



- 非线性直接积分法的设置与应用
- 索单元应用的几个常见问题
- 变电站构架设计软件 CiSGTCAD 三维信息模型
- 双向地震作用下 CiSDesigner 异形柱配筋设计
- 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

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

华中区

武汉百思通科技有限公司
联系人：叶亮
手 机：139 9561 6575

西南区

金橡果科技成都有限公司
联系人：刘宇
手 机：185 1282 0985

目 录

Content

— 专题文章 —



非线性直接积分法的设置与应用	1
索单元应用的几个常见问题	8



变电站构架设计软件 CiSGTCAD 三维信息模型	13
双向地震作用下 CiSDesigner 异形柱配筋设计	18

— 工程应用常见问题案例解析 —

减震结构小震时程分析的速度过慢	22
Ritz 向量的模态分析无法运行	26
张弦梁使用目标力施加索力	29
筏板基础土反力偏小	30
自重小幅减少，地震剪力却大幅增加	33
桥梁转换为杆系单元和壳单元时重量不一致	37
大坝分层填筑中的网格划分	40
隧道堆载固结分析中的不收敛问题	42

新版发布 44

活动报道 47

征稿启示 50





非线性直接积分法的设置与应用

筑信达 吴文博

ETABS 中有两种弹塑性时程分析方法，分别是非线性模态分析法（FNA 法）和非线性直接积分法。其中 FNA 适合于带有少量非线性连接单元的结构，计算速度快是其主要优点，在减隔震分析中多被采用；而非线性直接积分法适用范围更广，适用于除时间相关效应外的所有非线性行为，适用性强是其主要优点，在大震弹塑性时程分析当中多被采用。本文主要介绍非线性直接积分法的相关设置与应用。

1. 时程分析的步骤

1.1 时程函数定义

用户可以通过**定义>函数>时程函数**，进行时程函数的导入，通常我们可以采用来自于文件的方式将地震波文件导入 ETABS 中，目前支持的地震波格式主要为.txt 或.dat 文件。

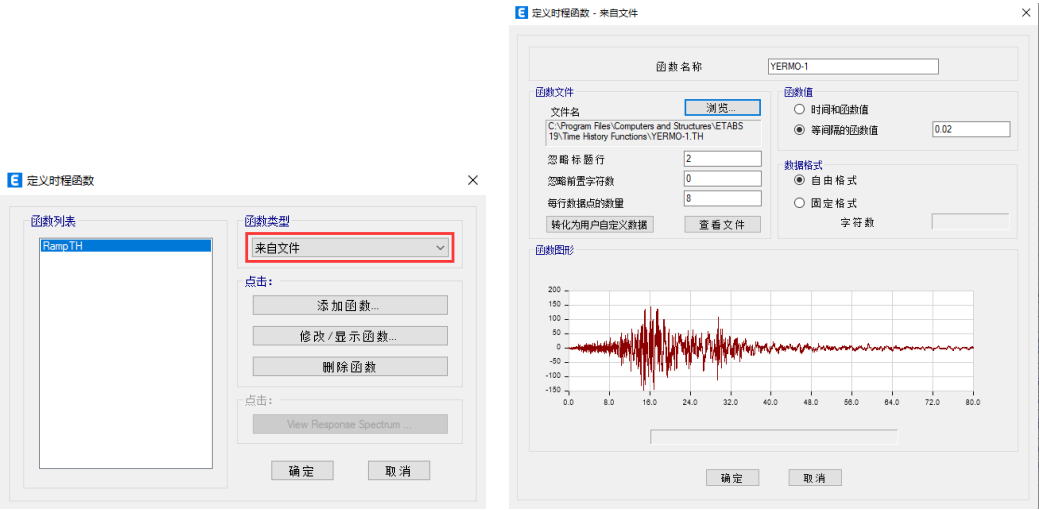


图 1 地震波导入

我国规范规定，时程分析中必须要采用一条人工波，ETABS 可以通过匹配反应谱的方式生成人工波。ETABS 在生成人工波时，不但考虑了人工波要在频谱和幅值上与反应谱吻合，还考虑了地震波的持时特性。从图 2 中可以看出人工波（红色曲线）与天然波（蓝色曲线）的持时特性吻合得很好。生成人工波的方法有两种，一种为频域方法，另一种为时域方法。一般来讲，时域方法匹配的效果更好一些，但是花费的时间更多。

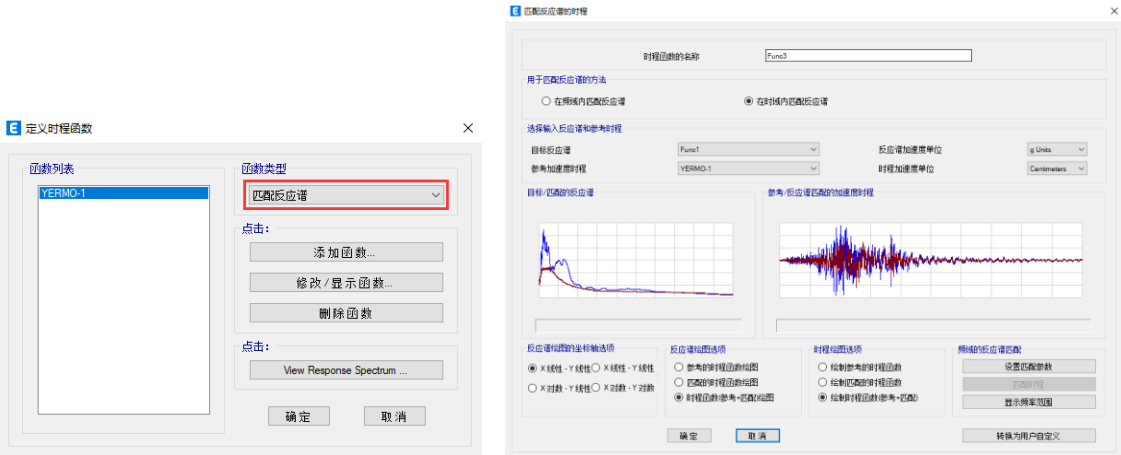


图 2 生成人工波



1.2 初始重力工况

在进行非线性时程分析之前，需要先对结构施加重力荷载，重力荷载通常使用非线性静力工况或者阶段施工工况模拟，某些情况下也可采用非线性时程工况模拟。用户需要注意的是，**前置的非线性静力工况或阶段施工工况应采用与后续的非线性时程工况相同的几何非线性设置**，这样可以确保前后工况几何刚度矩阵的一致性，否则可能会出现计算结果异常或无法收敛等情况。用户可以通过**定义>荷载工况**，工况类型选择“Nonlinear Static”或“Nonlinear Staged Construction”定义重力工况。

The dialog box is titled '荷载工况数据' (Load Case Data). It contains several sections:

- 常规数据** (General Data):
 - 名称 (Name): Gravity
 - 类型 (Type): Nonlinear Static
 - 质量源 (Mass Source): Previous
 - Analysis Model: Default
- 初始条件** (Initial Conditions):
 - ☒ 零初始条件 - 无应力状态 (Zero initial conditions - no stress state)
 - ☐ 非线性工况 (包括荷载) (Nonlinear case (including loads))
- 施加荷载** (Apply Load):

荷载类型	荷载名称	比例系数
Load Pattern	DL	1
Load Pattern	LL	0.5
- 其它参数** (Other Parameters):
 - 模态工况 (Modal Case): Modal
 - 几何非线性 (Geometric Nonlinearity): 无 (None)
 - 加载控制 (Loading Control): 荷载控制 (Load Control)
 - 结果保存 (Result Saving): 最终状态 (Final State)
 - Floor Cracking Analysis: 无裂缝分析 (No crack analysis)
 - 非线性参数 (Nonlinear Parameters): 默认值 - 迭代和事件到事件 (Default - iteration and event to event)

图 3 初始重力工况

1.3 非线性时程工况定义

用户可以通过**定义>荷载工况**，工况类型选择“Time History”和“Nonlinear Direct Integration”，添加一个非线性直接积分法时程工况。

The dialog box is titled '荷载工况数据' (Load Case Data). It contains several sections:

- 常规数据** (General Data):
 - 名称 (Name): THXY
 - 荷载工况类型/子类型 (Load Case Type/Subtype): Time History / Nonlinear Direct Integration
 - 质量源 (Mass Source): Previous
 - Analysis Model: Default
- 初始条件** (Initial Conditions):
 - ☐ 零初始条件 - 无应力状态 (Zero initial conditions - no stress state)
 - ☒ 非线性工况 (包括荷载) (Nonlinear case (including loads))
- 施加荷载** (Apply Load):

荷载类型	荷载名称	函数	比例系数
Acceleration	U1	YERMO-1	2.42
Acceleration	U2	YERMO-1	2.06
- 其它参数** (Other Parameters):
 - 几何非线性 (Geometric Nonlinearity): P-Delta
 - 时间步数量 (Time Step Count): 1000
 - 时间步步长 (Time Step Size): 0.02 sec
 - Damping: 质量 0.2285; 刚度 0.0065; 模态: 否
 - 积分方法 (Integration Method): Hilber-Hughes-Taylor
 - 非线性参数 (Nonlinear Parameters): 默认值 - 仅迭代 (Default - only iteration)

图 4 非线性直接积分法时程工况



初始条件。初始条件一栏，用户需要接力重力荷载的计算结果。

施加荷载。荷载类型通常选择加速度；荷载名称 U1 对应 X 方向，U2 对应 Y 方向，U3 则对应 Z 方向；函数选择所需的地震波；比例系数用于调整地震波峰值，需要注意的是，函数文件是不包含单位的，用户可以通过点击右侧的圆点获取当前的单位。例如函数 YERMO-1 的最大值为 400，当前单位为 mm/s²，而目标输入地震动峰值为 400cm/s²，那么比例系数应输入 10。

几何非线性。几何非线性可选择无、P-Delta 以及 P-Delta 和大位移三种形式，对于绝大多数结构仅考虑 P-Delta 是足够精确的，对于一些带有索、膜或者其他变形很大的结构，需要考虑 P-Delta 和大位移。考虑大位移后，应设置更小的收敛容差以保证计算精度，但分析的收敛性会更差一些，计算时长也会显著增加，用户应酌情选用。再次提醒用户注意的是，**前置工况与后续工况的几何非线性类型应保持一致。**

时间步数量与时间步长。程序的计算总时长为时间步数乘以时间步长，总时长应满足规范要求不小于 5T₁。时间步长的设置需要注意，一般情况下可以设置与地震波时间间隔相同，但是为满足精度要求，时间步长不宜大于所关心周期的 1/10。另外需要注意的是，此处输入的是结果保存步长，而非分析步长。当时间步长小于地震波间隔时，分析步长按时间步长取值；当时间步长大于地震波间隔时，分析步长按地震波间隔取值。

阻尼、时间积分方法和非线性参数设置由于涉及内容较多，在下文中详细展开讨论。

2. 阻尼设置

ETABS 中有两种设置阻尼的方式，一种为瑞利阻尼，一种为模态阻尼。瑞利阻尼是在直接积分时程分析中常用的阻尼形式，我们曾经在技术通讯文章[“瑞利阻尼的应用”](#)中有过详细的阐述，本文主要介绍模态阻尼的设置。

ETABS 和 SAP2000 都允许用户在直接积分时程分析工况中采用模态阻尼。当用户采用模态阻尼的形式时，阻尼矩阵按下式确定：

$$C_{modal} = \sum_{i=1}^N \frac{4\pi}{T_i} \xi_i (M\phi_i)(M\phi_i)^T$$

其中 T_i 、 ξ_i 和 ϕ_i 分别是模态 i 的周期、阻尼系数和振型； N 是模态总数，由最大频率控制。图 5 左图红框部分为瑞尼阻尼设置框。图 5 左图蓝框部分为模态阻尼设置框，这里需要输入考虑模态阻尼的最大频率值。点击下方按钮弹出图 5 右图所示对话框，用于详细定义模态阻尼数值。

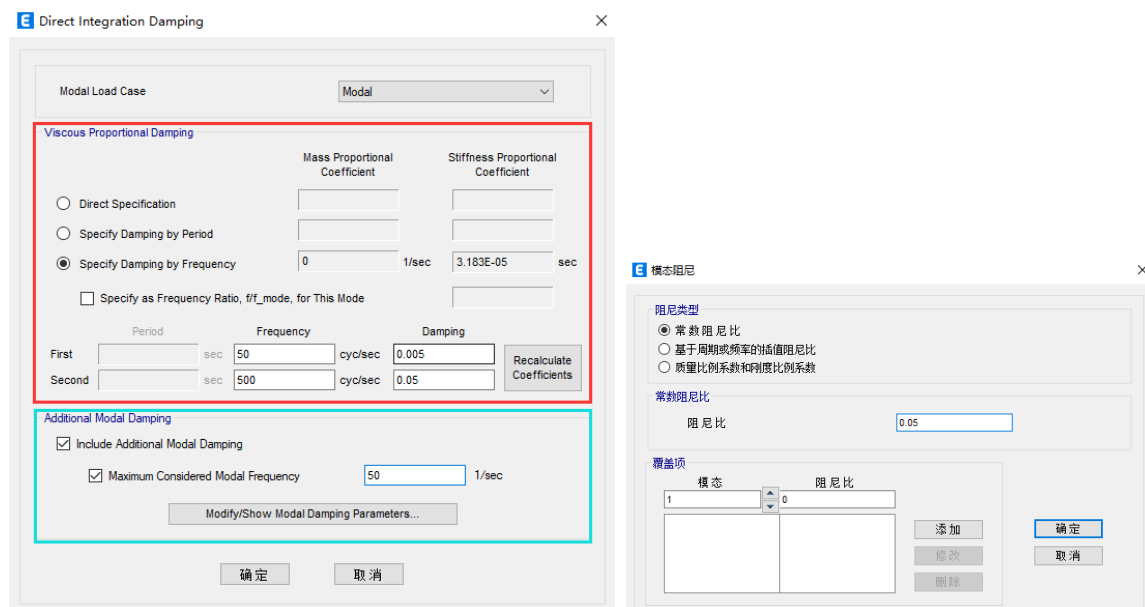


图 5 阻尼设置

用户使用时应当注意，模态阻尼仅对最大频率之前的模态位移（低频振动）存在阻尼，而高频振动部分则处于无阻尼状



态。因此建议将模态阻尼和刚度比例阻尼结合使用。如图 5 所示，在模态阻尼的基础上，另附加一个**刚度比例阻尼**用于抑制高频振动。例如，如果模态阻尼影响的最高阶模态频率为 f ，可以指定频率 f 和 $10f$ 对应的刚度比例阻尼分别为 0.005 和 0.05，程序则自动计算出一个刚度比例系数，用于给不受模态阻尼衰减的高频振动提供刚度比例阻尼。

为验证上述讨论，现对某结构进行非线性直接积分时程分析，阻尼设置分别采用“仅模态阻尼”与“模态阻尼+刚度比例阻尼”的两种形式，为考察阻尼的作用，模型并未包含材料非线性，计算结果如图 6 中所示。可以看出，如果不考虑刚度比例阻尼的话，高频能量逐渐累积，计算结果整体呈发散状，而考虑刚度比例阻尼后，高频能量被耗散，高频振动被有效控制。

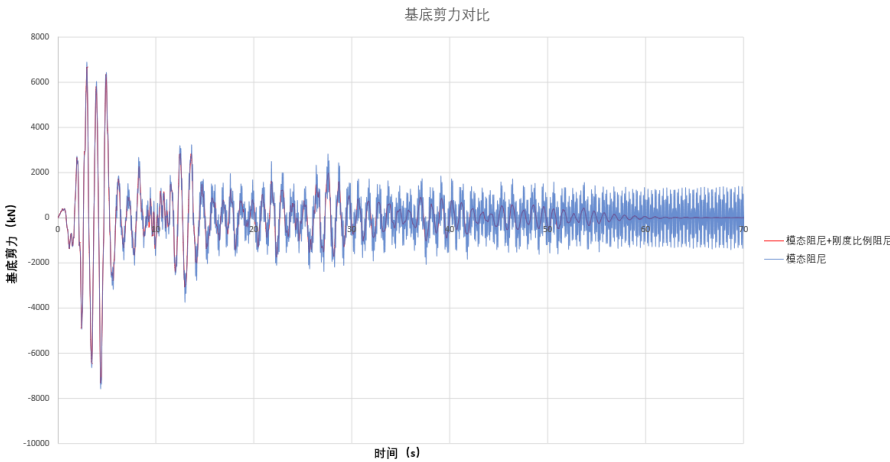


图 6 不同阻尼设置下的结构响应

3. 时间积分方法

ETABS 中包含了多种时间积分方法，如图 7，均为隐式算法。

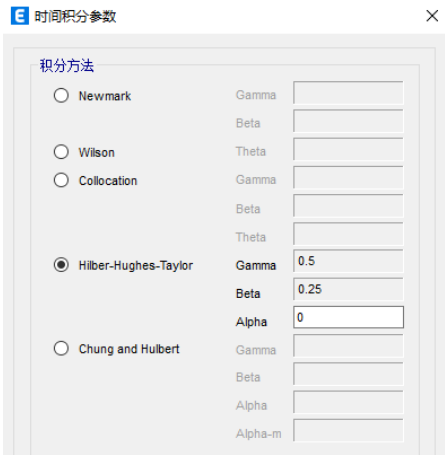


图 7 时间积分参数

本文主要介绍 Newmark 方法和 Hilber-Hughes-Taylor α 方法。

Newmark 方法

直接使用泰勒公式展开可得到下述方程：

$$u_n = u_{n-1} + \Delta t \dot{u}_{n-1} + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{u}_{n-1} + \frac{\Delta t^3}{6} \dddot{u}_{n-1} + \dots \quad (1)$$

$$\dot{u}_n = \dot{u}_{n-1} + \Delta t \ddot{u}_{n-1} + \frac{\Delta t^2}{2} \dddot{u}_{n-1} + \dots \quad (2)$$

将这些方程截断并以下式进行表达：

$$u_n = u_{n-1} + \Delta t \dot{u}_{n-1} + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{u}_{n-1} + \beta \Delta t^3 \ddot{u}_{n-1} \quad (3)$$



$$\dot{u}_n = \dot{u}_{n-1} + \Delta t \ddot{u}_{n-1} + \gamma \Delta t^2 \ddot{u}_{n-1} \quad (4)$$

假定加速度在时间步长内是线性的，

$$\ddot{u} = \frac{(\ddot{u}_t - \ddot{u}_{t-1})}{\Delta t} \quad (5)$$

将式（5）代入式（3）（4）可产生标准形式的 Newmark 方程：

$$u_n = u_{n-1} + \Delta t \dot{u}_{n-1} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \ddot{u}_{n-1} + \beta \Delta t^2 \ddot{u}_n \quad (6)$$

$$\dot{u}_n = \dot{u}_{n-1} + (1 - \gamma) \Delta t \ddot{u}_{n-1} + \gamma \Delta t \ddot{u}_n \quad (7)$$

当 $\gamma = 1/2$ 及 $\beta = 1/4$ 时，Newmark 方法与平均加速度法相同，这种方法在 Perform3D 中被默认采用；当 $\gamma = 1/2$ 及 $\beta = 1/6$ 时，Newmark 方法与线加速度法相同。当 γ 大于 $1/2$ 时，会引入误差，这些误差与数值阻尼和周期延长有关。

Hilber-Hughes-Taylor α 方法

α 方法是使用 Newmark 方法求解下列运动方程：

$$M\ddot{u}_n + (1 + \alpha)C\dot{u}_n + (1 + \alpha)Ku_t = (1 + \alpha)P_n - \alpha P_{n-1} + \alpha C\dot{u}_{n-1} + \alpha Ku_{n-1} \quad (8)$$

α 的取值范围为 $[-1/3, 0)$ ， α 为算法阻尼， α 值越小，阻尼越大，当 α 等于 0 时，此方法退化为平均加速度法，无算法阻尼。 α 值会在高阶模态中产生数值能量耗能，产生类似刚度比例阻尼的效果，但是不相同的是， α 值引起的数值阻尼会随着时间步长的减小而减小，对于常规的地震波间隔， α 值取为 $-0.05 \sim -0.02$ 是合适的。这种方法在 ETABS 中为默认方法，我们也建议用户采用这种时间积分方法，并设置恰当的 α 值。

4. 非线性参数介绍

非线性参数中主要讨论求解策略的选择，目前 ETABS 提供了三种求解策略：“仅迭代”（Iterative Only）、“迭代+事件到事件”（Iterative Event-to-Event）以及“仅事件到事件方法”（Event-to-Event Only）。

仅迭代（Iterative Only）。ETABS 中提供了两种迭代方法，一种为常刚度迭代（如图 9 左），另一种为 NR 迭代（如图 9 右）。这两种迭代方法各有优劣，常刚度迭代法由于切线刚度矩阵只需要计算一次，因此每一次迭代的速度比较快，但所需的迭代步数比较多，适合一些非线性程度比较低，比较容易收敛的结构；NR 迭代由于每迭代一次就要生成一次切线刚度矩阵，在此会花费较多时间，但是收敛所需的步数较少，当结构可能出现强非线性，或者需要考虑大位移等效应时，建议采用 NR 迭代。程序默认常刚度迭代次数为 10 次，NR 迭代次数为 40 次，程序会优先采用常刚度迭代，如果达到迭代次数而无法收敛则改用 NR 迭代。

