

筑信达

技术通讯

第 30 期

2024 年 09 月

Vol.8 No.3

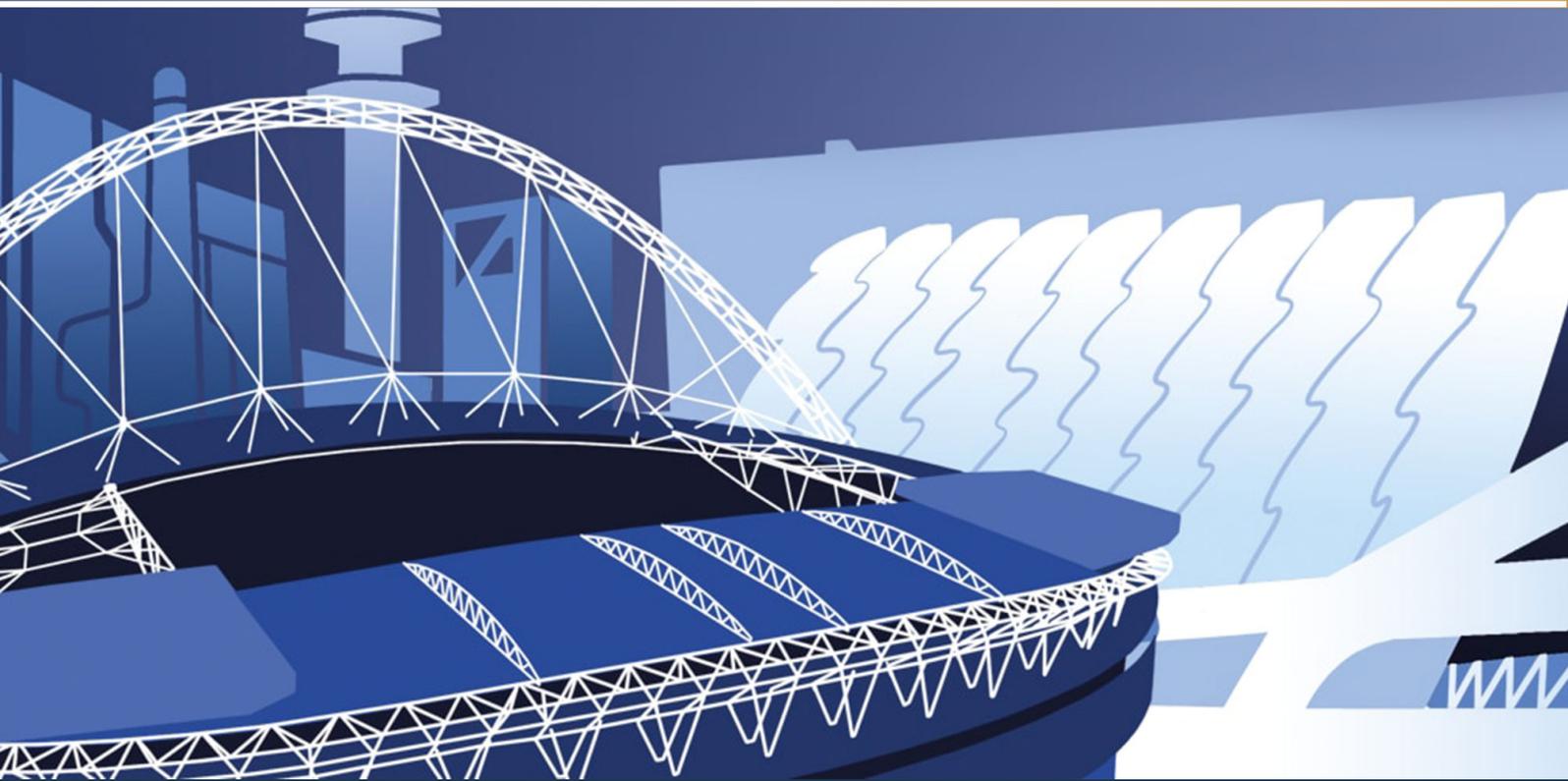
www.cisec.cn

v26

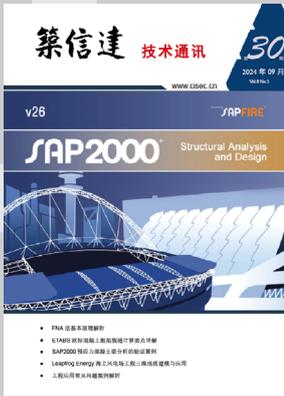
Powered by **SAPFIRE**[®]

SAP2000[®]

Structural Analysis and Design



- FNA 法基本原理解析
- ETABS 欧标混凝土框架裂缝计算要点详解
- SAP2000 预应力混凝土梁分析的验证算例
- Leapfrog Energy 海上风电场工程三维地质建模与应用
- 工程应用常见问题案例解析



主 办：北京筑信达工程咨询有限公司

主 编：李 立

文字编辑：王 希

美 编：张翠莲、王 蓉

北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古盛路 36 号泰然大厦 4 层 408 室
电话：010-68924600 技术热线：010-68924600-200 传真：
010-68924600-8

网址：www.cisec.cn 在线支持：support.cisec.cn

邮箱：support@cisec.cn（技术支持）

sales@cisec.cn（产品销售）

筑信达武汉技术中心

地址：武汉市洪山区武珞路 717 号兆富国际 1308 室

技术热线：027-8788 6890 / 8788 6891

区域代理

华东区

上海江图信息科技有限公司

联系人：薛平

手 机：137 0172 6345

华南区

广州倍益软件技术有限公司

联系人：田茂金

手 机：137 6071 9009

华中区

武汉百思通科技有限公司

联系人：叶亮

手 机：139 9561 6575

西南区

金橡果科技成都有限公司

联系人：刘宇

手 机：185 1282 0985

目 录

Content

— 专题文章 —



FNA 法基本原理解析	1
ETABS 欧标混凝土框架裂缝计算要点详解	9
SAP2000 预应力混凝土梁分析的验证算例	17



Leapfrog Energy	22
海上风电场工程三维地质建模与应用	

— 工程应用常见问题案例解析 —

圆钢管的强度和稳定性验算	29
圆钢管的截面抗剪应力比	32
预设 P-Δ 对单拉杆受力的影响	34
地铁工作井与地下连续墙的沉降差	37
隔板层间位移角异常	39
“时间步数量”对时程分析的影响	42
阻尼比对反应谱分析的影响	45
隔震模型对比常见问题	47
Pushover 分析常见问题	49

新版发布 51

活动报道 55



FNA 法基本原理解析

筑信达 吴文博

FNA 法 (Fast Nonlinear Analysis Method) 也被称为非线性模态时程分析法, 是由 Wilson 教授首次提出, 并在 CSI 软件中得到深入的应用。此方法极其高效, 特别是对于结构系统主要由弹性构件构成, 并且仅具有少量非线性连接单元的情况, 如图 1 是一些典型的应用场景。但是, 由于 FNA 法较少在教科书中出现, 而且需要使用荷载相关的 Ritz 向量模态来减少非线性方程的数量并保证足够的精度, 这些并不为用户们所熟知。本文将阐释相关的知识, 帮助用户较深入地了解 FNA 法, 从而正确地使用 FNA 法获得合理的计算结果。

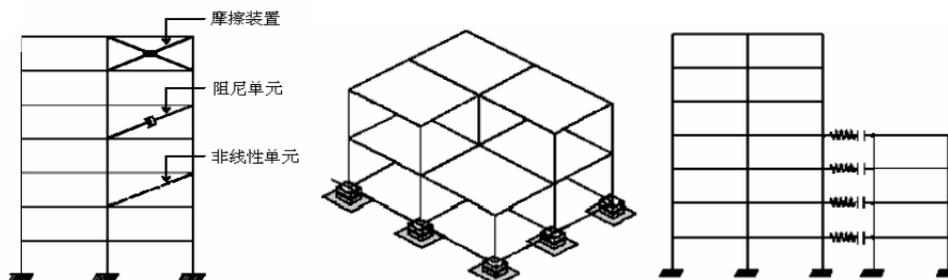


图 1 适用于 FNA 法的典型范例 (从左至右: 减震装置、基底隔震、相邻框架的间隙单元)

1. FNA 法的表达

具有预定义非线性连接/支座单元的线弹性结构, 承受任意荷载的动力平衡方程如下:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + K_L u(t) + r_N(t) = r(t) \tag{1}$$

其中

K_L ——线弹性结构的刚度矩阵

$r_N(t)$ ——非线性连接单元的恢复力

$r(t)$ ——外荷载

为分析需要, 对每一个连接单元非线性自由度, 设置一个线性有效刚度(K_e)。仅从分析角度看, 有效刚度可以为任意值, 可以设置为 0, 由于非线性单元恢复力右移, 可能造成左侧剩余的计算模型不稳定, 如隔震结构, 所以需要有效刚度设置一个合理值。

方程(1)可改写为:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + (K_L + K_e)u(t) = r(t) - (r_N(t) - K_e u(t)) \tag{2}$$

令:

$$K = K_L + K_e$$

$$\bar{r}_N(t) = r_N(t) - K_e u(t)$$

方程(2)即为:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = r(t) - \bar{r}_N(t) \tag{3}$$

由于方程(3)左侧均为线性, 因此可将方程变换到模态坐标下:

$$u(t) = \Phi Y(t) \tag{4}$$

将式(4)带入式(3)中, 有:

$$M\Phi\ddot{Y}(t) + C\Phi\dot{Y}(t) + K\Phi Y(t) = r(t) - \bar{r}_N(t) \tag{5}$$

将方程(5)的左右两边分别乘以 Φ^T 有:

$$\Phi^T M\Phi\ddot{Y}(t) + \Phi^T C\Phi\dot{Y}(t) + \Phi^T K\Phi Y(t) = \Phi^T r(t) - \Phi^T \bar{r}_N(t) \tag{6}$$



对于 SPA2000 和 ETABS 软件，模态向量会进行质量归一化，因此：

$$\Phi^T M \Phi = I$$

$$\Omega^2 = \Phi^T K \Phi = \begin{pmatrix} \omega_1^2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & \omega_n^2 \end{pmatrix}$$

$$\Lambda = \Phi^T C \Phi = \begin{pmatrix} 2\xi_1\omega_1 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & 2\xi_n\omega_n \end{pmatrix}$$

其中 I 为单位矩阵。

令：

$$F(t) = \Phi^T r(t) - \Phi^T \bar{r}_N(t) \quad (7)$$

方程 6 即可简化为：

$$\ddot{Y}(t) + \Lambda \dot{Y}(t) + \Omega^2 Y(t) = F(t) \quad (8)$$

将方程(8)展开后，一个典型的模态方程为：

$$\ddot{y}(t)_n + 2\xi_n\omega_n\dot{y}(t)_n + \omega_n^2 y(t)_n = f(t)_n \quad (9)$$

式中 $f(t)$ 是模态荷载，并且对于非线性单元而言，它是在同一时间点上的所有其它模态反应的函数，需迭代后方可确定。

由方程(9)可以看出，非线性方程的数量与模态的数量相关，那么使用尽量少的模态数量，得到足够精度的分析结果，将成为 FNA 法的关键。

这里需要注意的是，如果分析中包含了所有的模态，式(7)也将是精确的，如果分析中仅包含了部分模态的话，式(7)将不一定能代表真实非线性力。

现以一个五层剪切框架说明此问题（此例与相关结果引自参考文献[1]），此框架与框架模态形状如图 2 所示，图中 $m=45000\text{kg}$ ， $k=5482\text{kN/m}$ 。

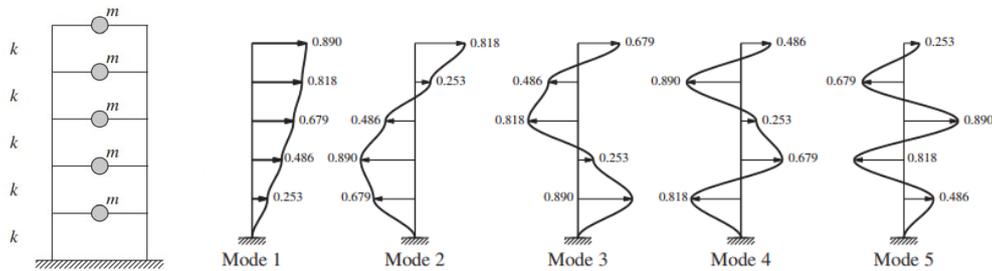


图 2 五层剪切框架与其模态形状

观察式(7)，如果外荷载 $r(t)$ 为地震作用，地震力的分布与质量分布相同，其模态展开（展开方法可参考文献 1 第 13 章内容）如图 3 所示。由图 3 可以看出，低阶模态的贡献最大，随着模态阶数的增高，模态的贡献逐渐减小。我们通过查看每个模态展开下的基底剪力与总剪力的比值（模态质量参与系数），即可判断分析中是否包含了足够多的模态。一般情况下，分析中需要满足质量参与系数达到 90% 以上的要求，本例中只需要 2~3 个模态就可以获得很好的分析精度。

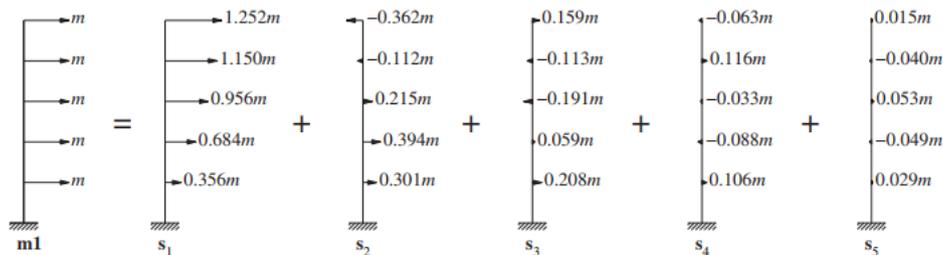


图 3 地震作用的模态展开

但是对于非线性连接单元力 $\bar{r}_N(t)$ ，并不是这样的，非线性连接单元力 $\bar{r}_N(t)$ 是一对等值反向的内力，如图 4 所示。

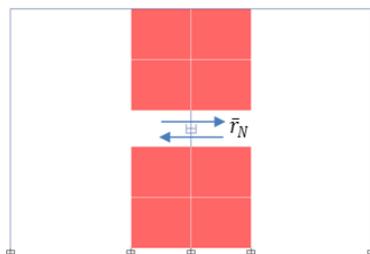


图4 非线性连接单元内力

如果在顶层处设置如图4所示的阻尼器，且仅考虑水平力引起的动力效应，那么非线性力的模态展开如图5所示：

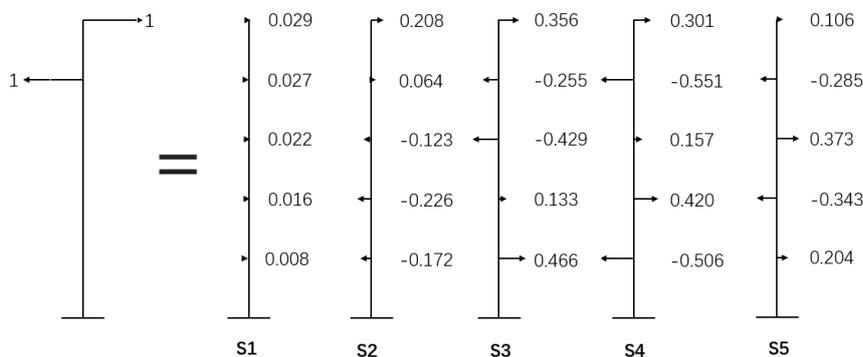


图5 非线性力的模态展开

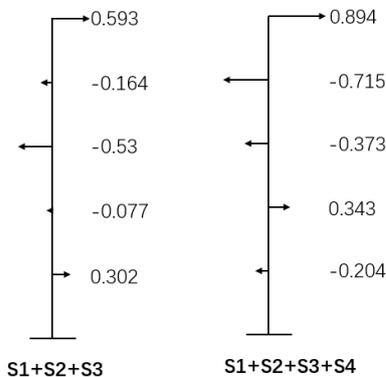


图6 不同模态阶数下的模态力

从图5中可以看出，低阶模态对非线性力的贡献非常小，反而高阶模态贡献非常大。就本例而言，如图6所示，即便使用前4阶模态，仍然不能得到满意的结果，需要取全部5个模态才能有足够的精度。由上可以看出，进行FNA分析时，为了准确地描述非线性力，需要较多高阶模态，如果采用特征值模态需要超高的模态数量，甚至需要全部模态，这将导致分析速度缓慢。那么FNA法的使用将面临两个问题：第一，是否有更好的办法可以减少模态数量且获得足够的精度？第二，如何判断模态数量是否足够？

针对第一个问题，RITZ向量模态将是一个更佳的选择。由于特征值向量模态与荷载完全无关，只与质量和刚度有关，因此会求解出大量与荷载无关的模态，这些模态对分析结果没有任何帮助，却增加了方程数量，降低了分析速度。例如，计算水平地震作用时，竖向模态对外荷载的贡献就可能为0。此外，特征值分析中还可能大量无法被荷载激发的局部振型，如图7所示，该模型需要计算150个特征值模态才可以达到质量参与系数90%，我们检查时发现，模型中存在大量的局部振型，这些局部振型质量参与系数非常小，对分析贡献几乎为0。

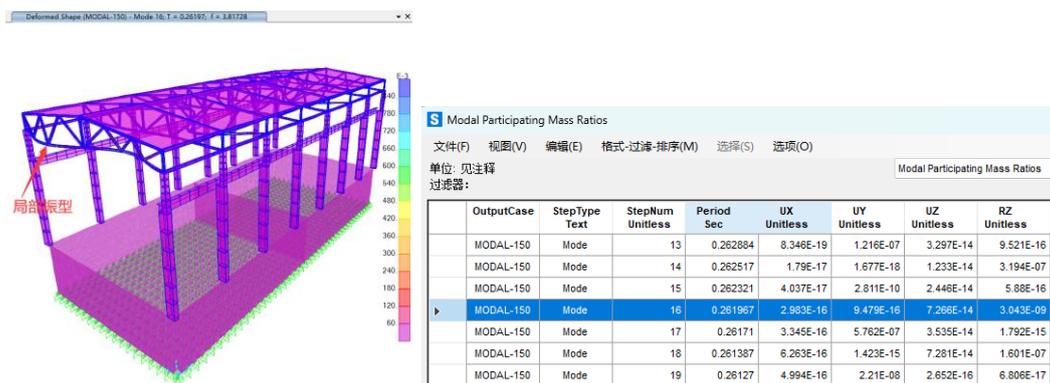


图 7 基于特征值向量法的结构局部振型与质量参与系数

相比于特征值向量法，基于力的 RITZ 向量模态则可以考虑动力荷载的空间分布，与荷载无关的模态将不会被激发出来。如图 7 所示的结构，当采用 RITZ 向量法计算时，采用 30 个模态即可得到足够的质量参与系数，并且会过滤掉很多局部振型，各振型的质量参与系数会更高，如图 8 所示。

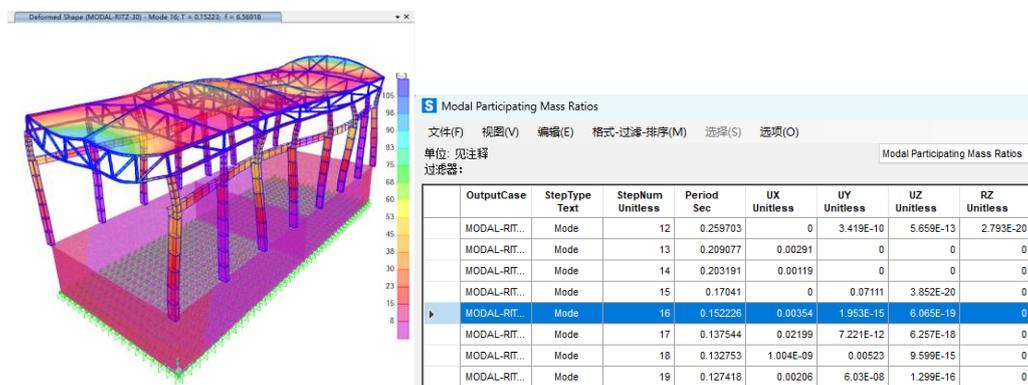


图 8 基于 RITZ 向量法的结构振型与质量参与系数

为能够更好的描述非线性力，需要特别考虑荷载模式“LINK”，如图 9 所示，这是至关重要的。“LINK”荷载模式会以图 4 的模式施加于结构中，并且每一个非线性连接单元自由度均会产生一对等大反向的力，这些力形成的 RITZ 向量会生成与非线性力相关的模态，如图 10 所示，这些模态常常是与连接单元相关的局部振型。这些振型用于表达非线性力是非常有效的，但是如果使用特征值向量描述非线性力则需要非常多的模态数量。同时我们还需要注意的是，这些“LINK”荷载产生的向量通常频率较高，由于 RITZ 向量具备高模态截断时的静力修正，所以使用 1~2 代 RITZ 向量即可得到非常精确的结果。关于静力修正以及循环代数的内容，可参考技术通讯文章《[模态分析的实现与常见问题](#)》1.1 节的内容。



图 9 典型的 RITZ 向量定义

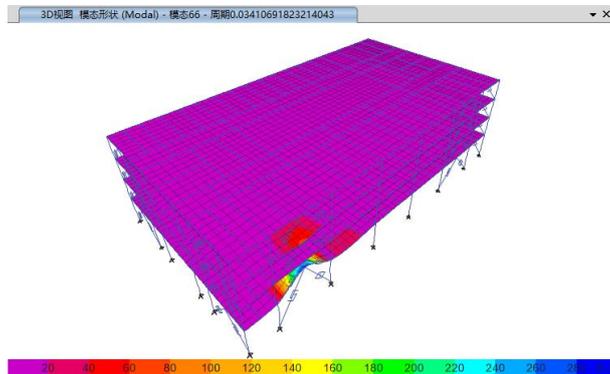


图 10 基于“LINK”荷载的相关模态

由上可知，当使用 FNA 法进行分析时，应采用 RITZ 向量模态法，RITZ 向量模态的具体设置如图 9 所示，其中，荷载模式“加速度”用于描述地震作用，如果仅考虑单向或双向地震时，只需添加 UX 和 UY 两个方向，如果需要考虑三向地震作用，则需要添加 UX、UY 和 UZ 三个方向，最大循环数可按默认取为 0；荷载模式“Link”用于描述非线性力，对于 FNA 法，此项是必填项，这可以用少量的模态很好的模拟非线性力，程序只考虑连接单元非线性自由度的非线性力，此选项不会作用于线性连接单元；荷载模式“DEAD”和“LIVE”用于描述初始重力工况，由于初始重力工况没有动力效应，最大循环数取为 1 即可，如果分析中不考虑初始重力工况，可不添加这两个荷载模式。

针对第二个问题，威尔逊教授提出使用荷载参与系数来评估是否有足够的模态数量来近似描述任意荷载。关于荷载参与系数的具体定义可参考文献[2]，本文在此不做赘述。荷载参与系数分为静力荷载参与系数与动力荷载参与系数，一般要求静力荷载参与系数达到 100%，动力荷载参与系数尽可能高，程序可输出荷载参与系数。RITZ 向量模态在满足模态数量大于荷载向量数的情况下，是自动满足静力荷载参与系数达到 100%，同时，RITZ 向量模态有静力修正的效果，而且 Link 激发的模态通常为局部模态且为高阶模态，所以一般只使用一个 RITZ 向量模拟就有足够精度，所以对于 LINK 的动力荷载参与系数可不作要求，但不可为 0，对加速度荷载的动力荷载参与系数建议达到 90%，威尔逊教授推荐达到 95%以上。按以上原则，对于一个以“层”为主的建筑结构，推荐的模态数量估算值为：

$$N \geq 3 \cdot N_s + N_{Link-NL} + N_{Load}$$

其中， N_s ——结构的楼层数； $3 \cdot N_s$ 用于计算地震作用相关模态，此值可适当调整。

$N_{link-NL}$ ——连接单元的非线性自由度，用于计算非线性力相关模态，仅考虑每个非线性连接单元为一个 RITZ 向量。

N_{load} ——荷载数，通常指荷载模式 DEAD 和 LIVE，所以一般取为 2。

应该注意的是，《CSI 分析参考手册》中专门提到，RITZ 向量模态的数量没有一个可以应用于所有情况的简单准则，用户应依据自己的工程判断确定所需的模态数量。一个实用的做法是增加模态数量，并观察结构响应是否有明显的变化，如果变化明显，则继续增加模态数量，直至结构响应不再随模态数量变化而显著变化。在减隔震分析中，上面的推荐公式在大部分情况是适用的。

2. 算例

现通过一个减震结构算例，对比一下模态求解方法（特征值向量与 RITZ 向量）和模态设置对分析结果的影响。模型如图 11 所示，结构为框剪结构，共 5 层，每层 X 和 Y 方向各布置 2 套黏滞阻尼器。地震波采用的是人工波，如图 12 所示。现采用 FNA 法对模型进行分析，分析中采用三种方法：

方法一：使用特征值向量法，模态数量为 80 个，

方法二：使用 RITZ 向量法，模态定义如图 11 所示，模态数量为 80 个，

方法三，使用 RITZ 向量法，模态定义同模型二，但 RITZ 向量荷载模式中不包含 LINK，模态数量为 80 个。

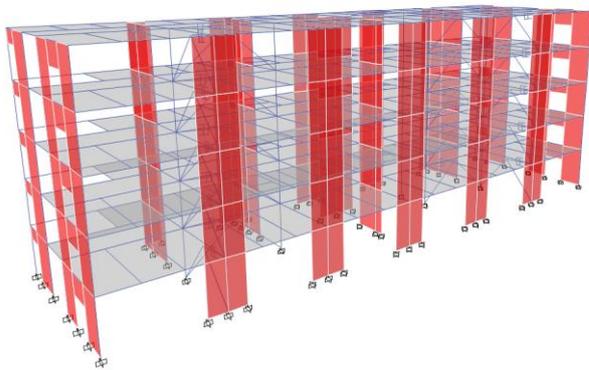


图 11 结构模型 3D 视图

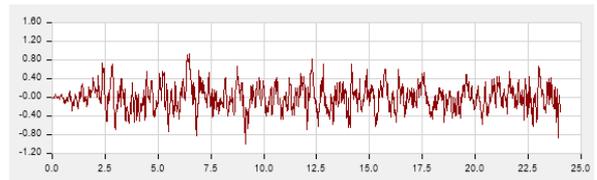


图 12 输入地震动

计算结果如下图所示：

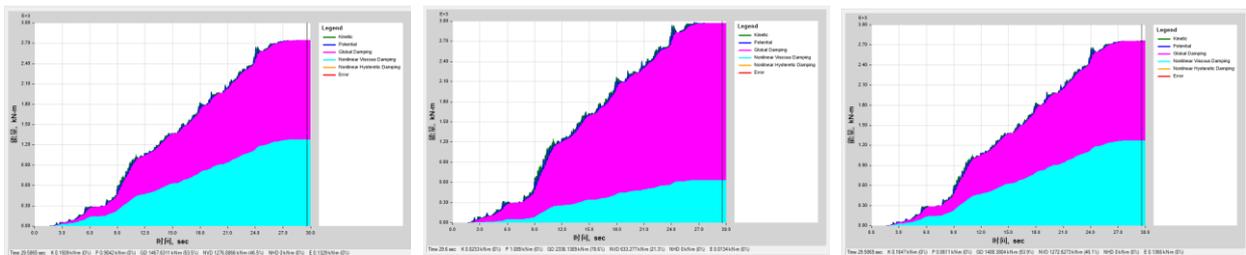


图 13 结构累计能量图（左图为方法一，中图为方法二，右图为方法三）

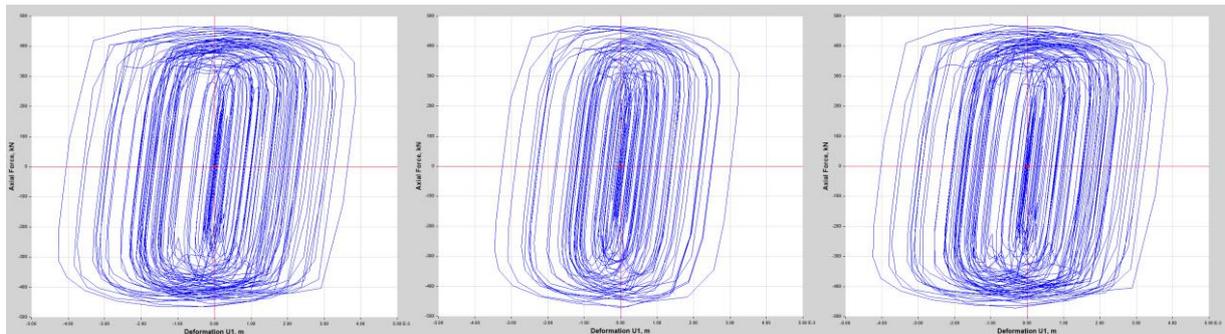


图 14 典型连接单元滞回曲线（左图为方法一，中图为方法二，右图为方法三）

从图中可以看出，方法一与方法三的阻尼器耗能情况是基本相当的，如果 RITZ 向量中不包含荷载模式“LINK”，那么 RITZ 向量法的结果并不会明显优于特征值向量法。方法二的阻尼器耗能明显小于其他两种方法，阻尼器出力相差不多，但是**阻尼器变形减少了很多**。这与很多用户的经验是相符的，即：当结构中存在黏滞阻尼器时，FNA 法如果使用特征值向量模式时，计算附加阻尼比会严重偏高。而造成三种方法之间差异的原因，仍然是阻尼器的非线性力是否得到了准确描述，显然方法一和方法三未能准确描述，而方法二则可以。

