

文章编号: 1000-4750(2005)03-0152-05

## 斜拱面非对称钢箱系杆拱桥的抗震分析

\*秦 权, 白 刚, 王建秀

(清华大学土木工程系, 北京 100084)

**摘 要:** 天津大沽桥主跨 103 米, 采用全钢斜拱斜系杆面无顶部水平支撑的结构形式, 结构复杂, 振型多是空间的, 自振频率密集。我国新版桥梁抗震设计规范正在编制, 目前我国缺少对这种桥抗震设计的明确规定。参考国内外相关规范, 采用两阶段抗震设计, 确定了表达两阶段水平和竖向地震作用的反应谱, 选择和产生合格的三分量地震地面加速度时程历史; 计算了拱圈的几何刚度和斜吊杆的割线刚度对地震反应的影响; 用有效振型参与质量分别确定了对顺桥向和横桥向地震作用的振型组合所必须的振型数, 和非弹性时程积分的合理步长, 表明用前 57 阶振型进行振型组合, 以及 0.02 秒的积分步长能给出可靠的结果。对大沽桥弹性反应分析, 反应谱振型叠加法必须使用 CQC 组合, 还应考虑对三向地震作用的反应的组合。利用作者开发的程序 BER2002 进行三分量地面运动同时输入下的非弹性时程积分。分别考虑水平主波沿顺桥向和横桥向的反应, 取大者。分析表明, 大沽桥的设计方案有良好的抗震性能。

**关键词:** 有效振型参与质量; 侧移灵敏系数; 轴压比; CQC 振型组合; 拱圈几何刚度

**中图分类号:** TU311.3 **文献标识码:** A

## ASEISMIC BEHAVIOR OF COMPLEX TIED ARCH BRIDGES

\*QIN Quan, BAI Gang, WANG Jian-xiu

(Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

**Abstract:** Dagu bridge, at Tianjin, is a tied arch bridge with asymmetric and inclined steel box arches and a steel box girder. Due to its structural complexity, the current Chinese design code is incapable of aseismic assessment. With reference to the new versions of foreign design specifications, appropriate design response spectra in three directions and ground acceleration time histories with three components are given. A 3D analytical model including geometric stiffness of the arch and the secant modulus of the hangers is established. The effective modal participation mass is used to determine the minimum number of modes for mode combination of response spectrum analysis and the reasonable time step for the step-by-step integration analysis. It is found that the CQC combination should be used in the response spectrum analysis. The time histories of three groups of simultaneous three-component ground accelerations are used as input for nonlinear response analysis by SAP 2000, ANSYS and an in-house program BER 2002. It is shown that the bridge possesses satisfactory aseismic behavior.

**Key words:** effective modal participation mass; displacement sensitivity coefficient; axial force ratio; CQC combination; geometric stiffness of arch rib

收稿日期: 2003-05-28; 修改日期: 2003-06-24

基金项目: 国家 973 项目(2002CB412709)

作者简介: \*秦 权(1939), 男, 江苏无锡人, 教授, 博士生导师, 英国结构工程工程师学会 IstructE 资深会员, 英国特许结构工程师 (E-mail: qinq@tsinghua.edu.cn);

白 刚(1978), 男, 云南人, 硕士生, 从事结构工程研究;

王建秀(1981), 女, 天津人, 硕士生, 从事结构工程研究.

## 1 概述

本文针对的天津大沽桥的设计方案是三跨全钢结构系杆拱桥，结构体系采用钢箱梁和下承式钢箱拱，见图 1。与一般拱桥不同的是，大沽桥的两个钢拱圈相互独立，两个拱圈一高一低，并以不同角度倾斜。每个拱圈上有两个吊杆面与桥面系连接，因此其动力特性复杂。由于目前城市桥梁抗震设计规范尚在编制之中，不能作为设计依据，可作为大沽桥抗震设计依据的规范是《公路工程抗震设计规范》<sup>[1]</sup>，和《建筑抗震设计规范 GB50011-2001》<sup>[2]</sup>但前者规定过于简单，后者只对地震输入可作参考。大沽桥抗震验算还参考了文献[3~6]。因此本文在抗震分析方面还不得不参照日本、欧洲和美国的新版有关规范<sup>[7~9]</sup>的规定。

本文采用有限元模型，用作者开发的程序 BER2002 结合通用程序 SAP2000 和 ANSYS 对大沽桥进行弹性静力分析、弹性反应谱振型分析，和非弹性动力时程分析，检查大沽桥方案的抗震性能。由于本文还采用了国外新版桥梁抗震规范的新技术，因此也是我国复杂结构桥梁的抗震设计的一个尝试。

