

大跨度钢管混凝土拱桥非线性地震响应分析*

赵灿晖¹, 周志祥²

(1. 西南交通大学 土木工程学院, 成都 610031; 2. 重庆交通学院 科技处, 重庆 400074)

摘要:研究了大跨度钢管混凝土拱桥在同步激励和多点激励作用下的非线性地震响应特性及主要影响因素。采用时程分析法计算了大跨度钢管混凝土拱桥的非线性地震响应, 研究了几何非线性对结构地震响应的影响, 探讨了恒载内力和构型、多点激励效应等因素对大跨度钢管混凝土拱桥非线性地震响应特性的影响, 结果表明结构的几何非线性性质对大跨度钢管混凝土拱桥的地震响应有较大影响。

关键词:拱桥; 非线性; 地震响应; 多点激励

中图分类号:U442.5+5 **文献标识码:**A **文章编号:**1006-7329(2006)02-0047-05

Nonlinear Seismic Response Analysis of Long-span CFST Arch Bridge

ZHAO Can-hui, ZHOU Zhi-xiang

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, P. R. China; 2. Chongqing Institute of Communication, Chongqing 400074, P. R. China)

Abstract: The non-linear seismic response behavior of concrete filled in steel tube (CFST) arch bridge subjected to synchronous seismic excitation and multi-support seismic excitation is studied in this paper. The non-linear seismic response of CFST arch bridge is calculated by time-history analysis method, and the effect of geometric nonlinear to long-span CFST arch bridge is studied. The influence of internal-force and deformation under dead-load, multi-support seismic excitation, etc to nonlinear seismic response behavior of CFST arch bridge is analysed. The result show that the effect of geometric nonlinear to long-span CFST arch bridge is obvious.

Keywords: arch bridge; nonlinear; seismic response; multi-support seismic excitation

近年来,随着钢管混凝土结构理论的不完善,钢管混凝土拱桥得到了快速发展,跨度屡创新高,已成桥的跨度已达360 m,在建桥的跨度已超过400 m。自振特性的研究表明,大跨度钢管混凝土拱桥自振周期较长,属于柔性较大的结构^{[1][2]},结构的几何非线性性质有可能对其地震响应特性产生影响,但目前对这一问题的研究仍较少。同时,恒载内力和构型、多点激励效应、地震激励的输入方向等因素都可能影响结构几何非线性地震响应的特性,而目前对这些因素的影响也尚未见有文献报导。在简要阐述了结构非线性地震响应计算的时程分析法后,采用该法对大跨度钢管混凝土拱桥非线性地震响应特性进行了探讨,所得之结论是对钢管混凝土拱桥抗震理论的补充和完善,可供设计参考。需说明的是,目前对桥梁非线性地震响应的研究一般在几何非线性的范畴内,文中的讨论也仅限

于几何非线性。

1 结构非线性地震响应分析的时程分析法

1.1 多点激励作用下

地震激励是支点激励,结构的运动方程可表达为^[3,4]:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = 0 \quad (1)$$

式中: M 、 C 、 K 分别为结构的质量矩阵(一般采用集中质量阵)、阻尼矩阵、和刚度矩阵, u 是节点位移矢量,总自由度为 $n = n_s + n_g$,包括结构非支承节点位移 u_s 的自由度 n_s 和支承节点位移 u_g 的自由度 n_g 。对于非线性分析来说, K 与结构的内力及构形有关,是时变的,文中,内力的影响通过在 K 中计入初应力矩阵来考虑,构形的影响通过拖动坐标法计入;对于常用的Rayleigh阻尼, C 也是时变的; M 一般认为是时不变

* 收稿日期:2005-11-30

基金项目:国家重大基础研究前期研究(2003CCA01500)

作者简介:赵灿晖(1970-),男,云南楚雄人,副教授,博士后,主要从事桥梁抗震及减震研究。

的,因此上式是一个二阶非线性微分方程。求解上述方程的一个有效方法是逐步积分法,采用该法时通常采用增量形式的运动方程,用分块矩阵的形式可表达为^{[3][4]}:

