

立体拱架结构性能的试验研究

牟在根^{1)✉}, 冉鹏飞¹⁾, 刘国跃¹⁾, 张相勇²⁾

1) 北京科技大学土木与环境工程学院, 北京 100083 2) 北京市建筑设计研究院, 北京 100045

✉ 通信作者, E-mail: zgmu@ces.ustb.edu.cn

摘要 立体拱架结构体系是在综合了索及拱结构等优点的基础上构思出的一种新型大跨度空间结构形式. 作为一种轻巧、高效的大跨度结构, 立体拱架结构已经有广泛的应用. 为了进一步研究该结构形式的受力性能, 制作了比例为1:20的缩尺模型, 并进行试验研究. 结果表明: 在荷载作用下, 拱脚受力最大, 其余构件受力较小且处于弹性阶段; 索对提高结构承载力及抵抗结构变形起到非常重要的作用.

关键词 拱架结构; 三维; 结构性能; 受力性能; 主站房; 试验研究

分类号 TU 399

Experimental study on the structural performance of a three-dimensional arch structure

MU Zai-gen^{1)✉}, RAN Peng-fei¹⁾, LIU Guo-yue¹⁾, ZHANG Xiang-yong²⁾

1) School of Civil and Environmental Engineering, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China

2) Beijing Institute of Architectural Design, Beijing 100045, China

✉ Corresponding author, E-mail: zgmu@ces.ustb.edu.cn

ABSTRACT The three-dimensional arch structure is a new style of large-span structure, which synthesizes the advantages of the arch and dragline. As a light and highly active structure, the three-dimensional arch structure has been used widely. In order to make further research on the mechanical behavior of the structure, a 1:20 scale model test was carried. The test data show that the stress of the springing is the greatest and those of the other structure parts are less. The dragline is important to improve the bearing capacity and the ability of resisting deformation.

KEY WORDS arches; three-dimensional; structural performance; mechanical behavior; main station; experimental study

立体拱架结构体系是在综合了索及拱结构优点的基础上构思出的一种新型大跨度空间结构形式. 作为一种轻巧、高效的大跨度结构, 立体拱架结构已经有广泛的应用. 目前, 国内外学者进行了许多大跨度结构的试验研究工作, 以检验理论分析方法或实际工程的可靠性, 但试验效果往往不是十分理想. 这主要是由于缩尺模型放大了实际结构可能的初始缺陷程度^[1], 且加载方式难以选择. 尽管如此, 试验研究仍是立体拱架结构性能研究不可缺少的一部分, 因而必须尽量减小这些不利因素的干扰. 为了

进一步研究该结构形式的受力性能, 本文制作了比例为1:20的缩尺模型, 进行试验研究. 试验的主要目的如下: (1) 观察并记录立体拱架结构在节点荷载作用下变形至坍塌的全过程; (2) 分析立体拱架结构的受力性能及破坏形式, 以鉴别该结构形式是否合理; (3) 根据试验数据, 与理论分析结果进行对比, 检验所建立的立体拱架结构模型的可靠性.

1 试验模型设计及制作

本文试验以青岛北站主站房结构为原型, 主

站房由十榀立体拱架组成,立体拱架是在单拱的基础上,在上弦横梁和拱之间添加交叉索,使之相当于结构的主梁。相比于拱单独受力,立体拱架的受力弯矩明显减小,因此有效增加了结构刚度,减少了弯矩效应。每榀立体拱架由一榀拱、两根横梁、六对 V 形撑、16 根交叉索及两根横梁间的纵向檩条组成^[2]。立体拱架(有索模型)和单拱(无索模型)结构示意图如图 1 所示。整个屋

盖结构体系在各种不同荷载组合作用下,分别由拱与结构两端的 V 形支撑杆件将荷载传至下部结构。该结构体系造型新颖美观,在安全的前提下,充分体现了建筑师的设计意图。为使所选取的模型能够较好地反映出立体拱架结构的受力特点,又具有试验研究的可行性,本文选取了青岛北站主站房结构的中间三榀按 1:20 的比例进行了缩小。

