

# 大跨单层异形钢网壳整体稳定承载力分析

马智刚 崔光海 汪静 揭小凤 李京 江枣

(清华大学建筑设计研究院有限公司, 北京 100084)

**摘要:** 周口店遗址第一地点(猿人洞)保护建筑工程为文物保护单位建筑,为保护北京人遗址猿人洞免受雨雪等灾害,在猿人洞上方建设大跨度保护棚,建筑外形由周边山体等高线回归后得到,为不规则空间曲面。主体结构为大跨度单层钢结构,在主体结构上下设叶片,上叶片局部做种植槽,种植攀爬植物,下叶片用玻璃钢模拟山体造型;植物长成后,将使工程的内外皆融入遗址环境之中,隐伏于树木掩映之下,使其与遗址浑然天成,最终达到建筑本身融入周围环境,恢复猿人洞数万年前的设计理念。

为实现对遗址的最小化干扰,尽量减小结构体量,减少对周围环境影响,主体结构采用大跨度单层异形钢壳体结构,单层网格结构厚度薄,为上下叶片的安装创造了条件。本工程大跨单层异形钢网壳纵向水平投影距离为79 m,横向水平投影距离为55 m,最大斜向跨度为83 m,基础高差为33 m,通过山顶和山脚两排铰接支座进行支撑。单层网格结构安全性常常受稳定性控制,结构缺陷和边界条件对稳定承载力的影响需进行深入分析。为准确评估本工程大跨单层异形钢网壳的整体稳定性,采用三维双重非线性有限元方法进行研究。

通过 ANSYS 软件分析了结构的整体稳定极限承载力,分析了缺陷幅值和不同缺陷分布形式以及弹簧支座刚度对结构整体稳定极限承载力的影响,通过荷载-位移全过程曲线得到了本工程异形钢网壳的稳定极限承载力。分析发现:本工程异形钢网壳为大跨度复杂空间结构,由于其结构本身高低起伏变化,为非理想壳体,其整体稳定极限承载力对缺陷分布形式及缺陷幅值不敏感,按 JGJ 7—2010《空间网格结构技术规程》规定选用一阶屈曲模态分布形式并按斜向跨度的 1/300 对结构施加初始缺陷可以满足设计要求;本工程异形钢网壳的稳定极限承载力对边界条件比较敏感,为保证结构的整体稳定性应选择铰接支座,且在设计时应重点关注基础的抗推能力;本工程异形钢网壳杆件本身的缺陷对整体稳定极限承载力影响很小,为方便计算可仅考虑结构的整体初始缺陷;本工程异形钢网壳的整体稳定安全系数为 3.58,满足 JGJ 7—2010 的要求,结构整体稳定性能有保证。

通过 ANSYS 软件分析了本工程异形钢网壳的动力稳定性能,分析表明:本工程异形钢网壳动力稳定性能比较好,结构动力失稳时的地震动幅值可达到 0.8g。对本工程异形钢网壳典型构件施加单位力并进行特征值分析以得到构件的弹性屈曲荷载,再通过欧拉公式反算得到了构件的面外计算长度系数。分析表明,选取面外计算长度系数 1.6 完全满足结构设计要求,为用常规软件进行结构分析提供了取值依据。

**关键词:** 钢结构; 单层网壳; 稳定

## 1 工程概况

周口店遗址第一地点(猿人洞)保护建筑工程位于北京市房山区周口店,保护建筑横跨猿人洞上部,为猿人洞及周边脆弱山体遮风挡雨,实现对遗址的保护功能。

本工程结构主体为大跨度单层异形钢网壳(图 1)。在网壳结构上下设置叶片,上叶片局部做种植槽,种植攀爬植物,下叶片用玻璃钢模拟山体造型,最终达到建筑主体融入周围环境,恢复猿人洞数

万年前形态的设计理念。

钢网壳通过山顶、山脚两排铰接支座进行支撑,其斜向最大跨度 83 m,异形壳中部矢高 26 m,矢高与斜向跨度比约为 1/3.2,山顶、山脚基础高差 33 m,纵向水平投影距离为 79 m,横向水平投影距离为 55 m。图 1 为本工程竣工时的建筑实景。