那么为何方法一和方法三未能准确描述非线性力呢？其中一个重要的原因是粘滞阻尼器为速度型阻尼器，有效刚度一般取为 0，这会造成**当特征值模态数量较少时**，模态形状不能体现与阻尼器相连的支撑的变形，进而导致阻尼器对周边构件的影响可能会被忽略，而在 RITZ 模态中则可以体现出受阻尼器影响导致支撑构件的变形，如图 15 所示。

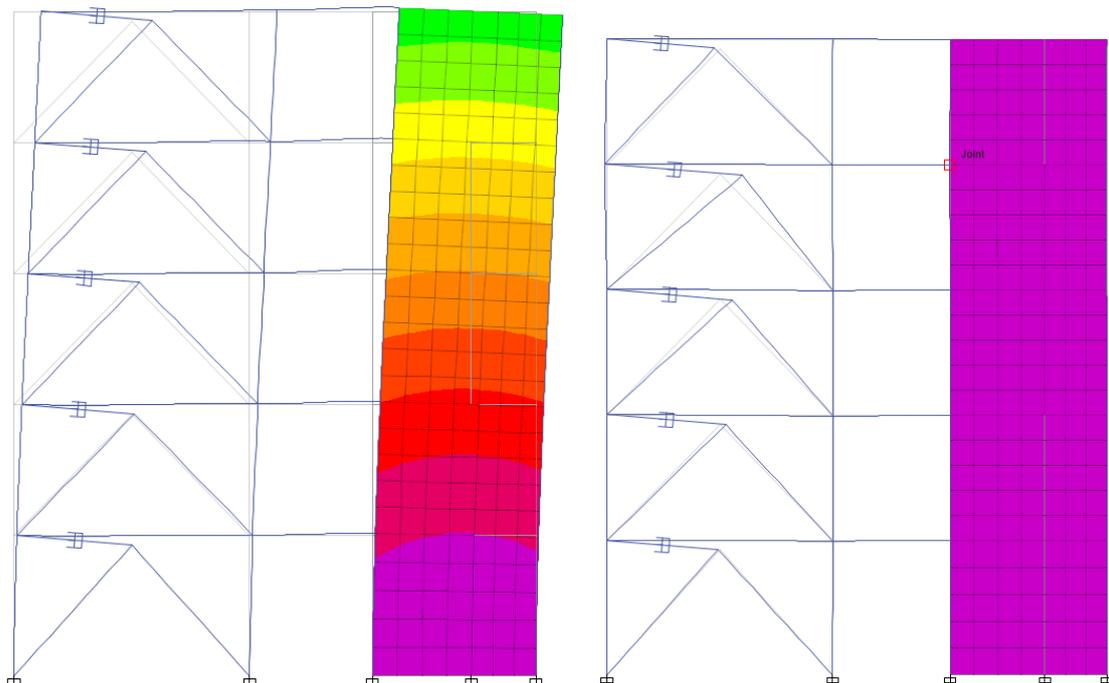


图 15 典型模态变形图（左图为特征值模态，右图为 RITZ 向量模态）

为证明上述观点，我们观察了方法一与方法二中，支撑两端端点的水平变形，以及支撑的轴向力，如图 16 和图 17 所示。可以发现对于方法一，支撑两端的端点变形基本相同，轴力也几乎为 0，而方法二支撑两端的端点变形差异很大，轴力也比较正常。这说明方法一没能正确的考虑阻尼器对周边构件的影响，致使支撑构件无变形，进而高估阻尼器的变形。

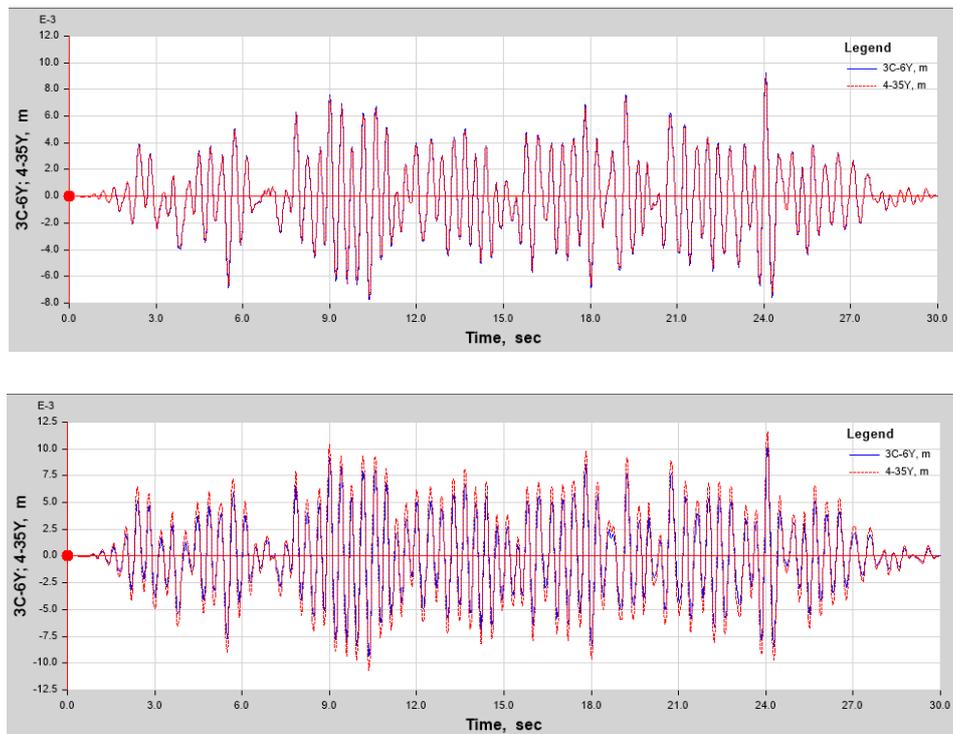


图 16 支撑端点的水平变形（上图为方法一，下图为方法二）

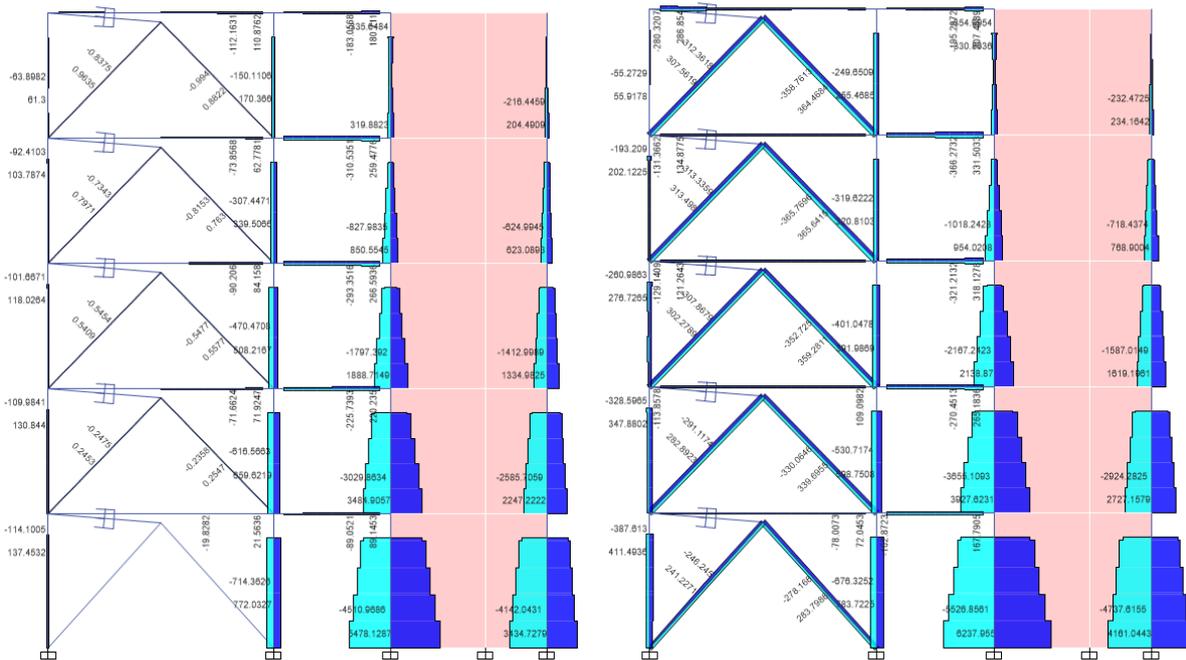


图 17 支撑构件轴力图 (左图为方法一, 右图为方法二)

由上可知, 进行 FNA 法分析时, 应采用考虑“LINK”荷载模式的 RITZ 向量, 这种方法可以使用少量的模态数得到足够精确的结果, 而使用特征值向量法或不考虑“LINK”荷载模式的 RITZ 向量则无法准确的模拟连接单元的非线性力, 致使分析结果不准确。

5. 小结

本文介绍 FNA 法的基本原理, 并详述了准确表达非线性力的必要性。SAP2000 和 ETABS 可以通过考虑连接单元非线性力的 RITZ 向量模态和足够数量的模态数量, 保证分析具有足够的计算精度, 同时又有非常快的计算速度。

参考资料

- [1] Anil K.Chopra 结构动力学 (理论及其在工程中的应用第 5 版) [M].2020
- [2] Wilson E L. Static and Dynamic Analysis of Structures [M], Fourth Edition (Revised June 2010). Computers and Structures Inc., Berkeley USA, 2010.
- [3] Computers & Structures Inc., 北京筑信达工程咨询有限公司. CSI 分析参考手册. 2019





ETABS 欧标混凝土框架裂缝计算要点详解

筑信达 郑翔

本文将基于 EN 1992-1-1 规范（以下简称 EC2）讨论钢筋混凝土梁、柱裂缝计算在 ETABS 中的实现细节。本文重点介绍程序如何实现规范的相关要求，解释设计细节中表格数据的含义。由于欧标涉及的公式参数非常繁杂、因此本文对公式参数不一一解释，各参数的取值和含义请参考具体规范条文。另外，本文不涉及软件操作说明。相关的操作请查看联机帮助。

1. 概述

进行混凝土梁、柱、支撑正常使用状态设计时，ETABS 会基于 EC2 规范验算构件混凝土和钢筋的应力限值、混凝土构件的裂缝宽度。正常使用状态的计算是基于混凝土和钢筋的应力应变关系为多段线性假定。对于承受轴力和双向弯矩作用下的构件，ETABS 程序会根据双向弯矩的合弯矩和轴力共同确定中和轴位置，此时的中和轴往往与截面主轴呈一定夹角，程序将采用迭代计算的方式确定最终中和轴位置。

当在构件覆盖项中选择考虑长期荷载效应时，正常使用状态验算的混凝土强度将考虑线性徐变的影响。

2. 正常使用状态下的应力限值

为避免混凝土构件发生纵向开裂、微裂缝、较高的徐变，对结构功能产生不可接受的影响，欧洲规范对混凝土压应力有限值要求。

根据 EC2 第 7.2-2 条，对暴露等级为 XD、XF 和 XS 的地区，在正常使用状态标准组合作用下，其混凝土的压应力不应超过 $k_1 f_{ck}$ ，其中 k_1 的值由各国附录决定，建议值为 0.6。

根据 EC2 第 7.2-3 条，在正常使用状态准永久组合作用下，混凝土的压应力小于 $k_2 f_{ck}$ 时，可认为徐变是线性的；当混凝土的压应力大于 $k_2 f_{ck}$ 时，应考虑非线性徐变。其中 k_2 的值由各国附录决定，建议值为 0.45。

ETABS 程序会校核正常使用状态下混凝土的压应力：

$$\sigma_c \leq \sigma_{c,limit}$$

其中： $\sigma_{c,limit}$ 为混凝土的压应力限值，默认取 $0.6f_{ck}$ 。若用户需验算正常使用状态下准永久组合，可通过设计覆盖项将 k_1 值改为 0.45（图 1），间接考虑 EC2 第 7.2-3 条混凝土压应力限值要求。

E 混凝土框架设计覆盖项 - Eurocode 2-2004

	选项	数值
15	1st-Order Moment Distribution Coefficient, c Mi...	0
16	Reinforcement Contribution Factor, Ks Major	0
17	Reinforcement Contribution Factor, Ks Minor	0
18	Cracking Factor, Kc Major	0
19	Cracking Factor, Kc Minor	0
20	Effective Creep Ratio, Phi_ef	0
21	Serviceability: Conc. Comp. Stress Limit k1	0.45
22	Serviceability: Steel Tensile Stress Limit k3	0

图 1 混凝土框架设计覆盖项

为避免钢筋非弹性应变、构件裂缝或变形过大，根据 EC2 第 7.2-5 条，在正常使用状态标准组合作用下，纵向钢筋的拉应力不应超过 $k_3 f_{yk}$ 。其中 k_3 的值由各国附录决定，建议值为 0.8。

ETABS 程序会校核正常使用状态下钢筋的拉应力：



$$\sigma_s \leq \sigma_{s,limit}$$

其中： $\sigma_{s,limit}$ 为钢筋的拉应力限值，默认取 $0.8f_{yk}$ 。

以某框架梁为例，当采用欧标验算该梁裂缝时，在裂缝设计细节，程序会输出相应的应力限值验算表格，如下所示：

Stress Limitation

Neutral Axis Angle deg	Neutral Axis Depth mm	σ_c Limit MPa	σ_c Compr + MPa	Status	σ_s Limit MPa	σ_s Tens + MPa	Status
0	224.3	18	12.26	OK	400	316.93	OK

上表中， σ_c limit 为混凝土压应力限值，默认取 $0.6f_{ck}$ ，本例 $f_{ck}=30\text{MPa}$ ，因此 σ_c limit=18MPa。 σ_c Compr+ 为混凝土压应力最大值。 σ_s limit 为钢筋拉应力限值，默认取 $0.8f_{yk}$ ，本例 $f_{yk}=500\text{MPa}$ ，因此 σ_s limit=400MPa。 σ_s Tens+ 为钢筋拉应力值。

3. 基于裂缝控制的最小钢筋面积

欧洲规范 EC2 第 7.3.2 条规定，当进行裂缝控制时，需保证构件配筋满足裂缝控制的最小配筋面积。公式原理基于混凝土即将开裂时的拉应力合力等于纵向钢筋刚好屈服的拉力合力。

裂缝控制所需最小配筋量按下式计算：

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s} \quad (\text{EC2 Eq. 7.1})$$

其中：

A_{ct} 为未开裂截面的混凝土受拉区面积；

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ 为混凝土轴心抗拉强度平均值，如果预期开裂时间早于 28 天，可采用 $f_{ctm}(t)$ ；

$\sigma_s = f_{yk}$ ，为钢筋的屈服强度；

k ，当截面高度小于 300mm 时取 1.0，当截面高度大于 800mm 时取 0.65，当截面高度在 300mm~800mm 之间时插值；

k_c ，考虑截面应力分布的相关系数；轴心受拉时 $k_c = 1.0$ ；受弯时 $k_c = 0.4$ ；

当压弯拉弯时，

$$k_c = 0.4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left(\frac{h}{h^*} \right) f_{ct,eff}} \right] \leq 1.0$$

式中： σ_c 为正常使用状态下，轴力 N_{Ed} 作用下的混凝土平均应力，受压为正；

k_1 为考虑轴力影响的相关系数，当为轴压力时取 1.5，当为轴拉力时， $k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ ，其中 $h^* = \min(1.0, h)m$

以某框架梁为例，当采用欧标验算该梁裂缝时，ETABS 程序会输出相应的最小钢筋细节表格，如下所示：

Minimum Reinforcement

σ_s MPa	k_c Unitless	k Unitless	$f_{ct,eff}$ MPa	A_{ct} cm ²	$A_{s,min}$ cm ²	A_s cm ²	Status
500	0.4	0.761517	2.9	495.6	0.9	6.3	OK

4. 裂缝宽度计算

根据欧洲规范 EC2 第 7.3.4 条，可采用特征裂缝宽度描述混凝土构件的裂缝。裂缝宽度计算公式为：



$$W_k = S_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (\text{EC2 Eq. 7.8})$$

其中: $S_{r,\max}$ 为裂缝最大间距;

$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ 为裂缝最大间距内钢筋与混凝土的变形差

4.1 钢筋与混凝土应变差的计算

裂缝最大间距内钢筋与混凝土的应变差 $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ 按下式计算:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (\text{EC2 Eq. 7.9})$$

其中: σ_s 开裂截面受拉钢筋的应力

$$k_t = 0.4 \quad (\text{长期开裂})$$

$$\rho_{p,eff} \text{ 有效配筋率: } \rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_p}{A_{c,eff}}$$

$A_{c,eff}$ 纵向受拉钢筋处的混凝土受拉区有效面积, $A_{c,eff} = b \times h_{c,ef}$

$$h_{c,ef} = \min \left\{ 2.5(h-d); \frac{h-x}{3}; \frac{h}{2} \right\}$$

短期开裂时, $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$; 长期开裂时, $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} (1 + \varphi_{cf})$, 其中 φ_{cf} 为混凝土徐变系数, 程序默认取 1.21, 用户

可通过覆盖项人为修改该数值。

以某框架梁为例, 当采用欧标验算该梁裂缝时, ETABS 程序会输出相应的裂缝宽度计算表格, 如下所示:

Crack Width (Part 1 of 2)

k_t Unitless	α_e Unitless	$h_{c,ef}$ mm	$\rho_{p,eff}$ Unitless	$A_{c,eff}$ cm ²	A_s cm ²	$0.6\sigma_s / E_s$ Unitless	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ Unitless
0.4	13.393939	107.5	0.042077	309.5	13	0.000951	0.001369

上表中, α_e 是钢筋和混凝土弹性模量比值, 由于是考虑长期开裂, 该比值考虑了徐变系数影响, $\rho_{p,eff}$ 是有效配筋率,

$A_{c,eff}$ 是纵向受拉钢筋处的混凝土受拉区有效面积。

4.2 裂缝最大间距的计算

当受压区的有粘结钢筋的间距 $\leq 5(c + 0.5\phi)$ 时, 最大裂缝间距按下式计算:

$$S_{r,\max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}} \quad (\text{EC2 Eq. 7.11})$$

其中: c 为纵向受力钢筋的保护层厚度, ϕ 为纵向钢筋直径。

当受压区的有粘结钢筋的间距 $> 5(c + 0.5\phi)$ 或受拉区采用无粘结钢筋时, 最大裂缝间距按下式计算:

$$S_{\max} = 1.3(h-x) \quad (\text{EC2 Eq. 7.14})$$



其中，(h-x)为中和轴到受拉区边缘的距离（参见图2）。

目前 ETABS 只按照 Eq. 7.11 计算 $S_{r,max}$ 。一般来说按照 Eq. 7.11 来计算是足够的，假定钢筋直径为 20mm，纵向钢筋保护层厚度为 40mm，则 $5 * (40 + 0.5 * 20) = 250mm$ 。该间距对大部分构件的配筋方案都能满足。

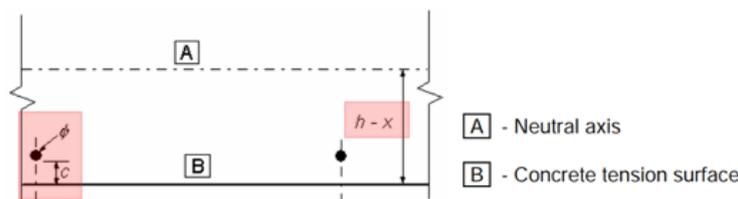


图2 裂缝宽度计算相关参数图示

以某框架梁为例，当采用欧标验算该梁裂缝时，ETABS 程序会输出相应的裂缝宽度计算表格，如下所示：

Crack Width (Part 2 of 2)							
Clear Cover mm	k-1 Unitless	k ₂ Unitless	Bar Diameter mm	S _{r,max} mm	W _k mm	W _k Limit mm	Status
35	0.8	0.5	16	183.6	0.3	0.4	OK

上表中，Clear Cover 是纵向受力钢筋的保护层厚度 c；Bar Diameter 是纵向钢筋直径 ϕ （当验算梁裂缝时，该值来源于设计覆盖项；当柱采用校核配筋验算裂缝时，该值来源于柱截面定义；当柱采用设计配筋验算裂缝时，该值根据柱截面定义的钢筋根数，按满足裂缝要求所需的最小配筋值，反算所需柱纵筋直径，此时柱纵筋直径可能不是整数直径）；S_{r,max} 是计算得到的最大裂缝间距；W_k 是裂缝宽度计算值；W_kLimit 是裂缝宽度限值，该数值可通过 EC2 表 7.1 确定，见本文 4.3 节。

4.3 裂缝宽度限值

下表为 EC2 表 7.1 关于裂缝宽度控制的建议值，用户可根据构件的暴露类别，选择合理的裂缝限值，该限值可通过混凝土设计覆盖项进行修改。

暴露类别	混凝土结构构件	有粘结预应力构件
	准永久组合下裂缝限值(mm)	频域组合下裂缝限值(mm)
X0,XC1	0.4	0.2
XC2,XC3,XC4	0.3	
XD1,XD2, XS1,XS2,XS3		

5. 挠度计算

当构件需通过计算确定挠度时，可采用下式计算：

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad (\text{EC2 Eq. 7.18})$$

式中：

α 为所考虑的变形参数，例如可为应变、曲率、转角（作为简化， α 也可取为挠度）；

α_I 、 α_{II} 分别为未开裂和完全开裂状态下计算的参数值；

ζ 为考虑截面受拉刚化的相关系数， $\zeta = 1 - \beta(\sigma_{sr}/\sigma_s)^2$ ；

σ_s 为按开裂截面计算的钢筋拉应力；

σ_{sr} 为引发初始开裂的荷载组合作用下，按开裂截面计算的钢筋拉应力；

受弯时， σ_{sr}/σ_s 可采用 M_{cr}/M 代替，纯拉时可采用 N_{cr}/N 代替，其中 M_{cr} 为开裂弯矩， N_{cr} 为开裂轴力，如果构件未开裂，则 $\zeta = 0$



β 为考虑荷载持续时间或反复荷载对平均应变影响的系数，对于单个短期荷载 $\beta = 1.0$

ETABS 程序可通过设置考虑长期开裂影响的荷载工况（图 3）以及考虑短期开裂影响的荷载工况（图 4），直接计算混凝土梁和楼板的长期挠度。程序根据构件配筋，迭代计算构件的弯曲刚度修正系数，进而计算考虑了弯曲刚度修正系数后的位移，直到两次计算得到的最大位移差值满足容差要求或者达到最大迭代数量，则终止计算。

若想详细了解程序计算原理，可参考往期的技术通讯文章：[SAFE 中考虑徐变和收缩效应的长期挠度分析](#)。

另外，EC2 第 7.4.1 条有混凝土构件挠度限值的详细规定，用户若有需要可查阅规范具体条款，本文在此不细述。

其实，EC2 第 7.4.2 条规定，对跨度小于 7.5m 的构件，满足规范规定的跨高比 l/d 后，不需再验算构件挠度。具体计算细节，用户可查阅 EC2 第 7.4.2 节，本文在此不细述。

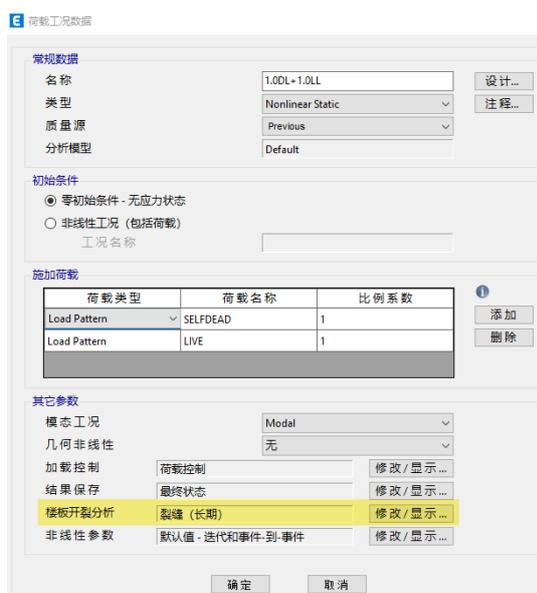


图 3 考虑长期开裂影响的荷载工况

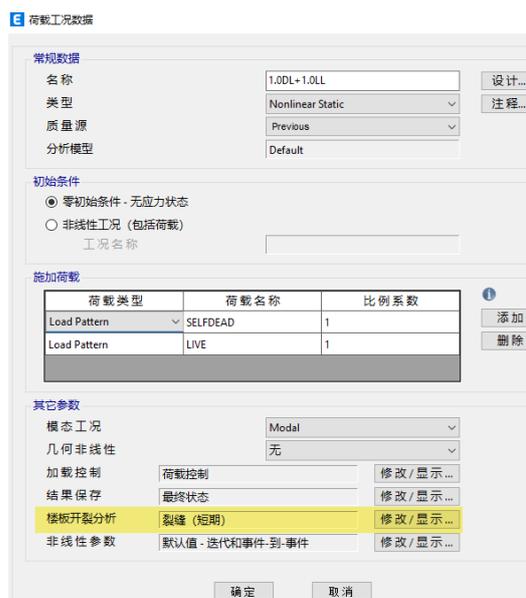


图 4 考虑短期开裂影响的荷载工况

6. 裂缝验算相关的设计覆盖项（裂缝验算）

ETABS 软件可根据 EC2 进行混凝土构件的裂缝计算，图 5 是 ETABS 中跟裂缝验算相关的混凝土框架设计覆盖项，各项的意义见表 1。

20	Effective Creep Ratio, Phi_ef	0
21	Serviceability: Conc. Comp. Stress Limit k1	0
22	Serviceability: Steel Tensile Stress Limit k3	0
23	Serviceability: Exposure Class	XC1
24	Serviceability: Crack Width Limit	0.4
25	Serviceability: Concrete Age at Cracking	0
26	Serviceability: Cement Type	Class R
27	Serviceability: Loading Duration	Long Term
28	Longitudinal Rebar Size Top	16
29	Longitudinal Rebar Size Bottom	16
30	Is Longitudinal Rebar Ribbed?	Program Determined

图 5 混凝土框架设计覆盖项（裂缝验算）



表 1 混凝土框架设计覆盖项（裂缝验算）

NO.	项	默认值及说明
20	Effective Creep Ratio, Phi ef	徐变系数，“程序确定”取1.21，当第27项荷载考虑长期效应时，会影响裂缝计算值
21	Serviceability: Conc. Comp. Stress Limit k1	对应 $k_1 f_{ck}$ 中的 k_1 ，确定混凝土压应力限值，默认0.6
22	Serviceability: Steel Tensile Stress Limit k3	对应 $k_3 f_{yk}$ 中的 k_3 ，确定钢筋拉应力限值，默认0.8
23	Serviceability: Exposure Class	暴露类别，参考EC2表7.1N，默认取X0
24	Serviceability: Crack Width Limit	裂缝宽度限值，参考EC2表7.1N，默认0.4
25	Serviceability: Concrete Age at Cracking	开始裂缝计算时的混凝土龄期，程序默认取28days，该数值会影响 f_{cteff} 计算
26	Serviceability: Cement Type	水泥型号，参考EC2 Eq.3.2
27	Serviceability: Loading Duration	荷载作用时间，分为长期荷载（Long Term）和短期荷载（Short Term），对应准永久组合和标准组合
28	Longitudinal Rebar Size Top	顶部纵向钢筋直径
29	Longitudinal Rebar Size Bottom	底部纵向钢筋直径
30	Is Longitudinal Rebar Ribbed?	纵向钢筋是否带肋