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sg} \\ M_{gs} & M_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \dot{u}_s \\ \Delta \dot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sg} \\ C_{gs} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \dot{u}_s \\ \Delta \dot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sg} \\ K_{gs} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_s \\ \Delta u_g \end{Bmatrix} = 0 \quad (2)$$

式中上标 t 表示 t 时刻的量值,而增量为 $t \sim t + \Delta t$ 时间步长内的增量,质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵中的非对角项反映了结构非支承节点自由度与支承节点自由度间的相互影响,其中若单元质量矩阵采用集中质量矩阵,则上式质量矩阵中的非对角项为零。

在多点激励分析中结构的节点位移增量包括由结构的惯性力所引起的结构相对于支点的振动位移增量 Δu_{vs} 和由支承点位移在结构中产生的拟静位移增量 Δu_{ps} ,即:

$$\begin{Bmatrix} \Delta u_s \\ \Delta u_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta u_{vs} \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta u_{ps} \\ \Delta u_{pg} \end{Bmatrix} \quad (3)$$

将(3)式代入(2)式的第一组方程可得:

$$M_{ss}(\Delta \dot{u}_{vs} + \Delta \dot{u}_{ps}) + C_{ss}(\Delta \dot{u}_{vs} + \Delta \dot{u}_{ps}) + C_{sg}\Delta \dot{u}_{pg} + K_{ss}(\Delta u_{vs} + \Delta u_{ps}) + K_{sg}\Delta u_{pg} = 0 \quad (4)$$

上式经化简并忽略含 $\Delta \dot{u}_{ps}$ 项的影响后有^{[3][4]}:

$$M_{ss}\Delta \dot{u}_{vs} + C_{ss}\Delta \dot{u}_{vs} + K_{ss}\Delta u_{vs} = -M_{ss}R\Delta \dot{u}_{pg} \quad (5)$$

上式即为求解结构非线性地震响应的增量形式的运动方程,式中 R 为影响矩阵,其意义是支点某一自由度发生单位位移时结构非支承节点所产生的位移。可按下式计算^[4]:

$$R = -K_{ss}^{-1}K_{sg} \quad (6)$$

求解式(5)可得结构在 $t \sim t + \Delta t$ 时间步长内的振动位移增量 Δu_{vs} ,而结构拟静位移增量 Δu_{ps} 可根据 R 的意义按下式计算:

$$\Delta u_{ps} = -K_{ss}^{-1}K_{sg}\Delta u_{pg} = R\Delta u_{pg} \quad (7)$$

在计算出 Δu_{vs} 和 Δu_{ps} 后可按(3)式第一组方程得到结构在 $t \sim t + \Delta t$ 时间步长内的位移增量 Δu_s ,将此增量与 t 时刻的位移叠加即可得 $t + \Delta t$ 时刻的总位移,进而求解出结构的内力,当然在求解中尚需通过迭代消除每一时步的不平衡力。

求解式(5)的方法较多,这些求解方法在文[3,4,5]中均有详细的阐述,这里不再赘述。

上述方法可较为方便地用于同步激励时的求解,此时由于拟静位移不产生内力故可忽略其影响,而影响矩阵的形成也可大为简化,具体方法参见文[4]。

2 计算模型

2.1 结构模型

采用的结构模型为某大跨度钢管混凝土拱桥,该桥为净跨径 336.28 m 的钢管混凝土拱桥,净矢高为 77.27 m。拱轴线为悬链线,采用桁架式拱肋,共两片拱肋,每片拱肋由 3 片钢管混凝土桁架构成,其中弦杆为钢管混凝土,腹杆为钢管,桁架间以钢平联管相连,桁架节间长度为 4 m,拱肋间对称布置了 8 道横撑。桥面系由钢横梁和钢筋混凝土纵梁组成,横梁与纵梁固接,横梁由高强钢丝束吊杆或钢管混凝土立柱支撑,其中立柱通过双向活动抗震球形钢支座与横梁连接,吊杆和立柱间距均为 8 m。