第一作者:马智刚,男,1979 年出生,教授级高级工程师,国家一级注册结构工程师。

Email:mazhigang@thad.com.cn

收稿日期:2020-06-09



图1 建筑实景

Fig. 1 Building real picture

本工程单层异形钢网壳由圆钢管相贯焊接而成,横向支管与纵向主管直接相贯,设计中支管节点刚度考虑部分释放,按支管节点刚度 30%、50%、70% 和全刚接计算结果进行包络设计。钢管材质 Q345C, 钢管截面为 D1150×55、D1000×20、D1000×32、D900×14、D950×14、D325×10 等。图 2 为建设中的钢网壳实景。



图2 建设中的钢网壳实景

Fig. 2 Construction of real steel shell

本工程结构设计使用年限 50 年,结构设计基准期 50 年,结构设计耐久性年限 100 年,结构安全等级二级,地基基础设计等级甲级,抗震设防类别丙类,场地特征周期 0.4 s,阻尼比 0.02,抗震性能化目标为“中震弹性、大震不屈服”。异形钢网壳山顶、山脚落脚点与混凝土抗推条基通过成品铰支座连接,抗推条基坐落在基岩上,将支座反力传给地基。本工程考虑了恒荷载、活荷载、雪荷载、温度荷载、风荷载和地震作用等,异形钢网壳刚度按恒+活下其跨中变形不大于斜向跨度的 1/400 控制。具体结构布置及设计情况见文献[1]。

单层网壳结构对缺陷和边界条件非常敏感,其整体稳定性需要细致分析。本工程单层异形钢网壳的稳定性能通过三维双重非线性极限承载力分析进行确定。

单层网壳面外计算长度系数取值是否合理对结构设计非常重要,系数取值需深入分析。本工程通

过对结构典型构件施加单位力得到弹性屈曲荷载并通过欧拉公式进行反算,得到典型构件的面外计算长度系数。

## 2 主体结构静力稳定性分析

### 2.1 特征值屈曲

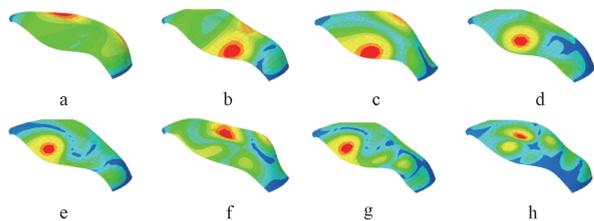
当单个构件或一个结构体系受到外荷载作用时,即引起内力和变形,结构变形会引发二阶效应给结构本身带来附加荷载,而外荷载和结构变形会不断地相互影响。当荷载较小时,结构的变形最终收敛于确定的稳定解;而当荷载增大到一定数值时,结构的变形却是发散的,表现为荷载不继续增加或仅增加很小的量,会引起结构变形不成比例地快速增长,这便是结构的失稳或屈曲,此刻对应的荷载便是屈曲荷载。以轴压柱为例,由于失稳,侧向挠度使柱中弯矩大大增加,因而柱子的破坏荷载可以远远低于它的轴压强度。结构发生稳定破坏往往会造成巨大的损失,大跨空间结构尤其是单层网壳结构,其整体稳定性能应严格保证。

弹性屈曲是指完善构件从初始理想轴线状态突然过渡到变形状态,是构件固有的基本受力特征的反映。弹性屈曲问题从数学意义上来解释就是齐次线性方程组的系数矩阵的特征值问题,屈曲荷载是特征值,屈曲模态就是对应的特征向量,因此弹性屈曲也称为特征值屈曲。结构的特征值屈曲用结构的线弹性模型来计算。特征值屈曲分析可以对结构整体稳定性能做出粗略的估计,发现结构的薄弱环节。特征值屈曲是构件在理想条件下的最大承载力,它可以作为承载力的上限检验非理想情况下计算得出的构件承载力的正确性,通过特征值屈曲分析可得到结构的各阶屈曲模态及各阶屈曲模态下的弹性屈曲荷载。

本工程用 MIDAS 软件进行特征值屈曲分析,屈曲分析荷载组合为 1.0D(恒荷载)+1.0L(活荷载),其中 D 取 5 kN/m<sup>2</sup>,L 取 0.5 kN/m<sup>2</sup>。图 3 列出了前 8 阶屈曲模态,表 1 给出了前 8 阶弹性屈曲临界荷载系数。