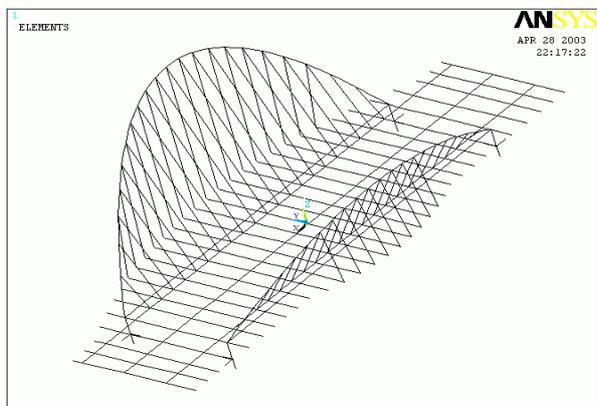


图 1 大沽桥设计方案

Fig.1 Design scheme of Dagu bridge

## 2 大沽桥的有限元模型

大沽桥结构方案为三跨全钢结构系杆拱桥。主跨 103m，两个边跨 18m。两个倾斜的主拱圈相互独立，大小和倾角都不等，截面为壁厚 3cm 的钢箱。大拱拱平面倾斜度 1: 3，拱顶高 39m，横截面为变截面。小拱拱平面倾斜度 1: 2，拱顶高 16m，横截面为等截面方形箱。桥面结构为 24m 宽正交钢板桥面板三跨连续梁，截面高度为 1.3m，用平行钢丝

吊杆吊在拱圈上。每个拱圈有两个倾角不同的吊杆面，一个吊杆面由拱圈连至箱梁侧边，另一个吊杆面由拱圈连至人行道外侧。拱脚下有钢筋混凝土排架墩，墩柱为方形截面边长 2.5m，长 4.8m。每个墩柱下有 4 根 1.5m 直径的混凝土桩，长 50m。拱圈和箱梁材料均为 16Mn 钢。吊杆截面积为 0.0008m<sup>2</sup>，线比重为 100kN/m，容许应力为 665MPa。

本文使用空间杆系模型，拱圈用等截面直梁柱单元模拟，考虑负几何刚度；吊杆为空间桁架杆单元，考虑割线模量；箱梁用三根梁加横向刚杆组成的格子梁模拟，拱脚与主跨端部的横梁铰接，箱梁和人行道板共同作为系杆。人行道板下的横梁用梁单元模拟。箱梁与 1 号墩为固定铰接，与 2 号墩为沿顺桥向可滑动的铰接。两个桥墩和两个桥台都约束箱梁的横桥向位移。

## 3 地震地面运动输入

### 3.1 规范对比

大沽桥按三类场地考虑，特征周期为 0.45 秒。

根据规范<sup>[1]</sup>，天津市基本烈度为 8 度，水平设计基本加速度峰值  $K_h = 0.20g$ 。如考虑大沽桥为一级公路上的抗震重点工程，则重要性系数  $C_i = 1.7$ ，拱桥的综合影响系数  $C_z = 0.35$ 。弹性分析用多遇地震水平最大地面加速度  $PGA = 0.119g$ ，水平地震影响系数  $\alpha_{\max} = 0.268$ ；非弹性分析用基本烈度地震水平  $PGA = 0.340g$ ，水平地震影响系数最大值  $\alpha_{\max} = 0.765$ 。

对比 2002 年 1 月 1 日开始执行的建筑抗震设计规范<sup>[2]</sup>，弹性分析用多遇地震水平，非弹性分析用罕遇地震水平。水平峰值加速度和 5% 阻尼比水平地震影响系数最大值见表 1。考虑钢桥的阻尼比为 2%，阻尼修正系数为 1.319，进行阻尼修正后，弹性分析和非弹性分析的水平地震影响系数最大值分别为 0.1583 和 0.950。

表 1 建筑设计规范<sup>[2]</sup>地震地面运动输入

Table 1 Seismic ground motion input

	PGA(cm/s <sup>2</sup> )	5%阻尼 $\alpha_{\max}$	2%阻尼 $\alpha_{\max}$
弹性分析用多遇地震	55	0.12	0.1583
非弹性分析罕遇地震	310	0.72	0.950