采用有限元法进行计算,故需对结构进行离散化。拱肋、横撑、立柱离散为空间梁单元,吊杆离散为空间杆单元,桥面系简化为三主梁形式,也离散为空间梁单元,中纵梁的刚度、质量各取纵梁总刚度、质量的 1/2,两根边纵梁各取纵梁总刚度、质量的 1/4,这样质量分布较为均匀。立柱顶双向活动球形钢支座采用梁端约束放松来模拟。全桥共离散为 1 874 个结点,4 331 个单元。钢管混凝土构件的刚度采用换算截面计算。

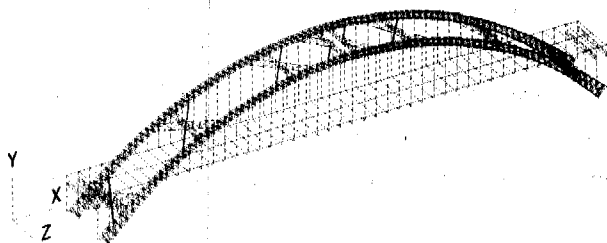


图1 结构模型

2.2 地震激励模型

采用人工合成波作为输入,同步输入的地震波采用三角级数法合成,多点输入的地震波中考虑了行波效应和部分相干效应,视波速取为 1 000 m/s,按文[7]的方法合成。同步输入和多点输入的加速度自谱均采用 Clough - Penzine 谱,相关参数及本文所采用的加速度时程、位移时程见文[7]。纵向输入的峰值加速度取为 0.2 g,竖向输入的幅值取为纵向输入的 0.6 倍,横向输入的幅值与纵向相同。

3 数值模拟结果与分析

为探讨钢管混凝土拱桥的地震响应特性,本文共计算了 9 个工况,详情如表 2 所示。其中在计算工况 9 时,求解结构的地震响应时按线性响应求解,但在计算结构的刚度矩阵和阻尼矩阵时,考虑了结构恒载内力和变形的影响。限于篇幅,图 2 ~ 图 9 中仅示出了

拱肋的轴力包络图和部分截面的位移时程,图中符号, L 表示线性, GN 表示几何非线性, DL 表示线性求解,但计入恒载内力和变形的影响。由于桁架式拱肋上下弦杆的内力响应特点相似,这里只给出了上弦的计算结果。

表1 计算工况

工况	激励方向	说明
1	纵向	线性同步激励
2	纵+竖	线性同步激励
3	纵+竖+横	线性同步激励
4	纵向	几何非线性同步激励
5	纵+竖	几何非线性同步激励
6	纵+竖+横	几何非线性同步激励
7	纵+竖+横	几何非线性多点激励
8	纵+竖+横	线性多点激励
9	纵+竖+横	线性同步激励,计入恒载内力和构形的影响