从特征值屈曲可以看出:前 7 阶屈曲均为网壳左右两侧屈曲,是网壳左右两侧受压杆件局部屈服变形,从第 8 阶开始,网壳中部受压杆件出现屈曲,第 1 阶弹性屈曲临界荷载系数为 23.56,第 8 阶弹性屈曲临界荷载系数为 81.54。弹性屈曲分析表明:主体结构中部刚度比左右边部刚度大,中部主受压构件屈曲变形比较靠后,且中部构件的稳定性能

好于左右的边部构件。



a—第1阶振型; b—第2阶振型; c—第3阶振型;  
d—第4阶振型; e—第5阶振型; f—第6阶振型;  
g—第7阶振型; h—第8阶振型。

图3 前8阶屈曲模态

Fig. 3 The buckling models of the first 8 orders

表1 前8阶弹性屈曲临界荷载系数

Table 1 The elastic buckling critical load factor of the first 8 orders

阶数	弹性屈曲临界荷载系数	阶数	弹性屈曲临界荷载系数
1	23.56	5	58.68
2	38.30	6	66.63
3	47.90	7	74.09
4	50.44	8	81.54

## 2.2 稳定极限承载力分析

影响结构整体稳定性的因素非常多,包括结构形式、荷载分布、初始缺陷、残余应力、几何非线性等。目前,研究结构整体稳定性能的最有效也是最可靠的方法是通过有限元程序得到结构从加载到失稳的荷载-位移全过程曲线,从而研究结构的整体稳定性。

本工程用 ANSYS 软件进行三维双重非线性分析,计算过程中考虑几何非线性和材料非线性,材料弹塑性发展采用 von Mises 屈服准则和相关的流动法则,并引入混合强化理论。材料的应力-应变关系采用理想弹塑性模型,弹性模量 206 GPa,泊松比 0.28,钢材材质 Q345C。计算时,在 ANSYS 软件中打开大变形选项以考虑几何非线性对结构分析的影响。结构模型采用弹塑性三维梁单元模拟,荷载-位移非线性曲线极值点和下降段的跟踪采用了 Modified Newton-Raphson 和 Arch-Length 方法。

在 ANSYS 软件计算迭代过程中,判断迭代已经收敛、误差已在许可范围内,结束荷载子步迭代的判断准则关系到计算量的大小和计算结果的准确程度。为确保结构计算结果收敛,准确得到结构的荷载-位移下降段曲线,本文采用力收敛准则。

### 2.2.1 不同缺陷幅值的影响

分析时考虑初始缺陷的影响,一般按屈曲模态的分布形式对整体结构施加初始缺陷。初始缺陷的

幅值对整体稳定极限承载力有影响,施加多大的初始缺陷比较合适,需要进行比较分析。通过对模型施加 1/2 000、1/1 000、1/500、1/300、1/200、1/100、1/50 的初始缺陷幅值来计算结构的极限承载力。

整体结构初始缺陷按一阶屈曲模态的形式进行分布。图 4 给出了缺陷幅值与整体稳定安全系数的关系曲线。可以看出:随着缺陷幅值增加,结构整体稳定安全系数并没有降低。这表明本工程是空间异形网壳,结构本身就存在着起伏变化,其对缺陷幅值的变化不敏感,按 JGJ 7—2010《空间网格结构技术规程》<sup>[2]</sup>第 4.3.3 条“缺陷最大计算值可按网壳跨度的 1/300 取值”可以满足稳定极限承载力计算要求。

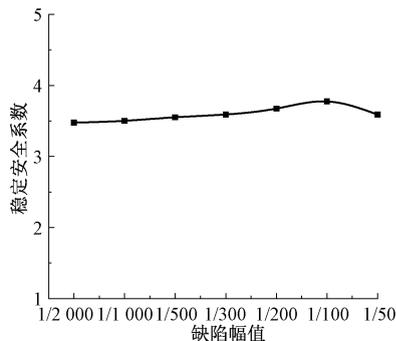


图4 安全系数与缺陷幅值关系曲线

Fig. 4 Safety factor-defect amplitude curve

### 2.2.2 不同缺陷分布形式的影响

不同的缺陷分布形式对结构整体稳定极限承载力的影响有多大,需进行比较分析。本文按各阶屈曲模态的分布形式对整体结构施加初始缺陷。初始缺陷的幅值按 1/300 进行取值,图 5 给出了不同屈曲模态分布形式与结构整体稳定安全系数的关系曲线。