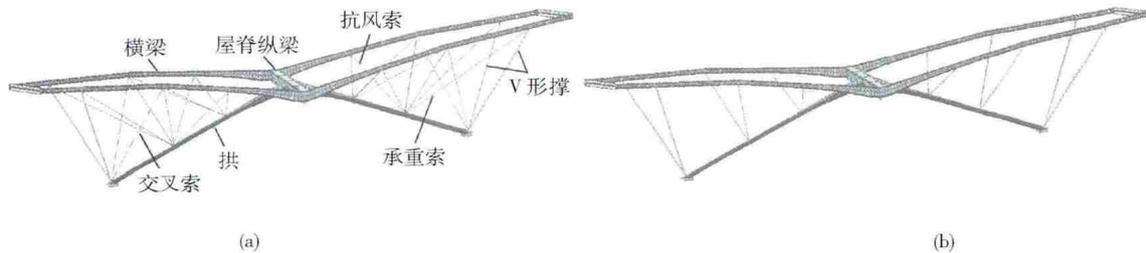


图 1 两种拱架结构示意图。(a) 立体拱架(有索模型)三维图;(b) 单拱(无索模型)三维图

Fig. 1 Layout of the two arches: (a) 3D figure of a three-dimensional arch (model with draglines); (b) 3D figure of single arch (model without dragline)

大型空间结构试验模型的确定和设计,实际上是对原型结构设计的一次再分析,使试验模型能在各主要方面比较准确地反映原型结构的工作性能。试验模型一般要满足几何相似、物理相似和物理过程相似的原则^[3]。结构原型钢结构为 Q345 钢材,模型用的钢材为 Q235。本试验中,主要模拟关系如下:

$$c_l = \frac{l_m}{l_p} = \frac{1}{20}, c_\sigma = \frac{\sigma_m}{\sigma_p} = \frac{235}{345} = 0.681,$$

$$c_E = \frac{E_m}{E_p} = 1.$$

式中 c_l 、 c_σ 和 c_E 分别代表长度、应力和弹性模量的相似比,而下角标 m 和 p 分别表示模型和原型。

由以上模拟关系可以推导出试验模型与结构原型的几何特性、材料特性及荷载相似关系。由于结构原型中拱、横梁及屋脊都采用了异型截面,且有的截面壁厚较薄,考虑到试验实际情况及模型的制作方便,在不影响结构静力特性的情况下按刚度等效的原则对结构进行了一定程度的简化,并去掉了次要构件,如檩条^[4]。试验模型各构件所采用截面见表 1。

试验模型平面尺寸为 3.3 m × 8.2 m,拱间距为 1.1 m,拱跨为 4.52 m。试验模型为完全对称结构。试验模型(见图 2)的制作以焊接为主,由于模型构件中有较多较薄的箱型截面,为了保证试验模型的精确性,对焊接工艺有一定的要求;为了防止在加载过程中节点过早的破坏,对节点处进行了加强处

理^[5];索的预应力通过花篮螺栓来模拟。

表 1 模型各构件截面

Table 1 Cross section of each model component

构件	截面尺寸/mm
中拱	50 × 30 × 2.0
边拱	60 × 30 × 3.0
中横梁	60 × 30 × 3.0
边横梁	90 × 50 × 3.0
屋脊	φ89 × 2.0
纵梁	30 × 15 × 1.5
V 撑 1	φ30 × 2.0
V 撑 2	φ40 × 2.0
V 撑 3	φ51 × 2.0
端板	3000 × 800 × 20
叉撑	φ8
拉索	φ4



图 2 试验模型

Fig. 2 Test model

2 模型试验过程

本次试验采用节点加载的方式^[6](见图 3)。通

过将配重块施加到焊接于节点上的托盘上来模拟结构的静载^[7]. 荷载共分六级来施加, 每级荷载大小见表 2. 在施加前四级荷载时, 直接在托盘上加配重块, 考虑到安全因素, 后几级荷载通过站在吊车上来施加^[8]. 每级荷载加完大约 30 min, 之后等系统稳定了开始采集数据.