7. 裂缝验算计算书

正常使用状态下混凝土构件的裂缝、混凝土应力、钢筋应力均可通过命令【设计>混凝土框架设计>显示设计信息】，在视窗中显示（图 6）。此外，ETABS 还可以输出每个构件在所有荷载组合下的设计细节数据（图 7），这些结果以表格文档的方式显示，可转化为 Word 格式保存为计算书。操作方式是，在显示设计结果的视窗中，选择某根构件，点击右键，在弹出的对话框中选择“Crack Width”，然后点击“细节”按钮，即出现如图 7 所示的对话框。



图 6 ETABS 混凝土梁设计信息（Crack Width）

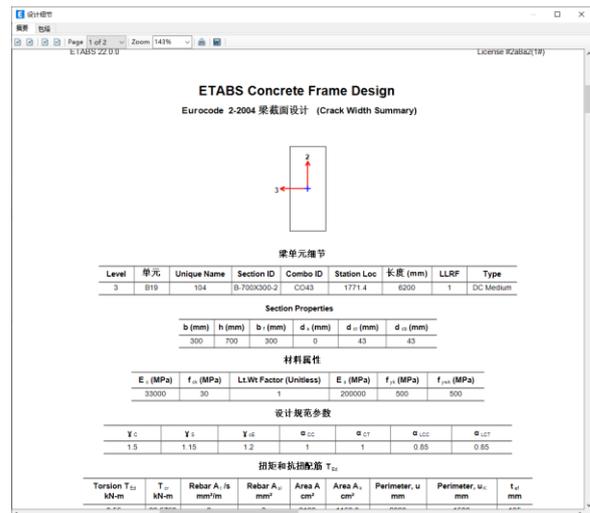


图 7 ETABS 输出的设计细节

以下是对设计细节的详细说明。



Beam Element Details

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
3	B19	104	B-700X300-2	CO43	1771.4	6200	1	DC Medium

上表是单元的基本信息，前七项来自模型定义，LLRF（活荷载折减系数）由程序计算，Type（框架类型）来自设计覆盖项定义。

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b _f (mm)	d _s (mm)	d _{ct} (mm)	d _{cb} (mm)
300	700	300	0	43	43

上表是截面尺寸信息，来自截面定义。d_{ct}是指截面边缘到受拉纵筋中心的距离，d_{cb}是指截面边缘到受压纵筋中心的距离。

Material Properties

E _c (MPa)	f _{ck} (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	E _s (MPa)	f _{yk} (MPa)	f _{ywk} (MPa)
33000	30	1	200000	500	500

上表是材料信息，来自材料定义。其中 Lt.Wt Factor 指轻质混凝土系数，对于普通混凝土取 1.0。

Design Code Parameters

γ _c	γ _s	γ _{ce}	α _{CC}	α _{CT}	α _{LCC}	α _{LCT}
1.5	1.15	1.2	1	1	0.85	0.85

上表是设计规范参数，程序有默认取值，可通过设计首选项或覆盖项修改。这些参数会直接影响设计结果。其中：γ_c指混凝土强度分项系数，欧标建议持久和短暂工况取 1.5、对于偶然工况取 1.2、程序默认值为 1.5；γ_s指钢筋材料强度分项系数，欧标建议持久和短暂工况取 1.15、对于偶然工况取 1.0、程序默认值为 1.15；γ_{ce}指混凝土弹性模量分项系数，程序默认值为 1.2，名义刚度法计算弯矩放大系数时，会用到该数值计算弹性模量设计值，参见 EC2 式 (5.27)；α_{CC}指考虑混凝土抗压强度长期效应不利影响的系数，程序默认值为 1.0；α_{CT}指考虑混凝土抗拉强度长期效应不利影响的系数，程序默认值为 1.0；α_{LCC}指考虑轻质混凝土抗压强度长期效应不利影响的系数，程序默认值为 0.85；α_{LCT}指考虑轻质混凝土抗拉强度长期效应不利影响的系数，推荐值为 0.85。

Design Reinforcement

Top As mm ²	Bottom As mm ²
0	1302

上表是裂缝验算的配筋信息。Top As 是指顶部钢筋所需配筋为 0，Bottom As 是指底部钢筋所需配筋为 1302mm²

Moments

M _{y,Ed} kN-m	M _{crack} kN-m	M _{max,Rd} kN-m	Status
240.2706	86.0808	419.9305	Cracked

上表是弯矩信息。M_{y,Ed}是裂缝验算的弯矩标准值，M_{crack}是截面对应的开裂弯矩值，M_{max,Rd}是最大受弯承载力。当



$M_{crack} < M_{y,Ed} < M_{max,Rd}$ 时，表示截面开裂（Cracked）。

Stress Limitation

Neutral Axis Angle deg	Neutral Axis Depth mm	σ_c Limit MPa	σ_c Compr + MPa	Status	σ_s Limit MPa	σ_s Tens + MPa	Status
0	224.3	18	12.26	OK	400	316.93	OK

上表是应力限值表。其中，Neutral Axis Angle 是截面中和轴与截面局部 3 轴的夹角，由于框架梁是单向受弯，因此夹角为 0；当构件为双向受弯构件，比如框架柱时，Neutral Axis Angle 将由程序自动迭代计算，其数值将不是零。Neutral Axis Depth 是截面受压区高度。 $\sigma_{c,limit}$ 为混凝土压应力限值，默认取 $0.6f_{ck}$ ，本例 $f_{ck}=30\text{MPa}$ ，因此 $\sigma_{c,limit}=18\text{MPa}$ 。 $\sigma_{c,Compr+}$ 为混凝土压应力最大值。 $\sigma_{s,limit}$ 为钢筋拉应力限值，默认取 $0.8f_{yk}$ ，本例 $f_{yk}=500\text{MPa}$ ，因此 $\sigma_{s,limit}=400\text{MPa}$ 。 $\sigma_{s,Tens+}$ 为钢筋拉应力值。

Minimum Reinforcement

σ_s MPa	k_c Unitless	k Unitless	$f_{ct,eff}$ MPa	A_{ct} cm ²	$A_{s,min}$ cm ²	A_s cm ²	Status
500	0.4	0.72	2.9	984.3	1.6	13	OK

上表是最小配筋计算表。其中 $\sigma_s = f_{yk} = 500\text{MPa}$ ， A_{ct} 为未开裂截面的混凝土受拉区面积、程序自动计算， $A_{s,min}$ 为裂缝控制所需最小配筋量， A_s 为抗裂计算配筋 13.02cm^2 ，对应 Design Reinforcement 表中配筋数据。

Crack Width (Part 1 of 2)

k_t Unitless	α_e Unitless	$h_{c,eff}$ mm	$\rho_{p,eff}$ Unitless	$A_{c,eff}$ cm ²	A_s cm ²	$0.6\sigma_s / E_s$ Unitless	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ Unitless
0.4	13.393939	107.5	0.042077	309.5	13	0.000951	0.001369

上表是裂缝宽度计算表格（1/2），各参数具体含义见本文第 3.2 节。需要注意的是，该构件是考虑长期荷载效应作用下的裂缝验算，因此 k_t 取 0.4， $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}(1 + \varphi_{ef}) = \frac{200000 \times (1 + 1.21)}{33000} = 13.394$ 。

Crack Width (Part 2 of 2)

Clear Cover mm	k-1 Unitless	k_2 Unitless	Bar Diameter mm	$S_{r,max}$ mm	W_k mm	W_k Limit mm	Status
35	0.8	0.5	16	183.6	0.3	0.4	OK

上表是裂缝宽度计算表格（2/2），上表中，Clear Cover 是纵向受力钢筋的保护层厚度 c ；Bar Diameter 是纵向钢筋直径 Φ ； $S_{r,max}$ 是最大裂缝间距； W_k 是裂缝宽度计算值； W_k Limit 是裂缝宽度限值，该数值可通过 EC2 表 7.1 确定。

8. 小结

综上所述，ETABS 会基于 EC2 规范，验算构件混凝土和钢筋的应力限值、混凝土的裂缝宽度，也可通过设置长期开裂影响和短期开裂影响的荷载工况，直接计算混凝土构件的长期挠度。此外，本文 ETABS 输出的裂缝宽度设计细节信息进行了解释，据此用户可更深入地了解程序的计算过程和结果。

参考资料

- [1] 贡金鑫、魏巍巍、胡家顺. 中美欧混凝土结构设计[M]. 北京：中国建筑工业出版社，2007.
- [2] 贡金鑫、车轶、李荣庆. 混凝土结构设计（按欧洲规范）[M]. 北京：中国建筑工业出版社，2009.
- [3] Eurocode 2: Design of concrete structures (Part 1-1: General rules and rules for buildings). EN 1992-1-1 [S]. 2004.
- [4] Computers & Structures Inc. ETABS v22.1.0 联机帮助文档 Concrete Frame Design Manual(Eurocode 2-2004 with 8-2004).

SAP2000 预应力混凝土梁分析的验证算例

筑信达 张志国

本文以图 1 所示的混凝土简支梁为例，主要介绍 SAP2000 中预应力钢筋采用的一种预应力损失计算方法，同时对比理论计算与 SAP2000 框架单元、壳单元和实体单元的结果差异，包括跨中截面的弯矩、挠度以及截面顶部和底部的正应力。本算例取自 CSI Analysis Verification Examples 1-009/2-020/5-009，关于预应力损失的更多计算方法，我们会在后续的文章中一一介绍。

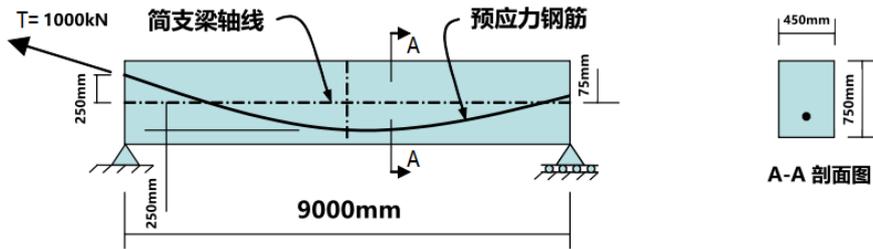


图 1 混凝土简支梁及预应力钢筋示意图

1. 基本信息

如图 1 所示，本例采用后张法张拉预应力钢筋的左端，预拉力 $T=1000\text{kN}$ 。混凝土的弹性模量为 $E_c=25\text{GPa}$ ，预应力钢筋的弹性模量为 $E_p=200\text{GPa}$ 。根据混凝土简支梁的截面尺寸以及预应力钢筋的直径可计算以下截面常数：

- 横截面面积 $A_c = BH = 337500\text{mm}^2$
- 截面惯性矩 $I = BH^3 / 12 = 1.582 \times 10^{10} \text{mm}^4$
- 截面剪切面积 $A_s = 5A_c / 6 = 281250\text{mm}^2$
- 预应力钢筋的横截面面积 $A_p = 1000\text{mm}^2$

此外，本算例仅考虑预应力钢筋弹性收缩和孔道摩擦引起的预应力损失，忽略锚具变形、混凝土收缩和徐变以及预应力钢筋应力松弛产生的预应力损失。关于孔道摩擦引起的预应力损失，预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦系数（即曲率系数）为 0.15，考虑孔道单位长度局部偏差的摩擦系数（即摆动系数）为 0.004/m。

2. 理论计算

2.1 预应力钢筋的几何参数

如图 2 所示，以混凝土简支梁轴线的最左端作为坐标原点，自左向右为 X 轴正方向。根据预应力钢筋在简支梁左端、右端和跨中截面处的偏心距，计算预应力钢筋的抛物线方程及其左右两端的斜率和转角。

预应力钢筋的抛物线方程：

$$e(x) = \left(\frac{1650}{9000^2} \right) x^2 - \left(\frac{1825}{9000} \right) x + 250$$

预应力钢筋左端的斜率和转角：

$$\text{斜率 } k_L = -0.2080, \quad \text{转角 } \theta_L = \text{Atan}(k_L) = -11.463^\circ = -0.200\text{rad}$$

预应力钢筋右端的斜率和转角：

$$\text{斜率 } k_R = 0.1639, \quad \text{转角 } \theta_R = \text{Atan}(k_R) = 9.307^\circ = 0.1624\text{rad}$$

2.2 预应力钢筋的预应力损失

孔道局部偏差引起的预应力损失比为 $0.004 \times 9 = 0.036$ ，预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦产生的预应力损失比为 $0.15 \times (\theta_R -$

$\theta_L=0.05438$ ，据此计算预应力钢筋弹性收缩产生的预应力损失。

预应力钢筋弹性收缩前简支梁左端的等效轴向荷载：

$$N_{0L} = 1000 \cos(11.463^\circ) = 980 \text{ kN}$$

预应力钢筋弹性收缩前简支梁右端的等效轴向荷载：

$$N_{0R} = 1000(1 - 0.05438 - 0.036) \cos(9.307^\circ) = 897.6 \text{ kN}$$

混凝土简支梁的轴向变形：

$$\Delta_c = \frac{N_{0L} + N_{0R}}{2E_c A_c} L = 1.00 \text{ mm}$$

预应力钢筋弹性收缩产生的预应力损失：

$$\frac{E_p A_p \Delta_c}{L} = 22.25 \text{ kN} \text{ 或 } \frac{E_p \Delta_c}{L} = 22.25 \text{ MPa}$$

2.3 预应力钢筋的等效荷载

考虑上述三种预应力损失，计算预应力钢筋在简支梁左右两端的三个等效荷载分量。

预应力钢筋弹性收缩后简支梁左端的等效荷载：

$$N_L = (1000 - 22.25) \cos(11.463^\circ) = 958.25 \text{ kN}$$

$$V_L = (1000 - 22.25) \sin(11.463^\circ) = 194.31 \text{ kN}$$

$$M_L = 250 \text{ mm} \times N_L = 239.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

预应力钢筋弹性收缩后简支梁右端的等效荷载：

$$N_R = (1000(1 - 0.05438 - 0.036) - 22.25) \cos(9.307^\circ) = 875.69 \text{ kN}$$

$$V_R = (1000(1 - 0.05438 - 0.036) - 22.25) \sin(9.307^\circ) = 143.51 \text{ kN}$$

$$M_R = 75 \text{ mm} \times N_R = 65.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

为简化手算过程，本例假设简支梁内部的等效荷载均匀分布。该假设会引入一定的计算误差，全部等效荷载无法组成自平衡体系，存在微小（约 6kN）的竖向支座反力。

$$\text{轴向均布荷载: } \frac{N_L - N_R}{L} = 9.17 \text{ kN/m}$$

$$\text{竖向均布荷载: } \frac{V_L + V_R}{L} = 37.54 \text{ kN/m}$$

综上，预应力钢筋在混凝土简支梁左右两端产生的等效集中荷载和在简支梁内部产生的等效均布线荷载，如图 2 所示。

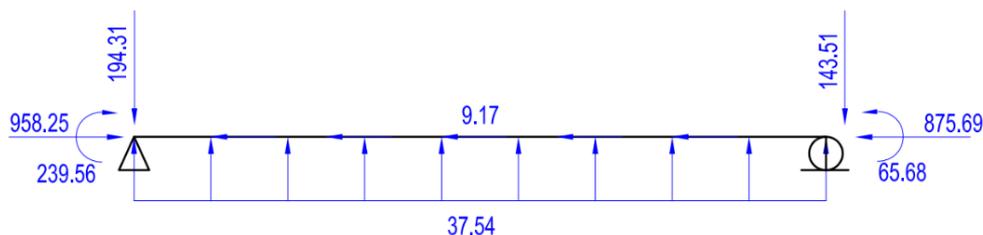


图 2 预应力钢筋的等效荷载示意图（理论计算）

2.4 混凝土简支梁的内力和挠度计算

如图 2 所示，根据预应力钢筋的等效荷载计算跨中截面的弯矩、挠度以及截面顶部和底部的正应力。

根据静定结构的平衡方程计算跨中截面的弯矩：

$$M_c = 65.68 + 37.54 \times 4.5^2 / 2 - 143.54 \times 4.5 - 6 \times 4.5 = -227 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

根据跨中截面的弯矩和轴力计算截面顶部和底部的正应力：

$$\sigma_{top} = \frac{M_c}{I} \frac{H}{2} + \frac{N_R + N_L}{2A_c} = 2.675 \text{ MPa} (\text{拉应力})$$

$$\sigma_{bot} = -\frac{M_c}{I} \frac{H}{2} + \frac{N_R + N_L}{2A_c} = -8.109 \text{ MPa} (\text{压应力})$$

利用单位荷载法计算跨中截面的挠度（同时考虑弯曲变形和剪切变形）：

$$U_z = \int_0^L \frac{\bar{M} M_P}{E_c I} dx + \int_0^L \frac{\bar{F}_s F_{SP}}{G_c A_s} dx = 4.34 \text{ mm} (\text{反拱})$$

3. SAP2000 数值解

SAP2000 提供预应力钢筋的两种模拟方法，即：荷载法和单元法。荷载法以等效荷载的方式计算结构响应，忽略钢筋本身的刚度、质量和重量，仅适用于线性分析。单元法以钢束单元的等效应变荷载计算结构响应，可以考虑钢筋本身的刚度、质量和重量，既可用于线性分析，也可用于非线性分析。

本算例为线性分析，上述两种方法均适用，后续也会对比两种方法的计算结果。采用荷载法时，用户应输入预应力钢筋弹性收缩产生的预应力损失，如图 3 所示。采用单元法时，SAP2000 自动计算预应力钢筋弹性收缩产生的预应力损失，用户输入 0 即可。

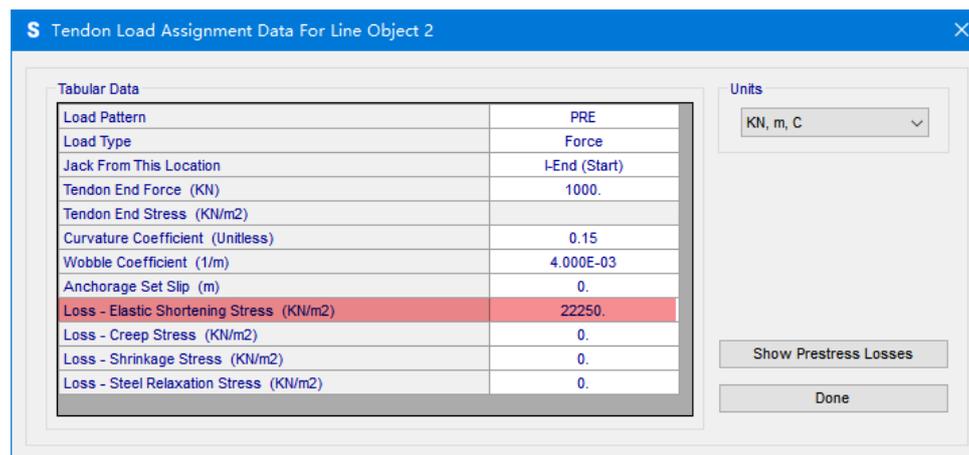


图 3 预应力钢筋的预拉力和预应力损失

如图 4 所示，对比 SAP2000 和前文理论计算的预应力钢筋的等效荷载（图 2）可以看出，借助钢束离散化及其数值算法，SAP2000 可以更准确地计算简支梁内部非均布的等效线荷载，以此规避“全部等效荷载无法组成自平衡体系”所引起的误差。

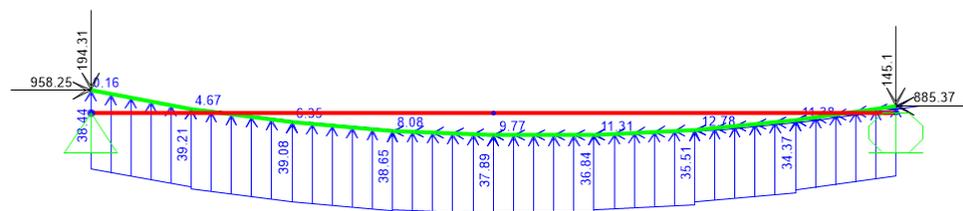


图 4 预应力钢筋的等效荷载示意图（SAP2000）

3.1 框架单元

如图 5 所示，为了快速准确地输出跨中截面的计算结果，建议将简支梁二等分生成中间节点，但无需进一步细化以增加单元数量。预应力钢筋的最大离散化长度会影响等效荷载和钢束单元的计算精度，荷载法采用的最大离散化长度为 1.5m，单

元法采用的最大离散化长度为 1.5m 和 0.3m。

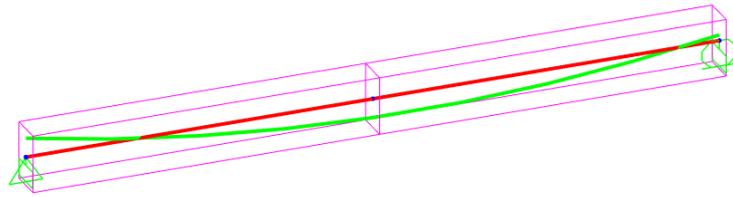


图 5 框架单元计算模型

如表 1 所示，荷载法的计算精度略低于单元法；随着预应力钢筋的最大离散化长度逐步减小，单元法的计算精度逐步提高。由于前述理论计算采用“简支梁内部的等效均布荷载”假定，后续表 1~3 中的“理论解”本身存在误差。因此，误差为 0% 也不代表 SAP2000 的计算结果就是真实解，此处可以理解为一种“巧合”。换言之，如果继续减小预应力钢筋的离散化长度（如 0.1m），基于“理论解”的计算误差可能反而会增大，但计算精度却是在提高，因为 SAP2000 在逐步逼近一个未知的难以手算的真实解。

表 1 框架单元的计算结果

模拟方法	计算结果	SAP2000	理论解	误差
荷载法	跨中挠度	4.46	4.34	2.8%
单元法 (1.5m)		4.26		-1.8%
单元法 (0.3m)		4.34		0.0%
荷载法	跨中弯矩	-234	-227	3.1%
单元法 (1.5m)		-230		1.3%
单元法 (0.3m)		-227		0.0%

3.2 壳单元

如图 6 所示，为了提高壳单元的计算精度，本例采用的网格密度为“沿高度 4 等分，沿跨度 10 等分”。荷载法和单元法采用的预应力钢筋的最大离散化长度均为 0.3m。

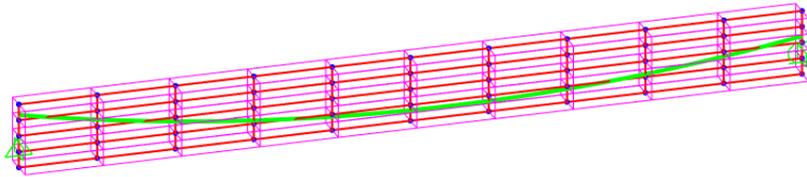


图 6 壳单元计算模型

如表 2 所示，SAP2000 壳单元的计算结果与理论解之间的微小误差与理论计算中采用的“简支梁内部的等效均布荷载”假定有关。框架单元和壳单元采用的力学基础不同，二者无法获得完全相同的结果。例如：壳单元可以考虑沿截面高度的拉压变形及其应力，但框架单元采用的平截面假定无法考虑这一点。

表 2 壳单元的计算结果

模拟方法	计算结果	SAP2000	理论解	误差
荷载法	跨中挠度	4.31	4.34	-0.7%
单元法		4.21		-3.0%
荷载法	顶部正应力	2.723	2.675	1.8%
单元法		2.643		-1.2%
荷载法	底部正应力	-8.235	-8.109	1.6%
单元法		-8.004		-1.3%

3.4 实体单元

实体单元属于空间连续体单元，每个节点有三个平动自由度，无转动自由度。由于简支梁以弯曲变形为主，故采用非协调实体元提高计算精度。如图7所示，为了提高实体单元的计算精度，本例采用的网格密度为“沿高度4等分，沿跨度10等分，沿厚度2等分”。荷载法和单元法采用的预应力钢筋的最大离散化长度均为0.3m。

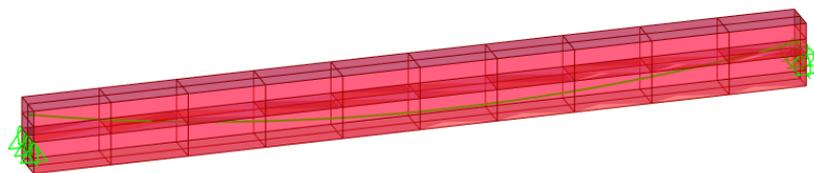


图7 实体单元计算模型

如表3所示，SAP2000 实体单元的计算结果与理论解之间的微小误差与理论计算中采用的“简支梁内部的等效均布荷载”假定有关。壳单元和实体单元采用的力学基础不同，二者也无法获得完全相同的结果。例如：实体单元可以考虑沿截面宽度由泊松效应引起的拉压变形及其应力，但壳单元采用的厚度不变假定无法考虑这一点。

表3 实体单元的计算结果

模拟方法	计算结果	SAP2000	理论解	误差
荷载法	跨中挠度	4.30	4.34	-0.9%
单元法		4.20		-3.2%
荷载法	顶部正应力	2.629	2.675	-1.7%
单元法		2.549		-4.7%
荷载法	底部正应力	-8.151	-8.109	0.5%
单元法		-7.920		-2.3%

4. 小结

- 1) 通过定义预应力钢筋的曲率系数和摆动系数，SAP2000 可以准确计算孔道摩擦和局部偏差引起的预应力损失。此外，SAP2000 也可以计算锚具变形引起的预应力损失，但本算例未涉及。
- 2) 对于混凝土的收缩和徐变、预应力钢筋的应力松弛和弹性收缩所引起的预应力损失，如果采用荷载法，用户需要手动输入；如果采用单元法，SAP2000 可以自动计算。
- 3) 由于抛物线形的预应力钢筋在理论计算时引入“等效均布线荷载”的简化假定，SAP2000 框架单元、壳单元和实体单元的计算结果与理论解略有差异，最大误差不足 5%。如果采用直线形的预应力钢筋，在理论计算中无需引入上述假定，SAP2000 可以输出与理论解完全相同的计算结果。
- 4) 本算例以“线性分析”计算预应力钢筋产生的等效荷载及构件的内力和挠度，故荷载法和单元法均可采用。如果用户需要在后续计算中利用阶段施工分析考虑混凝土或钢筋的时变属性，则只能采用单元法。整体来讲，单元法的适用范围更广，计算精度更高，但计算量往往也更大。

参考资料

- [1] CSI Analysis Reference Manual[M]. 2017
- [2] 顾祥林. 混凝土结构基本原理[M]. 上海: 同济大学出版社, 2004

Leapfrog Energy 海上风电场工程三维地质建模与应用

筑信达 郭晓通

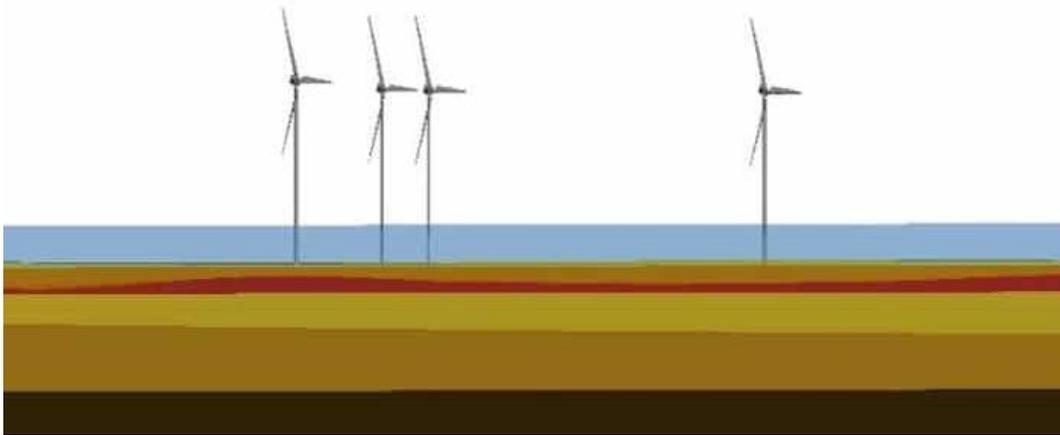
1. Leapfrog Energy 概述

Leapfrog Energy 是 Seequent 推出的面向能源领域的动态三维地质建模软件包，可以应用于海上风电、石油、天然气、地热、压缩空气储能、碳捕集利用与封存等多个能源领域。