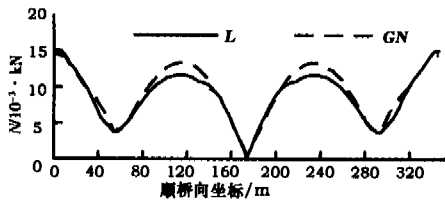


图2 工况1,4轴力包络图

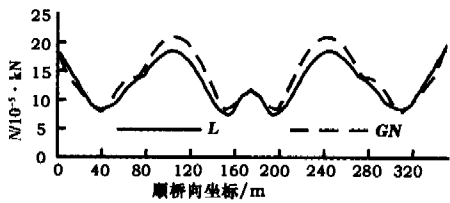


图3 工况2,5轴力包络图

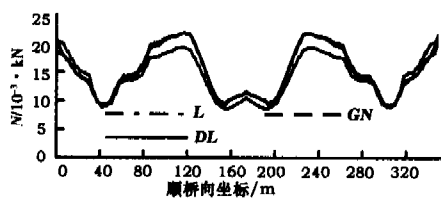


图4 工况3,6,9轴力包络图

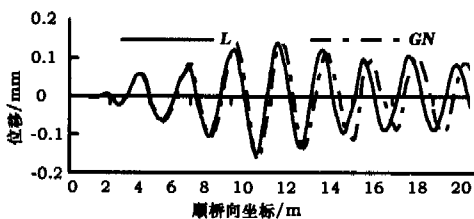


图5 工况1,4的 $l/2$ 截面竖向位移时程

3.1 同步激励作用下结构几何非线性地震响应特性

计算表明几何非线性对大跨度钢管混凝土拱桥的地震响应特性有较大影响。首先,从轴力包络图可看

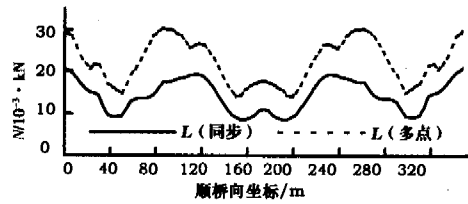


图6 工况3,8轴力包络图

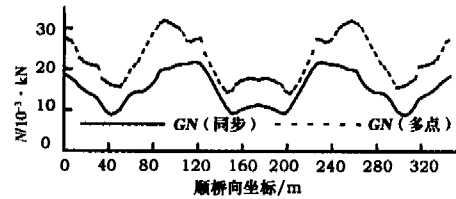


图7 工况6,7轴力包络图

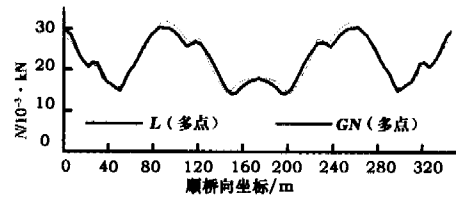


图8 工况7,8轴力包络图

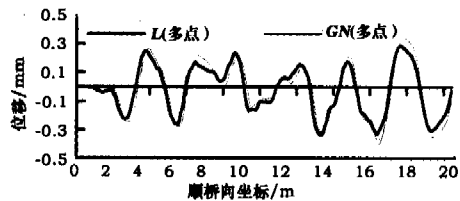


图9 工况7,8拱顶竖向位移

出,由于几何非线性的影响,除拱脚附近的轴力有所减小外,其余截面的轴力均有不同程度的增加,其中以 $3l/8$ 附近的轴力增加最为明显。以三维同步激励时为例,由于非线性的影响使拱脚轴力减小了9.8%,而使距拱脚120m处($3l/8$ 附近)的轴力增大了14.7%,因此在大跨度钢管混凝土拱桥的地震响应分析中,若忽略几何非线性的影响将有可能低估部分截面的内力,从而导致偏于不安全的计算结果。

其次,几何非线性使拱肋位移增大。从工况1、4的 $l/2$ 截面的竖向位移时程可看出,非线性位移响应峰值比线性响应要大,从最大位移来说,线性最大位移响应为0.150m,非线性最大位移响应为0.169m,因此非线性的影响使 $l/4$ 截面最大位移增大了12.7%,不难理解这是由于几何非线性的影响减小了结构刚度,从而导致了位移的增大。

第三,几何非线性使结构的振动频率有减小的趋势。从图5中可看出,非线性位移响应的峰值比线性响应略有滞后,波峰间的时差也略有增大,表现出振动

频率有减小的趋势。究其原因,在激励相同的情况下,结构的振动频率与结构的质量和刚度有关,结构刚度越小振动频率越低,由于质量是时不变的,因此导致结构振动频率减小的原因是结构刚度的减小。

第四,几何非线性改变了最大地震内力的分布规律。在线性分析中,无论是纵向输入、纵+竖输入还是纵+竖+横输入,均以拱脚截面的轴力为最大。而在非线性分析中,由于拱脚附近的轴力有所减小,而在 $3l/8$ 附近的轴力有所增加,使得二者的轴力大小已较为接近, $3l/8$ 附近有可能取代拱脚截面成为危险截面,这一特点在设计中值得注意。