图 3 加载现场

Fig. 3 Loading scene

表 2 各级荷载大小

Table 2 Loading levels

级数	荷载/kN
第 1 级	40. 40
第 2 级	80. 80
第 3 级	120. 12
第 4 级	160. 16
第 5 级	202. 00
第 6 级	242. 40

应变片及位移计布置的原则: 根据理论分析结果, 跟踪应力最大杆件应变变化及位移最大节点位移变化, 并尽可能以此把握整个模型的内力分布及变形情况^[9]. 为了尽可能详细地了解立体拱架结构的受力机理, 本试验布置了较多的单向应变片, 由于结构完全对称, 故基本都布置在结构的左半侧, 应变片布置平面图见图 4, 位移计布置见图 5.

在前四级荷载作用下, 结构屋面立体拱架整体下降程度不明显, 结构杆件无明显的纵向位移, 各杆件及节点位置同未加载模型基本保持一致, 除个别拉索被拉断外, 其余构件没有明显变化; 当加载到第 5 级荷载时, 拉索陆续被拉断, 结构出现了较大幅度的下降; 当加载到第 6 级荷载时, 拉索全部被拉断, 结构突然下降较大幅度, 且在加载过程中伴随着清脆的响声, 认为是焊缝撕裂所致; 由于结构并没有破坏, 在撤掉位移计后继续加载, 在加载到相当于七级荷载时, 由于拱脚的破坏导致了结构整体的坍塌. 结构破坏见图 6 和图 7.

3 试验结果分析

在试验结果分析中, 模型的实际承载能力考虑

模型自重及全部加载系统的重量. 理论分析表明, 这些荷载基本上是按照试验方案分配到每个节点上的^[10]. 由于篇幅有限, 选取了部分关键的节点位移和杆件应变来进行分析, 并与理论分析结果进行了对比. 节点 3 位于屋面桁架上弦杆端部位置, 节点 8 同样位于屋面桁架上弦杆平面, 但更接近屋脊(见图 3(c)).

由图 8 和图 9 可知, 在前三级荷载作用下位移都很小, 尤其是节点 3 在第 3 级荷载作用下为 0.82 mm, 而节点 8 在三级荷载作用下为 4.47 mm, 因为靠近屋脊处的节点施加的荷载值相对要更大且更密集(节点 3 和节点 8 的布置位置见图 5). 在前五级荷载作用下, 节点 3 和节点 8 的位移基本呈线性变化, 且位移值增长平缓, 在加载到第 6 级荷载后, 由于结构中的承重索全部被拉断, 两节点位移都出现大幅度的增加. 从图 8 和图 9 中还可以看出, 在第 6 级荷载作用下, 节点 3 和节点 8 的竖直位移值相差很大, 节点 3 只有 4.73 mm, 而节点 8 的位移值已经快接近 33.67 mm. 导致如此大的差距的主要原因是在结构各构件分担荷载不同, 越靠近屋脊处受力越大^[11].

由图 8 和图 9 可知, 试验结果介于有索模型(立体拱架)和无索模型(单拱)之间^[12], 在前三级荷载作用下, 试验结果和有索模型基本一样, 之后试验结果逐渐向无索模型结果逼近. 导致这种现象是因为模型在加载过程中, 拉索逐渐被拉断, 直到最后所有拉索退出工作, 这时的试验模型已经变成了无索模型.

由图 10 和图 11 可知: 节点 11 和节点 12 在前四级荷载作用下都较小, 节点 12 在第 4 级荷载作用下位移为 8.52 mm, 且两节点在前四级荷载作用下都基本呈线性变化; 在第 5 级荷载作用下位移增加幅度相比前几级稍大, 此时是由于在部分拉索被拉断导致结构出现了一定下移, 而在第 6 级荷载作用下, 两节点位移值都出现了较大幅度的增加, 此时一方面由于结构中所有拉索被拉断, 结构的整体性不如之前, 另一方面结构关键部位拱脚处出现了屈服, 导致结构出现了较大的下移.

