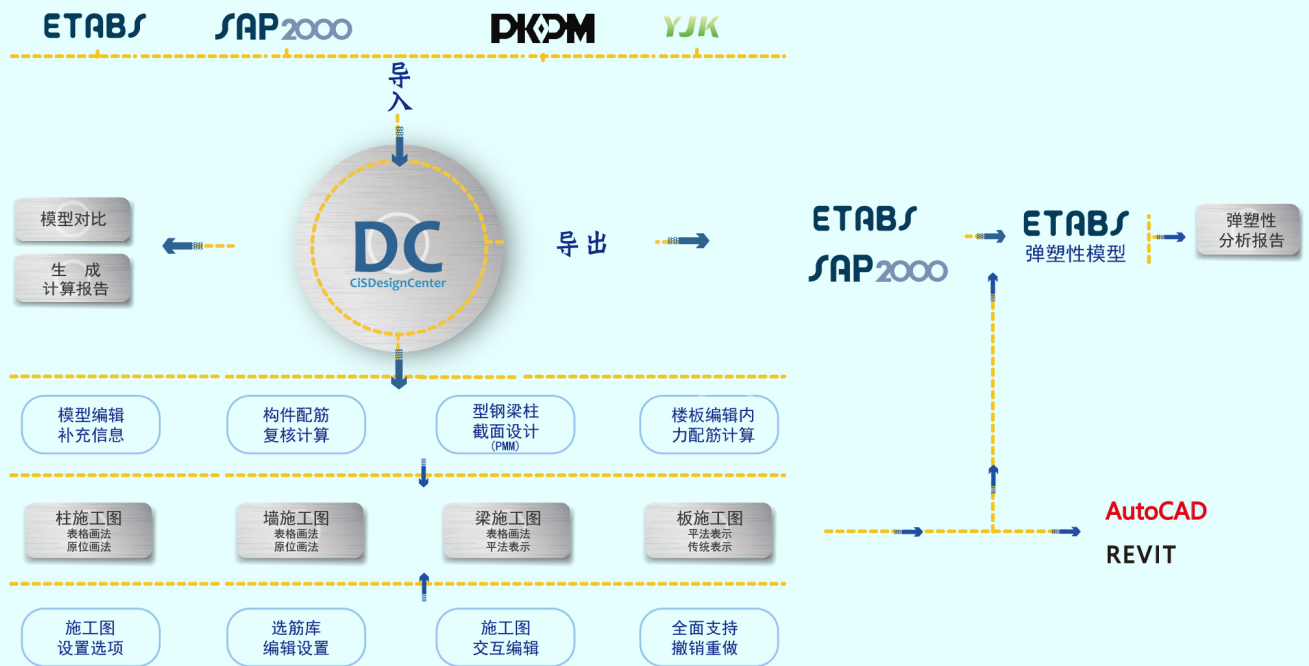
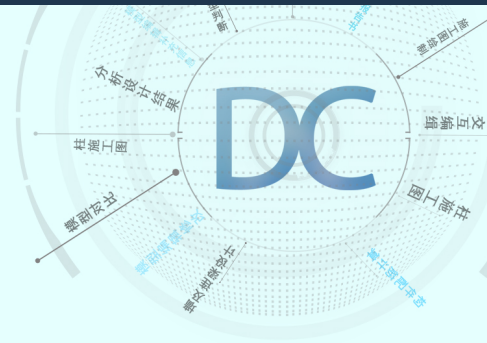
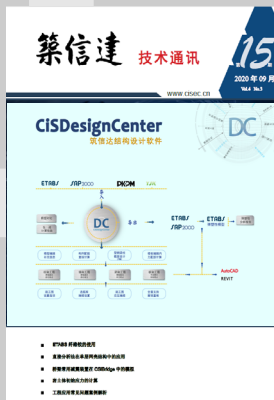


CiSDesignCenter

筑信达结构设计软件



- ETABS 纤维铰的使用
- 直接分析法在单层网壳结构中的应用
- 桥梁常用减震装置在 CSiBridge 中的模拟
- 岩土体初始应力的计算
- 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

C 目 录 Content

— 专题文章 —



ETABS 纤维较的使用	1
直接分析法在单层网壳结构中的应用	6
桥梁常用减震装置在 CSiBridge 中的模拟	12



岩土体初始应力的计算	18
------------	----



基于欧标的锚栓承载力计算	22
--------------	----

— 工程应用常见问题案例解析 —

连续倒塌分析参数设置	33
“一柱托双梁”的模拟	35
FNA 法提示“荷载作用于无质量自由度”	37
实体单元的稳态动力学分析	39
边坡旁的基坑开挖计算不收敛	41
路基填筑工程中的异常水荷载	44
隧道开挖过程中土体倒塌	46

新版发布 48

活动报道 49

征稿启事 55



ETABS 纤维铰的使用

筑信达 吴文博

ETABS 中框架单元的非线性行为可以通过塑性铰和纤维铰两种方式实现，塑性铰是通过建立力与变形关系，从整体上描述截面的非线性行为，而纤维铰则是通过将截面离散为有限根纤维，并假定每根纤维处于单轴应力状态，在平截面假定的基础上依据纤维材料的本构关系确定截面的非线性行为，这在模拟轴力（特别是变轴力）与双向弯矩耦合作用下的非线性行为非常有效。

1. 纤维铰的分类

纤维铰的有限元实现方式有两种，一种为刚度法，另一种为柔度法。刚度法是通过位移形函数建立单元刚度矩阵的方法，这种方法计算效率高，易收敛。但由于刚度法中位移形函数采用的是 hermite 插值（三次多项式插值），而曲率为位移的二阶导，因此曲率为线性分布。因而，对于强非线性部位通常需要多个纤维铰才能精确模拟位移分布，如图 1 所示。但是对于常规的框架梁、柱，非线性行为通常集中出现于框架两端的塑性区，如果能够合理的确定塑性区的长度，分别在框架两端布置纤维铰，刚度法也具有很好的精度，如图 2。如果无法预估出塑性铰的长度，宜使用多个纤维铰以获取更高的精度。

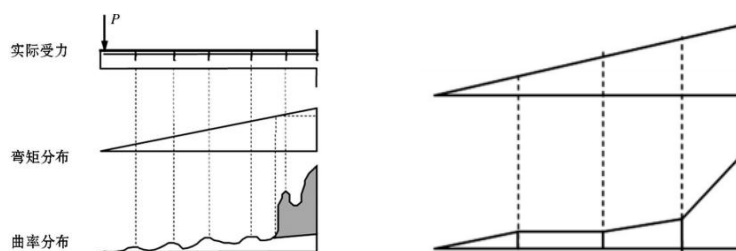


图 1 结构受力形态与四个刚度法单元模拟效果

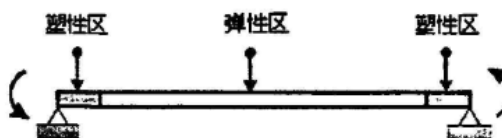


图 2 常规框架集中铰设置

柔度法则是以单元截面力插值为出发点，形函数可以由力平衡条件直接确定，单元内任意截面的内力都可以由形函数得到，利用虚力原理，得到单元的柔度矩阵，求逆后得到单元刚度矩阵。柔度法虽然计算量有所增加，但是一个单元即可较精确地模拟构件的非线性行为，因而总体上计算效率仍然很高。

纤维铰从积分方法上还可以分为集中铰和分布铰两种形式，由于单元刚度矩阵需要截面刚度沿杆件长度进行积分得到，因此需要进行数值积分，积分点位置选取不同，计算结果也有差异。当选取塑性铰区域中某一有代表性的位置（通常取为塑性铰区的中间位置）的截面，用此截面刚度代表整个塑性铰区域的截面刚度，进而获得单元的刚度矩阵的方法叫做特征值截面法，也就是集中铰法。分布铰法是在构件中，依据积分法则选取若干截面，计算截面刚度后，再依据积分法则积分得到整个构件的单元刚度。

在 ETABS 中，纤维铰采用的是刚度法以集中铰的形式施加至构件。如图 2 所示，一般在框架两端设置塑性区，中间区域设为弹性区，这种方式计算简单，效率高，而且概念清晰，与实际震害情况相吻合，但是铰长度设定需要有一些经验。程序默认是将铰长度的中点截面作为特征截面，合理的铰长度可使计算结果更加精确。



2. 设置纤维铰

2.1 纤维铰的定义

用户可以点击命令【定义】>【截面属性】>【铰属性】>【添加铰属性】，铰属性类型选择为 FiberP-M2-M3，程序将弹出铰属性数据对话框，如图 3 所示。对话框中**纤维定义选项**即纤维的划分，当用户选择纤维定义**来自于框架截面的默认值**，程序会对钢截面、混凝土柱截面以及 SD 截面自动进行纤维的划分。图 4 为程序默认的混凝土柱的纤维划分，默认的划分原则是将纤维分为保护层、核心区以及钢筋三个部分。其中保护层采用的是默认的混凝土本构，可以认为是素混凝土本构；核心区的混凝土则可能不同，在定义混凝土本构时，如果参数化定义中选择了 Mander，那么核心区混凝土将会自动变更为约束混凝土，否则将采用默认的混凝土本构；而钢筋纤维的位置和面积则来源于截面定义中对钢筋的布置。

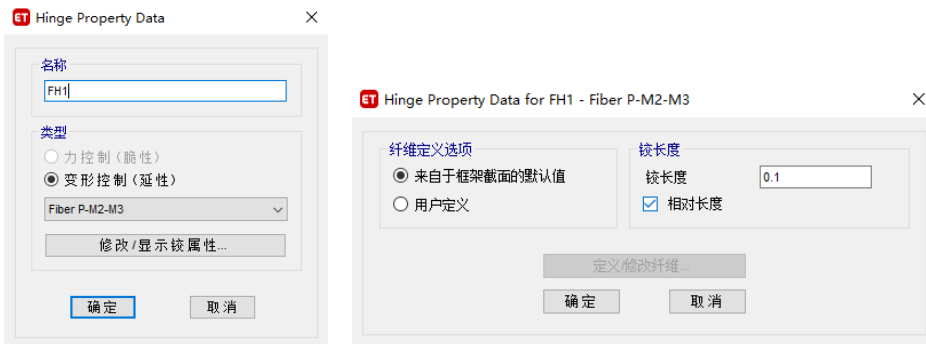


图 3 纤维铰的铰属性数据对话框

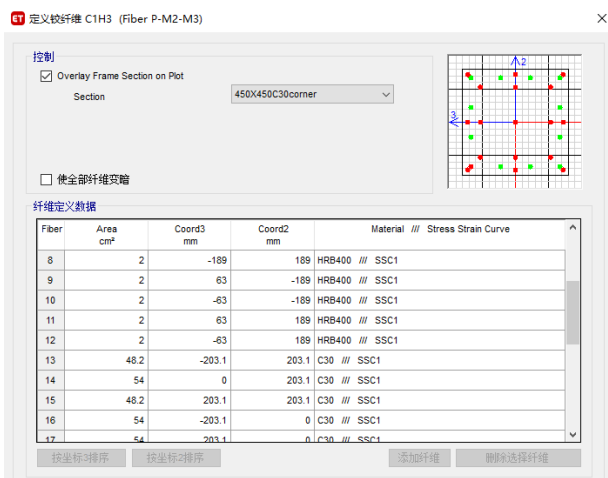


图 4 柱铰纤维自动划分

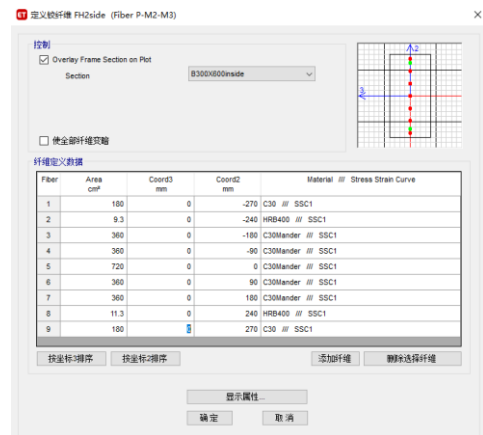


图 5 用户自定义的梁铰纤维

当用户在纤维定义时选择**用户自定义**时，则可以处理更加复杂的情况，或者更加灵活地定义纤维及其本构曲线。如图 5 中用户自定义的梁铰纤维，与柱类似，分别考虑了保护层、核心区以及钢筋的分布，但是由于梁主要是绕 3 轴的弯曲行为，因此将纤维简化为一列，这样做减少了纤维数量会大大提高分析的效率而不会造成精度损失。

铰属性对话框中另一项为铰长度。铰长度的输入有两种方式，一种为相对长度（默认选项），一种为绝对长度。相对长度表示的是纤维铰区域占整个构件长度的比例，取值在 0 到 1 之间。而绝对长度则为纤维铰区域的绝对长度，默认单位为 mm，如果认为铰长度与柱截面高度有关时，可以选择这种定义方式。铰长度的取值应该慎重，铰长度不但对分析结果有影响，对可接受准则的影响更大。对于常规的梁柱，工程中常简化取铰长度为构件长度的 0.1 倍，并将铰布置于杆件的两端，这通常是符合实际破坏状态的。但是对于一些特殊情况则不然，例如端柱，因为端柱本身应作为剪力墙的一部分，并不会像普通柱那样，有反弯点，两端发生弯曲破坏，而是作为墙的边缘构件受拉或受压，破坏状态也是整个构件受拉或受压破坏，此时铰长度取值应该与墙的铰长度相同，甚至直接取为 1。



2.2 材料非线性属性定义

纤维铰中各个纤维的行为是通过材料定义的。用户可以通过【定义】>【材料】>【高级属性】>【非线性属性】进行定义，材料非线性属性定义包括三个部分：应力-应变曲线、滞回曲线和可接受准则。

应力-应变曲线用户可以通过两种方式进行定义，一种为参数化定义，一种为用户自定义。参数化定义是程序内置了相关材料的骨架曲线计算公式，这些公式可以通过【帮助】>【文档】>【Technical Notes】>【Material Stress-Strain Curves】进行查询，用户只需指定一些控制点即可，如图6红框部分所示，用户只需指定混凝土的峰值强度对应应变、极限应变以及极限应变后的下降段斜率即可，其中峰值强度取值为设计强度参数中的标准值（钢筋材料使用的是期望的屈服强度）；下降段的斜率为负值，其绝对值越大，下降越陡峭。



图6 材料非线性属性定义（以混凝土为例）

材料的滞回曲线共有8种（如图7），分别是弹性、随动、各向同性、退化、BRB硬化、Takeda、Pivot和素混凝土，可通过图6中紫色框的滞回类型进行设置，其中对于混凝土材料建议使用Takeda或素混凝土模型，而对于钢材或钢筋则宜使用随动或退化模型，使用不同的滞回曲线，纤维铰的行为也不尽相同。

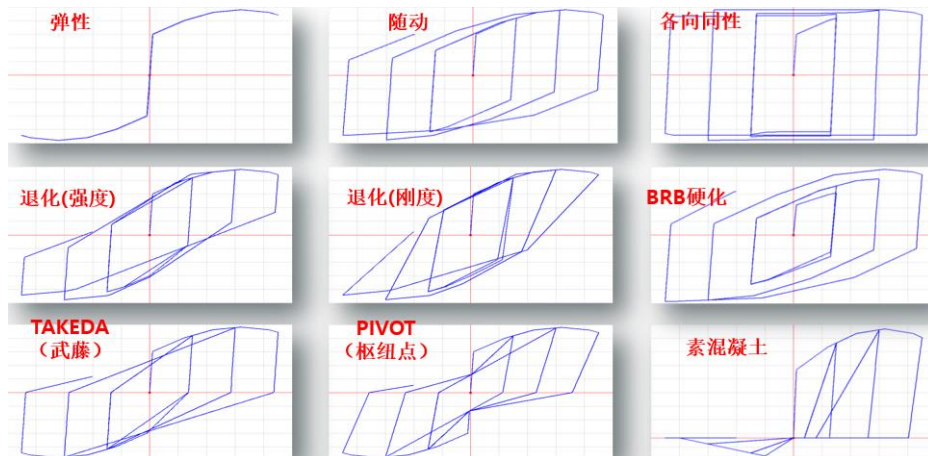


图7 ETABS中滞回曲线

可接受准则用于判断构件的破坏程度，对于塑性铰通常使用塑性转角进行判断（具体可参考技术通讯2020年3月刊中《ETABS塑性铰参数详解》中的内容）。而对于纤维铰的可接受准则是使用应变，先确定同类材料纤维的最大应变，再依据材料的可接受准则进行判断，可通过图6中蓝色框区域对可接受准则进行设置。

2.3 纤维铰的布置

用户选择需要指定纤维铰的框架对象后，可以通过【指定】>【框架】>【铰】，将纤维铰指定给框架对象，通常将铰指定于铰长度区域的中心。如图8示例，该杆件两端纤维铰的中心位于相对距离为0.05和0.95的位置。

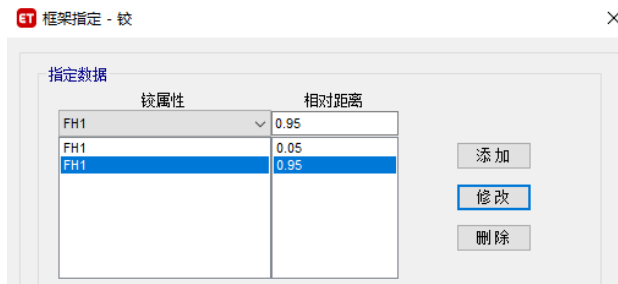


图 8 纤维铰的布置

纤维铰的布置也不必拘泥于放置于在构件两端，也不一定只放置一个纤维铰。如果需要布置多个纤维铰，用户可通过插入多个铰来近似模拟沿单元长度分布的塑性。例如，用户在一个杆件单元上布置 10 个铰，相对位置为 0.05, 0.15, 0.25, ..., 0.95，假定每个铰的长度为杆件长度的 1/10，则可以模拟整根杆件任意位置的塑性行为。显然，添加更多的铰会增加计算量，因此只有在需要的情况下才这样做。

3. 铰的选择

纤维铰可以同时考虑轴力和弯矩对截面滞回关系的影响，因而理论上精度高，适用范围广。但是这并不代表纤维铰是“万能”的。任何模型都有其使用范围，一旦超出使用范围，纤维铰未必一定优于塑性铰。例如，如果混凝土存在显著的剪切变形时，平截面假定已不再成立，此时纤维铰并不能获取到更好的计算结果。反而是基于宏观模型的塑性铰模型可以较好地地进行模拟，如图 9 所示，塑性铰可以考虑剪力对骨架曲线的影响。

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

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{P_u - P_u^e}{P_{uall}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V_u^e}{d_w d \sqrt{f_c E_s}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

图 9 ASCE41-17 钢筋混凝土梁的塑性铰属性考虑了剪力影响

此外，如果实际构件的变形不满足事先假定的形函数规律，从截面积分得到的构件行为与真实构件行为就会有很大差异，此时纤维铰也不再适用。例如构件出现整体或局部屈曲，如图 10 所示，为一个支撑构件的拟静力试验结果，其中 (b)、(c) (d) 的破坏无法通过纤维铰进行模拟，而 (a) 也无法通过单个纤维铰进行模拟，需要将构件分割为多个对象，并对每个对象设置纤维铰，同时通过**修改未变形几何**命令对构件施加初始缺陷，而后在分析工况中考虑 P-Δ 与大位移，方可对整体屈曲进行一定程度的模拟。即便如此，纤维铰也无法完全考虑残余应力对整体稳定的影响，ETABS 模拟效果如图 11 所示。相比较而言，虽然 P 铰滞回行为描述稍差，但是可以较好地反应支撑构件的屈曲行为，特别是屈曲承载力的计算可以考虑计算长度以及截面分类的影响。如图 12 所示的 P 铰骨架曲线可以看到，铰受压达到屈曲荷载后，承载力迅速退化也与工程概念相符，并且 P 铰的计算量会大大减少。

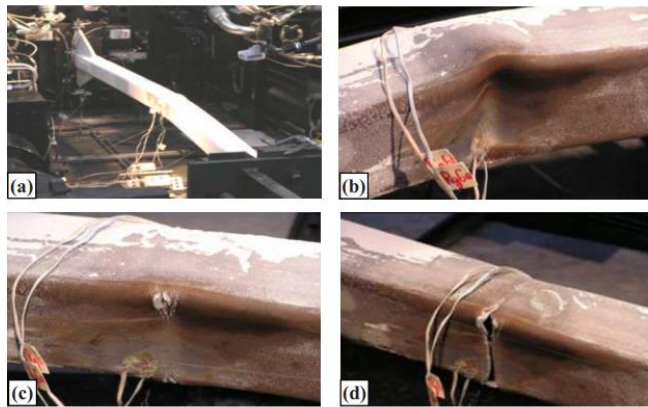


Fig. 4. Typical progression of brace specimen damage (a) global buckling; (b) local buckling; (c) fracture initiation; and (d) loss of tensile strength

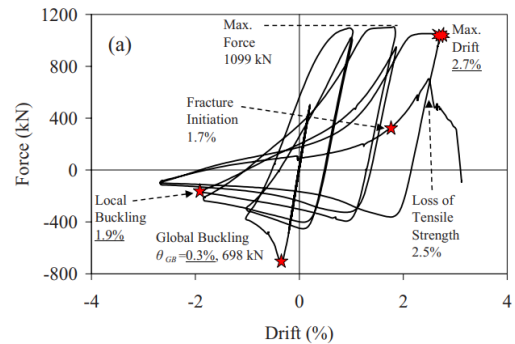


图 10 支撑构件的破坏过程

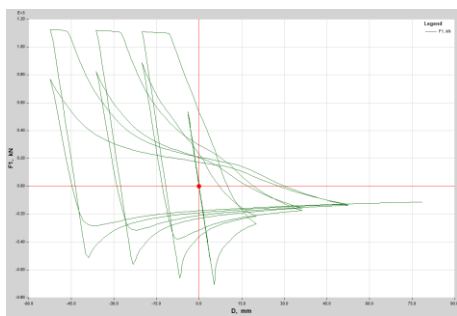


图 11 ETABS 模拟结果

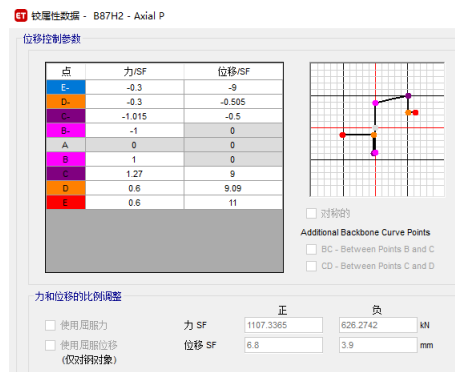


图 12 默认较 P 铰定义

同样，塑性铰也存在一些缺陷，例如 PMM 铰只能采用各向同性滞回，这大大高估了柱的耗能能力，并且 PMM 铰在处理变轴力下的非线性行为时，很难提供足够的精度；塑性铰的骨架曲线也难以考虑加载制度对骨架曲线的影响。因此用户应该有足够的经验来判断选择使用哪种铰进行模拟。

如果用户做 pushover 分析，由于不需考虑构件的滞回行为，更加推荐使用塑性铰，因为塑性铰考虑的因素更多一些，并且性能状态的判断更加直观，也有规范的支持，计算效率也更高一些。如果用户做非线性时程分析，对于梁、支撑等以弯曲或轴力破坏为主的构件，可以使用塑性铰（M 铰、V 铰、P 铰等）；对于框架柱等以 PMM 行为为主的构件，更加推荐使用纤维铰，因为纤维铰对柱的压弯行为以及耗能能力描述的更加准确，这对时程分析而言是很重要的。

4. 小结

本文介绍了纤维铰的分类，按有限元实现的方法分为刚度法和柔度法，按积分方法分为集中铰法和分布铰法，其中 ETABS 分别采用的是刚度法和集中铰法。用户需要依据构件可能发生的破坏形式选择合理的铰长度以及铰位置，做到有的放矢。ETABS 中有不同的铰类型可供选择，用户应结合构件的行为以及分析类型合理地选择不同类型的铰。