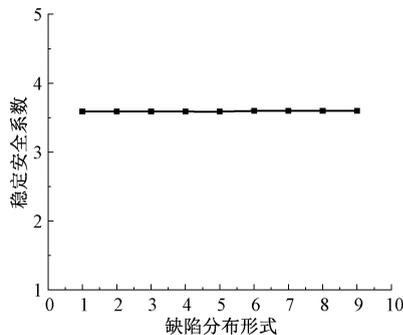


图5 安全系数与缺陷分布形式关系曲线

Fig. 5 Safety factor-defect distribution form curve

可以看出,本工程不同的缺陷分布形式对结构整体稳定安全系数的影响非常小。这是因为本工程为大跨度单层异形钢网壳,钢网壳本身存在不规则的起伏变化,由于网壳左右部位刚度稍弱,前几阶屈

曲模态均是网壳左右部位的空间变形,高阶屈曲模态是网壳中部杆件出现变形。虽然按不同的屈曲模态给整体结构施加了初始缺陷,但各种情况下的计算分析表明,结构最终的承载力极限状态均是中部沿山顶、山脚方向的主受力杆件达到压弯极限不能继续承载引起的。缺陷分布形式的不同不能改变本结构最终的受力极限状态,因此不同缺陷分布形式对结构整体稳定安全系数的影响非常小。按 JGJ 7—2010 第 4.3.3 条“初始几何缺陷分布可采用结构的最低阶屈曲模态”可以满足稳定极限承载力计算要求。为计算方便,本工程可以按一阶屈曲模态形式进行初始缺陷分布。

### 2.2.3 不同边界条件的影响

当山顶、山脚采用弹簧支座时,可以释放掉温度变化对结构的影响,同时弹簧支座对结构的抗震性能有利,但是弹簧支座对整体结构稳定性能影响较大。为考虑弹簧刚度变化对单层异形钢网壳极限承载力的影响,分析了不同弹簧刚度条件下的整体稳定极限承载力情况,分析时考虑初始缺陷的影响,按一阶屈曲模态的分布形式对整体结构施加初始缺陷,初始缺陷幅值按斜向跨度的  $1/300$  取值。弹簧刚度按 1、10、15、20、25、30、40、80、100 MN/m 分别进行计算。将不同刚度弹簧支座支撑情况下的结构整体稳定安全系数绘制成曲线,如图 6 所示。

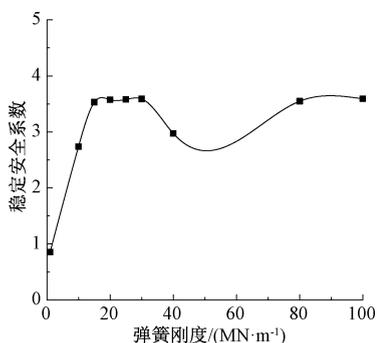


图 6 安全系数与弹簧刚度关系曲线

Fig. 6 Safety factor-spring stiffness curve

从图 6 可以看出,随着支座弹簧刚度的增加,结构的整体稳定极限承载力也随之线性增加,当弹簧刚度大于 10 MN/m 后,其稳定极限承载力趋于稳定,与支座弹簧刚度的大小关系不再密切。支座设置弹簧虽然有利于温度荷载和抗震,但是对结构的整体稳定极限承载力不利,在工程实践中,大于 5 MN/m 的弹簧支座加工制作已经比较困难,而本工程要满足结构稳定要求,其弹簧支座刚度需在 10 MN/m 左右,故存在加工困难、经济性差等缺点。

综合分析后,最终确定本工程选用铰接支座。选用铰接支座不仅保证了结构的稳定性能,同时对结构跨中变形及基础的设计也非常有利。

### 2.2.4 杆件初始缺陷分析

上述分析所考虑的缺陷均为结构整体的初始缺陷,未考虑杆件本身的缺陷,有关研究表明,当考虑杆件本身的缺陷时,结构整体稳定性还将进一步降低<sup>[3]</sup>。为考虑杆件本身初始缺陷的影响,在 ANSYS 软件中先施加结构整体初始缺陷,缺陷分布方式为一阶屈曲模态,缺陷幅值按结构最大斜向跨度的  $1/300$  确定,然后将每一根杆件进行细分,在每一根杆件中部形成一个新的节点,对此节点按杆件长度的  $1/1000$  施加初始缺陷,杆件初始缺陷方向为杆件所在曲面法向。对施加了杆件初始缺陷的结构进行极限承载力分析,即可考虑整体初始缺陷和杆件初始缺陷的影响。