节点 n1 和 t1 分别位于屋面桁架的纵向屋脊端部和屋架支撑杆接近拱脚的部位(见图 3(c)), 由图 12 可知, 从施加第 1 级到第 6 级荷载过程中, n1 处应变基本呈线性变化, 而且应变增幅在 100×10^{-6} 左右; 到第 6 级荷载时, n1 处应变值达到 508×10^{-6} (n1 和 t1 布置位置如图 3 所示). 可见随着荷载的增加, n1 处一直处于弹性阶段并没有屈服. 从

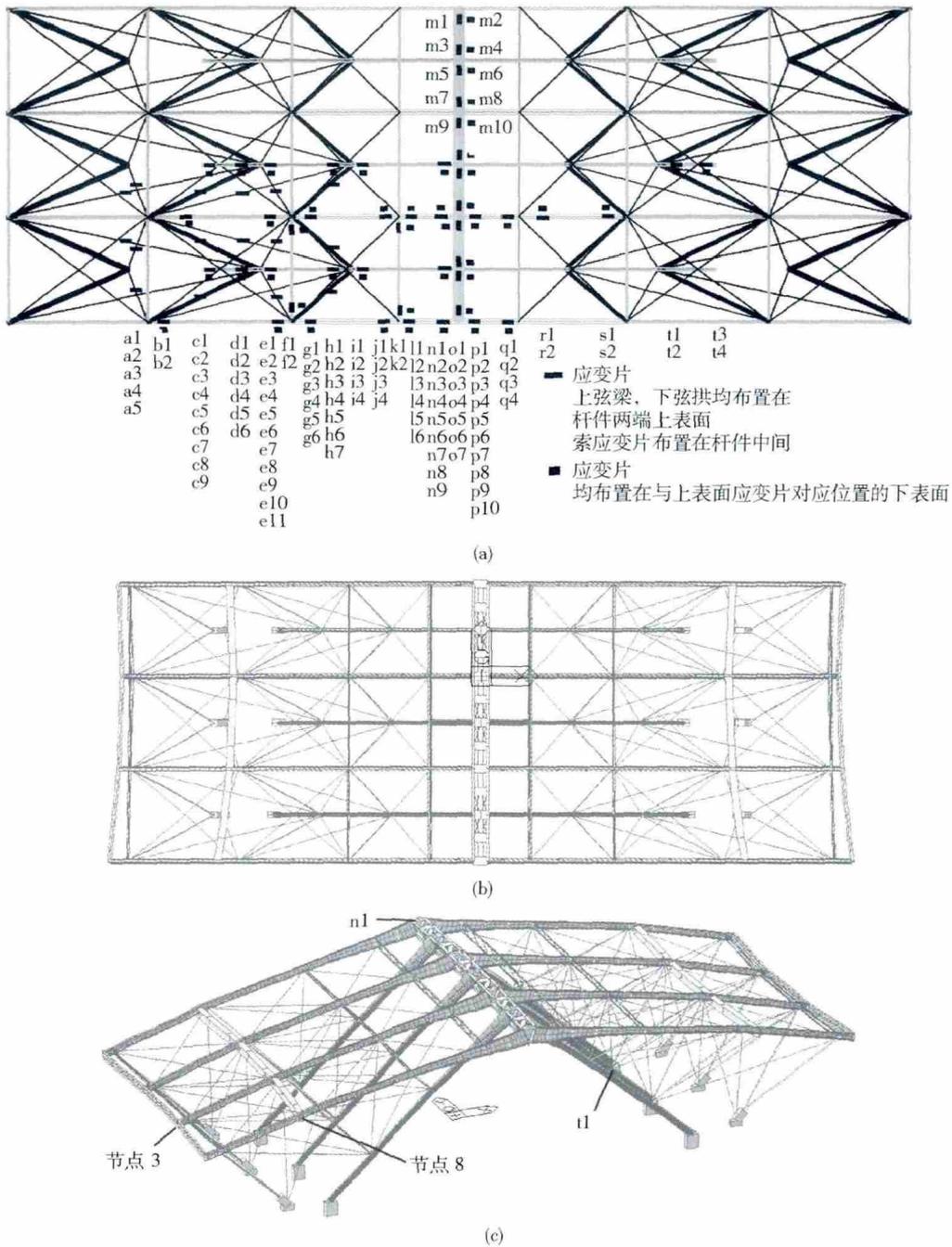


图 4 应变片布置图。(a) 应变片布置平面图; (b) 结构模型平面图; (c) 结构三维模型图

Fig. 4 Plan of strain gauges: (a) arrangement plan of strain gauges; (b) arrangement plan of the structure model; (c) 3D picture of the structure model