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
 [3] B. V. Fell, A. M. Kanvinde, A.M.ASCE, G. G. Deierlein, F.ASCE, and A. T. Myers. Experimental Investigation of Inelastic Cyclic Buckling and Fracture of Steel Braces, Journal of structural engineering, © ASCE / JANUARY 2009
 [4] 陆新征, 蒋庆, 缪志伟, 潘鹏. 建筑抗震弹性分析 (第二版), 北京: 建筑工业出版社, 2015

直接分析法在单层网壳结构中的应用

筑信达 郑翔

《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)新增了考虑 P- Δ 效应、P- δ 效应、结构初始缺陷、构件初始缺陷的直接分析设计法^[1]。该方法在分析模型建立和构件设计上与传统 03 钢规的一阶分析方法均有较大差别。本文将简述直接分析法的基本原理,并通过一个算例,介绍直接分析法在单层网壳中的应用。同时与一阶分析法进行比较,发现直接分析法与一阶分析法在设计结果上存在一些差异。综合分析导致差异的原因,对直接分析法应用于单层网壳结构提出一些建议。

1. 设计方法

1.1 一阶分析法

传统的一阶分析法的设计过程主要分为两个步骤:首先建立不考虑结构初始缺陷和构件初始缺陷的结构力学模型,求解结构在恒、活、风、地震作用等各工况作用下的内力、位移并进行对应的荷载效应组合;最后基于承载能力极限状态的荷载组合,对构件进行校核,当抗力大于荷载效应时,即可认为结构满足规范要求^[1]。

由于结构一阶弹性分析不考虑几何非线性和材料非线性的影响。P- Δ 效应、P- δ 效应、结构和构件的初始缺陷以及材料的塑性行为对结构的影响均在构件设计阶段主要通过:计算长度系数 μ , 轴心受压稳定系数 ϕ 以及 β_{mx} 和 β_{tx} 等一系列参数来考虑。

由一阶分析方法的基本假定可知,结构内力计算时并不考虑几何非线性和材料非线性的影响,而计算构件承载能力极限状态时已经考虑了几何非线性和材料非线性的影响。按一阶弹性分析确定的构件内力并不是构件达到极限状态时的实际内力,即结构的内力计算模式与构件承载力计算模式并不一致。

基于计算长度系数的一阶分析法在结构形式复杂的空间结构中存在明显的局限性。对于复杂的空间结构,《空间网格结构技术规程》JGJ-2010 要求,除验算构件稳定承载力以外,还需要补充验算结构的整体稳定性,以考虑构件稳定承载力与结构整体稳定性的关系。以单层网壳结构为例,计算单层网壳构件稳定承载力时,其杆件平面外计算长度系数取 1.6;同时还需要补充考虑几何非线性的结构整体稳定性分析^[5]。

1.2 直接分析法

直接分析设计法应考虑二阶 P- Δ 和 P- δ 效应,需同时考虑结构和构件的初始缺陷和其他对结构稳定性有显著影响的因素,允许材料的弹塑性发展和内力重分布,获得各种荷载设计值(作用)下的内力和标准值(作用)下位移,同时不需要按计算长度法进行构件受压稳定承载力验算。

当直接分析不考虑材料弹塑性发展时,结构分析应限于第一个塑性铰的形成,对应的荷载水平不应低于荷载设计值,不允许进行内力重分布。该方法又称为:二阶 P- Δ - δ 弹性分析,是直接分析法的一种特例,该方法不考虑材料非线性,只考虑几何非线性,以第一塑性铰为准则,不允许进行内力重分布。

本文算例即采用不考虑材料弹塑性发展的直接分析,即二阶 P- Δ - δ 弹性分析。

直接分析法主要需考虑 3 个因素:

1) 结构整体初始缺陷

对于多高层框架结构,可通过在每层施加假想水平力或者初始侧移来实现。对于层概念不明显的空间结构,可采用以最低阶整体屈曲模态为结构整体初始缺陷形态的施加方法。通过控制最大变形值控制缺陷程度。

2) 构件初始缺陷

为考虑构件的初始弯曲以及残余应力等的影响,新钢标要求对构件施加构件初始缺陷。

3) 非线性分析

分析中需要考虑结构的几何非线性,即二阶 P- Δ 和 P- δ 效应,根据变形后的状态建立受力平衡方程,结构响应不能线性叠加,所以构件的设计内力不能线性组合各个单工况下的荷载效应,而是将各个荷载组合指定为非线性工况来直接求解。

SAP2000 v20 之后的版本已全面实现新钢标的直接分析设计法,以便捷实现新钢标的相关要求。同时,也保留了一阶分析法等传统设计方法,工程师可根据工程需要选择设计方法。

2.算例

2.1 模型概况

本算例为空心焊接球单层凯威特型球面网壳，跨径为 30m，矢高为 5m。结构平面布置和立面布置如图 1 和图 2 所示。

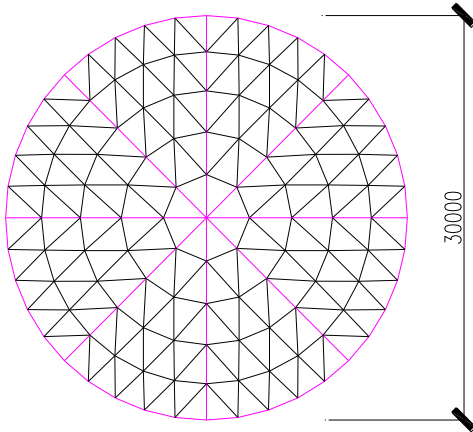


图 1 结构平面布置图

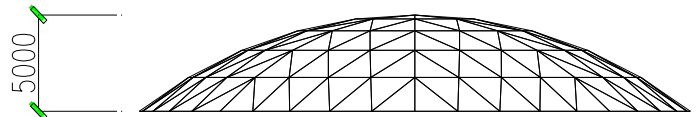


图 2 结构立面布置图

结构自重由程序自动考虑，另外考虑网壳屋面恒荷载为 1.0kN/m^2 ，活荷载为 0.5kN/m^2 ，换算后的风荷载按面荷载考虑 0.54kN/m^2 。

由于反应谱法不适用于非线性分析，本案例暂不考虑地震作用。选用杆件截面如表 1 所示，材料为 Q235B，采用焊接截面。

表 1 杆件截面

截面编号	截面规格
1	P180X6 (图 1 粉红色杆件)
2	P133x4.5 (图 1 黑色杆件)

应用 SAP2000 v22 建立结构计算模型，所有杆件采用框架单元模拟，每根杆件剖分为 4 个等长单元，采用固定铰支座，如图 3 所示。

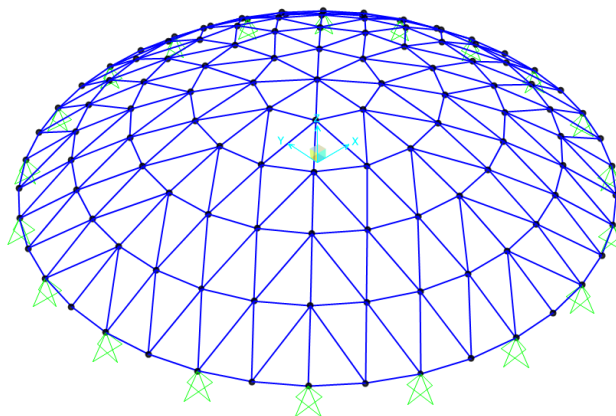


图 3 网壳计算模型

2.2 施加结构和构件的初始缺陷

通常，结构的整体初始几何缺陷的最大值可根据施工验收规范所规定的最大允许安装偏差取值，按最低阶屈曲模态分布，但由于不同的结构形式对缺陷的敏感程度不同，所以各规范可根据各自结构体系的特点规定其整体缺陷值，根据现行行业标准《空间网格结构技术规程》JGJ 7-2010 规定：网壳缺陷最大计算值可按网壳跨度的 $1/300$ 取值。

本案例为球面网壳，参考《网格规程》4.3.3 条：球面网壳的全过程分析可按满跨均布荷载进行。当网壳受恒载和活载作

用时，其稳定性承载力以恒载与活载的标准组合来衡量。因此，本案例采用 1.0DL+1.0LL 的标准组合作为基本荷载状态，对结构进行特征值屈曲分析。表 2 给出了前 5 阶屈曲特征值，图 4 所示为第 1 阶屈曲模态。

表 2 前 5 阶屈曲特征值

屈曲阶数	屈曲特征值
1	28.29
2	28.34
3	28.34
4	28.34
5	28.52

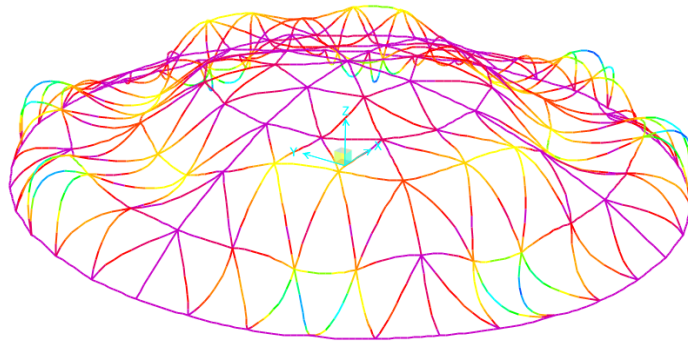


图 4 第 1 阶屈曲模态

根据结构整体初始缺陷的定义，控制最大变形的位移值为 $30000/300=100\text{mm}$ ，其余节点等比例调整，设置命令：【分析】>【修改未变形几何】，弹出的输入界面设置如图 5。通过该命令实现按第一阶屈曲模态施加结构的初始缺陷。



图 5 施加结构初始缺陷

在 SAP2000 中，构件的初始缺陷并未直接在分析过程中考虑，而是在设计验算阶段，按新钢标要求计算构件综合缺陷代表值产生的附加弯矩，从而调整设计弯矩。由于本案例的杆件截面为焊接截面，杆件截面类型属于 b 类，故构件综合初始缺陷 $e_0/1$ 按照 1/350 考虑。图 6 是 SAP2000 设计细节中显示的杆件附加弯矩的计算结果。

Moment Modification	Factored Mf	Amplified Mamp1	Imperfect. e0/1	Additional Ma = e0*Nk	Adjusted Mamp1+Ma	Design Mdesign
Major Bending	-948965.5	-948965.5	1/350.	818632.9	-1767598.4	-1767598.4
Minor Bending	266434.6	266434.6	1/350.	818632.9	266434.6	266434.6

图 6 考虑构件初始缺陷

本案例由于是网壳结构，各杆件的跨中不存在集中力，而绝大部分杆件的控制截面均位于杆件两端，因此无论是 P-δ 效应还是构件初始缺陷，对杆件的最终应力比影响都不大。



2.3 非线性分析

由于直接分析法需要考虑结构和构件的二阶效应，应采用非线性分析。需要把所有的荷载组合指定为非线性工况且考虑 P-Delta 效应，相关设置见图 7。



图 7 非线性工况设置

表 3 给出了本算例的主要工况组合。

表 3 工况组合

序号	恒载分项系数	活载分项系数	风载分项系数
UDSTL1	1.3	1.5	-
UDSTL3	1.3	-	1.5
UDSTL7	1.3	1.5	0.9
UDSTL11	1.3	1.05	1.5
UDSTL13	1	1.05	1.5

3. 两种方法设计结果对比

本案例分别建立了“一阶分析法”与“直接分析法”计算模型。表 4 为两种设计方法计算模型的参数对比。

表 4 两种方法计算模型的参数设置

设计方法	结构整体初始缺陷	P-Δ 效应	构件初始缺陷	P-δ	计算长度系数	稳定系数	设计弯矩
一阶分析法	无	无	无	无	1.0、1.6 (面内、面外)	附录 D	分析弯矩
直接分析法	最低阶屈曲模态	非线性分析	假想等效弯矩	杆件细分	1.0	1.0	分析弯矩+假想等效弯矩

对于一阶分析法的模型，不考虑结构和构件的初始缺陷。根据《网络规程》，所有杆件在网壳平面外的计算长度系数取为 1.6，平面内计算长度系数取为 1.0。对于直接分析法模型，按前述方法施加了结构整体初始缺陷，考虑几何非线性分析，程序自动考虑构件初始缺陷，并取计算长度系数和稳定系数均为 1.0。

经计算，得到两个模型的应力比结果（如图 8、9 所示）。同时，将图 8 和图 9 中显示了应力比的杆件根据编号进行整理，得到图 10（其中图例的“1 阶”表示的是 1 阶分析法相应的各杆件应力比，“直接 model01”表示的是以第一阶屈曲模态施加

结构整体缺陷的直接分析法相应的各杆件应力比)。

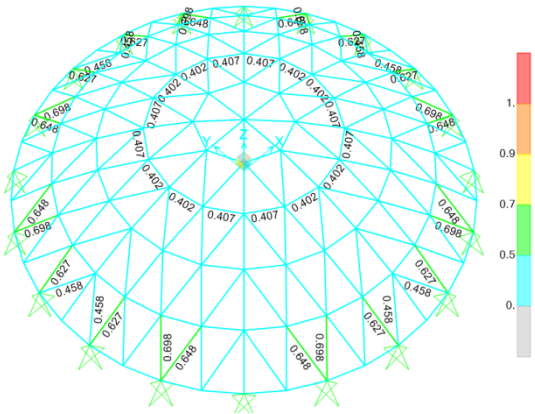


图 8 一阶分析法的应力比 (仅显示应力比大于 0.4 的杆件)

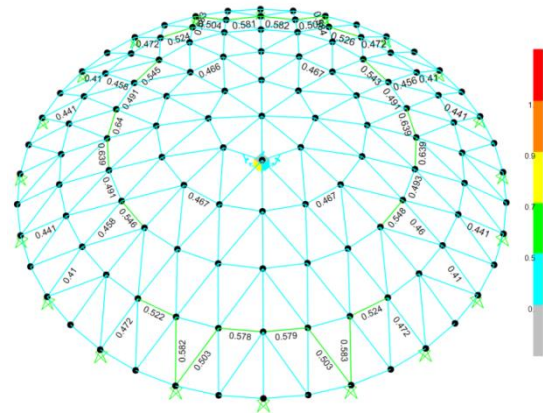


图 9 直接分析法的应力比 (仅显示应力比大于 0.4 的杆件)

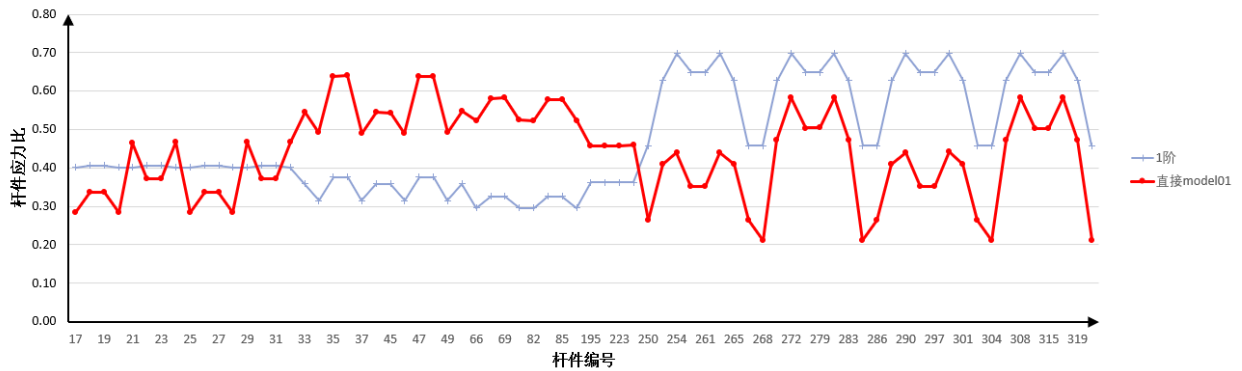


图 10 一阶分析法与直接分析法的应力比分布图 (仅显示应力比大于 0.4 的杆件)

由图 8、9、10 可知：对于同一结构模型，采用不同的分析方法进行结构设计时，得到的各杆件的应力比不一样，各杆件应力比的分布趋势也不一样。对于同一根杆件，其应力比有些从一阶分析法算得的 0.7，减小为 0.44；有些又从一阶分析法算得的 0.38，增大为 0.64。通过对比图 4 的第一阶屈曲模态图与图 9 的应力比图，可发现：当采用直接分析法时，屈曲模态相对变形大的杆件，其应力比也较大；而屈曲模态相对变形小的杆件，则对应着更大的结构初始缺陷；结构初始缺陷大的杆件，其应力比也较大。显然，初始缺陷的形态会影响杆件应力比的分布。

同时，由于本案例的结构形态、杆件布置、荷载分布均对称，程序得到的结构的前几阶屈曲因子比较接近，但屈曲模态上是有些差异的。当使用不同阶数的屈曲模态作为缺陷时，会使得因缺陷施加的位置不同而导致计算得到的某些杆件应力比存在很大的差异，并不一定使用第一阶屈曲模态作为缺陷可以获取到所有杆件的最不利应力比。

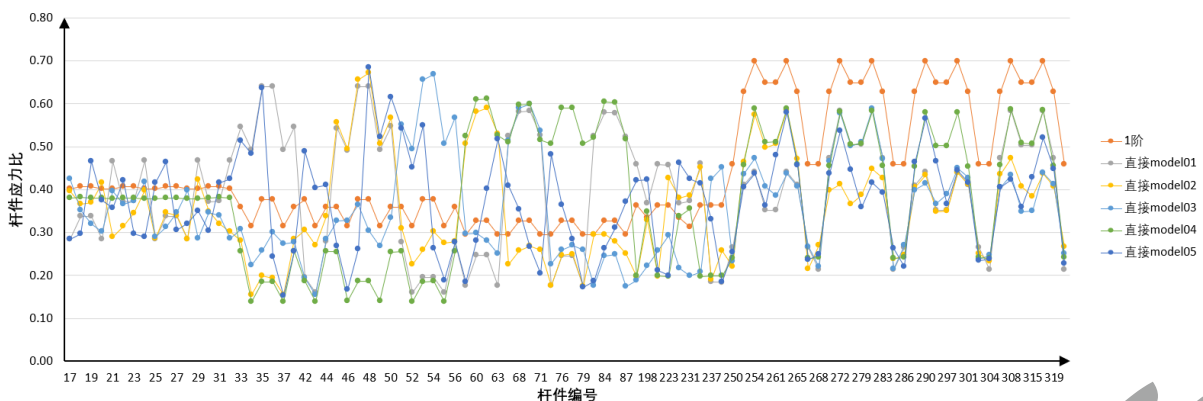


图 11 一阶分析法与直接分析法的应力比分布图 (仅显示应力比大于 0.4 的杆件)

接下来，我们采用不同的屈曲模态（分别使用第 1、2、3、4、5 阶屈曲模态）来施加结构的整体缺陷，并采用直接分析法进行结构分析，得到各杆件的应力比。将一阶分析法与 5 种直接分析法的应力比大于 0.4 的杆件根据编号进行整理，得到图 11。

由图 11 可知：当采用直接分析法时，结构整体初始缺陷的分布对于杆件应力比影响很大。同一位置处的杆件，当采用不同的初始缺陷时，其应力比甚至可以从 0.2 变化到 0.68。这说明：这类单层网壳结构对结构初始缺陷非常敏感；若采用直接分析法设计这类结构，初始缺陷的选择非常重要，仅采用第 1 阶屈曲模态作为结构的整体缺陷可能不一定合适。

针对本例的模型，分别以第 1、2、3、4、5 阶屈曲模态施加结构的整体缺陷，以 1.0DL+1.0LL 工况为基准，进行考虑几何非线性的荷载-位移全过程分析，整理结果，得到图 12。

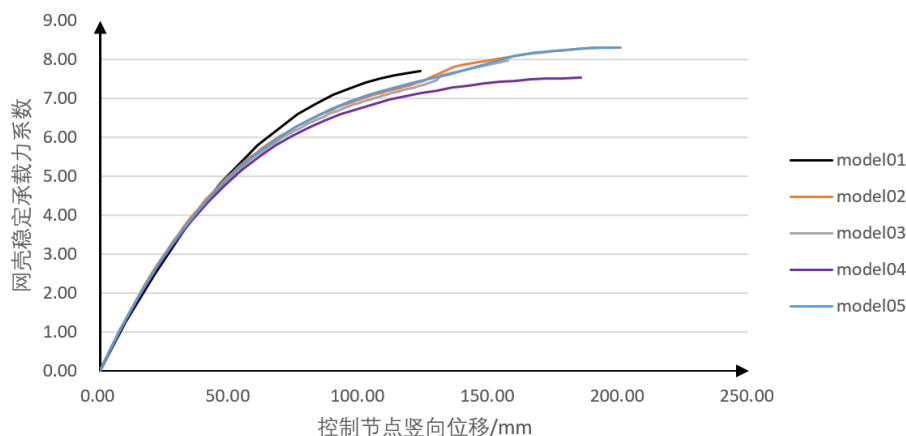


图 12 网壳稳定承载力系数图（1.0DL+1.0LL 工况，model0x 表示第 x 阶屈曲模态施加初始缺陷）

从图 12 可知，采用常规的一阶分析法+整体稳定性验算，按前 5 阶屈曲模态施加初始缺陷的模型得到的稳定承载力系数比较接近，在 7.5~8.3 之间。再结合图 11 可知，即使对应不同结构初始缺陷算得的网壳稳定承载力很接近，其采用直接分析法得到的各杆件应力比大小及应力比分布趋势也有不小的差异；再次说明了结构初始缺陷的不同形态，对直接分析法得到的杆件应力比大小和应力比分布趋势的影响很大。

5.小结

本文通过具体算例，介绍了直接分析法在单层网壳结构中的应用，通过与一阶分析法的比较，笔者总结了以下观点：

1) 对于同一个结构模型，采用不同的分析方法进行结构设计时，不仅得到的各杆件的应力比可能不一样，各杆件应力比的分布趋势也可能不一样。当采用直接分析法时，屈曲模态相对变形大的杆件，对应着更大的结构初始缺陷，其应力比可能会也较大。

2) 单层网壳结构对结构初始缺陷非常敏感，即使对应不同结构初始缺陷算得的网壳稳定承载力很接近，其采用直接分析法得到的各杆件应力比大小及应力比分布趋势也有不小的差异。说明结构初始缺陷的差异，对直接分析法得到的杆件应力比大小和应力比分布趋势的影响很大。

采用直接分析法进行网壳结构设计时，应综合考虑以上因素的影响。

参考资料

- [1] 钢结构设计标准：GB 50017 -2017[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2017.
- [2] 汪明，王立军，余海群，等. 直接分析法在空间结构中的应用[J]. 施工技术，2016，45（增）：373-378.
- [3] 杨律磊，王慧，张谨，等. 钢结构直接分析法在设计软件中的应用[J]. 建筑结构，2019，49（1）：36-42.
- [4] Computers & Structures Inc. SAP2000 v22.0.0 联机帮助文档“中国 2018 规范钢框架设计技术报告”.
- [5] 空间网架结构技术规程：JGJ7 -2010[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2010.