对本工程,当施加杆件长度  $1/1000$  的初始缺陷时,其结构的整体稳定极限承载力仅比施加整体初始缺陷情况下稍降低 2% 左右,说明本工程对杆件本身的初始缺陷不敏感。这是因为本工程不是理想的单层壳体,结构本身存在着高低起伏变化,其整体初始缺陷已经考虑了杆件本身缺陷的影响。为方便计算,类似工程项目可仅考虑结构整体初始缺陷的影响。

### 2.2.5 荷载-位移全过程曲线

用 ANSYS 进行三维双重非线性分析,考虑几何非线性和材料非线性,材料选用理想弹塑性模型,弹性模量 206 GPa,泊松比 0.28。钢材材质 Q345C,单层异形钢网壳柱脚采用铰接。分析所得荷载-位移曲线如图 7 所示。可看出:网壳典型节点随着荷载增加其变形线性增加,当变形达到 500 mm 左右时,结构构件逐渐进入屈服状态,随着屈服构件数量的增多,其承载能力不能增加,荷载的微小变化即引起结构变形急剧加大,荷载极值点为设计荷载的 3.58 倍,即结构的整体稳定安全系数为 3.58,满足 JGJ 7—2010 第 4.3.3 条“当按弹塑性全过程分析时,安全系数  $K$  可取为 2.0”的要求。故本工程单层异形钢网壳整体稳定性满足设计要求。

## 3 主体结构动力稳定性分析

单层钢网壳结构的几何非线性效应非常明显,因此其在静力和动力作用下均存在稳定问题。单层钢网壳体结构在强震作用下的动力稳定问题属于结构分析中的前沿课题。为考虑单层异形钢网壳的动

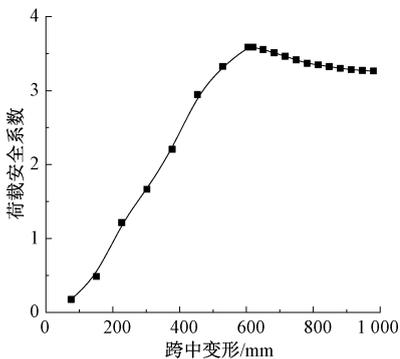


图7 荷载-位移全过程曲线

Fig. 7 The complete load-displacement curve

力稳定性能,本工程采用基于结构响应(主要是结构变形)的分析方法。具体操作如下:针对某一特定地震波,以逐步增大的荷载幅值为参数,对每一荷载幅值做非线性动力时程分析,记录结构的特征响应(如最大节点位移),绘制出这些特征响应随荷载幅值变化的全过程曲线,通过曲线变化可全面了解结构随动力荷载幅值增大其动力性状不断变化乃至失稳的全过程。动力失稳的判别原则是:当地震动荷载幅值的微小增量导致网壳结构特征响应指标异常增大时,可视为结构动力失稳,所对应的荷载幅值即为结构动力失稳临界荷载<sup>[4-6]</sup>。

本工程动力稳定性能分析采用 Northridge 波,分析软件采用 ANSYS,考虑几何非线性和材料非线性的影响。按 1 : 0.85 : 0.65 输入三维地震动,动力荷载幅值分别按 400, 500, 600, 700, 800  $\text{cm/s}^2$  等输入计算。最大节点位移取其在整个动力时程内的最大振动幅值,将时程分析中所得节点最大位移与地震动幅值关系绘制成曲线,如图 8 所示。由于本工程异形钢网壳为大跨度单层两边铰接支撑结构,其沿纵向跨中部位受到的弯矩最大,在地震动作用下,跨中边部节点的位移响应最大,且在不同加速度幅值下,其变形最大均为跨中边部节点,变形主要向下。

从图 8 看出:时程分析中,结构最大变形开始随地震动幅值线性增加,但当地震动幅值达到 0.8g 左右后,地震动幅值小幅增加,结构最大变形则大幅度增大。因此可以认为 0.8g 为本单层异形钢网壳动力失稳临界荷载。