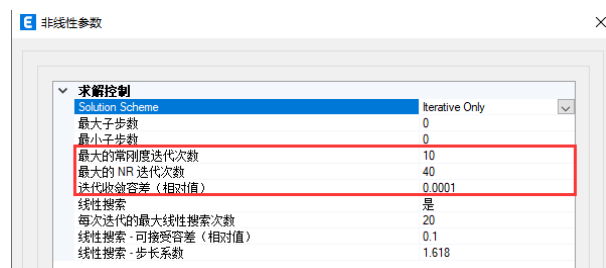


图 8 仅迭代的求解策略

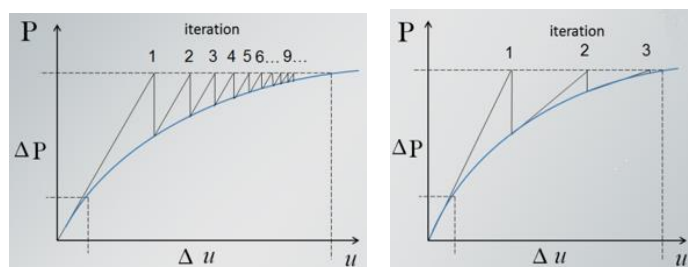


图 9 常刚度迭代与 NR 迭代



ETABS 中采用力的迭代收敛容差，默认的相对容差值为 0.0001，这一般来讲是比较小的，对于常规结构 0.01~0.001 的相对容差值是合适的。适当减小收敛容差对分析的收敛性，以及计算时间的减少都有很大好处，而对精度的损失并不大。但是对于索、膜等需要考虑大位移效应的结构，建议使用默认的相对收敛容差，甚至更小的收敛容差。对于大型模型，“仅迭代”的求解策略是我们比较推荐的，其优点是计算时间短，且有不错的收敛性。

仅事件到事件 (Event-to-Event Only)。事件到事件方法是一个更加线性化的算法，这种方法仅在触发“事件”后才修正结构刚度。当构件发生屈服、从铰骨架曲线的 B 点向 C 点过渡、卸载等行为时，程序判定触发“事件”。事件到事件的方法每一步会产生微小的不平衡力，但是这些不平衡力并不会在整个时程范围内累积。如果采用“仅事件到事件”方法，**不会出现收敛失败的情况，但是用户需要在分析日志文件 (.log 文件) 中查看不平衡力是否可以接受。**“仅事件到事件”的方法适用于框架铰、分层壳、具有多段线性塑性/缝/钩/摩擦摆/三摆行为的连接单元。注意，对于使用 damper（粘滞阻尼器）单元、Wen 塑性单元和橡胶隔振器等连接单元的结构，以及带有索等需考虑大位移的结构不应使用“仅事件到事件”方法。

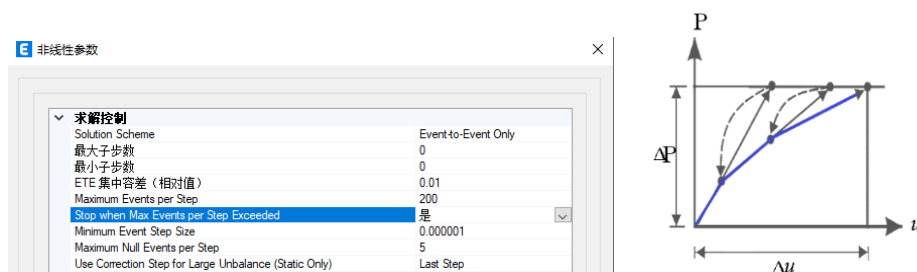


图 10 事件到事件的求解策略

迭代+事件到事件 (Iterative Event-to-Event)。这种方法是将事件到事件的求解策略融入每一个时间步中，当迭代的方式无法收敛时，事件到事件的求解策略开始生效，这样即增加了收敛性，又不需检查不平衡力，但是求解时间一般是三种方法中最长的，ETABS 默认采用此种求解策略。

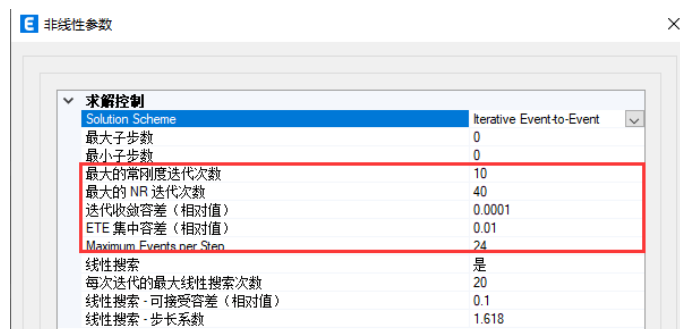


图 11 迭代+事件到事件的求解策略

其他的选项设置限于篇幅不再展开，用户可使用默认值，或参考最新版《CSI 分析参考手册》进行相关设置。

5. 其他注意事项

求解器。ETABS 中有三个求解器，分别是标准求解器、高级求解器和多线程求解器，这三种求解器的区别可以查看知识库“[求解器解析](#)”。用户可以通过分析>SAPFire 高级选项进行求解器设置。一般来讲，我们推荐首先采用标准求解器求解模态结果，由于标准求解器会给出所有警告信息，建议用户处理掉所有警告，然后再采用多线程求解器进行非线性时程分析。提前处理警告信息，不但能提高后期非线性分析的收敛性，也可以大大缩短分析时间，达到“磨刀不误砍柴工”的效果。

此外如果选择了分析进程中的独立进程，程序可以同时运行多个时程工况，时程工况的数量目前不超过 8 个或 CPU 物理内核的数量。



图 12 求解器选项



图 13 非线性铰的分析模型

铰的模拟。ETABS 目前有两种模拟铰的方法，一种是单元属性，另一种是连接单元。用户可以通过**分析>非线性铰的分析模型**选择铰的模拟方法，如图 13 所示。这里我们强烈推荐采用单元属性，采用单元属性的收敛性和计算时间均远远优于使用连接单元。采用连接单元的优势在于适用于 FNA 法，但是 FNA 法并不适合于大量非线性行为的场合，另外如果存在分层壳、单拉杆件、索或者需要考虑几何非线性的情况下，FNA 法并不适用。因此，大多数情况适合采用单元属性模拟铰。

6. 小结

本文首先介绍了非线性时程分析的基本步骤。注意，在定义初始重力工况和非线性直接积分法时程工况时，应保持前置工况与后续工况的几何非线性设置一致。

接下来，详细介绍了阻尼参数的设置。使用模态阻尼时，应添加刚度阻尼以耗散高频能量；时间积分法的选择与参数设置，特别是 Hilber-Hughes-Taylor α 方法中 α 的作用与取值，适当的算法阻尼可以过滤不必要的高频成分；非线性参数中求解策略的特点与适用情况，“仅迭代”方法，计算速度快，适合大部分情况，“仅事件到事件”方法不会收敛失效，但是需要用户校核不平衡力，而“迭代+事件到事件”方法虽然牺牲了一些计算速度，但是在时间步内会满足收敛容差，是程序的默认方法。

最后介绍了求解器的类型，推荐首先采用标准求解器求解模态结果，处理掉所有警告信息，然后再采用多线程求解器进行非线性时程分析。此外，关于铰的模拟方式，推荐采用单元模拟的方式。

参考资料

- [1] Computers & Structures Inc., 北京筑信达工程咨询有限公司. CSI 分析参考手册. 2019
- [2] Computers & Structures Inc. ETABS v18.1.1 联机帮助文档. 2020

索单元应用的几个常见问题

筑信达 吕 良

索通过轴向拉伸来抵抗外荷作用，可以充分地利用钢材的强度，减轻结构自重。随着对结构跨度及空间的要求不断提高及高强度钢材的发展，索结构越来越广泛的应用于工程项目当中。SAP2000 中自带索单元，可以对索结构进行高效准确的模拟。但是很多工程师对索单元不熟悉，有时把索单元和框架单元混为一谈，导致分析出错。本文将讨论索单元应用时的几个常见问题，希望能帮助读者更好地理解索单元的相关特性。

1 索的初始形态

在 SAP2000 或 CSiBridge 中采用索单元绘制构件时，需要定义索的初始几何信息，该初始几何信息包含了索两端张力、垂度、索变形前长度等信息，如图 1 所示。该窗口“索类型”中有多种方式定义索的初始状态，这几种方式有何区别？另外，通过该对话框得到的是索的何种状态？对于后续分析有什么影响？

Pt.	X	Y	Z	Sag	Distance	Rel. Dist.
0	-13000.	-6000.	3000.	0.	0.	0.
1	-12625.	-6000.	2999.9889	0.0111	375.	0.0625
2	-12250.	-6000.	2999.9794	0.0206	750.	0.125
3	-11875.	-6000.	2999.9713	0.0287	1125.	0.1875
4	-11500.	-6000.	2999.9646	0.0354	1500.	0.25
5	-11125.	-6000.	2999.9595	0.0405	1875.	0.3125
6	-10750.	-6000.	2999.9558	0.0442	2250.	0.375
7	-10375.	-6000.	2999.9536	0.0464	2625.	0.4375
8	-10000.	-6000.	2999.9526	0.0472	3000.	0.5

图 1 索的初始几何信息-指定最大垂度

1.1 索类型

在索的边界条件已确定的条件下，索端张力、索的水平张力、跨中垂度、或悬索长度等任一个参数确定，即可确定唯一的索线形，对于该部分的内容可参考文章《[单悬索的基本理论与 SAP2000 应用](#)》。因此在描述索的状态时可通过上述变量中的任意一个来确定索的初始几何信息，对应程序“索类型”中 Cable-Tension At i-End、Cable-Horizontal Tension Component、Cable-Maximum Vertical Sag 等方式。当其中的一个变量确定，其余的变量也就都确定了。

由于外荷载或是边界条件的改变，索端张力、变形后长度、最大垂度等都会发生改变。但是无论荷载形式或边界条件如何变化，索的无应力长度（索不受力状态下的长度）是不变的。因此【初始几何信息】中描述索初始状态的方式虽然很多，但是其最本质的控制量是无应力索长。图 1 中索的初始形态是通过索的最大垂度来定义，最大垂度为 0.0472mm，此时对应的无应力索长为 5800mm；而图 2 中是通过 i 端张力来定义索的初始形态，将其 i 端索力设为 4582.8608KN 时，其对应的无应力索长也为 5800mm。这两种方式定义的索状态本质是相同的，可以统一的理解为定义的无应力索长为 5800mm。也可以直接指定无应力索长 5800mm，效果一样。



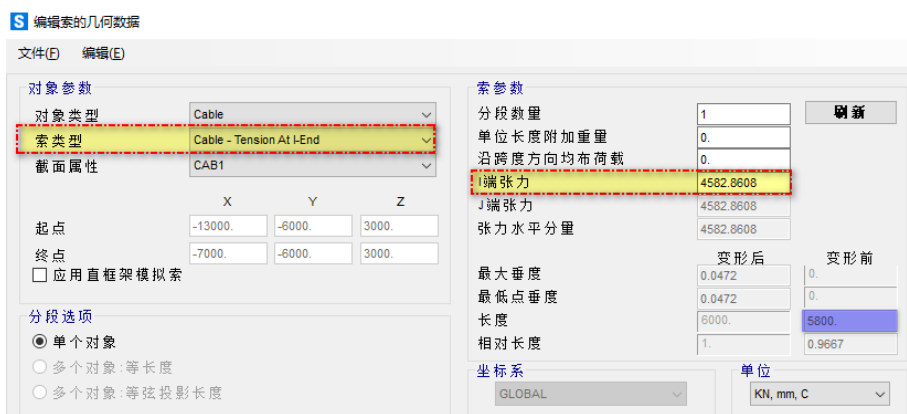


图 2 索的初始几何信息-指定索端张力

1.2 索的初始状态

【初始几何信息】窗口里计算的索的形状并不发生在任何工况中，且计算的索力也不是直接作用在结构上。通过【初始几何信息】是定义索的初始形态，索的最终状态与外荷载及结构变形相关。以下通过两个模型来说明上述问题。

图 3 中两个结构索两端的距离均为 6m，索的初始几何信息均按照图 1 来定义，此时索的无应力长度为 5.8m。不同的是，左侧结构索直接与支座连接，右侧结构索与 3m 高的立柱相连接，将重力工况设为非线性工况，运行分析查看重力工况下杆件的轴力。

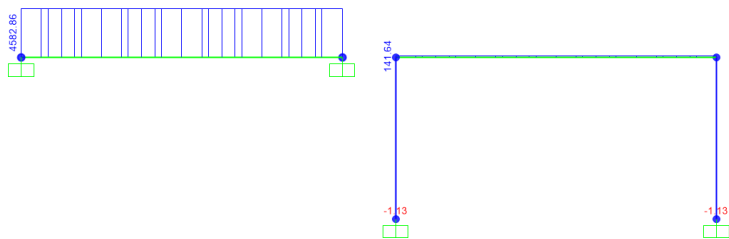


图 3 单索结构模型轴力图

将图 1【初始几何信息】窗口中索的状态与图 3 中左侧模型相比较，可以发现这两个状态下索两端位置不变，索的无应力长度相同，两端的轴力均为 4582.86KN。如果将该索在重力工况下各个剖分点的坐标导出，会发现剖分点的坐标与【初始几何信息】中索变形后控制点的坐标也是相同的。即表明【初始几何信息】窗口中计算的状态即为索端固定，在重力荷载作用下的状态。

在实际工程项目中，索两端一般不会同时锚固于支座上，至少会有一端与其它构件相连。由于索的张力作用，结构会产生相应的协调变形，变形后索锚固端的空间位置会发生变化。当索的两端位置发生变化后，索的受力及变形就需要重新计算，整个索的状态也就改变了。如图 3 右侧模型，该模型在自重条件下柱顶会产生位移，导致索的长度缩短。索的真实轴力仅为 141.64 KN，与【初始几何信息】窗口中的索轴力相差巨大。

虽然上述两个结构的无应力索长相同，但是索的状态与结构的边界条件和受力状态都是相关的。【初始几何信息】中仅定义了索的无应力索长，并没有确定索的真实的边界条件和荷载条件。因此在对索结构分析时，需要注意区分索的初始几何形态与索在结构中的实际受力状态的区别，避免概念错误。

2 目标力工况与常规工况

目标力荷载是一个特殊的荷载类型，用户可以为构件指定一个期望的目标力，程序会通过迭代计算求解出达到该期望目标力所对应的变形，使构件在该变形下达到指定的目标力。与其他类型荷载不同，目标力荷载并不是增量荷载，而是由用户指定索单元在荷载工况结束或阶段施工完成后单元的轴力值。依据单元的初始内力，由程序迭代计算出的变形可以是正的、负的、或者零，但最终将使对应的单元达到指定的目标力。

现在通过图 5-1 中的模型 A 和模型 B 来说明该问题。两个模型均为立柱被单根拉索锚固，其模型参数相同，仅索的无应力长度（变形前长度）不同。模型 A 的无应力索长为等于弦长为 7211.1026mm，模型 B 的无应力索长小于弦长，为 7000mm。



现在分别计算结构在重力工况（图 4-1）和目标力工况（图 4-2）两种状态下的柱顶的变形和索端拉力，其结果如图 5-1 和图 5-2 所示。

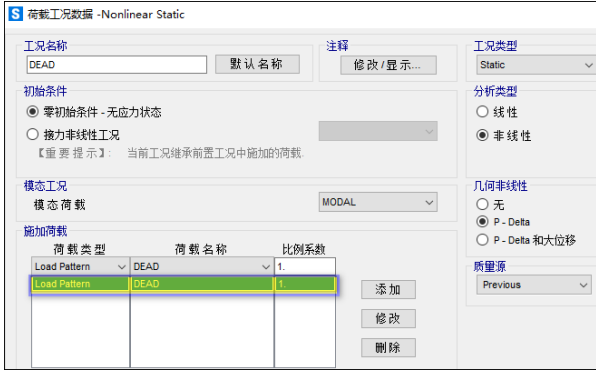


图 4-1 重力工况

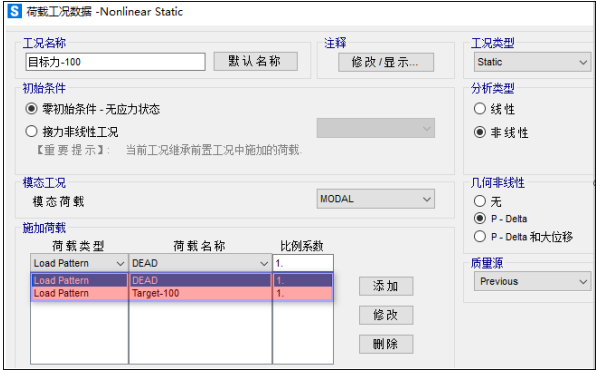


图 4-2 目标力工况

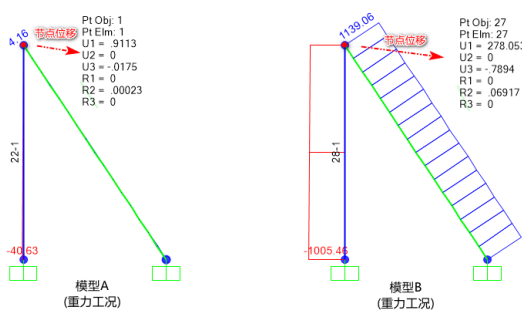


图 5-1 重力工况

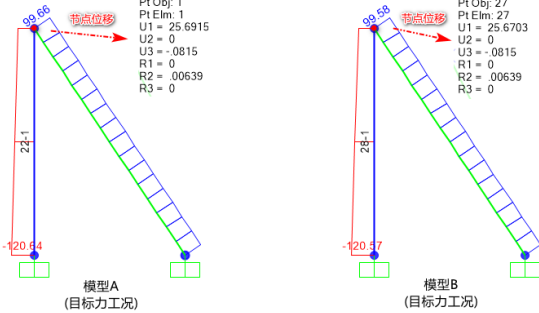


图 5-2 目标力工况

表 1 计算结果

工况	索弦长 (mm)	无应力索长 (mm)	工况	柱顶 x 方向位移 (mm)	索端张力 (KN)
模型 A	7211.1026	7211.1026	重力工况	0.9113	4.16
			目标力工况	25.6703	99.66
模型 B	7211.1026	7000.0000	重力工况	278.0523	1139.06
			目标力工况	25.6703	99.58

将两个工况的结果整理如表 1 所示，可以看到在重力工况下模型 A 柱顶端位移较小，x 方向仅为 0.9113mm，对应的索端张力为 4.16KN，而模型 B 柱顶 x 方向位移为 278.0538mm，对应的索端张力为 1139.06KN，两个模型的索在重力工况下状态差异很大。而在目标力工况下，虽然索初始状态差异较大，但是运行分析后顶端位移均为 25.6703mm，两个索的索力均接近 100KN，两者状态相同，均达到了指定的目标力状态。

迭代计算时，对于模型 A 中的索，程序是将索长度给缩短了，使其缩短后索力正好增加到目标索力 100KN，而模型 B 在迭代计算时，程序是将索长度伸长了，伸长后使其索力正好减小到目标索力 100KN，最终两者均达到指定的目标力。

需要注意的是目标力荷载只在非线性静力分析和阶段施工工况起作用。对于其他荷载工况，目标力荷载没有任何效果。

3 目标索力的求解

对于索单元，我们建议通过目标力荷载来施加预拉力。但如果目标力荷载无法收敛，该如何处理呢？一般来讲，目标力的数值要合理，对于复杂结构常需要多次调整来达到目标力。另外，还可使用“荷载优化器”来调整索力。以下是详细介绍。

以图 6 中张弦梁结构为例，在索安装完毕后对索两端进行对称张拉，索端控制张拉力设置为 300KN。现在需要在重力工况下为下侧索指定 300KN 的张拉力。

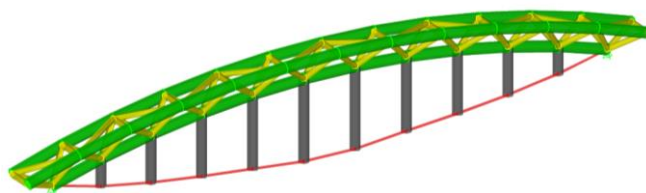


图 6 张弦梁结构视图

3.1 目标力工况

对于该问题可采用目标力工况来求解。这里对下侧所有的索均指定了 300KN 目标力，但是运行分析完毕后，程序弹出警告信息如图 7-1 所示。

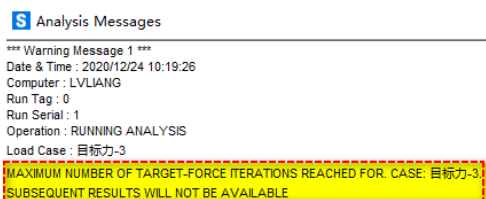


图 7-1 分析警告信息



图 7-2 目标力迭代控制参数

由该警告信息可以看出，程序达到了最大迭代数但是依旧没有迭代出合理结果。造成该问题的原因可能是迭代次数少，或迭代数量足够多但是计算不收敛。在定义目标力工况窗口“非线性参数”一栏中，如图 7-2 所示，可以看到迭代次数为 200，对于本例而言一般来说迭代数是足够了，因此报错原因应是迭代不收敛。