Leapfrog Energy 是一款直观的、基于工作流的三维地质建模软件。Leapfrog Energy 将地理信息系统、地形地貌、地质调查、地球物理、钻探、原位测试与岩土试验等各类地球科学与岩土工程数据整合到一个三维可视化的环境中，将地质、流动和数值模型进行结合。工程师可以根据多学科数据快速构建三维地质模型；通过不断测试和更新、完善三维地质模型来进行地层展布、地层属性、地质与岩土工程条件的预测；可以使用普通和简单克里格、反比例加权、最近邻、径向基函数等多种地质统计学方法进行地质与岩土数据的分析、统计和解释。

2. Leapfrog Energy 与海上风电场三维地质建模

2.1 精细三维地质模型在海上风电场工程中的价值



三维建模技术在促进海上风电场工程生命周期内的经济性和可持续性方面具有重要价值。

- 1、 隐式三维地质建模的过程本身也是对海洋地质结构的查明与判断推测过程，伴随着勘查手段与勘探点数量的增加，三维地质模型逐渐被完善和动态修正。同时，三维地质模型也实时影响着勘探手段的选择、勘探点的布置（如地球物理测试的方式与方法，静力触探和勘探钻孔的位置与数量等），这影响着整个岩土工程勘察过程的经济性和有效性。
- 2、 地球物理测试、原位测试、钻探等技术是海洋地质勘查中的常见技术手段。过去，一维的钻孔数据被更多地应用于风机的规划和基础设计。地球物理，特别是高分辨率技术的使用（如三维超高分辨率 UHR 调查）、静力触探数据的应用与数据解释可以为地质结构与属性的获取提供更精细和丰富的依据。三维地质建模技术，可以很好地将三者进行结合。
- 3、 通过精确的地质数据采集与分析，三维地质建模技术将海底地质结构透明化，工程师可以很方便地理解并向所有工程利益相关者传达完整的地质与岩土条件，通过三维模型交流见解。三维地质模型帮助工程师识别潜在的地质风险，如软弱土层、断层等，这些因素对基础设施的稳定性至关重要。
- 4、 三维地质建模技术可以为海上风电项目的选址、设计和施工提供科学依据。通过对拟建区域地质结构的精细把控，工程师能够选择地质条件更有利的风机机位，能够优化基础设计，减少设计与维护成本。
- 5、 通过精准的地质评估，项目可以更好地融入生态环境，降低对海洋生态的影响，推动绿色能源的发展。

2.2 Leapfrog Energy 在海上风电项目中的优势

Leapfrog 系列软件的核心技术特点是复杂地质条件下三维模型的构建能力。在海上风电领域，海洋地质勘探往往涉及较



多覆盖层相关内容。对于覆盖层类型较多、覆盖层分布较复杂区域的地质建模，特别是涉及互层、尖灭、透镜体问题时，常规的一些曲面建模算法往往进行无法处理或极其耗时。Leapfrog Energy 可以针对不同成因类型、分布特征的覆盖层选择不同的曲面建模算法。如选择“沉积”和“侵蚀”类型的曲面构建方法时，可以很容易地处理互层和尖灭问题；选择“侵入”类型的曲面构建方法，特别适合应用于分布不规则的海洋土层透镜体的建模。

地球物理与静力触探数据的解释同样是海上风电岩土工程勘察中面临的问题。Leapfrog Energy 具有数据统计和公式、逻辑编辑功能，一方面帮助工程师分析数据分布规律与特征，另一方面工程师可以基于自定义的静力触探/地球物理数据解释方法进行地层分层、地层属性定义及应用于三维地质模型、数值模型的创建。

Leapfrog Energy 具有非常优秀的三维渲染效果，并提供了免费的模型查看器，方便工程师之间进行模型交流，项目成果进行三维可视化展示；Leapfrog Energy 具有与其它数据平台之间的交互能力，Leapfrog Energy 创建的三维地质模型可以与各 BIM 平台下的 BIM 模型进行结合，也有机会与项目的监测、维护进行结合，为项目运营提供助力。

3. 某海上风电场三维地质模型创建过程

3.1 地形数据的可视化与地表建模

项目中的地形数据通过多波束测深系统获取，多波束测深系统能够有效地探测海床地形，从而得到高精度的三维地形图。图 1 为通过地形点云数据构建的海床三维表面模型，点云数据间隔为 5m。

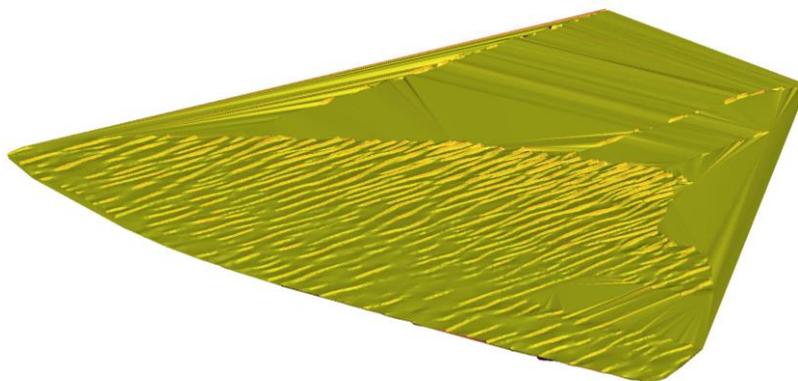


图 1 海床表面三维模型

3.2 静力触探的可视化及模型创建

静力触探数据的常规成果数据包括贯入阻力、修正的锥头阻力、侧壁摩阻力、摩阻比等，将静力触探数据成果按位置和深度（图 2）分别整理成表格，导入到 Leapfrog Energy。在 Leapfrog Energy 中可以对静力触探各数据结果进行可视化。如图 3 所示，通过插值，静力触探成果可以以数值模型的方式进行可视化显示，通过对修正的锥头阻力属性（图 4）的数值模型创建，可以初步判断区域内土层的软弱程度。

location	from	Depth	Cone	Qnet-	qt	Friction	Pore2	Bq	Fric_ratio
HKZ1-BH01	0	50	0.4328	-0.433	0.5669			-0.085	
HKZ1-BH01	50	50.02	1.0102	0.1437	1.1441		0.536	0.1181	
HKZ1-BH01	50.02	50.04	1.8648	0.9981	1.9989		0.5361	0.0374	
HKZ1-BH01	50.04	50.06	2.4228	1.5549	2.5561	0.0087	0.5313	0.0214	0.3983
HKZ1-BH01	50.06	50.08	3.155	2.2839	3.2855	0.0127	0.5168	0.0095	0.4418
HKZ1-BH01	50.08	50.1	3.7565	2.8777	3.8797	0.02	0.4886	-0.003	0.5532
HKZ1-BH01	50.1	50.12	4.062	3.1802	4.1826	0.0318	0.4686	-0.006	0.7939
HKZ1-BH01	50.12	50.14	4.816	3.9247	4.9275	0.0428	0.4429	-0.014	0.9211
HKZ1-BH01	50.14	50.16	5.8788	4.9837	5.9869	0.054	0.4372	-0.014	0.9571
HKZ1-BH01	50.16	50.18	6.9754	6.0857	7.0893	0.066	0.4582	-0.008	0.9856
HKZ1-BH01	50.18	50.2	8.0615	7.1756	8.1796	0.0819	0.4755	-0.004	1.0561
HKZ1-BH01	50.2	50.22	8.7855	7.9036	8.908	0.0955	0.4922	-0.002	1.1169
HKZ1-BH01	50.22	50.24	8.924	8.0408	9.0456	0.1005	0.4883	-0.002	1.1272
HKZ1-BH01	50.24	50.26	8.9352	8.0576	9.0628	0.103	0.5118	0.001	1.1554
HKZ1-BH01	50.26	50.28	9.0231	8.1451	9.1507	0.1104	0.511	0.0009	1.2314

图 2 静力触探数据表

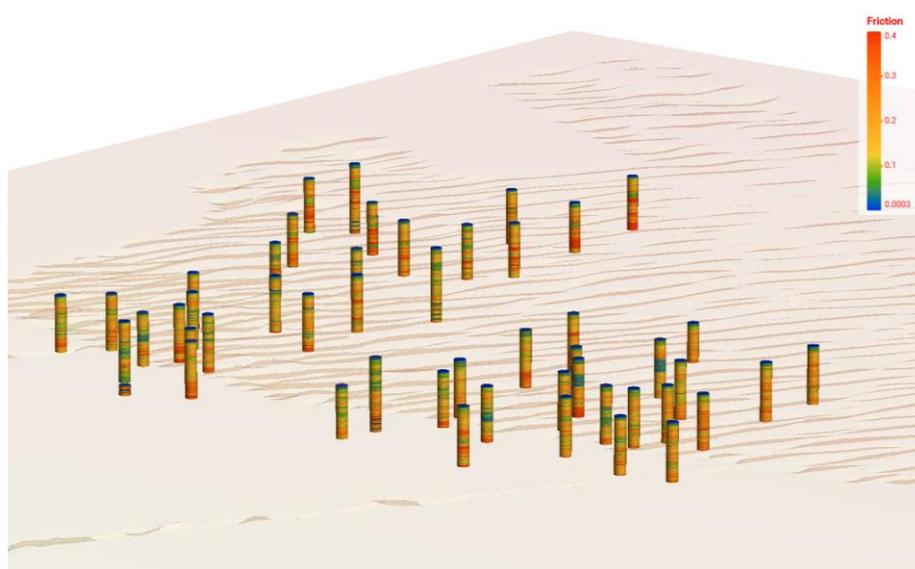


图3 静力触探及锥侧摩阻力分布图

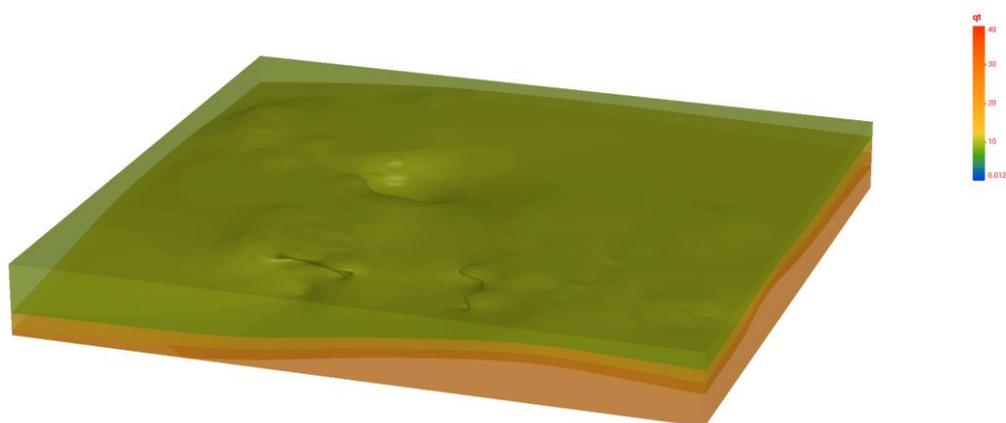


图4 修正的锥头阻力 q_t 属性分布模型

静力触探数据可以进行数据解释，并作为土层划分的依据，常用的数据解释方法包括 Robertson、CUR3 等。Leapfrog Energy 中，支持变量的自定义功能，并允许用户编辑逻辑和公式来进行数据的分析和解释。如图 5 所示，项目中首先通过修正的锥头阻力和摩阻力值，计算了土层分层指标 Soil Behaviour Index，再根据该指标的大小将土层总体分为了 5 层，分别为 Silty clay to clay, Peats, Silty sand to sandy silt, Clean sand to silty sand, Clayey silt to silty clay。各静力触探机位的土层分层结果如图 6 所示。

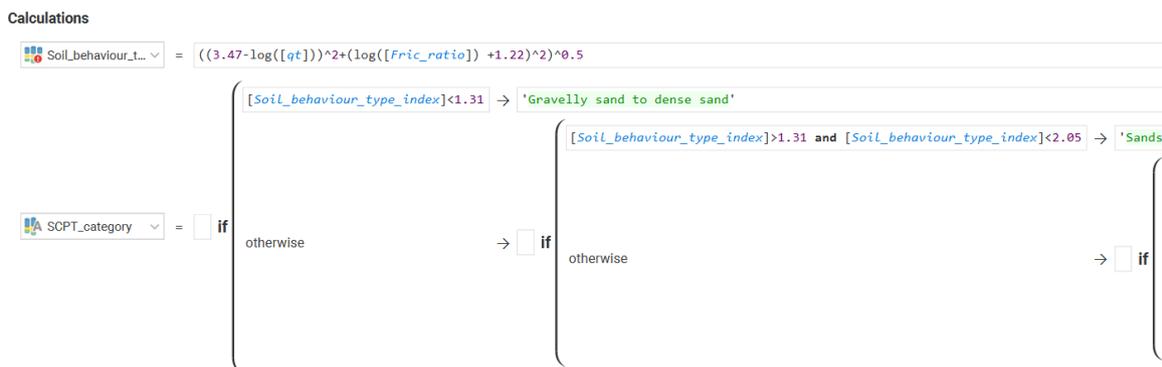


图5 基于静力触探成果进行土层分层

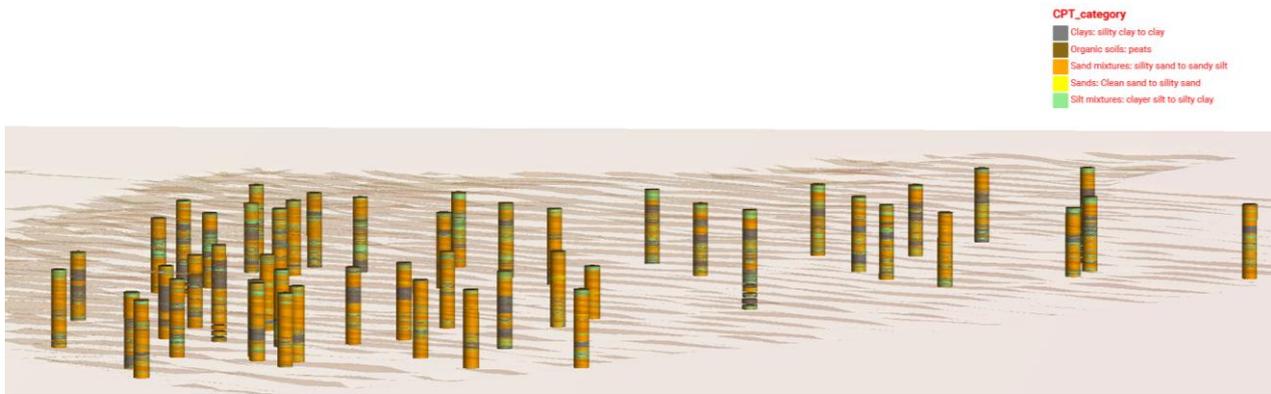


图 6 土层分层结果的可视化

通过对静力触探成果进行解释完成土层划分后，可以开始进行初步的三维地质模型创建。Leapfrog Energy 的三维地质模型创建流程包括：1、定义模型的地表面；2、定义模型范围；3、定义断层或其它不连续面；4、定义各土层之间的接触曲面/体。根据本模型中各土层的分布特征，在创建接触曲面时选择“侵入”的接触方式，并选择接触曲面创建的数据为静力触探分层数据 SCPT_category。创建好的各土层曲面/体模型以及整体的三维地质模型如图 7-10 所示。

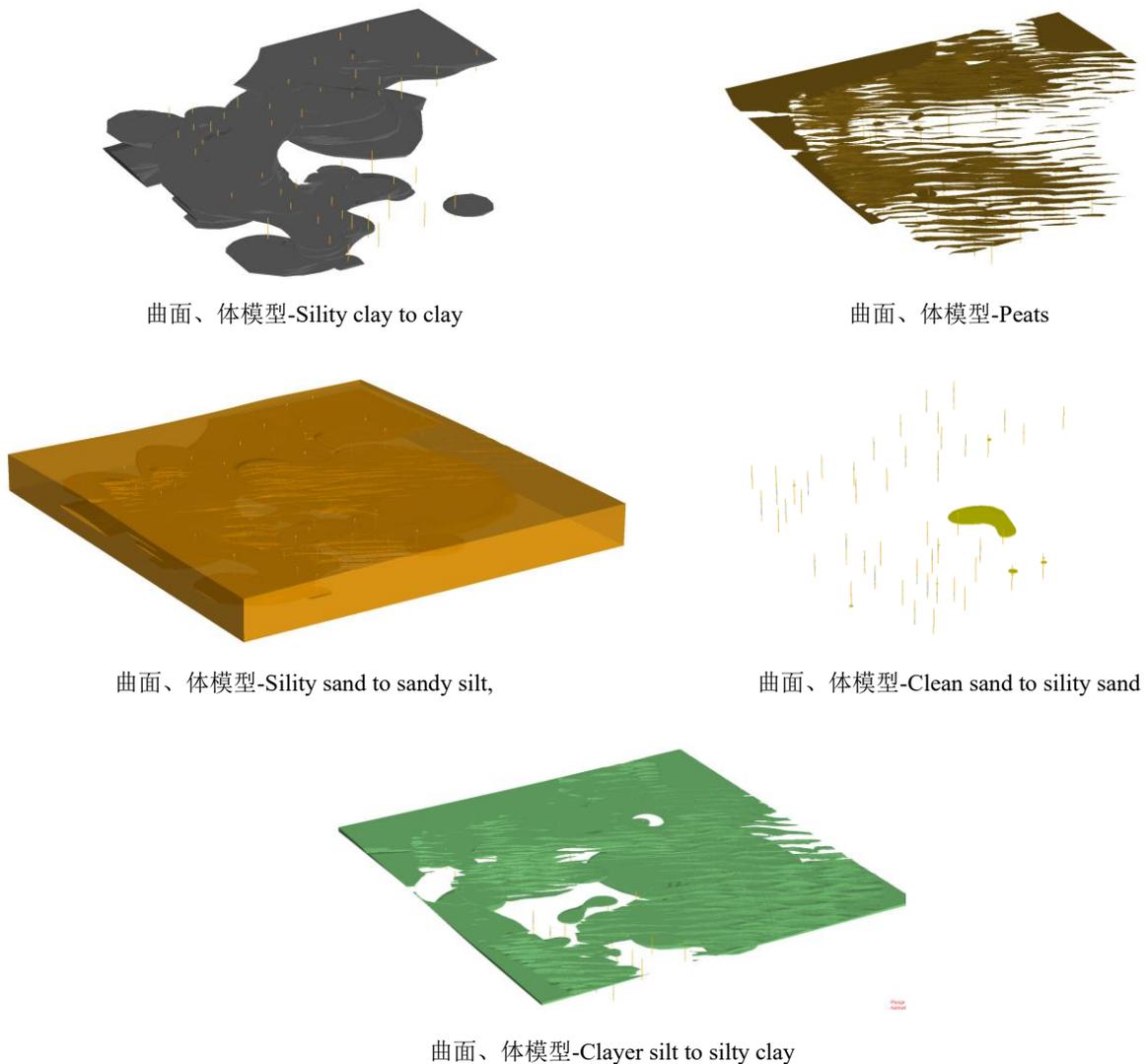


图 7 模型中各土层曲面/体

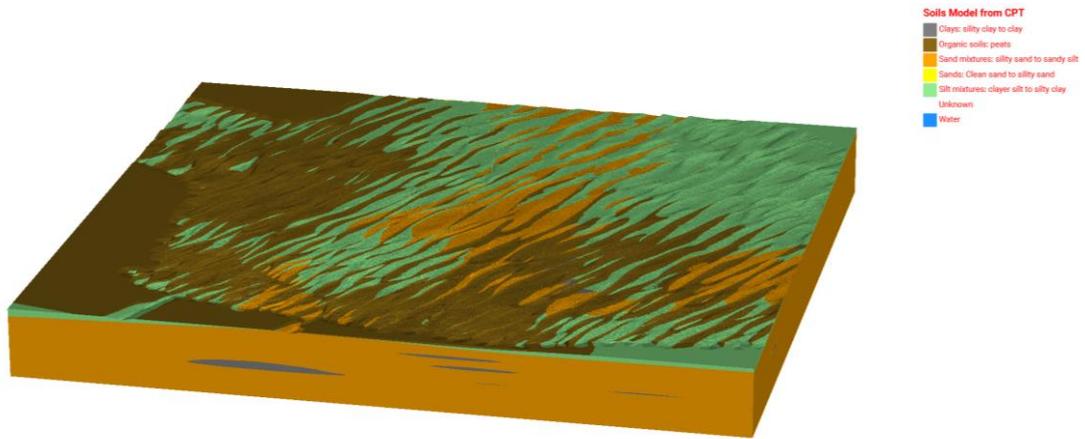


图 8 初步的三维地质模型

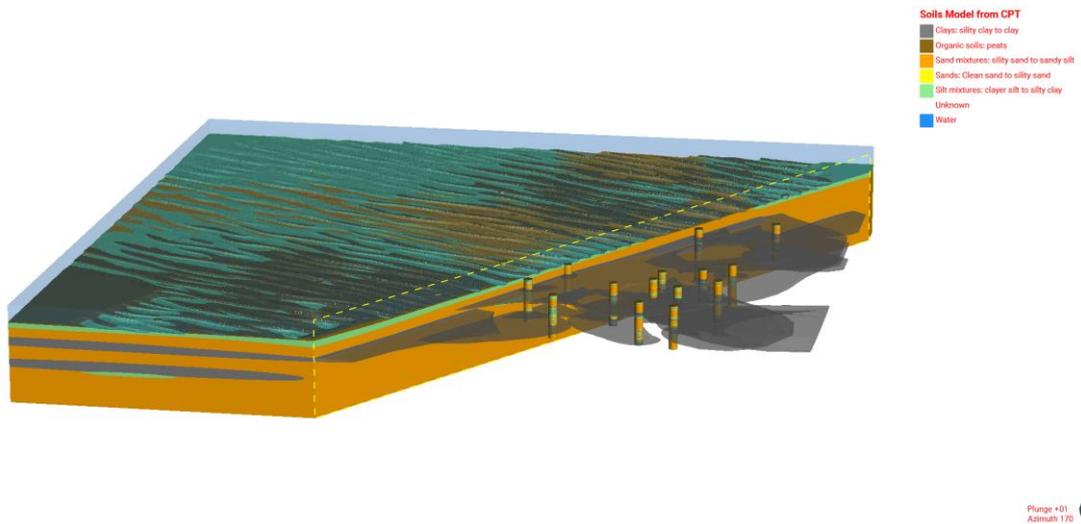


图 9 初步的三维地质模型（模型切片显示，增加海平面）

根据初步的三维地质模型和模型中土层的软弱程度分布，初步选定拟建风场中五个风机机位位置，并将风机机位示意模型导入到 Leapfrog Energy 指定的位置，如图 10 所示。

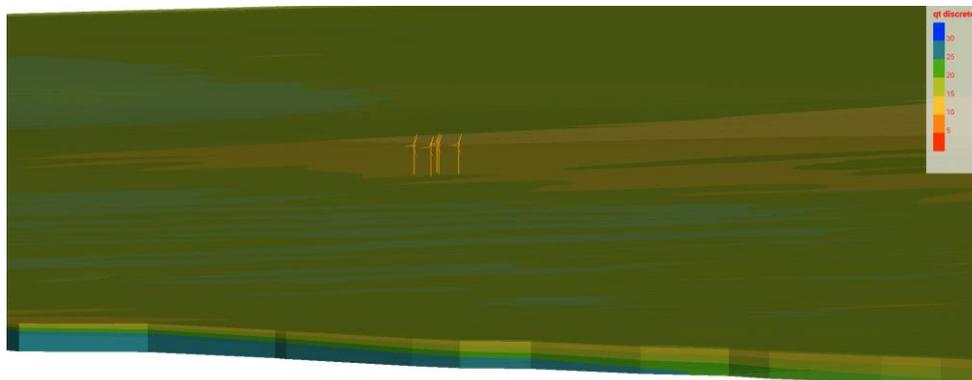


图 10 初步选定的风机机位

3.3 地球物理数据的可视化及模型创建

Leapfrog Energy 支持对各类地球物理数据进行三维可视化。将项目中地震探测得到的三个剖面导入到 Leapfrog Energy。



如图 11 所示，三个平行剖面位于拟建风机两侧，最长的剖面长度约为 17000m。

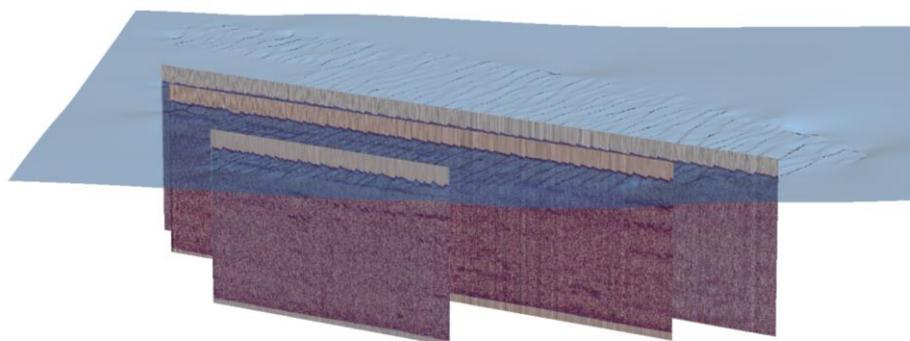


图 11 地震探测剖面 (Z 轴比例 30:1)

将地震探测剖面通过 Fast RBF 插值方法进行插值，得到风机附近位置土层的波速分布模型如图 12 所示。将地震探测数据进行解释后，得到的地层分布模型如图 13 所示。