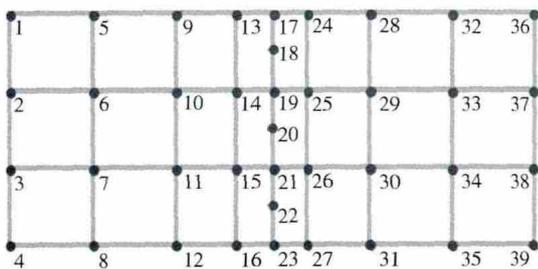


图 5 位移计布置图

Fig. 5 Arrangement plan of displacement meters

图中还可以看到, 试验结果介于有索模拟和无索模拟值之间的, 而且试验结果在前四级荷载作用下都与无索模拟结果较接近, 在第 5、6 级荷载作用下应变值增幅略有变大, 此时由于结构中的索已全部被拉断, 所以曲线略向无索靠近, 但是不明显。

由图 13 可知: 从施加第 1 级到第 6 级荷载过程中, $\mu 1$ 处的应变值随着荷载的增加变大, 但是应变值变化不是很平缓; 在第 2 级荷载作用下 $t1$ 处的应变值已经达到了 -414×10^{-6} , 从第 1 级荷载到第 2 级荷载, 应变值增加了 274×10^{-6} , 而从第 2 级荷载



图6 结构整体坍塌

Fig. 6 Over all collapse of the structure



图7 坍塌时拱脚处

Fig. 7 Arch foot when collapse

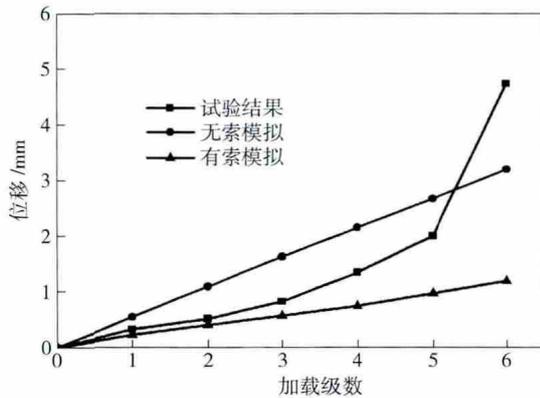


图8 节点3位移曲线对比

Fig. 8 Displacement curve contrast of Node 3

到第3级荷载,应变值却增加了 774×10^{-6} ,此时因为部分索被拉断,施加到第6级荷载时,t1处的应变值已经接近 2890×10^{-6} ,此时t1处已经屈服,但是结构还没有破坏,还能继续承载。

对比n1和t1曲线可以发现,两者应变值相差很大:n1在第6级荷载作用下应变值才达到 508×10^{-6} ;而t1应变值却为 2890×10^{-6} 。由应变布置图可知,n1处在结构跨中拱的顶端,而t1则处在结构跨中拱的靠近拱脚处。由此可知,拱的不同部位的受力是不一样的,拱的下部比拱的上部受力要大得多。