对弹性分析，规范<sup>[1]</sup>规定的地震动参数，无论是水平 PGA 还是水平地震影响系数最大值  $\alpha_{\max}$  都比规范<sup>[2]</sup>规定的大。对非弹性分析，规范<sup>[1]</sup>规定的

是基本烈度地震动, 规范<sup>[2]</sup>规定的是罕遇烈度的地震动, 规范<sup>[1]</sup>规定的  $\alpha_{\max}=0.765$  只略小于规范<sup>[2]</sup>规定的罕遇地震动下 2% 阻尼比的  $\alpha_{\max}=0.950$ 。规范<sup>[1]</sup>规定: 基本烈度地震动作用下“桥梁经一般整修即可使用”, 这个要求高于规范<sup>[2]</sup>的要求: 即在罕遇烈度地震动作用下, “结构的非弹性变形应在一定范围内, 以免倒塌”。因此本工作依据规范<sup>[1]</sup>进行, 要求基本烈度地震动作用下桥梁只有有限损伤。

大沽桥是大跨拱桥, 竖向地震动影响不可忽略, 规范<sup>[1]</sup>规定竖向地震动  $\text{PGA}=0.5 \times \text{水平 PGA}$ , 竖向地震影响系数最大值  $=0.5 \times \text{水平地震影响系数最大值}$ 。

### 3.2 非弹性时程分析地震输入的选取

我国目前桥梁设计规范尚无对非弹性时程分析的规定, 本文选择地震波时参照规范<sup>[2]</sup>并参考日本、欧洲的规范<sup>[7][8]</sup>。每个地震动水准选用三组地震地面运动加速度时程历史, 其中两组为 PGA 和特征周期与规定值相近的实际地震记录, 一组为由相应的反应谱生成的人工波。每组加速度时程含三方向分量: 两条正交的水平分量, 和一条竖向分量。非弹性时程分析时每组三分量同时输入, 取对三组加速度时程反应的最大值为分析结果。每对水平波中, PGA 大的一个是主波, 另一个是副波。三分量输入时, 分别考虑主波沿顺桥向作用, 和主波沿横桥向作用下的反应, 取其不利者。

文献[8]给出的选择地震地面加速度纪录和产生人工波的标准是: PGA 符合目标值, 反应谱与目标谱接近, 5~95% 总能量的持续时间不小于表 2 的规定, 如下:

表 2 EUROCODE<sup>[8]</sup>地面加速度时程的持续时间

Table 2 Ground motion duration of EUROCODE

PGA (g)	0.10	0.20	0.30	0.40
持时(sec)	10	15	20	25

在大量国内外的校正后的地震地面加速度记录中寻找, 最后确定使用的两组地震地面运动加速度时程历史记录为: 美国 El Centro 1941 年三分量(两条水平分量, 一条竖向分量)记录, 水平分量 PGA 分别为  $341.7\text{cm/s}^2$  和  $210.1\text{cm/s}^2$ , 持续时间为 53.76 秒; 从日本桥梁抗震用的 18 条(经过频域调整的)标准波中选出的 1978 年 Kaihoku 桥的两条记录和 1993 Shichihou 桥的一条记录, 持续时间 30 秒。由于文献[7]不考虑竖向地震动, 日本标准波的记录都

是水平加速度, 使用时将 1978 年 Kaihoku 桥的两条记录作为水平分量, 将 1993 年 Shichihou 桥的一条记录作为竖向分量。Kaihoku 桥的 PGA 为  $318.8\text{cm/s}^2$ ,  $319.9\text{cm/s}^2$ 。

日本标准波的 5% 阻尼比弹性反应谱的平台段与大沽桥目标谱的平台相近, 但特征周期远大于大沽桥目标谱的特征周期 0.45 秒。大沽桥的基本自振周期是 0.997 秒, 要使此处反应谱值与目标谱相近, 必须对日本波进行调整。将日本标准波的时间步长 0.01 秒缩小 0.323 倍, 这时的持续时间为 9.69 秒, 低于表二的规定。这样处理后的日本标准波的反应谱与目标谱符合良好(图 1), 本文适当放松了持续时间的要求。

非弹性分析还需使用一组三条人工加速度时程, 也是两条正交的水平分量, 和一条竖向分量。本工作用自行编制的人工波产生程序 AWG 生成人工波。

按规范<sup>[1]</sup>的 5% 阻尼比基本烈度反应谱产生的人工波 PGA 为  $340\text{cm/s}^2$ , 主波的 5% 阻尼比反应谱示于图 2。