桥梁常用减震装置在 CSiBridge 中的模拟

筑信达 吕良

隔震是通过某种隔离装置将地震动与结构隔开，避免或减少地震能量向上部结构传输，以达到减小结构振动的目的。减震则是通过采用一定的耗能装置或附加子结构吸收或消耗地震传递给主体结构能量，从而减轻结构的振动。两者从不同的角度来提高结构的抗震能力。本文将主要介绍桥梁中常用的耗能减震装置在 CSiBridge 中的模拟。

目前，桥梁上常用的耗能减震装置主要为各类阻尼器，根据其提供的阻尼力和结构反应的关系可分为两类。一类是位移型阻尼器(displacement-dependent)，这类阻尼器只有在大震下才具备耗能能力，其阻尼力和耗能部件两端的相对位移有关，即与结构的位移响应有关，如摩擦阻尼器和金属阻尼器；另一类是速度型阻尼器(velocity-dependent)，它在风振和不同强度地震作用下都能发挥耗能作用，其阻尼力和耗能部件两端的相对速度有关，即与结构的速度响应有关，如粘滞阻尼器和粘弹性阻尼器等。不同的耗能减震装置适用于不同的条件，具有不同的力学属性，在 CSiBridge 中会采用不同的方式来模拟。

1 连接单元属性

在 CSiBridge 中隔震支座及耗能减震装置一般都是通过连接单元来模拟。模拟耗能减震装置常用的单元类型有：Damper-Exponential、Damper-Bilinear、Damper-Friction Spring 等。这些连接单元的基本属性中如①P-Delta 参数、②总质量和总重量、③线弹簧和面弹簧、⑤刚度选项(stiff options)的定义方式基本相同，详细介绍可以查看往期技术通讯文章《[常用的桥梁隔震支座在 CSiBridge 中的实现](#)》。

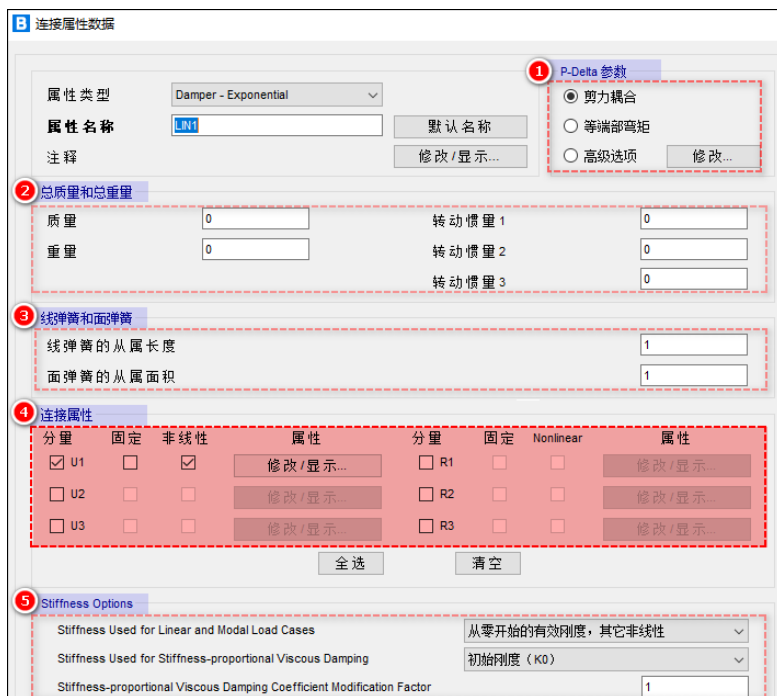


图 1 连接属性定义

一般来说用户主要关注的是连接单元的连接属性(上图红色选框中④的内容)，该属性反应了耗能减震装置在线性分析及非线性分析中的力学性能。对于设置了耗能减震装置的结构，一方面可以利用能量相等原理将非线性阻尼器等效线性化后，采用振型分解反应谱法进行弹性分析。此时程序会使用该单元的“线性分析”属性，有效刚度和有效阻尼，来计算结构的响应。一方面也可以直接采用弹塑性时程分析，程序则会通过连接单元的本构模型及定义的参数确定耗能减震装置在不同状态下的刚度及阻尼，计算出地震过程中每一时刻结构的位移、速度和加速度反应，其分析结果一般也更加接近实际，本文主要介绍的是阻尼器的非线性属性。

2 不同的消能减震装置

2.1 软钢阻尼器

弹塑性钢阻尼装置又称为软钢阻尼器，该类消能减震装置主要是利用金属材料进入塑性状态后具有良好的滞回特性，并在塑性滞回变形过程中吸收大量能量的原理制造的一种减震装置。常见的软钢阻尼装置有：E 型钢阻尼器、弧型钢阻尼器、短刚臂钢阻尼器等^[1]。弹塑性钢阻尼装置为位移型阻尼器，其水平反力依赖于支座的变形(或称连接点之间的相对位移)，变形越大，水平反力越大，其常见的布置方式如图 2-a 所示。实验表明大多数软钢阻尼器的荷载一位移滞回曲线可由双线性来近似，如图 2-b 所示是一个软钢悬臂梁阻尼器的荷载一位移滞回曲线。

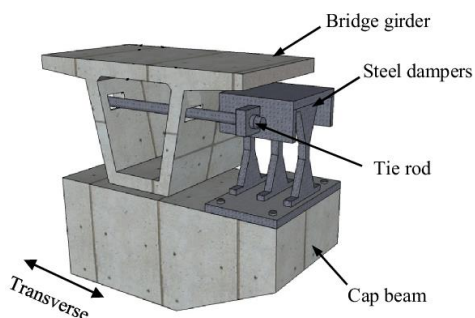


图 2-a 软钢阻尼器的布置

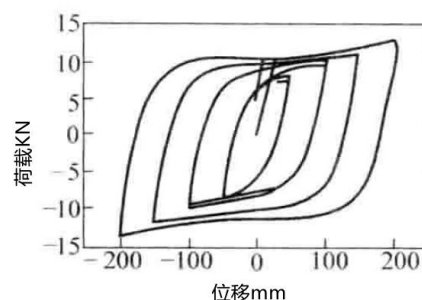


图 2-b 软钢悬臂梁阻尼器的荷载一位移滞回曲线

依据规范《JTT843-2012 公路桥梁弹塑性钢减震支座》^[3]弹塑性钢阻尼装置可采用双线性恢复力模型模拟。实际工程中常通过塑性属性(Plastic Wen)来模拟，在 CSiBridge 中可直接定义 Wen 塑性属性 (Wen Plasticity Property) 连接单元来模拟该弹塑性钢阻尼装置^[2]。Wen 塑性连接单元的属性如图 3 所示，其主要设计参数有：屈服力 F_{max} 、初始刚度 K ，屈服后刚度(或屈服后刚度比) K_d ，以及屈服指数。

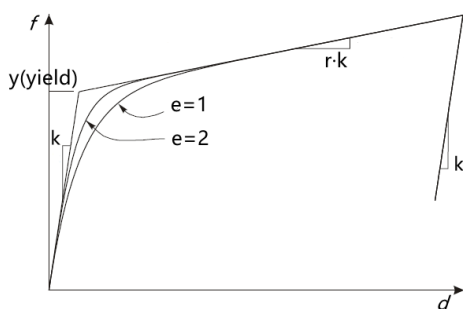


图 3a Wen 塑性属性参数的定义

连接属性	
名称	软钢支座-1
分量	U2
类型	Plastic (Wen)
非线性	是
线性分析	
有效刚度	0.
有效阻尼	0.
剪切位置	
始于 J 端的距离	0.
非线性分析	
刚度	9090.
屈服强度	1200.
屈服后刚度比	0.154
屈服指数	15.

图 3b U2 方向塑性属性参数的定义

软钢阻尼器一般和普通支座并连布置，由普通支座承受桥梁的竖向荷载，软钢阻尼器承受横向或纵向的剪力。因此通过 Wen 塑性连接单元来模拟软钢阻尼器及支座时，可以将其竖向设为一个较大的刚度值(或依据支座承受的最大反力及容许位移来计算)，对应为连接单元的 U1 方向。在默认情况下连接单元的 U2 方向为顺桥向方向，U3 方向为横桥向方向，软钢阻尼器一般沿桥梁纵向 (U2 方向) 布置。屈服力 F_{max} 、初始刚度 K ，屈服后刚度(或屈服后刚度比) K_d 一般依据厂家提供的参数输入。屈服指数(即滞回环参数 exp) 可根据厂家指导输入或输入一个较大值，当 exp 值越大时表示 wen 模型拐点越接近双线性模型，但是其上限不超过 20，图 3b 为某型号软钢阻尼器 U2 剪切方向的参数设定。

2.2 粘滞阻尼器

粘滞阻尼器的减震机理是利用其内部的粘滞阻尼材料所产生的粘滞阻尼力来消散能量，从而达到控制结构能动反应的目的。实践表明粘滞阻尼器减震效果明显，产生阻尼力较大。在一般条件下认为粘滞阻尼器不会向主体结构提供附加刚度，即

主体结构在加设粘滞阻尼器后刚度不会发生改变，也不会因为自振周期的改变而加大地震作用。

粘滞阻尼器是速度相关型阻尼器，阻尼器力的大小基本不受激振频率的影响，关键取决于速度的大小。目前主要是通过试验的方法对每个阻尼器进行物理测试，从而由试验数据构建其恢复力模型。其中使用较广的恢复力模型为 Maxwell 模型，在 CSiBridge 中可以直接选择 Damper -Exponential 连接单元来模拟粘滞阻尼器。该连接单元是将一个指数型粘滞阻尼器与一个线性弹簧相串联^[2]，如下图 4-b 所示。其非线性力-变形关系如下所示：

$$f = kd_k = cd_c^{\dot{d} \exp}$$

弹簧和阻尼变形之和构成总内部变形：

$$d = d_k + d_c$$

需要注意的是，该连接单元中弹簧和阻尼器受到的力是相同的，由于阻尼器不可能发生瞬时变形，所以拉伸最初发生在弹簧上。而后阻尼器伸长，弹簧收缩，使总伸长量保持恒定。最后弹簧中的力完全松弛，阻尼器变形达到最大。因此弹簧刚度 k 不能过大或过小。 k 过小会导致阻尼器在较小的速率下产生较大变形，导致实际产生的阻尼过大。 k 过大会使变形偏小，使实际产生的阻尼过于保守。



图 4-a 粘滞阻尼器的布置

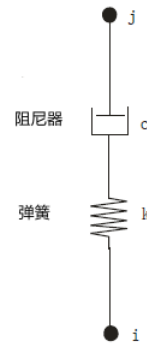


图 4-b Damper -Exponential 连接单元模型

3 实例分析

为了简要说明 CSiBridge 在减震分析中的应用，这里采用一座三跨连续梁桥模型进行具体地分析。图 5-a 为该三跨连续梁桥的拉伸视图，其主梁截面箱型，混凝土标号为 C50。桥墩为圆形截面，混凝土标号为 C40。假设桥墩与地面刚性连接，将主梁和桥墩均采用空间梁单元来模拟。

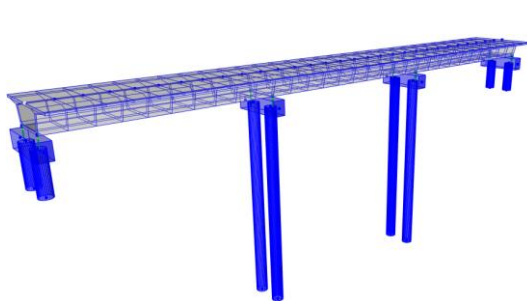


图 5-a 连续梁桥三维视图

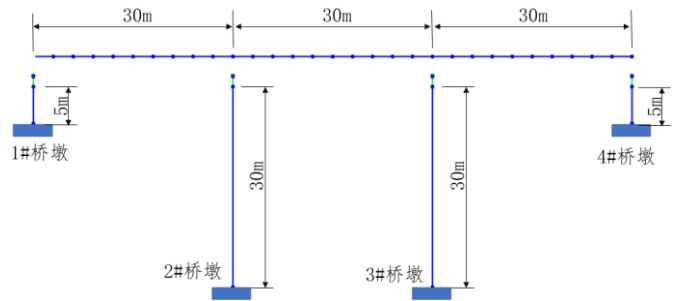


图 5-b 连续梁桥有限元模型

该连续梁的主要参数如下

1#、4#桥墩高 (m)	2#、3#桥墩高 (m)	桥墩直径 (m)	跨径布置 (m)	盖梁质量 (t)	边墩质量 (t)	中墩质量 (t)	梁体质重 (t)
5	30	1.67	3×30	100	29.06	174.43	1752.36

桥墩采用 CSiBridge 中的截面设计器定义，该截面设计器可以直接定义规则截面的配筋信息。由用户指定约束混凝土及

非约束混凝土后，可直接输出截面的弯矩-曲率曲线。关于截面设计器的更多应用可查看技术通讯文档《[利用 SD 截面设计器获取截面分析数据](#)》。运行重力工况后，可分别求出边墩和中墩所承受的主梁荷载。利用截面设计器对桥墩截面进行分析可知，当截面纵向配筋率为 2% 时，在主梁恒载作用下，边墩墩身截面的屈服弯矩为 1.295E+04kNm，中墩墩身截面的屈服弯矩为 1.185E+04 kNm，具体如下图所示。



图 6-a 中墩弯矩曲率曲线



图 6-b 边墩弯矩曲率曲线

在进行地震分析时，这里选取了 2 条地震波，为东西方向和南北方向的 El Centro 地震波；均属于 II 类场地，各地震波的峰值加速度均调整为 0.342g。这里，首先对该连续梁桥不设置任何减隔震装置，直接进行地震作用下的非线性时程分析。在进行分析时，三跨连续梁桥中 1#和 4#桥墩顶采用双向活动支座，2#和 3#桥墩顶采用固定支座。通过计算可以得到的边墩和中墩底部的剪力、弯矩，以及边墩和中墩位置处墩顶与梁的相对位移，统计结果如下所示：

工况	地震波	边墩底剪力 (kN)	边墩底弯矩 (kNm)	中墩底剪力 (kN)	中墩底弯矩 (kNm)	边墩相对位移 (m)	中墩相对位移 (m)
不设置消能减震装置	El Centro-NS	306.6	1686	505.7	8045.3	0.1845	/
	El Centro-EW	274.1	1508.1	1132.7	25665.4	0.6385	/

由上述计算结果可知在不设置隔震支座时，该连续梁桥的边墩位置处墩顶与梁底相对位移过大，在 El Centro-EW 地震荷载作用下，边墩相对位移最大值为 0.6385m，并且中墩弯矩过大，已超过中墩屈服弯矩，不满足结构要求。并且边墩地震荷载作用下弯矩较小，利用率较低。要使桥梁满足要求，必须减小桥墩受力并控制桥墩与主梁的相对位移。对于该桥起控制作用的是中墩墩底截面的受力，而对墩梁相对位移起控制作用的是矮墩。因此，降低高墩底的剪力和弯矩，同时又减小矮墩顶的墩梁相对位移是进行该连续梁桥减隔震设计的目标。

接下来分别为该桥梁设置粘滞阻尼器和金属软钢阻尼，来优化结构在地震荷载作用下的响应。

3.1 采用粘滞阻尼器

依据该桥梁特性，在各桥墩顶布置相同参数的粘弹性减隔震装置，其中液体阻尼器的参数为^[5]：K=1.40E+3kN / m，C=800，cexp=0.35。在程序中采用 Damper-Exponential 连接单元来模拟该粘滞阻尼器，这里主要使用的是其轴向（U1 方向）的属性，其他方向作用不考虑，定义参数如图 7-a 所示。该阻尼器沿桥梁纵向布置，一端和主梁连接，一端直接和下部结构相连接。由于主梁截面插入点和阻尼器端点不在一个水平高度，这里通过钢臂将阻尼器和主梁连接起来，如图 7-b 所示。



图 7-a 粘滞阻尼器参数设置

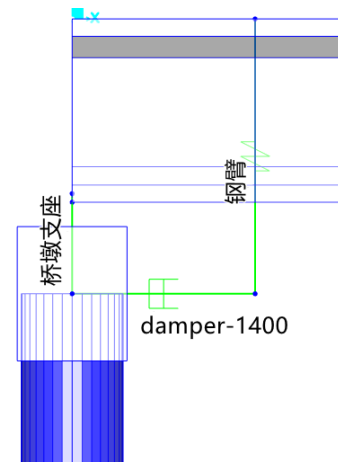


图 7-b 边墩粘滞阻尼器的布置

修改模型后运行分析，同样提取边墩及中墩底部的剪力、弯矩，以及边墩和中墩位置处墩顶与梁的相对位移，统计结果如下所示：

工况	地震波	边墩底剪力 (kNm)	边墩底弯矩 (kNm)	中墩底剪力 (kNm)	中墩底弯矩 (kNm)	边墩相对位移 (m)	中墩相对位移 (m)
设置粘滞阻尼器	EI Centro-NS	454.5	4682.9	478.3	6087.7	0.196	0.188
	EI Centro-EW	420.06	6604.43	757.7	15597.4	0.373	0.194
与不设置消能减震装置差值	EI Centro-NS	147.9	2996.9	-27.4	-1957.6	0.0115	0.188
	EI Centro-EW	145.96	5096.33	-375	-10068	-0.2655	0.194
相差百分比	EI Centro-NS	48%	178%	-5%	-24%	6%	/
	EI Centro-EW	53%	338%	-33%	-39%	-42%	/

对比不设置减震装置的计算结果可以发现，EI Centro-NS 和 EI Centro-EW 波地震作用下，设置粘滞阻尼器后该桥中墩的剪力分别下降了 5%和 33%；弯矩分别下降了 24%和 39%。边墩相对位移在 EI Centro-EW 地震作用下降低了 -42%，在 EI Centro-NS 地震作用下反而增加了 6%，但仅增加了 0.0115m，满足规范要求。安装粘滞阻尼器，粘滞阻尼器会限制梁于边墩墩顶的位移，导致边墩的剪力及弯矩都有的增加，但是并没有超过桥墩的屈服弯矩，相比原始结构，设置粘滞阻尼器后该桥梁在地震荷载作用下响应得到优化。

3.2 采用软钢阻尼器

对于该连续梁桥还可以采用软钢阻尼器来实现桥梁减震，优化桥梁地震响应。现在各桥墩顶布置相同参数的软钢阻尼器减震支座。在 CSiBridge 中采用 Wen Plasticity Property 连接单元来模拟该减震支座。对支座的参数取值为^[5]：屈服力 $F_{max}=1200kN$ 、约为梁体总重的 0.07 倍；屈服后刚度 $K_d=1.4E+3kN/m$ ；屈服后刚度与初始剪切刚度之比为 0.154。对于该模型仅考虑该支座顺桥向的阻尼作用，可直接将支座指定为 Wen Plasticity Property 连接单元，无需再绘制单独的阻尼单元，如图 8-b 所示。然后按上述参数设置该单元的 U2 方向（即顺桥向）的非线性属性，具体参数设置如图 8-a 所示。



图 8-a 软钢阻尼器参数设置

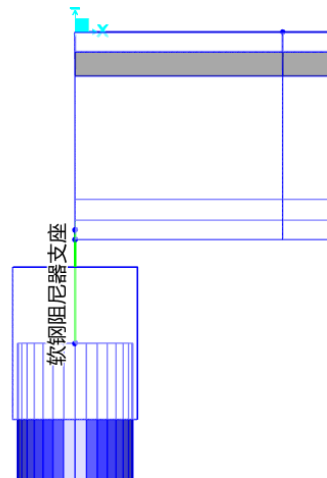


图 8-b 边墩软钢阻尼器支座的布置

运行分析模型，提取边墩及中墩底部的剪力、弯矩，以及边墩和中墩位置处墩顶与梁的相对位移，统计结果如下所示：

工况	地震波	边墩底剪力 (kNm)	边墩底弯矩 (kNm)	中墩底剪力 (kNm)	中墩底弯矩(kNm)	边墩相对位移 (m)	中墩相对位移 (m)
设置软钢阻尼器支座	EI Centro-NS	393.3	5243.97	403.15	6253.96	0.1307	0.032
	EI Centro-EW	481.7	8037.28	647.77	10433.7	0.162	0.042
与不设置消能减震装置差值	EI Centro-NS	86.7	3557.97	-102.55	-1791.34	-0.0538	0.032
	EI Centro-EW	207.6	6529.18	-484.93	-15231.7	-0.4765	0.042
相差百分比	EI Centro-NS	28%	211%	-20%	-22%	-29%	/
	EI Centro-EW	76%	433%	-43%	-59%	-75%	/

对比不设置减震装置的计算结果可以发现，在 EI Centro-NS 和 EI Centro-EW 地震作用下，设置软钢尼支座后该桥中墩的剪力分别下降了 20%和 43%；弯矩分别下降了 22%和 59%。边墩相对位移分别下降了-29%和-75%。但是安装粘滞阻尼器后，阻尼器会限制地震作用下墩顶与主梁的相对位移，边墩剪力及弯矩都有的增加，但是并没有超过桥墩的屈服弯矩，相比原始结构，设置软钢尼支座后该桥梁在地震荷载作用下响应得到优化。

4 总结

消能减震装置形式多样，功能不一。CSiBridge 依据不同的理论与假设内置了丰富的连接单元类型，用来考虑不同减震装置在地震荷载作用下的作用。实际工程中减震装置涉及的知识非常丰富，如减震装置类型的选取、参数调节、布置的方式等等，本文仅简要介绍了常用减震装置在 CSiBridge 中的模拟方法及其相关的一些知识。由于时间和经验有限，文中难免存在不足或错误，欢迎各位读者批评与指正。

参考资料

- [1] 庄军生. 桥梁减震、隔震支座和装置[M].中国铁道出版社, 2012.
- [2] Computers & Structures Inc., 北京筑信达工程咨询有限公司. CSI 分析参考手册. 2019.
- [3] 公路桥梁塑性钢减震支座: JTT843-2012[S].人民交通出版社, 2012
- [4] 公路桥梁抗震设计规范: JTGT 2231 - 01 -2020.人民交通出版社, 2020
- [5] 蒋建军. 桥梁几种典型减隔震装置的减震效果比较与研究[D]. 2005.

