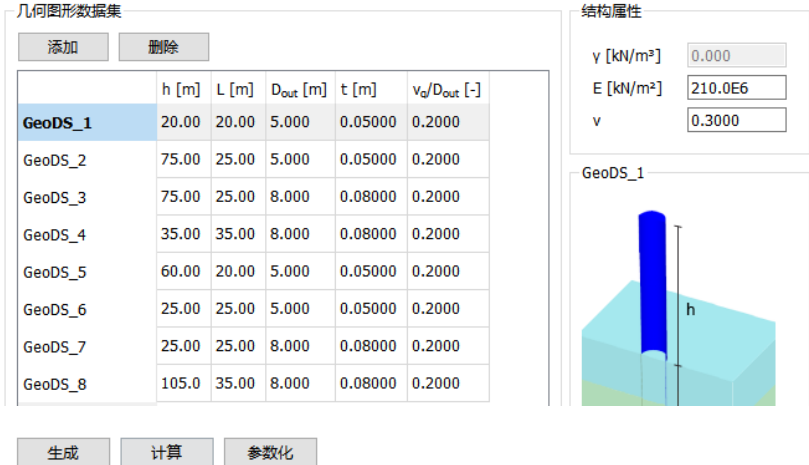


图 9 定义校准用的单桩参数并调用 PLAXIS3D 建模、计算、提取结果（基于有限元的方法）

随后，按顺序分别点击【生成】→【计算】→【参数化】选项，程序将调用 PLAXIS 3D 自动完成当前场地各组单桩模型的建模、计算、土反力曲线提取，并自动生成深度变化函数文件 Calibrated.dvf。同时，窗口右侧将显示提取到的各组单桩的响应曲线、土反力曲线、深度变化函数曲线结果（如图 10）。

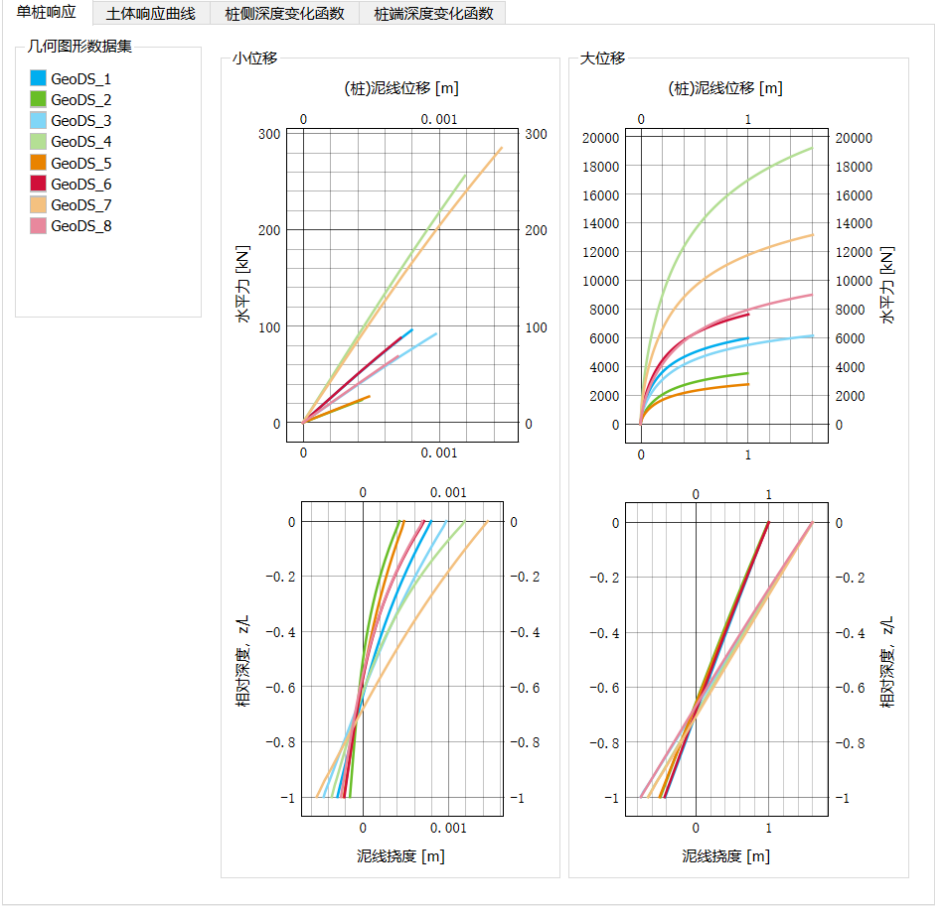


图 10 土反力曲线及深度变化函数结果（基于有限元的方法）

2.4 一维设计空间及计算结果

无论哪种方式获得的深度变化函数（DVF）文件，都可以导入到【分析】模式下用于一维设计空间的校准。当使用基于有限元的方法时，不同土层的深度变化函数文件名称均默认为 Calibrated.dvf，用户需手动对该名称进行修改。

当前场地不同性质的土层数量有几层，则应创建、导入几个深度变化函数文件，并定义其对应的土层类型及分布范围。即对于砂、黏土互层的场地，用户应先将土层分层，再针对每一层土通过规范或有限元的方法创建该土层对应的深度变化函数，然后分别导入到【分析】模式的一维设计空间中（如图 11）。

土体响应曲线		土层	厚度变化	专业设置
导入...		删除		
	文件名 [-]	土体类型 [-]	类型 [-]	
1	clay.dvf	clay	DVF	
2	sand.dvf	sand	DVF	
3	sand_2.dvf	clay	DVF	

图 11 一维设计空间——定义场地土层分布及每层土对应的深度变化函数文件

在【分析】模式下，定义结构的基本属性及桩顶的工作荷载后，用户便可以不断地修改单桩设计参数迭代计算并获取对应的计算结果。



单桩几何图形 h [m] <input type="text" value="55.00"/> L [m] <input type="text" value="28.00"/> D _{out} [m] <input type="text" value="7.000"/>	结构属性 γ [kN/m ³] <input type="text" value="0.000"/> E [kN/m ²] <input type="text" value="210.0E6"/> ν [-] <input type="text" value="0.000"/>	工作荷载(单桩桩顶) H [kN] <input type="text" value="10.00E3"/> M [kNm] <input type="text" value="120.0"/> M _g [kNm] <input type="text" value="550.1E3"/>
--	---	---

图 12 一维设计空间——定义桩上荷载及单桩参数

PLAXIS Monopile Designer 提供了验证功能，程序可以根据一维设计空间中的场地土层分布及单桩设计参数在 PLAXIS 3D 中重新建模计算，并提供一维设计结果与三维有限元结果的对比。此外，PLAXIS Monopile Designer 提供了与 SACS 程序之间的数据接口，桩-土响应的 P-Y、M-T、BH-V、BM-T 曲线可以直接导入到 SACS 程序中用于分析风机整体结构。

【结果】模式中，PLAXIS Monopile Designer 将提供一维设计空间中计算得到的桩顶、泥面、底部位置处桩-土作用详细的曲线及表格结果（图 13）。

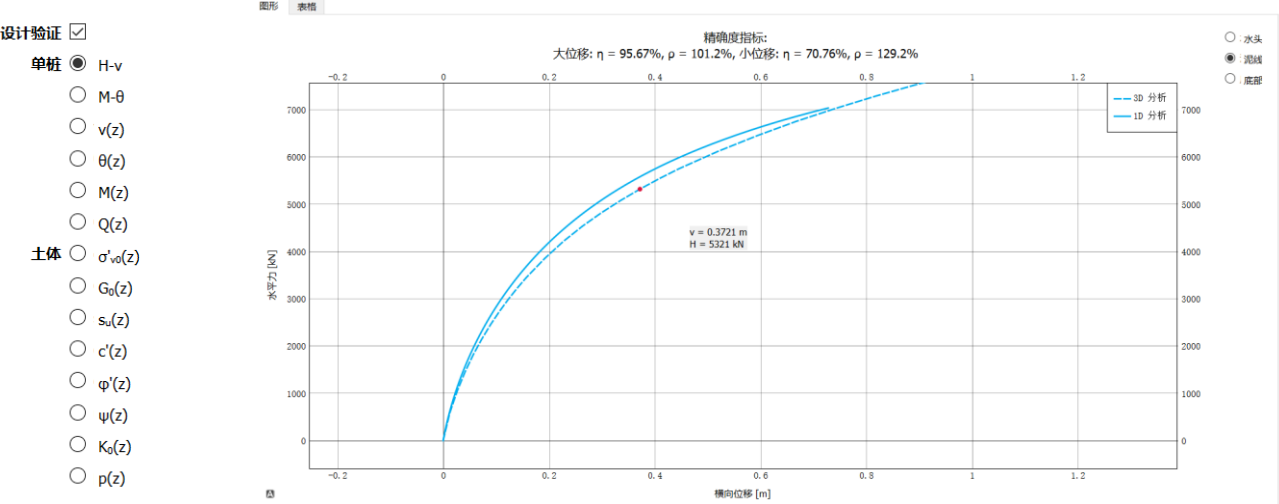


图 13 一维设计空间——分析结果

3、HSS 及 NGI-ADP 本构模型及相关参数简介

一维设计空间中桩-土响应分析精度依赖于深度变化函数，而土体本构模型相关参数的精确性是深度变化函数是否准确的关键。在 PLAXIS Monopile Designer 中，砂土采用小应变刚度硬化（HSS）本构模型，黏土采用 NGI-ADP 本构模型，均为 PLAXIS 3D 标准本构模型库中的本构模型。两个本构模型的相关参数是根据近海黏土地场经验由小应变剪切刚度 G_0 自动转化生成的，而 PLAXIS Monopile Designer 在自动创建 PLAXIS3D 模型后允许用户手动修改两个本构模型的相关参数，即如果有详细的土工试验作为数据支撑，用户可自定义相关参数，以便让 3D 有限元模型更好地匹配当前场地。

3.1 HSS 本构模型

1998 年，斯图加特大学的 Schanz T 在邓肯-张本构模型的基础上提出了硬化土（HS）本构模型。HS 本构模型基于排水三轴试验中偏应力-轴向应变之间的双曲函数关系（如图 14），在邓肯-张本构模型基础上考虑了土体的膨胀性，并引入了屈服帽。

HS 本构模型的主要刚度参数包括：加载割线模量 E_{50}^{ref} 、主固结切线模量 E_{oed}^{ref} 、卸载-重加载模量 E_{ur}^{ref} 、刚度相关性的幂 m 等。所有参数均可以通过排水三轴压缩试验获取。如无三轴试验，也可采用经验性的参数转换关系：对于砂土， $E_{50}^{ref} \approx E_{oed}^{ref} \approx 1/3 E_{ur}^{ref} \approx$ 固结试验模量 E_{s1-2} ，国内外一些文献资料中也提供了非常多的 HS 本构模型取值经验。



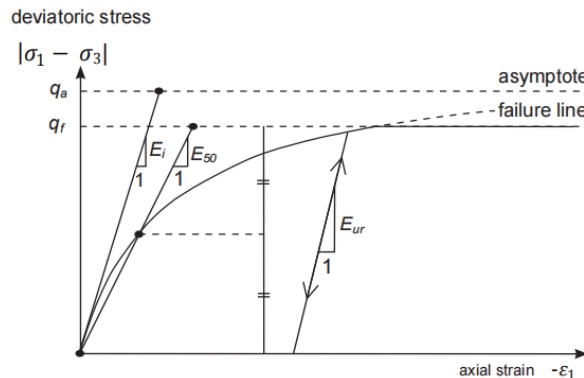


图 14 硬化土本构模型中的应力-应变关系

硬化土本构 (HS) 来源于大变形为主的室内试验, 而小应变刚度硬化 (HSS) 本构源于土动力学中的小应变现象, 考虑工程岩土体在小应变下具有非常大的初始刚度的特性。小应变刚度硬化 (HSS) 本构在硬化土 (HS) 本构的基础上, 引入了两个额外参数描述小应变过程: G_0^{ref} —初始或非常小的应变剪切模量。 $\gamma_{0.7}$ —当剪切应变水平为 $\gamma_{0.7}$ 时, 剪切模量 G_s 降低到 G_0 的 70% (0.722) 左右。

G_0^{ref} 和 $\gamma_{0.7}$ 可以由以下理论公式计算获取:

$$G_0^{ref} = 33 \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \text{ [MPa]} \quad \gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + \cos(2\varphi')) - \sigma'_1(1 + K_0) \sin(2\varphi')]$$

3.2 NGI-APD 本构模型

NGI-ADP 本构模型是一个不排水黏土的各向异性应力-应变-强度模型, 考虑由成因机制 (颗粒向)、应力历史、不排水应力路径等因素引起的土体各向异性行为。其中 NGI 指 Norwegian Geotechnical Institute, ADP 指 active (A), direct simple shear (D) and passive (P)。

如图 15 所示, 水平荷载作用下, 基础底部的土体可以划分为三个区域, 右侧主动区土体以受压为主, 其强度参数接近于三轴压缩试验得到的强度参数; 左侧被动区土体以受拉为主, 其强度参数接近于三轴拉伸试验得到的强度参数; 主被动区中间的土体以水平向受剪切为主, 其强度参数接近于直接剪切试验得到的强度参数。

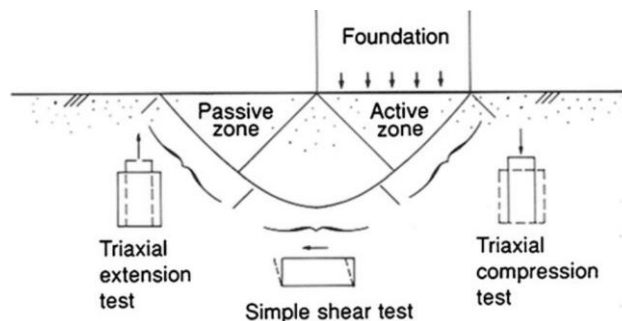


图 15 NGI-ADP 本构模型中的应力-应变关系及各向异性

NGI-ADP 本构模型采用特雷斯卡屈服准则, 考虑了不同的主应力方向对应的不排水抗剪强度特性, 所以该本构模型非常适合用于分析黏土中水平受力为主的基础。

NGI-ADP 本构的主要参数包括: G_{ur}/S_u^A —卸载重加载剪切模量/三轴压缩不排水抗剪强度; V_u —不排水泊松比; S_u^A —三轴压缩试验不排水抗剪强度; γ_{rc} —三轴压缩试验中的塑性应变; γ_{re} —三轴拉伸试验中的塑性应变; γ_{DSS} —直剪试验中的塑性应变; S_{uP}/S_u^A —三轴拉伸与压缩强度比; S_{uDSS}/S_u^A —直剪与三轴压缩强度比。各参数可以分别从三轴压缩试验、三轴拉伸试验、直接剪切试验中获取。

对于小应变刚度硬化 (HSS) 和 NGI-ADP 本构更详细的解释, 用户可参照 PLAXIS 3D 材料模型手册第七章和第九章的相关内容。



4. 小结

本文主要介绍了 PISA 联合工业项目的相关成果理论及其在 PLAXIS Monopile Designer 中的实现。更多相关内容，用户可参考 PISA 项目相关文献及 PLAXIS Monopile Designer 手册。

作为基于 PISA 项目成果的海上风电大直径单桩基础设计工具，PLAXIS Monopile Designer 在具有高计算精度的同时，可以大幅提高单桩基础设计、优化设计的效率，PLAXIS Monopile Designer 的分析方法及程序本身的有效性已广受国内外工程师认可，并已多次接受国内外实际工程检验。在国内，PLAXIS Monopile Designer 将越来越多地被应用于海上风电单桩基础的设计实践中。

参考文献

- [1]黄维平, 刘建军, 赵战华. 海上风电基础结构研究现状及发展趋势[J]. 海洋工程, 2009, 27(2):5.
- [2] Byrne, B.W. et al. (2015). New design methods for large diameter piles under lateral loading for offshore wind applications. In: 3rd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Oslo, Norway.
- [3] Zdravković, L. et al. (2015). Numerical modelling of large diameter piles under lateral loading for offshore wind applications. In: 3rd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Oslo, Norway.
- [4] Byrne, B.W. et al. (2017). PISA: New Design Methods for Offshore Wind Turbine Monopiles. In: 8th International Conference for Offshore Site Investigation and Geotechnics (OSIG 2017), London, United Kingdom.
- [5] Burd, H.J. et al. (2017). Design aspects for monopile foundations. In: TC 209 workshop on foundation design for offshore wind structures, 19th ICSMGE, Seoul, South Korea.
- [6]Byrne, B.W. et al. (2019). Monotonic laterally loaded pile testing in a stiff glacial clay till at Cowden. Géotechnique (ahead of print).
- [7]McAdam, R.A. et al. (2019). Monotonic laterally loaded pile testing in a dense marine sand at Dunkirk. Géotechnique (ahead of print).
- [8]He, Y. et al. (2017). Application of a Numerical-based Design Method for Laterally Loaded Monopiles in Layered Soils. In: 8th International Conference for Offshore Site Investigation and Geotechnics (OSIG 2017), London, United Kingdom.
- [9]Byrne, B.W. et al. (2019). PISA Design Methods for Offshore Wind Turbine Monopiles. In: 50th Offshore Technology Conference (OTC 2019), Houston, Texas.
- [10]Minga, E., Burd, H.J. (2019). Validation of PLAXIS MoDeTo based on the Cowden till PISA field tests. Oxford University, Oxford, United Kingdom.
- [11]Minga, E., Burd, H.J. (2019). Validation of the PLAXIS MoDeTo 1D model for dense sand. Oxford University, Oxford, United Kingdom.
- [12]Brinkgreve, R.B.J. et al. (2020). Validation and application of a new software tool implementing the PISA Design Methodology. J. Mar. Sci. Eng. 2020, 8, 457.
- [13] PLAXIS Monopile Designer Manual[M], Plaxis bv, Bentley Systems.
- [14] PLAXIS Material Models Manual[M], Plaxis bv, Bentley Systems.

钢结构构件稳定设计的全新解决方案 IDEA Member

筑信达 张志国

近年来，随着国家经济形势的变化，钢结构的工程应用急剧增加，结构形式也日趋多样化。在各种类型的钢结构设计中，稳定性一直是最突出的问题和难点。根据《钢结构设计标准 GB 50017-2017》（以下简称“新钢标”）第 5.1.6 条规定，钢结构的内力分析可采用一阶弹性分析法、二阶 P- Δ 弹性分析法和直接分析法。对于大跨度空间钢结构的稳定性分析，新钢标推荐采用直接分析法。

以上三种方法的计算精度与适用范围依次提高，直接分析法作为计算精度最高和适用范围最广的钢结构设计方法，早已纳入欧标、美标和中国香港钢结构设计规范，同时逐步代替计算长度法成为主流的钢结构设计方法。直接分析法无需按计算长度法验算钢结构构件的受压稳定承载力，结构设计往往更加安全和经济，但对计算软件的非线性处理方式也提出了更高的要求。

根据新钢标第 5.5.1 条规定，直接分析法应考虑结构的二阶 P- Δ 效应和构件的二阶 P- δ 效应，同时考虑结构和构件的初始缺陷、节点连接刚度和其它对结构稳定性有显著影响的因素，允许材料的弹塑性发展和内力重分布。换言之，直接分析法即考虑初始缺陷的双非线性分析，弹塑性对应材料非线性，P- Δ 和 P- δ 效应对应几何非线性。

1 功能概述

IDEA StatiCa Member（以下简称“IDEA Member”）是一款针对钢结构构件设计和分析的有限元软件，支持材料非线性分析（MNA）、特征值屈曲分析（LBA）以及考虑初始缺陷的双非线性稳定性分析（GMNIA）。

- 材料非线性分析（MNA）采用理想弹塑性模型，以构件的最大塑性应变校核强度。
- 特征值屈曲分析（LBA）用于计算构件的弹性临界荷载，也为后续引入初始缺陷提供屈曲模式。
- 双非线性稳定性分析（GMNIA）在引入初始缺陷后同时考虑材料非线性和几何非线性，以构件的最大塑性应变或非线性的收敛性作为构件是否失稳的判断标准。

如图 1 所示，IDEA Member 采用壳单元创建精细化的有限元模型（CBFEM），用户可根据需要布置构件的纵向或横向加劲板，作用于构件上的集中荷载或分布荷载也可以指定作用位置（如工字梁的上翼缘）和作用范围。构件的连接、节点或柱脚设计在 IDEA Connection 完成，用于精确计算节点连接刚度对构件稳定性的影响。关于 IDEA Connection（简称“IDEA”）的更多资料和信息，请参阅《筑信达技术通讯》中刊载的往期文章或登录筑信达官网（www.cisec.cn）。

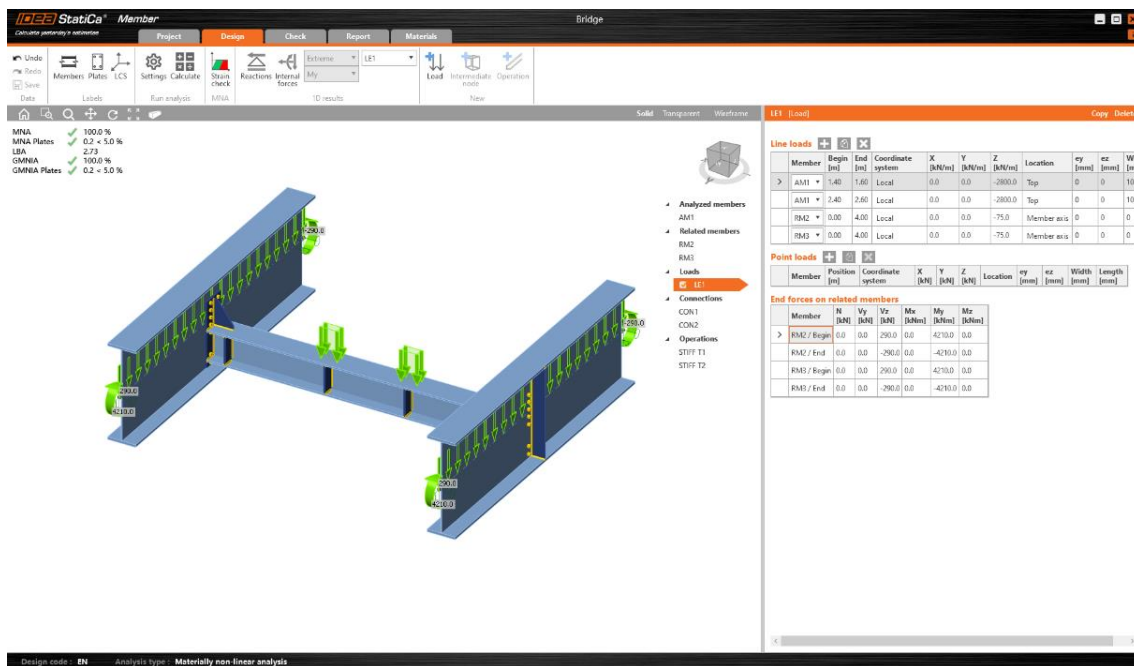


图 1 IDEA Member 操作界面



2 操作流程

如前文所述，钢结构设计的直接分析法需要考虑结构的二阶 P- Δ 效应和初始缺陷，但 IDEA Member 只能考虑单个构件和与之相连的部分构件的二阶 P- δ 效应和初始缺陷。因此，用户应先在三维结构计算软件（如 SAP2000、MIDAS、STAAD Pro 等）中完成“考虑结构初始缺陷和二阶 P- Δ 效应”的整体非线性分析，然后选择单个构件及其相连构件导入 IDEA Member。其中，用户选择的单个构件称为“分析构件”，与之相连的构件称为“相关构件”。

如图 2 所示，在 SAP2000 中创建钢框架结构的整体计算模型，定义 P- Δ 效应和初始缺陷并完成非线性分析，然后以首层边梁作为分析构件导入 IDEA Member。IDEA Member 采用壳单元创建分析构件及其节点的精细化有限元模型，但采用梁单元创建相关构件（柱、次梁和其它主梁）主体部分的杆系模型，这种多尺度模型的处理方式可以在保证计算精度的同时尽量减小计算量。