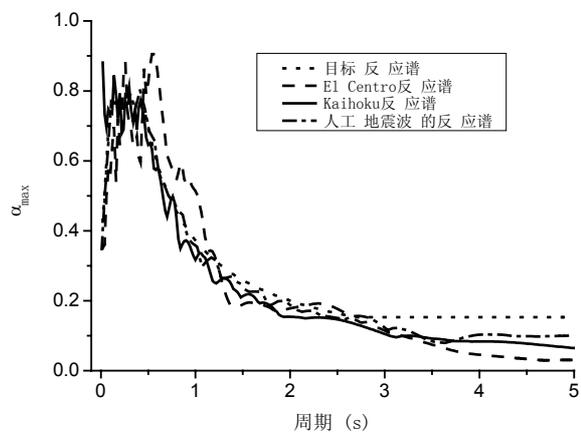


图 2 5% 阻尼比加速度反应谱与目标谱的对比

Fig.2 Comparison of spectra at 5% damping ratio

## 4 弹性抗震分析

### 4.1 弹性静力分析

弹性静力分析包括以下内容: 1) 计算两个拱圈的轴压比  $\eta = N / A / [\sigma]$ , 应当满足  $\eta < 0.6$ <sup>[8]</sup>。大拱圈的轴压比在 0.119 到 0.131 范围内, 小拱圈的轴压比在 0.24 到 0.30 范围内, 满足要求; 2) 计算拱圈的轴压力的水平分量  $H$ , 以建立几何刚度矩阵。3) 由于四排吊杆全是斜的, 为考虑垂度影响, 使用

下式确定的割线弹性模量  $E_{sec}$

$$\frac{1}{E_{sec}} = \frac{1}{E} + \frac{\gamma_{cb}^2 a^2}{12} \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1^2 \sigma_2^2} \quad (1)$$

式中  $E$ —平行钢丝的弹性模量,  $\gamma_{cb}$ —吊杆的线比重,  $a$ —吊杆的水平投影长度,  $\sigma_1$ —恒载下吊杆的应力,  $\sigma_2$ —活载下吊杆的应力。

由式(1)求得  $E_{sec} = 1.980 \times 10^5 \text{MPa}$ 。由此可见大沽桥吊杆垂度效应对轴向刚度影响很小, 可忽略。

#### 4.2 弹性反应谱振型分析

此项分析使用文献[1]的反应谱, 顺桥向和横桥向的水平地震影响系数最大值均为  $\alpha_{\max,H} = 0.119 \times 2.25 = 0.268$ , 竖向地震影响系数最大值为  $\alpha_{\max,V} = 0.5 \times 0.268 = 0.134$ 。

对同一方向地震作用的各振型反应分量进行组合时有 SRSS、CQC 等多种方法, 应根据振型分量的耦联程度选择合适的组合方法。对 5% 阻尼、频率比大于 0.746 时, 或对 2% 阻尼、频率比大于 0.888 时, 振型分量的耦联项贡献均超过 5%, 应使用 CQC 振型组合[10]。对  $x, y, z$  三向地震联合作用的最大总反应等于

$$S_{\max} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1.0S^{(x)} + 0.3S^{(y)} + 0.3S^{(z)} \\ 0.3S^{(x)} + 1.0S^{(y)} + 0.3S^{(z)} \\ 0.3S^{(x)} + 0.3S^{(y)} + 1.0S^{(z)} \end{array} \right\} \quad (2)$$

参与组合的振型数  $n$  必须谨慎确定, 用有效振型参与质量来判断是否漏掉重要的振型。有效振型参与质量是由塔墩基底水平剪力导出的, 当考虑的振型数  $n$  包括的有效振型质量之和满足下式时, 可认为这  $n$  个振型已包含了全部重要振型<sup>[9]</sup>

$$\frac{1}{M_l} \sum_{i=1}^n \bar{M}_{ii} \geq 0.9 \quad (3)$$

式中  $M_l$ —该方向的总质量,  $\bar{M}_{ii}$ —第  $i$  个振型的广义质量。

计算出大沽桥全桥前 100 阶自振周期和振型参与系数。根据振型参与系数在大沽桥前 100 个振型中找到对参与质量贡献最大的 7 个主要振型(第 4, 7, 8, 9, 29, 31 和 53 阶振型, 见表 3)。前 100 个振型中 98 个频率比超过了 0.746, 所以必须采用 CQC 组合。根据式(4.3)确定  $n=57$ 。可见, 对大沽桥这样的复杂桥梁, 仅用前几阶振型确定地震力, 或者用加一阶振型看地震力是否明显增加的方法判断振型是否足够是非常危险的。