岩土体初始应力的计算

筑信达 郭晓通

初始阶段是施工阶段布置的第一步，准确地定义岩土体的初始应力状态也是进行后续分析的基础。PLAXIS 中提供了 K_0 过程、重力加载、场应力三种方式来计算岩土体的初始应力。

本文以 PLAXIS 2D 为例对初始应力的计算方式进行介绍。PLAXIS 3D 和 PLAXIS 2D 在初始应力计算方面的主要区别包括：1、笛卡尔应力方向的标号不同；2、场应力方法中主应力方向的可输入数量不同。

PLAXIS 2D 和 PLAXIS 3D 对比

	PLAXIS 2D	PLAXIS 3D
竖向向有效应力	σ'_{yy}	σ'_{zz}
水平向有效应力	σ'_{xx} 、 σ'_{zz}	σ'_{xx} 、 σ'_{yy}
侧压力系数	$K_{0,x}$ 、 $K_{0,z}$	$K_{0,x}$ 、 $K_{0,y}$
场应力法中的主应力方向	1 个	2 个

1. K_0 过程

1.1 正常固结土的 K_0

土体中的初始应力状态往往与其重度和成因历史相关。 K_0 过程和重力加载是描述土体初始应力状态最常见的方式，其中 K_0 过程是用侧压力系数 K_0 来生成土体内的初始应力场，即如果土体内一点的竖向向有效应力为 $\sigma'_{v,0}$ ，则水平有效应力 $\sigma'_{h,0}$ 为 $K_0\sigma'_{v,0}$ 。如果考虑孔隙水压力，则根据有效应力原理，初始状态下土体内的竖向向总应力和水平总应力分别为：

$$\sigma_{v,0} = \sigma'_{v,0} + P_w \quad \sigma_{h,0} = K_0\sigma'_{v,0} + P_w$$

如图 1，PLAXIS 在土体参数输入窗口中的初始应力菜单下提供了 $K_{0,x}$ 和 $K_{0,z}$ 的输入，分别代表了两个水平方向应力与竖直方向应力之间的关系。

$$K_{0,x} = \sigma'_{xx}/\sigma'_{yy}, \quad K_{0,z} = \sigma'_{zz}/\sigma'_{yy}$$

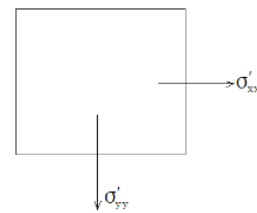
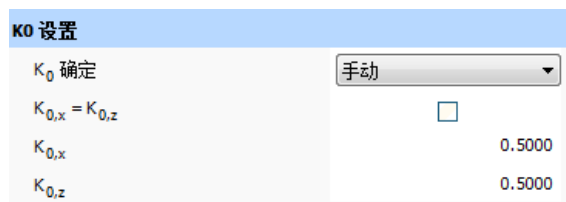


图 1 K_0 设置窗口

【 K_0 确定】的默认选项为自动，即 $K_{0,x}$ 和 $K_{0,z}$ 的数值与土体的内摩擦角相关，默认值为 $1 - \sin\varphi$ 。用户也可以选择手动以便自由指定 $K_{0,x}$ 和 $K_{0,z}$ 的数值。

K_0 过程不会生成土体的剪应力，此时土体的最大、最小主应力与笛卡尔坐标系下的竖直、水平总应力相同。为了避免初始状态下土中出现摩尔-库伦破坏点，则 K_0 值应满足：

$$\frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} < K_0 < \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

1.2 超固结土的 K_0

PLAXIS 在高级本构模型（硬化土、小应变土体硬化、软土、修正剑桥等模型）中可以考虑土的预固结特性，允许用户在图 2 的 K_0 设置界面中输入超固结比 OCR 或上覆压力 POP 来描述土的超固结状态。

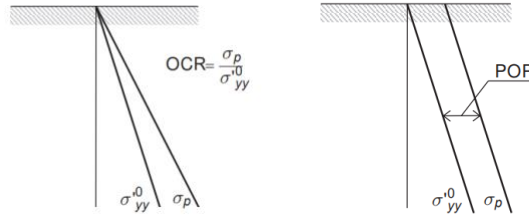


图 2 OCR 和 POP 的定义

OCR 和 POP 的值均与先期固结压力 σ_p 和当前状态下的竖直向有效应力 σ_{yy}^0 相关，其中：

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma_{yy}^0} \quad POP = \sigma_p - \sigma_{yy}^0$$

OCR 或 POP 不会影响岩土体的初始竖直向有效应力，而是通过影响 K_0 值来影响岩土体的初始水平向有效应力。在 PLAXIS 中，二者输入一个即可，如果用户输入的是 OCR，则超固结土的 K_0 为：

$$K_0 = K_0^{nc} OCR - \frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}} (OCR - 1)$$

如果用户输入的是 POP，则超固结土的 K_0 为：

$$K_0 = \frac{K_0^{nc} \sigma_p - \frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}} POP}{|\sigma_{yy}^0|}$$

两者是等效的。除了在初始阶段生成初始应力场外，高级本构模型对预固结应力具有记忆性，以硬化土模型为例，程序会按下式计算一个等效预固结应力 P_p ：

$$P_p = OCR \sqrt{\frac{\tilde{q}^2}{M^2} + p'^2}$$

其中 \tilde{q}^2 为一种特殊算法得到的偏应力， M 是一个与 K_0^{nc} 相关的辅助参数， p' 为有效平均主应力（各中间参数的详细介绍用户可参照材料模型手册第 6.5 章节的内容）。

等效预固结应力 P_p 用来确定硬化土模型中帽盖屈服面的位置。在随后各施工阶段的计算中，程序均会对岩土体的应力状态进行记录，以便在各施工阶段判断岩土体中每个应力点的固结状态。如图 3 所示，在塑性点分布图中，蓝色的倒三角形帽盖点代表了该部分土体处于正常固结状态。此外，在后处理程序中的应力菜单下用户可以查询土的预固结特性相关的状态参数， $\sigma'_{1,max}$ 为土应力历史中的最大有效主应力， P_{eq} 为等效各向同性应力，其值为 P_p/OCR 。

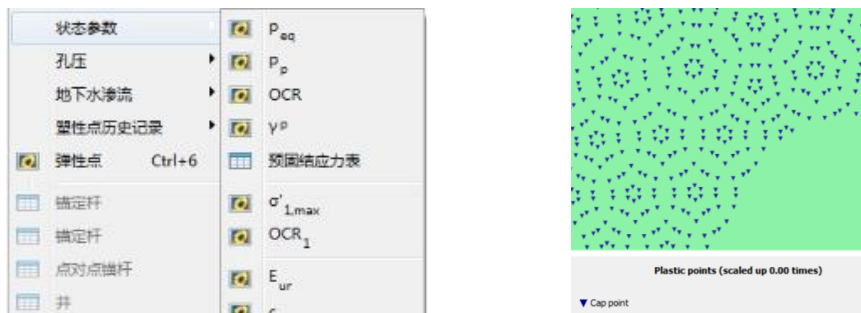


图 3 状态参数及帽盖点

2. 重力加载

重力加载即在岩土体内施加材料重力进行计算，所以重力加载也是一种塑性计算。重力加载通过乘子 ΣM_{weight} 控制自身重力的施加比率，默认值为 1，即加载材料全部重力。

如果使用弹性-理想塑性本构模型，重力加载下的竖直有效应力与水平有效应力之比 K_0 主要取决于土体材料中泊松比的

值，用弹性力学法求解一维压缩问题，则近似有：

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

所以重力加载产生的初始应力场并非是不可控的。对于弹性-理想塑性模型，为了生成准确的初始应力值，可以选择合适的泊松比值。如果有必要，还可对某部分岩土体单独指定其材料，通过调整材料的泊松比值来定义各层岩土体正确的 K_0 值。例如如果需要 0.5 的 K_0 值，则需要指定 0.333 的泊松比。由于土体材料的泊松比必须小于 0.5，所以使用重力荷载无法生成大于 1 的 K_0 值。如果需要大于 1 的 K_0 ，则需要模拟其加载历史。

同样的，为避免初始状态下土体内出现摩尔-库伦破坏点，使用重力加载时的土体内摩擦角和泊松比应满足以下要求：

$$\frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} < \frac{\nu}{1 - \nu} < 1$$

需要注意的是，如果土体材料中有不排水材料，则重力加载时应勾选【忽略不排水行为】选项，以避免在初始应力中出现超静孔隙水压力。此外，一旦使用重力加载计算初始应力，则应在下一施工阶段勾选【重置位移为零】选项。

3. 场应力

PLAXIS 中，除了 K_0 过程和重力加载这两种方法外，还可以使用场应力的方法来生成初始应力场。这种方法主要适用于深埋岩土体在应力历史过程中主应力方向发生偏转的情况，如深埋隧道等地下工程。

场应力的定义界面如图 4 所示，用户需要输入三个主应力的大小以及对对应的主应力方向，此外，用户还可以在选中任意一层岩土体后在选择对象浏览器中定义该层岩土体对应的场应力数据。

使用场应力生成岩土体初始应力场时需要注意以下问题：

- 1、使用场应力时，模型所有位移边界条件都需要设置为完全固定。
- 2、使用场应力方法生成初始应力场后，用户需要添加一个塑性零步计算阶段，避免模型处于不平衡状态。

3、场应力定义窗口中的 $\sigma_{1,2,3}$ 与后处理中的 $\sigma_{1,2,3}$ 不同，它们没有先后顺序，并非大、中和小主应力。且主应力以压缩为负，拉伸为正，其方向向量不必为单位向量，只需输入比例关系即可。

4、用场应力方法，重力乘子 $\sum M_{weight}$ 在初始阶段默认为 0，且为了避免土体出现突然的不平衡力，后续计算阶段中也需将 $\sum M_{weight}$ 调整为 0。

5、与 K_0 方法生成初始应力类似，场应力不考虑结构单元、外部荷载及边界条件，因此在初始阶段，不能激活结构单元及外部荷载。



图 4 场应力定义选项图

4. 各计算方法的应用

K_0 过程由于其特殊的初始应力生成方式，从几何图形上看， K_0 方法比较适合应用于地表水平且土层、水位水平的情况。由于在很多工程问题的分析中，土层、水位等都会简化成水平，所以 K_0 过程很常用。其优点是参数输入简便，计算速度快，而且可以通过输入 OCR 或 POP 考虑土的预固结情况，其缺点是无法保证应力平衡。

重力加载主要应用于几何特征“非水平”的工程上。如图 5 所示，如果土层不水平、地表不水平、水位不水平，则为了保证应力平衡须用重力加载的方法代替 K_0 过程。重力加载的优点是初始状态模型一定是平衡的，缺点是无法直接准确地指定竖直有效应力与水平有效应力之比 K_0 值，且无法用 OCR 或 POP 来描述土的预固结状态。在实际工程中，重力加载主要应用于像边坡、滑坡等地表起伏差异大的工程，或土层均匀性差异大的工程中。

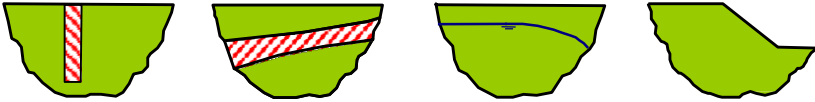


图 5 适合使用重力加载的情况

场应力的方法主要针对的对象是岩体，特别是深部岩体，描述其应力历史中主应力的状态及其方向的偏转，在实际工程应用中以大型水利工程、深埋隧道等地下工程为主。

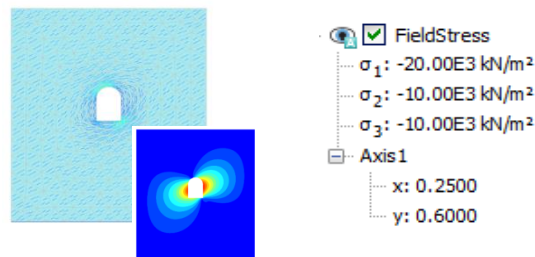


图 6 场应力的应用

初始应力的计算方式也需根据实际工程情况来灵活选择，而且对于有些特殊情况，也可能需要用多个计算阶段来生成岩土体初始应力场。

图 7 为一边坡模型，根据其几何形状判断，初始应力计算方法应采用重力加载，但如果该边坡为一超固结土边坡，已知其土的 OCR 和 POP；或使用弹塑性本构模型，很难通过试算来得到准确的 K_0 ，那么应用重力加载法显然是困难的。此时，可以在初始阶段将边坡“填平”，应用 K_0 过程的方法指定其 K_0 、OCR、POP 等数值，后续阶段再通过开挖、重置位移为零步骤还原边坡的初始形态。



图 7 特殊情况下边坡的初始应力生成

图 8 为既有建筑物旁的基坑开挖问题，为生成土层在当前状态下的初始应力场，需要用多个阶段来描述土层的应力历史。初始阶段用 K_0 法直接生成水平土层的应力场，后续阶段 1、阶段 2 采用塑性计算的方式分析既有建筑物修建过程中土层应力场的变化，从阶段 3 开始以当前工程为分析对象，所以初始阶段、阶段 1、阶段 2 都是在模拟土层的应力历史。需要注意的是，在阶段 3 中，用户须勾选【重置位移为零】选项。

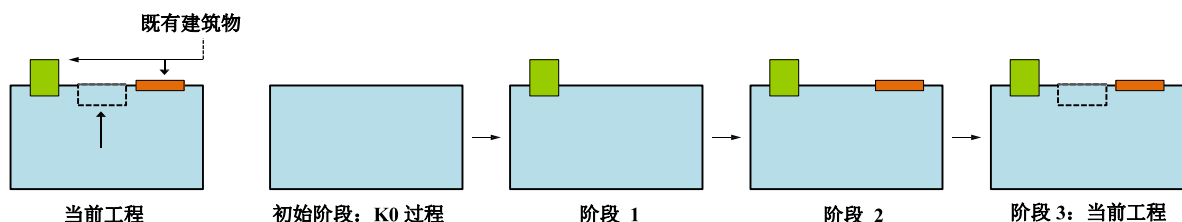


图 8 既有建筑物旁的基坑开挖

5. 小结

选择恰当的初始应力计算方式并准确地生成岩土体的初始应力场相当关键，尤其对于某些复杂的工程或具有复杂应力历史的岩土体。这要求用户熟悉 PLAXIS 中初始应力计算的相关理论。更多内容，用户可以查看 PLAXIS 参考手册、材料模型手册以及筑信达知识库中的相关文档：

- 1、[关于初始应力计算](#)
- 2、[塑性零步的意义和作用](#)
- 3、[自定义初始应力](#)

参考资料

- [1] Bentley Systems. PLAXIS 材料模型手册 V20.02. 2020
- [2] 李广信. 高等土力学[M]. 清华大学出版社, 2004.

基于欧标的锚栓承载力计算

筑信达 张志国

目前，IDEA 支持基于欧标 EN、美标 AISC、加拿大规范 CISC、澳大利亚规范 AS、俄罗斯规范 SP、印度规范 IS、香港规范 HKG 以及国标 GB 的钢结构节点校核，具体包括：板件校核、焊缝校核、螺栓校核以及柱脚节点的锚栓和混凝土校核。

为了让广大用户深入学习和理解关于钢结构节点校核的更多细节，本文将重点介绍基于欧标 EN 1992-4 的锚栓承载力在 IDEA 中的具体计算方法。关于其它组件（板件、螺栓、焊缝）或其它规范（AISC、CISC、AS 等）的承载力计算，请参阅《筑信达技术通讯》中刊载的往期文章或关注本期刊的后续文章。

IDEA 可自动计算和校核的锚栓破坏形式包括：拉力作用下的锚栓拉断破坏、混凝土锥体破坏、锚栓拔出破坏、混凝土锥体侧鼓破坏；剪力作用下的锚栓剪断破坏、混凝土剪撬破坏、混凝土边缘破坏。对于钢筋混凝土基材，用户可在【规范设置】中忽略关于混凝土破坏的抗拉和/或抗剪承载力校核，仅保留关于锚栓的抗拉、抗剪和抗拔承载力校核。

如图 1 所示，对于拉力作用下无锚板锚栓的拔出破坏、化学锚栓的“拔出+混凝土锥体”混合破坏以及混凝土的劈裂破坏，由于缺少制造商提供的关于特殊锚栓和锚固胶类型的可用信息，IDEA 暂时无法自动计算和校核此类破坏下的锚栓抗拉承载力。



图 1 拉力作用下的混合破坏和劈裂破坏

1 抗拉承载力

1.1 锚栓的拉断破坏

如右图所示，锚栓的拉断破坏是指锚栓在拉力作用下螺杆被拉断的破坏形式。该抗拉承载力主要与锚栓的抗拉强度和有效横截面面积有关，具体如下：

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{c A_s f_{uk}}{\gamma_{Ms}}$$

式中： $N_{Rd,s}$ --- 锚栓拉断破坏的抗拉承载力设计值

$N_{Rk,s}$ ----- 锚栓拉断破坏的抗拉承载力标准值

c ----- 螺纹切削工艺不符合 EN 1090 标准时采用的锚栓抗拉承载力折减系数。根据 EN 1993-1-8 第 3.6.1 节第 3 条规定，取 $c=0.85$ 。

A_s ----- 锚栓螺杆在螺纹处的有效横截面面积，即：IDEA 中螺栓的拉应力面积（Tensile stress area）。

γ_{Ms} ----- 锚栓的材料分项系数。根据 EN 1992-4 表 4.1 规定，取 $\gamma_{Ms} = \max\{1.2 f_{uk} / f_{yk}, 1.4\}$ 。

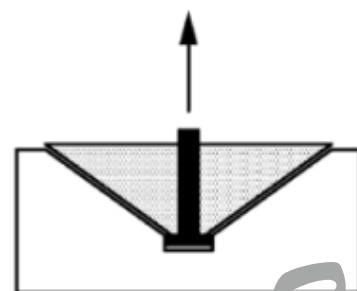
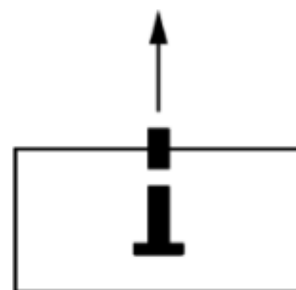
f_{uk} ----- 锚栓的抗拉强度标准值，即：IDEA 中螺栓等级的抗拉强度 f_{ub} 。

f_{yk} ----- 锚栓的屈服强度标准值，即：IDEA 中螺栓等级的屈服强度 f_{yb} 。

1.2 混凝土的锥体破坏

如右图所示，混凝土的锥体破坏是指混凝土在拉力作用下形成以锚栓为中心的倒锥体的破坏形式。混凝土的锥体破坏不同于锚栓的拉断破坏，单锚、群锚或群锚中的部分受拉锚栓均可出现此类破坏。

IDEA 可自动识别破坏锥体所包含的锚栓数量和锚栓位置，以此校核群锚受拉区的





总拉力设计值。该抗拉承载力主要与混凝土的强度等级、锚栓的有效锚固深度以及锚栓的间距、边距等有关，具体如下：

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{N_{Rk,c}^0 \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N} \psi_{M,N}}{\gamma_{Mc}} \quad (\text{EN 1992-4 式 7.1})$$

式中： $N_{Rd,c}$ ---- 混凝土锥体破坏的抗拉承载力设计值

$N_{Rk,c}$ ---- 混凝土锥体破坏的抗拉承载力标准值

$N_{Rk,c}^0$ ---- 混凝土锥体破坏的单锚抗拉承载力标准值

$A_{c,N}^0$ ---- 单锚抗拉时混凝土锥体破坏的参考投影面面积，忽略锚栓间距和边距的影响。

$A_{c,N}$ ---- 群锚抗拉时混凝土锥体破坏的实际投影面面积，考虑锚栓间距和边距的影响。

$\psi_{s,N}$ ---- 锚栓边距对抗拉承载力的影响系数

$\psi_{re,N}$ ---- 表层混凝土剥落对抗拉承载力的影响系数

$\psi_{ec,N}$ ---- 荷载偏心对抗拉承载力的影响系数

$\psi_{M,N}$ ---- 弯矩作用下锚栓附近的混凝土压力对抗拉承载力的影响系数

γ_{Mc} ---- 混凝土锥体破坏的分项系数。根据 EN 1992-4 表 4.1 规定，取 $\gamma_{Mc} = \gamma_c \gamma_{inst}$ 。

γ_c ---- 混凝土的材料分项系数，默认值为 1.5。用户可在【规范设置】修改。

γ_{inst} ---- 锚栓的安装分项系数，默认值为 1.2。用户可在【规范设置】修改。

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5} \quad (\text{EN 1992-4 式 7.2})$$

式中： f_{ck} ---- 混凝土抗压强度标准值

k_1 ---- 考虑混凝土条件和锚栓类型的影响系数。其中，

开裂混凝土：带锚板锚栓取 8.9，无锚板锚栓取 7.7；

不开裂混凝土：带锚板锚栓取 12.7，无锚板锚栓取 11.0。

h_{ef} ---- 锚栓的有效锚固深度

上述开裂混凝土指正常使用极限状态下，考虑混凝土收缩、温度变化及支座位移的影响后，锚固区混凝土受拉。不开裂混凝土指正常使用极限状态下，考虑混凝土收缩、温度变化及支座位移的影响后，锚固区混凝土受压

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.3})$$

式中： $s_{cr,N}$ ---- 单锚抗拉时混凝土锥体破坏的临界间距，取 $s_{cr,N} = 2c_{cr,N} = 3h_{ef}$ ，如图 2 所示。

$c_{cr,N}$ ---- 单锚抗拉时混凝土锥体破坏的临界边距，取 $c_{cr,N} = 1.5h_{ef}$ 。

h_{ef} ---- 锚栓的有效锚固深度

当锚栓间距 $s \leq s_{cr,N}$ 或锚栓边距小于 $c \leq c_{cr,N}$ 时，混凝土锥体破坏的实际投影面面积 $A_{c,N}$ 应考虑破坏锥体的相互重叠和锚栓边距的影响。如图 3 所示，如果 $c_1, c_2 \leq c_{cr,N}$ 且 $s_1, s_2 \leq s_{cr,N}$ ，则 $A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 0.5s_{cr,N}) \cdot (c_2 + s_2 + 0.5s_{cr,N})$ 。

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.4})$$

式中： c ---- 锚栓最小边距

上述公式用于考虑邻近混凝土边缘的锚栓对抗拉承载力的不利影响。对混凝土角部锚栓的两个边距或受拉区群栓的多个边距， c 取最小值。

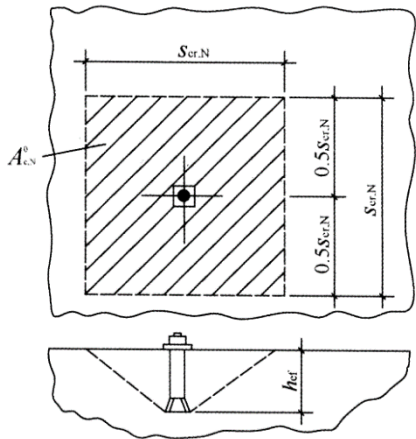


图 2 单锚抗拉时混凝土锥体破坏的参考投影面面积

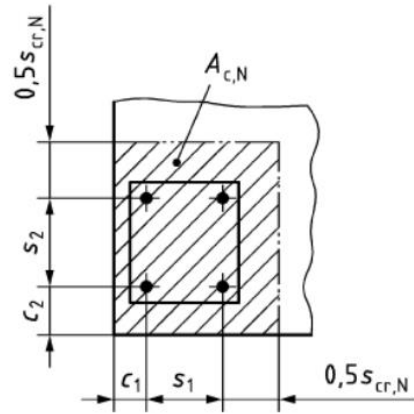


图 3 群锚抗拉时混凝土锥体破坏的实际投影面面积

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.5})$$

上述公式用于考虑当锚栓的有效锚固深度小于 100mm 时，表层混凝土剥落对锚栓抗拉承载力的不利影响。

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2(e_N / s_{cr,N})} \leq 1 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.6})$$

式中： e_N ----- 群锚受拉区总拉力的合力作用点相对于群锚几何中心的偏心距，如图 4 所示。

上述公式用于考虑弯矩作用下锚栓总拉力的偏心对抗拉承载力的不利影响。对于双向弯矩作用，应分别计算两个方向的偏心距 $e_{x,N}$ 、 $e_{y,N}$ 和两个方向的影响系数 $\psi_{ecx,N}$ 、 $\psi_{ecy,N}$ ，取 $\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$ 。

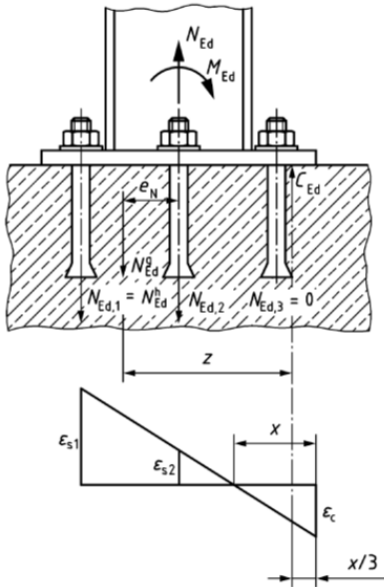


图 4 弯矩和轴力作用下的锚栓拉力分布

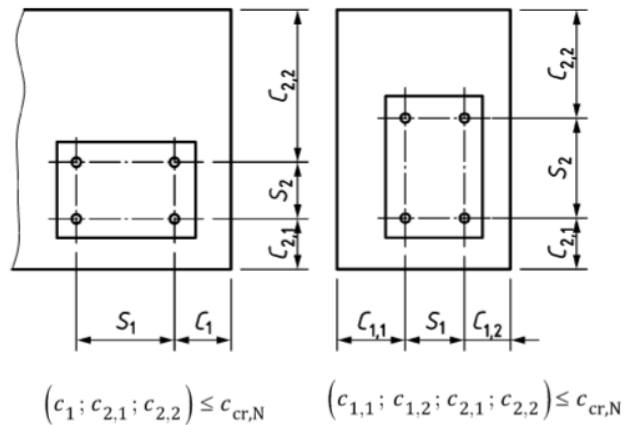


图 5 多个锚栓边距小于临界值

$$\psi_{M,N} = 2 - \frac{z}{1.5h_{ef}} \geq 1 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.7})$$