由于目标力并不是具体的荷载值，该荷载值需要由程序内部迭代计算，表示的是索在非线性工况结束或施工阶段完工后的受力状态，因此指定的目标力状态必须是合理的。如设置的目标力状态不合理，程序将无法迭代出目标力。对于上述张弦梁结构在真实条件下每一段索的索力是不同的，跨中的索力和边支点附近的索力差异可能很大。但本例设置的收敛容差仅为 0.01，即每段索的索力被限制在 $300 \times (1 \pm 0.01)$ KN 范围内，使跨中附近的索力与边支点附近的索力差异很小，与真实情况不符合。因此程序难以迭代出目标力结果。

解决该问题有两种思路，一个是将收敛容差改大，使得各个索的索力可以有较大的差异，以接近索力的真实分布情况。这里保持索的目标力为 300KN，将收敛容差调整为 0.1，程序即可求解出满足要求的目标索力，如图 8-1 所示。

第二种思路是不调整收敛容差，调整目标力大小，使目标力与索力的真实分布比较吻合，在合理的误差范围内程序也可以迭代出较好的结果。图 8-2 中的模型，该模型仅对边支点索端指定了 300KN 的目标力，其它索不做处理，并保持收敛容差不变，程序迭代结果如图 8-2 所示。

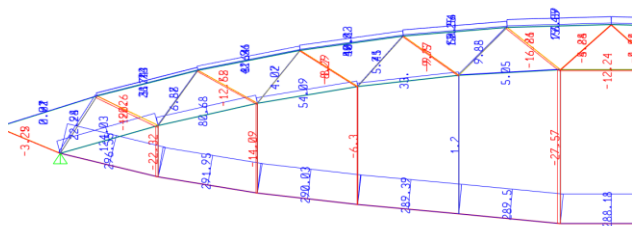


图 8-1 调整收敛容差

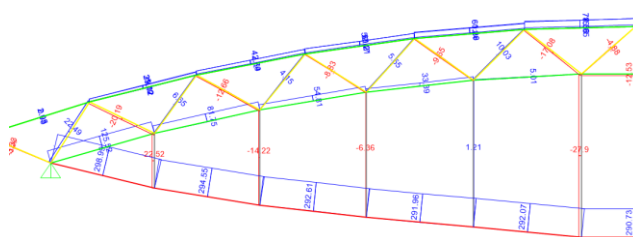


图 8-2 指定支座位置目标力

当结构比较复杂无法一次迭代出所需的目标力时，可先调整迭代误差，计算出一个接近所需目标力且符合真实分布的状态。然后依据该状态重新指定各个索的目标索力，调整收敛容差，求解出新的目标力状态。如果新状态的目标力与所需目标力依旧有差别，重复上述过程，再次调整目标力及收敛容差，直到结果满足要求。一般经过若干次调整就可以达到所需的目标力。

3.2 荷载优化器

当需要通过调整索力使结构最终达到特定的状态时，也可采用 SAP2000 中的荷载优化器通过“找形”的方式来实现。荷载优化器是将结构的最终态的某些信息设为优化目标，通过调整变量（如索力）使结构达到所需的状态。命令路径为【工





具>CSiLoadOptimizer】。

对于上述的张弦梁结构。希望结构达到的最终状态为：支座端张力为 300kN，吊杆下端节点沿张弦梁轴向的位移为 0（对于该结构索张拉完成后，一般竖直吊杆的水平位移也比较小，可以近似认为该值为 0）。在达到该状态时各段索的索力是可以随意调整的。因此可调整的变量即为每一段索的张力。此时可以将支座端的索力及吊杆下端节点的水平位移作为结构的优化目标，而其它段索的索力作为可调整的变量，通过荷载优化器找出满足优化目标的各段索力值，荷载优化器的定义参数如图 9 所示。

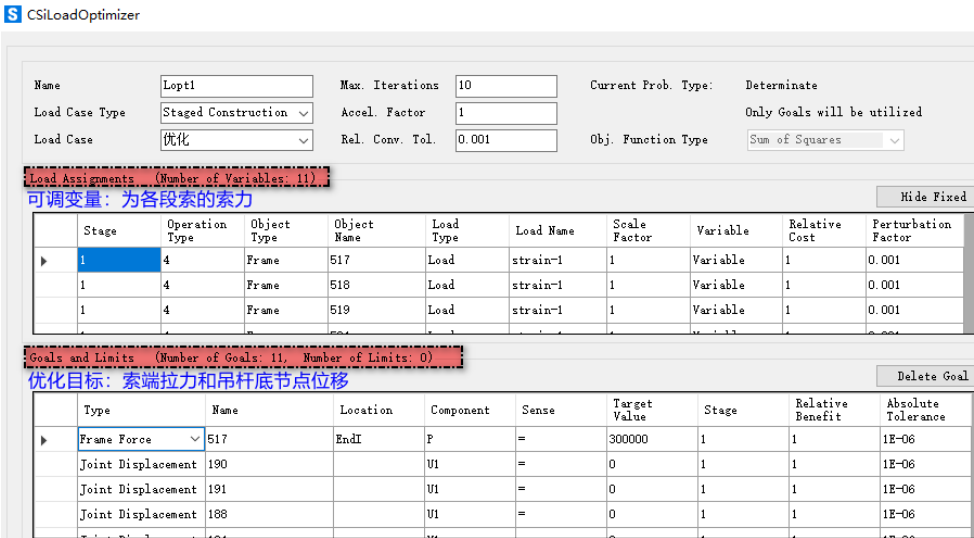


图 9 荷载优化器的设置

采用荷载优化器计算出的结果如图 10 所示，可以看到由程序迭代计算出的索端张力为 300kN，各个吊杆底端的 x 方向的位移基本接近 0，满足目标状态的要求。由于结构受力平衡、变形协调，其余段求解出的索力也是符合真实条件的，对比目标力的求解结果，两者最终达到的效果基本一致。

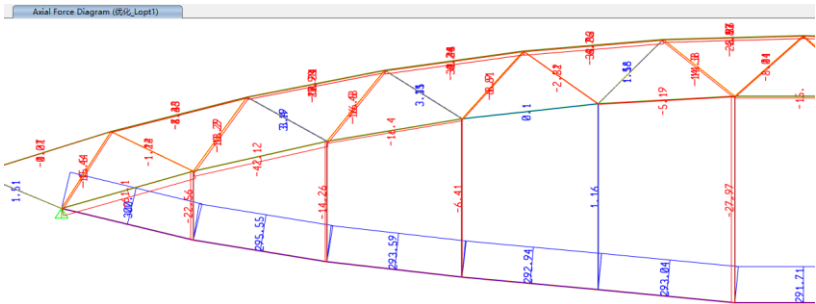


图 10 荷载优化器的索力优化结果

4 小结

索与常规框架不同，在分析时我们需要注意索的初始形态和荷载状态的区别。SAP2000 中在绘制索时定义的是索的初始态信息，其核心是确定索的无应力长度。索的荷载状态与索的无应力长度、外荷载及边界条件相关。当期望索达到指定的索力时，可通过目标力工况求解，但是需要注意目标力的合理性。另外，对于特定状态下的索力也可以通过荷载优化器采用找形的思路来求解。在了解索单元的基本特性后，结合 SAP2000 中提供的各种分析方法与工具，已足够处理工程上常见的索结构问题。限于知识和经验，本文也可能存在不足，望读者批评指正。

关于索单元及目标力工况更为详细的介绍用户可以查看软件自带的《CSI 分析参考手册》。

参考资料

- [1] Computers & Structures Inc., 北京筑信达工程咨询有限公司. CSI 分析参考手册. 2019.
- [2] 沈世钊. 悬索结构设计[M]. 中国建筑工业出版社. 2006.



变电站构架设计软件 CiSGTCAD 三维信息模型

筑信达 孙雪艳

变电站构架设计软件 CiSGTCAD（以下简称 CiSGTCAD）模型在施工图阶段有两种方式表达，一种是传统的二维图纸，一种是三维信息模型。三维信息模型是构件真实位置的表达，在碰撞检查、方案设计、模型展示等环节可发挥重要作用。本文介绍 CiSGTCAD 软件模型的三维表达和与三维设计软件的数据交互。

1 模型的三维表达

在 CiSGTCAD 软件中点击 2D/3D 视图按钮，可在二维施工图和三维信息模型中切换，图 1 为三角格构梁的二维施工图和三维信息模型。在三维信息模型中显示构件截面、安装位置、杆件连接等详细信息，将二维图纸通过平面、立面、剖面、表格、标注等表达的结构构件数据显示为实际的三维模型。

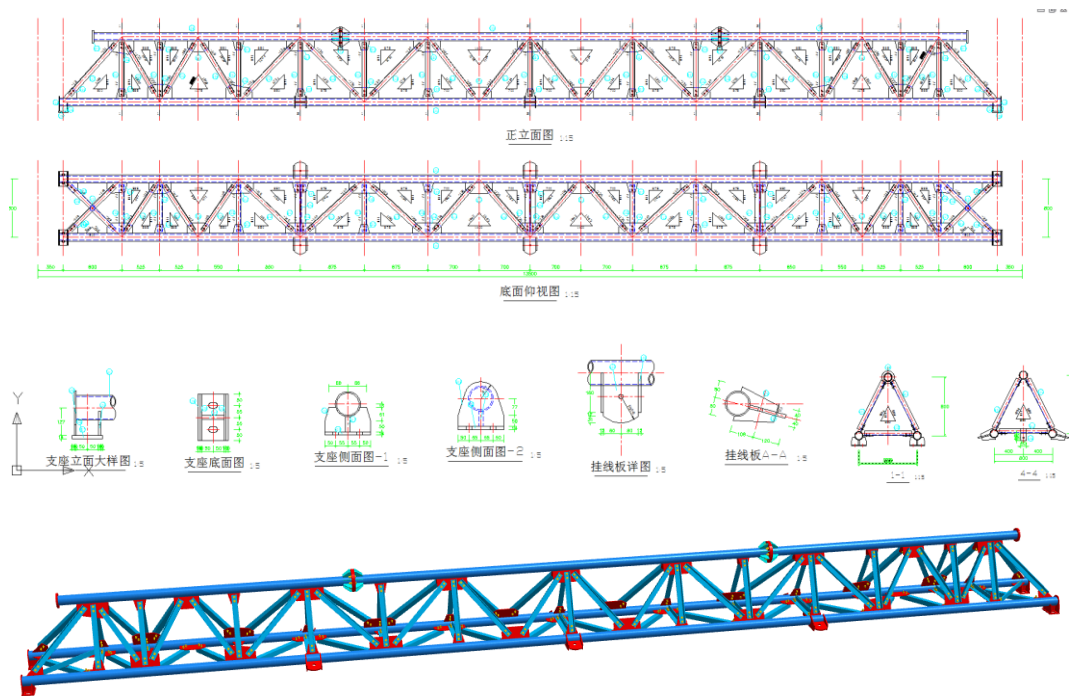


图 1 梁的二维图纸和三维模型

在单构件的二维图纸中切换到三维视图，显示单构件三维模型。在轴测图或单线立面图中切换到三维视图，显示整个结构的三维模型，图 2 为 220kV 变电站构架的整体三维信息模型。构架整体模型显示构架中所有的构件，包括梁、柱、地线柱、避雷针、爬梯、基础等，按照构件位置和拼装情况进行显示。三维信息模型中显示内容多样，如不查看所有的细节，可通过 3D 显示开关设置在三维图中显示的内容，如图 3 所示。

将二维图纸转换为三维模型，进行了构架各数据的精确处理，包括：杆件的位置、杆件的长度、杆件的角度、杆件的连接、节点的处理等。

1.1 精确定位

在计算模型中构件按照中心线定位，在施工图设计中，构件根据布置情况，进行交错排布、端部尺寸偏移、位置偏移、角度旋转等处理，在三维模型中，将构件信息转换为三维数据，得到杆件的实际位置。图 4 为四边形角钢格构梁顶面的构件，在建模阶段，杆件按照中心线定位，所有腹杆在同样的高度排布，如图 4-a 所示，在施工图中，杆件通过螺栓、节点板与主杆连接，各腹杆按照规则排布在节点板的内侧或外侧，节点板的厚度可在剖面图或数据表格中查看，杆件排布通过线条的显隐表示，如图 4-b 所示，在三维视图中，构件按照施工图表示的实际位置进行显示，包括主杆截面、节点板厚度、腹杆在节点板处的偏移、螺栓排布等信息，直观真实的表达构件实际位置。

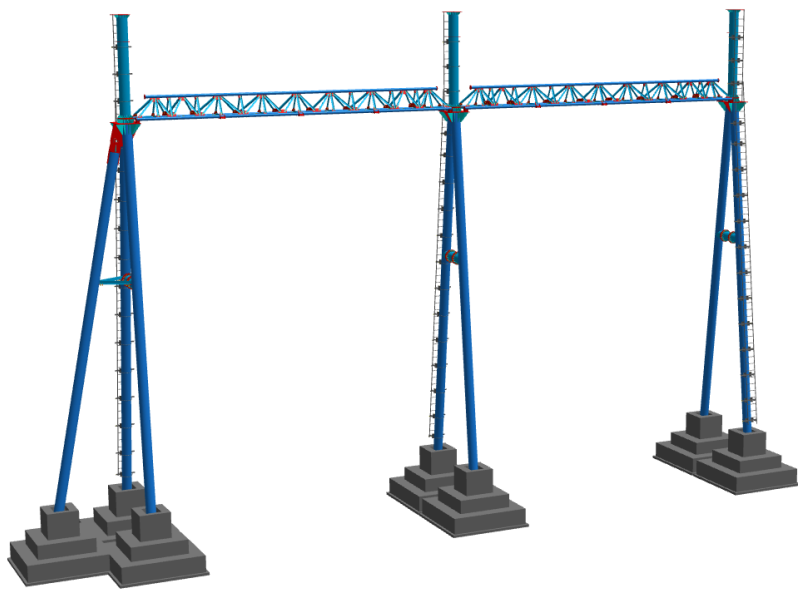


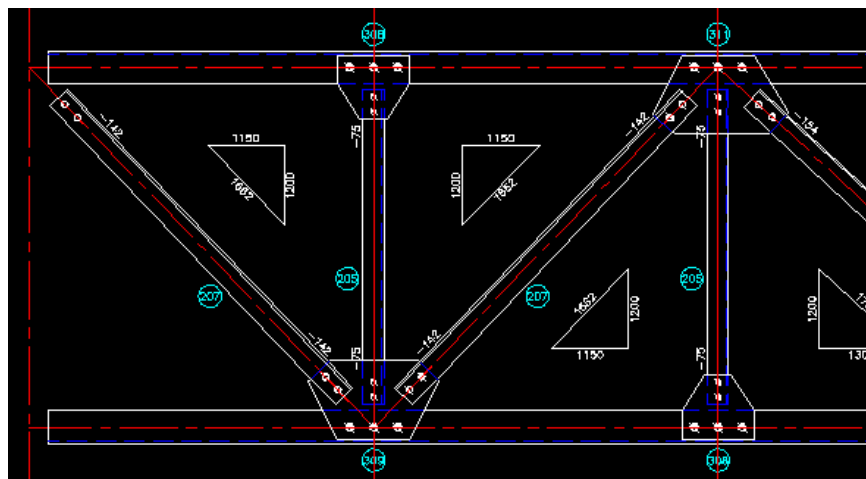
图 2 变电站构架整体三维模型



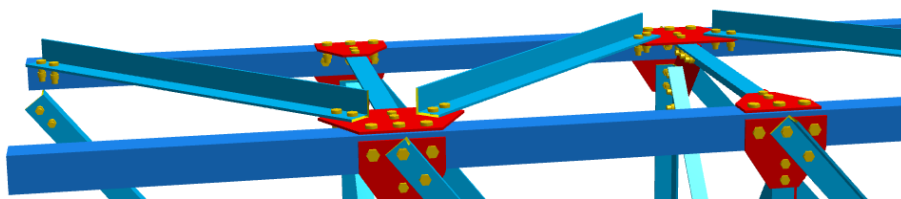
图 3 3D 设置



a) 建模阶段



b) 施工图阶段



c) 三维信息模型显示

图 4 杆件在建模阶段与施工图阶段对比



1.2 节点处理

钢结构中节点类型多样，如法兰连接、节点板连接、焊接、多类型挂线点以及复杂的梁柱连接处的处理等。在三维视图中，将平面表达的节点信息进行数据三维化处理，按照真实的模型显示各节点，如图 5 所示。

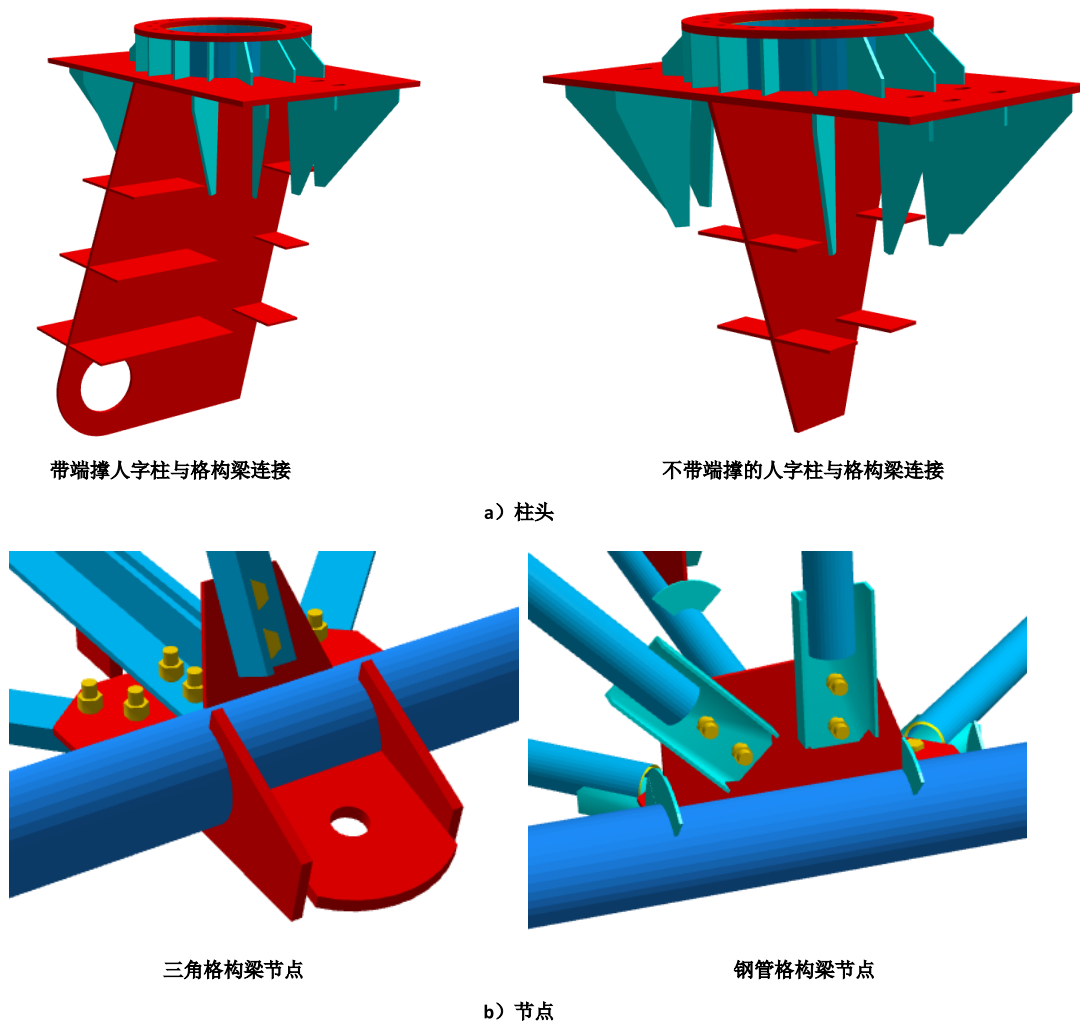


图 5 节点处理

1.3 精确处理

各级别变电站使用的构件类型多样，构架上的每个部件在三维视图中均为一个实体。各种类型的实体在三维视图中按照构件尺寸、方向、位置进行真实的绘制展示，如构件柱头处的开洞、梁柱连接处的弯折板、鱼腹式格构梁弯折杆件整体处理、走道绘制、走道与梁的螺栓连接、杆件与节点板连接的螺栓，如图 6 所示。