表 3 大沽桥重要振型自振周期和振型质量参与比

Table 3 Essential modes of Dagu bridge

模态	周期/秒	振型参与质量比/%		
		顺桥向	横桥向	竖向
4	0.581882	0.0438	0.9594	33.721
7	0.514028	0.0011	8.9218	0.0084
8	0.372769	0	59.7341	2.6852
9	0.356406	0.1189	15.6017	1.6367
29	0.221226	39.3505	0.0001	0.5761
31	0.213444	23.6918	0.0017	0.0406
53	0.13367	0.003	0.0002	9.817

在恒载与三向地震组合作用下计算最大应力占容许应力的百分比  $\eta$

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{N}{P_U}\right)^2 + \left(\frac{M_X}{M_{XU}}\right)^2 + \left(\frac{M_Y}{M_{YU}}\right)^2} \quad (4)$$

反应谱振型叠加分析结果表明: 在弹性设计地震力作用下, 大沽桥方案的大、小拱圈在设计反应谱地震作用下最不利反应保持完全弹性。人行道横梁、钢箱梁的两个边梁和中央主梁也完全弹性。其中小拱圈的应力比不超过 28%, 大拱圈的应力比不超过 15%, 箱梁的应力比不超过 20%, 大、小拱内侧吊杆的应力比不超过 80%, 大、小拱外侧吊杆的应力比不超过 40%, 大拱外人行道横梁的应力比不超过 42%, 小拱外人行道横梁的应力比不超过 32%。

考虑 P- $\Delta$ 效应对大沽桥对设计反应谱地震动的反应(包括内力和位移)的影响, 对小拱, P- $\Delta$ 效应使拱圈平面外弯矩增大 8%, 使平面内弯矩增大 6%, 使竖向位移增大 5%。除小拱外都在 3% 以内。表明 P- $\Delta$ 效应仅对大沽桥小拱的地震反应略有影响。

## 5 非弹性时程分析

非弹性时程分析是本工作的主要内容。目的是给出在三分量地震作用下(1) 拱圈最大延性系数, 根据轴压比检查延性系数值(要求  $< 4-5^{[7]}$ ); (2) 拱圈最大非弹性变形和最大内力, 按式(5.1)检查其相对位移灵敏系数( $\theta < 0.2^{[8]}$ )

$$\theta = \frac{Nd}{V\ell} \quad (5)$$

式中,  $N$ —轴力,  $V$ —剪力,  $d$ —相对位移,  $\ell$ —节间长度; (3) 箱梁的受力状态, 识别其是否屈服。全桥的阻尼比  $\zeta$ , 当进行反应谱振型叠加分析时, 使用规范<sup>[1]</sup>的反应谱对应的阻尼比值, 即  $\zeta = 0.05$ 。

当进行时程分析时,则按全焊接钢结构取阻尼比  $\zeta = 0.02$ <sup>[5]</sup>,并用 Rayleigh 阻尼建立粘性阻尼系数矩阵  $C$ :<sup>[11]</sup>

$$C = \alpha M + \beta K \quad (6)$$

式中  $M, K$  分别为全桥的质量和刚度矩阵,

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_n\zeta}{\omega_1 + \omega_n}, \quad \beta = \frac{2\zeta}{\omega_1 + \omega_n} \quad (7)$$

式中  $\omega_1$ —基本自振圆频率,等于 6.3013;  $\omega_n$ —最高主要振型的圆频率,等于 50.834,  $n=57$ 。

此项分析使用三组相应于基本烈度地震的地震地面加速度输入,每组包含两个水平分量(一个为主波,一个为副波)和一个竖向分量,同时与恒载作用。其中两组输入是校正的实际地震记录:美国 1941 年 El Centro 地面加速度记录,时间步长为 0.02 秒;以及经时间轴压缩后的日本 Kaihoku 和 Shichihou 桥的(1978)地面加速度时程,积分步长 0.00323 秒。还有一组人工加速度时程,积分步长 0.01 秒。由于第 57 阶振型周期为 0.12360 秒,如上的积分步长足以包括前 57 阶主要振型的影响。