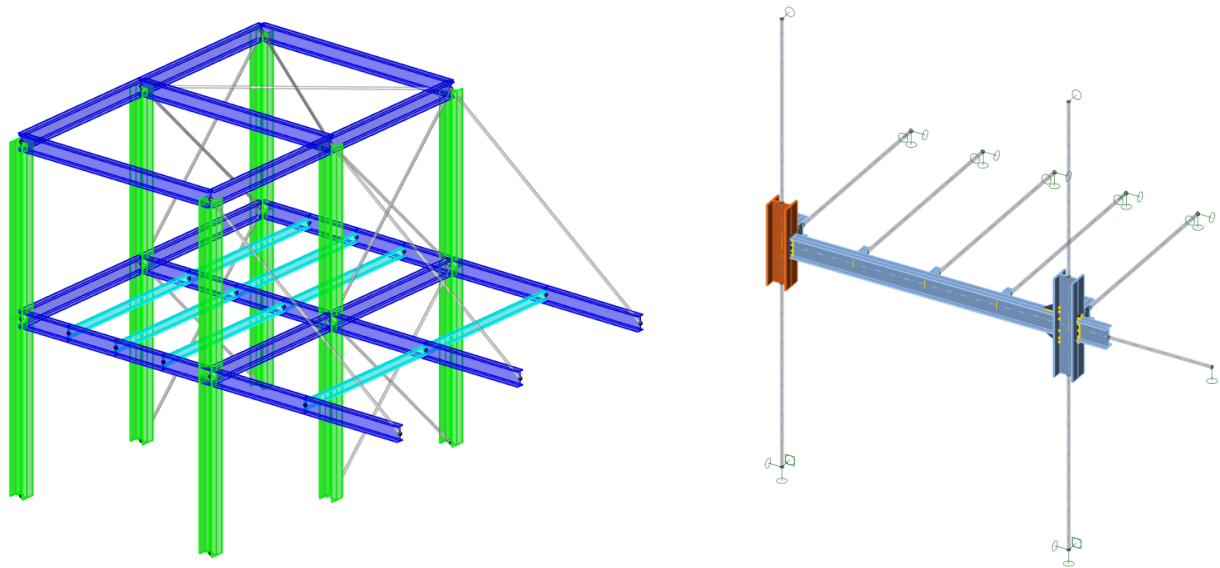


图 2 结构整体模型（SAP2000）和构件局部模型（IDEA Member）

在 IDEA Connection 中完成主次梁节点和梁柱节点的设计，也可以根据需要校核螺栓和焊缝的承载力。针对分析构件的构造措施或几何细节，除纵向和横向加劲板外，IDEA Member 还可以添加开洞、加强构件及其切割、板件切割和通用焊缝等加工操作，如图 3 所示。因此，对于非常规的空腹式构件（如图 4 中的蜂窝梁），IDEA Member 壳单元模型可以更准确地计算翼缘和腹板的应力和应变。

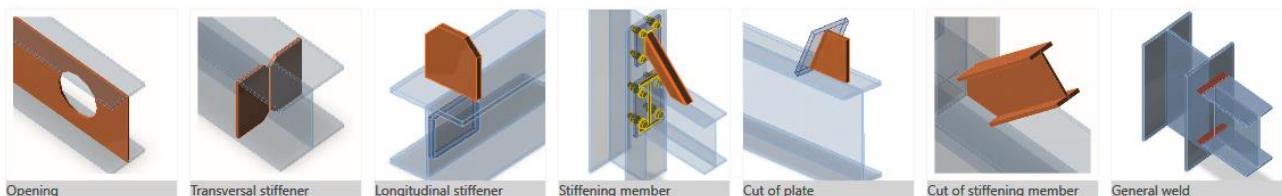


图 3 针对分析构件的加工操作类型

如图 4 所示，由于相关构件采用梁单元建模，IDEA Member 只能基于构件轴线施加线荷载或点荷载，无法指定荷载的作用位置和作用范围。相关构件的远端节点应根据整体计算模型定义相同的支座条件，如：固定铰支座、滑动铰支座或自由端。此外，远端节点自动施加由整体计算模型导入的构件内力，保证分析构件和相关构件的力学平衡。

完成上述全部建模和加载操作后，IDEA Member 依次运行材料非线性分析（MNA）、线性屈曲分析（LBA）和考虑初始缺陷的双非线性稳定性分析（GMNIA）。需要注意的是，以上三种分析类型必须严格按先后顺序运行。这是因为只有材料非线性分析通过强度校核，后续的稳定性分析才有意义；同理，只有先完成线性屈曲分析，后续的双非线性稳定性分析才能引入初始缺陷。

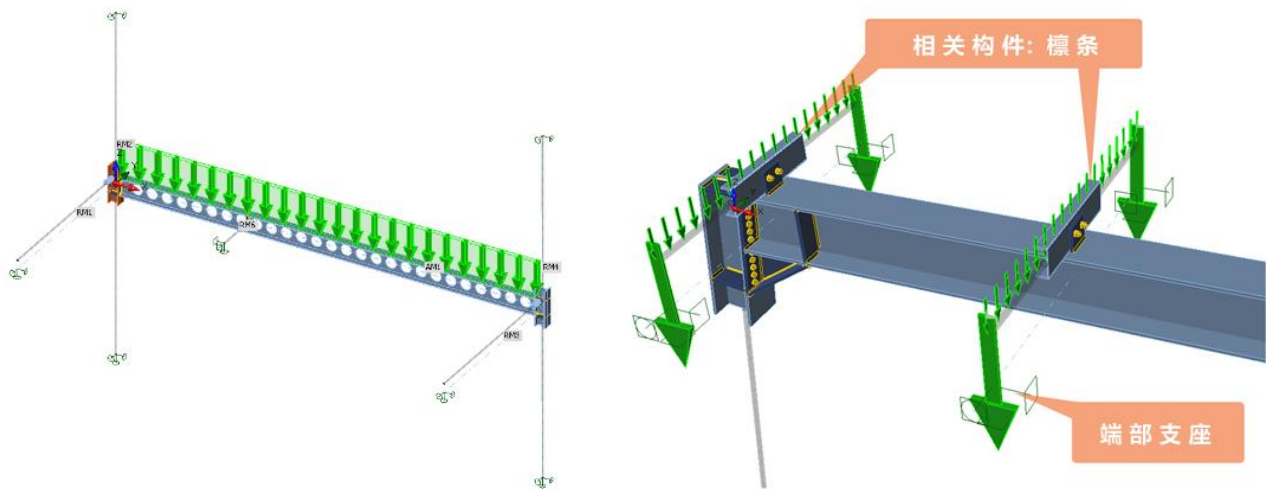


图4 分析构件（左）和相关构件（右）的线荷载

2.1 材料非线性分析 (MNA, Materially Nonlinear Analysis)

材料非线性分析采用理想弹塑性本构模型考虑材料的塑性发展和内力重分布，摒弃计算长度法中采用的近似的线弹性分析。因此，构件的强度校核标准并非“材料应力小于屈服强度”，而是“最大塑性应变小于容许值”。IDEA Member 默认的材料塑性应变容许值为 5%，用户可根据需要修改为更严格的数值，如 1% 或 0。

如图 5 所示，虽然在梁柱节点处存在局部塑性区，材料应力等于屈服强度，但由于最大塑性应变小于容许值 5%，故满足强度校核要求。如果最大塑性应变超过容许值，用户先修改设计方案直至通过强度校核，然后再运行线性屈曲分析和双非线性稳定性分析。

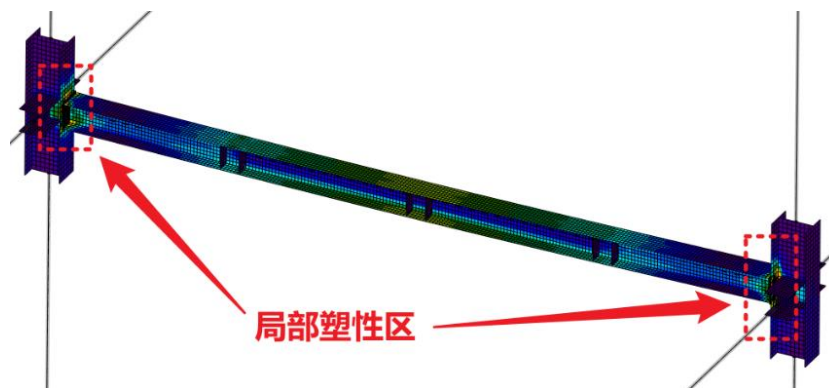


图5 材料非线性分析的等效应力云图

2.2 线性屈曲分析 (LBA, Linear Buckling Analysis)

线性屈曲分析（即：特征值屈曲分析）采用线弹性本构模型计算屈曲模态和屈曲荷载，忽略材料的弹塑性和内力重分布。线性屈曲分析作为初步的钢结构稳定性分析，只能提供理想构件的弹性临界荷载，既无法考虑构件的初始曲率和偏心加载，也无法考虑构件可能存在的残余应力。因此，理想构件的弹性临界荷载往往大于实际构件的稳定承载力，前者是后者的上限值，不能直接作为钢结构稳定校核的判别标准。

线性屈曲分析的屈曲模态用于引入构件的初始缺陷，以便完成后续的双非线性稳定性分析。IDEA Member 默认计算前六阶屈曲模态，用户也可以根据需要增加或减少屈曲模态的数量。但建议不要只计算第一阶屈曲模态，以免遗漏可能存在的更不利的构件失稳形式。如图 6 所示，线性屈曲分析的第一阶屈曲模态对应工字梁的弯扭失稳，屈曲因子（2.49）远小于更高阶屈曲模态，故以此引入构件的初始缺陷，缺陷幅值为 13mm。关于不同构件的缺陷幅值的取值，用户应查阅设计规范中的相关规定。

Loads	Shape	Factor	Imperfection amplitude [mm]
LE1	1	2.49	13
	2	9.30	0
	3	13.45	0
	4	13.61	0
	5	13.96	0
	6	14.02	0

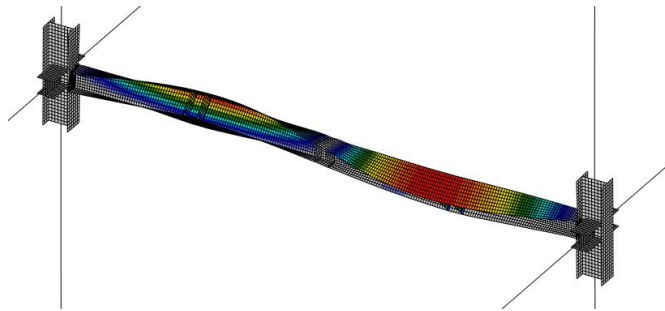


图6 线性屈曲分析的屈曲因子（左）和第一阶屈曲模态（右）

2.3 考虑初始缺陷的双非线性稳定性分析

(GMNIA, Geometrically and Materially Nonlinear Analysis with Imperfections)

双非线性稳定性分析在引入构件初始缺陷的基础上，同时考虑材料非线性和几何非线性，此处的几何非线性即构件的二阶 P- δ 效应。因此，上述分析方法即钢结构稳定设计的直接分析法，计算难度和计算量都远远高于前述的材料非线性分析。由于在有限元分析中直接考虑材料的弹塑性、构件的初始缺陷和二阶 P- δ 效应，GMNIA 可以完美规避计算长度或稳定系数的繁琐计算，换之以强度校核代替稳定校核。

IDEA Member 采用荷载而非位移控制加载过程，无法输出图 7（左）所示的“荷载-位移”曲线的下降段。在工程实践中，工程师重点关注钢结构构件在设计荷载作用下是否会丧失稳定性，也就是非线性分析能否收敛。因此，GMNIA 采用的稳定校核标准是“设计荷载成功加载至 100%且满足强度校核要求”。如前文所述，构件的强度校核标准并非“材料应力小于屈服强度”，而是“最大塑性应变小于容许值”。如图 7（右）所示，GMNIA 成功加载至 100%且最大塑性应变小于 5%，故满足稳定校核要求。

如果设计荷载无法成功加载至 100%（如 80%），表明非线性分析不收敛，构件丧失稳定性。如果设计荷载成功加载至 100%但不满足强度校核标准，也表明不满足稳定校核标准。对于上述情况，用户应修改设计方案并重新依次运行以上三种分析类型，直至满足稳定校核标准。

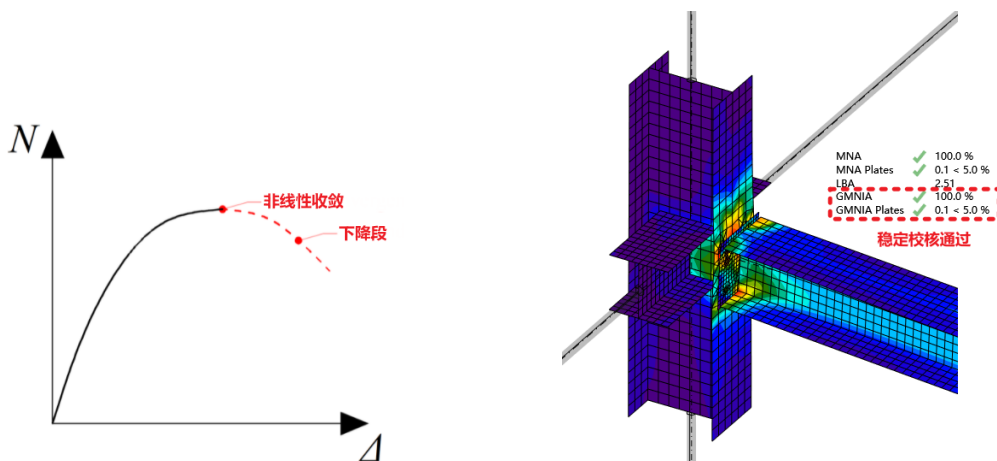


图7 双非线性稳定性分析的荷载-位移曲线（左）和等效应力云图（右）

3 总结

本文简要介绍了钢结构构件设计与分析软件 IDEA Member 的主要功能和操作流程。IDEA Member 可以对钢结构构件及其节点创建精细化的有限元模型，也可以自定义荷载的作用位置和作用范围。为了实现钢结构稳定设计的直接分析法，IDEA Member 必须依次完成材料非线性分析、线性屈曲分析和考虑初始缺陷的双非线性稳定性分析。

鉴于篇幅有限，本文无法更加全面具体地介绍 IDEA Member 软件的各个功能细节和应用技巧，感兴趣的读者可以访问筑信达网站（www.cisec.cn）或拨打筑信达技术热线，也欢迎申请试用软件。

ETABS 钢筋混凝土梁默认弯矩较验证算例

筑信达 Mike 刘慧璇

塑性铰用于结构构件屈服后行为的模拟，塑性铰的参数主要包括骨架曲线、滞回关系和可接受准则。美国基于长期对抗震性能化设计的研究，形成了一系列技术标准和规范。ASCE 41 是其中一本重要标准，建立了一套严格的性能评估体系，其中就包括对构件破坏时的力-变形关系(骨架曲线)和可接受准则的详细规定。ETABS 的默认铰就是基于构件截面信息和 ASCE 41 的相关规定自动生成。ETABS V18 及以上版本提供了 ASCE41-13、ASCE41-17 两本规范供用户选择，自动生成基于所选规范的塑性铰。本文将以一个 300mm X 600mm 的钢筋混凝土梁为例，通过手算结果验证程序基于规范 ASCE41-13 对钢筋混凝土梁生成的默认弯矩铰。

1. 默认弯矩铰的定义

本例定义了一个 300mm X 600mm 的混凝土梁，材料强度、梁截面尺寸、配筋等信息见图 1 和图 2 所设。需要说明的是，程序在计算默认铰的属性时，钢筋强度采用的“期望屈服强度”，根据中国规范采用钢筋强度标准值，故在“期望屈服强度”中输入 400MPa。



图 1 材料强度信息

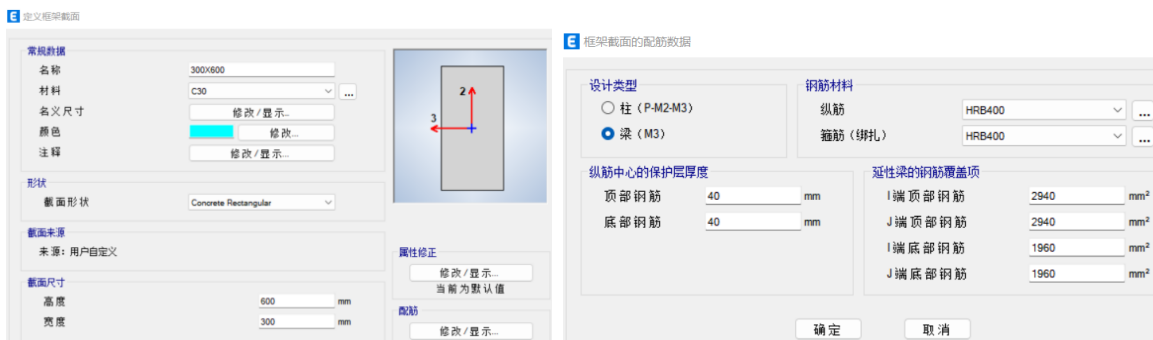


图 2 梁截面尺寸及配筋

本例假定在梁端布铰，选中该梁，点击【指定>框架>铰】，在“指定数据”一栏中，“铰属性”选择“自动”，“位置类型”选择“Relative to clear length”，“相对距离”填 0，点击“添加”，出现图 3 所示的“自动铰数据”对话框。

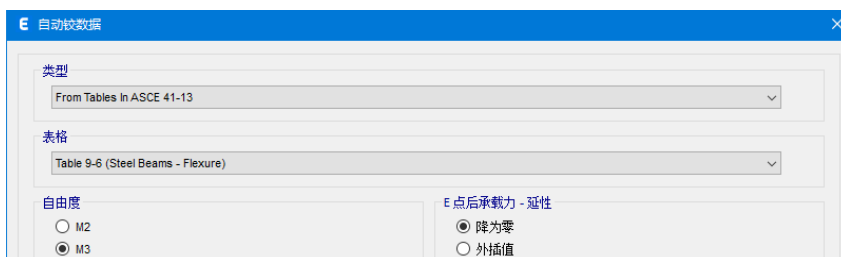


图 3 自动铰数据



在弹出的对话框中定义默认铰属性。“类型”中选择需要执行的规范，本文采用 ASCE 41-13，“表格”中基于对应的构件类型选择，此处采用混凝土梁抗弯相关的 Table10-7，对话框下方将出现对应的默认铰定义参数，如图 4，接下来对这些参数进行说明^[1]。

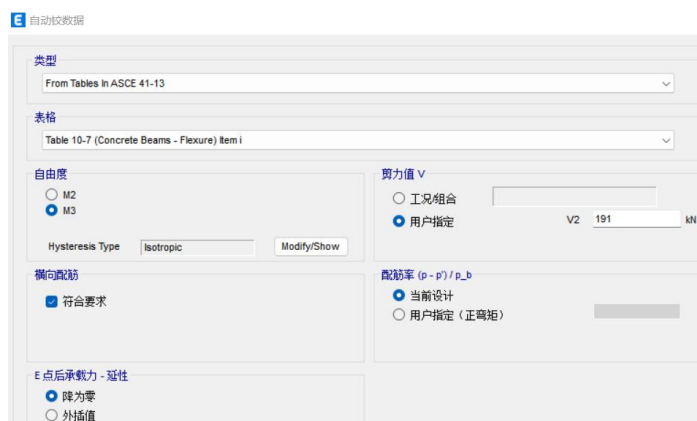


图 4 自动铰数据定义

“自由度”是塑性行为的自由度。本例中梁的主轴方向弯矩绕 3 轴，故而在 M3。下方的“Hysteresis Type”是指其滞回模型。常用于钢筋混凝土的滞回模型有 Takeda、Pivot，本例选择 Takeda。每种滞回模型的详细解释请见 ETABS 的联机帮助。

“横向配筋”是指当前构件截面采用的横向配筋是否满足规范要求。按中国规范设计得到的横向钢筋均符合要求，故勾选“符合要求”。本文第二节将对这项进行详细解释。

“E 点后承载力-延性”表示塑性铰丧失承载力之后的行为，本例选“降为零”。

“剪力值 V”，根据 ASCE 41-13 中 Table 10-7 的定义，V 应该采用非线性分析中得到的最大内力，是竖向内力与地震内力的叠加，理论上来说在计算之前无法知道非线性内力的数值，应该通过迭代得到真实剪力。因本文的重点在于塑性铰的验算，此处假定此剪力值为 191kN。

“配筋率”，本例采用来自“当前设计”。

点击“确定”，完成铰的布置。

2. 默认弯矩铰数据

铰添加在构件上后，可以在【定义>截面属性>框架铰】弹出的对话框中勾选查看生成的铰数据，如图 4 所示。

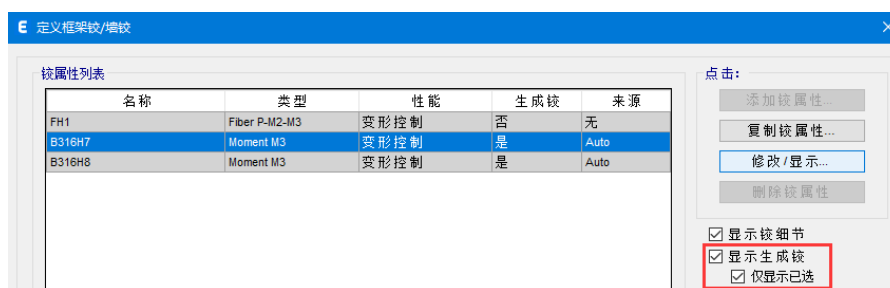


图 4 自定义铰对话框

选中需要查看的铰，点击右侧的“修改/显示”，可以看见铰属性数据，如图 5 所示。铰数据基于选择的规范 ASCE41-13 中的 Table10-7 生成。如图 6 所示，ASCE41-13 中 Table10-7 对钢筋混凝土梁铰的可接受准则进行了详细的规定^[1]。

第①项 Conditions 用于描述梁的破坏状态，从 i 到 iv 项分别为弯曲破坏、剪切破坏、梁跨内的钢筋搭接破坏、节点锚固破坏（后面三个选项多针对按早期规范设计的已有建筑的校核），中国规范的设计原则是强剪弱弯、强搭接、强节点，故按中国规范设计得到的梁是弯曲破坏，即图 6 中标黄的类别。对于弯曲破坏的梁，其骨架曲线和可接受准则由三个因素决定，其中

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ 用于描述配筋情况，Transverse reinforcement 项指的是箍筋（横向配筋）是否满足规范要求， $\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$ 指的是抗剪需求能

力比。

第②项 Modeling Parameters 用于确定构件的骨架曲线，如图 7 所示，a 为 BC 段的长度，体现截面的延性，b 为 BE 段的长度，体现构件的最大塑性变形能力，c 是残余强度比。

第③项 Acceptance Criteria 用于确定铰的可接受准则。IO(Immediate Occupy)、LS(Life Safety)、CP(Collapse Prevention)表示了破坏从轻到重不同的性能等级（塑性转角）。



图 5 自动生成的铰数据

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

1	2 Modeling Parameters ^a			3 Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
	a	b	c	Performance Level		
Conditions				IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b						
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_s d \sqrt{f'_c}}$				
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b						
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b						
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b			0.015	0.01	0.02	0.03

图 6 ASCE41-13 Table10-7

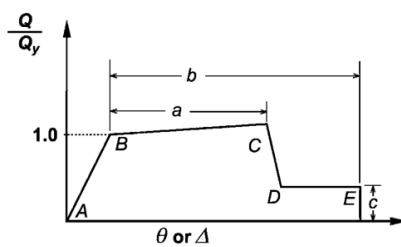


图 7 ASCE41-13 中混凝土单元或构件广义力-变形关系

3. 默认弯矩铰的验证

接下来手算本例混凝土梁的骨架曲线、可接受准则和屈服强度。

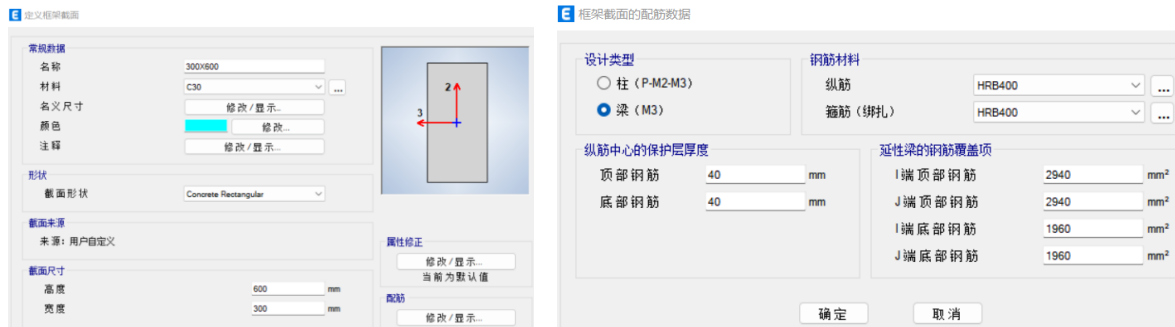


图 8 梁截面尺寸及配筋

3.1 变形控制参数和可接受准则的验算

对于正弯矩（即底部受拉）：

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} < 0 ; \quad \frac{V}{b_{wd}d\sqrt{f'_c}} = \frac{191000}{300 \times (600 - 40) \times \sqrt{20.1}} \approx 0.25$$

式中 ρ 为受拉侧纵筋配筋率， ρ' 为受压侧纵筋配筋率， ρ_{bal} 为单筋截面超筋界限配筋率， b_{wd} 为截面宽度， d 为截面有效高度。根据计算结果，为图 6 中黄色区域第一行对应的情况，即骨架曲线中 $a=0.025$ 、 $b=0.05$ 、 $c=0.2$ ，可接受准则 $IO=0.01$ ， $LS=0.025$ ， $CP=0.05$ ，如图 6 中浅蓝和浅绿区域，可以看见，与程序默认生成的数据一致（图 5 中蓝色和绿色区域）。

对于负弯矩（即顶部受拉）^[2]：

$$\rho_{bal} = \frac{\xi_b f_c b h_0}{f_y A} = \frac{0.518 \times 20.1 \times 300 \times (600 - 40)}{400 \times (300 \times 600)} = 0.024 \quad (\text{混规 } 6.2.7-1、6.2.10); \quad \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{(2940 - 1960) / (300 \times 600)}{0.024} = 0.225;$$

$$\frac{V}{b_{wd}d\sqrt{f'_c}} \approx 0.25$$

根据计算结果，按图 6 黄色区域第一、三行线性插值，可得 $a=0.0225$ ， $b=0.04$ ， $c=0.2$ ， $IO=0.0075$ ， $LS=0.0225$ ， $CP=0.04$ ，与自动生成的数据（图 5 中紫色和黄色区域）存在细微差异，这是中美规范在计算 ρ_{bal} 等参数时略有差别造成的（例如钢筋与砼极限应变的规定、相对界限受压区高度的计算方法等）。

3.2 屈服弯矩的验算

基于混规，近似计算双筋截面弯矩承载力如下^[2]：

$$\text{正弯矩承载力 } f_y A_s (h_0 - a) = 400 \times 1960 \times (600 - 80) = 408 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$\text{负弯矩承载力 } f_y A_s (h_0 - a) = 400 \times 2940 \times (600 - 80) = 612 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

图 5 中所示正、负弯矩承载力分别为 407.68 kN·m、523 kN·m。正弯矩承载力与手算结果完全相符，而配筋较多的负筋侧受弯时有较大差距，对比发现软件在处理双筋截面配筋较大侧受弯承载力时近似采用单筋截面算法，验证如下：

根据混规 6.2.10-2， $f_y A_s = \alpha_1 f_c b x$ ，可得 $x=195\text{mm}$ ，则 $M=f_y A_s (h_0 - a - x/2) = 544\text{kN}\cdot\text{m}$ ，与程序输出的 523 kN·m 较接近。

4. 结语

ETABS 中内置了 ASCE41-17 和 ASCE41-13 两本规范对应的塑性铰供工程师选用，仅需设置构件的配筋情况（配筋信息可以自定义，也可以来自 ETABS 设计结果），程序便能基于所选规范自动生成塑性铰，确定构件变形的可接受准则。本文通过手算结果详细验证了程序基于 ASCE41-13 生成的弯曲铰参数，供广大工程师参考。

参考资料

[1] ASCE/SEI 41-13. 2013

[2] 混凝土结构设计规范：GB50010—2010(2015 版) [S]. 北京：中国建筑工业出版社，2015.