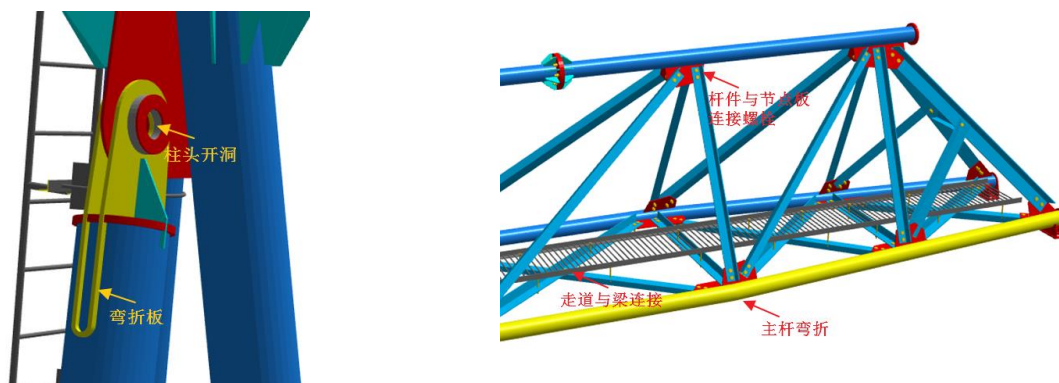


图 6 杆件精确处理



1.4 构件编辑

二维图纸提供多种编辑功能修改施工图数据，在三维模型中也提供部分编辑功能。在单构件的三维视图中，双击构件或者使用右键菜单进行构件编辑。三维模型和二维模型保持数据实时联动，在二维图纸或三维模型进行模型的修改，对应的三维模型和二维图纸均进行更新，如图 7 所示。在柱构件的二维施工图中进行端撑的主杆编辑，将端撑修改为两段，修改后打开三维视图，三维视图中端撑分为两段圆钢管，通过法兰连接，和二维图纸的中数据保持一致。



图 7 主杆分段操作

2 与三维设计软件交互

随着三维设计在电力行业中的推进，结构设计作为工程全寿命周期中的一环，也需要为工程中各专业数据的交流提供有效的途径。CiSGTCAD 软件建立的模型，可与电力行业使用的三维设计软件进行数据交互，达到数据的可利用性，满足数据的交流和传递。

在 CiSGTCAD 软件中对构架模型进行分析设计后生成三维信息模型，通过三维设计交互功能，将三维模型的数据导入到三维设计软件，在三维设计软件中查看模型，与其他专业进行协同设计等工作。图 8 是将 CiSGTCAD 软件中建立的 220kV 构架模型导入到 Revit 软件中生成 Revit 模型，导入到 AECOSim Building Designer 软件中生成 AECOSim Building Designer 模型，在三维软件中包含主杆信息和各节点的信息，细节部分如图 9、10 所示。

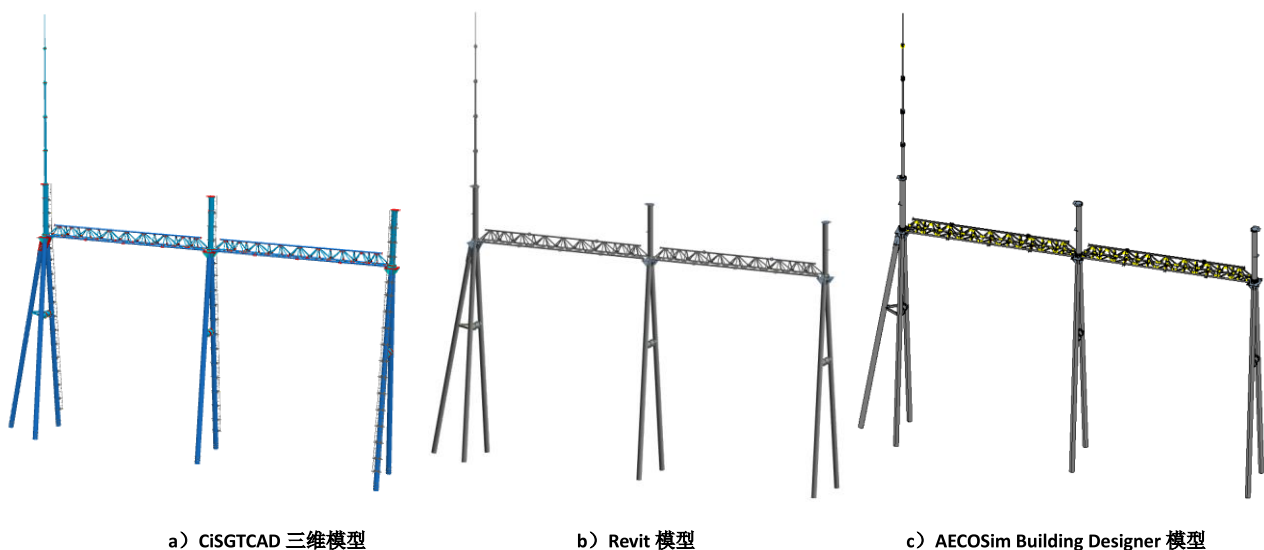
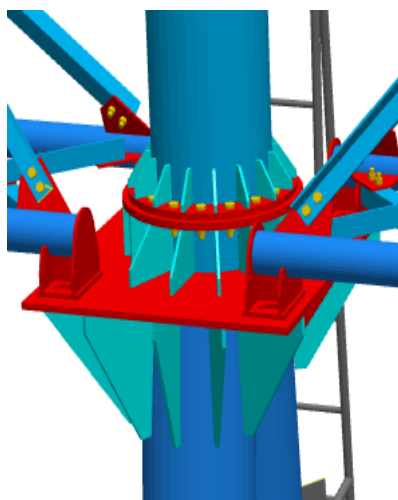
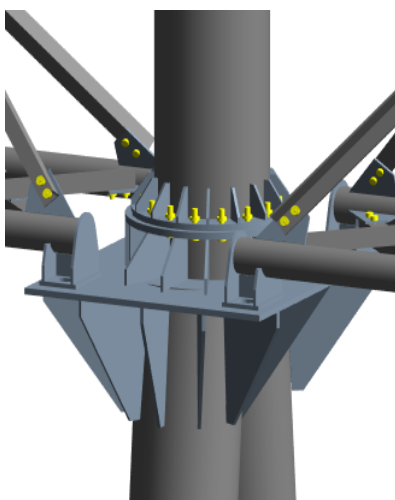


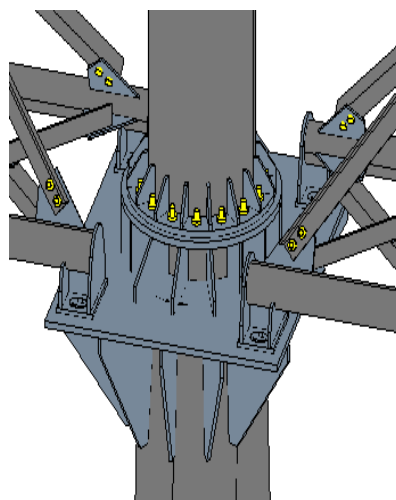
图 8 不同软件三维模型



a) CiSGTCAD 三维模型

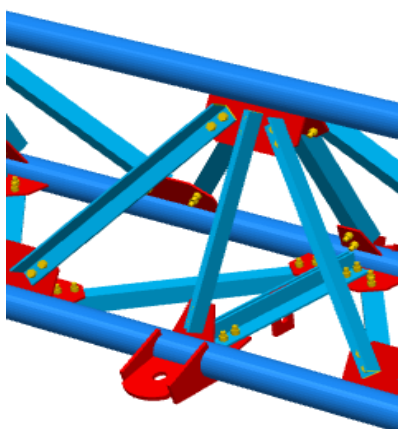


b) Revit 模型

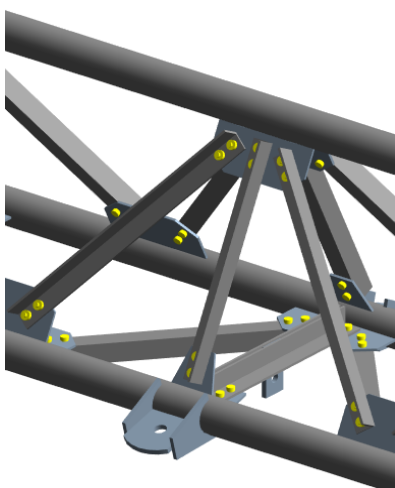


c) AECOSim Building Designer 模型

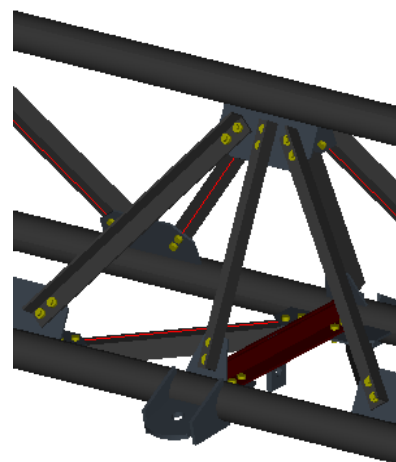
图 9 不同软件柱头三维模型



a) CiSGTCAD 三维模型



b) Revit 模型



c) AECOSim Building Designer 模型

图 10 不同软件节点三维模型

模型的数据交互为各专业间的数据交流提供了便利条件，避免了重复建模的工作，三维模型数据的完整性不需要用户在数据转换中做额外的设置。

3 小结

CiSGTCAD 软件在施工图阶段显示三维信息模型，包含各构件的细节，实现模型的可视化，并提供与其他三维设计软件的数据交互，将 CiSGTCAD 软件的结构模型数据传递给其他专业进行各专业的协同设计，符合当前三维设计的工作流程，为结构设计工程师提供有利工具。

双向地震作用下 CiSDesigner 异形柱配筋设计

筑信达 刘慧璇

在第十四期《技术通讯》的“CiSDesigner 接力 ETABS 进行异形柱配筋设计”^[1]一文中，初步介绍了 CiSDesigner 的异形柱设计功能，以及 CiSDesigner 对单向地震作用下异形柱的适用性。本文将沿用上文模型，探讨双向地震作用下，ETABS 与 PKPM 的设计内力区别，展示 CiSDesigner 的异形柱设计功能。

1 工程概况

由于双向地震作用的客观存在性，对于框架柱，一般需要承担两个方向的地震作用^[2]。本文沿用文献[1]中的异形柱框架结构，如图 1，在原有结构的荷载形式基础上，考虑双向地震作用。

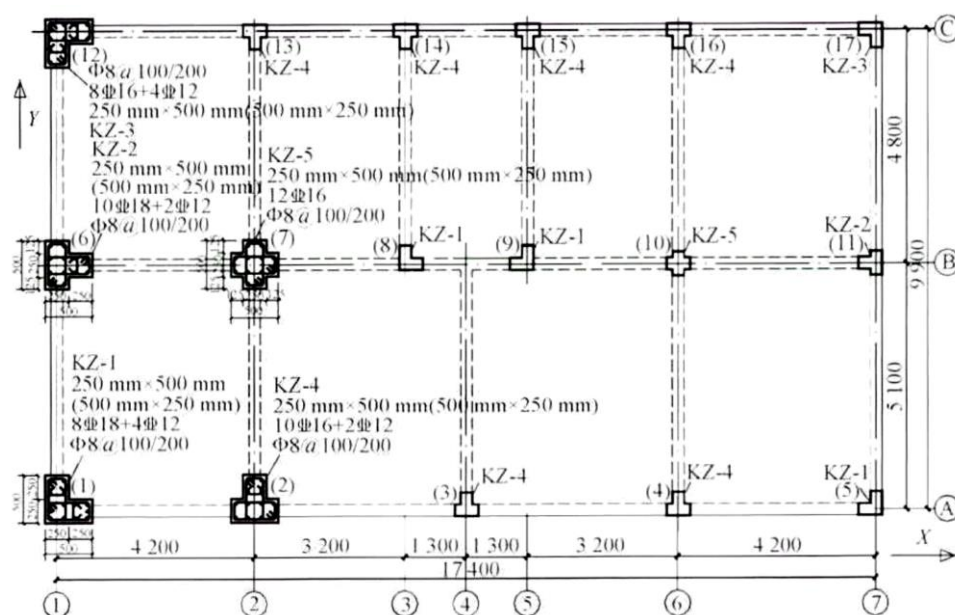


图 1 结构平面布置

2 双向地震作用下柱的设计内力对比

根据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)中 5.2.3 条^[3]，双向地震作用下的效应，可按下列公式中的较大值确定：

$$S_{Ek} = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \text{ 或 } S_{Ek} = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \quad (1)$$

式中， S_x 、 S_y 分别为 x 向、y 向单向水平地震作用效应。

对于双向地震作用下柱的设计内力取值，ETABS 与 PKPM 存在一定差异。

对于柱的弯矩和剪力，PKPM 的取值方法接近于单偏压^[2]，具体步骤如下：

- (1) 计算单向水平地震作用 S_x 和 S_y ；

$$(2) \quad \text{若 } |S_x| > |S_y|, S_{xy} = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2}, S_{yx} = S_y;$$

$$\text{若 } |S_y| > |S_x|, S_{xy} = S_x, S_{yx} = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2}.$$

可以看见，对于柱的弯矩和剪力，PKPM 仅对存在较大效应的地震作用方向考虑双向地震作用效应的组合，较小效应的地震作用方向则按单向地震作用考虑。

而 ETABS 的取值具有较明显的双偏压效果^[2]，按实际情况考虑方向组合，并未做任何简化。

以模型中部分柱构件为例，地震作用下内力结果如下。表中 P、M2、M3 分别是构件的轴力、主次轴弯矩，EX 表示 X 方向的地震作用，EY 表示 Y 方向的地震作用，EXY、EYX 表示双向地震作用。

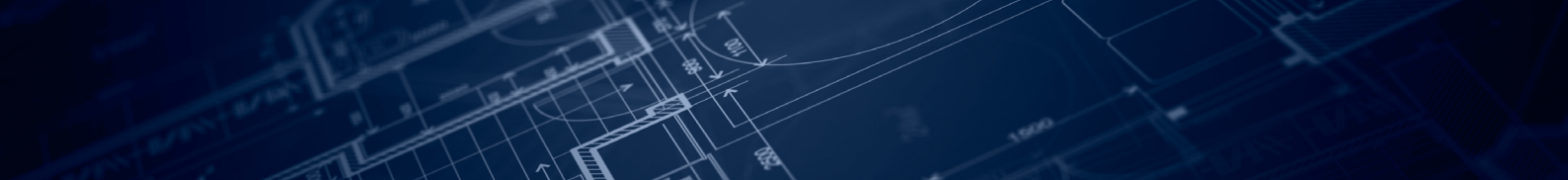
表 1 PKPM 中部分柱内力

编号	柱截面	内力	EX	EY	EXY	EYX
1	L 形角柱 1	P (kN)	178.53	235.93	268.49	280.52
		M2 (kN·m)	42.91	63.14	42.91	72.66
		M3 (kN·m)	161.97	107.65	186.03	107.65
2	L 形角柱 2	P (kN)	220.94	270.81	319.06	329.55
		M2 (kN·m)	61.2	54.35	76.68	54.35
		M3 (kN·m)	78.82	130.13	78.82	146.46
3	T 形边柱	P (kN)	246.71	35.3	248.53	212.66
		M2 (kN·m)	40.12	129.69	40.12	134.1
		M3 (kN·m)	120.57	0.52	120.57	0.52
4	十字形中柱	P (kN)	50.24	28.02	55.6	51.08
		M2 (kN·m)	19.32	121.06	19.32	122.17
		M3 (kN·m)	120.59	0.67	120.59	0.67

注：表中蓝色字体表示考虑双向地震作用效应组合，黑色字体则表示按单向地震作用考虑。

表 2 ETABS 中部分柱内力

编号	柱截面	内力	EX	EY	EXY	EYX
1	L 形角柱 1	P (kN)	176.28	265.42	271.14	288.34
		M2 (kN·m)	69.74	146.66	124.46	138.24
		M3 (kN·m)	139.22	11.09	133.16	113.18
2	L 形角柱 2	P (kN)	238.38	292.53	323.7	333.27
		M2 (kN·m)	109.21	9.59	104.07	88.46
		M3 (kN·m)	69.81	147.66	125.13	139.08
3	T 形边柱	P (kN)	208.22	23.3	208.11	177.53
		M2 (kN·m)	66.62	141.25	119.72	133.09
		M3 (kN·m)	117.74	0.57	117.43	99.82
4	十字形中柱	P (kN)	90.71	39.96	95.53	85.42
		M2 (kN·m)	32.5	124.59	102.56	118.55
		M3 (kN·m)	114.63	1.06	114.34	97.19



可以看见，PKPM 和 ETABS 的轴力很接近，说明两者均考虑了地震作用效应的双向组合。但是两款软件对弯矩的取值结果存在差异。PKPM 的单向地震作用弯矩与双向地震作用弯矩较接近，而 ETABS 的双向地震作用较单向地震作用明显增大，增大率从 10%到 80%不等。对比双向地震作用下两款软件的内力，可以发现 PKPM 中考虑了双向地震作用效应的内力结果与 ETABS 的双向地震作用内力结果较接近，未考虑的则与 ETABS 的存在较大差异，PKPM 的取值偏不保守。与文献 2 结论一致。说明 ETABS 的设计内力取值方法更能准确考虑地震作用的多维性^[2]，采用该设计内力完成构件设计，结果更安全。

3 双向地震作用下柱的设计结果与分析

根据上节所述，两款软件双向地震作用下设计内力的计算方法不一致，ETABS 严格按规范的要求进行地震作用的双向组合，双向地震作用使框架柱表现出明显的双偏压特性，设计内力明显大于 PKPM。但由于 ETABS 程序限制，仅能沿着截面的 2、3 轴方向等间距布筋，无法形成异形柱规程要求的分区布筋形式，故无法得到最优的配筋结果。而 CiSDesigner 在 ETABS 的设计内力的基础上，根据异形柱规程要求，充分利用钢筋的承载力，灵活布筋^[4]，达到钢筋面积最优化，因此建议采用 CiSDesigner 接力 ETABS 完成构件设计。

CiSDesigner 参考了《混凝土结构设计规范》(GB50010-2020)中附录 E 方法^[2-3]，将截面划分为有限多个混凝土单元、纵向钢筋单元，形成 PMM 曲面球^[4]，从而实现柱的双偏压设计。由于原文献中该模型仅考虑单向地震作用，在本文中，考虑双向地震后，部分构件出现超筋（如柱 1），因此仅对承载力计算通过的构件（柱 2~4）设计结果进行分析。对 CiSDesigner 中异形柱的最优方案和 PKPM 的实配结果进行对比，结果如表 3，差值按“(CiSDesigner-PKPM)/PKPM”计算。

表 3 双向地震作用下部分配筋结果对比

编号	柱截面	配筋方案对比		实配面积对比		
		CiSDesigner	PKPM	CiSDesigner	PKPM	差值
2	L 形角柱 2	d22×14	d25×12+d12×4	5321.4	6343.2	-16.10%
3	T 形边柱	d22×10+d12×2	d18×12	4027.2	2771.2	45.34%
4	十字形中柱	d18×12	d16×12	3054	2413.2	26.55%

对比柱 2，由于 PKPM 会单独考虑角柱的双偏压特性，计算得到的配筋结果较保守，CiSDesigner 根据 PMM 设计法配筋的“经济性”得以体现^[1]。对比柱 3 和柱 4，由于 ETABS 真实考虑了双向地震作用，CiSDesigner 接力其设计内力得到的配筋结果大多明显大于 PKPM。进一步对比发现，对于十字形中柱，PKPM 采用重力控制内力组合，ETABS 则采用地震控制内力组合。现用 CiSDesigner 对 PKPM 的设计结果进行校核，将 PKPM 的两组内力组合均输入 CiSDesigner 中，对该十字形柱进行设计，可以发现 CiSDesigner 仍以有震组合作为控制组合。不同内力组合下的 P-M 曲线如图 2 所示（图 b 的 PM 曲线考虑了抗震调整系数 γ_{RE} ），图中绿点为控制内力所在位置，可见地震控制时构件处于大偏压状态^[5]，相比于重力控制点更为不利。因此，采用 PMM 设计法得到的结果更安全。

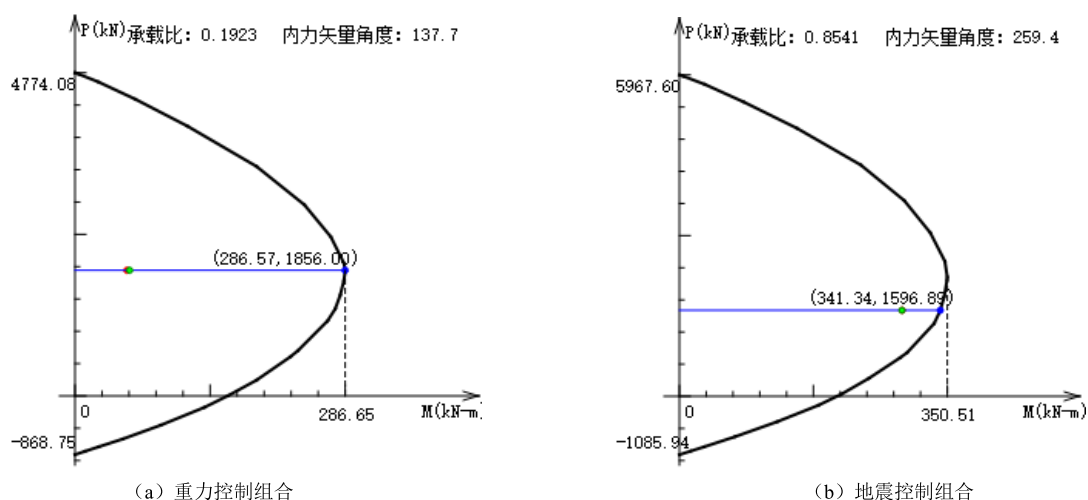


图 2 两组内力组合下各自的 P-M 曲线

4 结论

通过上述案例可以发现，对于双向地震作用，PKPM 的设计内力偏不保守，与单向地震作用结果接近。相比于 PKPM，ETABS 根据规范要求进行地震作用组合，更能考虑到地震作用的多维性，设计内力更安全。而通过导入 ETABS 得到的 CiSDesigner 设计结果，既满足了构件截面设计内力的“安全性”，又满足了配筋方案的“经济性”与“多样性”。建议工程师们采用 ETABS 完成双向地震作用下异形柱的分析，并通过 CiSDesigner 完成构件设计。

欢迎点击链接 <http://www.cisec.cn/TrialModule/AssessmentVersion.aspx> 免费试用 CiSDesigner。

参考资料

- [1] 刘慧璇. CiSDesigner 接力 ETABS 进行异形柱配筋设计. 技术通讯, 第十四期. 北京筑信达工程咨询有限公司. 2020, 6.
- [2] 吴文博, 李立, 李楚舒. 双向水平地震作用下框架柱设计的探讨[C]. 第二十四届全国高层建筑结构学术会议论文, 2016.
- [3] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [4] 北京筑信达工程咨询有限公司. 筑信达截面设计软件 CiSDesigner(V1.7.2)技术说明书. 2020, 3.
- [5] 李楚舒. 钢筋混凝土正截面极限承载力设计的基本原理和快速计算方法. 技术通讯, 第十四期. 北京筑信达工程咨询有限公司. 2020, 6.