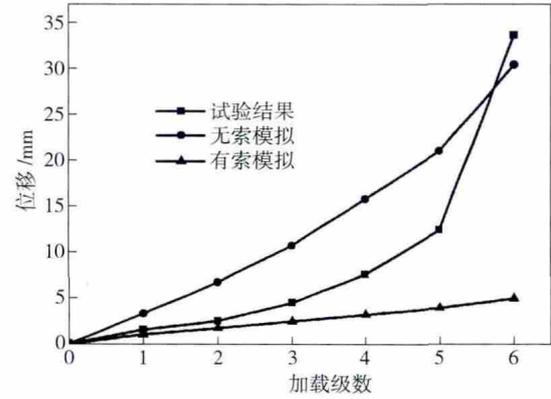


图9 节点8位移对比曲线

Fig. 9 Displacement curve contrast of Node 8

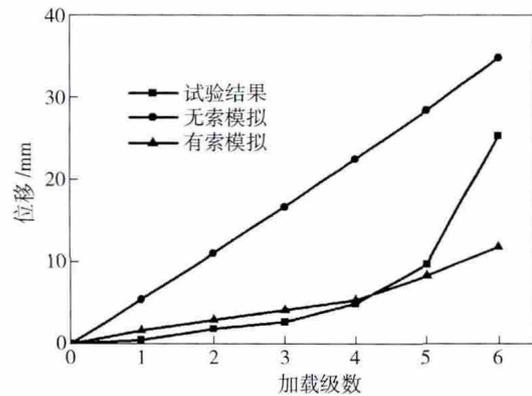


图10 节点11位移对比曲线

Fig. 10 Displacement curve contrast of Node 9

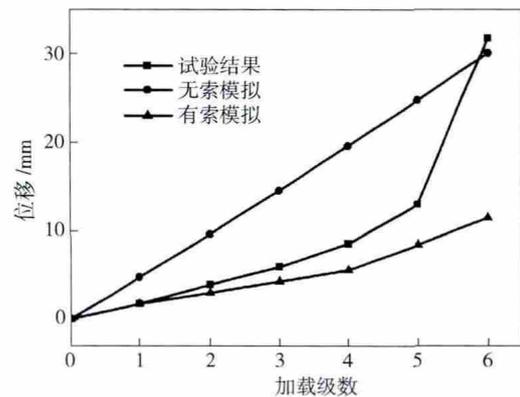


图11 节点12位移对比曲线

Fig. 11 Displacement curve contrast of Node 12

由c4(图14)和n4曲线(图15)可知(c4和n4的布置位置见图4):在第1级到第5级荷载作用下,应变值基本呈线性变化,而且应变值都比较小;且随着荷载的增加,应变值的增幅也较小;在第6级荷载时,应变值有较大幅度的增加,但c4最大也只有 359×10^{-6} ,可以得知在六级荷载作用下,c4和n4处构件一直处在线弹性阶段,并没有屈服。

从n4曲线可知,试验结果略小于有索模拟的结

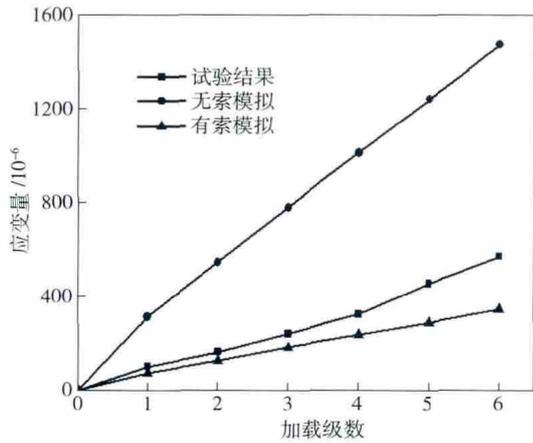


图 12 n1 应变对比曲线

Fig. 12 Strain curve contrast of Position n1

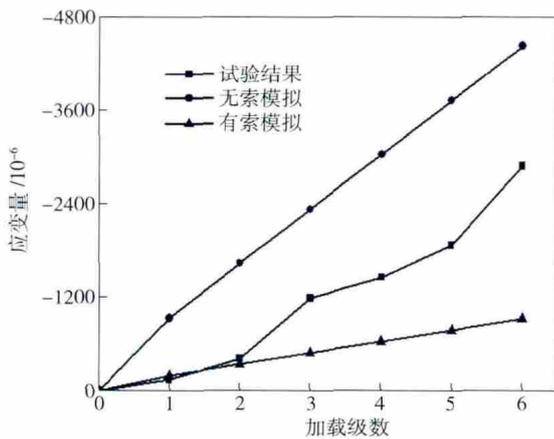


图 13 t1 应变对比曲线

Fig. 13 Strain curve contrast of Position t1

果. 造成这种现象的原因是试验数据采集过程中系统的不稳定会导致数据的上下波动.