3.2 恒载内力和构形对非线性响应的影响

从图4中可看出,拱肋的非线性轴力响应与考虑恒载内力和构形影响的线性轴力响应较为接近,二者最大相差5.26%,因此几何非线性的影响主要来自恒载内力和构形的影响,地震内力和位移的影响不大。几何非线性影响的大小主要和结构的内力及构形有关,从表2可看出,对于大跨度钢管混凝土拱桥来说,恒载轴力比地震轴力要大得多,从构形来看,在恒载作用下 $l/2$ 截面的位移为0.358 m,而在工况6拱顶竖向最大位移为0.170 m,恒载位移也比地震位移要大2倍以上,因此也就不难理解几何非线性的影响主要来自恒载内力和构形的影响。

表2 典型截面恒载轴力与地震轴力比较

恒载轴力/kN			工况6地震最大轴力/kN		
拱脚	$l/4$	$l/2$	拱脚	$l/4$	$l/2$
38 296.3	27 296.8	29 992.2	18 503.1	14 310.4	12 100.5

3.3 输入方向对非线性响应的影响

比较图2、3、4可看出,几何非线性影响的大小与输入方向有关。纵向激励作用下,非线性轴力与线性轴力最大相差12.7%、纵+竖激励作用下,二者相差13.9%,纵+竖+横激励下,二者差距增大至14.7%,反映出几何非线性的影响随激励方向的增多而逐渐增

表3 拱况3、6、7、8典型截面轴力比较

项目	线 性			非 线 性		
	拱脚	$l/4$	拱顶	拱脚	$l/4$	拱顶
同步	1.98×10^4	1.59×10^4	1.11×10^4	1.85×10^4	1.75×10^4	1.21×10^4
多点	2.95×10^4	2.96×10^4	1.76×10^4	2.77×10^4	3×10^4	1.80×10^4
多点/同步	1.49	1.86	1.59	1.50	1.71	1.49

3.5 多点激励对非线性响应的影响

从图6、7中可看出,无论是否考虑非线性的影响,多点激励均使拱肋内力有较大幅度的增加。在非线形分析中,结构的刚度是和结构的内力大小有关的,内力越大刚度越小,因此多点激励效应有使结构刚度降低的趋势。结构刚度降低的结果一方面使结构位移的明显增大,另一方面结构的内力却不会随之线性增加,甚

至还可能减小。这就解释了多点激励的非线性分析中位移增加较多而内力的变化幅度却不大。非线性分析中多点激励效应不如线性分析时明显也是这一原因。

3.4 多点激励作用下结构几何非线性地震响应特性

从图7可知,在多点激励的作用下,拱肋各截面的内力均较同步激励时有较大幅度的增加,比较图6后可知,这一特点非线性响应和线性响应是相同的。但在多点激励的情况下,结构的非线性性质对地震响应也有较大影响。

从位移来看,由于非线性的影响使得拱肋位移有明显的增加。以拱顶截面为例,拱顶截面的最大非线性竖向位移为0.398 m,最大线性竖向位移为0.339 m,非线性位移比线性位移增大了18.5%。从拱顶的竖向位移时程来看,非线性位移峰值也有滞后现象,其原因与同步激励时相同。

从内力来看,多点激励作用下非线性对内力的影响较为复杂,它使得 $l/4 \sim 3l/8$ 附近以及拱顶附近的轴力有所增大,拱脚部分的轴力略有减小,而其余部分与线性分析的结果相差不多,这一特点与同步激励的情况是不尽相同的。比较工况7、8的计算结果可知,由于非线性的影响使拱肋轴力最大减小了6.1%(拱脚截面),最大增加了6.3%(距拱脚88 m处),可见非线性对内力的影响不如位移大。此外还应注意,在非线形分析中, $l/4$ 截面的轴力已大于拱脚截面,拱脚截面不一定是危险截面。

从多点激励效应来看,如表3所示,非线性分析中除拱脚截面的多点激励效应与线性分析时相近外,其与截面的多点激励效应均比线性分析要小,表现出结构的非线性性质有减小多点激励对内力影响的趋势。