ETABS 钢筋混凝土柱默认 PMM 铰验证算例

筑信达 Mike 刘慧璇

塑性铰用于结构构件屈服后行为的模拟，塑性铰的参数主要包括骨架曲线、滞回关系和可接受准则。美国基于长期对抗震性能化设计的研究，形成了一系列技术标准和规范。ASCE 41 是其中一本重要标准，建立了一套严格的性能评估体系，其中就包括对构件破坏时的力-变形关系(骨架曲线)和可接受准则的详细规定。ETABS 的默认铰就是基于构件截面信息和 ASCE 41 的相关规定自动生成。ETABS V18 及以上版本提供了 ASCE41-13、ASCE41-17 两本规范供用户选择，自动生成基于所选规范的塑性铰。本文将以一个 500mm X 500mm 的钢筋混凝土柱为例，通过手算结果验证程序基于规范 ASCE41-13 对混凝土柱生成的默认 PMM 铰。

1. 默认 PMM 铰的定义

本例定义了一个 500mm X 500mm 的混凝土柱，材料强度、柱截面尺寸、配筋等信息见图 1 和图 2 所示。需要说明的是，程序在计算默认铰的属性时，钢筋强度采用的“期望屈服强度”，根据中国规范采用钢筋强度标准值，故在“期望屈服强度”中输入 400MPa。



图 1 材料强度信息

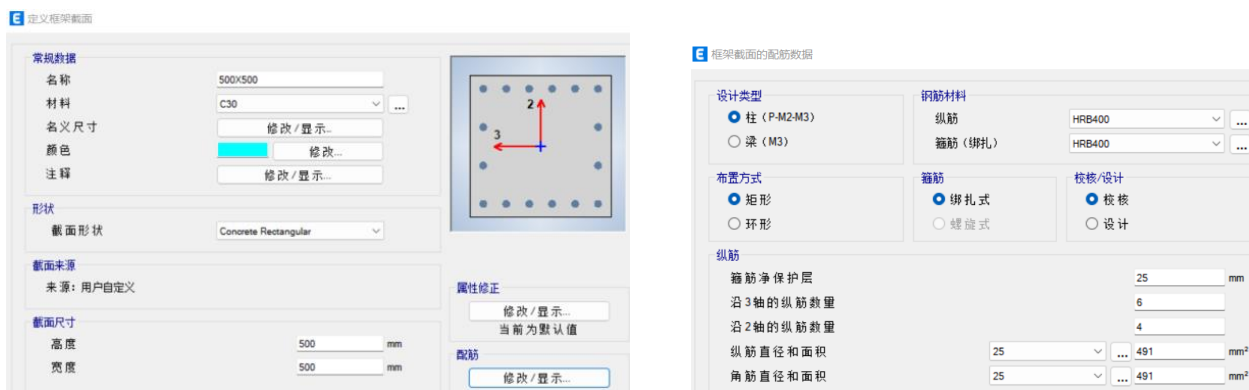


图 2 柱截面尺寸及配筋

本例假定在柱端布铰，选中该梁，点击【指定>框架>铰】，在“指定数据”一栏中，“铰属性”选择“自动”，“位置类型”选择“Relative to clear length”，“相对距离”填 0，点击“添加”，出现图 3 所示的“自动铰数据”对话框。

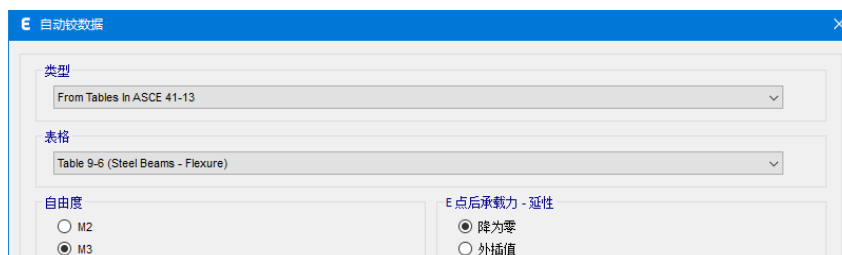


图 3 自动铰数据



在弹出的对话框中定义默认铰属性。“类型”中选择需要执行的规范，本文采用 ASCE 41-13，“表格”中基于对应的构件类型选择，此处采用混凝土柱相关的 Table 10-8，对话框下方将出现对应的默认铰定义参数，如图 4，接下来对这些参数进行说明^[1]。



图 4 自动铰数据定义

“自由度”是塑性行为的自由度。本例中柱考虑压/拉弯，故人选 P-M2-M3。

“混凝土柱的破坏条件”按 ASCE41-13 表 10-11 判断，用于描述柱的破坏状态，从 i 到 iv 项分别为弯曲破坏、弯剪破坏、剪切破坏、柱跨内的钢筋搭接破坏。

如图 5 所示，表中 V_p 为抗剪需求， V_0 为抗剪能力。实际情况下列柱为压/拉弯状态，计算时需考虑轴力，本例简化为纯弯状态进行计算，设柱净跨 $L_n=3m$ ，计算如下。

①局部 2 轴方向：

$$M_{p2} = f_y A_s L = 400 \times 491 \times 4 \times (500 - 45 \times 2) = 322 \text{ kN} \cdot \text{M}$$

$$V_{p2} = \frac{2M_{p2}}{L_n} = \frac{2 \times 322}{3} = 215 \text{ kN}$$

$$V_{02} = 0.7f_c b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 = 0.7 \times 2.01 \times 500 \times 455 + 400 \times \frac{78.5 \times 4}{100} \times 455 = 320 + 570 = 890 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{p2}}{V_{02}} = \frac{215}{890} = 0.24 < 0.6$$

②局部 3 轴方向：

$$M_{p3} = f_y A_s L = 400 \times 491 \times 6 \times (500 - 45 \times 2) = 483 \text{ kN} \cdot \text{M}$$

$$V_{p3} = \frac{2M_{p3}}{L_n} = \frac{2 \times 483}{3} = 323 \text{ kN}$$

$$V_{03} = 0.7f_c b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 = 0.7 \times 2.01 \times 500 \times 455 + 400 \times \frac{78.5 \times 4}{100} \times 455 = 320 + 570 = 890 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{p3}}{V_{03}} = \frac{323}{890} = 0.36 < 0.6$$

局部 2 轴与 3 轴之间的各角度，可认为抗剪需求能力比介于两者之间，即均小于 0.6，故所有方向均为 Condition i，因此选择弯曲破坏。

“E 点后承载力-延性”表示塑性铰丧失承载力之后的行为，本例选“降为零”。

“抗剪配筋率”，本例采用来自“当前设计”。

点击“确定”，完成铰的布置。

Table 10-11. Transverse Reinforcement Details: Condition to Be Used for Columns in Table 10-8

Shear Capacity Ratio	ACI 318 Conforming Seismic Details with 135-Degree Hooks	Closed Hoops with 90-Degree Hooks	Other (Including Lap-Spliced Transverse Reinforcement)
$V_p/V_c \leq 0.6$	i ^a	ii	ii
$1.0 \geq V_p/V_c > 0.6$	ii	ii	iii
$V_p/V_c > 1.0$	iii	iii	iii

图 5 ASCE41-13 表 10-11

2. 默认 PMM 铰数据

铰添加到构件上后，可以在【定义>截面属性>框架铰】弹出的对话框中勾选查看生成的铰数据，如图 6 所示。



图 6 自定义铰对话框

选中需要查看的铰，点击右侧的“修改/显示”，可以看见铰属性数据，如图 7 所示。



图 7 自动生成的铰数据

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

1	2 Modeling Parameters ^a			3 Acceptance Criteria ^b		
	Residual Strength Ratio			Plastic Rotations Angle (radians)		
	a	b	c	Performance Level		
Conditions			IO	LS	CP	
Condition i. ^c						
$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$				0.005	0.045	0.060
$\frac{A_s f'_s}{A_g f'_c}$	0.035	0.060	0.2	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	0.010	0.010	0.0	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	0.027	0.034	0.2	0.002	0.004	0.005
≤ 0.1	0.005	0.005	0.0			
≥ 0.6						
Condition ii. ^d						
$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$				0.005	0.045	0.060
$\frac{V}{b_s d \sqrt{f'_c}}$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≥ 0.6	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≤ 0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
≥ 0.6						
Condition iii. ^e						
$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$				0.0	0.045	0.060
$\frac{A_s f'_s}{A_g f'_c}$	0.0	0.060	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≥ 0.6	0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≤ 0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
≥ 0.6						
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^f						
$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$				0.0	0.045	0.060
$\frac{A_s f'_s}{A_g f'_c}$	0.0	0.060	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	0.0	0.008	0.4	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≤ 0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
≥ 0.6						

图 8 ASCE41-13 Table10-8

铰数据基于选择的规范 ASCE41-13 中的 Table10-8 生成。如图 8 所示，ASCE41-13 中 Table10-8 对钢筋混凝土柱铰的可接受准则进行了详细的规定^[1]。

第①项 Conditions 用于描述柱的破坏状态，如上节所述，采用 Condition i 弯曲破坏。

第②项 Modeling Parameters 用于确定构件的骨架曲线，如图 9 所示，a 为 BC 段的长度，体现截面的延性，b 为 BE 段的长度，体现构件的最大塑性变形能力，c 是残余强度比。

第③项 Acceptance Criteria 用于确定铰的可接受准则。IO(Immediate Occupy)、LS(Life Safety)、CP(Collapse Prevention) 表示了破坏从轻到重不同的性能等级（塑性转角）。

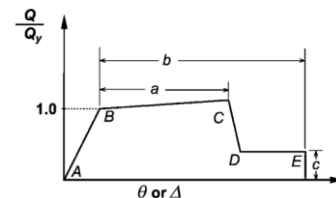


图 9 ASCE41-13 中混凝土单元或构件广义力-变形关系

3. 默认弯矩铰的验证

接下来手算本例混凝土柱的骨架曲线、可接受准则和屈服强度。

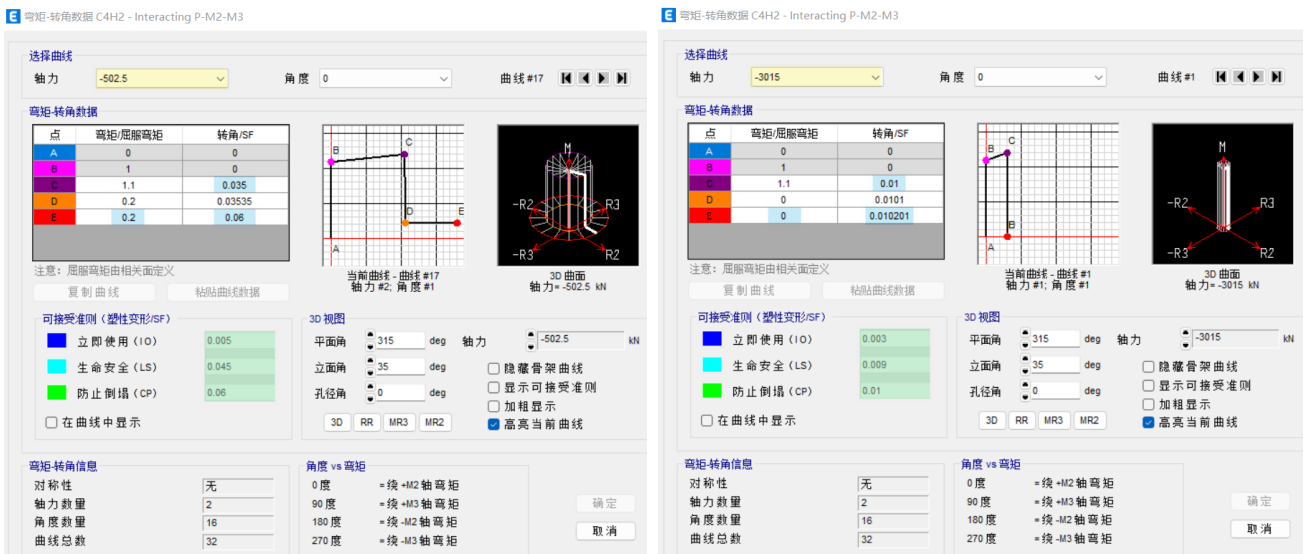
3.1 变形控制参数和可接受准则的验算

根据表 10-8 (图 8), 对于弯曲破坏的柱, 其骨架曲线和可接受准则由两个因素决定, 其中 $\frac{P}{A_g f'_c}$ 用于描述轴压比, $\rho = \frac{A_v}{b_w s}$ 指的是配筋率。本例采用四肢 $\phi 10$ 的箍筋, 箍筋间距 100mm, 则配筋率为 $\frac{78.5 \times 4}{500 \times 100} = 0.00628 > 0.006$ 。根据计算结果, 为图 8 中黄色区域对应的情况, 即:

$P = 0.1 A_g f'_c = 0.1 \times 500^2 \times 20.1 = 502.5 \text{ kN}$ 时, 骨架曲线中 $a=0.035$ 、 $b=0.06$ 、 $c=0.2$, 可接受准则 $IO=0.005$ 、 $LS=0.045$ 、 $CP=0.06$;

$P = 0.6 A_g f'_c = 0.6 \times 500^2 \times 20.1 = 3015 \text{ kN}$ 时, 骨架曲线中 $a=0.01$ 、 $b=0.01$ 、 $c=0$, 可接受准则 $IO=0.003$ 、 $LS=0.009$ 、 $CP=0.01$ 。

点击图 7 中的“修改/显示弯矩转角曲线数据”, 可以在图 10 所示的对话框中查看不同轴力下的骨架曲线和可接受准则, 几乎与表 10-8 吻合。对于轴力 3015kN 时, 考虑到 CD 直线下降容易导致计算失效, 故加一个小数使其有一定斜率。



(a)轴力 502.5kN

(b)轴力 3015kN

图 10 弯矩-转角数据

3.2 屈服承载力的验算

基于混规 6.2.15 和 6.2.22, 计算混凝土柱的轴心受压/拉承载力如下^[2]:

$$P_c = 0.9 \varphi (f_c A + f_y A_s) = 0.9 \times (20.1 \times 500 \times 500 + 400 \times 16 \times 491) = 7350 \text{ kN}$$

$$P_t = f_y A_s = 400 \times 491 \times 16 = 3142 \text{ kN};$$

基于 XTRACT 验算纯弯时承载力为 520~580kN 之间, 如图 11 所示。

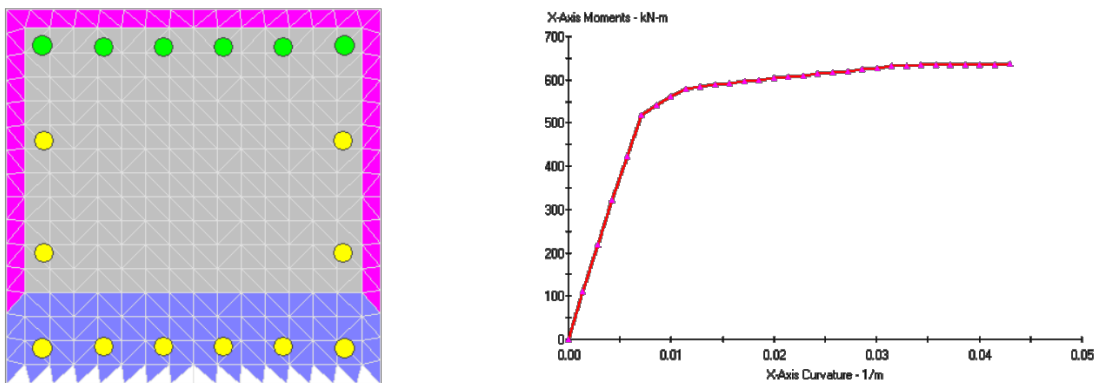


图 11 XTRACT 纯弯极限承载力计算



点击图 7 中的【修改-显示 P-M2-M3 相关面数据】>【定义/显示自定义相关面】，程序自动计算的相关面上各相关线数据如图 12 所示。因为正截面设计基于平截面假定与材料本构关系，所以本质上是一种力学方法，各国的规定都是一样的，GB 50010-2010 E.0.1 详细描述了计算方法。“相关曲线数据”中给出了每条曲线上的数据除以比例系数 SF 的数值，比例系数乘以相关曲线数据即为各点承载力数值。1 点和 11 点的 P 表示柱仅受压和仅受拉时的承载力；M₂、M₃ 分别表示绕 2、3 轴在有利轴压力作用下各自承载力中的较大值。可以看见轴心受压承载力为 7278.82kN，轴心受拉承载力为 0.4316*7278.82=3130kN，纯弯时承载力为 0.75*750.98=563kN，与上述手算、验算结果很接近。

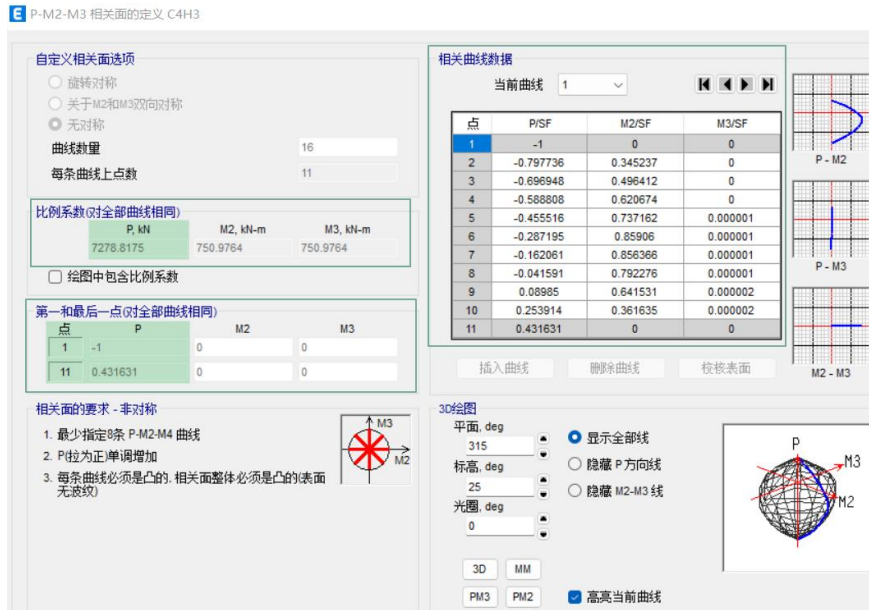


图 12 PMM 相关面数据

4. 结语

ETABS 中内置了 ASCE41-17 和 ASCE41-13 两本规范供工程师选用，仅需设置构件的配筋情况（配筋信息可以自定义，也可以来自 ETABS 设计结果），程序便能基于所选规范自动生成塑性铰，确定构件变形的可接受准则。本文通过手算结果详细验证了程序基于 ASCE41-13 生成的钢筋混凝土 PMM 铰参数，供广大工程师参考。

参考资料

- [1] ASCE/SEI 41-13, 2013
- [2] 混凝土结构设计规范: GB50010—2010(2015 版) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.