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。

减震结构小震时程分析的速度过慢

本案例主要介绍减震结构模型检查过程与相关参数的合理设置。



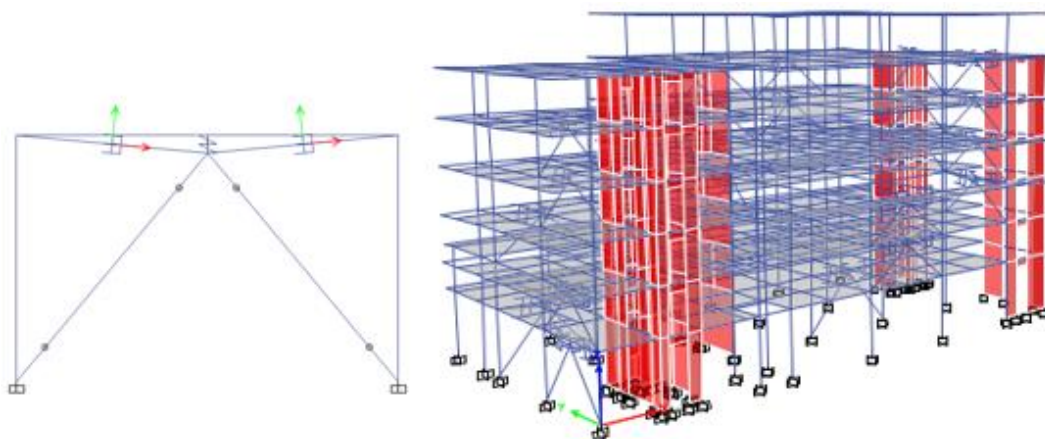
使用软件/SOFTWARE

ETABS V18.1.1



模型简介/MODEL

如下所示，计算模型是带有粘滞阻尼器的减震结构，粘滞阻尼器以人字形支撑布置在各个楼层。为了模拟人字形支撑的限位装置（限制阻尼器的平面外变形），模型中采用竖向连接单元来限制人字撑的平面外位移。



问题描述/PROBLEM

采用基于 RITZ 向量的快速非线性分析时，出现下图的警告，并且计算过程十分缓慢。

FORMING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS = 14772
NUMBER OF NON-ZERO STIFFNESS TERMS = 352674

*** WARNING ***
THE STRUCTURE IS UNSTABLE OR ILL-CONDITIONED !!
CHECK THE STRUCTURE CAREFULLY FOR:
- INADEQUATE SUPPORT CONDITIONS, OR
- ONE OR MORE INTERNAL MECHANISMS, OR
- ZERO OR NEGATIVE STIFFNESS PROPERTIES, OR
- EXTREMELY LARGE STIFFNESS PROPERTIES, OR
- BUCKLING DUE TO P-DELTA OR GEOMETRIC NONLINEARITY, OR
- A FREQUENCY SHIFT (IF ANY) ONTO A NATURAL FREQUENCY

TO OBTAIN FURTHER INFORMATION:
- USE THE STANDARD SOLVER, OR
- RUN AN EIGEN ANALYSIS USING AUTO FREQUENCY SHIFTING (WITH
ADDITIONAL MASS IF NEEDED) AND INVESTIGATE THE MODE SHAPES

模型病态

BASIC STABILITY CHECK FOR LINEAR LOAD CASES:
NUMBER OF NEGATIVE STIFFNESS EIGENVALUES SHOULD BE ZERO FOR STABILITY.
(NOTE: FURTHER CHECKS SHOULD BE CONSIDERED AS DEEMED NECESSARY,
SUCH AS REVIEWING EIGEN MODES FOR MECHANISMS AND RIGID-BODY MOTION)

NUMBER OF NEGATIVE EIGENVALUES = 0, OK.

*** WARNING ***
FOR STARTING LOAD VECTOR: LOAD = DEAD
LOAD IS APPLIED TO ONE OR MORE MASSLESS DEGREES OF FREEDOM,
CORRESPONDING RITZ MODES MAY BE UNAVAILABLE OR INACCURATE FOR DYNAMICS

*** WARNING ***
FOR STARTING LOAD VECTOR: LOAD = LIVE
LOAD IS APPLIED TO ONE OR MORE MASSLESS DEGREES OF FREEDOM,
CORRESPONDING RITZ MODES MAY BE UNAVAILABLE OR INACCURATE FOR DYNAMICS

ZERO STARTING LOAD REMOVED: ACCEL = UZ

*** WARNING ***
FOR STARTING LOAD VECTOR: LINK/DEF = K1/U1
LOAD IS APPLIED TO ONE OR MORE MASSLESS DEGREES OF FREEDOM,
CORRESPONDING RITZ MODES MAY BE UNAVAILABLE OR INACCURATE FOR DYNAMICS

*** WARNING ***
FOR STARTING LOAD VECTOR: LINK/DEF = K2/U1
LOAD IS APPLIED TO ONE OR MORE MASSLESS DEGREES OF FREEDOM,
CORRESPONDING RITZ MODES MAY BE UNAVAILABLE OR INACCURATE FOR DYNAMICS

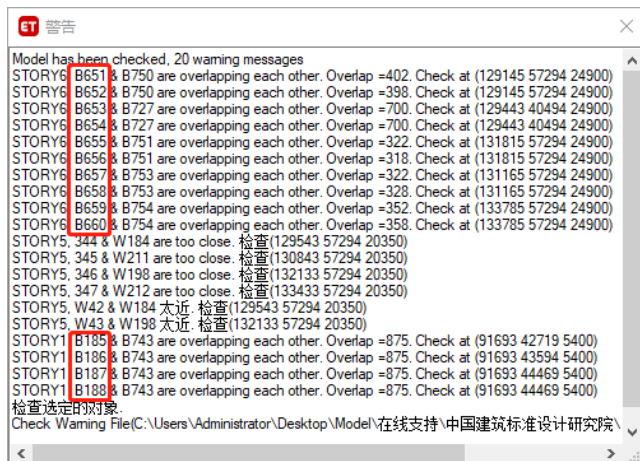
*** WARNING ***
FOR STARTING LOAD VECTOR: LINK/DEF = K3/U1
LOAD IS APPLIED TO ONE OR MORE MASSLESS DEGREES OF FREEDOM,
CORRESPONDING RITZ MODES MAY BE UNAVAILABLE OR INACCURATE FOR DYNAMICS



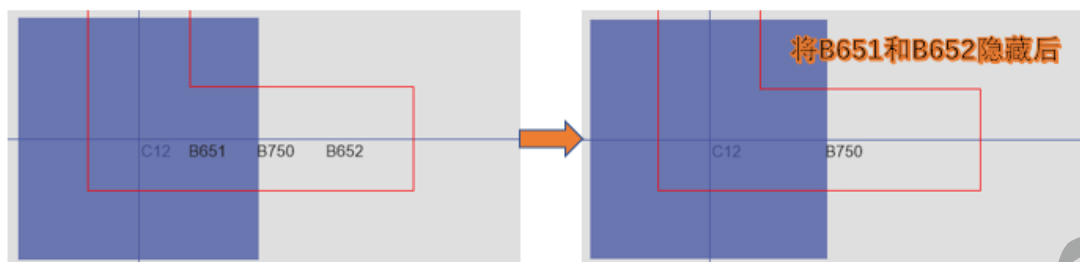
解决办法/SOLUTION

本案例涉及到的问题有：框架对象重叠、荷载作用于无质量的自由度上、约束不足与精度丢失、刚性杆的处理等。下面逐一解释查找问题的方法及处理流程。工程师可参考这个过程，检查并排除自己模型中相似的问题。

1. 首先点击【分析>检查模型】并设置容差，将弹出下图的警告，通过标签定位，删除重叠的梁。如下图所示，红框内的梁是重复布置的。



梁重叠的情况通常出现在第三方软件导入的模型中。此处仅贴出楼层 Story6 中部分重叠的梁，以 B651、B652、B750 为例，点击【选择>标签>框架标签】命令，通过框架标签定位到具体位置，可以发现 B651+B652 与 B750 完全重合，需要将 B651、B652 删除。



2. 在质量源选项一栏勾选“竖向质量”，并去掉勾选“侧向质量集中于楼层标高处”，连接单元的警告（荷载作用于无质量的自由度上）就消除了，详细信息可以参考知识库文档《[质量源定义与阻尼器布置](#)》。



3. 此时分析细节中还有如下警告，该警告可以忽略，具体解释可以参考知识库文档《[里兹向量法与非节点荷载](#)》。

```
*** WARNING ***
FOR STARTING LOAD VECTOR:          LOAD =          DEAD
LOAD IS APPLIED TO ONE OR MORE MASSLESS DEGREES OF FREEDOM,
CORRESPONDING RITZ MODES MAY BE UNAVAILABLE OR INACCURATE FOR DYNAMICS
```

```
*** WARNING ***
FOR STARTING LOAD VECTOR:          LOAD =          LIVE
LOAD IS APPLIED TO ONE OR MORE MASSLESS DEGREES OF FREEDOM,
CORRESPONDING RITZ MODES MAY BE UNAVAILABLE OR INACCURATE FOR DYNAMICS
```

4. 此外，有一条提示模型病态的警告。为了查找引起该警告的位置，点击【分析>SAPFire 高级选项】命令，将求解器切换到**标准求解器**进行分析，运行日志会显示更加详细的信息，提示出现问题的节点坐标，如下图所示。

```
NUMBER OF EQUATIONS TO SOLVE          =          14772

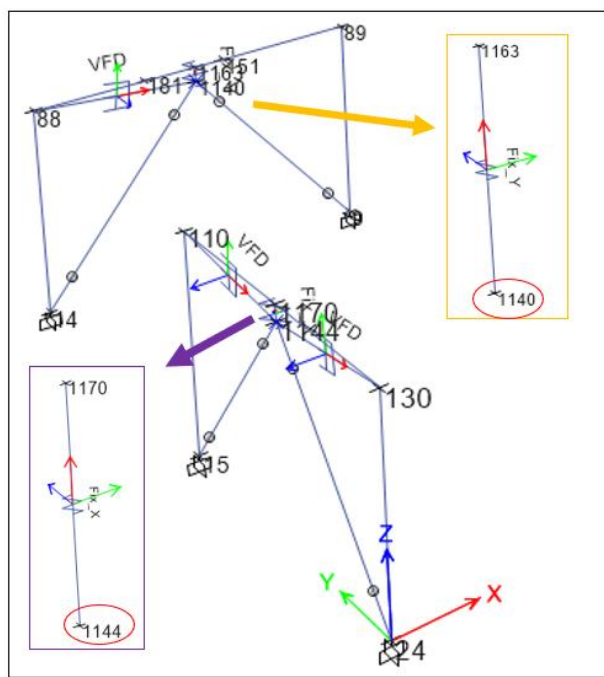
*** WARNING ***
NUMERICAL PROBLEMS ENCOUNTERED DURING EQUATION ASSEMBLY:
```

TYPE	LABEL	DOF	X-COORD	Y-COORD	Z-COORD	PROBLEM	VALUE
Joint	1148	RX	134143.000	62869.000	8900.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1147	RX	134143.000	62869.000	5000.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1156	RX	128743.000	53094.000	24500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1155	RX	128743.000	53094.000	20600.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1154	RX	128743.000	53094.000	16700.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1153	RX	128743.000	44694.000	24500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1152	RX	128743.000	44694.000	20600.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1151	RX	128743.000	44694.000	16700.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1150	RX	128743.000	44694.000	12800.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1138	RY	116143.000	57294.000	24500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1126	RY	116143.000	57294.000	20600.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1124	RY	116143.000	57294.000	16700.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1122	RY	116143.000	57294.000	8900.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1121	RY	116143.000	40494.000	12800.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1119	RY	116143.000	40494.000	8900.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1118	RY	116143.000	48894.000	5000.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1146	RX	111943.000	61494.000	12800.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1137	RY	107743.000	57294.000	24500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1125	RY	107743.000	57294.000	20600.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1123	RY	107743.000	57294.000	16700.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1135	RY	99343.000	48894.000	24500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1141	RY	90943.000	57294.000	12800.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1140	RY	90943.000	57294.000	5000.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1143	RY	89218.000	48894.000	20600.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1142	RY	89218.000	48894.000	16700.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1145	RX	86743.000	44694.000	8900.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1144	RX	86743.000	44694.000	5000.000	Diag = 0 -->	1.00E-10

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

TYPE	LABEL	DOF	X-COORD	Y-COORD	Z-COORD	PROBLEM	VALUE
Joint	598	UZ	91518.000	53094.000	17100.000	Lost accuracy	8.7 digits
Joint	598	RX	91518.000	53094.000	17100.000	Lost accuracy	7.4 digits
Joint	598	RY	91518.000	53094.000	17100.000	Lost accuracy	6.0 digits

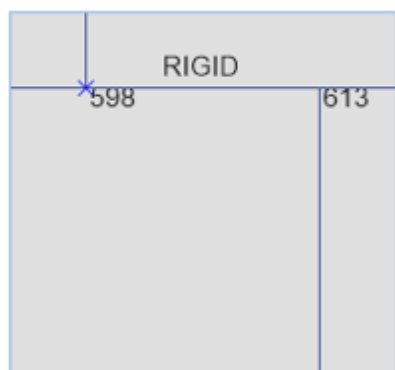
根据上图中的节点，定位到具体位置，如节点 1140 与 1144，是人字形支撑与竖向限位装置处节点转动约束不足造成的警告。查看限位装置连接弹簧的局部坐标，调整其连接属性，如下图所示，或者直接对警告的节点指定 Rx 或 Ry 方向的支座约束。



连接属性					
分量	固定	属性	分量	固定	
☐ U1	☐	修改/显示...	☐ R1	☐	
☒ U2	☒		☐ R2	☐	
☐ U3	☐		☒ R3	☒	
Fix-X			全部固定		全部清空

连接属性					
分量	固定	属性	分量	固定	
☐ U1	☐	修改/显示...	☐ R1	☐	
☐ U2	☐		☒ R2	☒	
☒ U3	☒		☐ R3	☐	
Fix-Y			全部固定		全部清空

5. 最后定位到节点 598，此处存在刚性杆 RIGID（原模型为模拟构件偏心），刚性杆与周边杆件的刚度差异过大（刚体材料的弹模比混凝土的弹模大了 9 个数量级），导致精度丢失。一般将刚性材料的弹模设为混凝土弹模的 **1000~10000** 倍即可，或者采用连接单元模拟刚性杆。



ET 定义框架截面	
名称	RIGID
材料	RIGID
名义尺寸	修改/显示...
颜色	修改...
注释	修改/显示...

常规数据	
材料名称	RIGID
材料类型	Other
对称性	Isotropic
显示颜色	修改...
注释	修改/显示...

材料密度	
☒ 重量密度	☐ 质量密度
单位体积的重量	0 kN/m³
单位体积的质量	0 kN·s²/m⁴

力学属性	
弹性模量 E	2.8E+16 kN/m²
泊松比 U	0
热膨胀系数 A	0 1/C
剪切模量 G	1.4E+16 kN/m²

经过上述调整后，最终分析日志无警告，分析速度正常。

Ritz 向量的模态分析无法运行

本案例介绍模型病态的定位及处理办法。



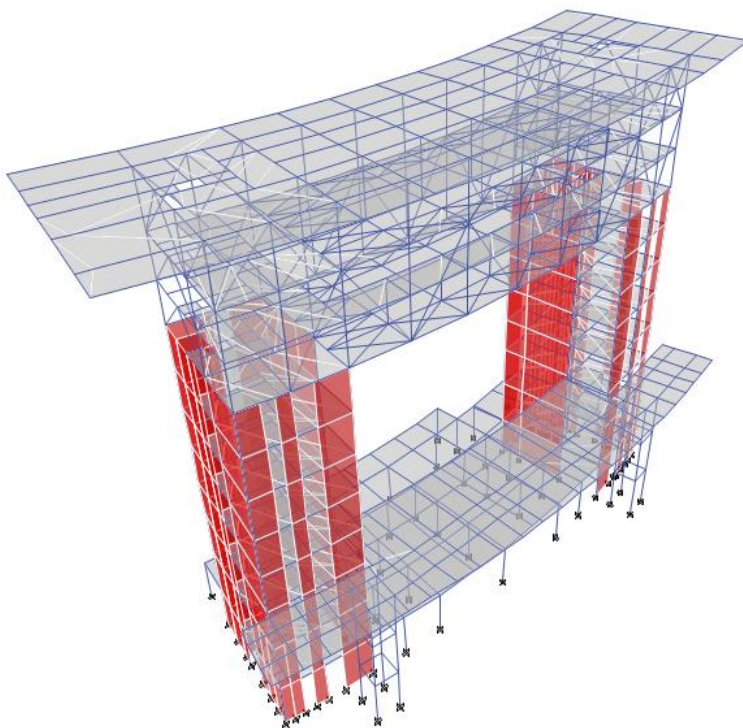
使用软件/SOFTWARE

ETABS V18.0.1



模型简介/MODEL

模型如图所示，模态工况的类型设置为 Ritz 向量。



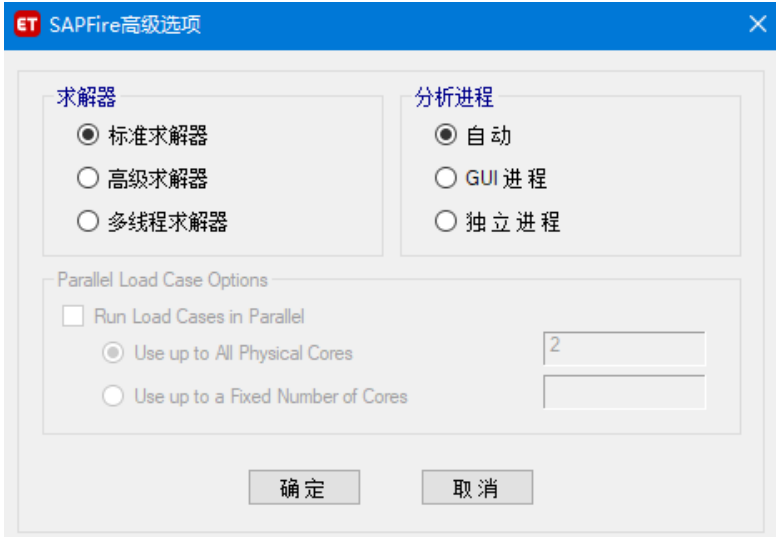
问题描述/PROBLEM

模态工况无法开始运行，如何解决？

Case	类型	状态	设置
Modal	Modal - Ritz	无法开始	运行
DL	Linear Static	完成	运行
LL	Linear Static	完成	运行
WXP	Linear Static	完成	运行
WXN	Linear Static	完成	运行
WYP	Linear Static	完成	运行
WYN	Linear Static	完成	运行

解决办法/SOLUTION

使用标准求解器（分析>SAPfire 高级选项）进行分析，如下图所示：

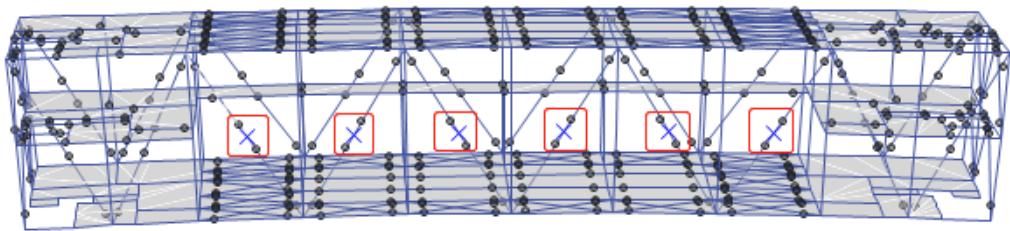


运行后的警告信息如下：

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

TYPE	LABEL	DOF	X-COORD	Y-COORD	Z-COORD	PROBLEM	VALUE
Joint	1097	RX	389231.759	102001.741	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1097	RY	389231.759	102001.741	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1097	RZ	389231.759	102001.741	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1098	RX	394113.170	101586.158	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1098	RY	394113.170	101586.158	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1098	RZ	394113.170	101586.158	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1095	RX	399007.825	101378.179	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1095	RY	399007.825	101378.179	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1095	RZ	399007.825	101378.179	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1096	RX	403906.883	101378.180	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1096	RY	403906.883	101378.180	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1096	RZ	403906.883	101378.180	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1099	RX	408801.510	101586.159	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1099	RY	408801.510	101586.159	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1099	RZ	408801.510	101586.159	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1100	RX	413682.897	102001.742	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1100	RY	413682.897	102001.742	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1100	RZ	413682.897	102001.742	37500.000	Diag = 0 -->	1.00E-10