式中： z ----- 内力臂，即：群锚受拉区总拉力的合力作用点与混凝土受压区总压力的合力作用点之间的距离。

上述公式用于考虑弯矩作用下底板与混凝土之间的接触压力对抗拉承载力的有利影响。当锚栓边距 $c < 1.5h_{ef}$ 或 $c \geq 1.5h_{ef}$ 但 $C_{Ed} / N_{Ed} < 0.8$ 时，取 $\psi_{M,N} = 1.0$ ，即忽略上述有利影响。其中， C_{Ed} 和 N_{Ed} 分别为混凝土受压区的总压力和群锚受拉区的总



拉力，如图 4 所示。

如图 5 所示，当三个及三个以上的锚栓边距均小于临界值 $c_{cr,N}$ 时，根据公式（EN 1992-4 式 7.1）计算的锚栓抗拉承载力偏大。此时，锚栓的有效锚固深度 h_{ef} 应替换为 h'_{ef} ，如下所示。同理， $c_{cr,N}$ 和 $s_{cr,N}$ 分别替换为 $c'_{cr,N}=1.5h'_{ef}$ 和 $s'_{cr,N}=3h'_{ef}$ 。

$$h'_{ef} = \max \left\{ \frac{c_{\max}}{c_{cr,N}} h_{ef}, \frac{s_{\max}}{s_{cr,N}} h_{ef} \right\} \leq h_{ef} \quad (\text{EN 1992-4 式 7.9})$$

式中： c_{\max} ----- 小于 $c_{cr,N}$ 的最大锚栓边距，如图 6 中的 c_3 所示。

s_{\max} ----- 小于 $s_{cr,N}$ 的最大锚栓间距，如图 6 中的 s 所示。

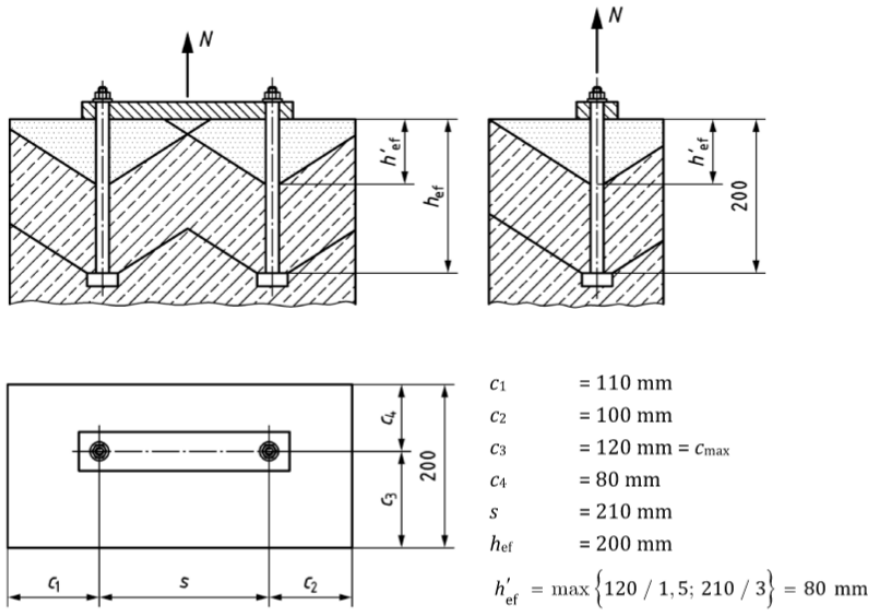


图 6 锚栓的有效锚固深度 h_{ef} 与 h'_{ef}

1.3 锚栓的拔出破坏

如右图所示，锚栓的拔出破坏是指锚栓在拉力作用下从锚孔中被拉出的破坏形式。如前文所述，IDEA 仅校核带锚板锚栓的拔出破坏，忽略无锚板锚栓的拔出破坏。该抗拉承载力主要与混凝土的强度等级和锚板的承载面积有关，具体如下：

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} = \frac{k_2 A_h f_{ck}}{\gamma_{Mp}} \quad (\text{EN 1992-4 式 7.11})$$

式中： $N_{Rd,p}$ --- 锚栓拔出破坏的抗拉承载力设计值

$N_{Rk,p}$ ----- 锚栓拔出破坏的抗拉承载力标准值

k_2 ----- 考虑混凝土条件的影响系数。对于开裂混凝土，取 7.5；对于不开裂混凝土，取 10.5。

A_h ----- 锚板的承载面积

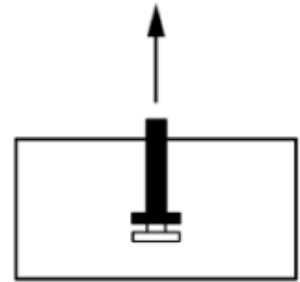
$$\text{圆形锚板: } A_h = \frac{\pi}{4} (d_h^2 - d^2)$$

$$\text{方形锚板: } A_h = a_{wp}^2 - \frac{\pi}{4} d^2$$

d_h ----- 圆形锚板的直径， $d_h \leq 6t_h + d$ 。

d ----- 锚栓螺杆的公称直径

t_h ----- 锚板的厚度



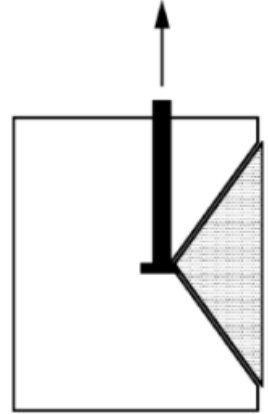


a_{wp} ----- 方形锚板的边长

γ_{Mp} ----- 锚栓拔出破坏的分项系数。根据 EN 1992-4 表 4.1 规定，取 $\gamma_{Mp} = \gamma_{Mc} = \gamma_c \gamma_{inst}$ 。

1.4 混凝土的锥体侧鼓破坏

如右图所示，混凝土的锥体侧鼓破坏是指混凝土侧面在拉力作用下形成水平锥体的破坏形式。混凝土的锥体侧鼓破坏类似于锥体破坏，单锚、群锚或群锚中的部分受拉锚栓均可出现此类破坏。根据 EN 1992-4 第 7.2.1.8 节第 1 条规定，混凝土锥体侧鼓破坏只需校核边距 $c \leq 0.5h_{ef}$ 的带锚板锚栓。



IDEA 可自动识别破坏锥体所包含的锚栓数量和锚栓位置，以此校核群锚受拉区的总拉力设计值。该抗拉承载力主要与混凝土的强度等级、锚板尺寸以及锚栓的间距和边距等有关，具体如下：

$$N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}} = \frac{N_{Rk,cb}^0 \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} \psi_{s,Nb} \psi_{g,Nb} \psi_{ec,Nb}}{\gamma_{Mc}} \quad (\text{EN 1992-4 式 7.25})$$

式中： $N_{Rd,cb}$ -- 混凝土锥体侧鼓破坏的抗拉承载力设计值

$N_{Rk,cb}$ ----- 混凝土锥体侧鼓破坏的抗拉承载力标准值

$N_{Rk,cb}^0$ ----- 混凝土锥体侧鼓破坏的单锚抗拉承载力标准值

$A_{c,Nb}^0$ ----- 单锚抗拉时混凝土锥体侧鼓破坏的参考投影面面积，忽略锚栓间距和远端边距的影响。

$A_{c,Nb}$ ----- 群锚抗拉时混凝土锥体侧鼓破坏的实际投影面面积，考虑锚栓间距和远端边距的影响。

$\psi_{s,Nb}$ ----- 锚栓边距对抗拉承载力的影响系数

$\psi_{g,Nb}$ ----- 同排群栓对抗拉承载力的影响系数

$\psi_{ec,Nb}$ ----- 荷载偏心对抗拉承载力的影响系数

$$N_{Rk,cb}^0 = k_5 c_1 \sqrt{A_h} \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{EN 1992-4 式 7.26})$$

$$A_{c,Nb}^0 = (4c_1)^2 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.27})$$

式中： k_5 ----- 考虑混凝土条件的影响系数。对于开裂混凝土，取 8.7；对于不开裂混凝土，取 12.2。

c_1 ----- 单锚抗拉时混凝土锥体侧鼓破坏的锚栓近端边距，如图 7~8 所示。

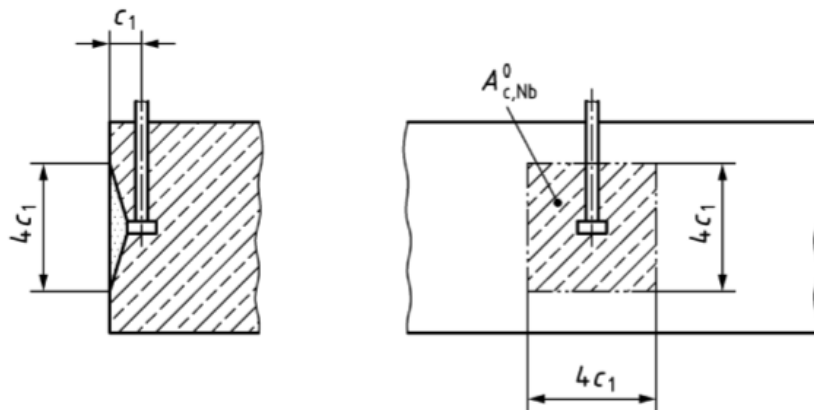


图 7 单锚抗拉时混凝土锥体侧鼓破坏的参考投影面面积

当锚栓间距 $s \leq 4c_1$ 或锚栓远端边距 $c_2 \leq 2c_1$ 时，混凝土锥体侧鼓破坏的实际投影面面积 $A_{c,Nb}$ 应考虑破坏锥体的相互重叠



和锚栓远端边距的影响。如图 8 所示，如果 $c_2 \leq 2c_1$ 且 $s_2 \leq 4c_1$ ，则 $A_{c,Nb} = 4c_1(c_2 + s_2 + 2c_1)$ 。

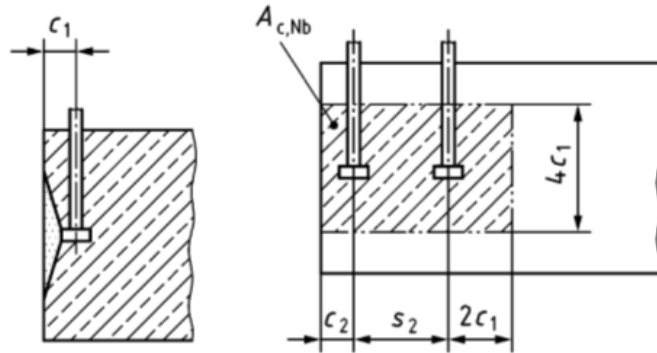


图 8 群锚抗拉时混凝土锥体侧鼓破坏的实际投影面积（一）

同理，当锚栓间距 $s \leq 4c_1$ 或锚栓下部的混凝土厚度 $f \leq 2c_1$ 时，混凝土锥体侧鼓破坏的实际投影面积 $A_{c,Nb}$ 应考虑破坏锥体的相互重叠和混凝土厚度的影响。如图 9 所示，如果 $f \leq 2c_1$ 且 $s_2 \leq 4c_1$ ，则 $A_{c,Nb} = (f + 2c_1)(s_2 + 4c_1)$ 。

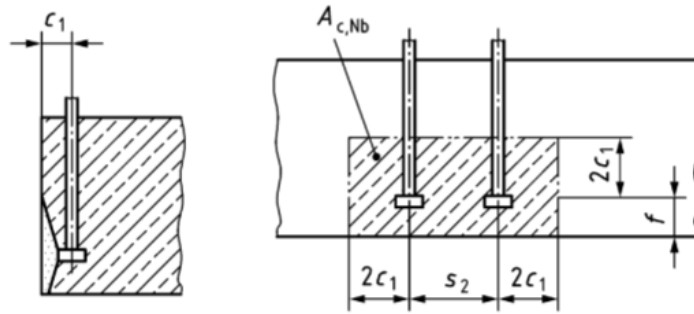


图 9 群锚抗拉时混凝土锥体侧鼓破坏的实际投影面积（二）

$$\psi_{s,Nb} = 0.7 + 0.3 \frac{c_2}{2c_1} \leq 1 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.28})$$

上述公式用于考虑混凝土角部锚栓的远端边距 c_2 对抗拉承载力的不利影响。对于狭长混凝土可能存在的多个边距， c_2 取最小值。

$$\psi_{g,Nb} = \sqrt{n} + (1 - \sqrt{n}) \frac{s_2}{4c_1} \geq 1 \quad s_2 \leq 4c_1 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.29})$$

上述公式用于考虑平行于混凝土边缘的 n 个同排锚栓的群栓效应。该系数表明，随着锚栓间距 s_2 逐步减小，群栓的整体性逐步增强，抗拉承载力也随之提高。

$$\psi_{ec,Nb} = \frac{1}{1 + 2e_N / 4c_1} \leq 1 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.30})$$

上述公式用于考虑弯矩作用下锚栓总拉力的偏心对抗拉承载力的不利影响。该系数类似于混凝土锥体破坏中的 $\psi_{ec,N}$ ，此处不再赘述。

2 抗剪承载力

2.1 锚栓的剪断破坏

如图 10 所示，锚栓的剪断破坏是指锚栓在剪力作用下螺杆被剪断的破坏形式，包括无杠杆臂的纯剪破坏（左图）和有杠杆臂的弯剪破坏（右图）。其中，前者适用于底板与混凝土表面直接接触（Direct）的安装方式，后者适用于底板与混凝土表面之间灌注砂浆（Mortar Joint）的安装方式。



图 10 锚栓的两种剪断破坏形式

第一，无杠杆臂纯剪破坏的抗剪承载力主要与锚栓的抗拉强度和有效横截面面积有关，具体如下。当混凝土强度等级小于 C20/C25 且锚栓的有效锚固深度与螺杆直径的比值 $h_{ef}/d < 5$ 时，上述抗剪承载力应乘以折减系数 0.8。

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{k_7 V_{Rk,s}^0}{\gamma_{Ms}} = \frac{k_7 k_6 A_s f_{uk}}{\gamma_{Ms}} \quad (\text{EN 1992-4 式 7.34})$$

式中： $V_{Rd,s}$ ---- 锚栓纯剪破坏的抗剪承载力设计值

$V_{Rk,s}$ ---- 锚栓纯剪破坏的抗剪承载力标准值

$V_{Rk,s}^0$ ---- 单锚纯剪破坏的抗剪承载力标准值

k_7 ---- 锚栓的延性系数。当锚栓伸长率 $A \geq 0.08$ 时，取 1.0；当 $A < 0.08$ 时，取 0.8。

k_6 ---- 当 $f_{uk} \leq 500\text{MPa}$ 时，取 0.6；当 $500\text{MPa} \leq f_{uk} \leq 1000\text{MPa}$ 时，取 0.5。

A_s ---- 锚栓螺杆的抗剪面积。对于默认勾选的【螺纹处剪切面】选项，即：锚栓螺杆在螺纹处的有效横截面面积；否则，即：锚栓螺杆的毛截面面积 A 。

γ_{Ms} ---- 锚栓的材料分项系数。根据 EN 1992-4 表 4.1 规定：

当 $f_{uk} \leq 800\text{MPa}$ 且 $f_{yk}/f_{uk} \leq 0.8$ 时，取 $\gamma_{Ms} = f_{uk}/f_{yk} \geq 1.25$ 。

当 $f_{uk} > 800\text{MPa}$ 且 $f_{yk}/f_{uk} > 0.8$ 时，取 $\gamma_{Ms} = 1.5$ 。

第二，有杠杆臂弯剪破坏的抗剪承载力以锚栓螺杆截面的抗弯承载力进行反算，主要与锚栓的抗拉强度、截面抵抗矩以及杠杆臂的计算长度等有关。具体如下：

$$V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}} = \frac{\alpha_M M_{Rk,s}}{l_a} \quad (\text{EN 1992-4 式 7.37})$$

式中： $V_{Rd,s,M}$ - 锚栓弯剪破坏的抗剪承载力设计值

$V_{Rk,s,M}$ ---- 锚栓弯剪破坏的抗剪承载力标准值

$M_{Rk,s}$ ---- 锚栓抗弯承载力标准值

α_M ---- 杠杆臂的约束系数，取 2.0（完全约束）。

l_a ---- 杠杆臂的计算长度，如图 11 所示。

$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 (1 - N_{Ed}/N_{Rd,s}) \quad (\text{EN 1992-4 式 7.38})$$

式中： $M_{Rk,s}^0$ -- 单锚抗弯承载力标准值

N_{Ed} ---- 锚栓拉力设计值，忽略压力设计值。

$$M_{Rk,s}^0 = 1.2 \frac{\pi d_e^3}{32} f_{uk} \quad (\text{ETAG 001 附录 C 式 5.5b})$$

式中： d_e ---- 锚栓螺杆的有效直径或公称直径，依【螺纹处剪切面】选项而定。

$$l_a = a_3 + e_1 \quad (\text{EN 1992-4 式 6.2})$$



式中: a_3 ----- 取 1/2 锚栓螺杆的公称直径, 即: $a_3 = 0.5d$, 如图 11 所示。

e_1 ----- 底板中面至混凝土表面的距离, 即: 1/2 底板厚度+砂浆层厚度, 如图 11 所示。

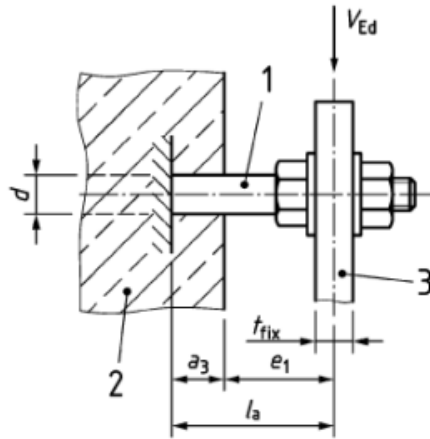


图 11 杠杆臂的计算长度示意图

2.2 混凝土的剪撬破坏

如右图所示, 混凝土的剪撬破坏是指混凝土在剪力作用下沿反方向被锚栓撬起的破坏形式。混凝土的剪撬破坏类似于锥体破坏, 单锚、群锚或群锚中的部分受拉锚栓均可出现此类破坏。该抗剪承载力主要与锚栓的有效锚固深度和混凝土锥体破坏的抗拉承载力有关, 具体如下:



$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = \frac{k_8 N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (\text{EN 1992-4 式 7.39a})$$

式中: k_8 ----- 根据 ETAG 001 附录 C 第 5.2.3.3 条的规定, 当 $h_{ef} < 60\text{mm}$ 时, 取 1.0; 当 $h_{ef} \geq 60\text{mm}$ 时, 取 2.0。

$N_{Rk,c}$ ----- 混凝土锥体破坏的抗拉承载力标准值

γ_{Mc} ----- 混凝土锥体破坏的分项系数。根据 EN 1992-4 表 4.1 规定, 取 $\gamma_{Mc} = \gamma_c \gamma_{inst}$ 且 $\gamma_{inst} = 1.0$ (剪力作用)。即:

$$\gamma_{Mc} = \gamma_c。$$

2.3 混凝土的边缘破坏

如右图所示, 混凝土的边缘破坏是指混凝土边缘在剪力作用下形成以锚栓轴为顶点的混凝土楔形体的破坏形式。混凝土的边缘破坏类似于锥体破坏, 单锚、群锚或群锚中的部分受拉锚栓均可出现此类破坏。



混凝土边缘破坏为脆性破坏, 以最不利状况校核抗剪承载力, 即: 作用于底板的全部剪力仅传递至位于混凝土边缘的锚栓。该抗剪承载力主要与锚栓的边距和有效长度以及混凝土的强度等级有关, 具体如下:

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{V_{Rk,c}^0 \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \psi_{s,V} \psi_{h,V} \psi_{ec,V} \psi_{\alpha,V} \psi_{re,V}}{\gamma_{Mc}} \quad (\text{EN 1992-4 式 7.40})$$

式中: $V_{Rd,c}$ ----- 混凝土边缘破坏的抗剪承载力设计值

$V_{Rk,c}$ ----- 混凝土边缘破坏的抗剪承载力标准值

$V_{Rk,c}^0$ ----- 混凝土边缘破坏的单锚抗剪承载力标准值

$A_{c,V}^0$ ----- 单锚抗剪时混凝土边缘破坏的参考投影面面积, 忽略锚栓间距和远端边距的影响。

$A_{c,V}$ ----- 群锚抗剪时混凝土边缘破坏的实际投影面面积, 考虑锚栓间距和远端边距的影响。



$\psi_{s,V}$ ----- 锚栓边距对抗剪承载力的影响系数

$\psi_{h,V}$ ----- 混凝土厚度对抗剪承载力的影响系数

$\psi_{ec,V}$ ----- 剪力偏心对抗剪承载力的影响系数

$\psi_{\alpha,V}$ ----- 剪力方向对抗剪承载力的影响系数

$\psi_{re,N}$ ----- 混凝土边缘的配筋对抗剪承载力的影响系数，IDEA 取定值 1.0。

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 d_{nom}^\alpha l_f^\beta \sqrt{f_{ck}} c_1^{1.5} \quad (\text{EN 1992-4 式 7.41})$$

$$\alpha = 0.1 \left(\frac{l_f}{c_1} \right)^{0.5} \quad (\text{EN 1992-4 式 7.42})$$

$$\beta = 0.1 \left(\frac{d_{nom}}{c_1} \right)^{0.2} \quad (\text{EN 1992-4 式 7.43})$$

式中： k_9 ----- 考虑混凝土条件的影响系数。对于开裂混凝土，取 1.7；对于不开裂混凝土，取 2.4。

d_{nom} ----- 锚栓螺杆的公称直径

l_f ----- 抗剪锚栓的有效长度

当 $d_{nom} \leq 24mm$ 时， $l_f = \min(h_{ef}, 12d_{nom})$

当 $d_{nom} > 24mm$ 时， $l_f = \min(h_{ef}, \max(8d_{nom}, 300mm))$

c_1 ----- 锚栓边距，如图 12 所示。

$$A_{c,V}^0 = 4.5c_1^2 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.44})$$

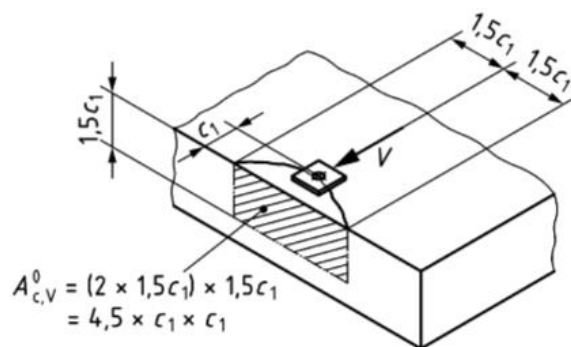


图 12 单锚抗剪时混凝土边缘破坏的参考投影面面积

当锚栓间距 $s \leq 3c_1$ 或锚栓远端边距 $c_2 \leq 1.5c_1$ 或混凝土厚度 $h \leq 1.5c_1$ 时，混凝土边缘破坏的实际投影面面积 $A_{c,V}$ 应考虑破坏楔形体的相互重叠、锚栓远端边距以及混凝土厚度的影响，如图 13 所示。