CiSDesignCenter 隔震层参数等效线性化计算例证

筑信达 杨硕

1. 概述

隔震结构的阻尼具有经典的非比例阻尼特性，采用振型坐标变换后得到的方程为一组耦合的运动方程，可采用复模态分析或强行解耦的方法进行计算。抗震规范 12.3.4 指明，当消能部件附加给结构的有效阻尼比小于 20%，可采用强迫解耦的振型分解反应谱法进行简化计算。

本文选取一个混凝土隔震框架模型，介绍 ETABS 采用实振型分解反应谱法，并手工进行迭代计算确定隔震层等效参数的过程，隔震结构的自振周期、等效刚度和等效阻尼比，根据隔震层中隔震装置及阻尼装置经试验所得滞回曲线对应不同烈度作用时的隔震层水平位移值计算，详细过程参考正文。并与 CiSDesignCenter（后文简称“DC”）自动迭代的结果相比较，两者结果吻合良好。

2. 隔震支座及隔震层参数的迭代方法

采用振型分解反应谱法进行隔震分析时，应将下部结构、隔震层及上部结构进行整体分析，其中隔震层的非线性可按等效线性化的迭代方式考虑。由于铅芯橡胶隔震支座的恢复力曲线可以通过力学性能试验得到，故迭代时可以假定铅芯橡胶隔震支座的双线性模型已知。考虑到理想化的双线性模型，隔震支座的等效刚度可根据割线刚度来确定，公式如下：

$$K_{eq} = F_d / x_d \quad (1)$$

$$F_d = K_i x_y + K_p (x_d - x_y) \quad (2)$$

$$K_{eq} = \frac{K_i x_y + K_p (x_d - x_y)}{x_d} = K_i \left[\frac{x_y}{x_d} + \frac{K_p}{K_i} \left(1 - \frac{x_y}{x_d} \right) \right] \quad (3)$$

设延性系数 $\mu = x_d / x_y$ ，屈服后与屈服前刚度比 $\alpha = K_p / K_i$ ，

式 (3) 可以简化为：

$$K_{eq} = K_i \left[\frac{1}{\mu} + \alpha \left(1 - \frac{1}{\mu} \right) \right] = K_i \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad (4)$$

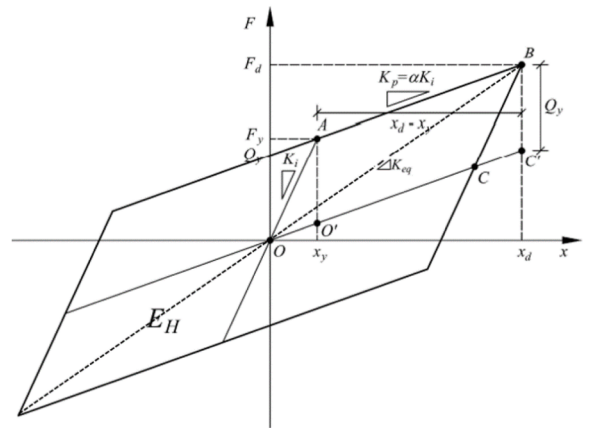


图 1 双线性模型一个周期耗散的滞回能量

消能部件附加给结构的有效阻尼比推导如下：

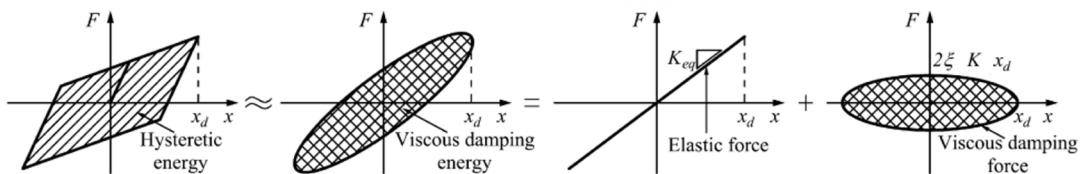


图 2 双线性滞回行为等效线性化

E_H 为消能部件在预期位移下往复一周所消耗的能量，该 E_H 的大小为图 1 或图 2 中平行四边形的面积。

$$E_H = 4S_{OABC} = 4S_{O'ABC'} = 4Q_y (x_d - x_y) = 4x_y (K_i - K_p)(x_d - x_y) \quad (5)$$

考虑结构在简谐振动 $P = P_0 \sin \bar{\omega} t$ 作用下稳态振动，结构振动一周由阻尼消耗的能量为：

$$\begin{aligned}
 E_s &= \int f_D dx = \int_0^{2\pi/\bar{\omega}} (c\dot{x}) \dot{x} dt = \int_0^{2\pi/\bar{\omega}} c(\dot{x})^2 dt = \\
 &c \int_0^{2\pi/\bar{\omega}} [\bar{\omega} x_d \cos(\bar{\omega} t - \varphi)]^2 dt = \\
 &\pi c \bar{\omega} x_d^2 = 2\pi \zeta \frac{\bar{\omega}}{\omega} k x_d^2
 \end{aligned} \tag{6}$$

当输入的简谐振动圆频率与结构自振频率相同时 ($\bar{\omega} = \omega$)，式 (6) E_s 的大小正好对应图 2 中椭圆的面积，由能量耗散平等原理 ($E_H = E_s$)，用 K_{eq} 、 ζ_{hyst} 代替等式 (6) 中的 K 、 ζ ，推导出等效线性系统的滞回阻尼比如下：

$$\zeta_{hyst} = \frac{E_H}{2\pi K_{eq} x_d^2} = \frac{4x_y(K_i - K_p)(x_d - x_y)}{2\pi K_{eq} x_d^2} = \frac{4(1 - K_p/K_i)(x_d/x_y - 1)}{2\pi(x_d/x_y)^2} \frac{K_i}{K_{eq}} \tag{7}$$

将延性系数 $\mu = x_d/x_y$ ，屈服后与屈服前刚度比 $\alpha = K_p/K_i$ ， $K_i/K_{eq} = \mu/[1 + \alpha(\mu - 1)]$ 带入式 (7) 可简化为：

$$\zeta_{hyst} = \frac{2(1 - \alpha)(\mu - 1)}{\pi\mu[1 + \alpha(\mu - 1)]} \tag{8}$$

当知道支座在反应谱工况下的最大位移 x_d 且橡胶支座的双线性模型已知，由式 (4) (8) 就可求得每个支座对应的等效刚度和等效阻尼比。隔震层的等效刚度与等效阻尼比可按照新隔标规范 4.6.4 的公式求解，如下所示。

$$K_{eq,story} = \sum K_{eq,j} \tag{9}$$

$$\zeta_{eq,story} = \sum K_{eq,j} \zeta_{hyst,j} / K_{eq,story} \tag{10}$$

如果结构体系的固有阻尼比为 ζ_0 ，则结构总的等效阻尼比最终可表示为：

$$\zeta_{eq} = \zeta_0 + \zeta_{eq,story} \tag{11}$$

软件中支座属性处填写的参数为等效刚度与等效阻尼系数 C ，将

$\zeta_{hyst} = c/(2m\omega)$ 带入式 (7) 得到阻尼系数 C 为：

$$C = \frac{4F_y(1 - \alpha)(x_d - x_y)}{\pi\omega x_d^2} \tag{12}$$

式 (12) 中 ω 取每次迭代第一振型对应的频率，把式 (4) 和 (12) 求得的每个铅芯橡胶支座水平等效刚度 $K_{eq,j}$ 和等效阻尼系数 c_j 代入有限元分析软件 ETABS 进行设防目标地震作用下的反应谱分析，提取每个隔震支座的位移 (可计算每个支座的 $K_{eq,j}$ 和 c_j) 并计算隔震层的等效阻尼比，使用等效线性化求得的结构总等效阻尼比 ζ_{eq} 修正设计目标谱，再进行反应谱分析，重复以上步骤迭代

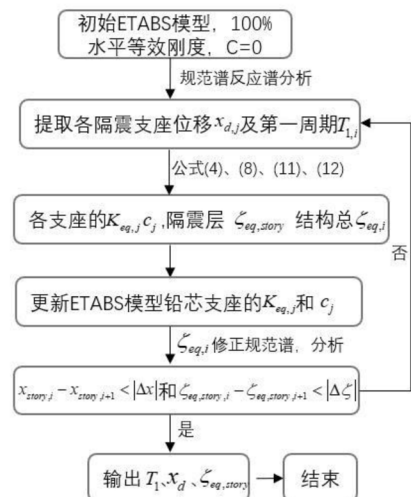


图 3 等效线性化迭代流程图

计算每个铅芯橡胶支座的 $K_{eq,j}$ 和 c_j ，直到第 i 次和 $i+1$ 次的隔震层位移和隔震层等效阻尼比接近为止。对结构两个主轴方向分别计算，迭代过程如图 3 所示。

设定迭代收敛的条件为：

$$x_{story,i} - x_{story,i+1} < |\Delta x| \quad (13)$$

$$\zeta_{eq,story,i} - \zeta_{eq,story,i+1} < |\Delta \zeta| \quad (14)$$

式中 $x_{story,i}$ 和 $x_{story,i+1}$ 分别为第 i 次和第 $i+1$ 次隔震层的位移； $\zeta_{eq,story,i}$ 和 $\zeta_{eq,story,i+1}$ 分别为第 i 次和第 $i+1$ 次隔震层的等效阻尼比； $|\Delta x|$ 和 $|\Delta \zeta|$ 分别为隔震层位移和等效阻尼比的误差限值。

以迭代收敛时的铅芯橡胶隔震支座水平等效刚度和隔震层等效阻尼比作为等效设计参数进行后续隔震结构设计。

3. 迭代计算实例—ETABS

3.1 模型概况

混凝土框架结构，包含隔震层共 4 层，结构总高度 12.4m，隔震层层高 1.6m，标准层层高 3.6m，抗震设防烈度为 7 度 0.15g，场地类别 I(1)，设计地震分组为第二组，场地特征周期为 0.3s，有限元模型如图 4 所示，隔震层支座布置如图 5 所示。

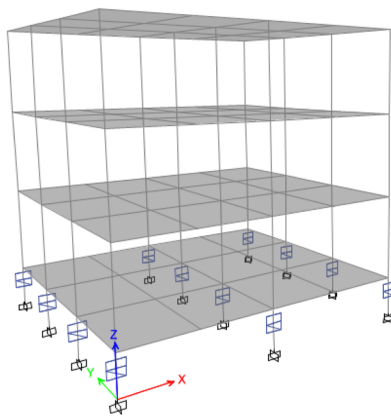


图 4 隔震框架模型 (ETABS)

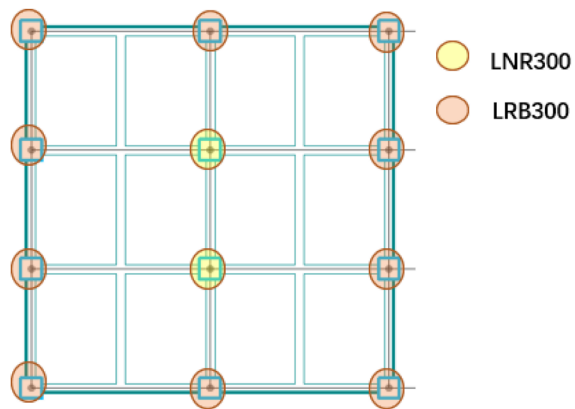


图 5 隔震支座平面布置图

隔震层共布置了 12 个支座，10 个 LRB300 和 2 个 LNR300，支座力学参数如表 1 所示。

表 1 支座力学参数

支座型号	直径 (mm)	屈服前刚度 K_i (N/mm)	屈服力 F_y (N)	屈服后刚度比 α	100%水平等效刚度 K_{eff} (N/mm)
LRB300	300	8970	16000	0.0774	950
LNR300	300	/	/	/	690

3.2 等效参数迭代—ETABS

隔震层支座参数迭代前，通常支座的有效刚度设置为 100%水平等效刚度，有效阻尼设置为 0，设置 X、Y 方向的反应谱工况。运行分析，提取各隔震支座的位移，计算两个主方向的等效参数，如表 2 和 3 所示。

表 2 支座 U2 方向等效参数 (N-mm-s)

编号	型号	屈服位移 x_y	U2 向位移 x_d	$\mu = x_d / x_y$	$\alpha = K_p / K_i$	K_i	$K_{eq} = K_i \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$	$\zeta_{hor} = \frac{2(1 - \alpha)(\mu - 1)}{\pi\mu[1 + \alpha(\mu - 1)]}$	F_y	ω	$C = \frac{4F_y(1 - \alpha)(x_y - x_d)}{\pi\omega x_d^2}$
97	LRB300	1.7837	51.01	28.597	0.0774	8970	983.660	0.18073	16000	3.61144	98.45767063

98	LRB300	1.7837	51.015	28.600	0.0774	8970	983.632	0.18072	16000	3.61144	98.44837038
99	LRB300	1.7837	51.015	28.600	0.0774	8970	983.632	0.18072	16000	3.61144	98.44837038
100	LRB300	1.7837	51.01	28.597	0.0774	8970	983.660	0.18073	16000	3.61144	98.45767063
101	LRB300	1.7837	51.06	28.625	0.0774	8970	983.377	0.18061	16000	3.61144	98.36474703
102	LNR300	/	51.082	/	/	/	690	0	/	3.61144	/
103	LNR300	/	51.082	/	/	/	690	0	/	3.61144	/
104	LRB300	1.7837	51.06	28.625	0.0774	8970	983.377	0.18061	16000	3.61144	98.36474703
105	LRB300	1.7837	51.01	28.597	0.0774	8970	983.660	0.18073	16000	3.61144	98.45767063
106	LRB300	1.7837	51.015	28.600	0.0774	8970	983.632	0.18072	16000	3.61144	98.44837038
107	LRB300	1.7837	51.015	28.600	0.0774	8970	983.632	0.18072	16000	3.61144	98.44837038
108	LRB300	1.7837	51.01	28.597	0.0774	8970	983.660	0.18073	16000	3.61144	98.45767063

表 3 支座 U3 方向等效参数 (N-mm-s)

编号	型号	屈服位移 X_y	U3 向位移 X_d	$\mu = X_d / X_y$	$\alpha = K_p / K_i$	K_i	$K_{eq} = K_i \frac{1+\alpha(\mu-1)}{\mu}$	$\zeta_{eq} = \frac{2(1-\alpha)(\mu-1)}{\pi\mu[1+\alpha(\mu-1)]}$	F_y	ω	$C = \frac{4F_y(1-\alpha)(x_y-x_d)}{\pi\omega x_d^2}$
97	LRB300	1.7837	51.255	28.735	0.0774	8970	982.277	0.18015	16000	3.61144	98.00401246
98	LRB300	1.7837	51.297	28.758	0.0774	8970	982.041	0.18005	16000	3.61144	97.92666134
99	LRB300	1.7837	51.297	28.758	0.0774	8970	982.041	0.18005	16000	3.61144	97.92666134
100	LRB300	1.7837	51.255	28.735	0.0774	8970	982.277	0.18015	16000	3.61144	98.00401246
101	LRB300	1.7837	51.266	28.741	0.0774	8970	982.215	0.18013	16000	3.61144	97.98374204
102	LNR300	/	51.323	/	/	/	690	/	/	3.61144	/
103	LNR300	/	51.323	/	/	/	690	/	/	3.61144	/
104	LRB300	1.7837	51.266	28.741	0.0774	8970	982.215	0.18013	16000	3.61144	97.98374204
105	LRB300	1.7837	51.255	28.735	0.0774	8970	982.277	0.18015	16000	3.61144	98.00401246
106	LRB300	1.7837	51.297	28.758	0.0774	8970	982.041	0.18005	16000	3.61144	97.92666134
107	LRB300	1.7837	51.297	28.758	0.0774	8970	982.041	0.18005	16000	3.61144	97.92666134
108	LRB300	1.7837	51.255	28.735	0.0774	8970	982.277	0.18015	16000	3.61144	98.00401246

无铅芯的橡胶支座不参与迭代，不提供任何附加阻尼比，按照新隔标 4.6.4 的公式计算隔震层的等效刚度与等效阻尼比时应考虑无铅支座的水平等效刚度，以上是迭代的第一步，完整的迭代过程及结果见表 4。

表 4 隔震层等效参数迭代结果 (N-mm-s)

迭代步数	周期 T1	隔震层等效刚度		隔震层阻尼系数 C		隔震层位移		隔震层等效阻尼比
		X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	
1	1.7398	11215.92	11201.7	984.35	979.69	51.01	51.255	15.8%
2	1.7145	12317.4	12310.7	1320.87	1318.79	36.944	37.001	19.6%
3	1.639	12753.6	12754.6	1392.85	1393.14	33.306	33.294	20.9%
4	1.6119	12855.1	12861.3	1399.37	1401.19	32.56	32.51	21.21%
5	1.6058	12867.4	12875.9	1397.65	1400.11	32.47	32.406	21.25%

由迭代结果可知，第 4 次和第 5 次迭代得到的隔震结构周期、隔震层位移非常接近，隔震层的等效阻尼比、隔震层等效刚度、隔震层阻尼系数相差非常小，满足收敛条件。故可取迭代收敛时隔震层的等效参数进行后续的分析与设计。

4. DC 隔震设计

DC 隔震设计软件是基于筑信达结构设计软件 CiSDesignCenter 发展而来，DC 继承了模型转换、结构设计、分析报告等

功能，实现了抗规、新隔标和广东高规三种规范，并面向隔震设计做了专项开发。DC 提出了一套“反应谱分析+随机模拟法+中震时程校核+大震弹性时程校核”的隔震设计整体解决方案，如图 6 所示。

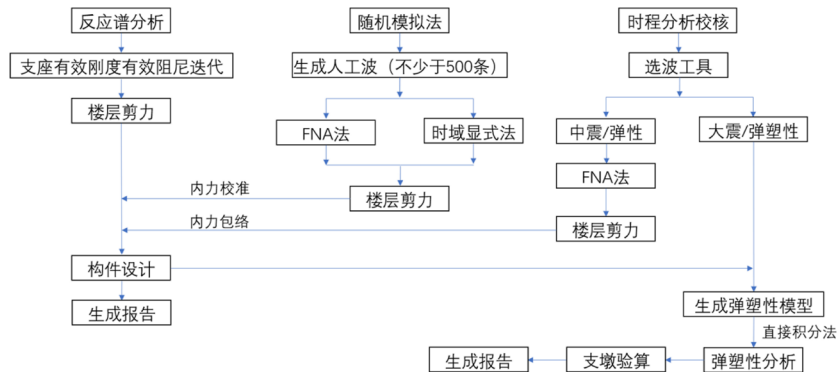


图 6 DC 软件隔震设计解决方案

DC 作为 ETABS 的前后处理软件，可以便捷的完成隔震支座的布置，依据规范生成多个模型，并且基于 ETABS 的分析结果，进行构件设计，绘制施工图，验算隔震层，输出隔震报告等。

新隔标完整的隔震设计流程已在 DC 中实现，如图 7 所示，DC 可实时显示隔震层偏心率与支座面压，使用 DC 快速布置隔震支座，调用 ETABS 生成隔震设防模型，并完成隔震层参数自动迭代收敛，如图 7 中黄色填充部分。使用 DC 迭代前文的隔震框架模型，结果如图 8 所示。

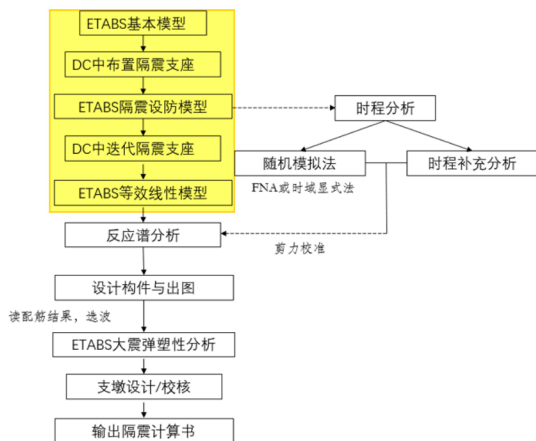


图 7 新隔标隔震设计流程图

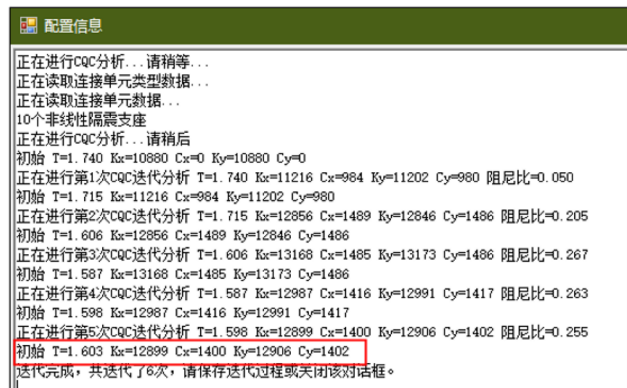


图 8 DC 隔震层参数迭代结果

从图 8 的迭代收敛结果可知，隔震结构周期、隔震层等效刚度、隔震层等效阻尼系数与第 3 节的表 4 中第 5 迭代步的结果很接近。需要注意的是，每次迭代时 DC 使用上一迭代步强行解耦的反应谱工况模态阻尼比修正规范谱，再进行后续分析，所以表 4 中第 1 迭代步的结构阻尼比 15.8%+5%=20.8%与图 8 中第二次迭代的结构阻尼比 20.5%是相对应关系，后续迭代步依次类推。收敛时两者结果接近，证明了 DC 迭代结果的可靠性。

5. 小结

本文介绍了以单自由度系统为特征的隔震支座等效线性化计算方法，以一个小隔震框架模型为例，分别使用 ETABS 和 DC 进行隔震层参数等效线性化迭代，两者结果吻合良好，表明 DC 迭代计算的可靠性。除此之外，DC 还可基于隔震层等效线性化的结果完成反应谱分析，利用随机模拟法进行反应谱层间剪力校准，使用校准后的内力进行构件设计和施工图绘制，并生成 ETABS 隔震罕遇地震模型，完成支墩验算与支墩设计，欢迎广大工程师使用 DC 进行结构设计。

参考资料

- [1] 滕晓飞, 谭平, 周林丽, 金敏敏, 刘彦辉. 基于性能的隔震结构直接设计方法研究[J]. 建筑结构, 2019, 49(09): 71-76.
- [2] Liu T, Zordan T, Briseghella B, et al. Evaluation of equivalent linearization analysis methods for seismically isolated buildings characterized by SDOF systems[J]. Engineering Structures, 2014, 59: 619-634.
- [3] 建筑隔震设计标准: GB/T 51408-2021[S]. 北京: 中国计划出版社, 2021.

工程应用常见问题 案例解析

【温馨提示】“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。

柔性光伏支架施加索力的问题

本文主要介绍了柔性光伏支架索力施加与计算不收敛方面的问题。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 24.0.0



模型简介/MODEL

该模型为柔性光伏支架，整体布置如下图所示。该结构由 4 排柔性支架组成，单排支架由索和立柱形成主体结构，上面布置光伏面板。各排支架之间通过拉杆连接，形成整体结构，模型示意图如下所示。

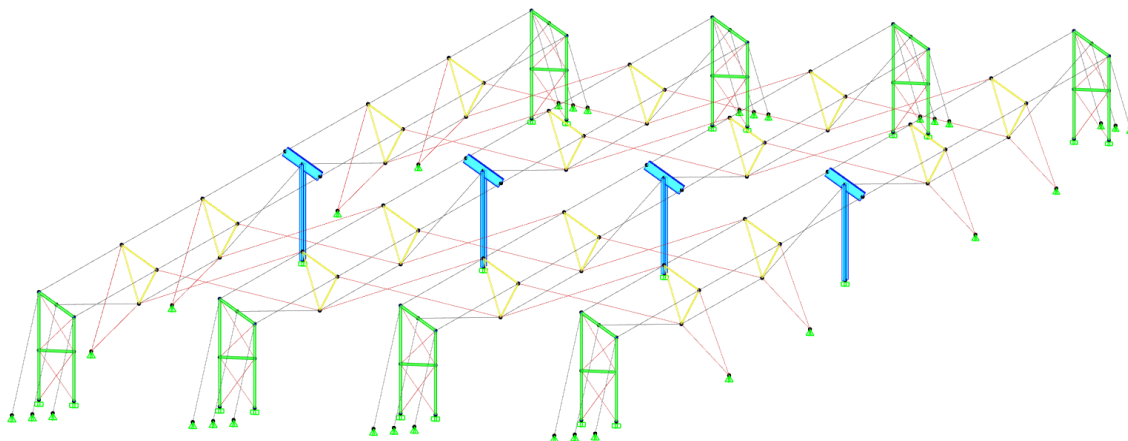


图 1. 模型示意图



问题描述/PROBLEM

该柔性光伏支架仅对纵向钢束指定了 40KN 的目标索力，但是运行分析时程序提示不收敛，其原因是什么？

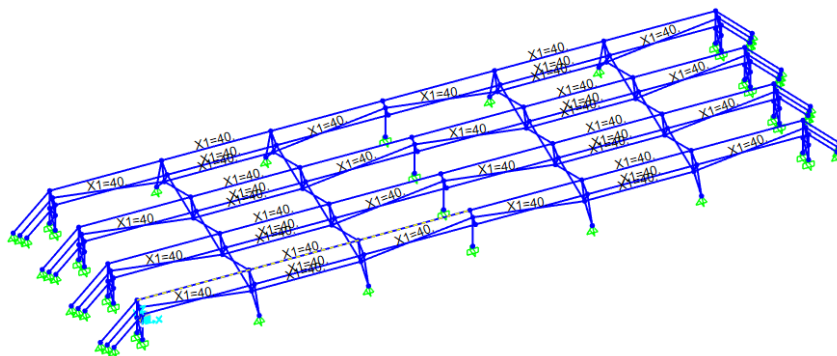
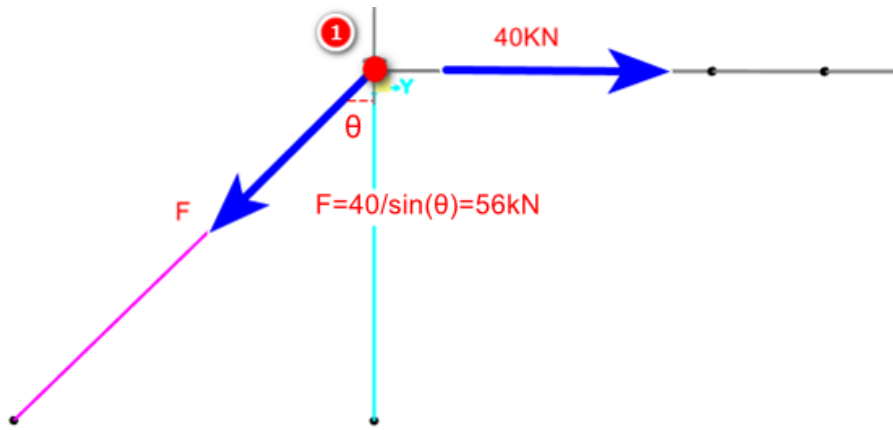


图 2 施加目标力



解决办法/SOLUTION

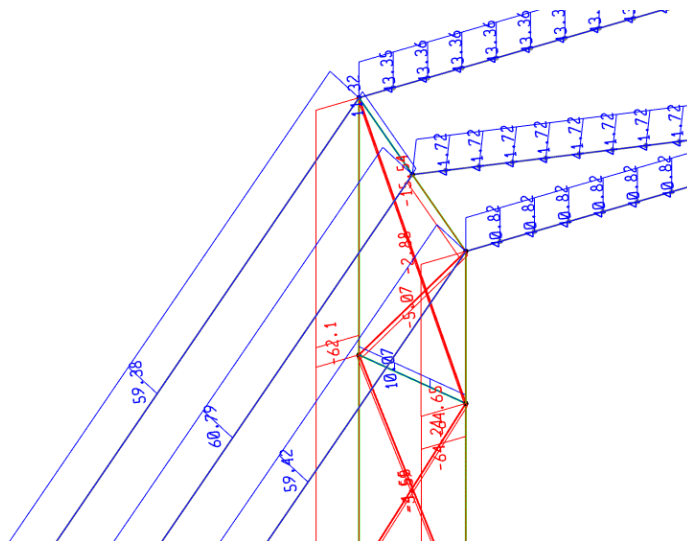
该模型中目标力不收敛是索力施加错误导致的。如下图中单榀索结构为例，模型中仅对水平索指定了 40kN 目标力,但是斜向的拉杆并没有指定目标力，会导致图中的 1 号节点产生较大的水平位移，最终导致结构变形奇异无法收敛。