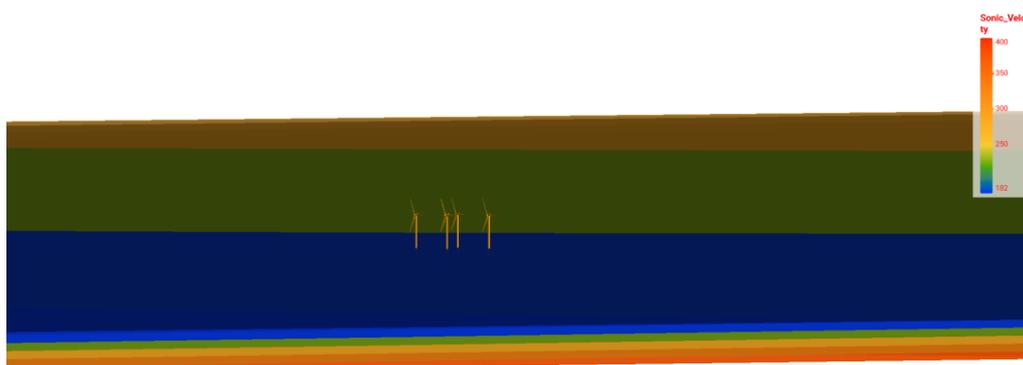


图 12 拟建风机附近的土层内波速分布

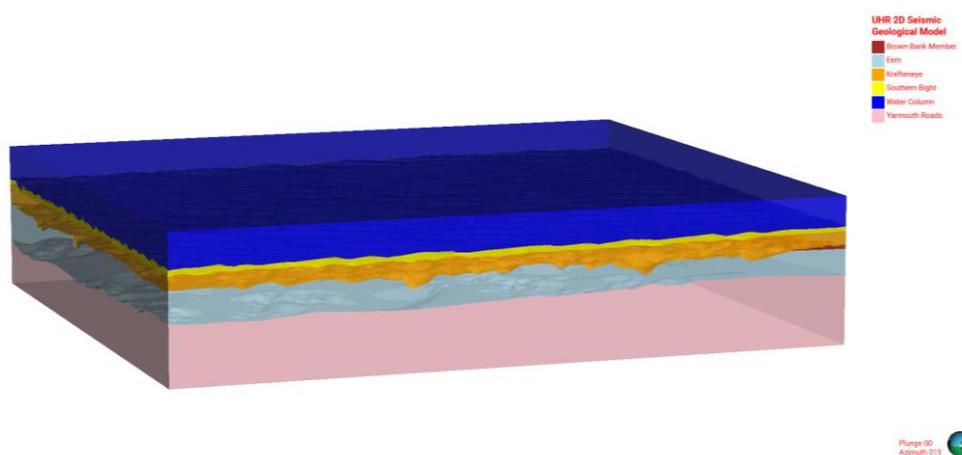


图 13 根据地震探测剖面得到的三维地质模型

3.4 钻孔数据的建模及可视化

为了验证和改进现有模型，项目场地中增加了 14 个勘探钻孔，部分钻孔位置与静力触探位置（线形）重叠，钻孔模型如图 14 所示。

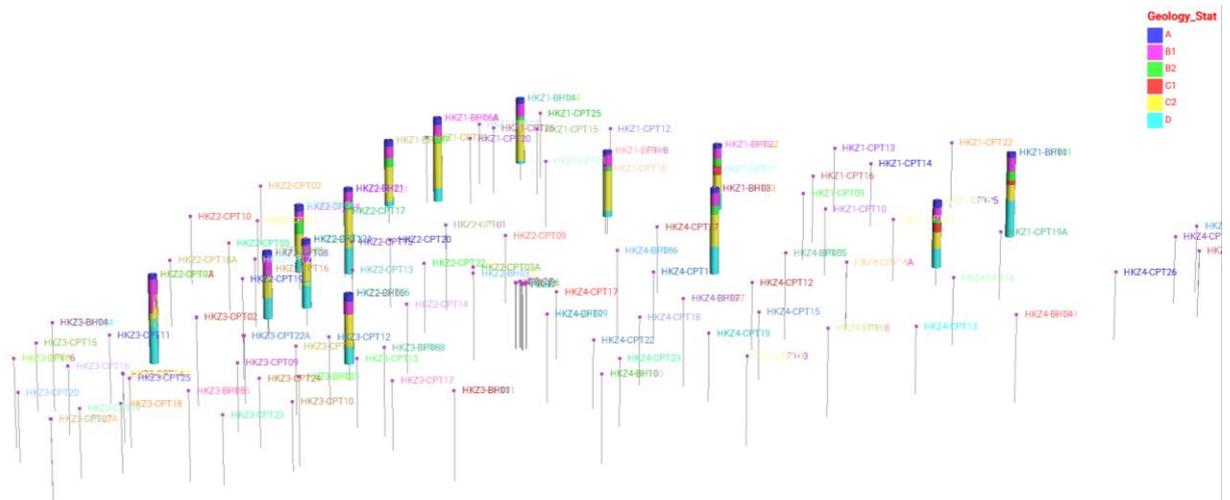


图 14 勘探钻孔模型

综合考虑钻孔、静力触探与地震探测数据，并改进模型范围后，修改更新后的模型如图 15 所示。该模型可以作为本次岩土工程勘察过程的最终地质模型。

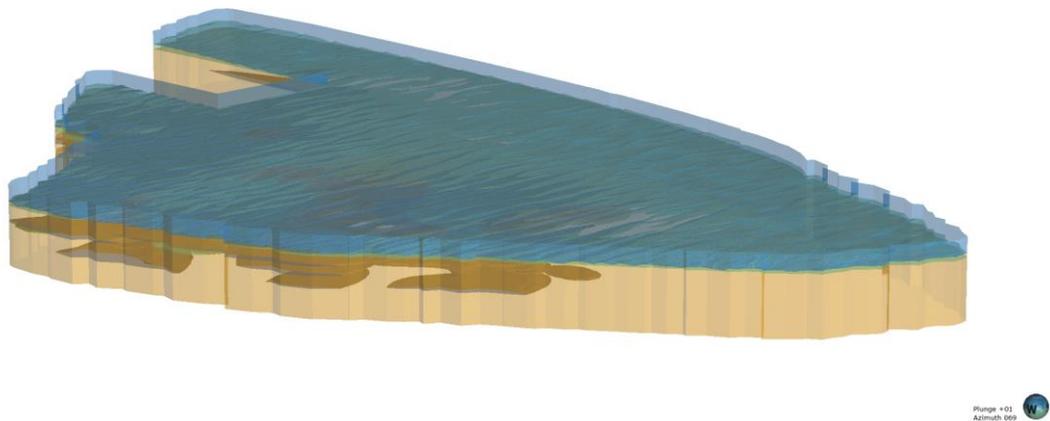


图 15 改进后的三维地质模型

4. 小结

随着海上风电产业的迅猛发展，海上风电场的规划和设计越来越依赖更先进的技术工具。

Leapfrog Energy 作为一款专为能源领域设计的动态三维地质建模软件，在海上风电场项目中展现出了卓越的应用能力。Leapfrog Energy 通过整合地理信息、地球物理、地质勘探、原位测试等数据，将海底地质结构精细化、透明化，为海上风电项目的规划、设计、施工以及后续的运营维护提供了科学的支持和决策依据。

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。

圆钢管的强度和稳定性验算

本案例主要分析在 SAP2000 中对钢结构圆形截面进行强度和整体稳定性验算时，软件的计算逻辑和设计细节的输出。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.0.0



模型简介/MODEL

如图 1 所示为某大跨度体育场馆的模型，采用钢-混凝土组合结构，其中钢结构部分为圆管截面。

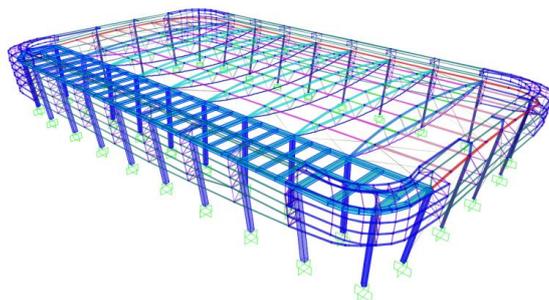


图 1 某大跨度体育场馆模型



问题描述/PROBLEM

在设计圆管截面时，无论是强度验算还是整体稳定性验算，为什么总应力比与各项应力比之和不相等？如图 2 所示，强度的总应力比 $1.479 \neq 0.227 + 1.195 + 0.372$ ，稳定性的总应力比 $1.424 \neq 1.374 + 0.372$ 。此外，为什么整体稳定性验算公式显示为 6.2.3，这是新钢标中纯弯构件的公式，并不适用于圆管截面。

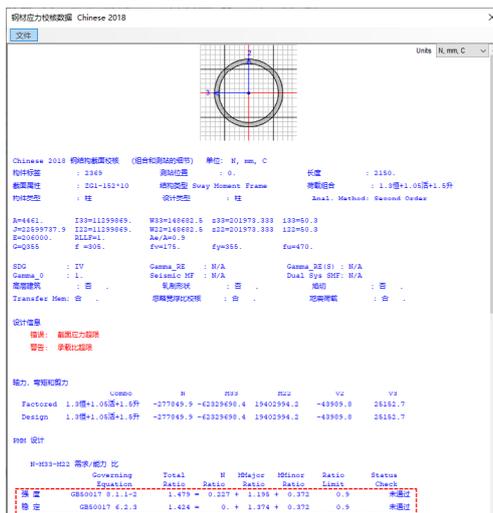


图 2 圆管截面的设计细节



解决办法/SOLUTION

对于钢结构圆形截面，由于最大的应力点通常发生在主弯矩与次弯矩的合力方向。因此，无论是强度验算还是整体稳定性验算，SAP2000 均按照 $N + \sqrt{M_{主}^2 + M_{次}^2}$ 计算总应力比。可参考知识库《[钢框架设计的总应力比与各项应力比之和](#)》。

1. 强度验算

钢结构圆形截面的强度验算依据新钢标公式 8.1.1-2 进行。实际上，该公式直观地反映了圆形截面最大应力点的位置。虽然 SAP2000 分别计算并输出主弯矩和次弯矩的应力比，但总应力比仍然按照该公式进行计算。详细计算过程如下：

轴力应力比 N Ratio:

$$\frac{N}{A_n f} = \frac{277849.9}{4461 \times 0.9 \times 305} = 0.227$$

主弯矩应力比 M Major Ratio:

$$\frac{M_{33}}{\gamma_x W_{33} f} = \frac{62329698.4}{1.15 \times 148682.5 \times 305} = 1.195$$

次弯矩应力比 M Minor Ratio:

$$\frac{M_{22}}{\gamma_y W_{22} f} = \frac{19402994.2}{1.15 \times 148682.5 \times 305} = 0.372$$

合弯矩应力比 M Ratio:

$$\frac{\sqrt{M_{33}^2 + M_{22}^2}}{\gamma_m W_n f} = \sqrt{1.195^2 + 0.372^2} = 1.252$$

因此，总应力比 Total Ratio:

$$N \text{ Ratio} + M \text{ Ratio} = 0.227 + 1.252 = 1.479$$

2. 整体稳定性验算

在验算压弯构件的整体稳定性时，程序会分别依据压弯构件和纯弯构件的公式进行计算，即按考虑压力和忽略压力的情况各计算一次，最终取最不利的控制内力。通常，按照压弯构件验算整体稳定性更为不利，但当压力相对于弯矩较小时，可能是纯弯构件的验算公式起控制作用，例如本案例中的情况。注意，当轴力为拉力时，程序直接按照纯弯构件的公式验算整体稳定性，因为拉弯构件不存在稳定性问题。

(1) 按压弯构件公式 8.2.4-1 计算

轴力应力比 N Ratio:

$$\frac{N}{\varphi A f} = \frac{277849.9}{0.845 \times 4461 \times 0.9 \times 305} = 0.269$$

其中，轴心受压构件的整体稳定系数 φ 按构件最大长细比取值，也就是取两主轴稳定系数中较小值，在设计细节中的输出如下：

弯曲失稳的轴向放大系数						
截面	λ_n	α_1	α_2	α_3	ϕ	
	类别	比值	系数	系数	系数	系数
主弯矩	B	0.564	0.65	0.965	0.3	0.845
次弯矩	B	0.381	0.65	0.965	0.3	0.916

合弯矩应力比 M Ratio:

$$\frac{\beta \sqrt{M_{xA}^2 + M_{yA}^2}}{\gamma_m W_n (1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}) f} = \frac{\beta}{1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}}} \times \frac{\sqrt{M_{xA}^2 + M_{yA}^2}}{\gamma_m W_f} = 0.777 \times 1.052 \times 1.252 = 1.023$$

其中,

① 等效弯矩系数 β 在设计细节中的输出如下:

其它弯矩系数						
	Gamma	BetaX/BetaY	Beta	eta	phi_b	Alpha^II
主弯矩	1.15	0.892	0.777	0.7	1.	1.
次弯矩	1.15	0.871	0.777	0.7	1.	1.

② $\frac{1}{1 - 0.8N/N'_{Ex}}$ 在设计细节中的输出如下:

欧拉屈曲承载力和相关的弯矩系数						
	长度	Mue	Lambda	Lambda_n	Euler Ne'	1/(1-0.8N/Ne')
	系数	系数	比	比	力	(1-0.8N/Ne')
主弯矩	1.	1.	42.719	0.564	4518255.3	1.052
次弯矩	0.674	1.	28.81	0.381	9933714.7	1.023

③ $M = \max(\sqrt{M_{xA}^2 + M_{yA}^2}, \sqrt{M_{xB}^2 + M_{yB}^2})$ —— 弯矩 M 取构件两端合弯矩的较大值。由于该构件的控制测站恰好位于杆

件的起点, 并且弯矩大于终点的弯矩, 故直接采用该测站的弯矩进行计算。

因此, 总应力比 Total Ratio:

$$N \text{ Ratio} + M \text{ Ratio} = 0.269 + 1.023 = 1.292$$

(2) 按纯弯构件公式 6.2.3 计算

对于圆形截面, SAP2000 对公式进行了如下变换:

$$\sqrt{\left(\frac{M_x}{\phi_b W_x f}\right)^2 + \left(\frac{M_y}{\gamma_y W_y f}\right)^2} \leq 1.0$$

由于圆形截面这类闭口截面的整体稳定性系数 ϕ_b 为 1, 所以上述公式可以直接转换为:

$$\sqrt{M \text{ Major Ratio}^2 + M \text{ Minor Ratio}^2} = \sqrt{1.374^2 + 0.372^2} = 1.424$$

综上所述, 按公式 6.2.3 计算的总应力比 (1.424) 大于按公式 8.2.4-1 计算的总应力比 (1.292), 因此在设计细节中, 整体稳定性的验算引用公式 6.2.3。最终, 问题描述中超限的构件实际上是强度控制的问题。

圆钢管的截面抗剪应力比

本案例以某圆钢管的截面抗剪承载力验算为例，主要介绍 SAP2000 钢结构设计中截面剪力和剪应力的计算方法。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.0.0

模型简介/MODEL

如图 1 所示，在基于 SAP2000 国标 2018 的构件设计细节中，圆钢管截面为 P700x35，钢材牌号为 Q345。控制组合下的剪力分别为 V2=400kN 和 V3=5737kN，剪应力和抗剪强度分别为 157MPa 和 166MPa。

SHEAR DESIGN		GOVERNING SECTION (MAJOR)		GB50017 6.1.3, MINOR		GB50017 6.1.3		Status
	Fictitious	Shear	Force	Tau	fv	Stress	Ratio	Check
				Stress	Allow	Ratio	Limit	
Major Shear	No	400496.		157.29	165.83	1.043	1.	Not OK
Minor Shear	No	5736572.2		0.	165.83	0.	1.	OK

图 1 某圆钢管的截面抗剪承载力验算

问题描述/PROBLEM

- 圆钢管截面的剪应力（157MPa）小于材料抗剪强度（166MPa），为什么应力比（1.043）大于 1？
- 根据技术文档《Frame Stress Calculation》中提供的计算方法以及据此方法输出的数据表格“Element Stresses”可知：截面剪应力 S13 的最大值为 210.3MPa，S12 的最大值为 42.8MPa，如图 2 所示。以上两个剪应力之差（167.5MPa）大于抗剪强度，据此计算的应力比（1.01）似乎更接近 1.043，这是 SAP2000 采用的计算方法吗？

Frame	Station	OutputCase	CaseType	Point	S12	S13
Text	mm	Text	Text	Text	N/mm2	N/mm2
5C1		0 1.3D+1.05L+1.5TS	Combination	1	0	102.909
5C1		0 1.3D+1.05L+1.5TS	Combination	2	42.835	31.587
5C1		0 1.3D+1.05L+1.5TS	Combination	3	-33.122	31.587
5C1		0 1.3D+1.05L+1.5TS	Combination	4	64.643	0
5C1		0 1.3D+1.05L+1.5TS	Combination	5	-42.776	0
5C1		0 1.3D+1.05L+1.5TS	Combination	6	42.835	107.543
5C1		0 1.3D+1.05L+1.5TS	Combination	7	-33.122	107.543
5C1		0 1.3D+1.05L+1.5TS	Combination	8	0	210.328

图 2 SAP2000 数据表格中的截面剪应力值

解决办法/SOLUTION

问题 1

如下所示，结构的重要性系数 γ_0 为 1.1，故抗剪应力比等于 $157.29 / 165.83 \times 1.1 = 1.043$ 。因此，问题 2 中提及的截面剪应力及应力比的计算方法，应该算是一种巧合。

SDG	: II	Gamma RE	: N/A	Gamma RE(S)	: N/A
Gamma 0	: 1.1	Seismic MF	: N/A	Dual Sys SMF	: N/A
Tall Buildin:	Yes	Rolled Shap	: No	Gas Cut	: No
Transfer Mem:	No	Ignore B/T	: Yes	SeismicLoad	: No

图 3 某圆钢管的设计细节

问题 2

技术文档《Frame Stress Calculation》中提供的剪应力计算方法以及 SAP2000 数据表格中输出的剪应力数值，均为结构分析的计算结果，但不会用于构件的截面抗剪承载力验算。在 SAP2000 钢结构设计中，截面剪应力按《钢结构设计标准 GB 50017-2017》第 6.1.3 条计算，如图 4 所示。

6.1.3 在主平面内受弯的实腹式构件，除考虑腹板屈曲后强度者外，其受剪强度应按下式计算：

$$\tau = \frac{VS}{It_w} \leq f_v \quad (6.1.3)$$

式中：V——计算截面沿腹板平面作用的剪力设计值 (N)；
S——计算剪应力处以上（或以下）毛截面对中和轴的面积矩 (mm³)；
I——构件的毛截面惯性矩 (mm⁴)；
t_w——构件的腹板厚度 (mm)；
f_v——钢材的抗剪强度设计值 (N/mm²)。

图 4 钢结构构件抗剪强度验算公式 (GB 50017 6.1.3)

由于圆钢管为轴对称截面，SAP2000 先计算两个剪力的合力，即：V=sqrt(400.5^2+5736.6^2)=5750.5kN。然后，基于合剪力计算剪应力，具体如下：

- 圆钢管的截面惯性矩 I=4.053 x 10⁹mm⁴；
- 圆钢管的腹板厚度为两倍的壁厚，即：t_w=70mm；
- 1/2 截面面积对中和轴的面积矩 S=7.746 x 10⁶mm³

综上，圆钢管截面的最大剪应力 τ=5.7505*7.746/4.053/0.07=157MPa。从图 1 中可以看到，SAP2000 仅输出关于主剪力 V2 的剪应力，V3 的剪应力为零。对于圆钢管截面，此处的 V2 及其剪应力应视为合剪力及其最大剪应力。此外，《钢结构设计标准 GB 50017-2017》第 6.1.3 条中用于计算截面剪应力的公式并非仅适用于工字钢，也适用于圆钢管，如图 5 所示。

三、薄壁环形截面梁

图 4-17a 示一段薄壁环形截面梁。环壁厚度为 δ，环的平均半径为 r₀。由于 δ 与 r₀ 相比很小，故可假设：(1) 横截面上切应力的方向沿壁厚无变化；(2) 切应力的方向与圆周相切，如图 4-17a 所示。由于假设 (1) 与矩形截面的假设相似，因此，通过类似的推导，可得横截面上任一点处切应力的计算式与式 (4-10) 相同的形式。从对称关系可知，横截面与 y 轴相交的各点处的切应力为零，而且 y 轴两侧各点处的切应力对称于 y 轴。因此，在求式 (4-10) 中的 S_x^{*} 时，可自 y 轴向一侧量取 φ 角，并以 φ 角所包的一段圆环作为部分面积。建议读者自行完成其推导。下面只讨论横截面上的 τ_{max}。

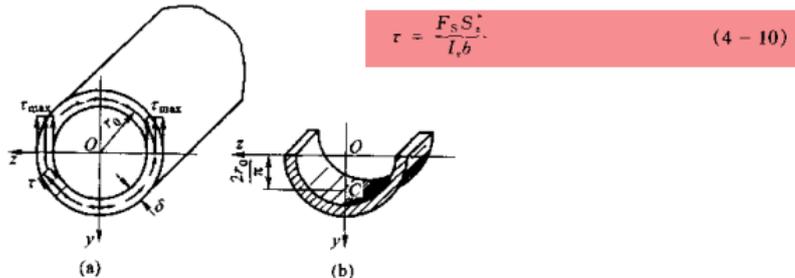


图 5 材料力学中关于圆钢管截面的剪应力计算公式

预设 P- Δ 对单拉杆受力的影响

本案例主要分析了采用预设 P- Δ 效应法考虑结构的 P- Δ 效应，并设置单拉支撑，导致弦杆在侧向风荷载作用下变形异常的原因及解决办法。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.0.0

模型简介/MODEL

如图 1 所示为某桁架式钢结构管廊的模型，桁架部分上弦平面布置了单拉支撑。

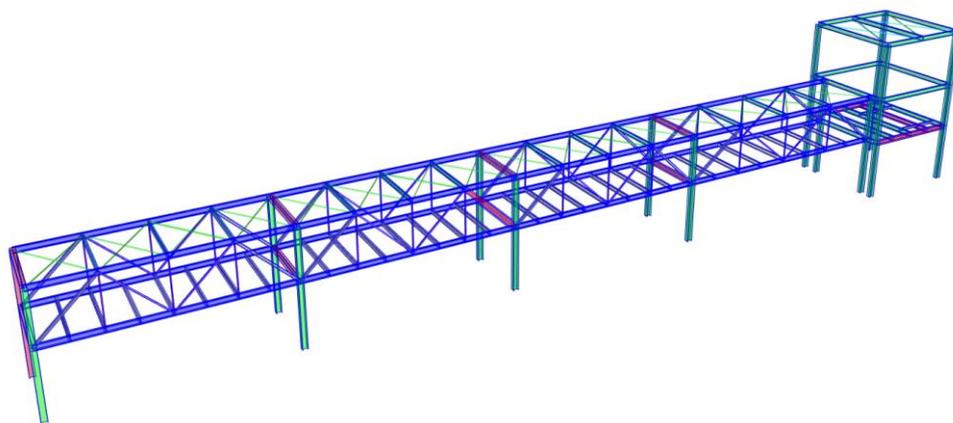


图 1 某钢结构管廊模型

问题描述/PROBLEM

查看 Y 方向风荷载作用下的结构变形，如图 2 所示。桁架部分最右侧一跨的上弦杆变形明显大于其他跨，请问这是为什么？

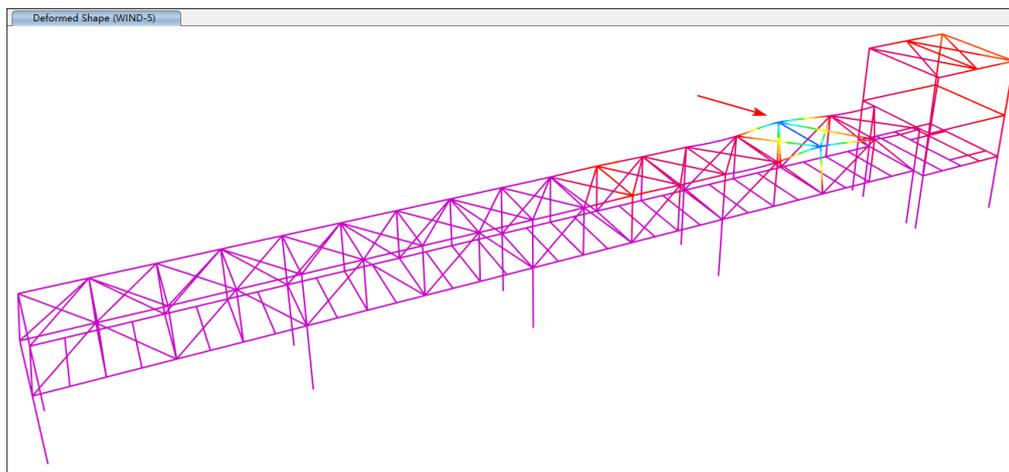


图 2 Y 方向风荷载作用下的结构变形



解决办法/SOLUTION

查看风荷载工况的定义，如图 3 所示。该模型采用了预设 P-Δ 效应法来考虑结构的 P-Δ 效应，因此定义了初始的非线性重力工况 1.2DL+1.6LL。风荷载工况的结构初始刚度来自于前述非线性重力工况的终止刚度。



图 3 风荷载工况的定义

水平支撑通过将压力限值设置为 0 来模拟单拉杆，如图 4 所示。框架对象的拉压限值属于非线性属性，具体表现为：当构件轴力介于拉压限值范围以内时，其力学性能保持为线弹性；而当构件轴力触及拉压限值时，轴向刚度将减为零。这种轴向刚度的突变是一种非线性属性，需要在非线性分析中进行迭代求解。如果线性工况的结构刚度为某非线性工况的终止刚度，那么指定拉压限值的构件轴向刚度将取决于非线性工况终止时的构件轴力值。具体来讲，如果在非线性工况终止时，构件轴力介于拉压限值范围以内，则后续线性工况中的构件轴向刚度为 EA/L ，且拉压刚度相同；反之则为零。



图 4 单拉支撑的拉/压限值

对模型补充定义 1.2DL+1.6LL 的线性工况，并查看水平支撑的轴力，如图 5 所示。可以看到，上弦杆变形异常大的一跨，水平支撑承受压力（负值），而其他跨的水平支撑承受拉力（正值）。在非线性工况 1.2DL+1.6LL 的作用下，水平支撑终止的轴向刚度为 0，后续风荷载继承了该终止刚度，导致水平支撑无法为上弦杆提供足够的侧向刚度，侧向力全部传递到上弦杆和横梁上，从而导致其变形异常大。

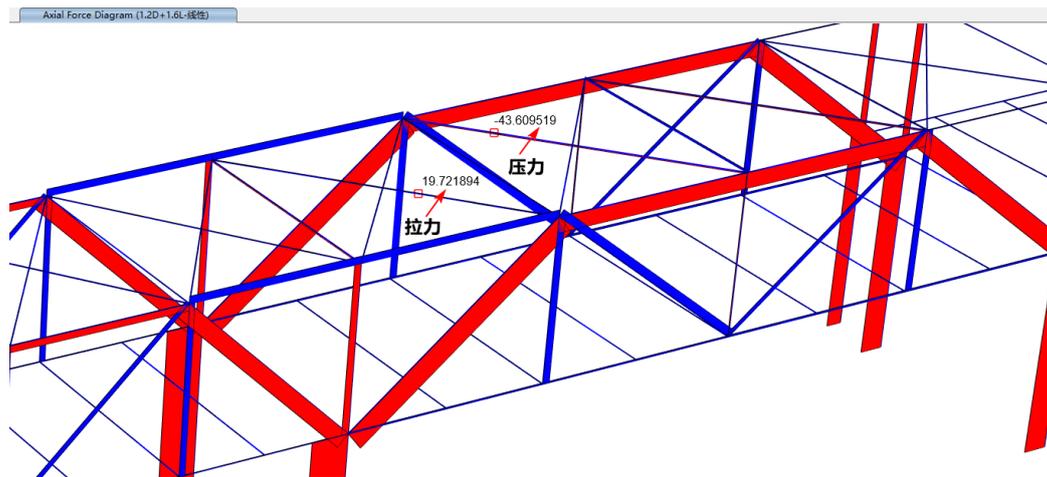


图 5 线性工况 1.2DL+1.6LL 下的杆件轴力

SAP2000 考虑结构 P- Δ 效应的方法有两种：直接非线性分析法和预设 P- Δ 效应法。如需同时考虑拉压限值的非线性属性，应采用直接非线性分析法，而非预设 P- Δ 效应法。如图 6 所示为通过直接非线性分析法得到的风荷载作用下的结构变形图。有关两种方法的详细操作，请观看 SAP2000 教学短视频《[结构的大 P-Delta 效应](#)》。

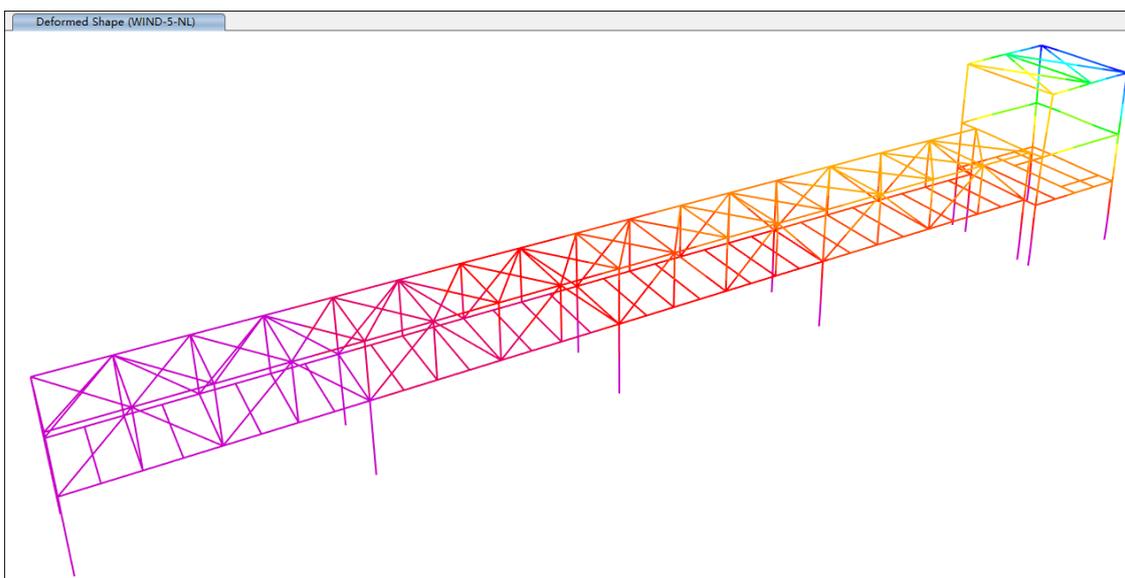


图 6 Y 方向风荷载作用下的结构变形（直接非线性分析法）

编写：王希

地铁工作井与地下连续墙的沉降差

本案例以某地铁工作井和地下连续墙的整体计算模型为例，从概念上介绍结构底部的约束刚度对内外沉降差以及部分构件内力的影响。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v26.0.0