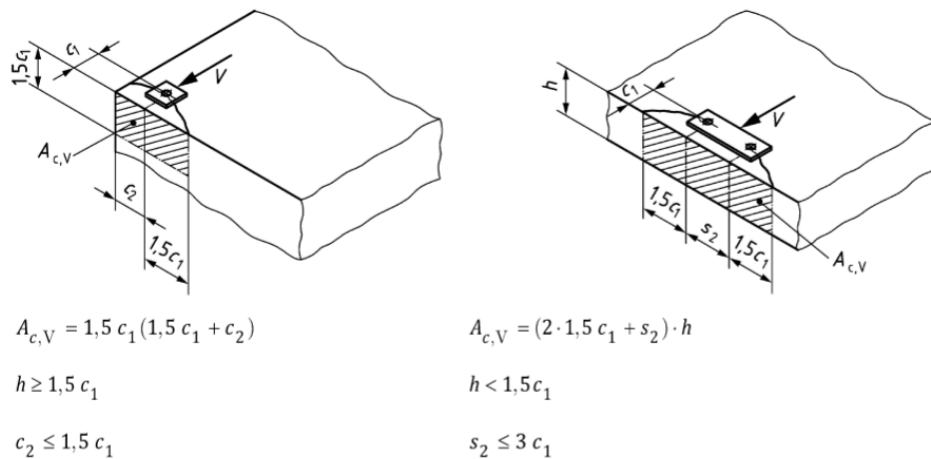


图 13 群锚抗剪时混凝土边缘破坏的实际投影面积

$$\psi_{s,v} = 0.7 + 0.3 \frac{c_2}{1.5c_1} \leq 1 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.45})$$

上述公式用于考虑混凝土角部锚栓的远端边距 c_2 对抗剪承载力的不利影响。对于狭长混凝土可能存在的多个边距， c_2 取最小值。

$$\psi_{h,v} = \left(\frac{1.5c_1}{h} \right)^{0.5} \geq 1 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.46})$$

如图 13 所示，混凝土厚度 h 与边缘破坏的实际投影面积 $A_{c,v}$ 密切相关。事实表明，当 $h \leq 1.5c_1$ 时，混凝土边缘破坏的抗剪承载力并不会随混凝土厚度的减小而等比例减小。因此，上述公式用于修正混凝土厚度对锚栓抗拉承载力的影响。

$$\psi_{ec,v} = \frac{1}{1 + 2e_v / 3c_1} \leq 1 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.47})$$

式中： e_v ----- 群锚受剪区总剪力的合力作用点相对于群锚几何中心的偏心距，如图 14 所示。

上述公式用于考虑群锚受剪区总剪力的偏心对各锚栓剪力的不利影响。

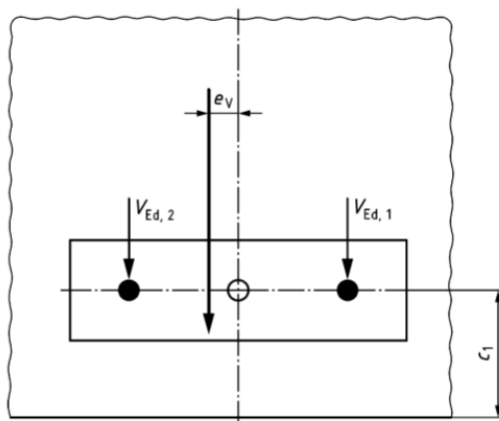


图 14 群锚总剪力的偏心与锚栓剪力的非均匀分布

$$\psi_{\alpha,v} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_v)^2 + (0.5 \sin \alpha_v)^2}} \geq 1 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.48})$$

式中： α_v ----- 群锚受剪区总剪力与破坏边缘的法线之间的夹角 ($0^\circ \leq \alpha_v \leq 90^\circ$)，如图 15 所示。

上述公式用于考虑群锚受剪区总剪力与破坏边缘法线之间的夹角对抗剪承载力的影响。如图 15 所示，由于有效剪力小于



总剪力，锚栓的抗剪承载力可适当提高。

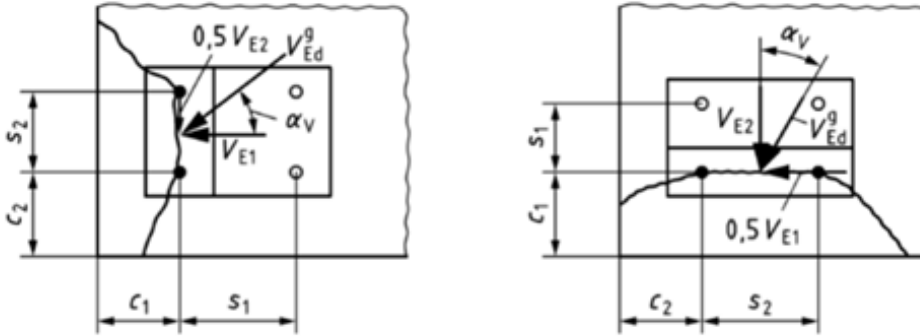


图 15 群栓总剪力的分解与有效剪力

3 拉剪联合作用

3.1 锚栓承载比

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.54})$$

3.2 混凝土承载比

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}} \right)^{1.5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}} \right)^{1.5} \leq 1 \quad (\text{EN 1992-4 式 7.55})$$

式中： $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}$ -- 在各种混凝土破坏形式中抗拉承载力的最大承载比

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}$ ----- 在各种混凝土破坏形式中抗剪承载力的最大承载比

4 小结

本文详细介绍了 IDEA 中基于欧标 EN 1992-4 的锚栓承载力计算，具体包括：拉力作用下的锚栓拉断破坏、混凝土锥体破坏、锚栓拔出破坏、混凝土锥体侧鼓破坏以及剪力作用下的锚栓剪断破坏、混凝土剪撬破坏、混凝土边缘破坏。希望可以帮助众多的 IDEA 用户及爱好者更加深入地理解和应用此软件，以期解决实际工程中遇到的有关欧标的钢结构柱脚节点的设计与校核问题。

参考资料

- [1] Eurocode 2 - Design of concrete structures – Part 4: Design of fastenings for use in concrete (September 2018).
- [2] Eurocode 3 - Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints (May 2005).

工程应用常见问题 案例解析

【编者按】从本期开始，筑信达《技术通讯》新增“工程应用常见问题案例解析”专栏。我们归纳、整理、提炼在技术支持工作中遇到的软件应用问题，结合案例模型向大家解释问题由来及处理办法，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。)

连续倒塌分析参数设置

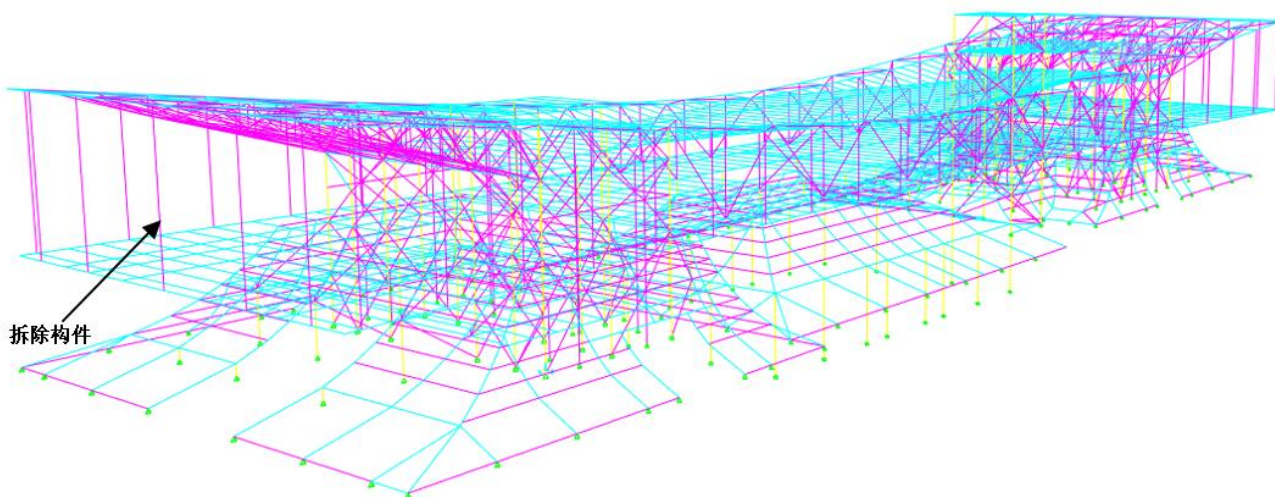
本案例主要介绍连续倒塌分析中相关参数的合理设置。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 V22.1.0

模型简介/MODEL

如下所示，拆除部分构件来模拟其余构件的动力响应，进而判断结构是否会发生连续性倒塌。

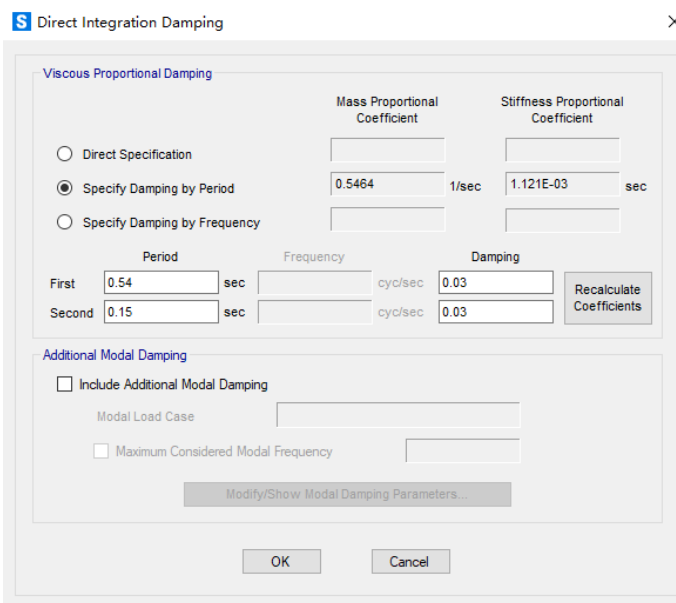
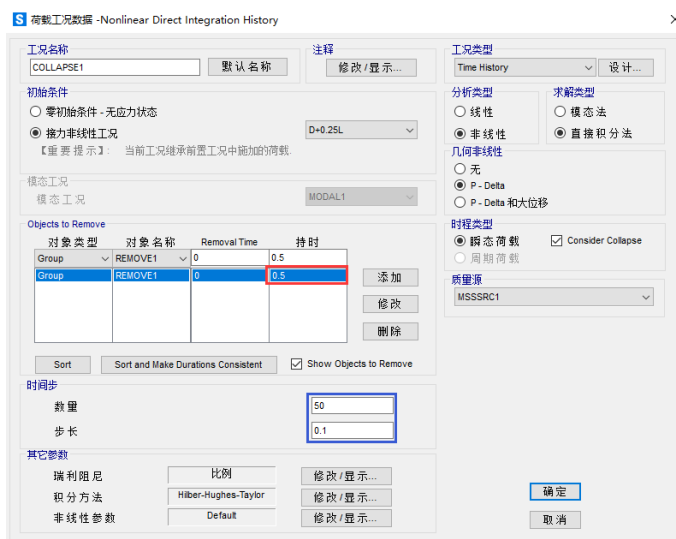


问题描述/PROBLEM

分析结果与预期不符，希望能够帮助检查一下模型。



解决办法/SOLUTION



依据《建筑结构抗倒塌设计规范》要求，被拆除构件的失效时间（对应红框中的持时）应不大于 $0.1T_1$ ， T_1 为剩余结构的竖向基本周期，持时过大会导致动力响应偏小；分析步长（对应蓝框中的步长）不宜大于 $0.005s$ ，过大的分析步长会严重影响分析精度；分析总时间（对应蓝框中步长与数量之积）应大于被拆除构件的失效时间，宜通过试算确定；阻尼取值应按剩余结构的瑞利阻尼取值，并且应参考剩余结构的竖向振动周期而非水平周期。

更多的关于抗倒塌分析的内容可参考筑信达技术通讯文章（2018 年 12 月刊）[《建筑结构连续倒塌分析在 SAP2000 中实现》](#)。

编写：吴文博

“一柱托双梁”的模拟

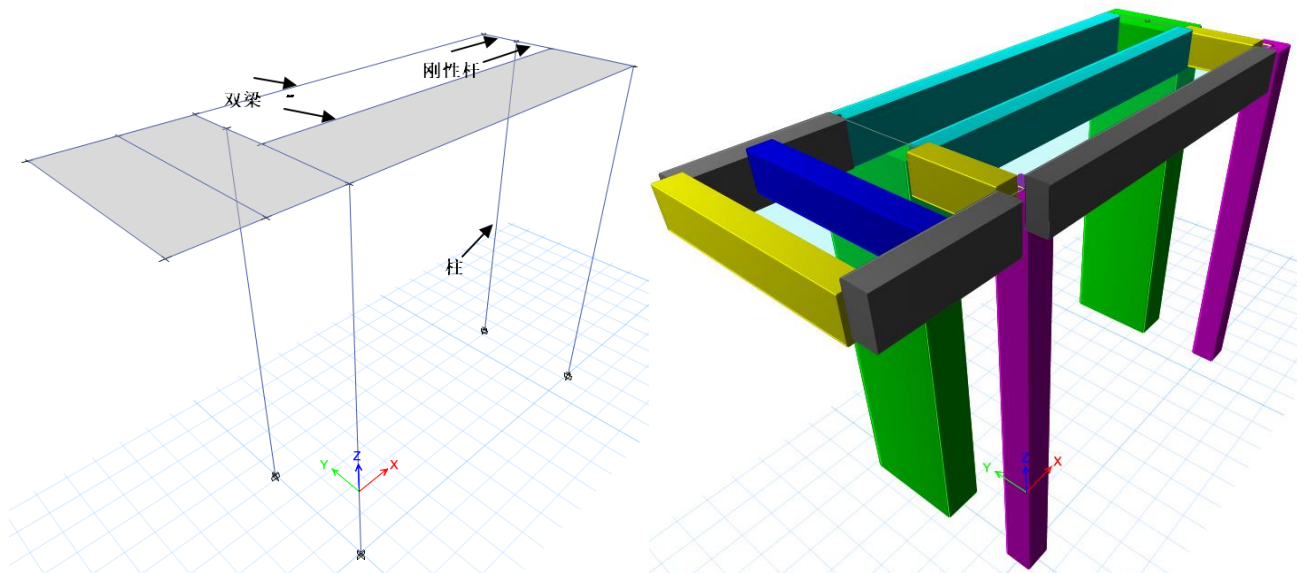
本案例介绍如何合理处理刚性杆。

使用软件/SOFTWARE

ETABS V18.1.1

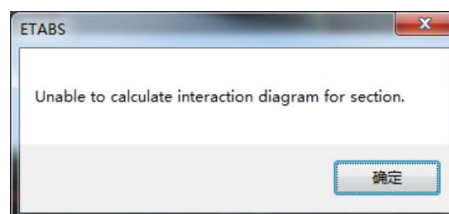
模型简介/MODEL

如下所示，该模型为“一柱托双梁”的形式，即两根梁同时连接在一根柱子上，并且两根梁有一定的水平间隔，因此需要使用刚性杆连接梁与柱。模型如图所示。



问题描述/PROBLEM

1. 在混凝土框架设计时，程序会出现报错，如下图，应该如何解决？



2. 这种“一柱托双梁”的情况是否有其他的模拟方式？

解决办法/SOLUTION

1. 程序出现报错的原因在于刚性杆截面的定义。刚性杆截面定义如下图，刚性杆截面使用了混凝土材料，但是截面形

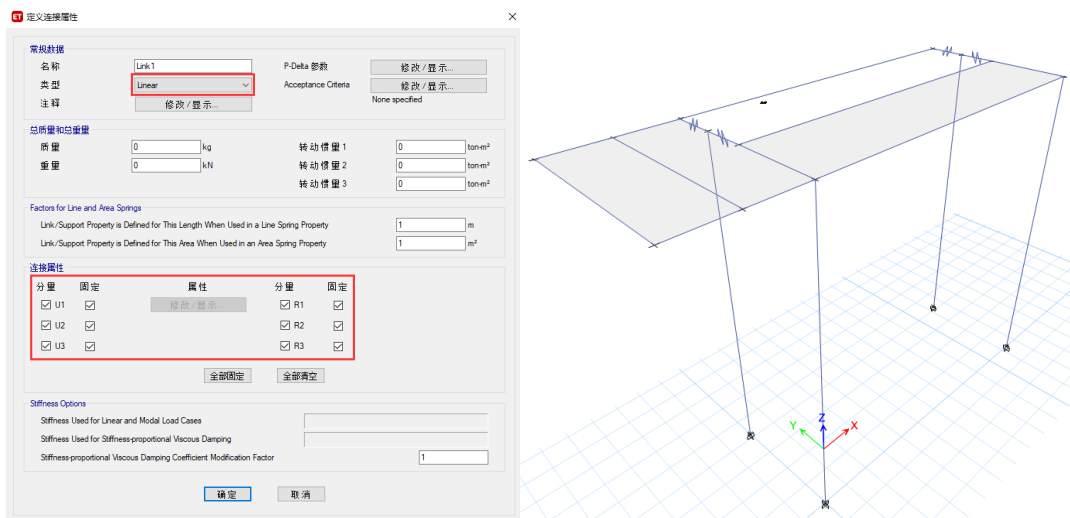
状为“general”即通用截面，由于该截面没有具体的形状信息以及配筋信息，因此无法进行混凝土框架设计，程序报错。



修改的方法如下：选择刚性杆，【设计】>【框架设计覆盖项】，在弹出的框架设计覆盖项中选择不设计。



- 使用刚性杆模拟杆件偏心布置时，如果刚度设置不当，常常会导致一些数值问题或者一些预料之外的错误。这种情况一般建议使用节点约束或连接单元。在 SAP2000 中可以使用类型为 Body（刚体）的节点约束来模拟刚性杆的作用。ETABS 中没用节点约束功能，但是可以采用连接单元来模拟刚性杆，具体方式如下：【定义】>【截面属性】>【连接/支座属性】，其中连接单元类型选择“Linear”，选择所有自由度分量，并且均匀选固定，再绘制连接单元将柱和双梁进行连接，详见下图。



编写：吴文博

FNA 法提示“荷载作用于无质量自由度”

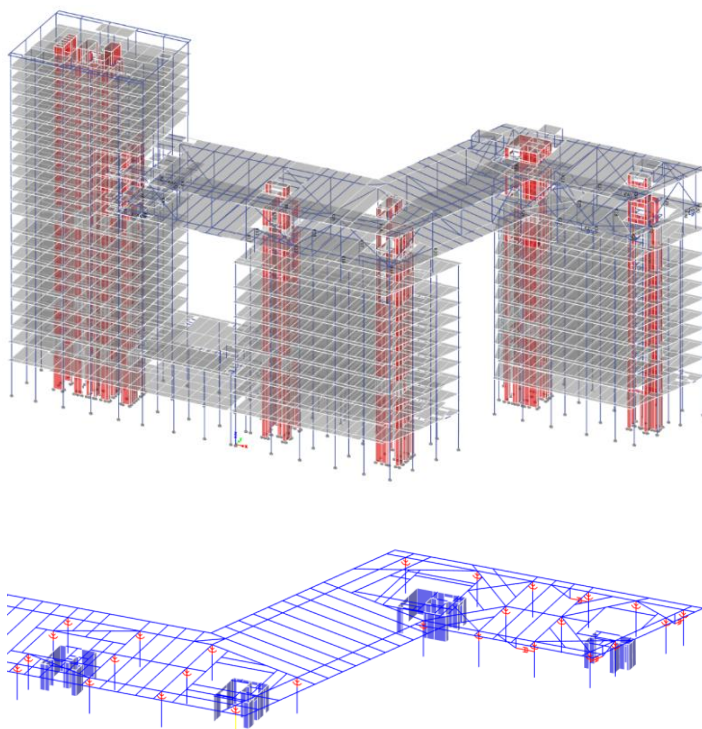
本案例主要介绍导致 FNA 法提示“荷载作用于无质量自由度”警告的原因和解决方法。

使用软件/SOFTWARE

ETABS v18.1.1

模型简介/MODEL

如下所示，连体结构采用水平布置的粘滞阻尼器和竖向布置的摩擦摆隔震支座进行 FNA 法动力时程分析，拟计算三条地震波并考虑单向和双向地震作用，共 12 个荷载工况。



问题描述/PROBLEM

质量源定义中已取消勾选【侧向质量集中于楼层标高处】选项，同时勾选【侧向质量】和【竖向质量】两个选项。但是，摩擦摆隔震支座和粘滞阻尼器在里兹向量法的模态分析中仍提示以下警告信息。

```
*** WARNING ***  
FOR STARTING LOAD VECTOR:      LINK/DEF =      K33/U3  
LOAD IS APPLIED TO ONE OR MORE MASSLESS DEGREES OF FREEDOM,  
CORRESPONDING RITZ MODES MAY BE UNAVAILABLE OR INACCURATE FOR DYNAMICS
```

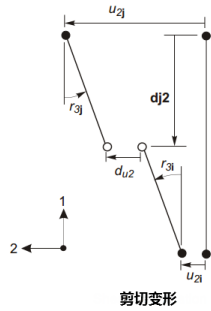
```
*** WARNING ***  
FOR STARTING LOAD VECTOR:      LINK/DEF =      K34/U2  
LOAD IS APPLIED TO ONE OR MORE MASSLESS DEGREES OF FREEDOM,  
CORRESPONDING RITZ MODES MAY BE UNAVAILABLE OR INACCURATE FOR DYNAMICS
```



解决办法/SOLUTION

上述警告信息与连接单元的剪切变形相关。连接单元的剪切变形并非仅由两端节点的平动位移产生，节点的转动位移也会参与剪切变形。如下所示，1-2 平面内的剪切变形由两部分组成，即：沿 2 轴的平动位移和绕 3 轴的转动位移。

在里兹向量法的模态分析中，如果用户指定连接单元的非线性变形荷载，ETABS 将施加相应的节点荷载使其产生平动或转动位移。对于轴向变形，ETABS 只需施加集中力荷载即可产生平动位移；对于扭转或纯弯曲变形，ETABS 只需要施加集中力矩荷载即可产生转动位移。但是，对于剪切变形，ETABS 需要同时施加集中力和集中力矩荷载，以产生平动位移和转动位移。

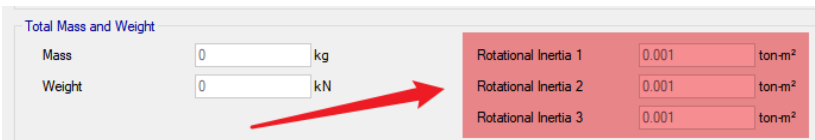


- 轴向变形： $d_{u1} = u_{1j} - u_{1i}$
- 1-2 平面内的剪切变形： $d_{u2} = u_{2j} - u_{2i} - dj2 \cdot r_{3j} - (L - dj2) \cdot r_{3i}$
- 1-3 平面内的剪切变形： $d_{u3} = u_{3j} - u_{3i} + dj3 \cdot r_{2j} + (L - dj3) \cdot r_{2i}$
- 扭转变形： $d_{r1} = r_{1j} - r_{1i}$
- 1-3 平面内的纯弯曲变形： $d_{r2} = r_{2i} - r_{2j}$
- 1-2 平面内的纯弯曲变形： $d_{r3} = r_{3j} - r_{3i}$

但是，在 CSI 系列的工程计算软件（SAP2000、ETABS、CSI Bridge 等）中，单元质量矩阵只包含节点的平动质量，忽略节点的转动质量（即转动惯量）。因此，造成上述“无质量自由度”警告信息的原因在于：连接单元的剪切变形所需要的集中力矩荷载作用在无转动惯量的节点上。关于该问题的更多内容，请参阅筑信达知识库文档《[剪切变形与无质量自由度](#)》。

在质量源定义中取消勾选【侧向质量集中于楼层标高处】选项，同时勾选【侧向质量】和【竖向质量】两个选项。该操作可处理只有轴向变形的连接单元，如知识库文档《[质量源定义与阻尼器布置](#)》中的阻尼器布置。从连接单元剪切变形的计算公式可以看出，只要同时满足以下两点即可避免上述警告信息：第一，连接单元的长度（L）等于零；第二，J 节点到剪切变形集中点的距离（dj2 或 dj3）等于零。

当满足以上两点时，转动位移对剪切变形的贡献为零，ETABS 不再施加相应的集中力矩荷载，“无质量自由度”的警告信息即可避免。类似操作可参阅筑信达知识库文档《[节点质量与无质量自由度](#)》。但是，该操作较为繁琐，需要“精心”布置连接单元或调整几何模型。因此，推荐用户直接在连接属性中修改转动惯量为较小的非零值，以此避免上述警告信息，如下所示。