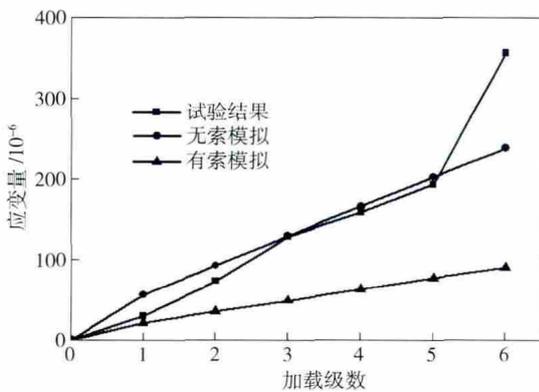


图 14 c4 应变对比曲线图

Fig. 14 Strain curve contrast of Position c4

对比 c4 和 n4 应变曲线, 两者应变值都较小, 第 6 级荷载作用下, c4 处应变值为 359×10^{-6} , n4 处应变值 738×10^{-6} , 可知两处都还处于弹性阶段, 还没有屈服. n4 处应变值要比 c4 处应变值大: 第 2 级荷

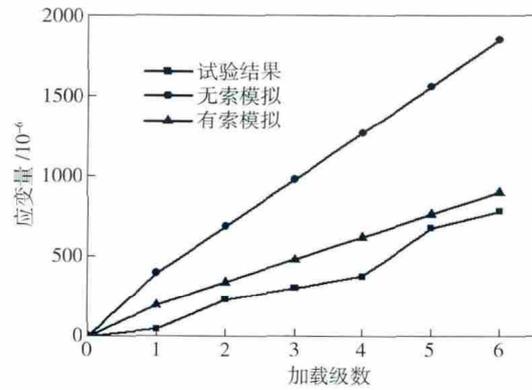


图 15 n4 应变对比曲线

Fig. 15 Strain curve contrast of Position n4

载时, n4 处应变值 237×10^{-6} , c4 处应变值为 74×10^{-6} ; 第 5 级荷载时, n4 处应变值 626×10^{-6} , c4 处应变值 188×10^{-6} ; 第 6 级荷载时, n4 处应变值 738×10^{-6} , c4 处应变值为 359×10^{-6} . 由此可知, 靠近屋脊处的横梁比远离屋脊处的横梁承受的荷载要大.

4 结论

(1) 模型设计过程中对原结构进行了合理的简化. 试验数据结果表明, 试验模型与原结构相似关系较好, 模型的设计与制作是成功的.

(2) 当荷载加到第 6 级荷载(相当于 5 倍 1.32 恒载 + 1.54 活载)时, 拉索被拉断, 此时结构并没有破坏, 依然具有一定的抵抗变形能力; 随着荷载的继续增大, 结构拱脚处发生破坏; 拱脚处的破坏导致结构整体倒塌, 结构表现出良好的延性, 结构的薄弱处为拱脚, 应该对拱脚进行加强.

(3) 该结构体系中, 拱为主要的受力构件; 体系明确的传力途径使得结构受力均匀, 除拱外, 其余构件受力都较小且处于弹性阶段; 加载到相当于七级荷载(282.8 kN)时结构才破坏; 在荷载作用下, 能够充分利用各构件和材料的性能.

(4) 立体拱架结构的受力性能良好, 局部次要杆件的破坏对整体结构的受力性能影响不大; 局部拉索的松弛和断裂没有明显影响结构的整体承载能力; 由于结构的超静定次数较多, 局部破坏后会产生新的平衡.

(5) 由试验结果可知, 在局部拉索被拉断时对结构影响有限, 当拉索全部被拉断后, 结构整体下移明显, 结构受力形式发生变化, 拱脚承受更大的力, 这对整个结构体系是不利的. 由此可知, 拉索对提高结构的承载力和抵抗结构的变形具有非常重要的作用.