模型简介/MODEL

如图 1 所示，计算模型的外部为地下连续墙，底部布置线弹簧用于模拟地基土的约束作用；内部为地铁工作井，底板下表面布置面弹簧用于模拟地基土的约束作用。地连墙和工作井之间通过 GAP 单元模拟水平方向的接触关系。

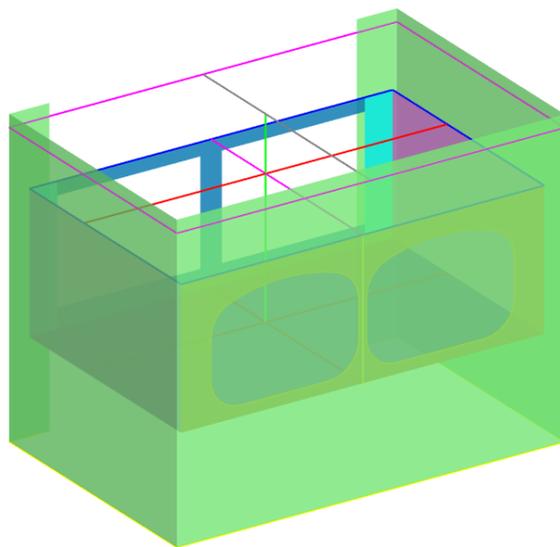


图 1 地铁工作井和地下连续墙的整体计算模型

问题描述/PROBLEM

如图 2 所示，在自重荷载作用下，地连墙内部的水平梁存在不符合预期的数值过大（6320kN·m）的负弯矩。

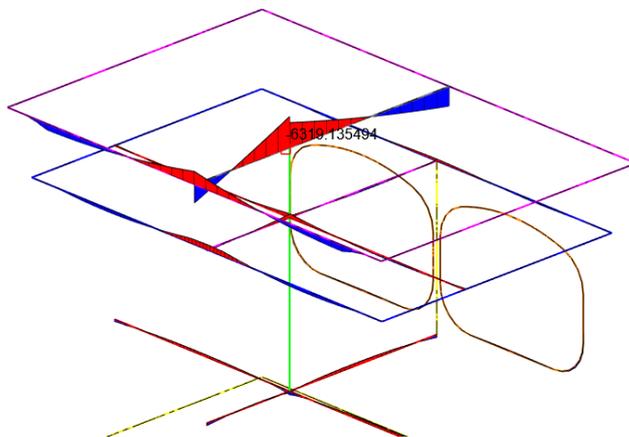


图 2 梁柱构件的弯矩图



解决办法/SOLUTION

如图 3 所示，在自重荷载作用下，外部地连墙的底部竖向位移为 57mm，内部工作井的底部竖向位移为 3.5mm，两者相差约 16 倍。由于地连墙和工作井在竖直方向上仅通过一根立柱相连，结构整体的协调变形和内外结构的沉降差必然在立柱中产生很大的轴向压力，同时与柱顶相交的水平梁在交点处存在非常大的负弯矩。

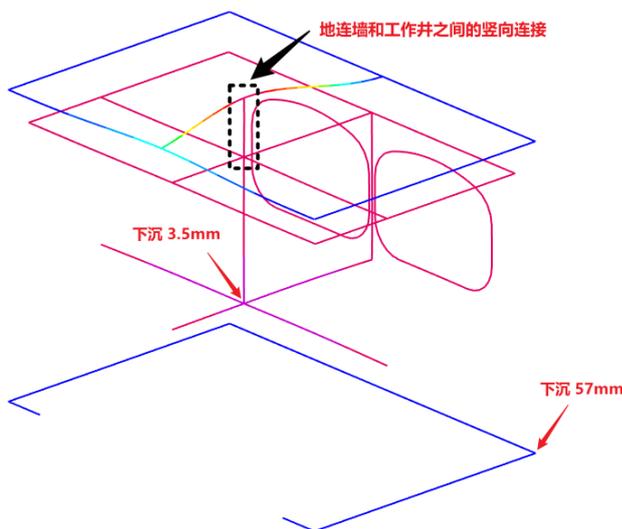


图 3 梁柱构件的变形图

如图 4 所示，从概念上考虑地连墙和工作井在自重荷载作用下的竖向沉降差。

- 地连墙底部的线弹簧刚度为 12000kN/m^2 ，总墙长为 80m ，底部约束刚度为 $96 \times 10^4\text{kN/m}$ 。
- 工作井底板下表面的面弹簧刚度为 23000kN/m^3 ，总面积为 553m^2 ，底部约束刚度为 $1272 \times 10^4\text{kN/m}$ 。

综上，地连墙的底部约束刚度约为工作井的 $1/13$ 左右，但地连墙的总重量（ 5793t ）还略大于工作井（ 5224t ）。因此，外部地连墙的沉降量远大于内部工作井，二者之间的沉降差造成竖向立柱的轴向压力和柱顶水平梁的负弯矩都非常大。

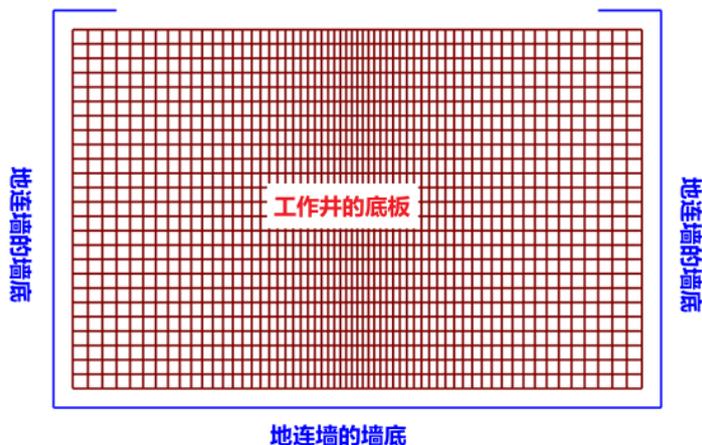


图 4 地连墙和工作井的底部约束范围

隔板层间位移角异常

本案例主要介绍隔板位移角异常的原因及其解决方法，并说明软件统计隔板位移角的方式。

使用软件/SOFTWARE

ETABS v22.1.0

模型简介/MODEL

该模型为框架剪力墙结构，35层，总高98.9m，平面四个区域通过连廊相连，并分别定义了准刚性隔板 D1、D2、D3、D4，如图1所示。

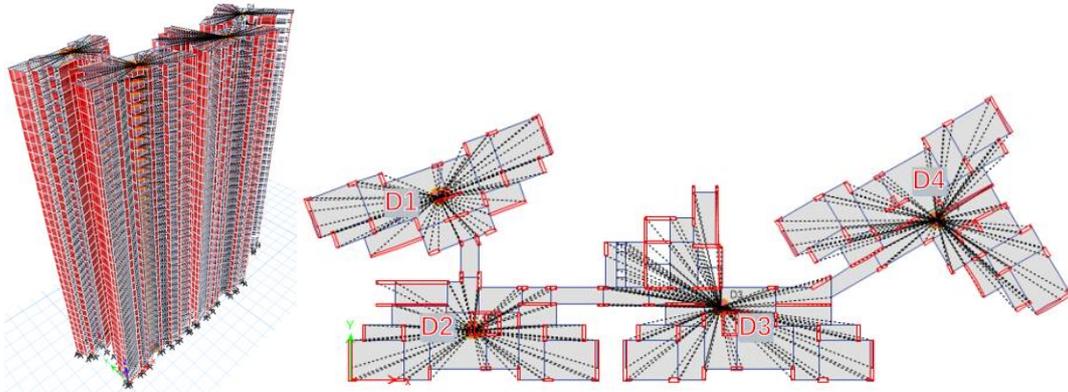


图1 标准层平面

问题描述/PROBLEM

如图2所示，查看线性静力工况 NOTY 下的隔板位移角，发现隔板 D1 和 D4 在 Story2 层的位移角为 0，请问是什么原因？

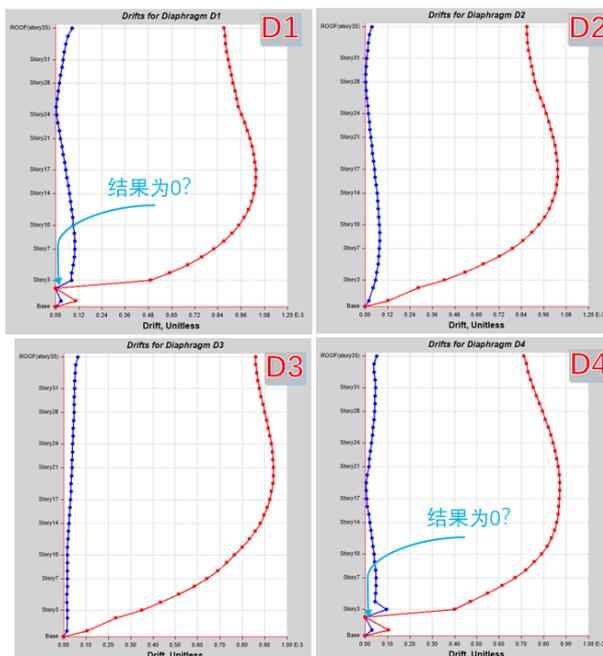


图2 隔板位移角（修改前）

解决办法 / SOLUTION

通过在平面图中查看 Story2 的隔板范围（如图 3 左所示），发现其中有两部分塔楼未被指定隔板（D1 和 D4），因此程序无法获取 Story2 这两部分塔楼的隔板位移角。对这两部分塔楼重新指定隔板 D1 和 D4 后（如图 3 右所示），再次运行分析，即可获得相应的隔板位移角结果，如图 4 所示。但是，新的问题出现了，隔板 D4 在 Story1 至 Story3 的层间位移角相对较大。我们还需要进一步查找导致该现象的原因。

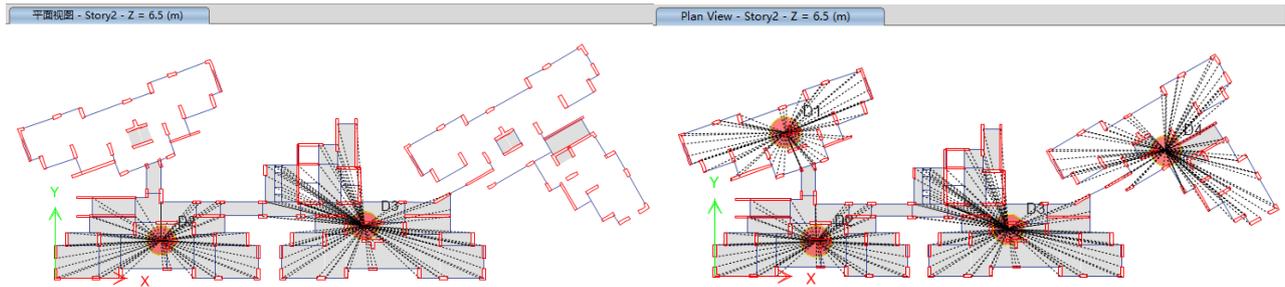


图 3 Story2 隔板范围（修改前 vs 修改后）

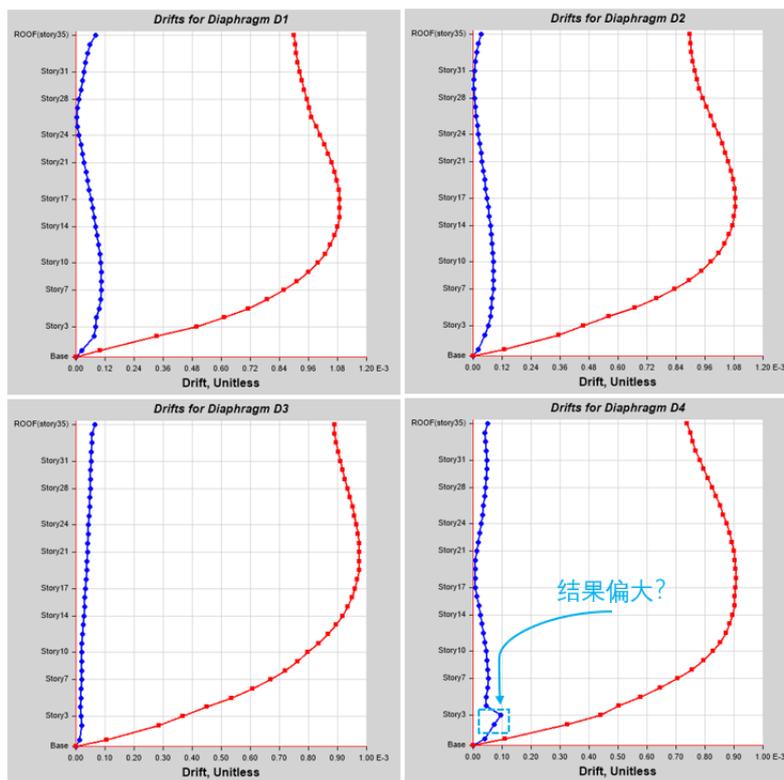


图 4 隔板位移角（修改后）

ETABS 输出的隔板位移角是基于每层隔板范围内所有节点的最大位移角进行统计的。进一步通过“节点位移角(Joint Drifts)”的表格查找与 Story3 的隔板位移角数值相同的节点，如图 5 所示，节点唯一名为 11319。

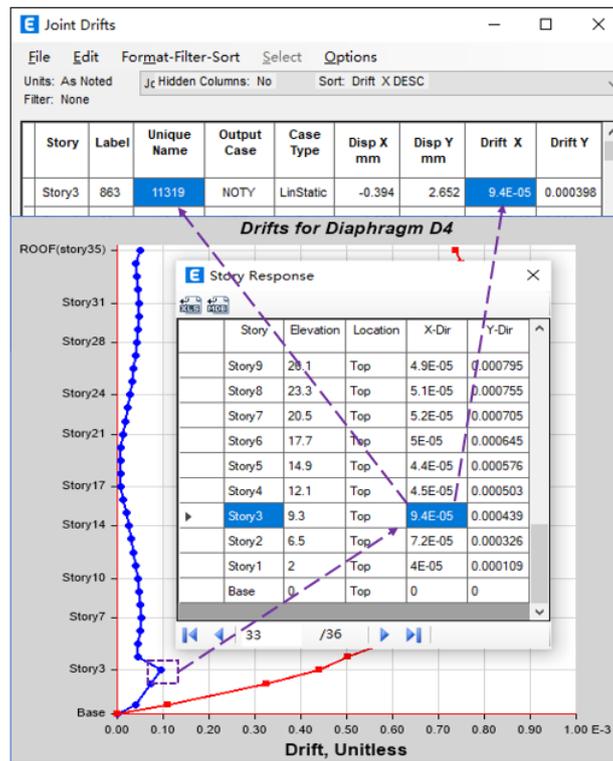


图5 隔板位移角与节点位移角

通过【选择>标签>节点唯一名】定位唯一名为 11319 的节点，发现该节点为一根长 50mm 悬臂梁的端点，并且位移结果异常，如图 6 所示。该短小的悬臂梁可能是建模不合理导致的，推测是在绘制左侧梁时超出实际梁长，又基于节点对框架进行了分割，从而导致生成了该短小的悬臂梁；模型中还有其他类似的建模问题。首先需要隐藏尺寸正常的杆件，然后删除尺寸异常的小梁。经过这样的修改，最终可以得到合理的位移角结果。

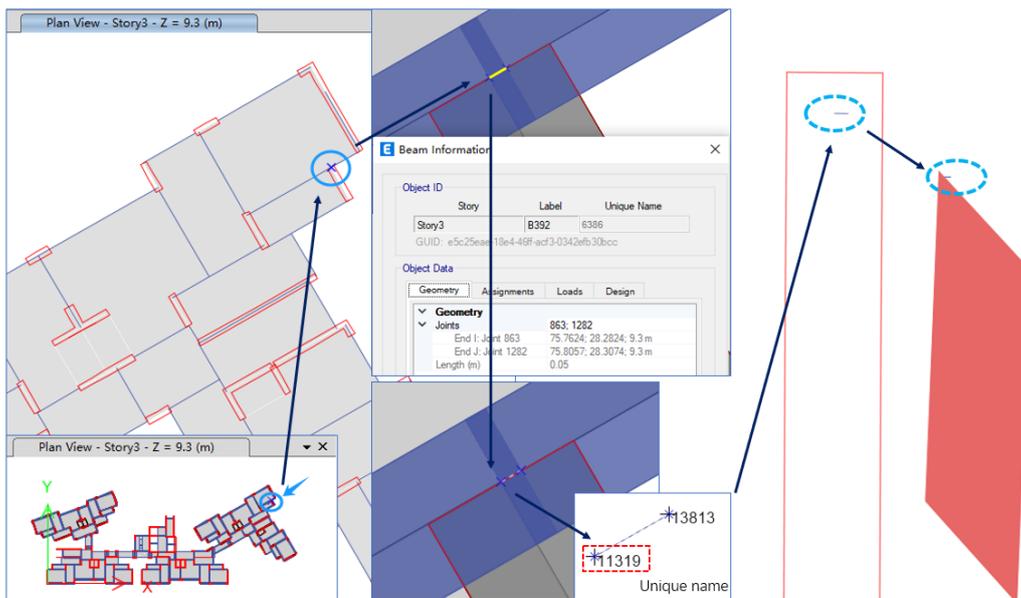


图6 定位隔板位移角异常节点

编写：杨硕

“时间步数量”对时程分析的影响

本案例主要介绍动力时程分析中的“时间步数量”对时程分析位移结果的影响。



使用软件/SOFTWARE

SAP2000 V26.0.0



模型简介/MODEL

如图 1 所示，在 SAP2000 中采用连接单元模拟横梁和柱子间的滑动支座，并导入 EL Centro 地震波完成动力时程分析。

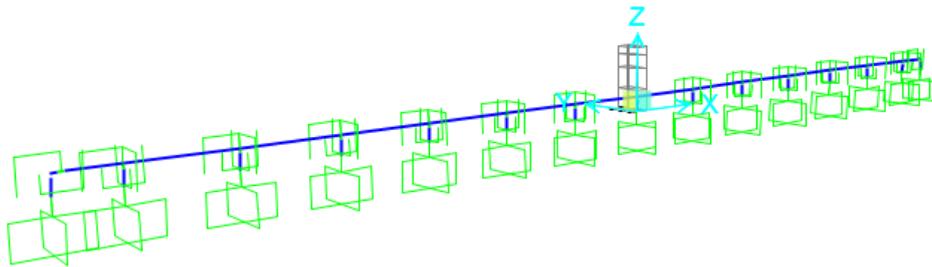


图 1 模型概况



问题描述/PROBLEM

时程分析完成后，柱底#22 节点的最大绝对位移为 3541.18mm，如图 2 所示。然而，使用 SeismoSignal 软件直接对 EL Centro 地震波进行积分，最大位移仅为 140.15mm，如图 3 所示。请问，为什么会存在上述差异？



图 2 节点绝对位移



图 3 EL Centro 地震波积分结果 (SeismoSignal 软件)

解决办法/SOLUTION

如图 4 所示，动力时程工况 EI 的时间步数量为 2688，可能是参考了地震波文件中的注释信息。然而，该文件中的实际数据只有 1500 行，在这种情况下，SAP2000 默认将第 1501 步到 2688 步的加速度取值与第 1500 步相同（详见后文）。

荷载工况数据 - 非线性直接积分时程

工况名称: EI (默认名称)

初始条件: 接非线性工况

分析类型: 非线性

求解类型: 直接积分法

施加荷载:

荷载类型	荷载名称	函数	比例系数
Accel	U1	EI	1.

时间步: 数量 2688, 步长 0.02

其它参数: 瑞利阻尼 无, 积分方法 Hilber-Hughes-Taylor, 非线性参数 Default

埃而森特罗波.txt 内容: 埃而森特罗波 (El Centro)地震 时间间隔0.02秒, 持续时间取30s 适合于2类场地土 EL CENTRO NS 1940 CALIF. 2688 0.020 341.700(10F8.3)

图 4 时程工况定义 & EL Centro 地震波数据

将时间步数量修改为 1500 后，SAP2000 输出的柱底最大绝对位移为 140.15mm，与 SeismoSignal 结果一致，如图 5 所示。



图5 节点绝对位移（修改前 vs 修改后）

在原时程工况 EI 下，节点的加速度在第 1501 步至第 2688 步之间恒为 11.7mm/s^2 ，如图 6 所示。换言之，在第 1500 步（对应 30 秒）之后，节点#22 处于匀加速直线运动状态，导致结束时刻的节点位移显著增大。

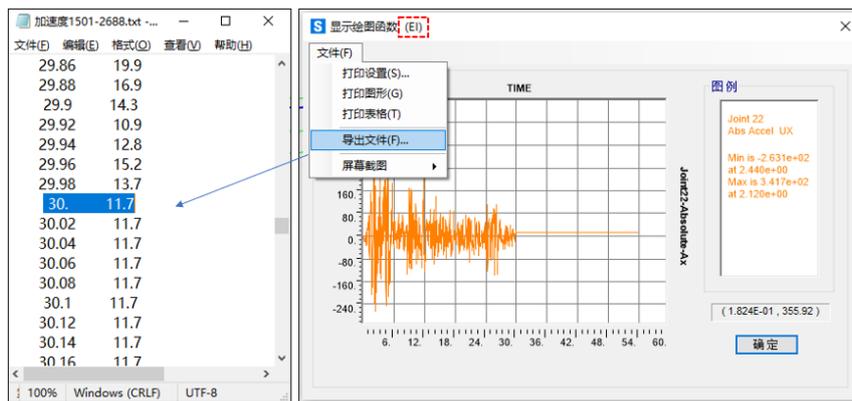


图6 节点绝对加速度

如图 7 所示，如果以 $t=30\text{s}$ 时刻的状态作为初始条件，以常加速度 11.7mm/s^2 持续运动 $(2688-1500)\times 0.02=23.76\text{s}$ ，利用运动学公式可以计算出结束时刻的节点位移为 $U_{total} = U + vt + \frac{at^2}{2} = 3541\text{mm}$ ，即前述错误的节点最大位移。

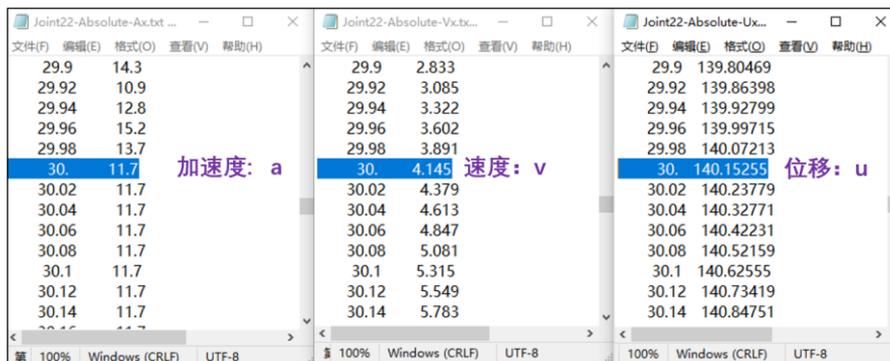


图7 第30s时的节点初始状态

阻尼比对反应谱分析的影响

本案例主要介绍反应谱函数阻尼比和模态阻尼比对反应谱分析结果的影响，不恰当的阻尼设置可能导致异常的基底剪力。

使用软件/SOFTWARE

ETABS v22.1.0

模型简介/MODEL

如图 1 所示的某隔震结构，反应谱工况中的模态阻尼中考虑了结构固有阻尼 5%，隔震支座的附加阻尼通过连接单元中的等效阻尼系数考虑，总的结构模态阻尼比为 35.6%，反应谱函数中亦考虑阻尼比 35.6%。

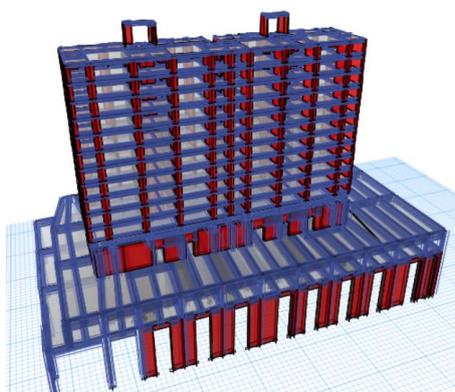
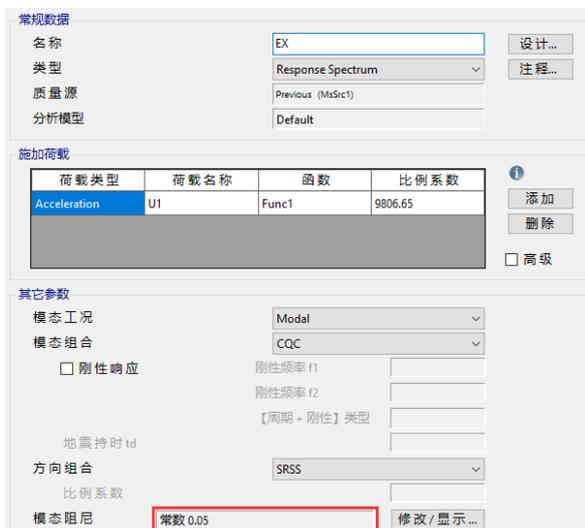
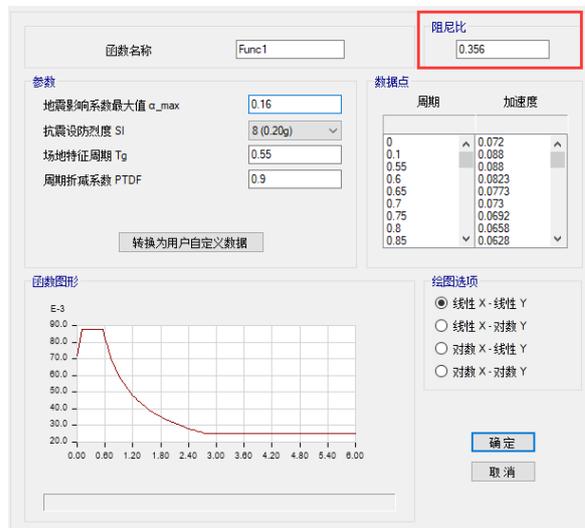


图 1 某隔震结构



(a) 反应谱工况中的模态阻尼



(b) 反应谱函数中的阻尼比

图 2 阻尼比

问题描述/PROBLEM

现进行方案对比，尝试调小反应谱函数中的总阻尼比，运行反应谱工况，出现了小阻尼比下基底剪力反而更小的异常情况，如图 2 所示。原则上，根据规范中定义的反应谱函数公式，函数阻尼比越小，谱加速度越大，基底剪力也应该变大，为什么会出现图 3 中的异常现象？

函数阻尼比	基底剪力EX (kN)
0.098	56116.4985
0.15	55439.3742
0.25	57000.4492
0.356	62964.3254

图 3 反应谱函数阻尼与基底剪力的变化关系



解决办法/SOLUTION

ETABS 计算时考虑了函数阻尼比和模态阻尼比这两种阻尼。函数中的阻尼比用于决定反应谱函数窗口中显示的反应谱曲线形状，模态阻尼比则是分析计算时实际考虑的阻尼比。**函数阻尼比和模态阻尼比应尽量保持一致。**

当函数阻尼比和模态阻尼比一致时，程序根据规范公式确定谱加速度。

当函数阻尼比和模态阻尼比不一致时，主要为了考虑混合结构中不同材料的阻尼比不一致的情况，程序将根据 Newmark 公式确定实际模态阻尼比下的谱加速度，如下，

$$A_2 = A_1 \frac{(2.31 - 0.41 \ln D_2)}{(2.31 - 0.41 \ln D_1)}$$

式中，D1 为反应谱函数阻尼比（%），A1 为反应谱曲线中的谱加速度，D2 为模态阻尼比（%），A2 为基于该公式修正后的谱加速度。

一般情况下，混合结构中不同材料的阻尼比之间相差不大，函数阻尼比与模态阻尼比接近，按上述公式可以得到较精确的结果。而在本例中，方案对比时**仅调小了函数阻尼比，并没有同步调整模态阻尼比，且函数阻尼比与模态阻尼比相差过大，故导致该异常现象。**