完成上述修改后，ETABS 仍然提示以下警告信息。该警告信息可以忽略，具体解释请参阅筑信达知识库文档《[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
    
```

编写：张志国

实体单元的稳态动力学分析

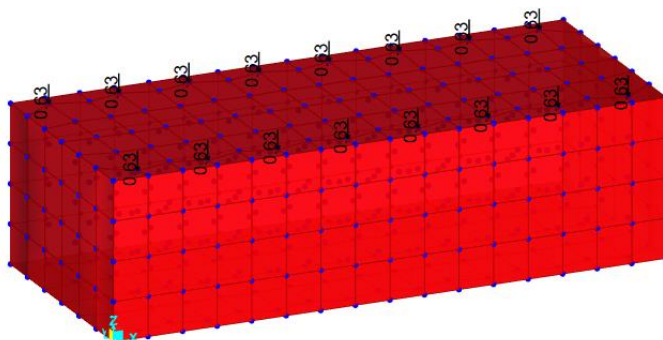
本案例主要介绍实体单元在施加荷载、指定属性以及稳态动力学等方面可能存在的操作误区以及推荐的处理方法。

使用软件/SOFTWARE

SAP2000 v22.1.0

模型简介/MODEL

如下所示，该模型采用实体单元模拟大块式离心泵基础，以面弹簧模拟基础底部和侧面的地基土约束作用。同时，以集中力形式施加动力设备的扰力荷载，在此基础上进行稳态动力学分析，输出扰力点的“幅值-频率”曲线，计算最不利的峰值响应。



问题描述/PROBLEM

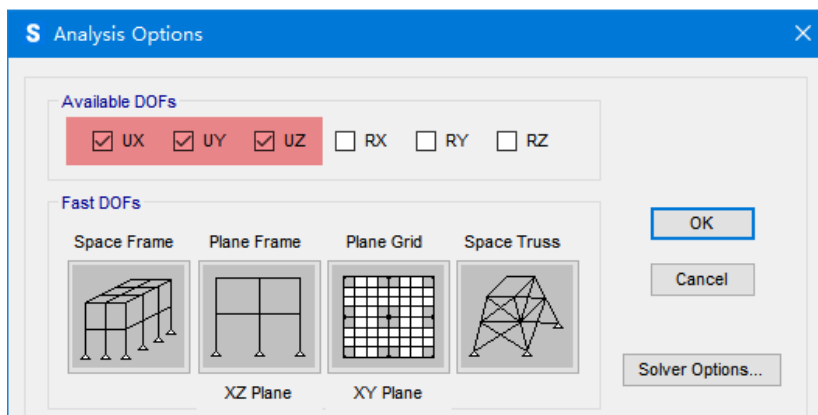
1. SAP2000 提示“THE STRUCTURE IS UNSTABLE OR ILL-CONDITIONED”警告信息。
2. 稳态动力学分析为线性分析，面弹簧是否只能采用线性弹簧？如果是的话，地基土的“单压”性质该如何考虑？
3. 如果采用面弹簧模拟地基土对基础侧向的约束作用，面弹簧的位置为“侧面实体单元的侧面”还是“最底层实体单元的底面”？

解决办法/SOLUTION

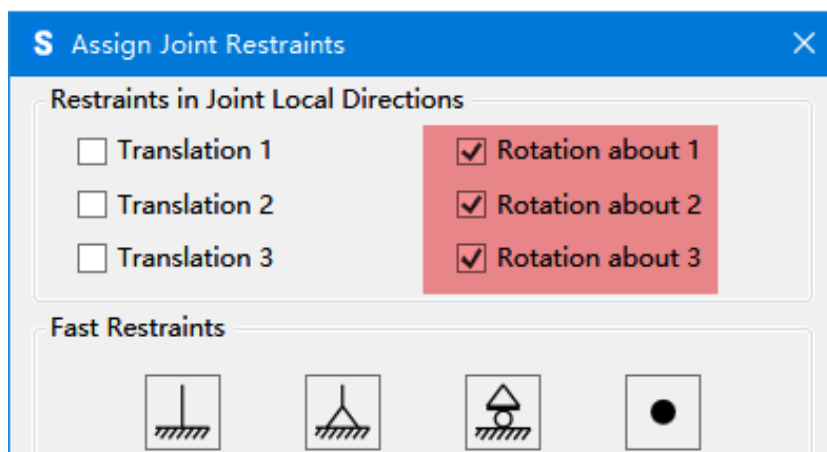
第一，造成“THE STRUCTURE IS UNSTABLE OR ILL-CONDITIONED”警告信息的根源在于：实体单元的面弹簧以及作用于节点的集中荷载激活了节点三个转动自由度。但是，当前模型中缺少对上述节点转动自由度的有效约束，进而导致如下所示的“节点对角线刚度为零”的数值问题。

Joint	1084	RX	3.993750	4.44E-16	1.500000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1084	RY	3.993750	4.44E-16	1.500000	Diag = 0 -->	1.00E-10
Joint	1084	RZ	3.993750	4.44E-16	1.500000	Diag = 0 -->	1.00E-10

解决上述问题的方法很多，最简单的方法就是在【分析选项】对话框中仅勾选三个平动自由度作为有效自由度，如下所示。但是，该方法仅适用于只包含实体单元的计算模型。如果计算模型中包含框架单元或壳单元，该方法不可使用，否则将造成框架单元或壳单元的过约束问题。



如果计算模型中包含框架单元或壳单元，用户可以手动选择面弹簧和点荷载处的节点并指定支座条件，勾选三个转动自由度，如下所示。该方法仅适用于实体单元的节点，请避免误选框架单元或壳单元的节点。



第二，稳态动力学分析为线性分析，无法考虑面弹簧的非线性（单压）性质。因此，即使用户指定非线性弹簧，SAP2000仍视其为线性弹簧。但是，稳态动力学分析中施加的动力设备扰力值与基础的自重相比，前者往往非常小。在动力设备常规的工作状态下，该扰力应该不会改变由自重产生的基础与地基土之间的“挤压”状态。从这个角度讲，用户可以采用线性弹簧进行稳态动力学分析。

第三，考虑到动力设备对基础的扰力作用沿竖直方向，用户可以忽略基础侧面的地基土的约束作用。如果存在水平方向的扰力作用，用户应在“侧面实体单元的侧面”指定面弹簧。但是，基础侧面的面弹簧不同于基础底面，前者无法由自重荷载保持接触面的“挤压”状态，此时采用单压的非线性弹簧较为合适。由于稳态动力学分析无法采用非线性弹簧，故只能改用动力时程分析。

编写：张志国

边坡旁的基坑开挖计算不收敛

本案例主要展示模型出现荷载进程失败提示以后的处理方法



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 2D CE V20



模型简介/MODEL

下图 1 为边坡旁的基坑开挖模型，右侧为一高边坡，左侧为一基坑，模型长约 100m，土层高度约 80m。土层包括表层堆积体及风化岩体。边坡通过一重力式挡墙挡土，基坑采用桩-锚支护体系，共设置两排锚杆。

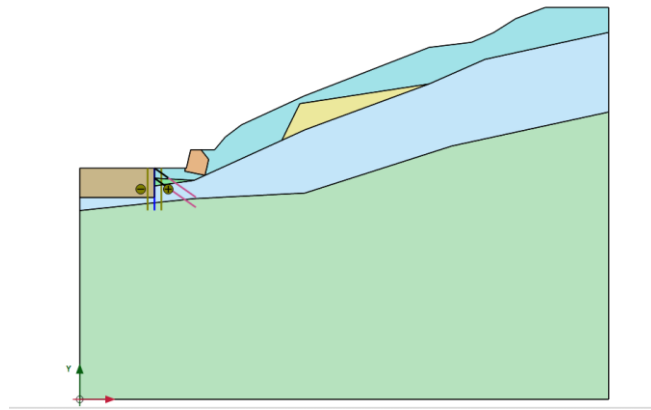


图 1 调整后的模型总位移云图



问题描述/PROBLEM

初始阶段采用重力加载方式进行初始地应力生成时计算失败，提示荷载前进步骤失败，如图 2 所示。

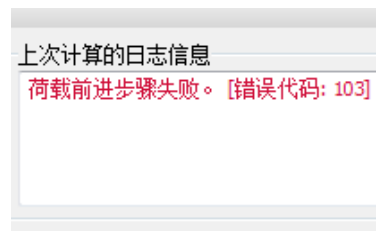


图 2 计算错误提示图



解决办法/SOLUTION

荷载前进步骤失败提示的检查方法与土体倒塌的提示类似。首先查看增量位移云图，对照变形矢量，发现首先模型左上侧土体发生了向外的较大变形（如图 3）。

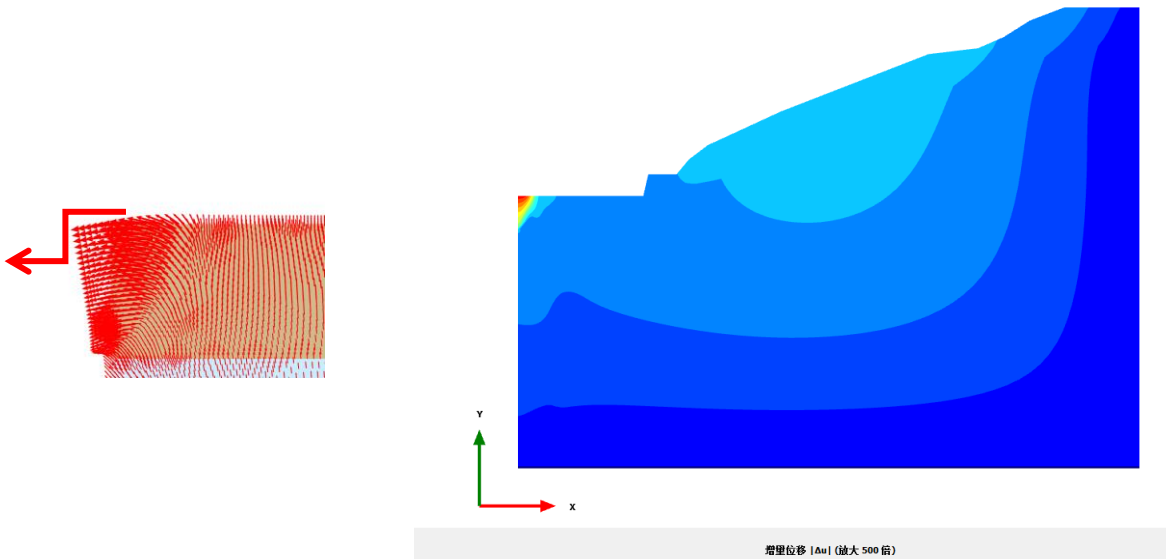


图 3 增量位移云图

对照塑性点的出现类型及出现位置（如图 4），发现边坡左侧出现了大量的拉伸破坏点（白色），且局部发生了剪切破坏。所以该不收敛问题非常可能是边界条件设置有问题引起的。

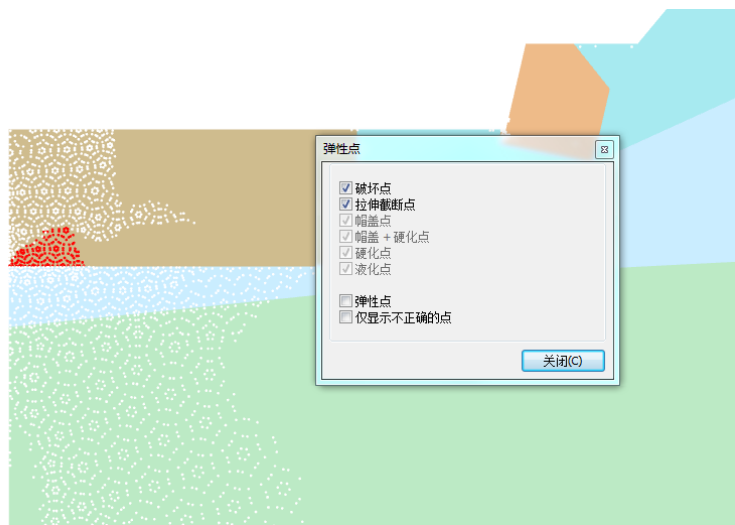


图 4 塑性点分布图

首先，检查模型条件中的默认位移边界条件，发现并没有做特别修改，问题不在这里。



图 5 模型边界条件图

那么很可能是几何模型精确度的问题，回到结构模式，查询模型左侧土体的几何位置。最好的方法是用 `tabulate` 命令或

者 echo 命令。如图 6 所示，通过 tabulate 命令列出了模型左侧的三个土多边形的位置信息。红框中的点坐标原本应该是 0，所以该模型的土多边形在左侧边界上事实上不是平齐的，修改坐标位置以后，即解决了该模型计算问题。

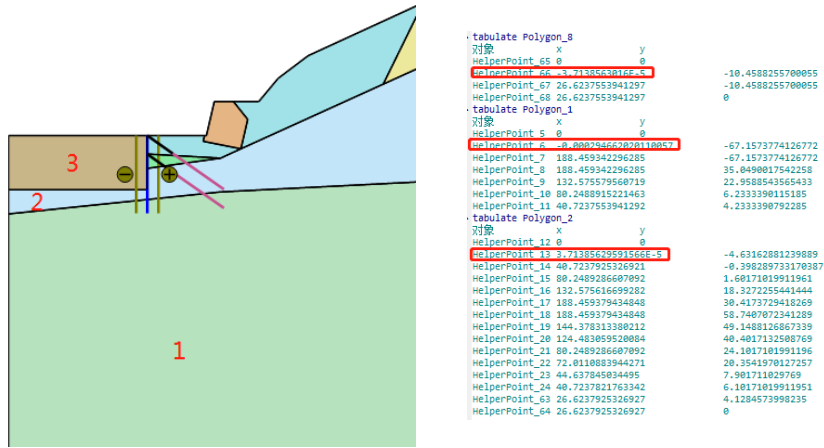


图 6 几何模型位置检查图

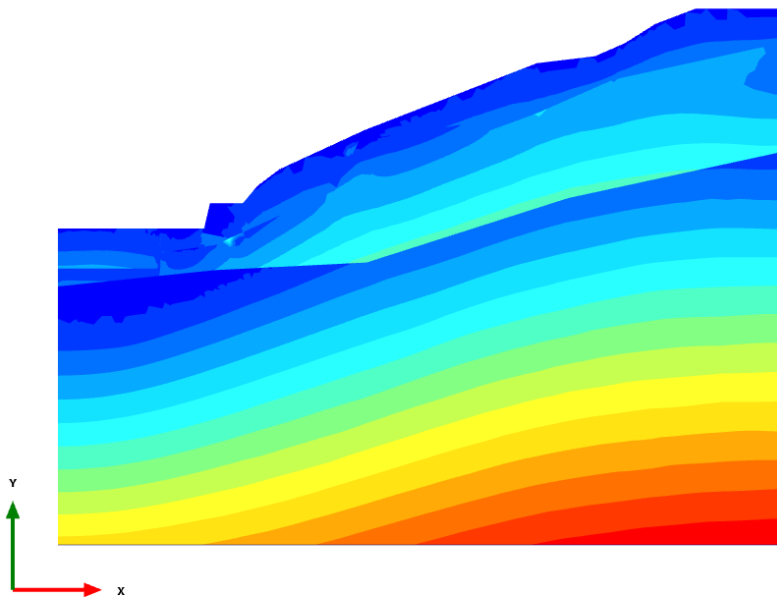


图 7 调整后的初始竖向应力云图

编写：郭晓通

路基填筑工程中的异常水荷载

本案例主要展示模型出现异常水荷载后的处理方法。



使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V20



模型简介/MODEL

模型主要模拟海边高路基的填筑工程，长约 100m，宽约 12m，路基左侧靠近海边，长期受到高水位海水的影响；路基底部存在大量深厚软土层，为了提高其承载能力，利用水泥土深层搅拌桩进行加固处理。路基采用分层填筑，靠近海水侧采用放坡处理。路基及加固用水泥土搅拌桩均采用实体单元模拟，运营期间行车荷载利用面荷载进行模拟，模型如图 1 所示。

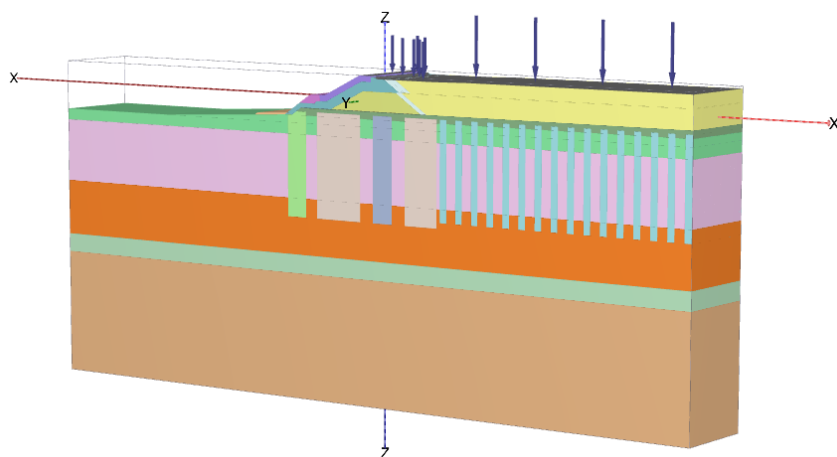


图 1 模型图



问题描述/PROBLEM

计算完成后，查看结果时，可以发现在模型某些边界位置处存在异常水荷载，具体位置如图 2 所示。正常情况下，在模型边界处不会出现图 2 这种水平方向的水压力。

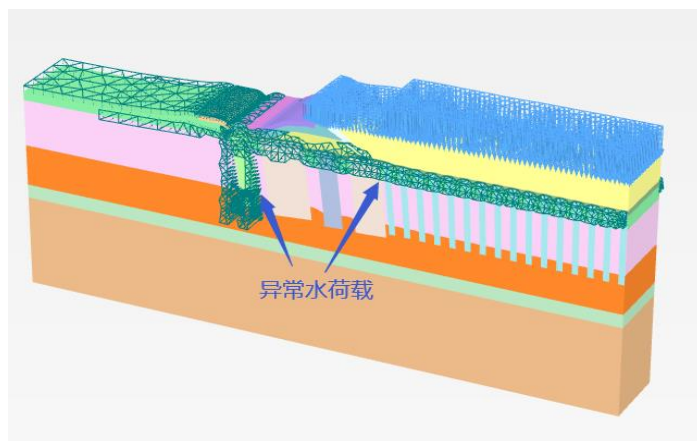


图 2 异常水荷载位置



解决办法/SOLUTION

首先，出现这种异常水荷载的情况，用户需要检查模型的水力条件，尤其需要查看出现异常水荷载位置处的局部水位条件设置。在确保水力条件设置无误后，接着需要检查整个计算模型的边界是不是完全竖直，尤其是出现异常水荷载位置处的局部边界的坐标与整体边界坐标是否一致。其中，模型整体边界可以在【项目属性】菜单中查看，如图 3 所示。局部边界处几何图形的信息可以利用【echo】命令进行查询，如图 4 所示。可以发现 Volume_111 的边界与整个模型边界存在微小间隙，而这个小差异正是局部边界出现异常水荷载的原因。依次检查所有可能出现异常水荷载的几何对象，并在选择浏览器中修改与整体模型边界不一致的几何图形坐标。在修正所有存在问题的局部边界后，重新计算，即可消除异常水荷载。具体操作过程参阅筑信达知识库：[异常水荷载的检查](#)

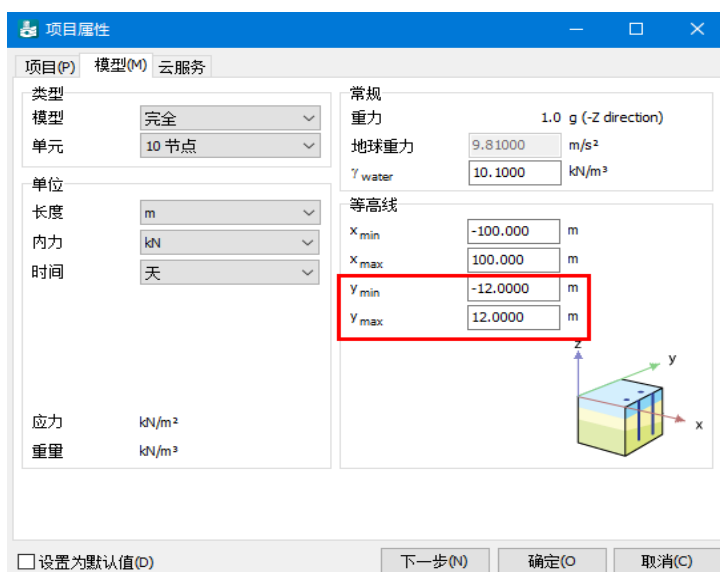


图 3 模型整体边界

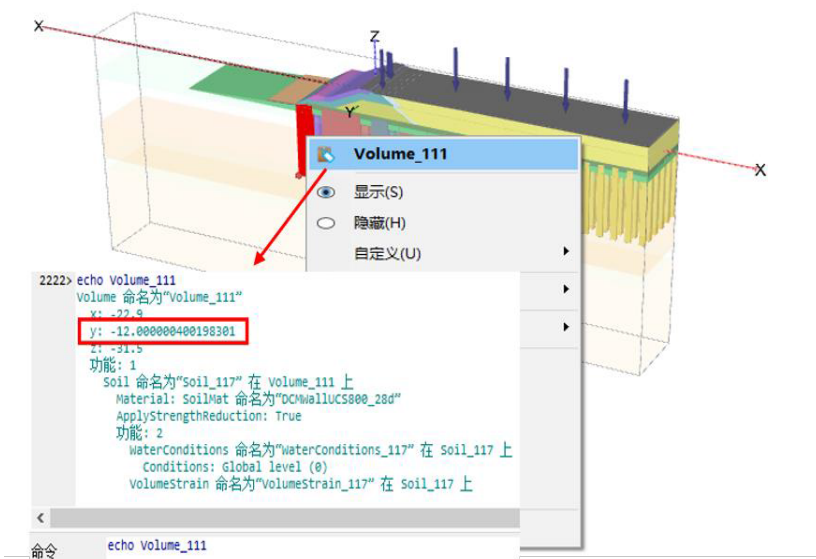


图 4 利用【echo】命令检查几何体 Volume_111 边界

编写：詹毕顺

隧道开挖过程中土体倒塌

本案例主要展示模型出现土体倒塌错误提示以后的处理方法。

使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V20

模型简介/MODEL

如图 1 所示，该模型为一“台阶法”的隧道开挖模型，模型长约 80m，宽约 40m，模型土层为均值砂岩层。下台阶先开挖，上台阶后开挖，每次开挖后施工隧道衬砌，分析类型为弹塑性变形分析，目标为求取隧道变形及衬砌内力。

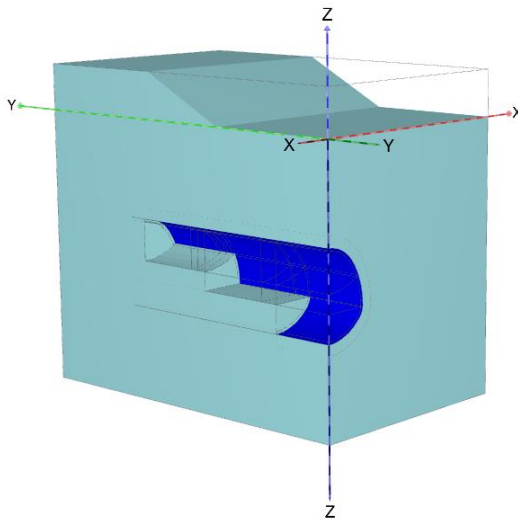


图 1 台阶法隧道开挖模型

问题描述/PROBLEM

如下图所示，在隧道开挖的塑性计算过程中计算失败，提示土体倒塌，最后一步无法达到精确条件。

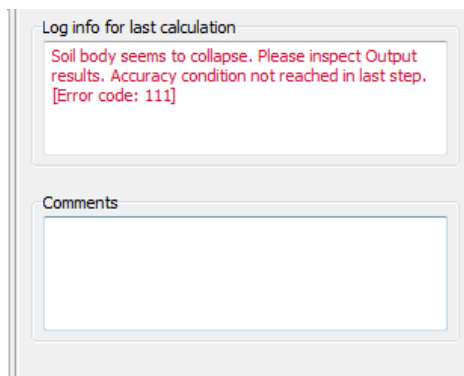


图 2 土体倒塌提示

隧道开挖过程中土体倒塌

本案例主要展示模型出现土体倒塌错误提示以后的处理方法。

使用软件/SOFTWARE

PLAXIS 3D CE V20

模型简介/MODEL

如图 1 所示，该模型为一“台阶法”的隧道开挖模型，模型长约 80m，宽约 40m，模型土层为均值砂岩层。下台阶先开挖，上台阶后开挖，每次开挖后施工隧道衬砌，分析类型为弹塑性变形分析，目标为求取隧道变形及衬砌内力。

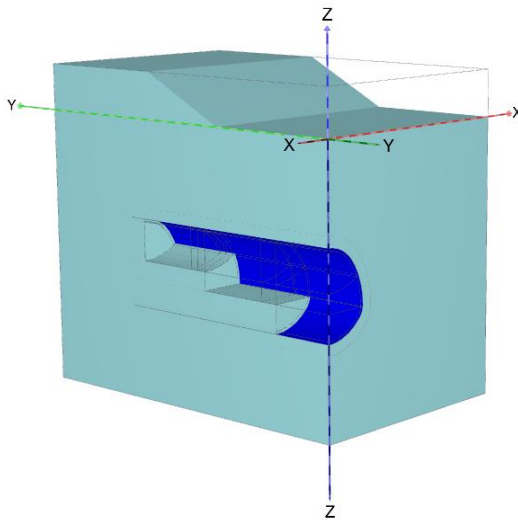


图 1 台阶法隧道开挖模型

问题描述/PROBLEM

如下图所示，在隧道开挖的塑性计算过程中计算失败，提示土体倒塌，最后一步无法达到精确条件。

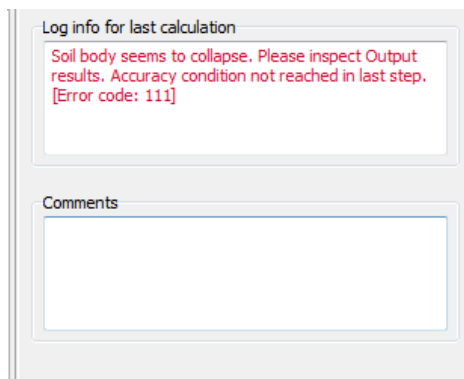


图 2 土体倒塌提示



解决办法/SOLUTION

土体倒塌问题，其实就是局部土体受拉 / 受剪破坏问题。首先通过 PLAXIS 后处理程序中的增量位移云图 / 剪应变云图判断破坏位置。如图 3，红色方框中的位置在计算步中产生了较大的塑性变形。

随后，通过查询模型中的塑性点分布发现红框位置处的应力点部分发生了剪切破坏、部分发生了拉伸破坏，如图 4。

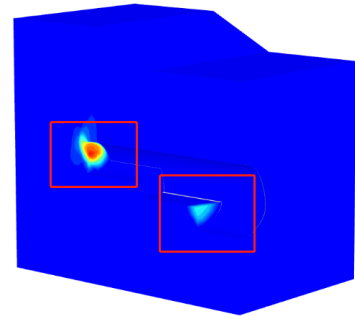


图 3 增量位移云图

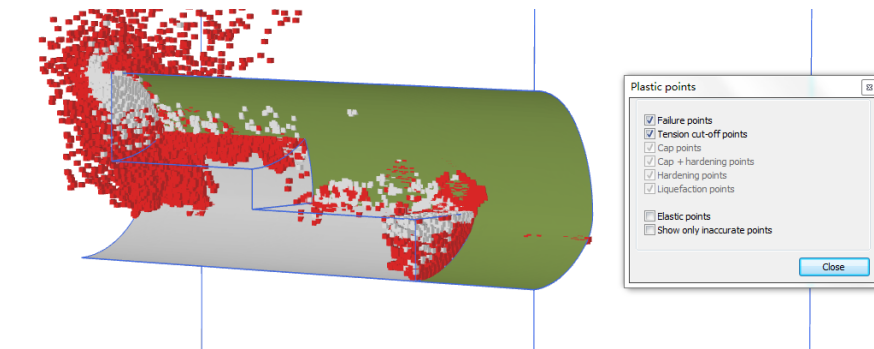


图 4 塑性点分布图

根据破坏位置与破坏原因初步判断，该问题可能是由岩土体参数引起的。随后查询开挖部分岩土体的主要参数。

如图 5 所示，模型中砂岩使用摩尔-库伦本构模型，其抗剪强度参数 $C=4.6$, $\phi=45$ ，抗拉强度值设置为 0，所以作为砂岩，该强度参数显然是不合理的，无特别支护措施的情况下，这种强度参数显然会引起计算不收敛。

通过修改材料参数，则可以使模型正常计算。

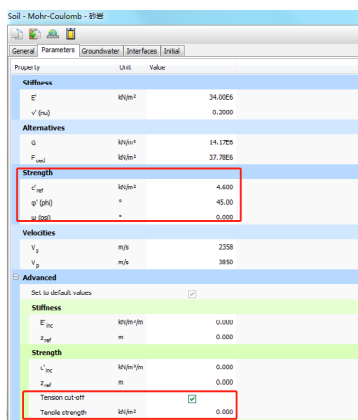


图 5 砂岩材料参数图

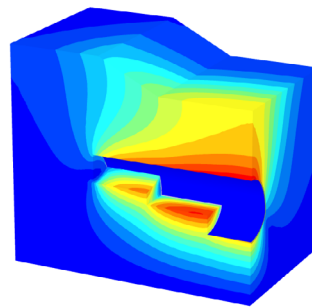


图 6 调整后的模型总位移云图

编写：郭晓通



CiSDesignCenter 1.0.4 新增及改进功能

BUG 修改

- PMM 截面设计，环形型钢类型有误，导致 PMM 结果不对；
- 读取内力时，非混凝土梁内力为 0；
- 其读取 YJK 模型或 PKPM 模型，再启动 ETABS 或 SAP 后，读取配筋或计算时出错；
- 剪力墙计算中的相对受压区高度中的混凝土强度影响系数，取值应为 β_{tC} 不是 β_{t1} ；
- 截面信息修改后，在柱箍筋计算时，材料参数未调整
-

功能改进

• 改进 PMM 设计功能

(a) 优化了多边形周边钢筋排列（分配）功能，PMM 曲面设计对话框中的截面设置，对异形柱（L 型、T 型、十字型等），用户设置钢筋总数后，程序要自动将这些钢筋分布到各边上。如果用户输入的边筋根数超过了该截面边筋排布最多根数，钢筋将按最多根数排列，并返回最大根数。

(b) 修改了混凝土外框和型钢的默认尺寸参数和对应的截面类型；