参 考 文 献

- [1] Song Y, Zhang G W, Dang X H, et al. Specialties analysis of similar model and reduced-scale model. *J Archit Educ Inst Higher Learn*, 2003, 12(4): 57
(宋彧, 张贵文, 党星海, 等. 相似模型与缩尺模型特点分析. 高等建筑教育, 2003, 12(4): 57)
- [2] Zhao P F, Livadiotti E, Yang S, et al. Research on three-dimensional arch roof structure of the Qingdao Station. *J Build Struct*, 2011, 32(8): 10
(赵鹏飞, Livadiotti E, 阳升, 等. 青岛北站站房屋盖结构体系研究. 建筑结构学报, 2011, 32(8): 10)
- [3] Qian L F, Zhou Y J, Guan F L. Research on status of abnormal joints of rigid steel frame. *Shanxi Archit*, 2012, 38(30): 45
(钱利锋, 周益君, 关富玲. 大型铸钢节点加载试验研究. 山西建筑, 2012, 38(30): 45)
- [4] Guo J M, Dong S L, Yuan X F. Model designing and experimental research of suspend-dome structure. *Eng Mech*, 2011, 28(7): 157
(郭佳民, 董石麟, 袁行飞. 弦支穹顶结构的模型设计与试验研究. 工程力学, 2011, 28(7): 157)
- [5] Liu X G, Ge J Q, Zhang G J, et al. Full-scale model experiment and research of large diameter steel tubular spatial penetrated joint subject to moment. *Build Struct*, 2010, 40(12): 25
(刘鑫刚, 葛家琪, 张国军, 等. 承受弯矩大直径空间相贯节点足尺模型试验与设计研究. 建筑结构, 2010, 40(12): 25)
- [6] Wu J, Zhou Z, Sui Q H. A study on loading plan of integral model test of the Gymnasium of Shenzhen Universiade Sport Center. *J Build Struct*, 2010, 31(4): 38.
(吴京, 周臻, 隋庆海. 深圳大运中心体育馆整体钢屋盖模型试验加载方案研究. 建筑结构学报, 2010, 31(4): 38)
- [7] Liu L H, Chen D Y, Chen L M, et al. Safety evaluation of the giant space truss structure based on the static load test. *J HUST Urban Sci Ed*, 2007, 24(1): 77
(刘礼华, 陈冬勇, 陈黎明, 等. 基于静载试验的巨型网架结构安全性评价. 华中科技大学学报: 城市科学版, 2007, 24(1): 77)
- [8] Lin J, Feng Q X, Dong S L, et al. An experimental study on large-span spatial cable-truss tensile structure model. *J Build Struct*, 2006, 27(4): 37
(蔺军, 冯庆兴, 董石麟, 等. 大跨度空间索桁张力结构的模型试验研究. 建筑结构学报, 2006, 27(4): 37)
- [9] Zhao X Z, Yan S, Chen L Z, et al. Experimental study on connections of outer trussed columns for the National Stadium. *J Build Struct*, 2007, 28(2): 81.
(赵宪忠, 闫澍, 陈龙中, 等. 国家体育场桁架柱外柱节点试验研究. 建筑结构学报, 2007, 28(2): 81)
- [10] Zhang J C, Yi H, Li T, et al. Experimental research on enhanced hemisphere node in mega-frame steel structure. *Build Struct*, 2010, 40(8): 38
(张季超, 易和, 李霆, 等. 巨型钢框架中加强型半球节点试验研究. 建筑结构, 2010, 40(8): 38)
- [11] Zhuang J Y, Chen F. Causes analysis on unstable failure of a plant's steel roof. *Steel Struct*, 2011(7): 31
(庄继勇, 陈飞. 某厂房钢结构屋盖失稳破坏的原因分析. 钢结构, 2011(7): 31)
- [12] Zhang Y G. Types and application of cable structures in building. *Constr Technol*, 2010, 39(8): 8
(张毅刚. 建筑索结构的类型及其应用. 施工技术, 2010, 39(8): 8)