一般情况下当水平索力为 40kN 时，为保证节点 1 不产生较大的位移，其左侧的斜拉索也需要同时指定索力。其大小可以根据 1 号节点的平衡来计算，斜索的拉力 $F=40/\sin(\theta)=56\text{kN}$ ，计算简图如上图所示。由于横索及斜索数目相同，因此所有斜索的目标力可以简单的设为 60kn，指定完毕后调整工况参数如下：



最后运行分析即可收敛。截图如下



注意上述仅简单的介绍初始索力如何确定，至于索力大小是否合适请工程师自行判断。关于目标力的大小控制及无法收敛的问题可以参考知识库文章：[工程应用常见问题案例解析——目标力的迭代。](#)

结构周期异常的检查

本文主要介绍了由于结构板壳网格划分错误导致结构周期异常的问题。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 24.0.0



模型简介/MODEL

该结构主体为钢结构，底板设有面弹簧（仅约束竖向）与大地基础相连接，并在底板四个角点位置处指定了固定支座。该结构的整体布置与地板的约束条件如下图所示。

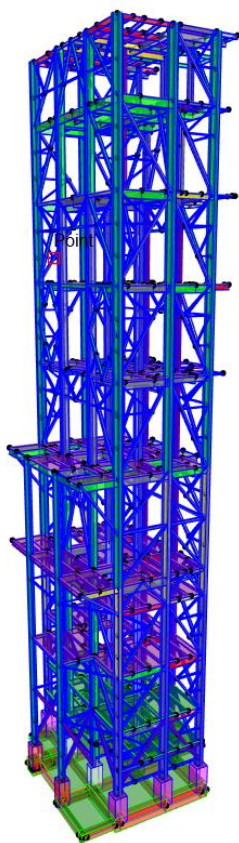


图 1. 模型示意图及底板约束条件



问题描述/PROBLEM

该模型进行模态分析时前三阶模态异常，但是从第四阶开始，结构的周期又正常了，这是为何？

S Modal Participating Mass Ratios

文件(F) 视图(V) 编辑(E) 格式-过滤-排序(M) 选择(S) 选项(O)

单位: 见注释
过滤器:

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
▶	MODAL	Mode	1	-256838.39	4.812E-05	0.00611	0	4.812E-05	0.00611	0	0.00338
	MODAL	Mode	2	-139140.677	5.765E-05	0.01063	0	0.00011	0.01674	0	0.00589
	MODAL	Mode	3	124175.7181	0.01664	3.484E-06	0	0.01674	0.01674	0	1.93E-06
	MODAL	Mode	4	2.630649	0.00456	0.29211	0.00019	0.0213	0.30885	0.00019	0.64007
	MODAL	Mode	5	2.373641	0.12113	0.00397	7.018E-08	0.14243	0.31282	0.00019	0.00895
	MODAL	Mode	6	2.264564	0.00165	0.01585	1.83E-05	0.14409	0.32867	0.00021	0.02907
	MODAL	Mode	7	2.118309	0.20124	0.00154	4.033E-06	0.34533	0.33021	0.00021	0.00367
	MODAL	Mode	8	1.252245	0.00177	2.206E-06	5.774E-06	0.3471	0.33021	0.00022	4.842E-05
	MODAL	Mode	9	1.179464	3.375E-11	9.882E-07	2.359E-10	0.3471	0.33021	0.00022	2.624E-07
	MODAL	Mode	10	1.166463	0.00166	5.841E-08	1.237E-06	0.34876	0.33021	0.00022	8.032E-06
	MODAL	Mode	11	1.079944	1.664E-12	3.022E-10	1.699E-10	0.34876	0.33021	0.00022	1.285E-09
	MODAL	Mode	12	1.079938	4.513E-09	4.202E-12	1.706E-11	0.34876	0.33021	0.00022	6.407E-11

图2 结构周期



解决办法/SOLUTION

模态异常是由于部分结构缺少约束导致的。

运行分析程序提示报错信息如下，可以看到节点 1057 水平方向的位移出现精度丢失的问题。

```

Block      4 by block      4

*** WARNING ***
NUMERICAL PROBLEMS ENCOUNTERED DURING EQUATION SOLUTION:

TYPE LABEL DOF      X-COORD      Y-COORD      Z-COORD      PROBLEM      VALUE
-----
Joint 1057 UX      4000.000     31600.000     .000000     Lost accuracy 14.0 digits
Joint 1057 UX      4000.000     31600.000     .000000     Diagonal < 0      -2.79E-07
Joint 1057 UY      4000.000     31600.000     .000000     Lost accuracy 14.0 digits
Joint 1057 UY      4000.000     31600.000     .000000     Diagonal < 0      -2.76E-07
Joint 1057 RZ      4000.000     31600.000     .000000     Lost accuracy 10.5 digits
Joint 1057 RZ      4000.000     31600.000     .000000     Diagonal < 0     -10.248779

*** WARNING ***
EXCESSIVE LOSS OF ACCURACY WAS DETECTED DURING THE SOLUTION OF EQUATIONS
NUMBER OF DIGITS LOST EXCEEDED 11.0
    
```

图3 模型报错信息

对应模型可以找到节点 1057 位置，如图 4 所示。从几何模型观察，该底板形成一整块，底板竖向位移被面弹簧约束，水平位移被四个固定支座约束，其约束条件应该足够的。随后查看结构的分析模型，可以看到节点 1057 对应的壳单元网格和相邻板壳的网格并没有对齐，如图中箭头所指的位置。由于有限元网格并没有对齐，导致节点 1057 对应的壳体与周围的壳体并没有形成有效连接。而节点 1057 对应的壳体仅约束了其竖直方向的位移，并没有约束其水平方向的位移，模态分析时该壳体形成水平刚体运动，导致模态分析时周期异常。

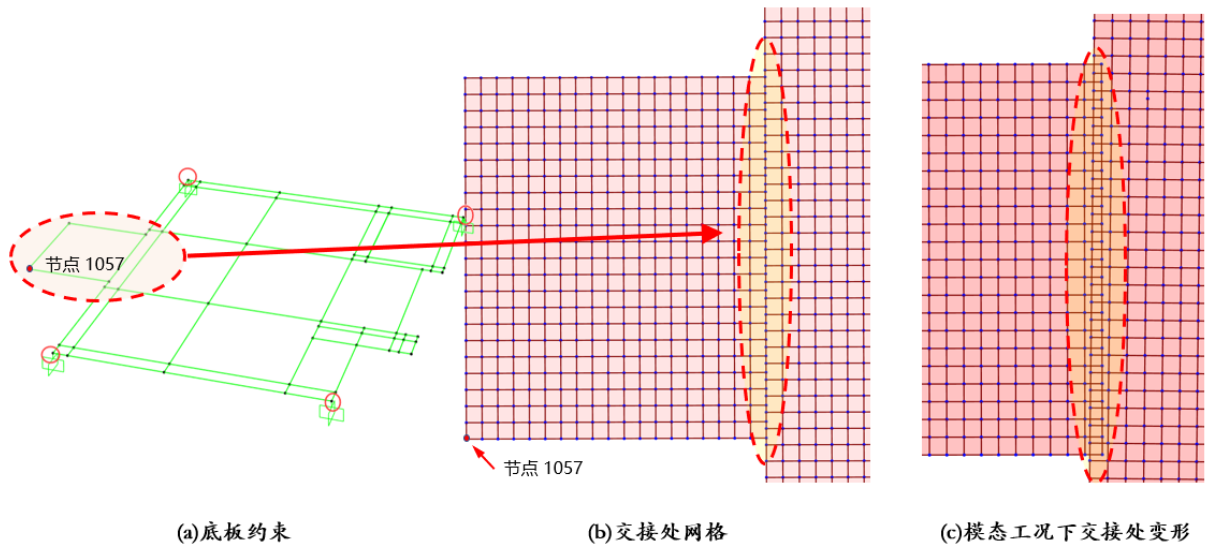


图 4 底板约束条件及网格

对于该问题只需修改模型网格，使节点 1057 对应的壳体与周围壳体形成有效连接即可保证模型的周期正常。这里有两种做法，一种是调整对壳体的有限元网格划分，使结构网格对齐保证结构的连续性；另一种做法是对壳体指定自动边约束，程序会在壳单元网格不匹配位置处，将壳单元边上的所有节点与相邻单元节点建立连接，保证结构的连续性。这里采用了第一种方式，调整了壳体的有限元网格，修改后，再次计算结构模态正常。

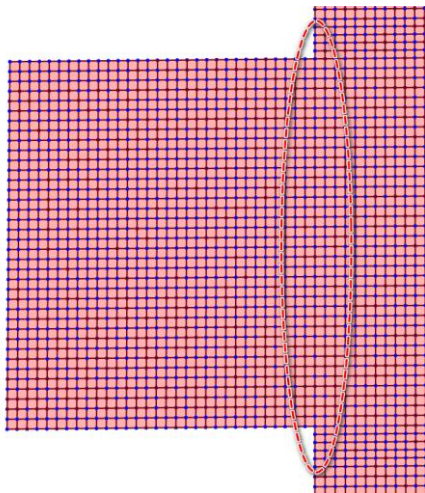


图 5-a 修改底板网格

Modal Periods And Frequencies

文件(F) 视图(V) 编辑(E) 格式-过滤-排序(M) 选择(S) 选项(O)

单位: 见注释

过滤器: Modal Periods And Frequencies

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad/sec ²
MODAL	Mode	1	2.643955	0.37822133	2.37643471...	5.64744194...
MODAL	Mode	2	2.377504	0.420413...	2.64276512...	6.98420749...
MODAL	Mode	3	2.265288	0.44144884...	2.77370491...	7.69343896...
MODAL	Mode	4	2.12419	0.47076759...	2.95792003...	8.74929094...
MODAL	Mode	5	1.255087	0.79675747...	5.00617483...	25.0617864...
MODAL	Mode	6	1.179464	0.84784264...	5.32715246...	28.3785533...
MODAL	Mode	7	1.166811	0.85703681...	5.38492111...	28.9973753...
MODAL	Mode	8	1.079944	0.92597371...	5.81806445...	33.8498739...
MODAL	Mode	9	1.079938	0.92597880...	5.81809642...	33.8502459...
MODAL	Mode	10	1.05802	0.94516198...	5.93862792...	35.2673016...
MODAL	Mode	11	1.019158	0.98120191...	6.16507348...	38.0081310...
MODAL	Mode	12	0.972883	1.02787283...	6.45831547...	41.7098388...

图 5-b 修改后模型周期

编写：吕良

阶段施工分析中膜单元面荷载丢失

本案例主要介绍阶段施工分析中对膜单元施加面荷载，但荷载丢失的原因与处理办法。

使用软件/SOFTWARE

ETABS V20.0.0

模型简介/MODEL

对某框架模型进行阶段施工模拟，需要模拟先浇筑框架、后施工预制楼板的做法，故定义了下图所示的施工阶段：

- (1) 添加主体框架，并考虑自重；(2) 添加楼板（膜单元），并考虑自重；(3) 考虑楼面活荷载。

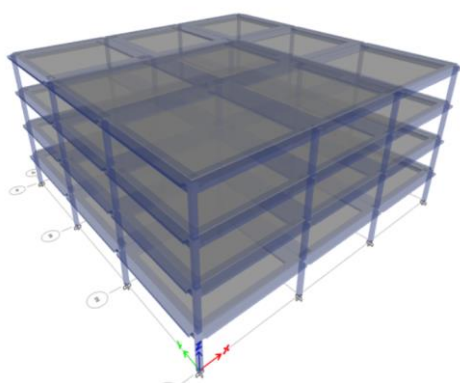


图1 某框架模型



图2 阶段施工工况

问题描述/PROBLEM

运行分析后发现三步施工阶段的基底反力均一致，楼面荷载均丢失，原因是什么？

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Filter: None						Base Reactions		
	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	FX kN	FY kN	FZ kN
▶	floor	Staged	Step By Step	1	add frame - 1	0	0	16473.6
	floor	Staged	Step By Step	2	add floor - 1	0	0	16473.6
	floor	Staged	Step By Step	3	load - 1	0	0	16473.6

图3 阶段施工结果

解决办法/SOLUTION

对于膜单元，由于其不具有面外刚度，本身并不承担荷载，因此，在分析模型中，楼板自重和面上荷载均自动分配至周边框架，即，周边梁为实际承担荷载的单元，如图4所示。更详尽的内容请参考知识库“[膜、壳单元对面荷载的处理](#)”。

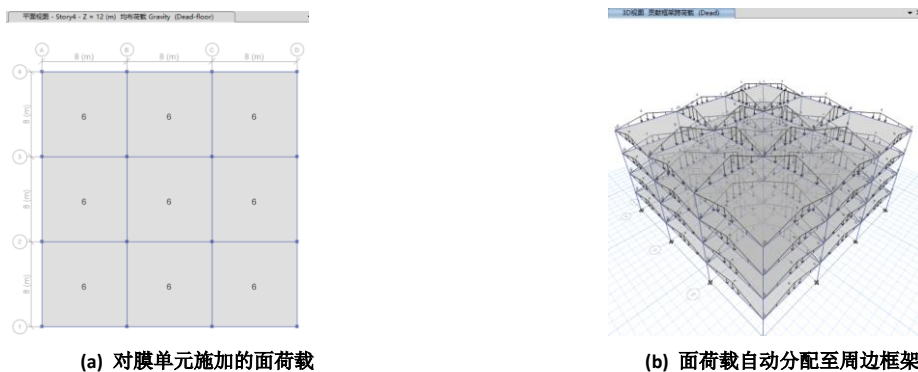


图4 楼面荷载自动导荷至周边梁

上述案例中，楼板采用了膜单元，其荷载需导至梁上，但阶段操作中仅对包含楼板的对象组“floor”施加了楼板自重和面上荷载，施加对象未包括梁，故导致荷载丢失。因此，在阶段施工中若需考虑楼板自重及面上荷载，施加荷载的对象组中应包含梁对象。

由于 Dead 工况中梁同时承担了构件自重和楼板自重，若需分阶段分别考虑框架自重和楼面自重，为了避免恒载的重复施加，需要将两部分荷载分别定义在两个荷载模式中，具体操作如下：

- (1) 在楼板定义中将楼板自重折减为 0；



图 5 忽略楼板自重

- (2) 定义自重乘数为 0 的荷载模式 Dead-floor（注意与考虑结构自重的荷载模式 Dead 区分开），Dead-floor 中施加楼板自重、抹灰和面层等的均布面荷载；

- (3) 如图 6 定义阶段施工工况。阶段 1，添加框架对象和不考虑楼板自重的 Dead 荷载；阶段 2，添加楼板，并对框架对象施加考虑楼板自重的 Dead-floor 荷载；阶段 3，对所有对象施加活荷载。

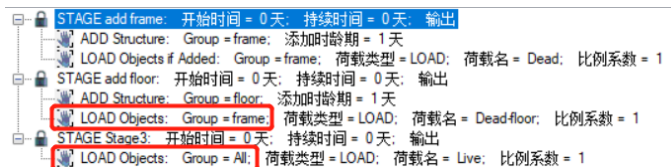


图 6 定义阶段施工工况

此时，可得到符合预期的计算结果。

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None						Base Reactions		
Filter: None								
	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	FX kN	FY kN	FZ kN
▶	floor-1	Staged	Step By Step	1	add frame - 1	0	0	2649.6
	floor-1	Staged	Step By Step	2	add floor - 1	0	0	16473.6
	floor-1	Staged	Step By Step	3	Stage3 - 1	0	0	25689.6

若采用壳单元，由于壳本身同时具有面内和面外刚度，面荷载由壳自身承担，采用案例中的阶段施工定义也可得到符合预期的计算结果。

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	FX kN	FY kN	FZ kN
floor	Staged	Step By Step	1	add frame - 1	0	0	2649.6
floor	Staged	Step By Step	2	add floor - 1	0	0	16473.6
floor	Staged	Step By Step	3	Stage3 - 1	0	0	25689.6

阶段施工分析内力异常

本案例主要介绍阶段施工分析中错误的阶段操作可能导致的内力异常。



使用软件/SOFTWARE

ETABS V20.0.0



模型简介/MODEL

该模型为钢框架支撑结构（图 1），对其进行阶段施工分析，考虑逐层施工真实状态下的构件内力，阶段施工定义如图 2 所示。

阶段 1，添加第一层结构 S1；阶段 1-1，对对象组 S1 施加自重；阶段 2，添加第二层结构 S2；阶段 2-1，对对象组 S2 施加自重；阶段 3，添加第三层结构 S3；阶段 3-1，对对象组 S3 施加自重；阶段 4，添加第四层结构 S4；阶段 4-1，对对象组 S4 施加自重。

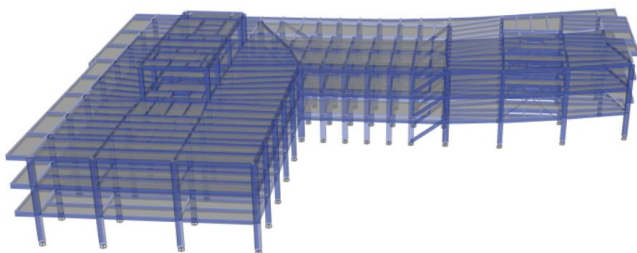


图 1 框架支撑结构



图 2 阶段施工工况



问题描述/PROBLEM

查看结果发现阶段施工的构件内力为零，原因是什么？

Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
C32	14961	DEAD-SQ	Staged	Step By Step	1	1 - 1	0	0	0	0	0	0	0
C32	14961	DEAD-SQ	Staged	Step By Step	1	1 - 1	4	0	0	0	0	0	0
C32	14961	DEAD-SQ	Staged	Step By Step	2	1-1 - 1	0	0	0	0	0	0	0
C32	14961	DEAD-SQ	Staged	Step By Step	2	1-1 - 1	4	0	0	0	0	0	0
C32	14961	DEAD-SQ	Staged	Step By Step	3	2 - 1	0	0	0	0	0	0	0
C32	14961	DEAD-SQ	Staged	Step By Step	3	2 - 1	4	0	0	0	0	0	0
C32	14961	DEAD-SQ	Staged	Step By Step	4	2-1 - 1	0	0	0	0	0	0	0
C32	14961	DEAD-SQ	Staged	Step By Step	4	2-1 - 1	4	0	0	0	0	0	0
C32	14961	DEAD-SQ	Staged	Step By Step	5	3 - 1	0	0	0	0	0	0	0
C32	14961	DEAD-SQ	Staged	Step By Step	5	3 - 1	4	0	0	0	0	0	0

图 3 构件内力



解决办法/SOLUTION

阶段施工中的“load objects if added”指的是对指定对象组中**当前阶段步添加**的构件施加荷载，“load objects”则是对指定对象组中的**已添加的所有构件**施加荷载。假设阶段步 1 中添加了 Story1，阶段步 2 中添加了 Story2，并用“load objects if added”对对象组 all 施加了自重，那么实际施加的荷载是 Story2 的自重，因为阶段步 2 中仅添加了 Story2 的构件。

原模型中，施加荷载的阶段步中均未添加构件，故采用“load objects if added”时荷载无法施加，导致构件内力为零。

对于该问题，有两种调整方式。

方式一，将添加构件步和荷载施加步合并，即可得到符合预期的构件内力：

Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	1	1 - 1	0	0	0	0
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	1	1 - 1	4	0	0	0
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	2	1-1 - 1	0	-405.9534	-26.4082	45.8105
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	2	1-1 - 1	4	-282.5254	-26.4082	45.8105
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	3	2 - 1	0	-405.9534	-26.4082	45.8105
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	3	2 - 1	4	-282.5254	-26.4082	45.8105
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	4	2-1 - 1	0	-836.8476	-27.5444	43.374
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	4	2-1 - 1	4	-713.4196	-27.5444	43.374
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	5	3 - 1	0	-836.8476	-27.5444	43.374
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	5	3 - 1	4	-713.4196	-27.5444	43.374
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	6	3-1 - 1	0	-1274.8101	-29.2306	47.3127
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	6	3-1 - 1	4	-1151.3821	-29.2306	47.3127

图 4 方法一对应的工况定义和构件内力

方式二，将阶段施工中的“load objects if added”改为“load objects”，即可得到符合预期的构件内力：

Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	1	1 - 1	0	0	0	0
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	1	1 - 1	4	0	0	0
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	2	1-1 - 1	0	-405.9534	-26.4082	45.8105
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	2	1-1 - 1	4	-282.5254	-26.4082	45.8105
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	3	2 - 1	0	-405.9534	-26.4082	45.8105
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	3	2 - 1	4	-282.5254	-26.4082	45.8105
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	4	2-1 - 1	0	-836.8476	-27.5444	43.374
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	4	2-1 - 1	4	-713.4196	-27.5444	43.374
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	5	3 - 1	0	-836.8476	-27.5444	43.374
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	5	3 - 1	4	-713.4196	-27.5444	43.374
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	6	3-1 - 1	0	-1274.8101	-29.2306	47.3127
14961	DEAD-2	Staged	Step By Step	6	3-1 - 1	4	-1151.3821	-29.2306	47.3127

图 5 方法二对应的工况定义和构件内力

阶段施工与恒载线性工况的基底反力也一致，均为 140710.52 kN：

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	FX kN	FY kN	FZ kN
DEAD	LinStatic				-1.697E-06	0	140710.5242

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Base Reactions

Filter: None

	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	FX kN	FY kN	FZ kN
▶	DEAD-2	Staged	Step By Step	1	1 - 1	0	0	0
	DEAD-2	Staged	Step By Step	2	1-1 - 1	0	0	42740.4497
	DEAD-2	Staged	Step By Step	3	2 - 1	0	0	42740.4497
	DEAD-2	Staged	Step By Step	4	2-1 - 1	0	0	88585.0556
	DEAD-2	Staged	Step By Step	5	3 - 1	0	0	88585.0556
	DEAD-2	Staged	Step By Step	6	3-1 - 1	-6.904E-07	0	134429.6616
	DEAD-2	Staged	Step By Step	7	4 - 1	-6.904E-07	0	134429.6616
	DEAD-2	Staged	Step By Step	8	4-1 - 1	-6.662E-07	0	140710.5239

图 6 基底反力

需要注意的是，“load objects”应与对应的对象组配合使用。如图 7 所示的阶段施工定义，若对象组采用“all”，会导致荷载重复考虑，此时阶段施工的基底反力将远远超出预期，为 406465 kN，如下所示：

图 7 阶段施工定义

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	FX kN	FY kN	FZ kN
DEAD	LinStatic				-1.781E-06	0	140710.5242
DEAD-1	Staged	Step By Step	1	1 - 1	0	0	42740.4497
DEAD-1	Staged	Step By Step	2	2 - 1	-6.364E-07	0	131325.5055
DEAD-1	Staged	Step By Step	3	3 - 1	-2.041E-06	0	265755.1674
DEAD-1	Staged	Step By Step	4	4 - 1	-3.823E-06	-6.439E-07	406465.6916

图 8 基底反力

未网格剖分导致地震作用偏小

本案例主要介绍导致“未网格剖分导致地震作用偏小”的原因和解决方法。



使用软件/SOFTWARE

ETABSV20



模型简介/MODEL

一块挡火墙及其基础底板的模型（图1），墙和底板都采用壳单元，底板下为面弹簧，挡火墙承受风荷载和地震作用。

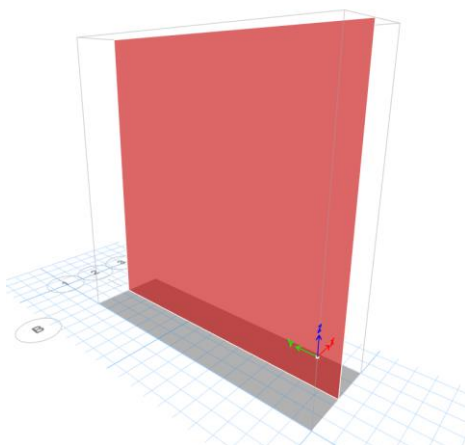


图1 挡火墙及其基础底板的模型



问题描述/PROBLEM

对于计算结果有以下疑问：在结果中显示总的自重为1406kN（图2），包括墙，底板和覆土的总重，但是相应的地震作用很小。通过查看自动地震作用表格发现质量源的重量为250.5kN（图3），偏小很多，请问是什么原因？

Base Reactions

Output Case	Case Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Dead	LinStatic	0	0	1406	5624	-1757.5	0
Earthquake-X	LinStatic	-23.0842	0	0	0	-194.9323	92.337
Earthquake-Y	LinStatic	0	-20.0825	0	167.6921	0	-25.1031

图2 结构基底总反力

Load Pattern Definitions - Auto Seismic - Chinese 2010

pe	AlphaMax	SI	Damping Ratio	Tg sec	PTDF	Enhancement Factor	Period Used sec	Coeff Used	Weight Used kN	Base Shear kN
c...	0.16	8 (0.20g)	0.05	0.4	1	1	0.616	0.092153	250.5	23.0842
c...	0.16	8 (0.20g)	0.05	0.4	1	1	0.025	0.08017	250.5	20.0825