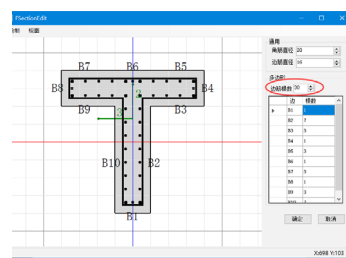
• ETABS 剪力墙配筋设计按钮改为读取分析内力

(a) ETABS 中不需要进行剪力墙设计，运行分析后即可在 DC 中进行剪力墙计算配筋以及进行施工图设计。同时增加了剪力墙及连梁弯矩、剪力调整系数，墙的弯矩及剪力在进行配筋时由 DC 程序自动判断并乘以剪力调整系数及弯矩调整系数（抗震组合）；

- 剪力墙自动标签中增加边框柱的墙肢标签
- SAP2000 剪力墙计算做截面切割时增加墙肢的边框柱
- 剪力墙计算的同时也计算剪力墙轴压比

(a) 上个版本中剪力墙的轴压比计算是在“读取内力”时进行，剪力墙配筋计算时不再进行轴压比计算，现在改成两个地方都进行轴压比计算。（用户在读取 ETABS、SAP 模型的内力时，或者进行剪力墙配筋时都会计算剪力墙轴压比）

•





筑信达结构设计软 CiSDesignCenter 全新发布

筑信达结构设计软件 CiSDesignCenter（以下简称 CiSDC）于 2020 年 7 月 10 日在线发布，共 360 人参与了本次线上发布会。

此次发布会由筑信达技术部经理李立主持，由总经理郭大力致开场辞。发布会的第一环节邀请到了技术总工芮继东，他详细介绍了 CiSDC 的研发背景和产品特点。CiSDC 作为一个数据处理中心，可读取多种软件的模型信息、设计内力和配筋结果，软件的主要功能包括：多款软件模型转换、模型指标对比、弹塑性模型一键生成、构件设计与施工图绘制、生成计算报告书等。

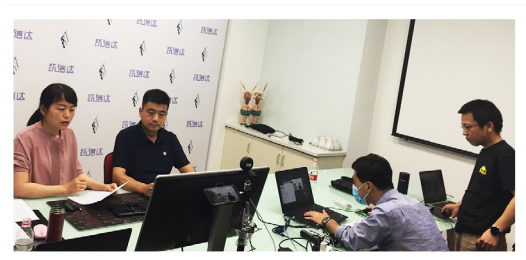
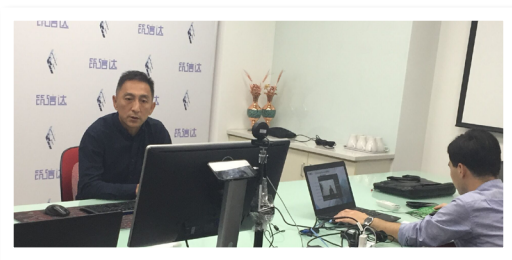
第二环节，由技术工程师刘慧璇进行产品展示，通过两个案例详细的演示了 CiSDC 的弹性设计及出图功能、模型转换及指标对比功能。

第三环节，李立经理重点强调了 CiSDC 的一键弹塑性模型转换功能，可以解决用户使用 ETABS 进行弹塑性分析的七大痛点。

在发布会的讨论区，与会工程师们反映热烈，十分关注产品的功能细节，工程师们纷纷表示这款软件能帮助大家完成项目模型的二次校核，也解决了 CSI 产品无法生成施工图的痛点，对即将发布的一键生成弹塑性模型功能非常期待！

通过此次发布会，全面展示了 CiSDC 的核心特点，工程师们对该产品表现出浓厚的兴趣，筑信达技术人员将根据大家的需求不断完善 CiSDC，更好地为广大工程师服务！

（撰稿：刘慧璇）





ETABS + CiSDC 线上培训系列课程

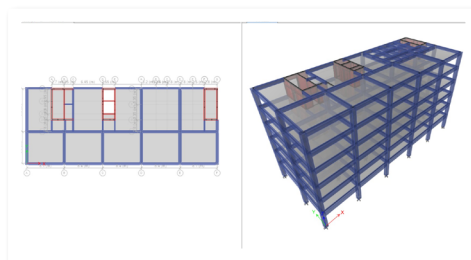
7月22至31日由筑信达举办为期6天的“ETABS + CiSDC 线上培训系列课程”圆满落幕。我们精心准备的四次 ETABS 演练课、一次 CiSDC 演练课、一次专题讲解课以及随堂习题和答疑，帮助学员们完成一个多高层结构“建模 - 分析 - 设计 - 出图”全过程。本次线上培训累计报名 620 人，其中有不少学员参与了所有 6 天的课程，并完成了所有在线答题，为大家的学习热情点赞！

本次活动让更多工程师朋友认识了 ETABS 和 CiSDC，同时也让早期版本的用户了解新版本的动态。虽然是线上授课，但仍能感受到活跃的课堂气氛，大家积极提问，老师耐心解答，现场互动热烈。会后收到很多工程师的积极反馈，大家充分肯定了本次培训的内容和形式，也对老师的授课给予好评。

同时也收到更多对培训内容的建议：

- 特别希望结合工程实际案例讲一堂有限元原理的课（剪力墙或连梁应力、内力计算原理），剪力墙配筋原理和计算详细过程。
——马工 中国建筑设计院有限公司
- 希望多一些高层、超高层结构分析设计，尤其是动力弹塑性相关的案例教学。
——钱工 唐山钢铁国际工程技术有限公司
- 想学习钢结构方面的，超限分析方面的。
——王工 天津大学
- 还想学习关于大震弹塑性分析自己减隔震的内容！
——方工 北京市建筑设计研究院有限公司

我们将持续组织专题培训活动。同时，也欢迎大家关注筑信达每周五网络课堂，每周都有不同的精彩！



钢结构权威专家莅临筑信达交流考察 钢结构节点设计软件 IDEA

7月23日，筑信达非常荣幸地邀请到三位钢结构领域的专家莅临公司交流座谈钢结构节点分析与设计软件 IDEA：全国工程勘察设计大师、《钢结构设计标准》主编王立军总工，清华大学教授、《高强钢结构设计规程》主编施刚博士，中国建筑标准设计研究院大师工作室主任、《高层民用建筑钢结构技术规程》执行主编王喆所长。



筑信达主任工程师张志国首先向各位专家全面地介绍了 IDEA 软件在“直观友好的用户界面”、“高效快捷的几何建模”、“强大可靠的分析功能”、“基于规范的节点全面校核”、“丰富便捷的 BIM 数据接口”等方面的功能特性，同时还展示了国内外客户实际的工程应用案例。



与会专家认真听取了介绍，对 IDEA 的计算原理和工程应用进行了交流，特别指出在我国当前的工程建设大背景下，国家积极推广绿色高效的钢结构工程，越来越多的复杂非标准节点的设计是广大工程设计与建设人员面临的挑战，IDEA 具有国际领先的分析技术，覆盖了包括中国标准在内的全球主要国家和地区的钢结构设计规范标准，对提升工程设计质量和效率具有非常重大的意义。

与会专家还积极建议，希望筑信达和 IDEA 能够参与国家重大工程项目的建设，在复杂钢结构节点分析与设计中展示软件强大的功能；IDEA 软件要加强在以下有潜力的市场进行宣传与开拓，让更多的国内工程师了解和体验到 IDEA 的强大功能：高校科研机构复杂创新钢结构节点设计的试验与有限元仿真、建筑设计院大型复杂空间结构设计、工业设计院复杂特殊节点设计、专业钢结构深化设计公司、专业钢结构创新设计团队、钢结构加工制作公司、装配式结构开发与设计单位等等。

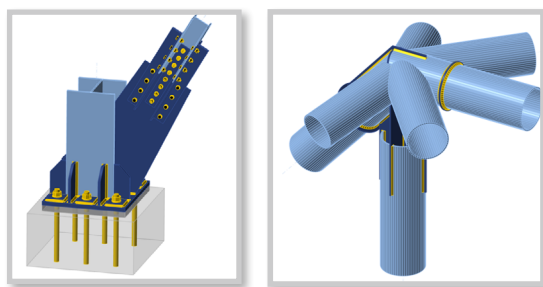
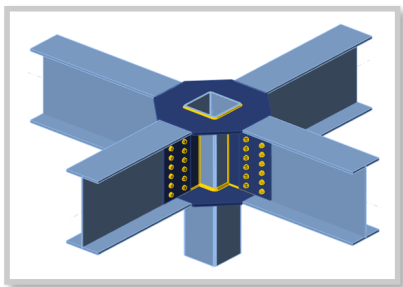


最后，李楚舒博士代表筑信达公司再次感谢三位全国知名专家在百忙之中拨冗出席 IDEA 软件的交流会，提出了软件应用与工程领域相结合的主要方向，为公司下一步的技术与市场拓展提供了很好的思路和建议。希望在今后的工作中，能够继续得到专家们的咨询建议，共同为我国的钢结构领域做出一份贡献。

筑信达参加的人员还包括技术与市场的相关负责人。

筑信达钢节点分析与设计软件 IDEA 线上培训营

筑信达钢节点分析与设计软件 IDEA 线上培训营于 2020 年 8 月 3 日 -14 日成功举办，为了让广大工程师更好地学习和掌握 钢节点 IDEA 软件的功能特点和应用技巧，以便用于解决各种钢节点分析设计难题，筑信达通过线上直播和线下练习答疑形式举办此次 IDEA 培训营。



本次培训营线上直播课从软件功能概述、IDEA 理论背景、几何建模技巧及 IDEA BIM 接口共分四部分内容进行讲解，通过理论背景让大家对软件的计算理论依据以及软件实现原理有了更深刻的理解，在几何建模技巧和 BIM 接口讲解之后，大家对 IDEA 软件的方便易学有了更直观的体验。最后大家踊跃提问，针对实际遇到及关心的钢节点问题，进行了讨论，筑信达讲师对提出的疑问进行逐一解答，课后，大家利用工作之余时间完成了 IDEA 考核作业，筑信达讲师对考核模型进行检查和点评，本次培训营活动至此圆满结束。

(撰稿：张嘉鑫)



基坑设计新思路 DeepEX 案例分享

在一带一路的发展战略指导下，很多设计单位都走出了国门，参与到了国外基础项目的建设。也有一部分单位获得基坑设计的业务。另外国内基坑设计软件结果过于保守，也是深受大家诟病。基坑设计方案如何更加合理的进行优化，困扰着每一位基坑设计工程师。

8 月 4 日，近百人参加 DeepEX 案例分享线上活动。技术工程师詹毕顺在线上为大家分享了 DeepEX 圆形基坑、桩锚支护、逆作法基坑等多个案例，介绍

了国外通用的弹性地基梁法土压力计算方法，临近建筑物的风险评估（裂缝、基础沉降、风险等级评估），多种基坑分析方法（极限平衡分析、弹塑性分析、有限元分析），地下水分析等。

另外 DeepEX 支持多国设计规范（AISC, AASHTO, ACI 318-08, ASD 9th, LRFD, AS 3600, BS, EC7 等），更加多样的基坑支护方案，多工况的施工过程分析，更加优化的设计方案，受到了广大参会工程师的认可。

地质灾害建模与设计专题 SOILVISION 案例分享及 PLAXIS 边坡专题培训

进入雨季，地质灾害频发。水库、矿山、公路边坡都受到了严重影响。为了满足地质灾害评估单位的需要，8 月 13 日组织了 SOILVISION 地质灾害专题案例宣讲，筑信达技术工程师郭晓通对水库、尾矿、露天矿地质灾害的项目做了介绍，还介绍了软件与现场监测仪器的数据共享，为地质灾害评估提供了新的思路！同时我们在 14 日组织 PLAXIS 边坡专题培训，让大家学习基于有限元角度的工程分析。

近百人参加了我们的培训，受到了广大水利设计单位、矿山尾矿设计单位的关注与好评。

感谢大家长久以来的关注与支持，我们将继续我们的工作，为大家提供更优质的软件与服务，也希望更多的单位给我们提出更加专业化的技术服务需求。

(撰稿：肖同良)

金牌客户专享线上技术分享会系列讲座

金牌客户专享线上技术分享会系列讲座圆满落幕。为了贴近客户，提供更高效、优质的服务，帮助工程师们实现软件技术和工程实践的有效结合，筑信达于 8 月 20 至 9 月 17 日共举办了五场“金牌客户专享线上技术分享会系列讲座”。

第一场讲座于 8 月 20 日 19:00 开讲，主题为“非线性稳定分析工作流程及常见问题”。技术部主任工张志国介绍了 SAP2000 中非线性稳定分析的实现过程，详细阐述初始几何缺陷、大位移效应、位移控制加载等相关理论概念和功能的应用，针对非线性稳定分析的实际案例，梳理工程应用中的常见问题。例如，如何应对不收敛，合理设置非线性参数，如何查看结果等等。讨论环节时，奥雅纳的一位工程师对弧长法进行了交流，讨论了在 SAP2000 里添加该方法的必要性。

第二场讲座于 8 月 27 日 19:00 开讲，主题为“模型转换常见问题解析”。技术部总监吴文博对从 PKPM、YJK 等软件接口转换出来的 ETABS 模型的常见问题进行剖析，给出处理办法。如常见警告的识别及原因，结果对比差异的原因，异常结果的原因等等。解决了大部分工程师在模型转换过程中遇到的痛点。

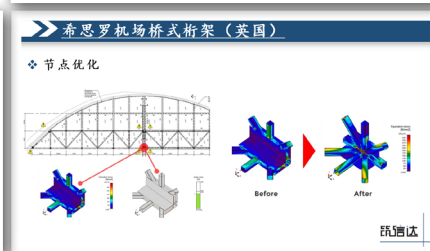
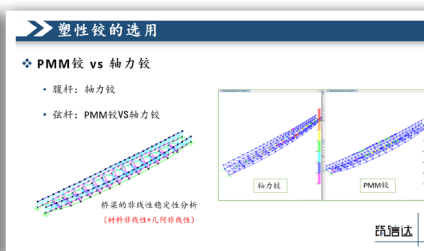
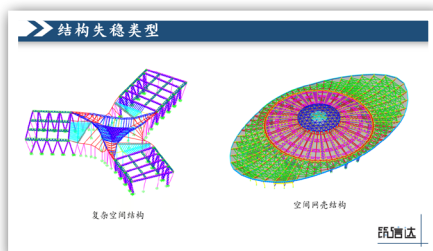
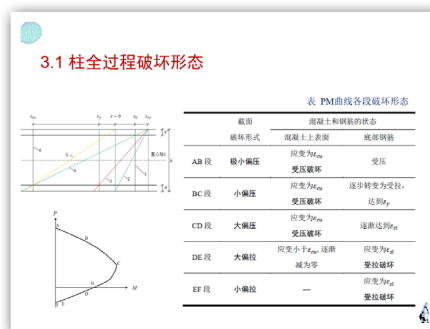
第三场讲座于 9 月 3 日 15:00 开讲，主题为“ETABS 在弹塑性分析中的新进展”。技术部总监吴文博介绍 ETABS 近一年时间中的弹塑性分析的功能改进及一些应用问题。包括非线性单元的更新、求解器增强、性能校核功能增强、阻尼的使用等等。

第四场讲座于 9 月 10 日 15:00 开讲，主题为“IDEA 钢节点设计软件应用案例分享”。技术部主任工张志国全面介绍了 IDEA 软件的功能特色及其在国内外钢结构工程中的应用实例，展示该产品在复杂钢节点设计以及有限元仿真方面的独特优势。内容要点包括：钢节点转动刚度的定性判断和定量计算、薄柔板件的局部失稳、“强节点弱构件”的抗震校核以及柱脚锚栓的承载力计算等等。讨论环节工程师对该软件产生极大的兴趣，表示其将为节点的设计带来极大的便利性。

第五场讲座于 9 月 17 日 15:00 开讲，主题为“柱的双偏压设计原理及应用”。上半场题目为“钢筋混凝土正截面极限承载力设计的原理、方法与讨论”，筑信达总裁李楚舒博士介绍钢筋混凝土正截面极限承载力设计的原理、方法与讨论、中美欧规范对比；下半场题目为“设计方法工程应用对比”，技术工程师刘慧璇通过我们自己开发的软件 CiSDesigner，结合模型展示了 PMM 方法与传统设计方法对设计结果的影响、配筋率相近时不同钢筋分布对承载力的影响，以及异形柱的设计。

结合众多实际案例和软件最新研发动态，筑信达技术团队精心准备了这五场讲座，凝结了软件应用技术的精华，为工程师们深入应用工程软件提供技术指引。讲座的讨论环节中，大家的提问也给我们很多启发，为产品的完善提出了很好的建议。感谢广大工程师、高校师生的参与和支持！

(撰稿: 杨硕)



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



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