点击【选择>标签>节点唯一名】命令，定位到具体节点，如下图所示。



检查发现，红框中节点两端的框架都进行了端部的弯矩释放，转动约束不足，形成机构，造成结构病态。原模型为 YJK 模型，ETABS 模型是由 YJK 转换接口导出，现实中该跨层的斜撑应为一完整的对象，该处的模拟不符合实际情况。

对该问题的处理措施如下。

由于 ETABS 不自动合并跨层的线对象（SAP2000 无层的概念，可自动合并空间中的框架），所以在该模型中无法通过合并命令将打断的斜撑连接起来。此时应删除节点两侧的二力杆，重新从正确的起点到终点绘制杆件，并对其两端指定端部释放，如下图所示。



调整后，模态工况正常运行。

Case	类型	状态	设置
Modal	Modal - Ritz	完成	运行
DL	Linear Static	完成	运行
LL	Linear Static	完成	运行
WXP	Linear Static	不运行	Do not Run
WXN	Linear Static	不运行	Do not Run
WYP	Linear Static	不运行	Do not Run
WYN	Linear Static	不运行	Do not Run

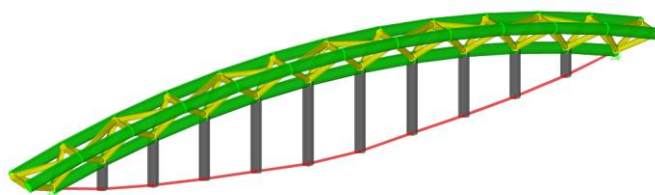
编写：杨硕



SAP2000 V22.1.0



该模型为单楣张弦梁结构，下侧拉索采用索单元模拟，通过目标力功能对所有拉索指定了 300kN 索力。

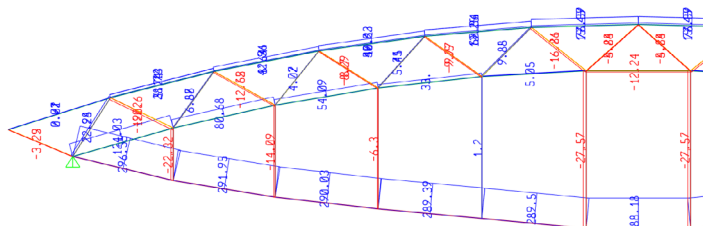


1. 该张弦桁架工程采用目标力模拟预拉力，但是计算完成后提示“MAXIMUM NUMBER OF TARGET-FORCE ITERATIONS REACHED FOR. CASE: TARGET FORCE. SUBSEQUENT RESULTS WILL NOT BE AVAILABLE”请问如何解决？尝试增加荷载步数也没有效果
2. 采用目标力模拟索拉力是否会导致每个荷载组合对应的非线性工况结果中的钢索拉力都变成目标力数值了？



1. 该目标力无法迭代出来是由于指定的目标力分布不合理。该张弦梁下侧拉索指定的索力均为 300KN，但是真实条件下每一段索的索力是不同的，跨中附近的索力和边支点附近的索力差异可能很大。在求解目标力时，由于设置的收敛误差较小，指定各段索的目标力均为 300KN 后会导致每段索的索力都在接近 300KN，使跨中附近的索力与边支点附近的索力差异很小，与真实情况不符合。因此程序无法迭代出目标力结果。

解决该目标迭代有两种思路,一个是将收敛误差改大,允许各个索的索力可以有较大的差异,以接近索力的真实分布情况。第二种思路是将各个索指定不同的大小的目标力,各段索的目标力需与真实情况比较吻合。在合理的误差范围内程序也可以迭代出一个较好的结果。这里修改迭代误差后,最终索力和其它杆件轴力结果如下所示。



2. 目标力工况一般作为初始工况，后续的其他荷载做接续分析。也就是，通过目标力工况使结构张拉完毕达到指定索力后，再继承其荷载及刚度进行后续其它工况的分析。当然，不同施工方法也可能有不同的张拉顺序。简言之，先通过目标力实现索的张拉，再接力其它荷载工况进行后续分析。所以，不同工况下的索力会根据施加荷载的不同而变化。

筏板基础土反力偏小

本案例主要介绍采用 SAFE 软件分析筏板基础，计算出的土反力偏小的问题及产生原因。



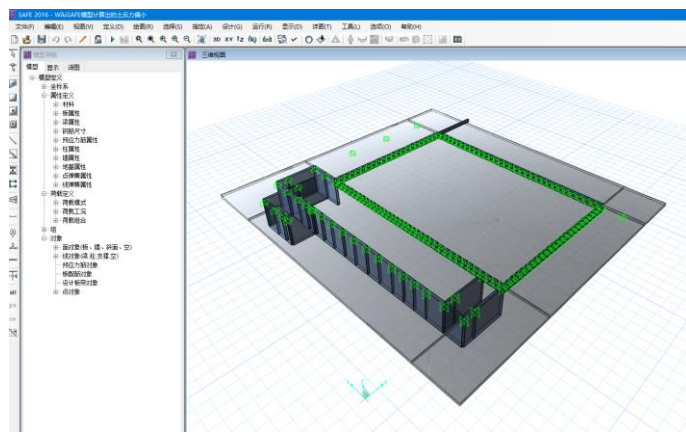
使用软件/SOFTWARE

SAFE 2016



模型简介/MODEL

如下所示，该模型为筏形基础，以面弹簧模拟地基土约束作用。筏板上的荷载来源于 SAP2000 计算得到的基底反力，对该筏板进行结构分析设计。



问题描述/PROBLEM

恒+活作用下的土反力偏小，而且筏板受力明显不均匀（见图 1），外围一圈筏板明明存在大量的节点力（见图 2），为何其受力扣除筏板自重后基本等于 0？如果采用面弹簧模拟地基土对基础侧向的约束作用，面弹簧的位置为“侧面实体单元的侧面”还是“最底层实体单元的底面”？

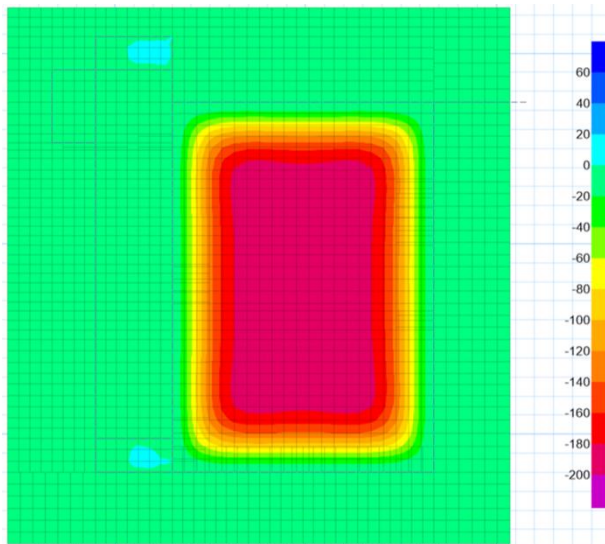


图 1 筏板土反力云图

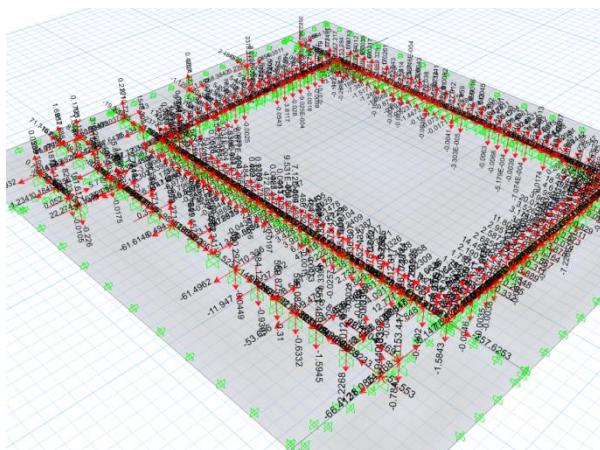


图 2 筏板所有节点荷载示意图



解决办法/SOLUTION

如果采用面弹簧模拟地基土对基础侧向的约束作用，面弹簧的位置可以设置为“侧面实体单元的侧面”，但是 SAFE 中并非采用实体单元模拟筏板，而是使用壳单元，所以建议在壳单元的四周采用点约束、点弹簧或线弹簧的方式来模拟地基土对基础侧向的约束作用。

SAFE 软件计算筏形基础时，要注意施加正确合理的边界条件。尤其是通过导出的 F2K 文件建立的 SAFE 模型，更加需要注意导出节点的约束条件。本例通过 SAP2000 导出的 F2K 文件建立的 SAFE 模型，在继承了上部结构柱底节点的编号、支座反力（图 3）的同时，还会继承上部结构的约束条件，因此筏板上的所有节点默认继承了固端约束（见图 4）。

点对象名称: 5233	
指定 几何属性 荷载 设计	
荷载模式: DEAD_ABOVE	
点荷载	
全局力 X 方向 (kN)	23.421
全局力 Y 方向 (kN)	0.285
重力方向力 (-Z) (kN)	562.533
全局弯矩 X 轴 (kN-m)	-0.3182
全局弯矩 Y 轴 (kN-m)	1.7971
全局弯矩 Z 轴 (kN-m)	-0.0038
荷载模式: LIVE_ABOVE	
点荷载	
全局力 X 方向 (kN)	386.033
全局力 Y 方向 (kN)	-314.653
重力方向力 (-Z) (kN)	-1045.746
全局弯矩 X 轴 (kN-m)	510.6079
全局弯矩 Y 轴 (kN-m)	26.4516
全局弯矩 Z 轴 (kN-m)	0.3609
荷载模式: MODAL_MODE1	
点荷载	
全局力 X 方向 (kN)	0

图 3 F2K 文件的柱底节点继承了上部结构柱底节点的编号、支座反力



图 4 筏板上的所有节点指定为固端约束

由于筏板上的所有节点均施加了固端约束，导致筏板上的所有节点力直接通过固端约束传递走了，使得筏板仅承受了均布面荷载的力，因此计算出筏板的土反力云图异常。应该将筏板上这些节点的约束取消（图 5），即让筏板上的节点力先传递到筏板，再通过筏板和土弹簧的协调变形传递到地基上，则可得出正确的筏板土反力云图（图 6）。

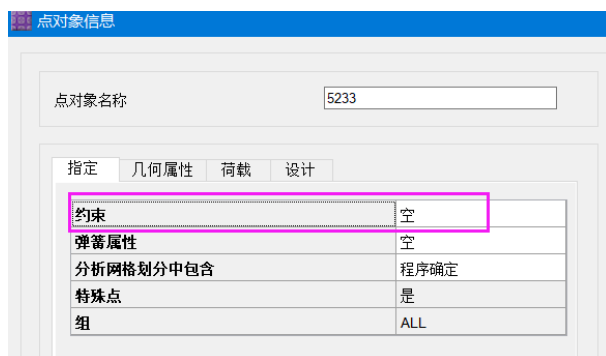


图 5 筏板上的所有节点取消 Z 向约束

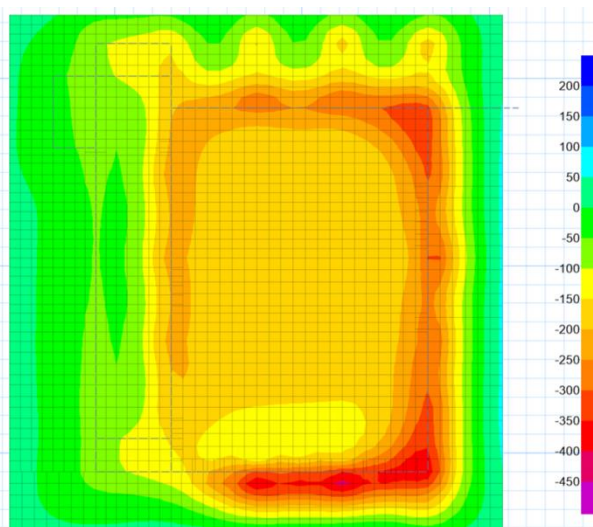


图 6 筏板土反力云图（节点约束取消后）

自重小幅减少，地震剪力却大幅增加

本案例主要介绍导致采用美标设计框架结构“自重小幅减少，地震剪力却大幅增加”的原因。



使用软件/SOFTWARE

ETABS V18



模型简介/MODEL

普通的多层混凝土框架结构，采用美标设计。

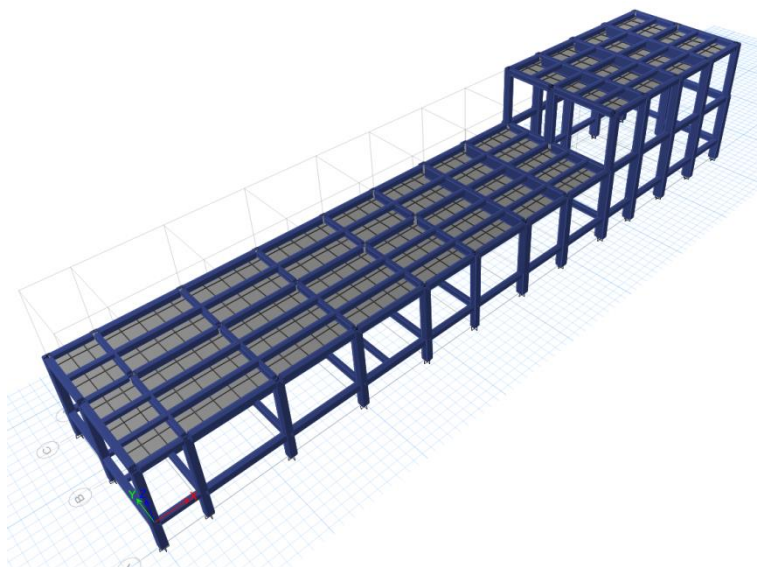


图 1 结构模型示意图



问题描述/PROBLEM

采用 ETABS 设计一栋两层的房子（图 1），一层房顶自重（面荷载）见图 2，其中 6~7 轴的面荷载为 11.25kN/m^2 。经查看反力，总自重为 19034kN （图 3），地震两个方向的水平剪力都接近 750kN （图 3）。

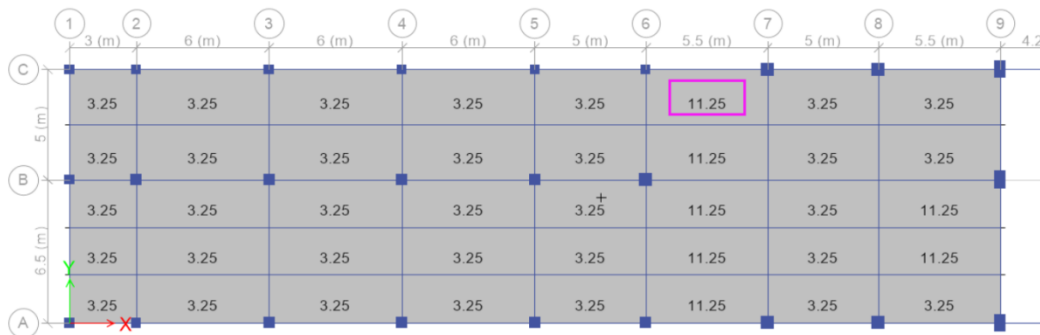


图 2 一层房顶自重（荷载修改前）

	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
▶	Dead	LinStatic			0	0	19034.03	108894.6	-615158.03	0
	Roof-Live	LinStatic			0	0	1030.04	5792.91	-29272.49	0
	Earthquak...	LinStatic	Step By S...	1	-747.81	0	0	0	-6221.73	4279
	Earthquak...	LinStatic	Step By S...	2	-747.81	0	0	0	-6221.73	4669.68
	Earthquak...	LinStatic	Step By S...	3	-747.81	0	0	0	-6221.73	3888.33
	Earthquak...	LinStatic	Step By S...	1	0	-749.24	0	6232.65	0	-28027.66
	Earthquak...	LinStatic	Step By S...	2	0	-749.24	0	6232.65	0	-29107.59
	Earthquak...	LinStatic	Step By S...	3	0	-749.24	0	6232.65	0	-26947.74
	Wind	LinStatic	Step By S...	1	-170.36	0	0	0	-1736.93	979.58
	Wind	LinStatic	Step By S...	2	0	-465.81	0	4220.95	0	-15091.61
	Wind	LinStatic	Step By S...	3	-127.77	0	0	0	-1302.7	514.28
	Wind	LinStatic	Step By S...	4	-127.77	0	0	0	-1302.7	955.09
	Wind	LinStatic	Step By S...	5	0	-349.36	0	3165.72	0	-13074.6
	Wind	LinStatic	Step By S...	6	0	-349.36	0	3165.72	0	-9562.82
	Wind	LinStatic	Step By S...	7	-127.77	319.09	0	-2920.56	-1302.7	11559.78

图3 恒载作用下的竖向总反力及两个方向地震作用

现将 6~7 轴楼板中的一个面荷载改为 9kN/m² (图 4)，其他所有都不变。计算后总自重减少到 19003kN (图 5)，但地震 Y 向的水平剪力大幅增加到 987kN (图 5)。自重减少了 30kN，地震剪力却增加 237kN，似乎有点不符常理，请问是什么原因？

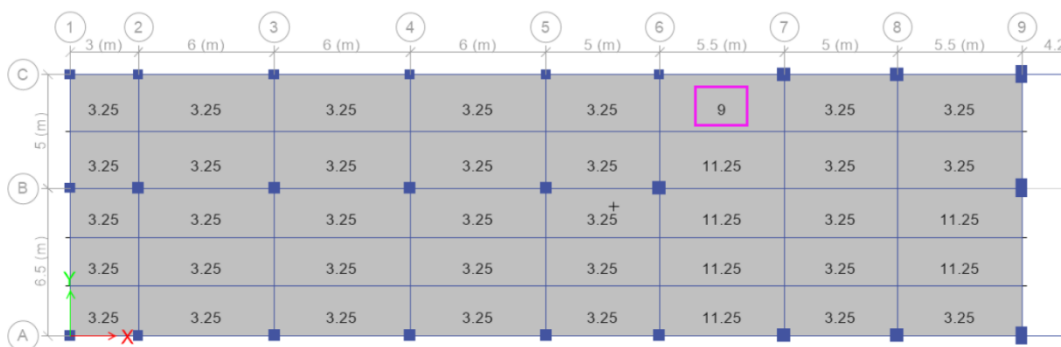


图4 一层房顶自重（荷载修改后）

	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
▶	Dead	LinStatic			0	0	19003.09	108577.49	-614268.58	0
	Roof-Live	LinStatic			0	0	1030.04	5792.91	-29272.49	0
	Earthquak...	LinStatic	Step By S...	1	-746.98	0	0	0	-6216.41	4267.7
	Earthquak...	LinStatic	Step By S...	2	-746.98	0	0	0	-6216.41	4657.69
	Earthquak...	LinStatic	Step By S...	3	-746.98	0	0	0	-6216.41	3877.72
	Earthquak...	LinStatic	Step By S...	1	0	-986.66	0	8051.24	0	-36522.63
	Earthquak...	LinStatic	Step By S...	2	0	-986.66	0	8051.24	0	-37927.91
	Earthquak...	LinStatic	Step By S...	3	0	-986.66	0	8051.24	0	-35117.35
	Wind	LinStatic	Step By S...	1	-170.36	0	0	0	-1736.93	979.58
	Wind	LinStatic	Step By S...	2	0	-465.81	0	4220.95	0	-15091.61
	Wind	LinStatic	Step By S...	3	-127.77	0	0	0	-1302.7	514.28
	Wind	LinStatic	Step By S...	4	-127.77	0	0	0	-1302.7	955.09
	Wind	LinStatic	Step By S...	5	0	-349.36	0	3165.72	0	-13074.6
	Wind	LinStatic	Step By S...	6	0	-349.36	0	3165.72	0	-9562.82
	Wind	LinStatic	Step By S...	7	-127.77	319.09	0	-2920.56	-1302.7	11559.78

图5 恒载作用下的竖向总反力及两个方向地震作用（荷载修改后）



解决办法/SOLUTION

造成这种现象的原因，主要是采用 ASCE7 计算 Y 方向地震作用的时候，荷载修改前和修改后取的 Y 向基本周期不一样。由于该结构开大洞及缩进的关系，导致第二周期和第三周期的 Y 向振型质量参与系数很接近，而荷载的微调刚好导致了第二周期和第三周期的 Y 向振型质量参与系数的大小对调。