图3 质量源重量



解决办法/SOLUTION

ETABS 程序默认对墙单元不进行网格剖分，而该模型的墙单元即采用了默认的设置。通过查看壳的网格剖分情况，可验证墙体未剖分（图 4）。而程序在进行有限元计算时，单元的质量是集中在单元的各个节点上的。图 4 所示的墙单元，未网格剖分，则墙体质量的一半集中在下部条形基础处的两个节点，直接传递给基底，不产生地震作用，因此最终的质量源重量只有 250.5kN。该墙体尺寸为 8.35m×8m×0.3m，容重 25kN/m³，核算后的重量应为 501kN（墙体上没有活荷载）。

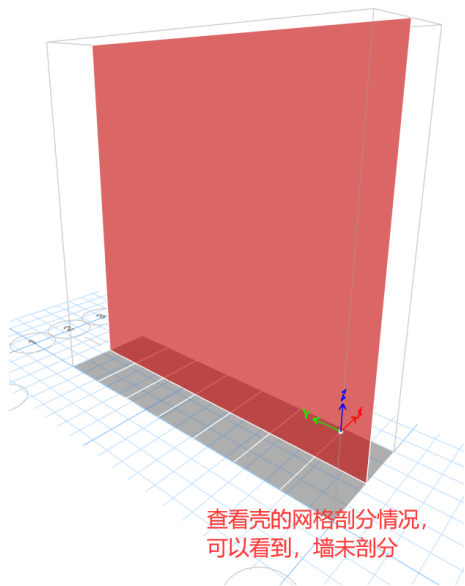


图 4 未自动网格剖分的结构

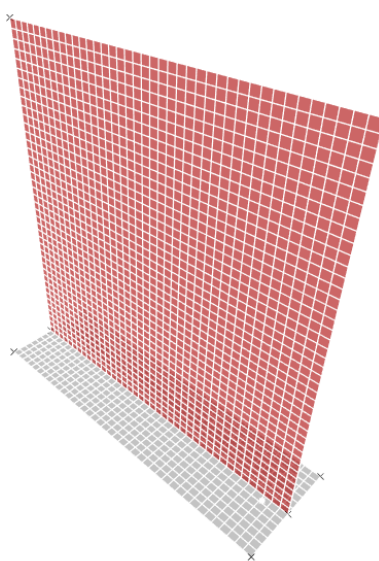


图 5 自动网格剖分后的结构

通过【指定>壳>墙自动剖分>墙自动矩形剖分】，将墙进行自动网格剖分（图 5）。网格剖分完成后，再次进行计算，可得到正确的有效质量及基底剪力。

pe	AlphaMax	SI	Damping Ratio	Tg sec	PTDF	Enhancement Factor	Period Used sec	Coeff Used	Weight Used kN	Base Shear kN
c...	0.16	8 (0.20g)	0.05	0.4	1	1	0.431	0.12719	495.0357	62.9634
c...	0.16	8 (0.20g)	0.05	0.4	1	1	0.022	0.077812	495.0357	38.5199

图 6 网格剖分后的地震作用

编写：郑翔

插入点刚度对楼板挠度的影响

本案例主要介绍采用 SAFE 软件和 SAP2000 软件分析楼板时，插入点刚度导致楼板计算挠度不一致的问题及产生原因。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000v24, SAFEv20

模型简介/MODEL

某混凝土框架结构（图 1），分别采用 SAP2000 和 SAFE 对该框架结构的屋面楼板进行结构分析。

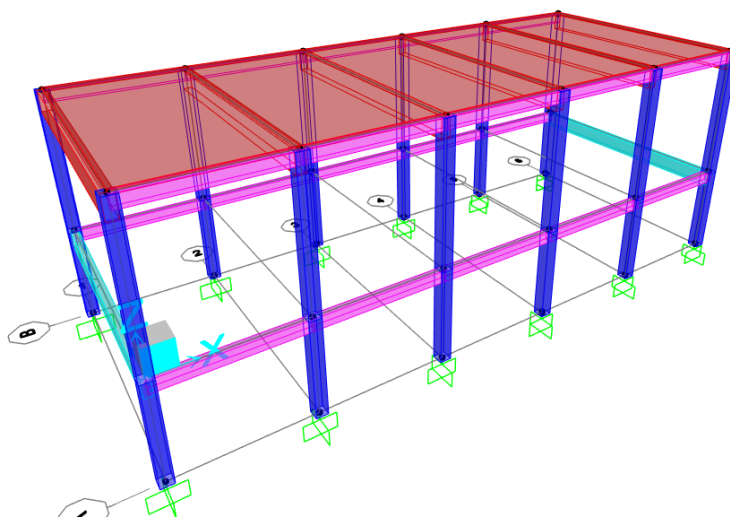


图 1 结构模型示意图

问题描述/PROBLEM

经过计算后发现，在 1.0DL+1.0LL 的荷载组合下，SAP2000 计算的楼板挠度是 6.73mm（图 2），SAFE 软件计算楼板挠度是 11.84mm（图 3）。请问是什么原因呢？

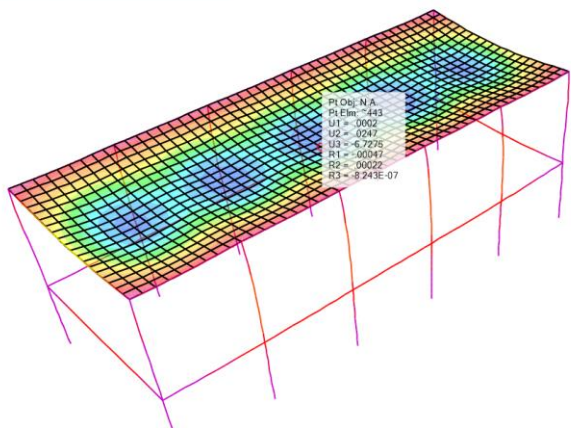


图 2 SAP2000 输出的最大位移（约 6.73mm）

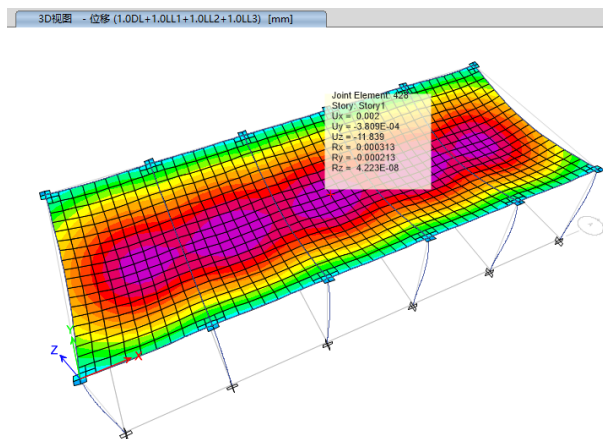


图 3 SAFE 输出的最大位移（约 11.84mm）



解决办法/SOLUTION

两种软件计算结果的差异，主要是由于 SAFE 模型中勾选了“在非 P/T 模型中忽略竖向偏移”（图 4）。用户可通过【分析>高级建模选项】命令，查看该功能是否勾选。由于勾选了“在非 P/T 模型中忽略竖向偏移”，程序在进行有限元分析时，即使是按照楼板相对梁中心偏移来建模，但有限元分析时，仍然是按照梁中心与板中心重合来计算，相当于没有考虑插入点刚度的贡献，因此结构的刚度会偏弱，相应的挠度会偏大。

取消勾选“在非 P/T 模型中忽略竖向偏移”，则 SAFE 程序会考虑插入点刚度的贡献，从而使得 SAFE 分析得到的楼板挠度与 SAP2000 分析结果一致（图 5）。



图 4 竖向偏移建模设置

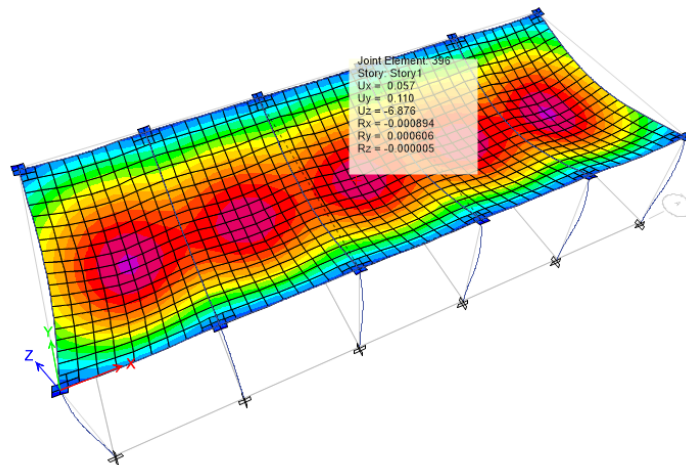


图 5 模型修改后，SAFE 输出的最大位移（约 6.876mm）

编写：郑翔

单层框架 TMD 减振分析

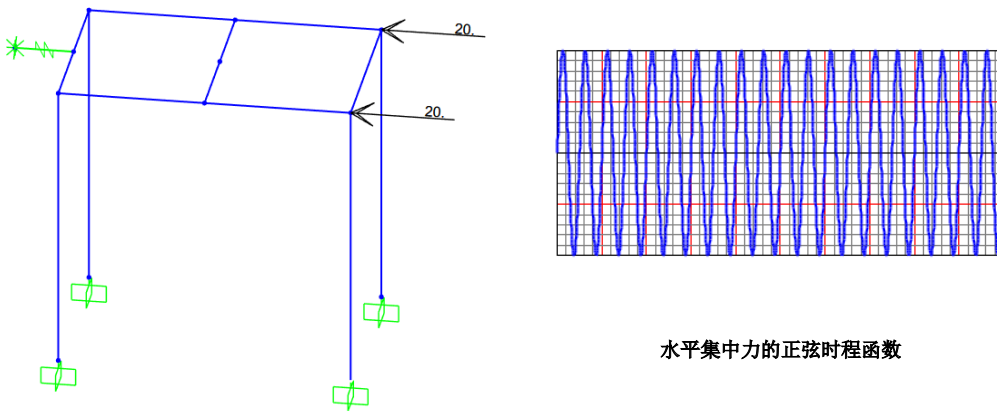
本文以一个简单的单层框架为例，简要介绍 TMD 系统的减振原理和影响减振效果的若干因素。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v23.3.0

模型简介/MODEL

如图 1 所示，某单层混凝土框架结构承受水平方向的集中力作用，同时布置 TMD 用于减少结构的水平振动位移。假设水平力随时间按正弦函数变化，函数周期为 1s，总持时为 15s，共计 15 个周期。



水平集中力的正弦时程函数

图 1 单层框架 + TMD 系统

问题描述/PROBLEM

如图 2 所示，SAP2000 动力时程分析的计算结果表明 TMD 几乎没有减振效果，峰值响应对比为：13.91mm vs 13.85mm。但是，类似的减振系统通常会有 20% 甚至更高的减振效果。请问，造成该结构减振效果不佳的原因是什么？如何才能得到更好的减振效果呢？

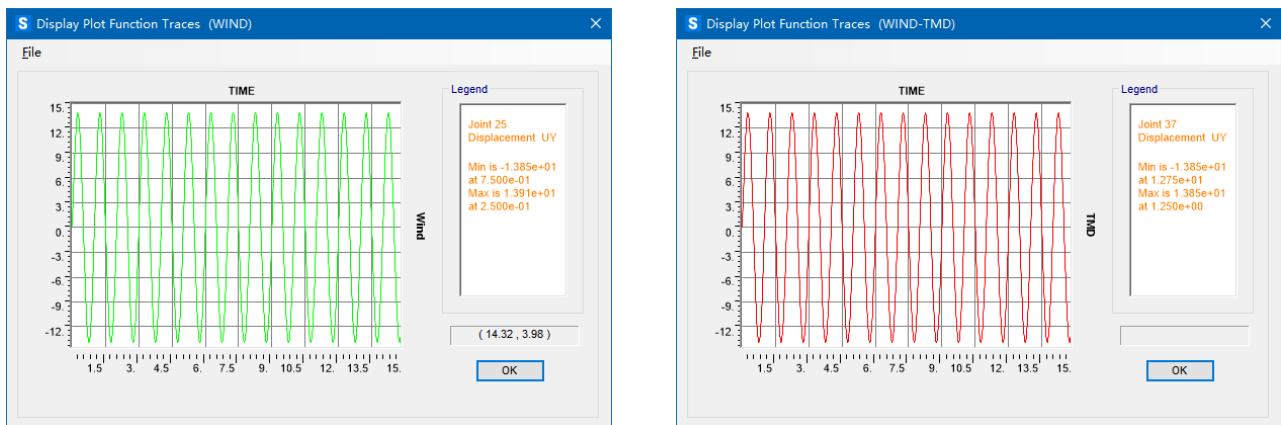


图 2 调整前的 TMD 减振效果对比：无 TMD (左) vs 有 TMD (右)



解决办法 / SOLUTION

调谐质量阻尼器（Tuned Mass Damper，简称 TMD）是一种由弹簧、阻尼器和质量块组成的振动系统。TMD 对结构进行振动控制的原理是：当结构在动力荷载作用下产生振动时，TMD 产生的惯性力反作用于结构上，通过控制惯性力的大小可以有效降低结构的动力响应。可以看出，TMD 系统的质量和刚度与主体结构的减振效果密切相关，任意取值的质量和刚度未必能有效降低结构的动力响应。

在该计算模型中，主体结构的基本周期为 0.037s，TMD 周期为 0.041s，简谐荷载（正弦波）的周期 1s。由于 TMD 周期与荷载周期相差 20 倍以上，减振效果必然不理想。根据结构动力学的理论分析，主体结构获取最佳减振效果的条件是 **TMD 周期与荷载周期相同**。因此，我们可以将 TMD 的周期调整为 1s，具体方法可选择刚度减小或质量增大 $(1/0.041)^2=595$ 倍。如图 3 所示，TMD 调整后的结构稳态响应幅值为 9.3mm，减振效果高达 $(13.91-9.3)/13.91=33\%$ ，符合预期。

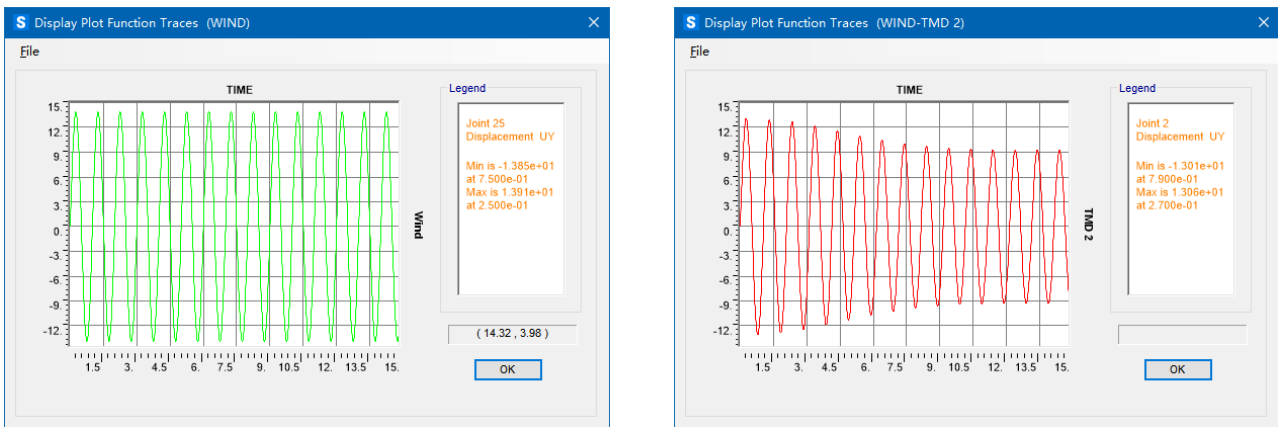


图 3 调整后 TMD 减振效果对比：无 TMD（左）vs 有 TMD（右）

编写：张志国

双线地下隧道的外水压力模拟

本文以一个双线地下隧道为例，重点介绍如何施加沿深度线性变化的外水压力。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v24.0.0

模型简介/MODEL

如图 1（左）所示，以框架单元模拟某双线地下隧道的衬砌，根据衬砌在垂直土压力、侧向土压力、地面超载以及外水压力作用下的截面内力（弯矩、轴力和剪力）计算混凝土配筋。

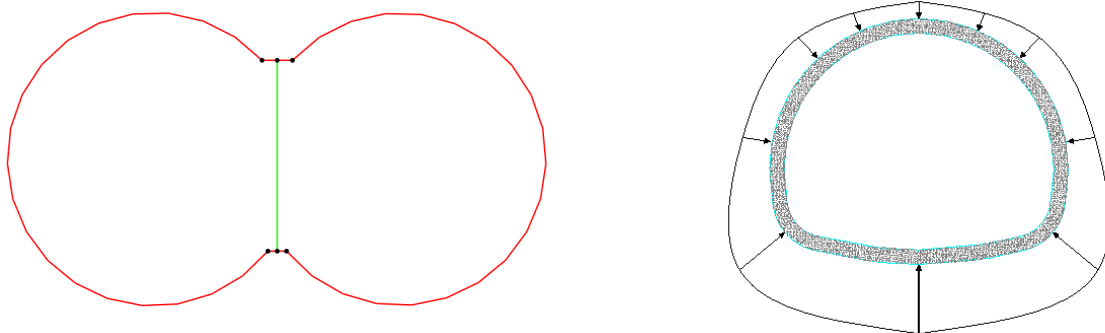


图 1 双线地下隧道（左）和非均布的外水压力（右）

问题描述/PROBLEM

在二维平面分析中如何快速施加图 1（右）所示的沿深度线性变化的水压力？

解决办法/SOLUTION

SAP2000 中的节点样式常用于定义沿深度线性变化的水压力或土压力，但该功能仅限于壳单元的表面压力荷载。对于框架单元的分布荷载，建议利用交互式数据库编辑批量化修改，具体思路如下：

第一，利用框架单元的高级局部轴和“反转局部 1 轴”命令，修改除中间隔墙外全部构件的局部 2 轴，如图 2（左）所示。该操作可以方便后续基于局部 2 轴施加垂直于衬砌的外水压力，局部 2 轴既可以指向隧道内部，也可以指向隧道外部。

第二，对以上全部框架单元指定沿局部+2 轴或-2 轴的均布荷载，任意数值（如 100kN/m）即可，如图 2（右）所示。

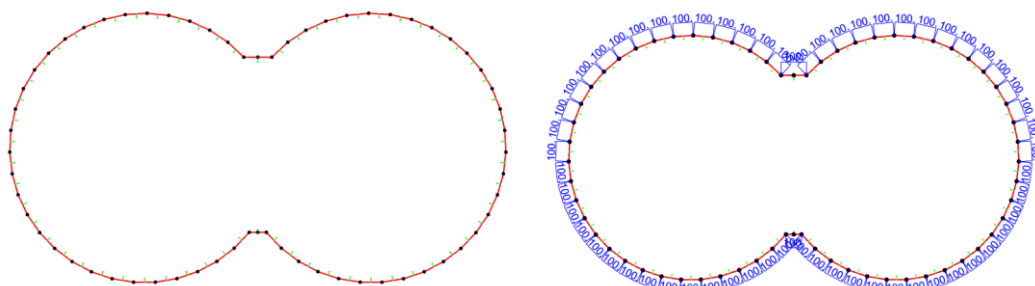


图 2 框架单元的局部 2 轴（左）和均布荷载（右）

第三，选择以上全部框架单元，点击【显示>表格】命令（快捷键：Ctrl+T），打开如图 3 所示的数据表格。复制框架单元关于“质心 Z 坐标”的数据列，用于后续计算随深度线性变化的水压力。

Frame Text	Length m	CentroidX m	CentroidY m	CentroidZ m
37	0.51702	-0.52102	0	2.32624
38	0.51702	-0.92524	0	2.64586
39	0.51702	-1.37577	0	2.89601
4	0.6638	0	0	2.15
40	0.51702	-1.86079	0	3.07011

图 3 框架单元的质心坐标

第四，再次选择以上全部框架单元，点击【编辑>交互式数据库编辑】命令（快捷键：Ctrl+E），打开如图 4 所示的数据表格并导出至 Excel。

在 Excel 中粘贴第三步操作中复制的框架单元的“质心 Z 坐标”，利用 Excel 函数功能快速修改 FOverLA 和 FOverLB 数据列，即：外水压力=(水面标高-质心 Z 坐标) x 10kN/m³。

FOverLA	FOverLB	MOverLA	MOverLB	质心 Z
KN/m	KN/m	KN-m/m	KN-m/m	
126.7376	126.7376			2.32624
123.5414	123.5414			2.64586
121.0399	121.0399	水压力值		2.89601
128.5	128.5			2.15
119.2989	119.2989			3.07011

图 3 框架单元分布荷载

完成上述操作后将 Excel 修改的数据返回 SAP2000 并应用至计算模型，隧道衬砌的外水压力分布如图 4 所示。注意，上述方法具有一定的近似性，因为每个框架单元的两个端节点的 Z 坐标都略有不同，二者对应的外水压力的数值也稍有变化。但只要框架单元的尺寸足够小（如：几何分割数量增加至 50），这种误差的影响可以控制工程精度的允许范围之内。

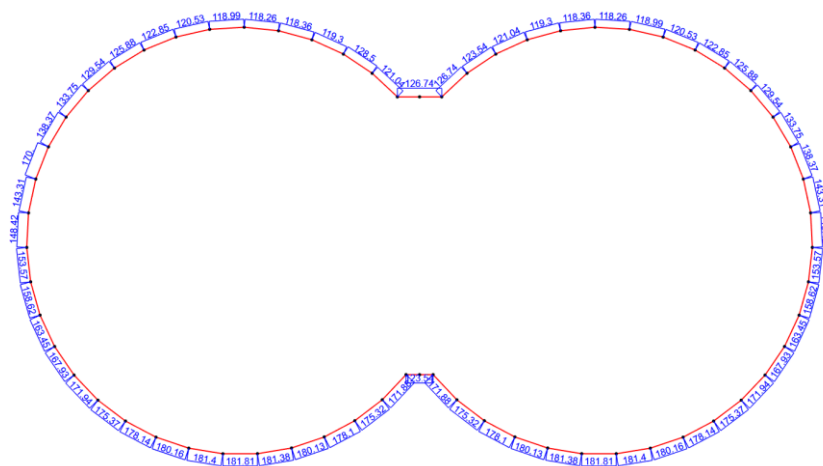


图 4 修改后的非均匀的衬砌外水压力

编写：张志国

地下油罐圆形基坑开挖计算不收敛

本案例主要展示某地下储油罐基坑开挖过程中地下结构单元的设置对分析的影响。

使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V22

模型简介/MODEL

模型长宽为 $500 \times 500\text{m}$ ，土层厚 65m ，自上而下分为 7 层。地基土进行四个地下储油罐圆形基坑的开挖，需通过 PLAXIS3D 分析各基坑之间的相互影响及确定最合适的土层开挖顺序。地连墙使用板单元进行模拟，地墙-土之间采用界面单元模拟其相互接触。

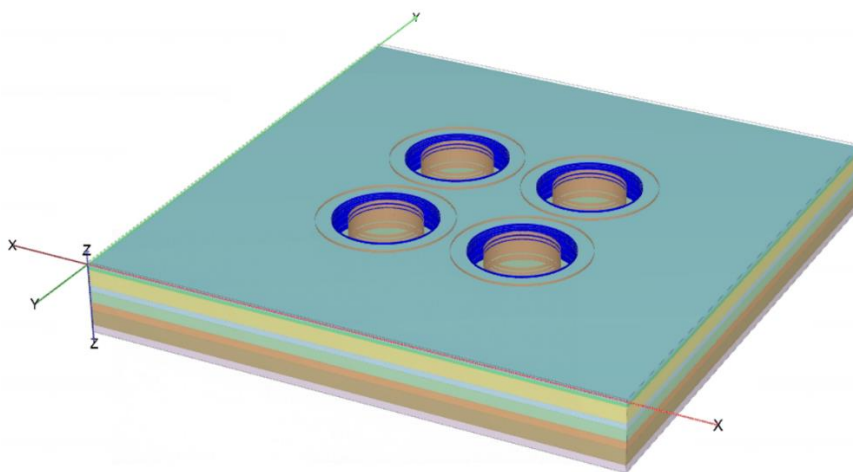


图 1 模型示意图

问题描述/PROBLEM

在地下连续墙施工的分析阶段中，计算无法收敛并提示“荷载前进步骤失败”。

荷载前进步骤失败。最后一步无法达到精确度条件。[错误代码: 113]

图 2 日志中的错误提示

解决办法/SOLUTION

“荷载进程失败”即分步加载过程中出现了不收敛的现象，此时应预览当前计算最后一个计算步的结果，通过查看结果来分析判断不收敛原因。

图 3 为模型最后一个计算步的增量位移结果，增量位移是步与步之间的位移差值，增量位移值突出的位置往往伴随着岩土体塑性行为的出现。由该模型的增量位移云图及矢量图判断，4 个基坑坑边贴近地连墙位置的土体在该计算步发生了较大的沉降变形。

查看模型中土体的塑性应力点分布图，如图 4 所示，与地连墙接触的土体发生了剪切破坏，坑顶的局部土体发生了拉伸破坏。进一步查看地连墙-土体接触界面的塑性应力点分布（图 5），发现土-结构间接触的剪切弹簧同样发生了塑性行为。