#### 4 面外计算长度系数分析

在实际工程设计时,为了用软件方便计算构件的稳定承载力,需先确定构件的计算长度系数。构件的计算长度系数与构件两端约束条件有关,在单

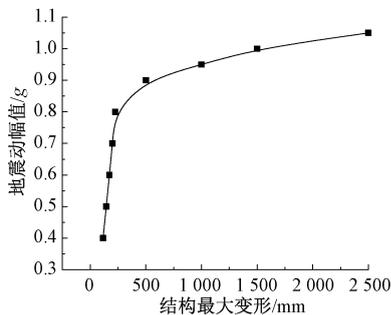


图8 地震动幅值与结构最大变形关系曲线

Fig. 8 Ground motion magnitude-maximum deformation curve

层异形钢网壳结构中选取典型构件,在构件两端施加单位力,通过特征值分析方法得到该构件的一阶弹性屈曲荷载,再根据欧拉公式进行反算可以得到该构件的面外计算长度系数<sup>[7-9]</sup>。图 9 为施加单位荷载的典型构件,图 10 为典型构件的弹性屈曲荷载。

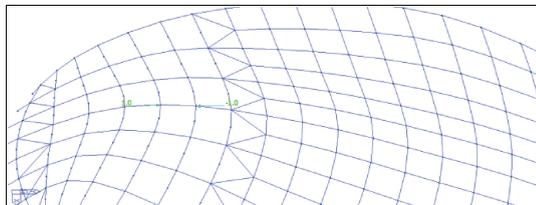


图9 施加单位荷载的典型构件

Fig. 9 A typical member with unit load applied

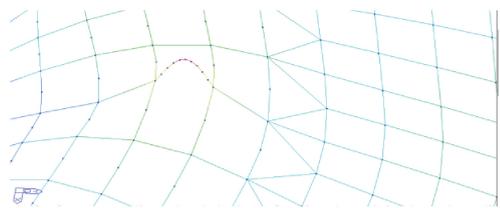


图10 典型构件的弹性屈曲荷载

Fig. 10 Elastic buckling load of typical member

计算可知,弹性屈曲荷载  $N_{cr} = 1\ 330\ \text{MN}$ 。钢管截面为  $D900 \times 30$ ,  $l = 3\ 100\ \text{mm}$ ,  $E = 206\ \text{GPa}$ ,  $I = 7.767 \times 10^9\ \text{mm}^4$ 。由欧拉公式(1)进行反算:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu l)^2} \quad (1)$$

可得到本工程典型构件的面外计算长度系数  $\mu$  为 1.11,按 JGJ 7—2010 第 5.1.2 条规定,选取面外计算长度系数为 1.6 是完全满足本单层异形钢网壳的设计要求的。

#### 5 结束语

周口店遗址第一地点(猿人洞)保护建筑工程主体结构为大跨度单层异形钢网壳结构,其静力稳

定性和动力稳定性是本工程设计的重点课题。通过 ANSYS 软件三维双重非线性极限承载力分析方法,圆满解决了这一难题。对典型构件施加单位力并进行特征值分析以得到构件的弹性屈曲荷载,通过欧拉公式反算得到了构件的面外计算长度系数,为用常规软件进行结构分析提供了取值依据。

1)本工程单层异形钢网壳为大跨度复杂空间结构,由于其结构本身高低起伏变化,为非理想壳体,经分析发现,其整体稳定极限承载力对缺陷分布形式及缺陷幅值不敏感,按 JGJ 7—2010 规定选用一阶屈曲模态分布形式并按斜向跨度的 1/300 对结构施加初始缺陷可以满足设计要求。