修改荷载前，是第二周期的 Y 向振型质量参与系数最大，所以程序计算 Y 向地震作用选取的是第二周期（图 6，图 7）。修改荷载后，是第三周期的 Y 向振型质量参与系数最大，所以程序计算 Y 向地震作用选取的是第三周期。周期的不一样导致了最终 Y 向地震力的差异（图 8，图 9）。

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX
Modal	1	0.778	0.5518	0.0172	0	0.5518	0.0172	0	0.0237	0.4135	0.0161	0.0237
Modal	2	0.777	0.0294	0.3292	0	0.5813	0.3464	0	0.4452	0.0222	0.2933	0.4686
Modal	3	0.589	6.819E-06	0.3104	0	0.5813	0.6568	0	0.0056	6.355E-06	0.2805	0.4745
Modal	4	0.455	0.0001	0.0103	0	0.5814	0.6671	0	0.0038	4.011E-05	0.0398	0.4783
Modal	5	0.347	0.1602	1.349E-05	0	0.7416	0.6671	0	1.002E-05	0.1234	1.926E-06	0.4783
Modal	6	0.311	6.355E-06	0.0342	0	0.7416	0.7013	0	0.0232	0	0.0216	0.5015
Modal	7	0.276	0.0222	7.035E-06	0	0.7638	0.7013	0	4.631E-06	0.0455	0.0001	0.5015
Modal	8	0.267	0.0056	1.943E-05	0	0.7694	0.7014	0	1.077E-05	0.0097	1.298E-05	0.5015
Modal	9	0.206	8.101E-07	0.0101	0	0.7694	0.7115	0	0.009	2.097E-06	0.0279	0.5105
Modal	10	0.186	0	0	0	0.7694	0.7115	0	0	1.349E-06	0	0.5105
Modal	11	0.176	1.462E-05	0.0112	0	0.7694	0.7227	0	0.0195	2.533E-05	0.0125	0.53
Modal	12	0.171	5.188E-06	1.261E-06	0	0.7695	0.7227	0	2.249E-06	3.478E-05	1.511E-06	0.53

荷载修改前，第二周期为Y向振型质量参与系数最大的，所以程序按照第二周期计算Y向的地震力

图 6 修改前，第二周期的 Y 向振型质量参与系数最大

Equivalent Lateral Forces

Seismic Response Coefficient, C_s [ASCE 12.8.1.1, Eq. 12.8-2]

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{T}\right)}$$

修改荷载前

[ASCE 12.8.1.1, Eq. 12.8-3]

$$C_{s,max} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{T}\right)}$$

[ASCE 12.8.1.1, Eq. 12.8-5]

$$C_{s,min} = \max(0.044 S_{DS}, 0.01) = 0.0176$$

[ASCE 12.8.1.1, Eq. 12.8-6]

$$C_{s,min} = 0.5 \frac{S_1}{\left(\frac{R}{T}\right)} \text{ for } S_1 = 0.6g$$

$$C_{s,min} \leq C_s \leq C_{s,max}$$

Calculated Base Shear

方向	周期 (sec)	C_s	W (kN)	V (kN)
Y	0.777	0.039959	18750.1594	749.2373
Y + Ecc. X	0.777	0.039959	18750.1594	749.2373
Y - Ecc. X	0.777	0.039959	18750.1594	749.2373

Y向地震作用

Applied Story Forces

图 7 修改前选用的第二周期算 Y 向地震力

Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Modal Participating Mass Ratios

Filter: None

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX
	Modal	1	0.778	0.5174	0.037	0	0.5174	0.037	0	0.0509	0.3887	0.0344	0.0509
	Modal	2	0.776	0.0631	0.3086	0	0.5805	0.3456	0	0.4183	0.0476	0.2756	0.4691
▶	Modal	3	0.589	7.236E-06	0.3105	0	0.5805	0.6561	0	0.0058	8.45E-06	0.2802	0.4749
	Modal	4	0.455	0.0001	0.0103	0	0.5807	0.6664	0	0.0038	4.733E-05	0.0396	0.4788
	Modal	5	0.347	0.1606	2.103E-05	0	0.7413	0.6664	0	1.481E-05	0.1231	1.908E-06	0.4788
	Modal	6	0.31	1.545E-05	0.0345	0	0.7413	0.7009	0	0.0231	1.796E-06	0.0215	0.5019
	Modal	7	0.276	0.0221	7.092E-06	0	0.7635	0.7009	0	4.608E-06	0.0454	0.0001	0.5019
	Modal	8	0.267	0.0056	1.981E-05	0	0.7691	0.7009	0	1.093E-05	0.0096	1.289E-05	0.5019
	Modal	9	0.206	8.001E-07	0.0102	0	0.7691	0.7111	0	0.009	2.081E-06	0.0279	0.5109
	Modal	10	0.186	0	0	0	0.7691	0.7111	0	0	1.348E-06	0	0.5109
	Modal	11	0.176	1.472E-05	0.0112	0	0.7691	0.7222	0	0.0195	2.539E-05	0.0125	0.5304
	Modal	12	0.171	5.223E-06	1.266E-06	0	0.7691	0.7222	0	2.252E-06	3.484E-05	1.504E-06	0.5304

荷载修改后，Y向振型质量参与系数最大的为第三周期，所以程序按照第三周期计算Y向地震力

Record: << < 3 > >> of 12 Add Tables... Done

图 8 修改后，第三周期的 Y 向振型质量参与系数最大

Equivalent Lateral Forces

Seismic Response Coefficient, C_s [ASCE 12.8.1.1, Eq. 12.8-2]

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T}$$

修改荷载后

[ASCE 12.8.1.1, Eq. 12.8-3]

$$C_{s,max} = \frac{S_{D1}}{T(R)}$$

[ASCE 12.8.1.1, Eq. 12.8-5]

$$C_{s,min} = \max(0.044 S_{DS} I, 0.01) = 0.0176$$

[ASCE 12.8.1.1, Eq. 12.8-6]

$$C_{s,min} = 0.5 \frac{S_i}{T(R)} \text{ for } S_i = 0.6g$$

$$C_{s,min} \leq C_s \leq C_{s,max}$$

Calculated Base Shear

方向	周期 (sec)	C_s	W (kN)	V (kN)
Y	0.589	0.052709	18719.2219	986.6633
Y + Ecc. X	0.589	0.052709	18719.2219	986.6633
Y - Ecc. X	0.589	0.052709	18719.2219	986.6633

Y向地震作用

Applied Story Forces

图 9 修改后选用的第三周期算 Y 向地震力

编写：郑翔

桥梁转换为杆系单元和壳单元时重量不一致

本案例主要解释了桥梁模型转换为壳单元和框架单元时重力工况计算结果不一致的问题。



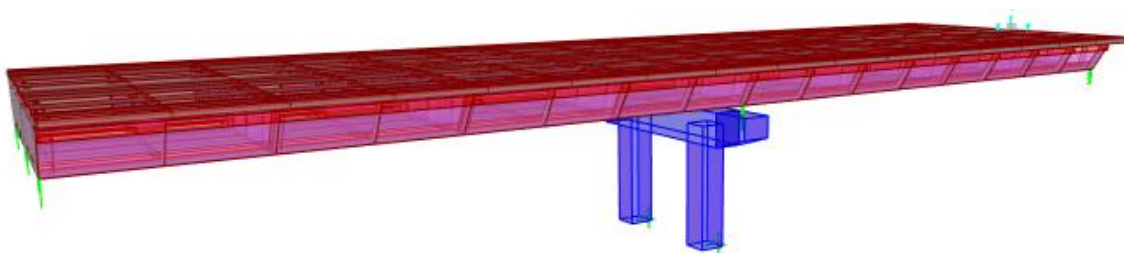
使用软件/SOFTWARE

CSiBridge V22.2.0



模型简介/MODEL

该模型为两跨混凝土连续梁桥



问题描述/PROBLEM

如上图所示的两跨连续梁桥，将其分别转换为杆系单元和壳单元后计算其在重力荷载作用下弯矩，两种转换方式计算的结果不一致。



解决办法/SOLUTION

CSiBridge 采用参数化的建模方式，通过【更新】选项可将桥梁上部结构对象转换为杆系单元模型或壳单元模型，如图-1a和图-1b 所示。

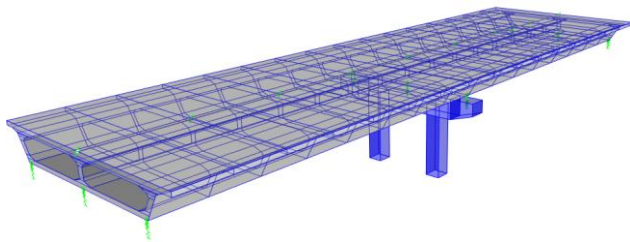


图-1a 杆系单元模型

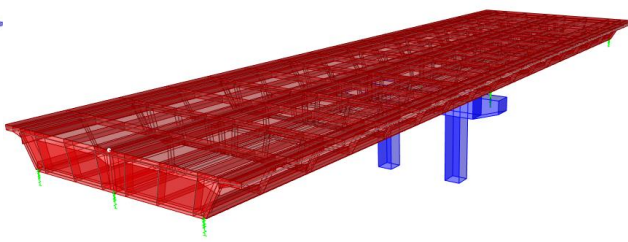


图-1b 壳单元模型

通过操作【上部结构横断面>修改>转化为自定义的桥梁截面>截面设计器】，进入【截面设计器】即可看到上部结构具体分布形式。默认条件下，【截面设计器】窗口显示的是上部结构转换为杆系单元时杆件所赋予的截面形式，如“图-2a”所示。通过操作：【Bridge Section>show layout>Area model】，将截面的转换模型切换为转换成壳单元，如“图-2b”中所示。

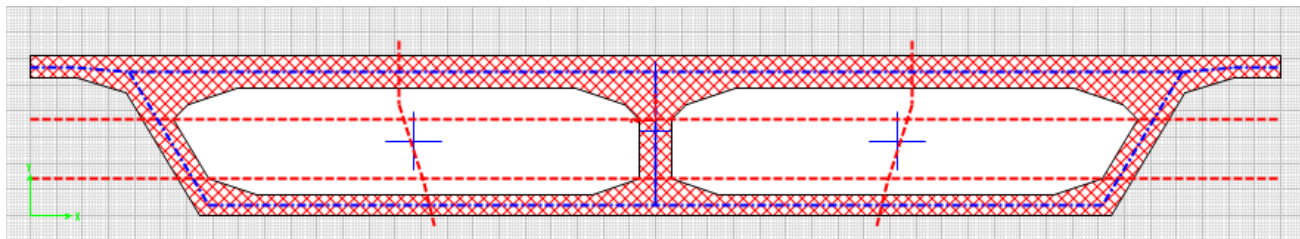


图-2a 主梁转换为杆系单元

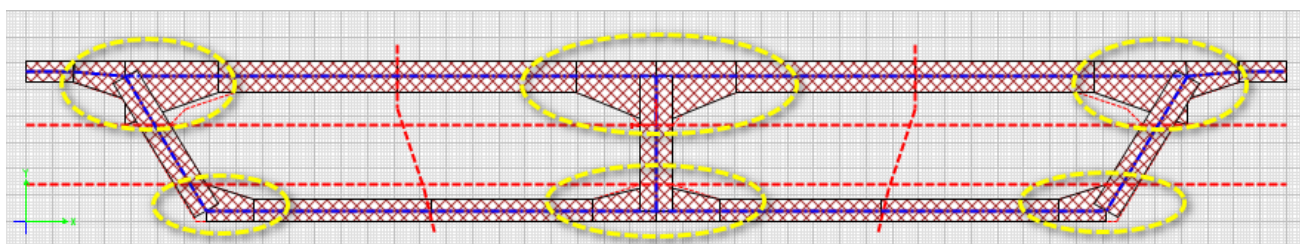


图-2b 主梁转换为壳单元

观察“图-2a”和“图-2b”可以发现，当将上部结构转换为杆系单元时，上部结构的实际面积是直接赋予了相应的杆件，因此杆单元的质量是与实际结构的质量是一致的。但是将截面转换为壳单元时，倒角及悬臂端位置处混凝土板的厚度不同需要采用不同厚度壳单元模拟，并且角点位置处壳单元必然会出现重合，如“图-2b”中黄框区域。在分析模型中，壳单元模型基于该截面网格进行分析计算，并没有移除重叠部分。由于重叠部分，转换为壳单元的模型的上部结构横截面面积一般大于杆系单元模型，因此计算结构自重工况时，两者的计算数值会有差异。

通过命令【显示>显示截面属性】，分别查看上部结构转换为杆系单元和壳单元时对应截面的截面属性，如下图所示。从“图-2a”和“图-2b”中可以看到转换为杆系单元时，所赋予截面属性的面积与构件真实的面积一致，但是将其转换为壳单元时，其截面面积变大。两者面积大小的比值为： $7.1199/6.7444=1.055$ 。

Properties	
Xcg	6
Ycg	0.9088
A	6.7444
J	7.1808
I33	2.1749
I22	70.3793
I23	0
AS2	1.7967
AS3	5.3114

图-3a 主梁转换为杆系单元截面面积

Properties	
Xcg	6
Ycg	0.9144
A	7.1199
J	0
I33	2.2335
I22	75.1039
I23	0
AS2	7.1199
AS3	7.1199

图-3b 主梁转换为壳单元截面面积

分别将模型转换为杆系模型和壳单元模型，并计算其在重力荷载作用下的弯矩值。计算结果如下图所示，提取跨中引起的最大负弯矩，两者的比值为 $8684.79/8251.58=1.053$ ，与结构的面积比值接近。



图-4a 主梁转换为杆系模型

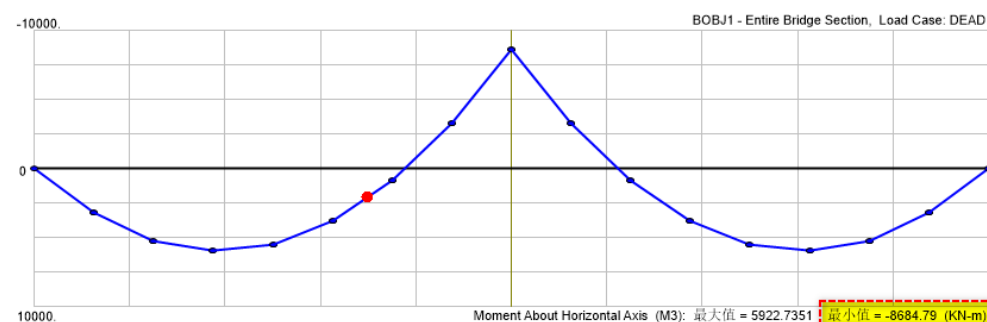


图-4b 主梁转换为壳单元模型

在实际工程中，分析模型往往不考虑一些非结构构件，从而忽略掉了一些结构的自重。为保守起见，有时候也会通过将自重乘以一个大于 1 的放大系数来考虑这些荷载。由于有限元计算单元划分的问题，将上部结构转换为壳单元时会少量增加结构的自重。如用户不需要考虑这部分多余的荷载，可参考主梁模拟为杆系单元的面积与主梁模拟为壳单元的面积比值，在自重工况中设置自重乘数来修正结构自重。

编写：吕良

大坝分层填筑中的网格划分

本案例主要介绍复杂模型网格划分问题的处理思路。



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 2D CE V20



模型简介/MODEL

模型主要模拟重力坝分层填筑过程。模型整体范围较大，长度超过 660m，大坝高度 80m。在坝体底部存在大量软弱淤泥，利用碎石桩进行加固处理，碎石桩直径 1.2m，间距 1.6m。具体模型如图 1 所示。

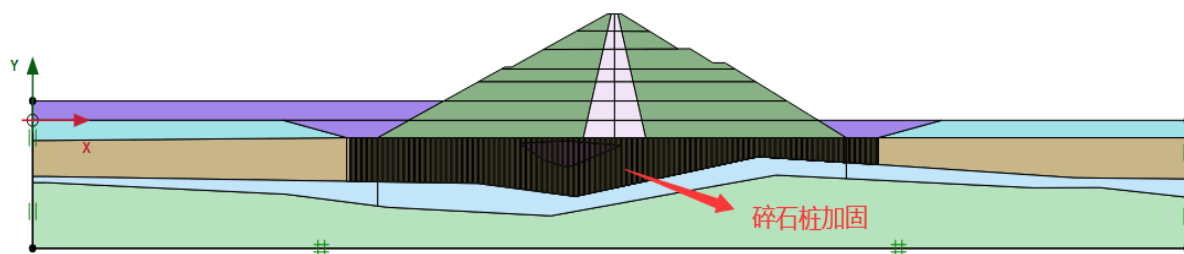


图 1 模型图



问题描述/PROBLEM

模型进行网格划分时，不能成功划分网格，并出现下图 2 所示错误提示“未找到网格输出文件”。

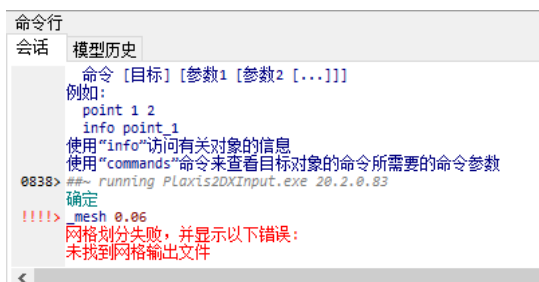
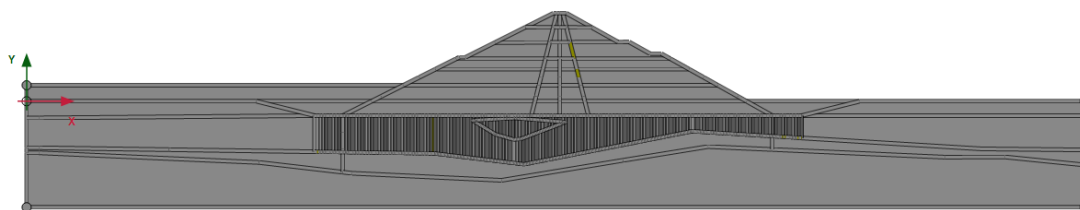


图 2 网格划分错误



解决办法/SOLUTION

出现上述网格划分问题，主要原因还是在于坝底加固区碎石桩排布比较密集，桩间距较小，在网格划分过程中出现大量畸形单元，从而使整个网格划分失败。因此，在处理本模型时应该着重注意碎石桩加密区及其附近区域。

由于整个模型比较复杂，在进行网格划分之前可以先利用捕捉命令 `snap geometry` 和合并对象命令 `merge geometry` 来处理整个模型，确保整个模型几何对象之间的合理连接，并删除重复对象。然后，进入网格划分模式，对坝体下部碎石桩及附近几何对象进行局部加密（如图 3 所示），并在选择对象浏览器中将加密区网格粗糙系数调整为 0.1，再选择“超细”进行网格划分。这样就能够成功划分网格，划分成功的网格单元如图 4 所示。

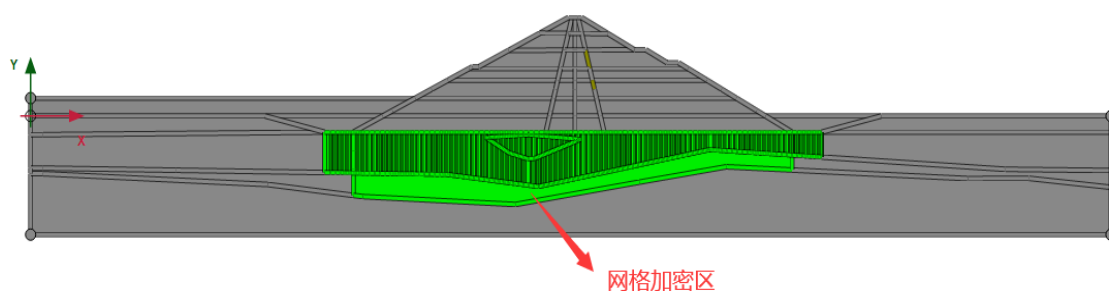


图 3 碎石桩加密区

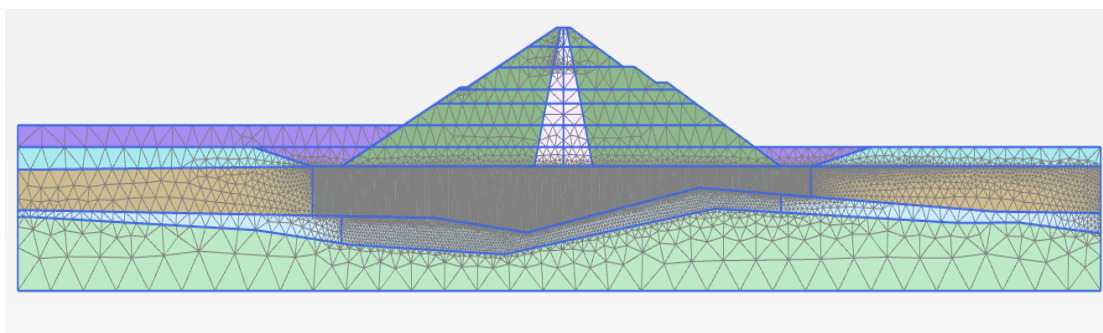


图 4 网格单元图

编写：郭晓通

隧道堆载固结分析中的不收敛问题

本案例主要介绍出现 Picos 求解器错误提示时的处理思路。



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V20



模型简介/MODEL

如图 1，该模型为一隧道上方堆载后进行固结沉降分析的模型，模型长 100m，宽 50m，隧道直径为 5m，位于模型中部，50kpa 的荷载位于模型正上方，分析类型为指定时间的固结分析。