至还可能减小。这就解释了多点激励的非线性分析中位移增加较多而内力的变化幅度却不大。非线性分析中多点激励效应不如线性分析时明显也是这一原因。

4 结论

1) 同步激励和多点激励作用下,几何非线性使结构的位移和部分截面的内力有明显增加,在大跨度钢

管混凝土拱桥的地震响应分析中,几何非线性的影响不可忽略。

2) 几何非线性改变了地震内力的分布规律,拱脚截面不一定是控制截面, $l/4 \sim 3l/8$ 附近有可能控制抗震设计。

3) 几何非线性主要来自恒载内力和构形的影响,地震内力和变形的影响不大。

4) 几何非线性的影响随激励方向的增多而逐渐增大,纵向激励对大跨度钢管混凝土拱桥几何非线性性质的影响最大。

5) 在多点激励时,几何非线性显著增加了结构的位移,但对内力的影响却较位移要小。

6) 非线性分析中多点激励对内力的影响不如线性分析时明显。

参考文献

[1] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥设计与施工[M]. 北京:人民交

(上接第46页)

果。实验装置侧向加力器最大加压能力只有 1.5 MPa,工程实际岩体的围压远大于此。因此,应当考虑通过液压的方式来给试件施加围压,一方面可以降低端部效应对实验结果带来的影响,又可以提高围压等级,而且在液压的环境中,试件的变形破坏不受刚性约束,利于破坏面的自由形成,实验更接近与实际情况。

3) 布设能精确测定实验过程中试件各方向应力应变变化情况的测量装置,便于对实验结果进行定量分析和评估。

参考文献:

[1] Jaeger C, Cook N. G. W. Fundamentals of Rock Mechanics, 3rd edition[M]. London: Chapman and Hall, 1979.
[2] Vardoulakis I. Shear - band inclination and shear modulus of sand in biaxial tests[J]. Int. J. Num. Anal. Meth. Geo-

通出版社,1999.

- [2] 赵灿辉. 大跨度钢管混凝土拱桥的地震响应研究[D]. 成都:西南交通大学,2001.
[3] Aly S. Nazmy & Ahmed M. Abdel - Ghaffar. Non - linear earthquake - response analysis of long - span cable - stayed bridge[J]. EESD, Vol 19, 1990:63 - 75.
[4] 范立础. 桥梁抗震[M]. 上海:同济大学出版社,1997.
[5] Clough. R. W & Joseph Penzien. Dynamics of Structures Second Edition[M]. MCGraw - Hill, Inc, New York, 1993:356 - 397.
[6] 郑史雄,周述华. 大跨度钢管混凝土拱桥的地震响应性能[J]. 西南交通大学学报,1999,(3):320 - 324.
[7] 赵灿辉. 大跨桥梁地震响应分析中的地震动模拟[J]. 西南交通大学学报,2002,(3):320 - 324.

mech, 1980, 4:103 - 119.

- [3] 尹光志,鲜学福,王宏图. 岩石在平面应变条件下剪切带的分叉分析[J]. 煤炭学报,1999,24(4):364 - 367.
[4] 徐松林,吴文. 岩土材料局部化变形分叉分析[J]. 岩石力学与工程学报,2004,23(20):3 430 - 3 438.
[5] 杨强,陈新,周维垣. 岩土类材料的分叉分析及其工程应用[J]. 岩土工程学报,2001,23(4):403 - 406.
[6] Labuz J. F, I. Vardoulakis, A. Drescher(1991)[J]. Plane - strain apparatus. U. S. Patent 5,063,785.
[7] M Yumlu, M U Ozbay. A study of the behavior of brittle rocks under plane strain and triaxial loading conditions[J]. Int. J. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr, 1995, 32(7): 725 - 733.
[8] Labuz J F, Papamichos E. Preliminary results of plane strain testing of soft rocks[J]. Rock mechanics as a Multi - disciplinary science. Balkema, Rotterdam, 1991.