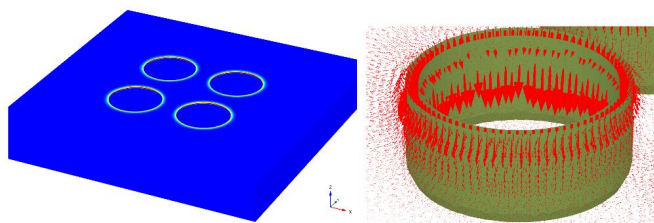


图 3 增量位移云图及位移趋势图

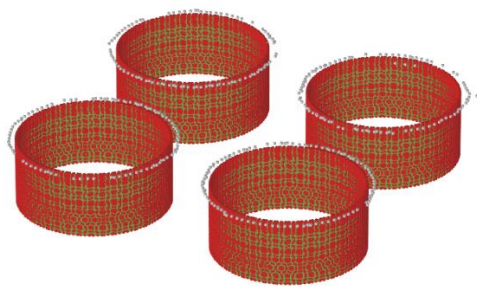


图 4 塑性应力点分布图-土体

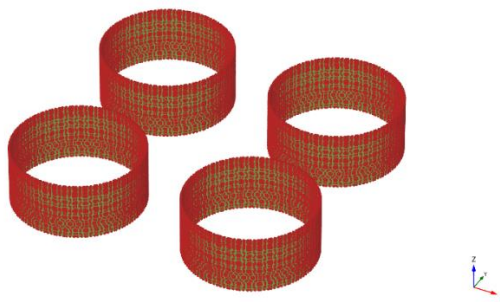


图 5 塑性应力点分布图-接触面

此时可以大致判断，以地基土为研究对象，地连墙作用在土体上的剪切荷载过大或土体的抗剪能力不足导致了该塑性行为的出现。

检查地下连续墙的参数，发现模拟混凝土地下连续墙的板单元重度值取了 24。

材料集		
标识	地下连续墙	
材料类型	弹性	
颜色	RGB 0, 0, 255	
注释		
单位重里		
γ	kN/m ³	24.00

图 6 模拟地连墙的板单元属性

对于埋入土体内的地下结构对象，如果采用结构单元模拟，由于结构单元本身没有体积（线或面），原本属于结构对象本身所占体积的部分被土体占据了。此时，结构单元在输入重度时应减去土体的平均重度，对于该模型，可设置板单元的 γ 值为 5。

同样的，由于板单元底部本身没有面积，板单元无法像实际的地连墙那样受到土体足够的“端承力”。为了避免板单元底部土体受剪切破坏，还应勾选“防止冲孔”选项。正确的板单元属性设置如图 7 所示。

材料集		
标识	地下连续墙	
材料类型	弹性	
颜色	RGB 0, 0, 255	
注释		
单位重里		
γ	kN/m ³	5.000
瑞利阻尼		
输入法	直接	
Rayleigh α	0.000	
Rayleigh β	0.000	
高级		
防止冲孔	<input checked="" type="checkbox"/>	

图 6 正确的板单元的属性设置

岩质边坡分析时无法获得稳定的安全系数

本案例主要展示用不连续单元模拟岩质边坡并求解安全系数时的常见问题及解决办法



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 2D CE V22



模型简介/MODEL

如图 1 所示，模型中边坡长 80m，高约 30m，为岩质边坡。上部岩层为中风化层，下部为微风化层，边坡在中风化层中发育有 3 条主要节理。中、微风化岩均采用线弹性本构模型，不考虑岩石本身的破坏，节理采用 V22 版本新增的不连续单元模拟。分析阶段包括：1、重力加载方法生成初始应力场。2、强度折减法求解安全系数。

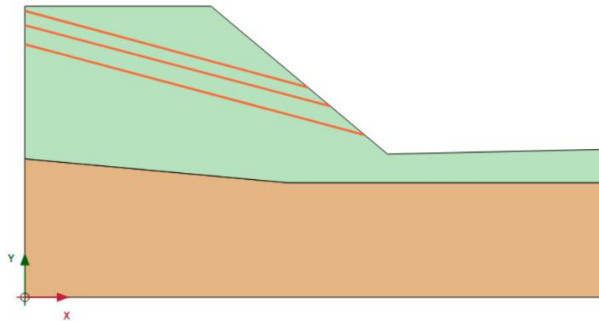


图 1 几何模型示意图



问题描述/PROBLEM

如图 2 所示，安全性计算中， $\Sigma M_s f-U$ 曲线随着荷载步的增加无法平缓，无法得到稳定的安全系数数值。

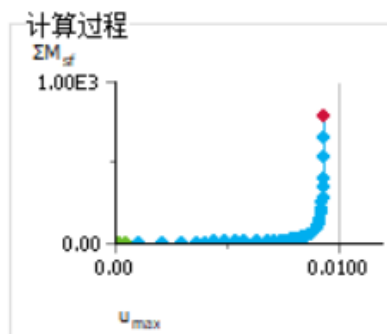


图 2 $\Sigma M_s f-U$ 曲线



解决办法/SOLUTION

在过去的版本中，模拟岩体中的节理、裂隙，我们通常用界面单元，不连续单元是 V22 版本新增的结构单元类型，其原理与界面单元相似，均由两个不同方向的弹簧单元组成（图 3），但相较于模拟土-结构相互作用的界面单元，它更适合用来模拟岩体中的各种不连续结构面。

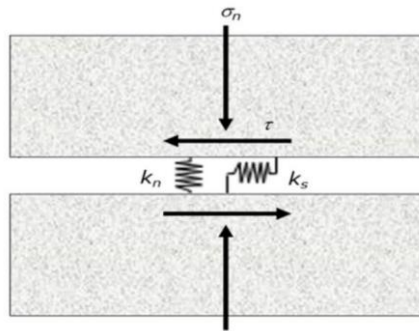


图3 不连续单元的组成

在安全性计算中，程序针对不连续单元进行强度折减，直到某部分岩土体或接触面发生完全的塑性行为，产生无限制的变形，并将强度的折减率作为安全系数。

在该模型中，3个不连续单元均与模型左边界相交。在 PLAXIS 计算中，“模型条件”中默认的位移边界条件会约束模型左右两侧边界上所有节点的法向位移，这意味着该约束同样会影响到不连续单元及其上部岩体，使不连续单元和岩体无法产生无限制的变形，导致无法得到稳定的安全系数数值。

解决方案主要有两个：

- 1、扩大模型左侧边界，使不连续单元不与模型左侧边界相交，如图3所示。
- 2、取消模型左侧边界位置在不连续单元以上的节点的法向约束，改为自由（会存在一定计算误差）。

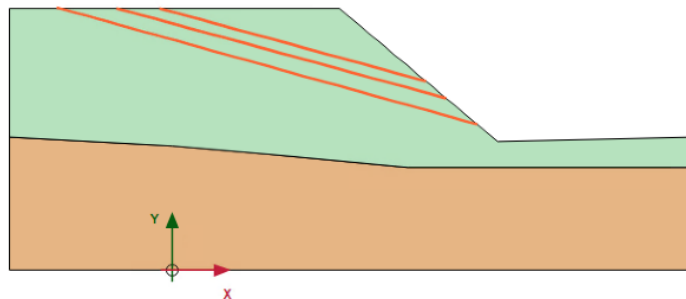


图4 模型修改方案

修改后模型可以得到稳定性的安全系数值。按方法1修正后的岩体破坏趋势如图5所示。

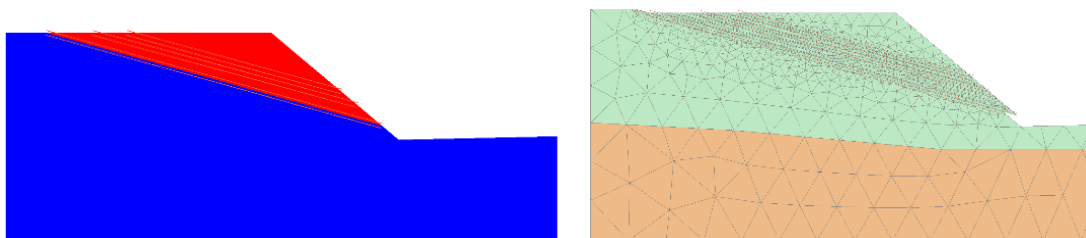


图5 修改后模型的增量位移云图及变形趋势（沿着结构面滑移）

2D 基坑模型初始应力及降水的合理设置

本案例主要介绍初始应力计算及基坑降水设置中的常见问题

使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 2D CE V22

模型简介/MODEL

如图 1 所示，模型长宽约 50×25m，土层自上而下共 7 层。基坑支护结构采用板桩+内支撑的形式，板桩长 17m，采用板单元模拟，并添加界面单元模拟止水效应及桩-土相互作用，支撑采用锚锭杆单元模拟，共设置三道内支撑。距坑边 16m 位置处有一层既有堆填黏土，地下水位于-4m 位置处。

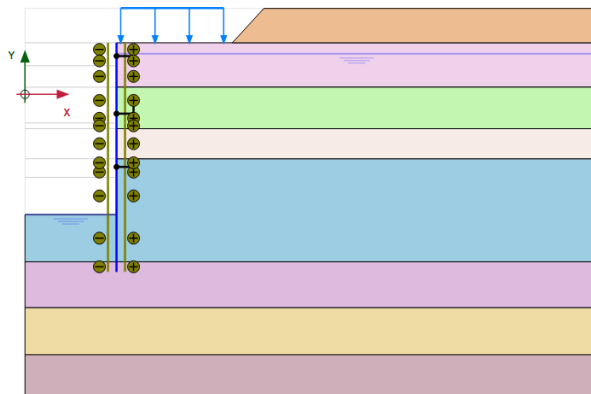


图 1 几何模型图

问题描述/PROBLEM

基坑变形趋势及基坑降水后的潜水位线不符合预期。

解决办法/SOLUTION

该模型主要问题在于初始应力计算方法错误及基坑降水的设置错误。

首先，在检查该模型的过程中发现用户在 Initial Phase 采用了“K0 方法”来生成土层的初始应力场，但是激活了模型中包含回填黏土在内的所有土体，此时土体内部竖向向总应力分布如图 2 所示。此处存在较为明显的初始应力场生成错误，即只要地表、土层、水位等不是完全水平，不宜使用“K0 方法”，应使用“重力加载”方法。

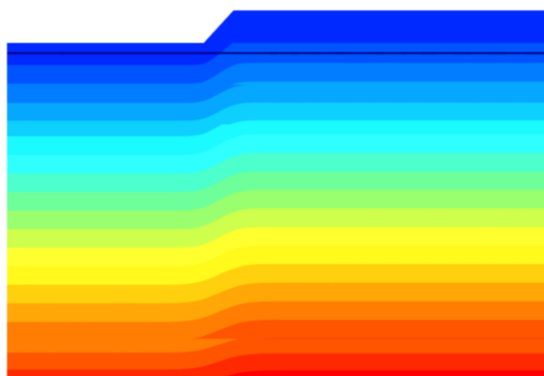


图 2 土体竖向向初始应力分布（错误）

或者，该模型可以通过两个阶段生成初始应力场：Initial Phase—K0 计算，Phase_1—激活填土、塑性计算。

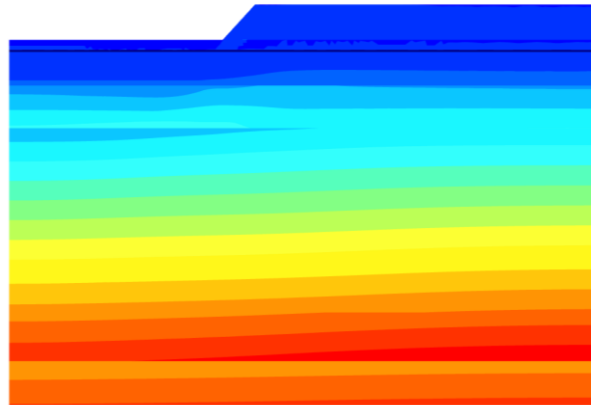


图 2 土体竖向向初始应力分布（正确）

针对计算完成后潜水位线不正确的问题，检查基坑的降水设置。原始模型中为了模拟基坑降水，将水平水位线修改成了“折线”，并采用“潜水位”的方式定义降水后的孔隙水压力分布，降水设置及孔压分布如图 3 所示。显然该设置计算得到的静孔压 P_{steady} 的分布与实际情况不符。

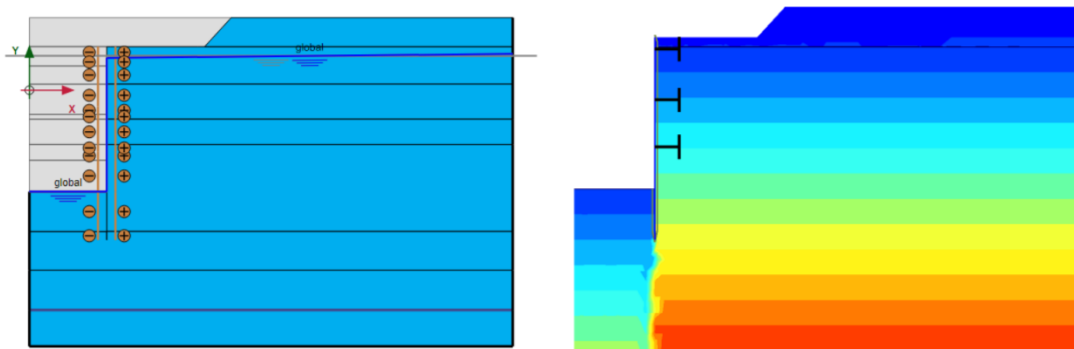


图 3 原始模型的基坑降水设置及孔压分布云图

对于悬挂式帷幕的基坑降水，应采用“稳态渗流”的方式来生成模型中的孔隙水压力分布。降水设置包括：1、挖掉的土体设置为“干”条件；2、用图 4 所示的水位线快捷地定义地下水渗流边界条件，水位线与模型边界交点的位置定义了坑内水头 h_1 和坑外水头 h_2 。此时计算得到的静孔压分布云图是与实际情况相吻合的。

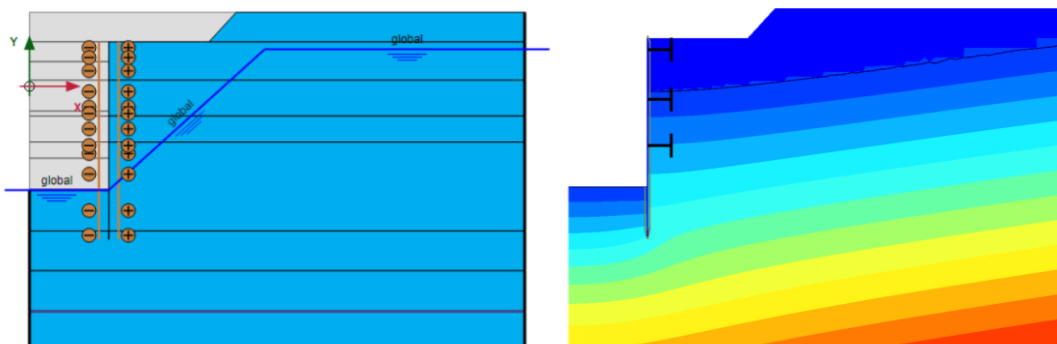


图 4 调整后的基坑降水设置及孔压分布云图

地基沉降分析模型几何精确性的影响及修正

本案例主要展示某地基土沉降分析模型中存在参数化交叉失败错误导致无法进入网格模式的解决办法。



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V22



模型简介/MODEL

如图 1 所示，模型长宽为 400×150m，土层厚 30m，自上而下分为 6 层。结构对象包括筏板和地基梁，筏板采用板单元模拟，地基梁采用梁单元模拟，梁单元上分布有上部结构线荷载。该模型主要用于分析基础变形量和地基土的沉降量。

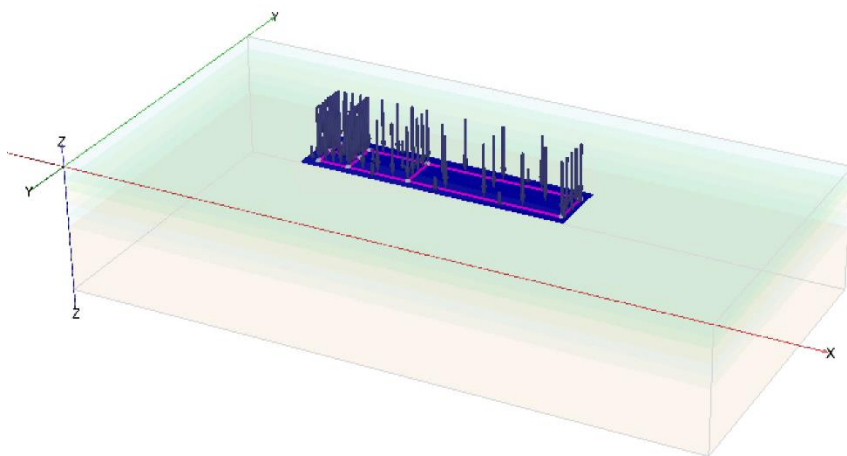


图 1 模型示意图



问题描述/PROBLEM

在由结构模式切换到网格模式的过程中，出现了如图 2 所示的“参数化交叉失败”提示，导致无法切换到网格模式。

```
_gotomesh
Intersection failed with this error: InvalidIntersectedWire
The following objects are producing non valid shapes: Line_1
```

图 2 参数化交叉失败错误提示



解决办法/SOLUTION

PLAXIS 3D 中的几何模型创建模块包括土模式和结构模式，二者可以统称为几何模式。用户在由几何模式切换到网格模式的过程中，程序内部会对土模式和结构模式下的几何对象进行相互切割，类似于“相交与重新聚类”操作，以便创建有限元网格模型。出现“参数化交叉失败”的错误提示，说明该切割过程发生了错误。

在用 PLAXIS 3D 处理实际工程问题时，该错误的出现往往与外部 CAD 图形的导入有关。由于 PLAXIS 3D 模型与 CAD 模型的几何容差不同，有可能导致看似在 CAD 中连接到一起的对象导入 PLAXIS3D 后出现微小的间距。

这种问题的处理办法大体是相似的。首先输入 `cg` 命令（`checkgeometry` 的简写），检查相邻对象，得到的结果如图 3 所示。模型中发现了多组过近的几何对象，现在开始进行处理：

1、首先尝试合并相同的点对象（看是否有重复的点），可以直接用 `_mergeequivalents points` 命令（图 4）。之所以需要合并相同位置的点对象，是因为导入 CAD 图形中的线对象时，每条线的两个端点是独立的点对象。如果两条线是连接在一起的，那么导入 PLAXIS 3D 后会在交点位置出现重复的点，合并相同位置的点对象可以方便我们对几何模型做进一步处理。

```

checkgeometry
正在最大距离范围内进行检查: 0.85183625336680742
找到成对的相邻几何对象: 23
1.      Point_2      Surface_4      4.79999999139847206E-6
2.      Point_4      Surface_2      6.5999999918631155E-6
3.      Point_5      Surface_3      4.79999999672754259E-6
4.      Point_6      Surface_4      8.1608823003090611E-6
5.      Point_7      Surface_3      4.79999999672754259E-6
6.      Point_8      Surface_3      8.1608822397104998E-6
7.      Point_9      Surface_3      8.1608822397104998E-6
8.      Point_10     Surface_5      4.79999999068792934E-6
9.      Point_11     Surface_5      4.79999999068792934E-6
10.     Point_12     Surface_4      8.1608823003090611E-6
11.     Point_13     Surface_2      6.5999999918631155E-6
12.     Point_14     Surface_2      6.5999999918631155E-6
13.     Point_15     Surface_3      4.79999999672754259E-6
14.     Point_16     Surface_3      4.7999999246428614E-6
    
```

图3 相邻几何对象结果

```

_mergeequivalents (Point_26 Point_25 Point_24 Poi
已删除 Point_3 (参考对象: Point_1)
已删除 Point_7 (参考对象: Point_5)
已删除 Point_9 (参考对象: Point_8)
已删除 Point_11 (参考对象: Point_10)
已删除 Point_12 (参考对象: Point_6)
已删除 Point_14 (参考对象: Point_4)
已删除 Point_15 (参考对象: Point_5)
已删除 Point_17 (参考对象: Point_16)
已删除 Point_19 (参考对象: Point_4)
已删除 Point_20 (参考对象: Point_18)
已删除 Point_21 (参考对象: Point_1)
已删除 Point_22 (参考对象: Point_16)
已删除 Point_23 (参考对象: Point_6)
已删除 Point_24 (参考对象: Point_2)
已删除 Point_25 (参考对象: Point_2)
已删除 Point_26 (参考对象: Point_13)
    
```

图4 合并相同的几何对象命令

2、由于模型中的微小距离主要存在于点对象和面对象之间，考虑调整点对象位置，使其与面对象贴合。PLAXIS 中涉及点和其它对象的捕捉会优先移动点的位置，所以可以直接使用 `snap geometry` 命令捕捉所有几何图形。

```

snap geometry
已将 Point_2 捕捉到 Surface_4
已将 Point_4 捕捉到 Surface_2
已将 Point_5 捕捉到 Surface_3
已将 Point_6 捕捉到 Surface_4
已将 Point_8 捕捉到 Surface_3
已将 Point_10 捕捉到 Surface_5
已将 Point_13 捕捉到 Surface_2
已将 Point_16 捕捉到 Surface_3
已将 Point_18 捕捉到 Surface_2
    
```

图5 捕捉命令 1

3、再次使用 `snap geometry` 命令进行全局捕捉，将剩余的点捕捉到面上。

```

snap geometry
已将 Point_5 捕捉到 Surface_4
已将 Point_10 捕捉到 Surface_6
已将 Point_13 捕捉到 Surface_4
已将 Point_18 捕捉到 Surface_3
    
```

图6 捕捉命令 2

4、再次检查几何对象，发现已不存在相邻对象，修改完成。

```

checkgeometry
正在最大距离范围内进行检查: 0.85183625336680742
未找到相邻几何对象
    
```

图7 再次检查相邻对象

需要注意的是，全局捕捉命令不适用于所有模型。由于捕捉命令只能调整对象位置，无法调整对象形状，如果模型中存在面与面/面与体等对象间的小间距问题，需进一步对面/体图形进行手动检查，必要时修改其形状或进行对象的重新创建，直接全局捕捉可能反而为模型的修正增加困难。

SAFE 20.3.0 新增及改进功能

设计功能

- 钢筋混凝土楼板和后张法预应力楼板设计新增设计规范“CSA A23.3-19”
- 更新了规范 NZS 3101-06 以考虑修正条款 1 至 3
- 对于规范“ACI318-19”新增混凝土楼板的设计首选项，可选择性地设置跟厚度相关的剪切强度折减系数， λ_{s} ，按 ACI 318-19 13.2.6.2 对于筏板和基础设为 1.0
- 混凝土框架设计现在报告和显示由于扭矩和剪切详图所需的纵向钢筋，先前输出的详图纵筋只包括抗弯钢筋

结构模型

- 增加了内置的加拿大材料库，钢材依据标准 CSA G40.20-13/G40.21-13，混凝土依据标准 CSA A23.3，钢筋依据标准 CSA G30.18:21

输出与显示

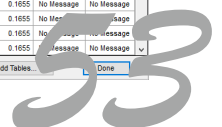
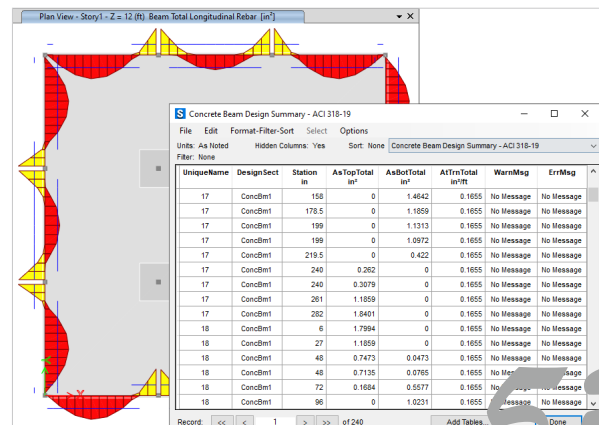
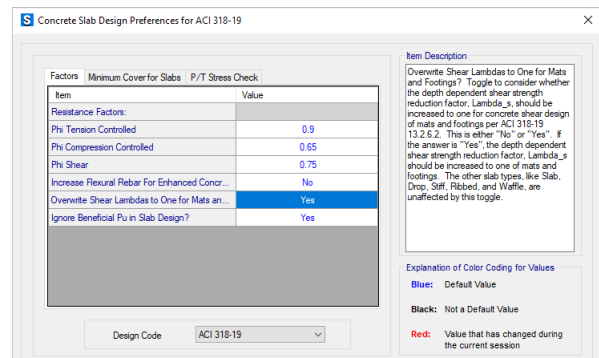
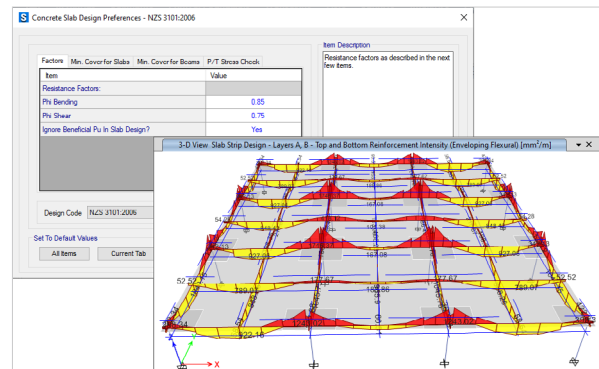
- 图形显示及表格输出墙肢底部反力（合力）
- 增强显示预应力钢筋的控制点，显示每跨所有的控制点，同时显示控制点相对于板底的竖向偏移距离
- 现在数据表格可以按节点输出土压力，之前可通过板块输出土压力包络值