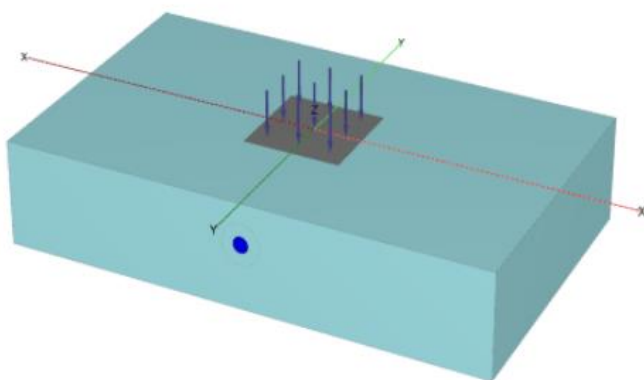


图 1 几何模型图



问题描述/PROBLEM

某隧道上方施加荷载进行固结分析过程中，提示“Picos 求解器，求解有误，收敛缓慢”

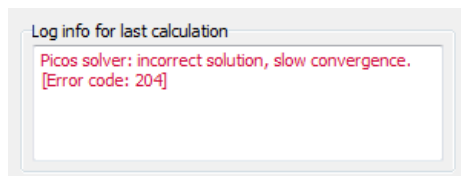


图 2 错误提示图



解决办法/SOLUTION

对于 Picos 求解器求解有误，收敛缓慢问题，通常是由土层刚度差异大、网格质量差、不正确的单元连接等问题引起的。对于该模型，单一土层不存在刚度差异大的问题，可以直接排除，且模型内不存在复杂结构单元的连接，首先判断可能是网格质量问题。

检查网格质量如下图所示，发现并不存在问题。

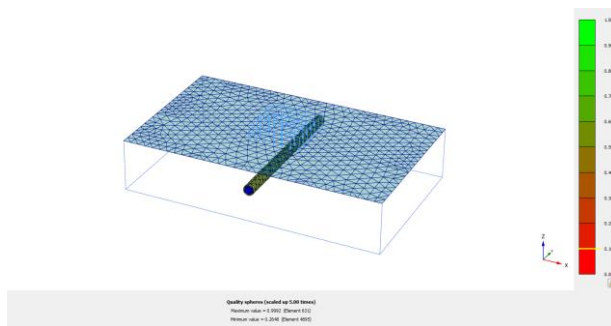


图 3 网格质量检查图

接下来，将 Picos 多核迭代求解器换成多核直接求解器进行试算，发现模型计算顺利通过。

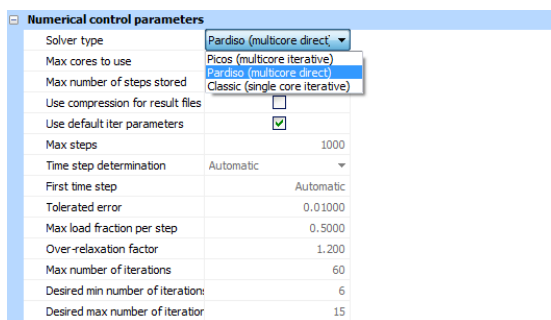


图 4 求解器类型更换图

经后续测试发现，该问题是环形板单元-固结计算之间的某些冲突导致的。如果不更改求解器类型，衬砌改用实体模拟也是可以完成分析计算的。

综上，遇到 Picos 求解器提示求解错误的问题时，首先应检查模型网格质量、土层刚度差异、结构单元之间的连接等是否存在问题。确保模型基本设置无误后，若仍出现该错误提示，可以尝试更换多核直接求解器进行求解。

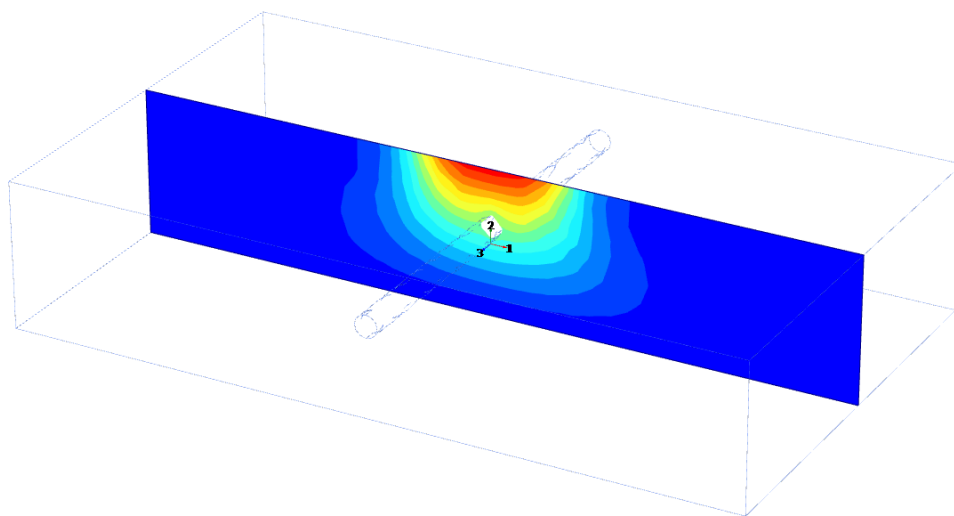


图 5 修正后的模型断面固结沉降云图

ETABS® v19

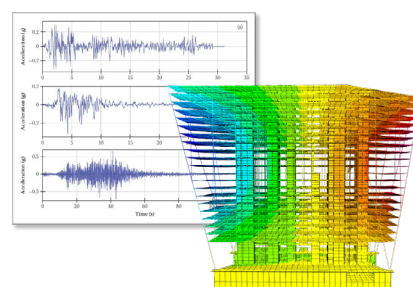
Analysis and Design of Building Systems

新增及改进功能

ETABSV19.0.2 新增及改进功能

性能化设计

- 针对非迭代 ETE (Event-To-Event) 分析新增优化的不平衡力算法和附加控制选项
- 针对直接积分时程分析和非线性静力分析，多线程求解器的计算速度大幅提升
- 针对非线性静力分析和非线性直接积分时程分析的计算结果，图形显示和表格输出的速度大幅提升，如：结构变形图、内力和应力数值以及塑性铰状态。对于有许多输出步的分析工况，单元非线性能量和底部反力的表格输出更加迅速
- 针对敏感性结构的参数化 PMM 铰的收敛性进一步增强



Frame Level	OutputCase	CaseType	AssigningType	GentleType	P Rsp	M2 Rsp	M3 Rsp	U1 In	HingeState Level
13	EQ1	NonIterat	COL	13H1	-120.717	1.246E-12	-1.374E-13	-0.001278	A to B
13	EQ1	NonIterat	COL	13H2	-82.373	-89.21	-137.242	-0.001203	H/E
14	EQ1	NonIterat	COL	14H1	-86.986	7.829	-16.592	-0.000526	B to C
14	EQ1	NonIterat	COL	14H2	-83.465	-29.658	-41.816	-0.000565	R to C
15	EQ1	NonIterat	COL	15H1	-57.815	31.692	33.458	-0.000905	B to C
15	EQ1	NonIterat	COL	15H2	-49.424	-41.385	-39.491	-0.000942	B to C
16	EQ1	NonIterat	COL	16H1	-28.282	2.534	-6.773	-0.000299	A to B
16	EQ1	NonIterat	COL	16H2	-34.141	-33.968	-19.491	-0.000794	R to C
29	EQ1	NonIterat	COL	29H1	-176.574	-7.993E-15	-1.555E-13	-0.00187	A to B
29	EQ1	NonIterat	COL	29H2	-92.778	-275.553	-396.862	-0.001795	H/E
30	EQ1	NonIterat	COL	30H1	-119.864	57.14	137.87	-0.001359	B to C
30	EQ1	NonIterat	COL	30H2	-84.491	-42.723	-148.535	-0.001291	H/E
31	EQ1	NonIterat	COL	31H1	-83.362	28.233	82.234	-0.000993	B to C
31	EQ1	NonIterat	COL	31H2	-83.162	-36.781	-57.874	-0.000829	H/E
32	EQ1	NonIterat	COL	32H1	-44.204	14.204	46.725	-0.000444	B to C
32	EQ1	NonIterat	COL	32H2	-65.142	-22.265	-32.92	-0.00038	B to C
45	EQ1	NonIterat	COL	45H1	-176.832	-1.423E-14	6.395E-13	-0.001872	A to B

分析功能

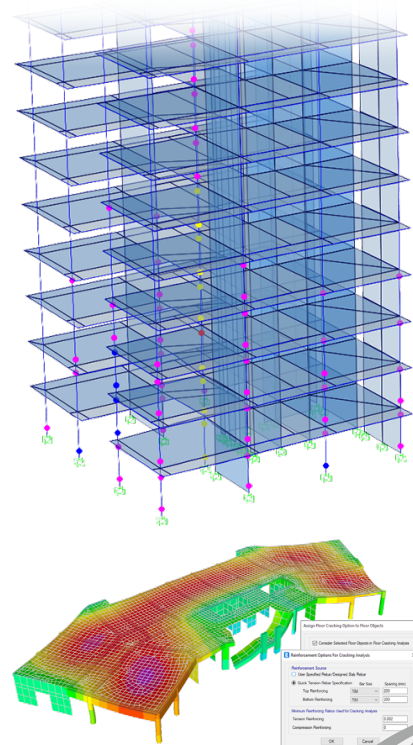
- 刚度求解已并行化，进一步加快非线性静力和直接积分时程工况的运行速度
- 新混凝土楼板支持短期效应和长期效应下开裂挠度的计算。其中，开裂计算采用的钢筋既可采用用户指定的钢筋或设计配筋，也可以快速指定钢筋覆盖项

.....

中国规范相关的设计功能改进

- 修复了中国规范剪力墙稳定验算的问题
- 完善了钢梁计算稳定时 GammaRE 取值问题
- 中国钢材 Q345 更新为 Q355
- 修复了钢梁忽略 phib 时设计细节的显示问题
- 修复了显示混凝土框架设计输出命令选项乱序的问题
- 新增忽略风振效应的选项（风振系数为 1）

.....

[点击了解更多功能特性](#)


CiSDesignCenter

筑信达结构设计软件

新增及改进功能



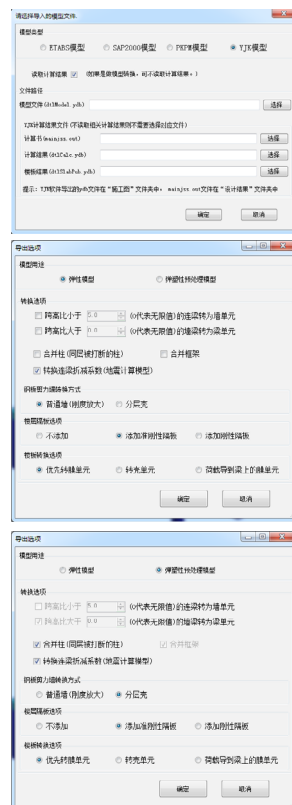
CiSDesignCenter V1.2.1 新增及改进功能

功能优化

- 增加了 ETABS 隔震设计后处理功能；
- 优化了梁柱截面设计器的截面设置功能，增加了 DXF 截面导入功能；
- 优化了弹性模型处理功能；
- 增加了工程案例、视频教程等帮助功能；
- 模型转换及其他功能 BUG 修复和优化；
- 增加了自动及手动检查更新功能；
- 梁柱施工图设置中，是否随截面这个参数影响范围改为所有层；
- 图绘制时不再绘制轴网；
- 增加了模型对比时钢筋面积复制功能；
-

模型转换

- 修复上一版本中模型转换存在的问题：
 - (a) YJK 模型没有考虑节点荷载；
 - (b) 生成的 s2k 文件导入 SAP2000 时会有一些警告和错误信息；
 - (c) 解决 YJK 模型转 ETABS 时，柱或支撑局部 1 轴朝下时模型转换错误的问题；
 - (d) 修复 YJK 模型支座节点识别不对的问题；
- 模型导入提供 SAP2000(*.s2k)、ETABS(*.e2k)、PKPM (*.PDB) 和 YJK (*.YDB) 四种文件的导入
- 导入 PKPM 和 YJK 模型时不再显示选项对话框，改为导出模型时弹出选项对话框；模型用途可选弹性模型和弹性预处理模型
- 选择弹性预处理模型时合并框架梁选项不能修改；
- 钢板剪力墙提供转成分层壳和刚度放大的普通墙两种选项；
- 楼板转换选项提供 3 种选项：
 - (a) 优先转膜单元：规则楼板（去除共线上的点后形状为三角形板或共面的四边形板）转换成膜单元，其他板单元转换为壳单元；楼板荷载不导到周边杆件上。（转换成膜单元是为了提升 ETABS 的计算效率）；
 - (b) 转壳单元：所有楼板转换为壳单元，楼板荷载不导到周边杆件上；
 - (c) 荷载导到梁上的膜单元：规则楼板转换成膜单元并将荷载导到周边杆件上，其他板单元转换为壳单元（不进行荷载导梁处理）；



[点击了解更多功能特性](#)

新增及改进功能

SAP2000 22.2.0 新增及改进功能

1. 建模功能

- 新增基于 ASCE 41-17 的自动铰属性

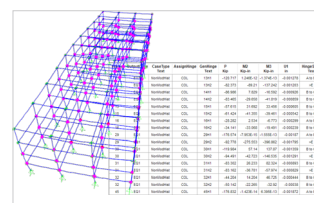
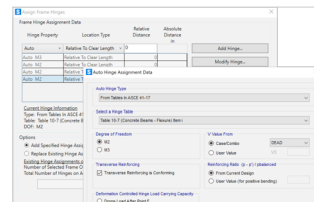
2. 加载功能

- 采用多线程求解器的非线性工况的计算速度大幅提升
- 大型复杂模型的分析结果的读取速度大幅提升
- 针对非迭代 ETE (Event-To-Event) 分析新增优化的不平衡力算法和附加控制选项

3. 设计功能

- 新增基于美标 AISI S100-2016 的冷弯薄壁型钢结构设计
- DirectX 图形模式中的 2D 视图具有更快的响应速度和更佳的渲染效果
- 显著增强基于俄罗斯规范 SP 16.13330.2017 的钢结构设计功能

.....



[点击了解更多功能特性](#)

新增及改进功能

CSiBridge 22.2.0 新增及改进功能

1. 加载功能

- 新增韩国车辆荷载数据库

2. 分析功能

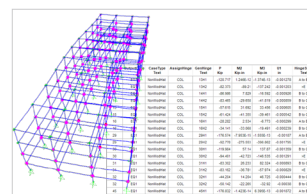
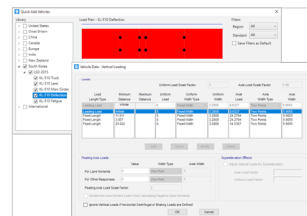
- 采用多线程求解器的非线性工况的计算速度大幅提升
- 大型复杂模型的分析结果的读取速度大幅提升
- 针对非迭代 ETE (Event-To-Event) 分析新增优化的不平衡力算法和附加控制选项

3. 桥梁设计与评估

- 采用 AASHTO 规范对 I 型钢梁组合梁桥和 U 型钢梁组合梁桥进行正常使用极限状态校核和施工阶段校核时可指定纵向加劲的竖向位置。
- 新增 AASHTO LRFD 混凝土 T 型梁桥的详细设计计算报告

.....

[点击了解更多功能特性](#)



第十八届空间结构学术会议

空间结构：传承与发展

【筑信达协办】第十八届空间结构学术会议圆满落幕

2020年10月31日上午八点三十分，由北京筑信达工程咨询有限公司协办的第十八届空间结构学术会议在八朝古都—河南开封的建业铂尔曼酒店隆重开幕。本次大会的主题为“空间结构：传承与发展”，除现场的学术交流与讨论外，本次大会还首次采用建筑云联盟平台进行全程网络直播。

10月31日下午及11月1日上午，共开展七十余场专题报告，报告内容涉及空间结构的方方面面，从体育场到航站楼，从建筑设计到结构选型，从传统结构到新型结构，从施工方案优化到一体化设计，凡此种种，不一而足。



筑信达共安排四名代表全程参与本次会议。其中，技术部的主任工程师—张志国有幸受邀发表题为《钢结构设计 BIM 应用方案：SAP2000+IDEA》的专题报告，以 SAP2000 在空间钢结构中的常见应用为切入点，全面系统地介绍了 IDEA 软件在钢结构节点分析与设计中的功能特色和应用前景，如：高效快捷的几何建模、丰富多样的 BIM 接口、稳定可靠的有限元分析以及基于各国规范的螺栓和焊缝承载力校核等等。



由于报告时间有限，现场提问环节临时取消。会后，多位关注 SAP2000 和 IDEA 软件的专家学者和高校师生陆续出现在公司展位前，与公司销售人员和技术人员就软件产品的功能特点、应用场景以及对比其它软件的优势和不足等问题进行了深入的交流与讨论。（撰稿：王晋京）

达人坛—特邀讲座《SAP2000 施工模拟的工程应用》

2020年12月23日举办的达人坛讲座“SAP2000 施工模拟的工程应用”，特邀北京市建筑设计研究院有限公司复杂结构研究院高层抗震研究所副所长閻东东教授，通过多个工程实例，介绍 SAP2000 在不同结构类型施工模拟分析的应用。讲座内容丰富详实，案例包括某设伸臂桁架和腰桁架的框架核心筒超高层结构、某煤棚纠偏工程、某机场大跨钢结构、某大悬挑混合结构等。不仅展示了 SAP2000 施工模拟的实际应用效果，也分享了 SAP2000 API 的使用经验。

讲座持续了一个半小时，气氛活跃，大家都积极地参与到学习和讨论中来，閻教授也耐心解答大家的问题。会后也收到很多工程师的积极反馈，讲解的案例特别实用，内容很详细，并希望能多组织一些案例讲解培训。

（撰稿：张翠莲）



2020 筑信达全国高校助力巡回交流

为了进一步促进工程软件在高校教学科研相关环节的应用，作为第十四届全国大学生结构设计竞赛的赞助商，我们特别组织了这次全国高校巡回技术交流活动，与各高校的师生共同交流相关技术话题，为高校提供优质的软件产品和技术支持，助力高校的教学与科研实践。为了本次高校交流活动，筑信达董事长李楚舒博士、技术部经理李立女士为师生们特别准备了两个专题讲座，分别是：“钢筋混凝土正截面极限承载力设计：基本原理、计算方法与相关讨论”、“SAP2000 分析及工程应用”。

2020 年我们走进了上海交通大学、东南大学、广州大学、深圳大学、华南理工大学，感谢一路所遇各位老师、同学们的热情支持！2021 年我们期待走进更多高校，与更多师生分享交流。

（撰稿：张翠莲）

上海交通大学（11月18日）



东南大学（11月25日）



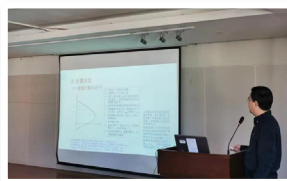
广州大学（12月2日）



深圳大学（12月3日）



华南理工大学（12月4日）





ETABSV19 中文版线上发布会

2020年12月18日下午，ETABS v19 中文版线上发布会顺利召开！整场会议由北京筑信达工程咨询有限公司总经理郭大力主持，会议首先由筑信达董事长李楚舒致辞，回顾了 ETABS 的发展历史，感谢广大用户多年来的支持。接着，会议就进入了产品功能介绍部分。

第一部分由技术部李经理图文并茂地展示了 ETABS 的功能回顾与进展，让广大用户对近年来产品加强的建模、分析、设计功能有了大体了解。

第二~三部分由技术部工程师刘工介绍了结构设计 with 构件设计综合解决方案。ETABS+CiSDC，用户可以实现模型转换与对比、构件设计与出图、输出计算书等功能；用户可以用独创的快速算法形成 PMM 曲面，高效准确地接力 ETABS 完成构件设计。

第四部分由技术部张主任介绍了新钢标在 ETABS 中的实现，展示了三种设计方法的基本操作流程，并介绍了独立的节点设计软件 IDEA，可辅助 ETABS 完成复杂节点的有限元分析与规范校核。

第五~六部分由技术部吴总监介绍，ETABS 融合了 SAFE，有了更为强大的楼板、基础设计功能；ETABS 全面融合了 Perform3D，非线性分析功能更强，性能评价体系更为完备。此外，CiSDC 可辅助完成弹性模型到弹塑性模型的一键转换。



时长三个小时的线上发布会，线上观众三百余人，聊天区评论不断，工程师们纷纷表示对 ETABS 新功能的认可，也提出了一定的期许。我们将继续努力，在大家的推动下完善 ETABS，做出更好更强的产品，助力行业发展，让我们共同期待 ETABS 更美好的未来！

发布会视频链接：<https://www.bilibili.com/video/BV1kv41147dZ>

（撰稿：刘慧璇）



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



CSiBRIDGE

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