编写：刘慧璇

隔震模型对比常见问题

本案例主要介绍 YJK 和 ETABS 隔震模型对比的基本思路和注意事项。

使用软件/SOFTWARE

ETABS v22.1.0

模型简介/MODEL

某框架剪力墙结构，在大底盘和上部结构之间布置隔震支座，以达到减小地震响应的效果。

问题描述/PROBLEM

将 YJK 隔震模型转换为 ETABS 模型，按照 YJK 中的隔震支座参数在 ETABS 中手动布置隔震支座。发现两个模型的质量吻合，但周期和基底剪力差异较大，请问应该如何处理？

	YJK	ETABS	误差
质量(t)	50028.39	50005.59	0.05%
X向平动周期(s)	2.54	2.54	-0.13%
Y向平动周期(s)	2.61	2.45	5.92%
EX基底剪力(kN)	64673.03	56556.00	12.55%
EY基底剪力(kN)	61676.02	56079.25	9.07%

图 1 模型对比结果

解决办法/SOLUTION

首先对比模型周期。隔震结构的周期由隔震支座的有效刚度决定，所以需要重点检查两个模型的隔震支座参数和支座布置是否一致。本例只用了 LRB900 的隔震支座，从图 2 可以看出，ETABS 中 U2（对应 X 方向）的有效刚度小于 U3（对应 Y 方向）的有效刚度，因此 X 向平动周期应该大于 Y 向平动周期，这与 ETABS 的计算结果相符。

对比 YJK 的结果，可以发现 YJK 输出的振型方向与 ETABS 相反，猜测模型中 U2 和 U3 的有效刚度填反了。**需要注意的是，YJK 中隔震支座的 U2 对应着 Y 方向，U3 对应着 X 方向，与 ETABS 正好相反。**

连接属性		连接属性	
名称	LRB900	名称	LRB900
分里	U2	分里	U3
类型	Rubber Isolator	类型	Rubber Isolator
非线性	是	非线性	是
线性属性		线性属性	
有效刚度	3415 kN/m	有效刚度	3800 kN/m
有效阻尼	167.5 kN-s/m	有效阻尼	86 kN-s/m

图 2 ETABS 中隔震支座的线性属性

接着对比反应谱工况下的基底剪力。经过上述调整，两个模型的周期可以吻合，但是基底剪力仍存在差异。和抗震模型一样，需要检查反应谱函数（ α_{max} 、 T_g 、周期折减系数等参数），对于近场系数、剪重比调整系数，在 ETABS 中需在函数 α_{max} 或者荷载工况的比例系数中考虑。

此外，隔震模型还需重点检查阻尼比的设置。反应谱函数中的阻尼比决定了反应谱曲线的形状（图 3）；材料阻尼、反应

谱工况中的阻尼比和连接单元的有效阻尼系数则共同（叠加）决定了反应谱分析时考虑的模态阻尼比（图 4）。需要注意的是，连接单元中输入的是有效阻尼系数，而非有效阻尼比。一般情况下，函数阻尼比与总的模态阻尼比应保持一致。

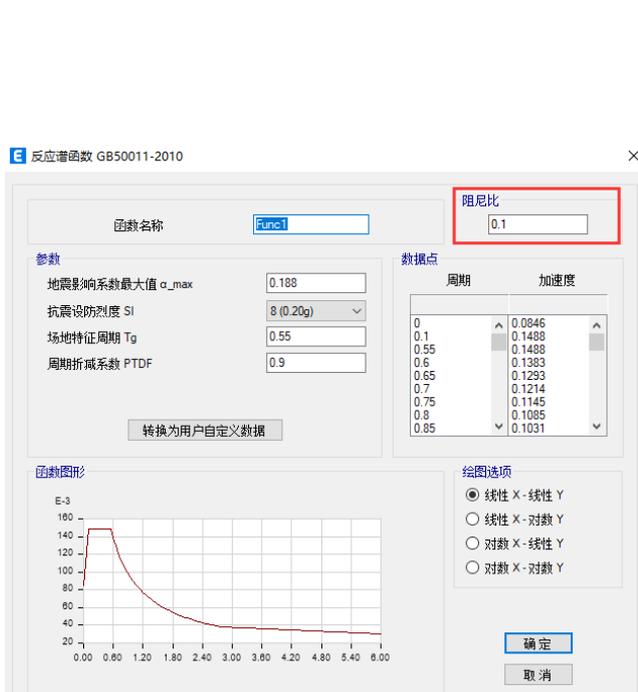
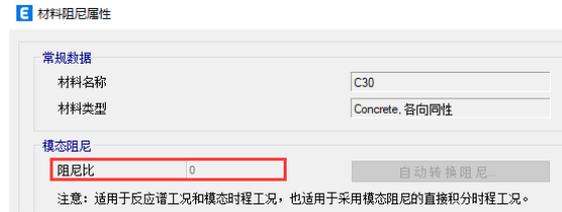


图 3 函数阻尼比



(a) 材料阻尼比



(b) 连接单元的有效阻尼



(c) 工况中的模态阻尼比

图 4 模态阻尼的组成

图 5【反应谱模态信息】表格中输出的便是反应谱分析时考虑的总的模态阻尼比，我们可以对比这个数据和函数阻尼比，从而判断输入的连接单元有效阻尼系数是否有误。



SpecCase	ModalCase	Mode	Period sec	DampRatio
EX	Modal	1	2.563	0.1003
EY	Modal	1	2.563	0.1003

图 5 反应谱分析时的模态阻尼比

隔震模型对比的思路总结如下：

1. 当周期存在差异时，检查隔震支座的等效刚度和支座布置，注意 YJK 中的 U2、U3 和 ETABS 中的方向相反；
2. 当反应谱结果存在差异时，检查反应谱曲线和隔震支座的有效阻尼系数，可通过“反应谱模态信息”表格输出的模态阻尼比判断模型中填写的有效阻尼系数是否有误。

Pushover 分析常见问题

本案例主要介绍 Pushover 分析不收敛的原因以及注意事项。



使用软件/SOFTWARE

ETABS v22.1.0



模型简介/MODEL

如图 1 所示为某钢筋混凝土框架的模型，柱截面尺寸 600mm×600mm，梁截面尺寸 400mm×200mm。抗震设防烈度 8 度。楼面荷载：2kN/m² 恒载+2kN/m² 活载，主梁线荷载 82kN/m。

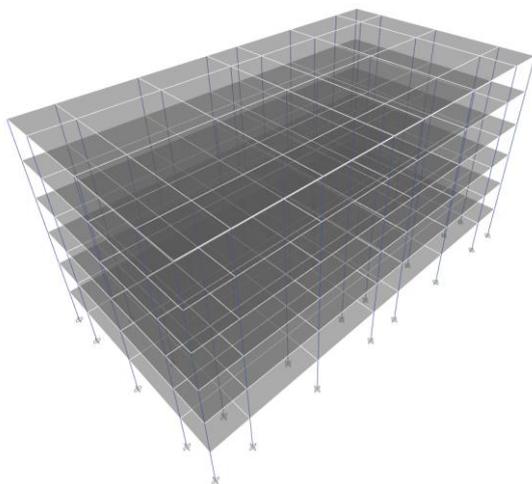


图 1 结构模型三维示意图



问题描述/PROBLEM

Pushover 分析不收敛，无法获取到性能点。



解决办法/SOLUTION

检查 Pushover 工况的定义发现如下问题：

1. 荷载施加的方向与监测节点的自由度方向不一致。在 Pushover 工况中，加载形式采用了 Mode 2（第 2 阶模态），监测节点的自由度方向为 U2，如图 2 所示。然而，观察第 2 阶模态的变形后发现其主要为沿 X 方向的平动（图 3），与监测方向 U2 不一致。

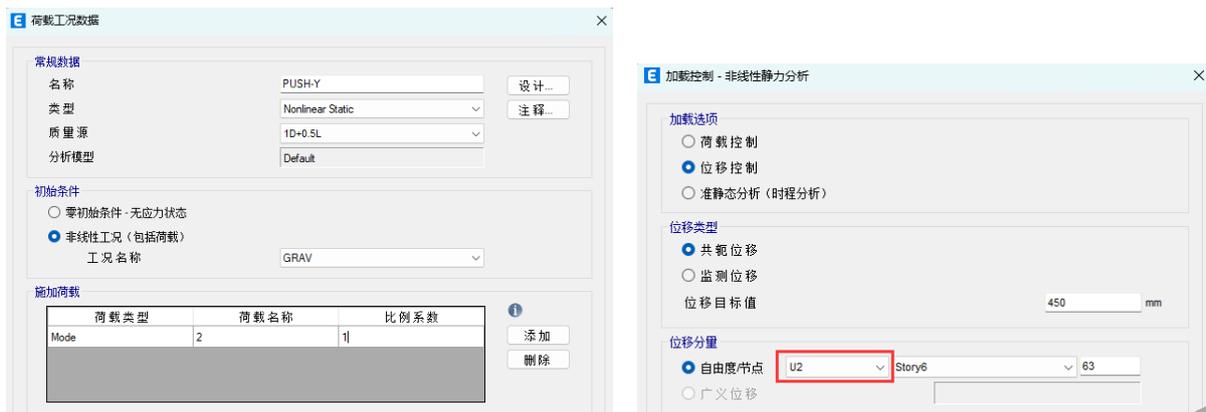


图 2 Pushover 工况的定义

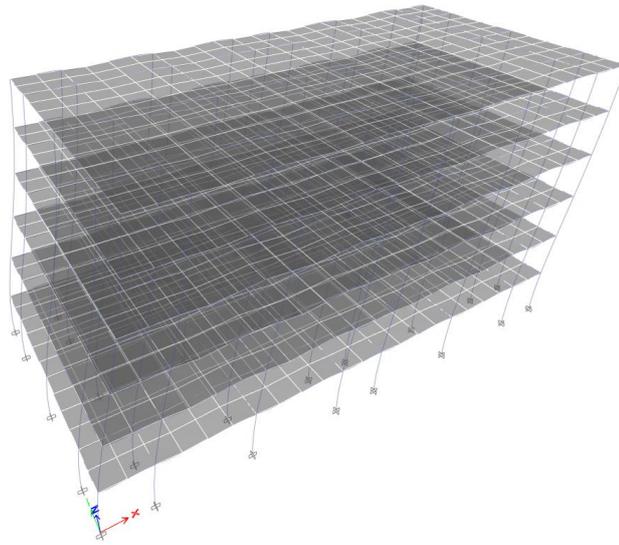


图3 第2阶模态变形图

2. 几何非线性选项设置。分析过程中，应确保前置工况与后续工况的几何非线性选项一致。建议对此类分析将几何非线性选项设置为“P-delta”。

3. 改善收敛性。改善收敛性可以通过多种手段实现，具体包括但不限于：

- 调整铰覆盖项，去除铰细分，这可以使铰在下降段更易于收敛，同时减少单元数量，加快计算速度。
- 使用纤维铰来模拟柱的非线性行为。
- 适当放大收敛容差，例如从 $10e-4$ 增大到 $10e-3$ 。
- 适当增加最大总步数和最大空步数。
- 使用更新的 ETABS 版本。

经过上述调整后，计算结果如图4所示。

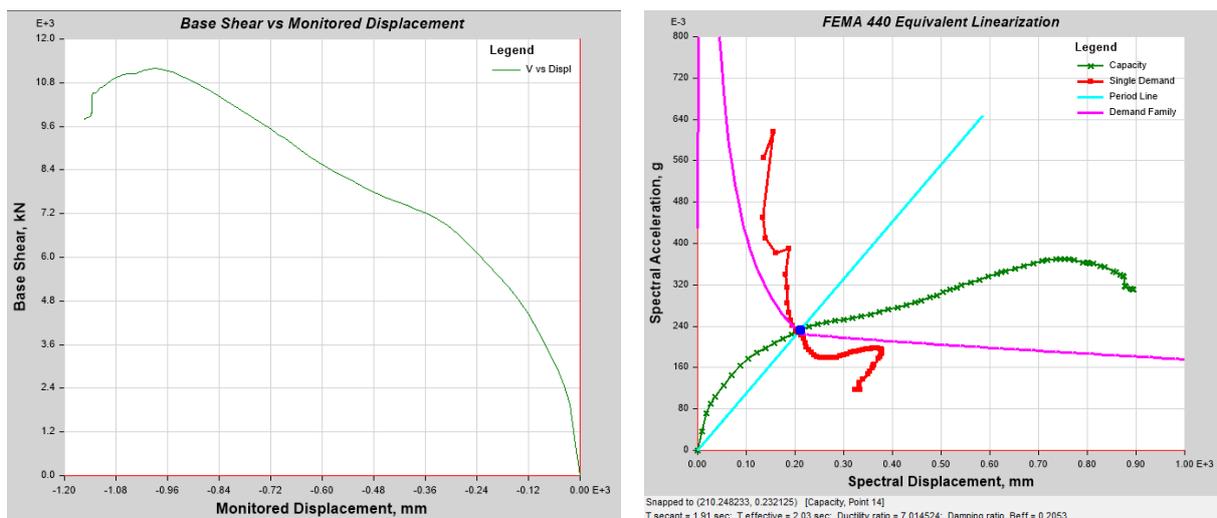


图4 Pushover 分析结果

编写：吴文博

SAP2000v 26.0.1 新增及改进功能

结构模型

- 新增的“Sumitomo 粘弹性阻尼”连接属性可用于模拟由日本住友橡胶工业公司生产的高阻尼橡胶振动控制阻尼器

混凝土框架设计

- 新增基于美标 ACI 350-20 的混凝土框架设计功能

混凝土壳设计

- 新增基于美标 ACI 350-20 的混凝土壳设计功能

输出和显示

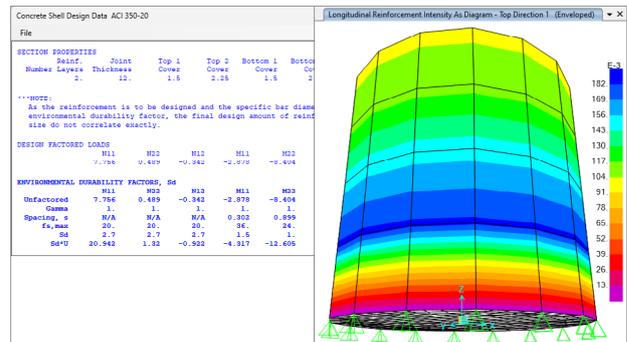
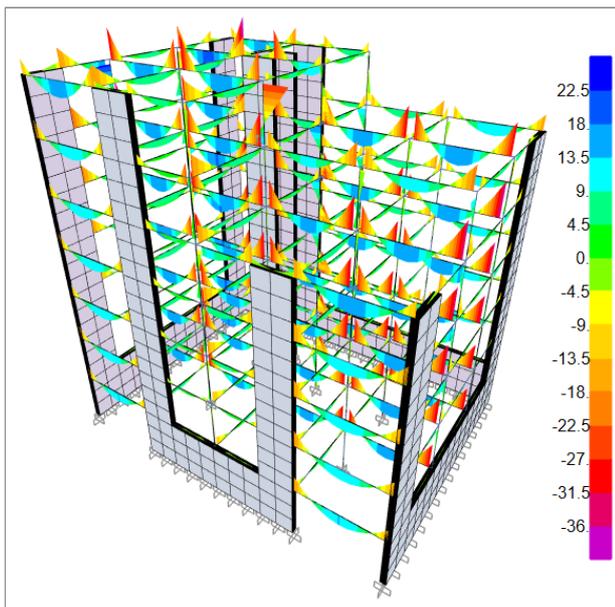
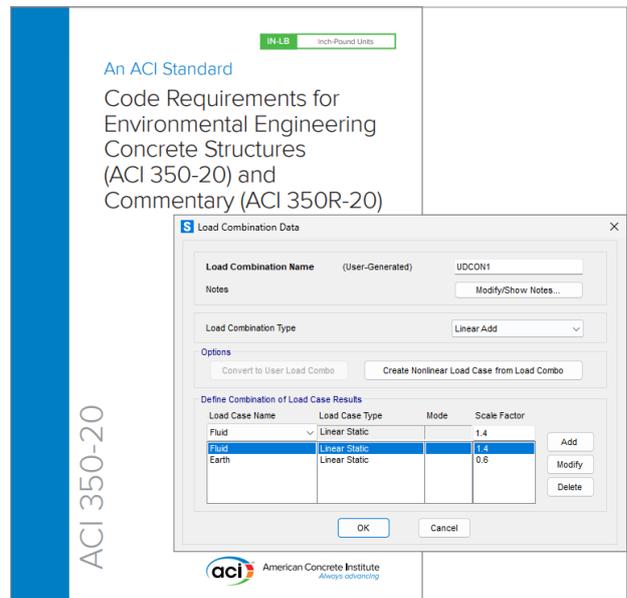
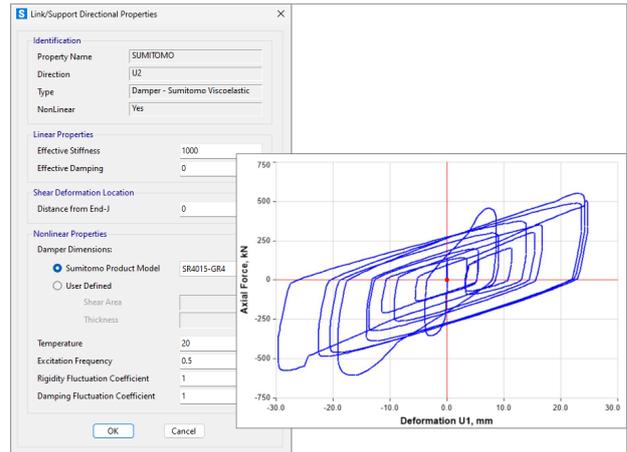
- 框架对象的内力图支持云图显示

API 接口

- SAP2000 API 接口进一步升级至支持 .NET 8

中文版相关功能改进

- 修复了 Q460 钢材的材料强度取值问题
- 界面汉化的持续改进



点击了解更多功能特性

CSiBridge v26.0.0 新增及改进功能

结构模型

- 新增的“Sumitomo 粘弹性阻尼”连接属性可用于模拟由日本住友橡胶工业公司生产的高阻尼橡胶振动控制阻尼器

桥梁建模

- 新增一种混凝土空心板的主梁截面
- 支持薄壁墩指定普通桩和扩孔桩基础

桥梁设计与评估

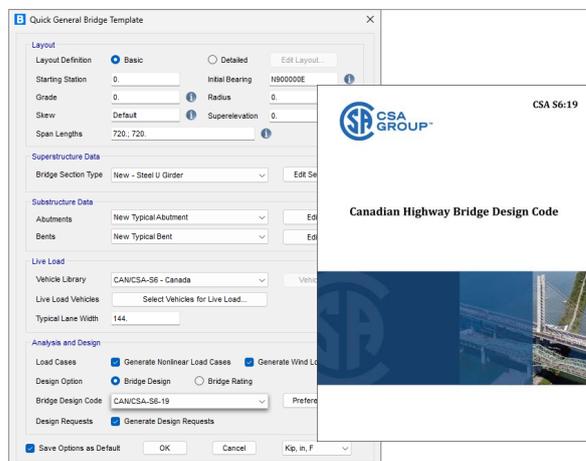
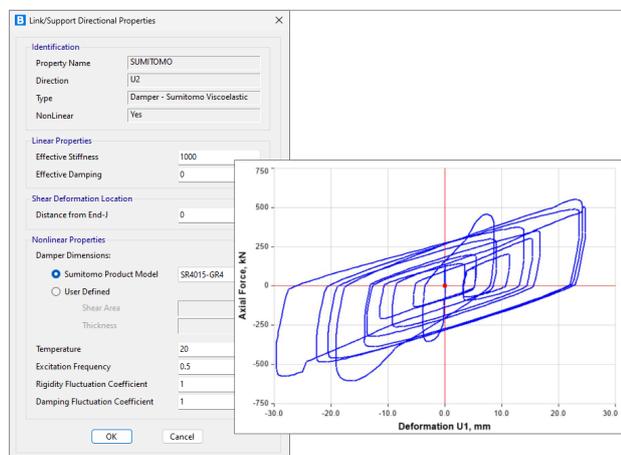
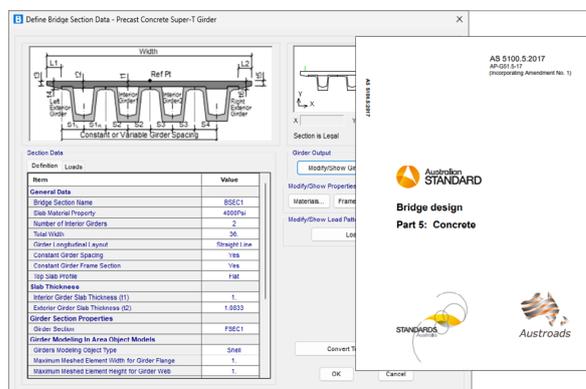
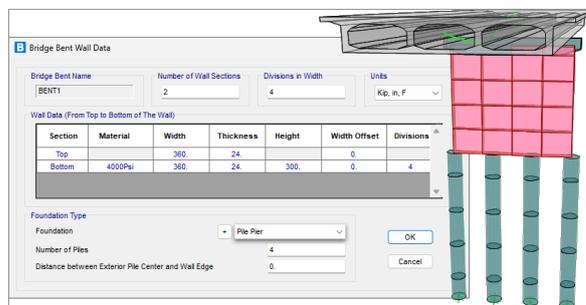
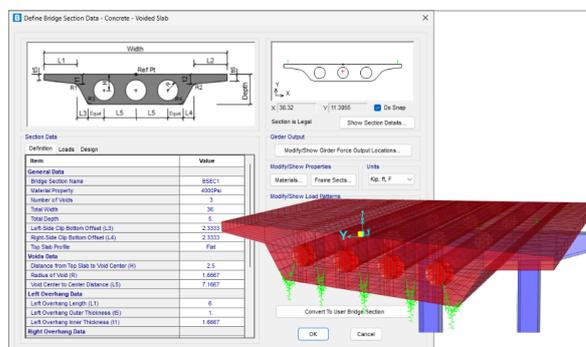
- 新增基于澳大利亚规范 AS 5100.5:2017 的预制混凝土 I 型梁桥、U 型梁桥、箱梁桥、Super-T 梁桥的上部结构设计功能。
- 新增基于加拿大规范 CAN/CSA S6-19 的桥梁上部结构设计和评估功能
- 新增基于欧标 Eurocode 2-2004 的桥梁下部结构（墩柱）强度设计功能，可通过表格输出设计结果。

显示与输出

- 框架对象的内力图支持云图显示

API 功能

- CSiBridge API 接口进一步升级至支持 .NET 8



点击了解更多功能特性

ETABS v22.1.0 新增及改进功能

图形显示

- 视图显示节点反力进一步改进，现在可以以表格的方式显示网格剖分生成的有限元节点的反力值

结构模型

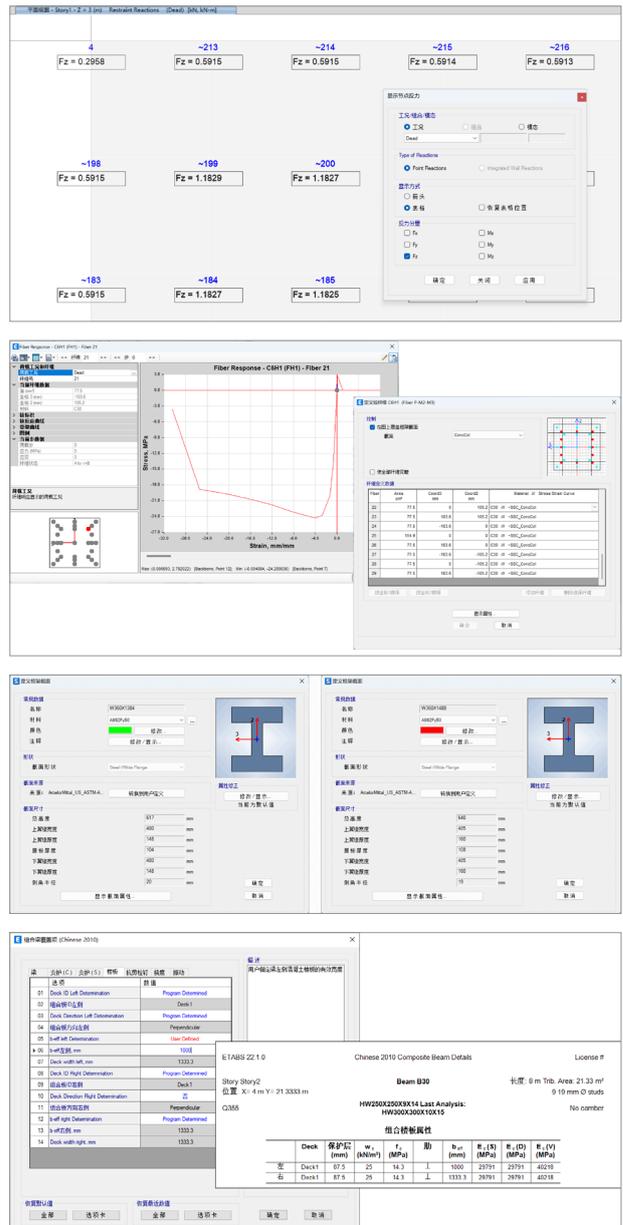
- 对于程序自动生成的纤维铰，功能得到进一步改进，现在可以基于混凝土框架截面中指定的箍筋数据生成 Mander 约束混凝土曲线，适用于矩形或圆形混凝土框架截面。生成铰的纤维数据中 Mander 约束混凝土材料名称新增显示关联的框架截面。

材料数据库

- 型钢数据库新增两个基于 ArcelorMittal_US_ASTM-A913、ArcelorMittal_US_ASTM-A913M、ArcelorMittal_US_ASTM-A992 和 ArcelorMittal_US_ASTM-A992M 的宽翼缘型钢，分别是 W14X930 和 W14X1000（公制标识为 W360X1384 和 W360X1488）

设计功能

- 基于美国规范 ACI 318-14 和 ACI 318-19 协调扭转下的抗扭设计进一步改进。当用户对框架的抗扭刚度进行折减时，ETABS 考虑扭矩重分布，并根据 ACI 318-14 22.7.3 和 ACI 318-19 22.7.3 取设计扭矩为 T_u 和 ϕT_{cr} 中的较大值。注意对于平衡扭转，不考虑内力重分布，设计扭矩始终取分析弯矩 T_u 。
- 组合梁设计功能进一步改进。设计覆盖项中梁左侧和右侧的翼缘有效宽度（ b_{eff} 左侧和 b_{eff} 右侧）默认按照相应规范取值，新增选项 Deck width left 和 Deck width right 显示按照规范计算得到的有效宽度上限值，此选项仅支持查看，不支持编辑。组合梁左侧和右侧的翼缘有效宽度通常取翼缘实际外伸宽度或相邻钢梁上翼缘净距的 1/2，同时根据不同规范的规定，与梁的等效跨径有关。