2)本工程稳定极限承载力对边界条件比较敏感,为保证结构的整体稳定性应选择铰接支座,且在设计时应重点关注基础的抗推能力。

3)由于本工程为非理想单层壳体,杆件本身的缺陷对整体稳定极限承载力影响很小,为方便计算可仅考虑结构的整体初始缺陷。

4)荷载-位移全过程曲线表明,本工程单层异形钢网壳的整体稳定安全系数为 3.58,满足 JGJ 7—2010 的要求,结构整体稳定性能有保证。

5)用 ANSYS 软件进行了结构动力稳定性能分析,本工程动力稳定性能比较好,结构动力失稳时的地震动幅值可达到 0.8g。

6)用欧拉公式反算得到了典型构件的面外计算长度系数,表明按 JGJ 7—2010 选取面外计算长度系数为 1.6 完全满足结构设计要求。

**致谢:**项目实施过程中,得到王立军、葛家琪、甘明、张伟、孙跃先、钱基宏、季元振、何晓洪、刘彦生、李青翔等专家的大力支持和帮助,谨表感谢!

#### 参考文献

- [1] 马智刚,崔光海,李增超,等. 周口店遗址第一地点(猿人洞)保护建筑设计[J]. 建筑结构,2020(12):64-69,76.
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 空间网格结构技术规程: JGJ 7—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [3] 李黎明,牟在根,徐彦峰,等. 民航博物馆在考虑初始缺陷后稳定承载力研究[C]//第十四届全国现代结构工程学术研讨会论文集. 天津:2014.
- [4] 沈世钊,支旭东. 球面网壳结构在强震下的失效机理[J]. 土木工程学报,2005(1):11-20.
- [5] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计标准: GB 50017—2017[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2018.
- [6] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [7] 童根树. 钢结构设计方法[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2007.
- [8] 王国周,瞿覆谦. 钢结构原理与设计[M]. 北京:清华大学出版社,1998.
- [9] 马智刚,李海峰. 大跨度门式刚架结构设计[J]. 钢结构,2006,19(5):20-22.

## Overall Stability Capacity Analysis of Long-Span Single-Layer Special-Shaped Shell

Zhigang Ma Guanghai Cui Jing Wang Xiaofeng Jie Jing Li Zao Jiang

(*Architectural Design & Research Institute of Tsinghua University Co., Ltd., Beijing 100084, China*)

### Abstract:

As a cultural relic protection facility, the first site (Peking Man Cave) protection shield at Zhoukoudian Site is built to protect the main archaeological site from further weathering. The shield over the Peking Man Cave simulates the shape of the surrounding mountains and presents itself as irregular spatial surface. On the main long-span single-layer steel structure, double-layers blades are set. Sprawling herbs are planted in the grooves on the upper blades, and the lower blades are made by GFRP (glass fiber reinforced plastics) to model the rock texture. The structure will blend into the surrounding natural scenery from both inside and outside view angles when the plants thrive, and the design concepts for harmony and reconstruction of remote antiquity are realized.

In order to minimize the disturbance to the site and the surrounding environment, the main structure adopts a long-span single-layer special-shaped steel shell structure to control its volume. Due to the thinness, the single-layer grid structure provides more convenience for the double-layers blades installation. The global projection distance of the shield is 79 m in its longitudinal direction and 55 m in the transverse direction. The maximum oblique span is 83 m and the foundation height difference is 33 m. The shield is fixed by the hinge supports at the top and foot of the mountain. The safety of single-layer grid structure is often controlled by stability, which can be influenced by structural defects and boundary conditions. Three-dimensional and non-linear finite element methods are used to analyze and estimate the overall stability of the long-span single-layer special-shaped steel shell.

The stability ultimate capacity of the structure is analyzed by ANSYS software, and the influence factors of the stability ultimate capacity including the degree and distribution of overall structure defects as well as the stiffness of hinge support are investigated. According to the complete load-displacement curve, the stability ultimate capacity is confirmed. Analysis shows that the degree and distribution of overall structure defects have no obvious effect on the overall stability ultimate capacity as the shield is a complex spatial structure not an ideal shell, therefore, only the initial defect is taken into consideration for convenience of calculation. When initial defect of 1/300 of the oblique span is applied to the structure, and follow the first buckling modal shape distribution, the overall stability safety factor of the special-shaped shell is 3.58, and the performance of the structure meets the requirements of Technical Code for Space Grid Structures (JGJ 7—2010). Analysis suggests hinge supports considering the significant effect of the boundary conditions on the stability ultimate capacity. The foundation anti-push resistance should be paid due attention to in design by the research.

The dynamic stability performance of the shield is analyzed by ANSYS software. Result shows that the special-shaped shell has satisfactory dynamic stability, and the damage seismic amplitude to cause dynamic instability can reach 0.8g. The elastic buckling load of typical member of the special-shaped shell is obtained by applying unit force and eigenvalue analysis. The out-of-plane calculated length coefficient of members is determined as 1.6 by inverse calculation of Euler formula, which meet the structural design requirements well and can be adopted for further reference.

**Key words:** steel structure; single-layer shell; stability