API 功能

- 客户端可以通过指定进程 ID 连接到正在运行的任何 SAFE 实例
- 工具菜单中添加了新命令“设置为活动的 API 实例”
- 添加了一个新的接口 `cPluginContract`，以简化插件开发
- 通过在嵌套循环中链接属性和方法，提高了客户端调用 API 的速度

中国设计规范相关的功能改进

- 修复了活荷载不利布置工况下梁设计内力取值的问题
- 修复了设计首选项“结构重要性系数”“梁端负弯矩调幅系数”失效的问题
- 移除设计首选项“裂缝等级”
- 修复了初始化使用英制单位导致在国际单位制下出现碎数的问题





CiSApps v24.0.1 新增及改进功能

钢管节点验算工具

- 增加部分杆件读取功能
- 增加 Q355 类型材料的判断
- 修复空间 KT 形节点判断条件

壳配筋

- 增加了壳局部轴的读取
- 修改了旋转角度的输入值为角度
- 调整配筋结果的显示

导出 PLAXIS 模型

- 增加对 PLAXIS V22 版本的支持

冷弯薄壁型钢工具箱

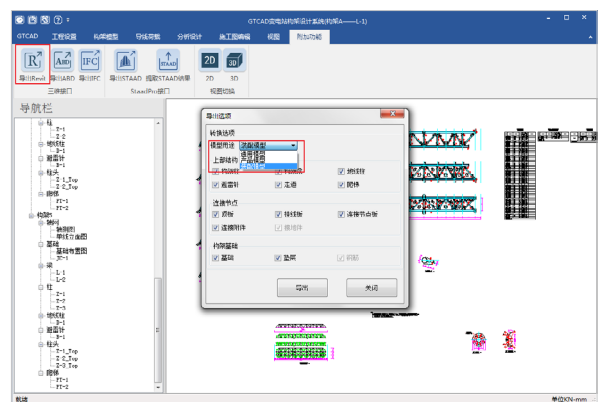
- 修复读取杆件覆盖项的功能
- 修改计算书中杆件截面尺寸显示错误
- 修复槽钢截面截面属性的计算 bug
- 修复稳定计算设计过程中显示的应力比状态
- 修复显示应力图显示的应力比类型
- 修改显示失效杆件的筛选
- 构件增加是否计算双力距的覆盖项

增加 CiSApp 对 SAP2000V24 版本的支持

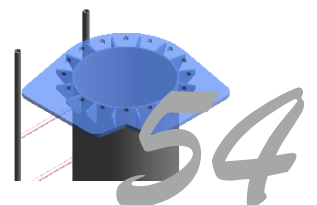


CiSGTCAD V2.0.1 新增及改进功能

- 增加 SAP2000V23 版本调用
- 导出 Revit 模型增加导出模型分类
- 增加 Q355 增加基础导入 Revit 功能
- 增加爬梯导入 Revit 功能
- 优化梁走道导入速度
- 导出的 Revit 模型补充节点板螺栓等的材质和质量属性
- 调整文件管理，减少文件夹层级
- 调整文件读取，减少文件的重复保存
- 调整模型自动保存时间，优化文件备份
- 调整施工图中构件计算与校核的输出
- 修复变截面定义问题
- 修复格构地线柱避雷针计算书中的高度显示
- 修复部分尺寸柱头绘制的多余线条
- 修复格构避雷针截面显示



阶段化	
创建的阶段	新构造
拆除的阶段	无
面积	
GTCAD GUID	34
材质	CiSGTCAD节点板
体积	0.010 m³
质量	82.000 kg
属性帮助	



ETABS V20.3.0 新增及改进功能

结构模型

- 剪力墙的墙铰配筋选项可针对墙肢和连梁指定特定的钢筋布置方式。即指定墙铰配筋时，可以选择配筋类型是墙肢或连梁，再具体定义其布筋方式。
- 指数型和双线性的粘滞阻尼器针对连接单元的轴向自由度 **U1** 新增“固定长度的阻尼器”选项，固定长度的阻尼器和可变长度（连接单元的总长度减去阻尼器的固定长度）的线性弹簧串联，用户可指定线性弹簧的弹性模量和横截面面积。该功能可用于粘滞阻尼器弹性段的模拟。
- 新增基于加拿大规范的内置材料库，包括 **CSA G40.20-13/G40.21-13** 钢材、**CSA A23.3** 混凝土和 **CSA G30.18:21** 钢筋。

分析功能

- 对于定义了非线性阶段施工荷载工况以及包含大量边约束的面对象的模型，生成分析模型的速度显著提升。

设计功能

- 新增基于加拿大规范 **CSA A23.3-19** 的钢筋混凝土板和后张拉预应力混凝土板设计。
- 基于新西兰规范 **NZS 3101-06** 的钢筋混凝土板和后张拉预应力混凝土板设计支持修订项 1~3。
- 在基于美国规范 **ACI 318-19** 的混凝土板设计的设计首选项中，新增针对“筏板基础和独立基础的抗剪强度折减系数 λ_s ”的覆盖项。选择“**Yes**”，ETABS 可根据 **ACI 318-19 13.2.6.2** 对筏板基础和独立基础的厚度相关的抗剪强度折减系数取为 1.0。

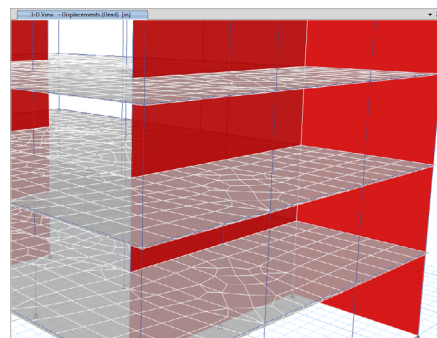
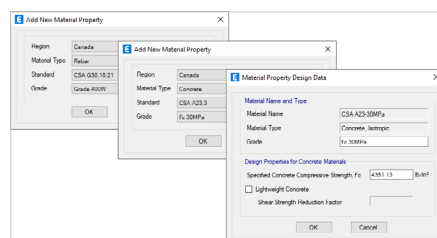
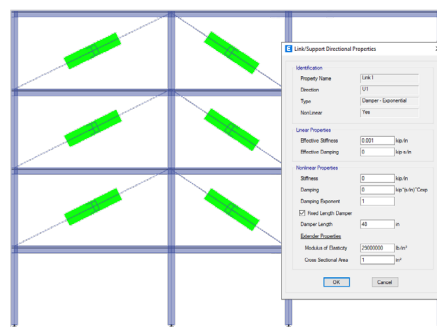
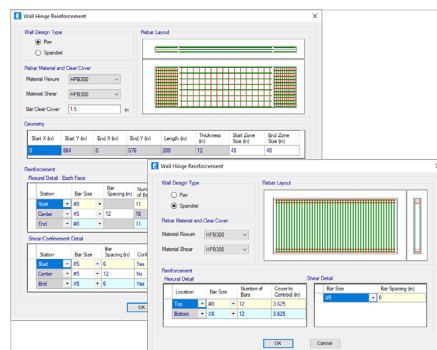
加载功能

- 重叠区域的面对象可自动叠加其温度荷载，早期版本中的楼板温度荷载不影响重叠的托板。

导入和导出

- 支持以图形显示和数据库表格的方式查看墙肢总反力。

[点击了解更多功能特性](#)

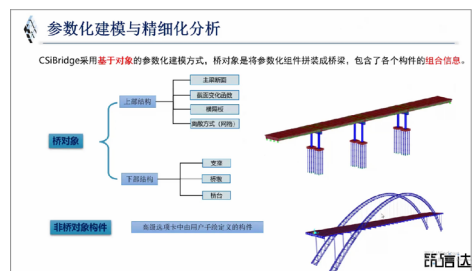




PLAXIS 交通行业线上技术分享会圆满落幕

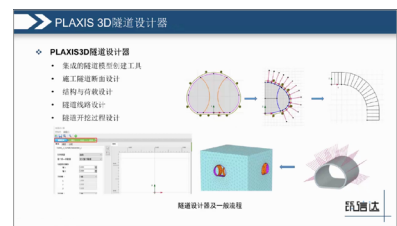
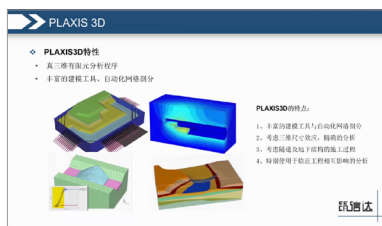
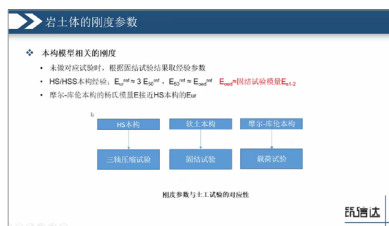
国家新的十四五规划中，交通行业受到了国家的重点关注和资金支持。PLAXIS 作为行业内最有效的数值仿真分析软件，也是受到了交通行业内各大勘察设计单位的广泛关注。为了帮助广大工程师更好的了解 PLAXIS 在实际项目中的应用，筑信达于 5 月 31 日、6 月 14 日共举办了二期 PLAXIS 交通行业线上技术分享会。

第一期桥梁专题分享，时间 5 月 31 日 14: 00 开讲。我们很荣幸请到中交公路长大桥建设国家工程研究中心有限公司基础实验室主任石海洋为广大工程师介绍了 PLAXIS 3D 在悬索桥在锚碇基础计算中的实际应用。另外 BENTLEY 软件高级应用工程师范菊也为大家介绍了 RM Bridge 在悬索桥、斜拉桥等大型桥梁工程中的优势，岩土软件高级应用工程师刘志祥介绍了 PLAXIS 在桥梁基础工程中的应用。筑信达桥



梁工程师吕良演示了 CSIBRIDGE 在桥梁工程中的应用，尤其是桥梁自动抗震功能受到了大家一致认可。最后筑信达 PLAXIS 技术工程师郭晓通针对大家广泛关注的桥梁基础与地基土相互作用的问题、围堰的支护与降水分析、涉铁安评中的快速建模分析方法以及桥梁工程常见问题和技术要点做了深入的剖析与讲解。

第二期地下工程与轨道交通专题，6 月 14 日 14: 00 开讲。第二期我们邀请到了北京交通大学陈曦教授给我们介绍了 PLAXIS 在轨道交通中的项目应用。另外我们还邀请到了中铁第五勘察设计院集团有限公司城轨院副总工程师熊健。熊总介绍他们在地下人防工程逆作法中的应用分析。最后是技术工程师郭晓通介绍了 PLAXIS 在隧道与地下工程分析中的典型应用、新奥法与盾构法隧道的施工过程模拟、顶管施工分析、临近工程相互影响的模拟要点、地下工程抗震问题，都是围绕着工程师常见的工程问题进行讲解分析，很大程度上提高了工程师对于 PLAXIS 的认知。



PLAXIS 交通行业技术线上技术分享会通过桥梁和地下工程两个专题，让广大工程师深刻体会到了 PLAXIS 软件在行业内的广泛应用，也感受到了筑信达 PLAXIS 技术服务的专业性。深受广大工程师好评。

筑信达希望用我们的专业服务，为我们国家的基础设施建设提供强有力的技术支持，贡献绵薄之力。

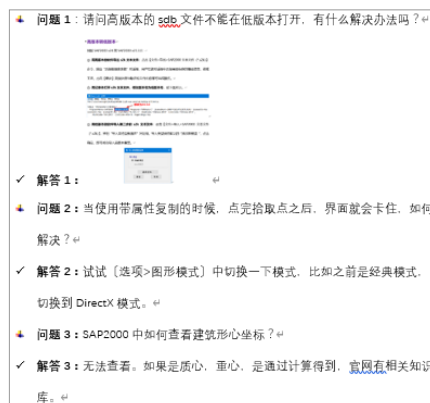
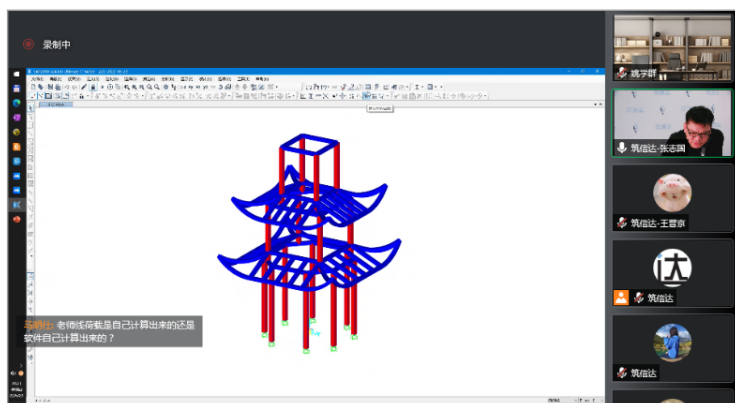


“SAP2000 在结构设计竞赛中的应用” 专题培训顺利举办

全国大学生结构设计竞赛是我国重要的学科竞赛之一，多年来备受全国各大高校师生的关注与重视。适逢第十五届全国大学生结构设计竞赛开展之际，为了让更多参赛师生了解和应用国际领先的SAP2000软件，继“木塔结构”专题培训后，筑信达再次组织“SAP2000在结构设计竞赛中的应用”专题培训，以往届赛题为例，重点讲解整体解决方案及SAP2000软件操作。

本次培训共分为两次课程，参赛师生关注度较高，总报名人数达到183人，高校41家，企业18家。培训使用了腾讯会议直播以及公众号同步直播的形式，并建立专用微信群，在群内收集技术问题并集中答疑，整体课堂讲解细致而生动，将建模步骤详细展示，既有关于正确操作的流程示范，又有实际操作中存在的问题，讲解思路清晰，明了易懂，学员们积极响应并踊跃提问。培训后做到及时上传相关模型文件及课程回放视频，学员们学习后在培训群里互相交流探讨，达到了很好的培训效果。此次培训还设立了考核环节，分为理论题和实操题，学员们积极踊跃提交答卷，并且实操题设立点评，让学员们知道错误原因，有助于更好的掌握应用软件。此次参加考核的人数共计42人，考核通过人数29人，其中优秀5人，合格24人。所有达到优秀与合格的学员已邮寄培训证书。

此次培训有效参与人数以及问题讨论数比以往有提升，效果可观，通过考核让学员们巩固知识，达到了理论与实际结合，对SAP2000在结构设计竞赛中的应用更加知悉，以更好的在竞赛中加以运用。



供稿：王晋京



“SAP2000 设计结果详细解读”线上专题培训班

为了让广大结构工程师朋友们更好地学习和掌握，SAP2000 在混凝土结构与钢结构实际项目分析设计方面的应用，由北京筑信达工程咨询有限公司联合武汉百思通科技有限公司共同举办此次“SAP2000 设计结果详细解读培训班”活动，本次培训针对 SAP2000 软件进行钢筋混凝土结构与钢

结构设计过程中的各项设计参数和设计结果进行详细的剖析解读，帮助大家增强对软件各项设置参数的理解，以及对设计结果的把握，提高使用软件的规范性。

本次专题培训通过腾讯会议直播的形式进行，并且筑信达公众号进行了同步直播，为广大工程师参会提供了多样化的渠道，本次活动共有约 500 位工程师朋友们报名，部分报名工程师因为时间问题没法观看直播的，会后也都积极的联系主办人员索取课程讲义和课程录屏进行学习，大家对此次培训内容给予了一致好评。

本次专题培训分为两个部分进行，均由筑信达技术部资深讲师郑翔老师进行讲解，郑翔老师在 SAP2000 的工程应用与美标设计方面有着丰富项目经验。课程第一部分大

◆ 实配钢筋超配系数

- 考虑实际配筋面积的增大，影响抗震设计
- 规范 GB50010 第 11.4.1 条第 1 款和第 11.4.3 条第 1 款
- 程序默认值：1.1

11.4.1 除框架顶层柱、轴压比小于 0.15 的柱以及框支梁与框支柱的节点外，框架柱首层上、下端刚接柱的中间层节点上、下端的截面配筋设计应符合下列要求：

1 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度的一级抗震等级框架

$$\sum M_{c1} = 1.25 \sum M_{c2} \quad (11.4.1-1)$$

11.4.3 框架柱、框支柱的剪力设计值 V ，应按下列公式计算，

1 一级抗震等级的框架结构和 9 度设防烈度的一级抗震等级框架

$$V = 1.2 \frac{(M_{c1} + M_{c2})}{H} \quad (11.4.3-1)$$

式中： M_{c1} 、 M_{c2} ——框架柱上、下端实配钢筋截面面积材料强度标准值，且考虑承载力抗震调整系数计算的截面承载力所对应的弯矩值之和的较大值。当有规范限值时，梁端的实配钢筋应包含有效翼缘宽度范围内楼板的纵向钢筋。

PMM 相关面

◆ 相关面生成

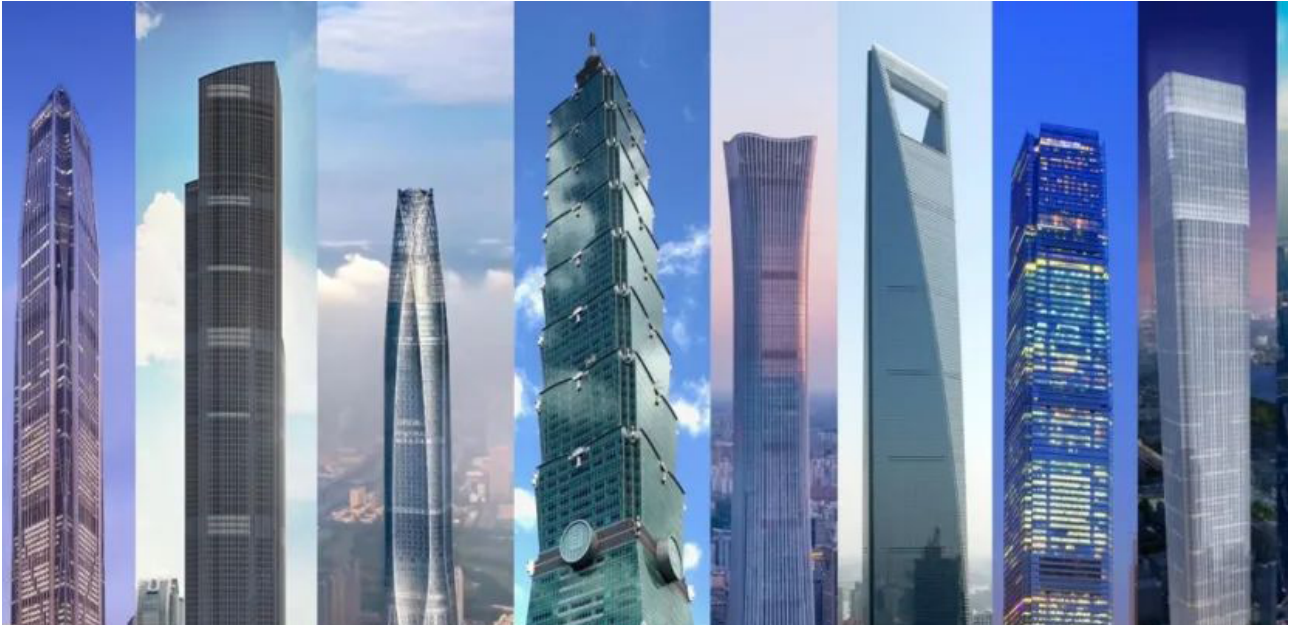
- 相关体是由相关面围成的一系列点所构成
- 基于平截面假定下，由柱截面转动确定
- 平面应变是线性变化
- 混凝土极限压应变 $\epsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu} - 50) \times 10^{-4}$
- 钢筋应力由钢筋应变与钢筋弹性模量确定，且不超过屈服强度 f_y
- 受拉钢筋的应变不超过纵向受拉钢筋极限拉应变 ϵ_{su} ， $\epsilon_{su} \leq 0.01$
- 程序采用将截面离散化为纤维的方法来代替等效矩形应力图。
- 《混规》附录 E 即该方法

图 8.0.1 任意截面构件正截面承载力计算

约 2 小时时间，主要是针对钢筋混凝土结构中的梁、柱、楼板、剪力墙等构件的各项设计参数和细节进行了详细的剖析解读，并介绍了筑信达自主开发的“SAP2000 壳配筋设计”工具箱；第二部分大约 2 小时时间，主要是讲解了钢结构各种设计方法，钢构件设计和钢节点验算的各项参数设置与注意事项，并介绍了筑信达自主开发的冷弯薄壁型钢设计插件的应用。最后参会人员同授课老师就日常使用问题进行了深入的探讨交流，反响非常热烈。

通过本次培训，让广大工程师朋友们对 SAP2000 的设计细节与理论有了一个全新的认识。参会的工程师同仁对郑翔老师的授课评价非常高，并认为此次专题培训对他们的日常项目使用 SAP2000 有丰富的指导意义，纷纷希望能多举办类似的培训活动。

供稿：倪超

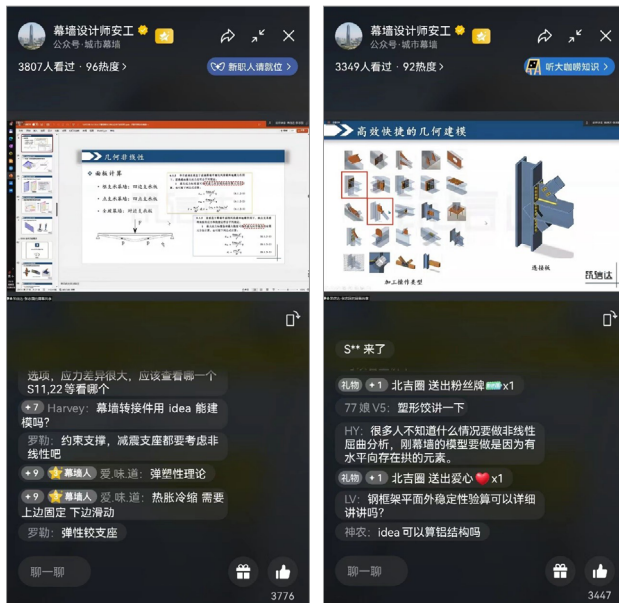


SAP2000 & IDEA在幕墙结构分析与设计中的应用活动报道

近来自于幕墙行业用户使用 SAP2000 及 IDEA 反馈较多, 尤其应用其 BIM 连接 (SAP2000 → IDEA) 功能较多, 在桁架柱脚、幕墙桁架节点、大跨空间轻钢结构 (异形玻璃屋顶、场馆雨棚、采光顶等)、雨棚埋件拉杆节点等。在幕墙行业中, SAP2000 应用程度一直很高, 主要用在幕墙的钢结构计算和设计中; 钢节点 IDEA 软件补充了大家对连接节点等细部分析设计的要求, 更高效方便的替代了之前用到的主 Excel 等工具软件、通用有限元软件等。

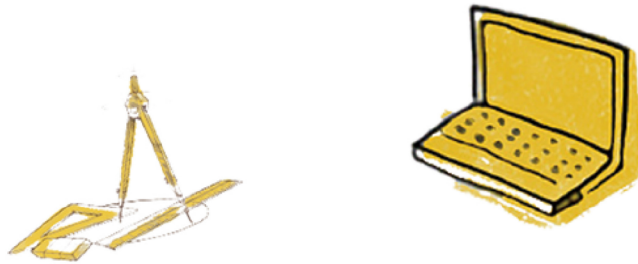
综上, 筑信达联合城市幕墙 (公众号: 城市幕墙) 举办一期 SAP2000&IDEA 在幕墙结构应用的讲座活动, 由筑信达技术部主任工程师张志国主讲。

主要介绍了 SAP2000 功能和在幕墙结构中的应用点, 及案例展示, 介绍了 IDEA 功能和幕墙结构中的应用点和案例, 并演示了 SAP2000 桁架到 IDEA 柱脚节点的 BIM 流程。此次活动, 通过视频号腾讯会议等方式预约和报名总人数约 1500 多人, 直播观看人数一度超越约 3800 人, 直播过程中大家踊跃提问, 在幕墙应用中的 SAP2000 和 IDEA 等相关问题, 筑信达讲师一一进行答复。提问数量较多, 但由于直播时间已超出预定时间, 仍有不少问题不能现场交流, 会后通过 QQ 群等方式进行探讨交流。



供稿: 张嘉鑫

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

IDEA

**DEEP
EX**



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