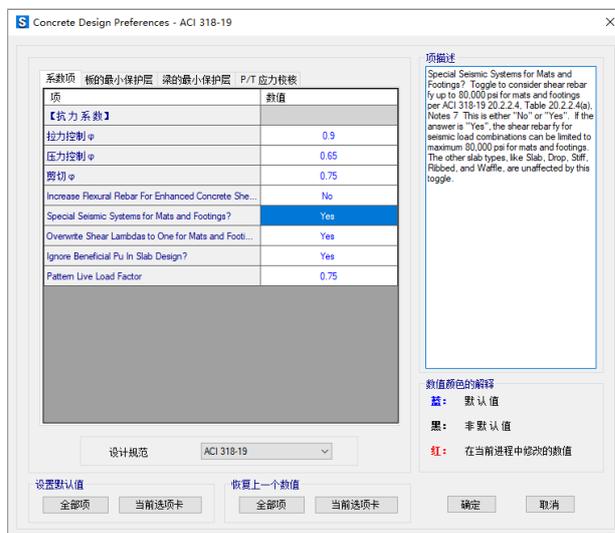
点击了解更多功能特性

新增及改进功能

SAFE v22.1.0 新增及改进功能

设计功能

- 基于美国规范 ACI 318-14 和 ACI 318-19 的协调扭转下的抗扭设计功能得到进一步加强。当用户对框架的抗扭刚度进行折减时，SAFE 考虑扭矩重分布，并根据 ACI 318-14 22.7.3 和 ACI 318-19 22.7.3 取设计扭矩为 T_u 和 ϕT_{cr} 中的较大值；SAFE 默认对框架的抗扭刚度内置 0.1 倍的折减。注意对于平衡扭转，不考虑内力重分布，设计扭矩始终取分析弯矩 T_u 。
- 基于美国规范 ACI 318-19 的混凝土基础设计进一步改进，在设计首选项中新增“对于筏板和独立基础是否是特殊抗震体系（Special Seismic Systems for Mats and Footings？）”的选项。如果选择“是”，同时设计组合中包含地震作用，根据表 20.2.2.4(a) 注释 7 的解释，抗剪钢筋的屈服强度 f_y 可以取为最大值 80,000 psi，该选项适用于类型为筏板基础（mat）或独立基础（footing）的面对象。
- 基于加拿大规范 CSA A23.3-19、CSA A23.3-14 的抗冲切设计功能进一步改进，进行抗冲切箍筋设计时，楼板的厚度取总厚度。



输出与显示

- 基于美国规范（ACI 318-19、ACI 318-14、ACI 318-11 和 ACI 318-08）的预应力混凝土楼板抗冲切校核进一步改进，抗冲切校核 & 设计的细节中新增参数 α_s 、 β_p 、 f_{pc} 和 v_p 的输出。

[点击了解更多功能特性](#)



WindPower
智慧风基

致力于风电设计的领跑者

新增及改进功能

WindPower v2.2.0 新增及改进功能

- 混塔基础中增加牛腿外侧钢筋多层布置设置，通过牛腿外侧钢筋是否设置二排纵筋控制纵筋排数，牛腿二排钢筋的数量同牛腿外侧钢筋，钢筋直径可以单独设置，解决牛腿外侧钢筋过多导致牛腿内侧位置钢筋间距小的问题。
- 牛腿及侧墙中间的纵筋在基础顶部直接截断，不再弯折，避免顶部钢筋排列过密。
- 牛腿顶部盖筋两侧增加环筋布置。
- 岩石锚索基础设计中增加压力型锚杆形式的计算功能。
- 计算书中增加部分参数的输出，使计算书输出更加完整

- 加强了用户输入数据的判断功能，对于输入的不合理数据给出提示，提供软件稳定性
- 修改按照桩基础按照附录 C 方法计算时计算过程参数的输出格式、完善了桩配筋验算和裂缝验算功能
- 改进了计算书中的桩基础抗剪计算输出、混塔基础锚索局压计算的输出、混塔基础裂缝结果表格输出格式
- 改进了宽台柱计算时的内力和钢筋计算功能
- 修复了肋梁基础分段设置问题
-

[点击了解更多功能特性](#)

喜报

北京筑信达工程咨询有限公司
荣获北京市“专精特新”中小企业称号

北京筑信达工程咨询有限公司 荣获北京市“专精特新”中小企业称号



近期，北京市经济和信息化局官网公布了2024年第二季度北京市“专精特新”中小企业名单。在众多企业中，北京筑信达工程咨询有限公司凭借卓越的专业化、精细化及创新能力，荣膺此项殊荣。

专业成就

“专精特新”不仅是一种荣誉称号，它代表了企业在专业化、精细化、特色化发展以及创新能力上的卓越表现。北京筑信达工程咨询有限公司始终坚持提供高品质的软件产品和服务，将前沿信息技术与土木行业深度融合，专注于我们的核心业务，致力于在专业领域达到卓越标准。

持续进步

此次获奖是对我们工作的极大鼓励，也是激励我们继续前进的动力源泉。我们将坚守“专精特新”的发展理念，持续提升自身竞争力，并承诺为客户提供更加卓越的产品与服务，为社会创造更多价值。

感恩致谢

衷心感谢所有一直以来给予我们信任与合作的客户和合作伙伴。正是因为有了您们的陪伴，我们才能不断突破自我，实现更远的目标。



新书推荐

《ETABS 与 CiSDC 建筑结构设计应用指南（上）》

本书深入浅出地阐述了 ETABS 的核心知识，并详细指导读者如何运用 ETABS 与 CiSDC 软件高效完成常规的分析与设计任务。全书内容丰富，共分为七章，并附有五个实用的附录。首章为基础知识篇，旨在帮助读者深刻理解 ETABS 的建模流程与分析技术；第二、三章则聚焦于建模技巧，深入剖析软件参数设置与力学模型之间的紧密联系及其影响；第四、五、六章围绕结构设计展开，详尽讲解各类结构及其构件的设计步骤，以及如何遵循中国设计规范进行操作；第七章介绍 CiSDC 的应用，借助 CiSDC，工程师可以拓展 ETABS 的前后处理功能，更加贴合中国工程师的习惯，并满足更多行业和地方设计标准的需求。附录部分则汇聚了工程师们普遍关注的主题。

此外，本书独具匠心，通过扫描书中的二维码，读者可轻松访问多达 50 个演示视频和一系列技术资料，以便更好地学习与实践。我们衷心希望这本书能成为工程师、高校师生及科研人员等在学习和使用 ETABS 过程中的得力助手。

该书的下册将深入探讨 ETABS 的高级分析技术，涵盖诸如减隔震分析、施工模拟分析、抗震性能化设计等主题。下册的内容正在筹备之中，敬请期待。



扫描二维码购买



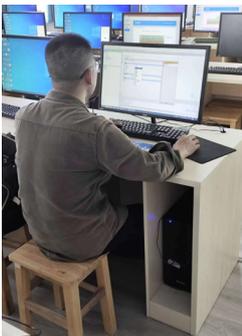
岩土工程数值分析培训班

——武汉站

华中地区，尤其是武汉，面对众多部级勘察设计单位和激烈的市场竞争，筑信达在岩土领域的品牌知名度和影响力方面面临挑战。尽管该地区许多客户尚未购置 PLAXIS 软件，且本地存在如优土优木等竞争对手以及像依泰斯卡这样的竞品厂商，筑信达依然拥有巨大的市场潜力。



为了提升筑信达在华中地区的品牌知名度和扩大市场份额，特别是在长期缺乏市场活动的武汉地区，决定于 7 月 2 号在武汉组织一场专业的岩土培训班。这次培训班的目标不仅是加强与现有客户的联系，还希望能够吸引新客户，提升筑信达的品牌影响力。



尽管报名人数达到了 30 人，代表着 17 家不同的单位，包括一些行业的重要玩家如中交二航院、中交二航局、中南建筑设计院、湖北省交通设计院和武汉科技大学等。但由于 7 月份武汉进入汛期，很多报名的客户因为防汛任务未能参加，导致最终只有 13 人参加了培训。尽管最终只有 13 人参加了培训，但值得欣慰的是，参加的工程师们都非常认真地投入到软件操作中。他们不仅仔细学习软件的各项功能，还积极与筑信达的技术同事进行沟通，针对操作中出现的问题寻求解答和帮助。这种积极的互动体现了参训人员对提高自身技能水平的重视，同时也展现了筑信达技术团队的专业性和高效的问题解决能力。

这次培训班虽然规模较小，但通过实际操作和面对面的沟通，加深了参与者对 PLAXIS 软件的理解，为今后的工作提供了更加坚实的技术支持。此外，这也加强了筑信达与客户之间的联系，为后续的市场拓展和品牌建设奠定了良好的基础。

供稿：肖同良



IDEA StatiCa 中国行

—— 开放 · 沟通 · 合作 ——

2024 年中秋佳节之际，IDEA StatiCa 公司 CEO Juraj Sabatka 携全球渠道经理 Jan Valíček 及亚太地区产品市场经理 Grace Chua 抵达北京。9 月 15 日 IDEA StatiCa 团队与筑信达公司管理层展开了友好、务实的会谈。筑信达公司董事长李楚舒博士、总经理郭大力先生向 IDEA 团队的来访表示热烈欢迎，双方就 IDEA Statica 产品在中国市场的推广及后续的开发计划进行了细致、深入的交流。



9 月 18 日至 20 日，在筑信达副总经理李立及销售总监蔡安的陪同下，IDEA StatiCa 团队连续访问了北京、上海两地，拜访中国的工程公司、设计机构及高校。此次中国之行旨在深入了解 IDEA StatiCa 产品在中国市场的应用现状和前景，聆听一线工程师或制造商的建议或反馈，同时积极响应客户需求，逐步改进和完善 IDEA StatiCa 产品线，以更好地匹配中国工程师的工作流程或习惯

在京沪两地的三天行程中，IDEA StatiCa 团队与中国上百位结构工程师分享了 IDEA StatiCa 最新发展方向和技术动态，重点介绍了钢节点和钢构件模块的前沿技术、混凝土模块新增的三维基础设计以及 IDEA BIM 接口的重大更新。钢节点的参数化建模、美标半熔透焊缝计算以及柱脚节点与混凝土基础的联合应用等内容，获得现场工程师的一致肯定与好评。此外，针对中国市场客户关心的柱脚锚栓校核、混凝土设计规范以及中国标准节点库等需求已列入新版本开发计划，并将于下一版本的更新中予以实现。

惠生工程（中国）有限公司北京分公司

惠生工程作为中国领先的能源工程 EPC 服务和技术整合解决方案提供商，在炼油、石油化工、煤化工、新材料、新能源等五大领域提供专业的技术和工程建设服务。此次交流会汇聚了来自惠生工程各地的数十位结构工程师，他们通过线上线下的方式共同参与。



在本次交流会上，与会的结构工程师们不仅得到了解决大量实际项目中遇到的问题的机会，还对软件新技术和新功能表示出极大的兴趣。他们认为这些新工具将极大地提升工作效率和项目质量，纷纷表示要加强学习，将这些新技术充分利用到未来的项目中去，更好地应对行业内的挑战，为企业创造更多的价值，推动企业的持续发展和创新。



中国石化工程建设有限公司

中国石化工程建设有限公司（SEI）作为中国能源化工领域的龙头企业，不仅在国内享有盛誉，而且在国际上也是中国名片的代表。SEI 在大量国内外工程项目中广泛使用 IDEA Statica 软件，尤其在国际项目中的应用，打造了一个又一个代表国家形象的样板工程。

SEI 凭借 IDEA Statica 软件独特的技术优势，不仅优化和制定了企业节点标准库，还致力于打造行业标准，推动整个行业的技术水平提升。通过这样的技术创新和应用，SEI 不断巩固其在行业中的领军地位，同时也为国内外客户提供了高质量的工程服务。



北京交通大学

北京交通大学是中国交通大学的三大源头之一，历史渊源可追溯到 1896 年，为我国培养了一大批的交通专业人才。

本次拜访了土木建筑工程学院三位钢结构方向的教授及其研究生团队，以往在科研、教学等方面，他们通常采用 ANSYS 或 ABAQUS 进行仿真分析，但这些软件操作难度大、技术门槛高。通过本次座谈交流，师生们充分了解了 IDEA Statica 软件的产品特性，师生们认为 IDEASatica 不仅适用于自身的课题研究，还对软件的直观、高效赞赏有加，计划将其引入到钢结构课程的教学当中。

通过此次拜访，我们对 IDEA 软件在教育领域的应用前景有了更深入的了解，并期待未来能有更多的合作机会。



上海欧本钢结构有限公司

上海欧本钢结构有限公司，作为国内领先的钢结构及预制装配建筑工程企业，集研发、设计、制造、安装于一体，专注于设计和建造各类工业厂房、仓储物流、商业及办公楼。公司的主要产品包括钢结构、围护系统以及钢与混凝土组合预制构件。

欧本钢构因布拉格的项目与 IDEASatica 软件结缘。在交流会上，董事长陈明先生亲自带队，双方进行了深入热烈的交流。会后，陈总带领众人参观了公司的“结构展厅”，生动直观地展示了公司的产品和技术实力，更彰显了他作为一名杰出企业家和结构专家的专业素养和情怀。



Tekla (中国)

在中国市场，Tekla 软件被广泛用于建筑工程、钢结构设计、预制构件等领域。其强大的功能和用户友好的界面，深受工程师和设计师的喜爱。

IDEA Statica 是一款专业的节点设计和分析软件，提供了丰富的节点设计和计算功能。两款软件功能上具有互补性，通过将 Tekla 与 IDEA Statica 结合使用，可以为客户提供更全面、高效的解决方案，满足不同项目的需求。

为帮助中国的建筑工程行业带来新的机遇和发展动力，推动行业的数字化转型和升级，Tekla China 与 IDEA Statica 进行了密切的沟通和交流。双方就软件技术进行了深入探讨，分享了各自的优势和特点。同时，还就客户培训和市场推广方面进行了深入探讨，在培训和市场策略等方向达成共识，以共同提升客户的技能水平和对软件的认知。

浙江精工钢结构集团有限公司

浙江精工钢结构集团有限公司是一家在国内外钢结构建筑领域享有盛誉的大型集团公司。公司业务涵盖钢结构建筑设计、研发、销售、制造及施工等多个环节，凭借其多项自有创新技术体系，在公共建筑、工业建筑及居住建筑等钢结构建筑领域持续引领行业发展。

作为 IDEA StatiCa 软件在中国市场的第一位客户，精工集团在参与全球地标性项目的过程中频繁使用该软件。通过长期的实际应用，精工集团不仅积累了丰富的软件使用经验，还展现了高超的技术水平。同时，精工集团为 IDEA StatiCa 软件提出了宝贵的反馈和建议，这些意见对软件的持续改进与优化起到了积极的推动作用。

精工集团的工程师们因长期与国际团队合作而展现出了极高的专业素养和英语水平，让企业全球化的竞争中保持领先地位，并不断拓展国际合作的新领域。这种国际化的视野和沟通能力为双方在未来的更深层次的合作奠定了坚实的基础。

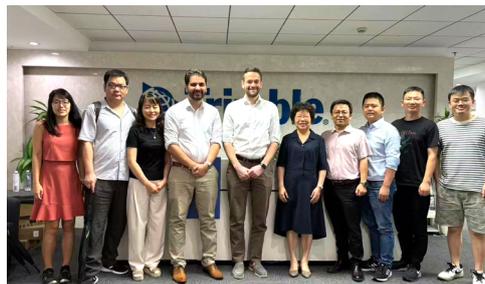
华东建筑集团股份有限公司

华东建筑集团股份有限公司是中国建筑设计行业的领军企业之一，专注于为民用和商业建筑提供全方位的设计服务。尽管当前行业面临一定的下滑趋势，但华东建筑集团对技术创新和高质量设计的追求始终保持热情不减。

在此次拜访行程中，作为唯一的大型民用设计院，华东建筑集团展现了其对新技术的高度关注和接纳能力。针对工程师们关切的问题，现场就 IDEA StatiCa 软件的高效模拟分析进行了演示。通过实际的操作，工程师们深刻体验到了 IDEA StatiCa 软件灵活高效的建模方式、丰富的设计功能以及详尽美观的计算报告。

会后，工程师们对 IDEA StatiCa 软件给予了极高的评价。他们认为这款软件能够显著提高工作效率，特别是在钢结构节点方案的比选和优化方面表现出色。

供稿：张志国



筑信达云南高校行

【走访交流促合作 共谋发展新篇章】

筑信达云南高校行

【走访交流促合作 共谋发展新篇章】

为了深化校企合作，9月25日至27日，筑信达公司的销售经理王博与高校负责人王晋京共同展开了一次富有成效的云南高校走访交流活动。此次行程覆盖了云南省内的多所重要学校，旨在加强与高校之间的合作与联系，共同探讨合作机会与发展前景。

昆明学院

昆明学院秉持“明德至善，知行利物”的校训精神，致力于教育创新与人才培养。拥有涵盖教育学、文学、理学、工学等多个学科的完善教育体系，教学质量和学术水平在云南省内享有较高声誉。同时，昆明学院还积极开展国内外合作交流，推动产学研一体化发展。

本次拜访了建筑工程学院的余文正、张龙飞、吴克川和兰香四位老师。长期以来，筑信达公司与该校保持着密切且持续的联系，在减隔震技术、抗震设计、结构力学课程等多个领域展开了深入合作。此外，筑信达公司还积极支持了学校的结构竞赛，为参赛队伍提供了软件资源与培训支持。

此次拜访正值学院获批新增研究生点之际，双方就未来如何进一步结合筑信达软件资源与研究生教育进行了深入探讨。此次交流不仅进一步巩固了双方的合作基础，更为日后在本科生和研究生培养、科研合作以及产学研一体化发展等方面开拓了新的合作空间，为双方未来的深入合作与发展奠定了更加坚实的基础。



昆明理工大学

昆明理工大学是一所理工结合、多学科协调发展的高水平大学。学校以工科为主，科研实力强劲，拥有众多国家级科研平台。同时，它也是云南省高等教育的重要支柱，为区域经济社会发展培养了大批优秀人才。

本次拜访了建筑工程学院的史世伦老师。史老师长期致力于钢结构领域的教学与研究，拥有丰富的专业知识和实践经验。在交流过程中，我们深入了解了史老师的教学内容和研究方向，并就筑信达的 IDEA Statica 钢结构软件进行了详细介绍和演示。史老师对我们的软件表现出了浓厚的兴趣，认为这款软件在钢节点的分析、设计以及优化等方面具有显著的优势，界面直观友好，建模高效快捷，非常有助于提升学生的实践能力和设计水平，并计划将其引入到钢结构课程的教学。同时，筑信达将提供软件试用版、教学课



件以及相关的培训支持，帮助学校更好地将这款软件融入到课程教学中，为学生们提供更丰富的学习资源。

此外，我们了解到该校多年来一直积极参加全国大学生结构设计竞赛，取得了丰硕的成果。在结构竞赛这一重要领域，我们也非常希望能展开更加紧密的合作。

云南农业大学

云南农业大学是一所历史悠久的省属重点大学。学校学科门类齐全，涵盖农、工、理、文、法、经、管等多领域，尤以农业科学见长。云南农业大学注重实践教学与科研创新，拥有多个国家级、省部级科研平台和实验基地。秉承“开学养正、耕读至诚”的校训，学校致力于培养高素质农业人才，服务地方经济社会发展。

本次拜访中，我们有幸认识了建筑工程学院的王艳伟院长，深感荣幸。王院长不仅热情接待了我们，还亲自引荐了学院土木系的杨圣元主任与我们认识。通过我们的详细介绍，王院长和杨主任对我们的公司及产品有了深入的了解，并对我们的技术表示了浓厚的兴趣和高度认可。王院长当即表示希望与我们达成合作关系的意愿，并计划制定初步的合作方案，他希望通过我们的技术产品和服务，为学院的教学、科研以及学生的实践能力培养提供有力支持。



在结构竞赛的交流环节中，杨主任亲自带领我们观摩了本次省赛参赛队伍制作的模型。通过近距离的观察与交流，我们深刻感受到了学生们在结构设计上的创意与热情，同时也了解到了他们在实践中遇到的一些挑战。杨主任特别提到了当前在结构竞赛中面临的一个关键问题：软件与实体操作之间的吻合度不够理想，这在一定程度上影响了计算结果的准确性。针对这一问题，我们向杨主任介绍了我们软件的优势和特点，特别是在提高计算准确性方面的卓越表现。我们表示非常愿意为学院提供试用版软件，并安排专业的技术人员进行培训和指导，以确保学生们能够熟练掌握软件的使用方法，从而提高他们在结构竞赛中的竞争力。

此次拜访不仅加深了我们与建筑工程学院的联系，也为双方未来的合作奠定了坚实的基础。我们期待着与王院长和杨主任共同探讨更多的合作可能性，并为学院的发展贡献我们的力量。

滇西应用技术大学

滇西应用技术大学是一所由教育部与云南省人民政府共建的应用型本科院校，坐落于风景秀丽的云南省大理市。学校的专业设置丰富多样，涵盖工学、理学、农学、管理学等多个学科领域，且紧贴市场需求，注重实践与应用。学校注重校企合作与产学研结合，与多家知名企业建立了紧密的合作关系，为学生提供了丰富的实践机会和就业平台。

本次拜访中，我们有幸与建筑工程学院的土木系主任和东宏老师、土木工程专业负责人黎泰良老师，土木工程教研室主任龚子成老师以及代建云老师进行了深入的交流，基于产学研合作项目，向老师们展示了公司的主要软件产品及其在高校中的实际应用案例。和老师们则详细介绍了学校、学院及土木系的基本情况，以及后续专业发展及实验室建设项目储备规划这些信息，让我们对学校的未来发展有了更清晰的认识。



值得一提的是，老师们对我们的软件产品表现出了高度认可，并且下一步计划将其纳入到学校的实验室建设项目储备库中。这不仅是对我们技术实力的认可，更是对我们双方合作前景的美好期待。

最后，在老师们的带领下，我们参观了土木工程专业部分的实验实训中心及虚拟仿真实验室。这些先进的设施不仅为学生提供了良好的实践环境，也为我们双方的合作提供了更多的可能性。我们相信，在未来的合作中，我们的软件产品将能够在这里发挥更大的作用，助力学校培养出更多优秀的应用型人才。



筑信达将持续深化产学研合作、课程共建及结构竞赛等领域的投入，为高校提供强有力的支持与服务，助力教育事业的蓬勃发展。

即将上线的校企合作网站专栏，将打破界限，让合作更便捷、高效。欢迎随时咨询我们，共同探索合作的新机遇。

供稿：王晋京



ETABS+CiSDC 减隔震技术交流会 ——中南建筑设计院

为了更好地助力结构工程师们精通 CSI 系列软件在减震隔震领域的应用，筑信达公司于 2024 年 9 月 30 日拜访中南建筑设计院股份有限公司，并举行了一场关于 ETABS+CiSDC 的减震、隔震技术交流会。

中南建筑设计院股份有限公司，作为新中国初期成立的六大区域性综合设计院之一，其足迹遍布全球，累计完成了超过 20,000 项工程项目设计。在这众多项目中，有 1,200 余项荣获国际、国家及省部级的殊荣与表彰。中南建筑院在公共建筑、超高层建筑、大跨度空间结构、复杂结构、减震防灾技术、BIM 应用等领域，具备深厚的技术积累和卓越的创新力。同时，中南建筑院也是 SAP2000、ETABS、IDEA 等筑信达软件产品的资深用户，在大量工程项目中有广泛应用。



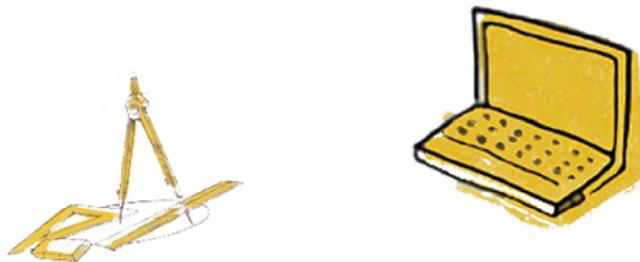
此次交流会由纪晗总工主持，周德良总工全程参与会议。会上重点介绍了 ETABS+CiSDC 减隔震整体解决方案。CiSDC 支持一键创建 ETABS 减隔震模型，全面集成行业标准及云南、上海、北京等地方标准，基于 ETABS 精确的分析结果，实现构件的包络设计和出图，整理输出完整的减隔震报告。交流现场反馈积极，工程师们充分肯定了 CiSDC 的功能，认为有了 CiSDC 的加持，ETABS 在处理减隔震项目时变得更加便捷。参数化布置消能器/隔震器、自动计算附加阻尼比、一键创建弹塑性模型、自动生成完整的减隔震报告……这些功能显著减少了建模工作和数据处理工作。

会上还深入交流了 ETABS+CiSDC 减隔震设计方案的技术亮点。其中，ETABS+CiSDC “反应谱分析 + 随机模拟法较准”的隔震设计思路获得领导和工程师们的认可，为避免反应谱分析的局限性提供了更多分析手段。此外，对于减震结构，CiSDC 通过非线性时程分析分别迭代确定了大、中、小震下消能器的有效刚度，确保了后续计算结果的准确性。

在面对面的深入交流中，筑信达也了解到一些新的需求和意见，比如希望加强消能器连接部件的验算等，这些反馈对于 CiSDC 的功能改进具有重要指导意义。筑信达期待与更多合作伙伴携手共进，共同推动减隔震技术的发展和应。

供稿：刘慧璇
倪超

征稿启事



如果你使用过我们的产品
如果你喜爱工程分析

或许你正困惑其中
或许你已成果丰硕

欢迎来这里发声!

这里
可以提问
也可以“炫技”

可以严肃
也可以顽皮

题材不限
风格不拘

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

请速速

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

欢迎广大工程师踊跃投稿！

稿件一经采纳，作者将有机会获赠：

- 技术专著
- 产品单机版免费限时使用权
- 高级培训免费名额

投稿请寄

support@cisec.cn

(请注明“技术通讯”投稿)

期待与你的相识!

你是我的菜



CiBRIDGE
SAP2000
ETABS
SAFE
PERFORM3D
CiSDesigner
CiSGTCAD
CiSModelCenter
CiSOpenSteel
CiSDesignCenter

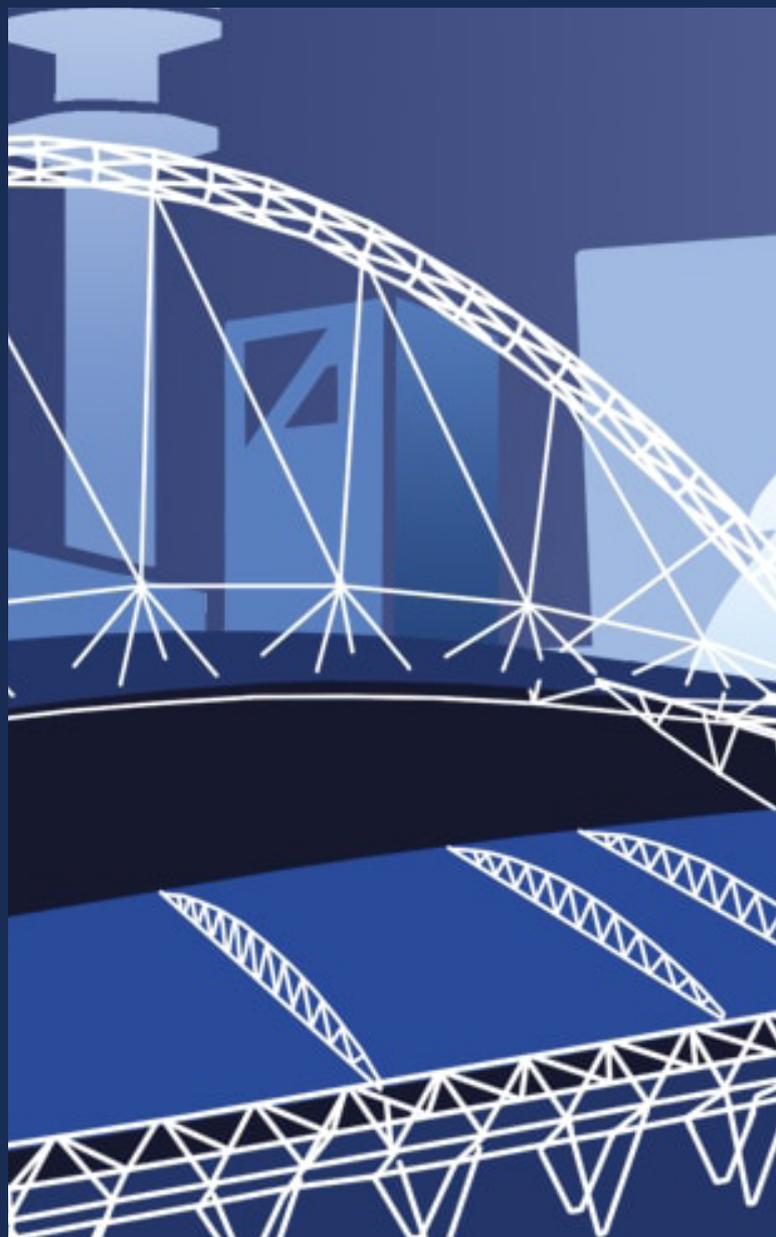
PLAXIS

 **SPIDER**
Detailer of Structures

IDEA

 **WindPower**
智慧风基

**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