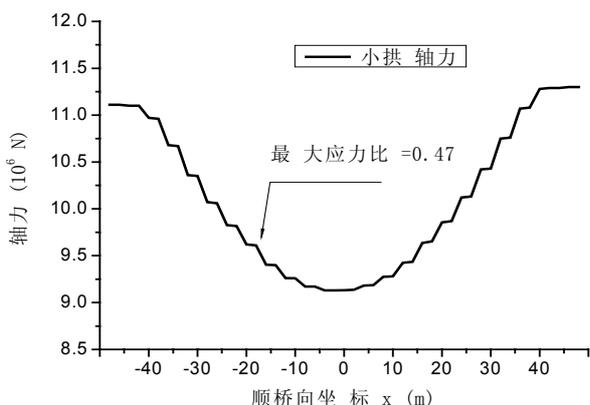


图 3 基本烈度下小拱拱圈的轴压力及最大应力比

Fig.3 Axial force and maximum stress ratio in smaller arch

计算结果表明:在这样大的地震力作用下拱圈未出现非弹性变形,拱圈最大延性系数为 1 远小于文献[7]4—5 的要求。大拱最大应力不到容许应力的 30%,最大位移 31.71cm,其相对灵敏系数  $\theta < 0.2$ 。小拱最大应力不到容许应力的 50%,最大位移 11.03cm,其跨中部分相对灵敏系数  $\theta < 0.2$ ,皆满足文献[8]的要求。但在两拱脚都很大,  $\theta \approx 0.5$  左右,超过  $\theta < 0.2$  的限制。箱梁的边梁和中梁保持完全弹性,按式(4)计算的由轴力加弯矩导致的总最大应力不到容许应力的 40%。人行道下的横梁也保持完全

弹性,总最大应力不到容许应力的 75%。

但是两个拱内侧吊杆拉力都很大,吊杆最大拉力达到 629kN,最大拉应力是容许应力的 1.18 倍。但仍小于吊杆极限强度。基本烈度下小拱拱圈的轴压力及最大应力比见图 3。内侧吊杆的拉力见图 4。

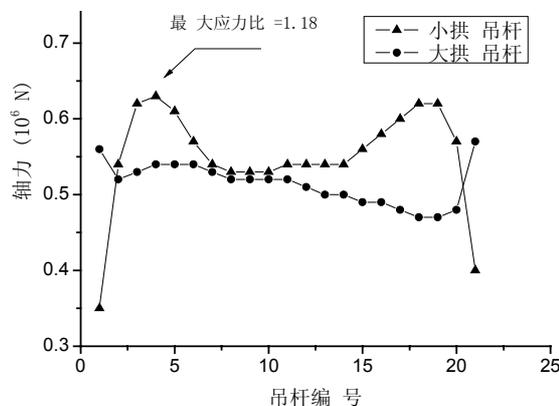


图 4 基本烈度下内侧吊杆拉力及最大应力比

Fig.4 Axial force and maximum stress ratio in inner side hangers

## 6 结论

大沽桥由于结构特殊,动力特性复杂,应进行两水准抗震设计。需要合理确定两水准输入的地震地面运动。考虑吊杆的割线刚度、拱圈受压的 P-Δ 效应,通过弹性静力分析和 CQC 反应谱振型组合法,用有效振型参与质量比不低于 90%确定参与组合的振型数,并为时程分析确定合适的积分步长和阻尼矩阵,然后同时输入三分量的地面运动进行积分。

大沽桥初步设计方案在相当于该场地的基本烈度地震作用下,拱圈、箱形梁等结构构件保持完全弹性。吊杆中,内侧吊杆的容许应力比  $\eta$  都大于 1.25,最大达 1.65,外侧吊杆的最大容许应力  $\eta$  比个别达 1.07,一般都小于 0.65。考虑到基本烈度地震是发生概率很低的事件,且持续时间很短,内侧吊杆应力虽然超过了设计容许应力,但此应力仍然只有吊杆极限强度的 83%。所以,此方案抗震上是可行的。在设计地震作用下(即基本烈度地震力  $\times 0.35$ )相对位移灵敏系数和拱内侧吊杆拉力都符合要求。

(参考文献转第 133 页)

## 5 结论

(1) 利用 Bishop 法, 建立的复合土钉支护边坡稳定性安全系数计算公式、原理和方法, 更加符合工程实际情况, 使设计的支护边坡较经济, 可作为复合土钉支护边坡的设计和分析手段。

(2) 通过移动基底上的 A 点和地表上的 B 点搜索滑移面, 使得搜索方法趋于完善、合理和准确。

(3) 通过分别改变滑移面上三个不同点的几何位置, 对边坡最危险滑移面进行搜索, 搜索结果表明: 边坡最危险滑移面有且仅有一个。

(4) 对于软弱土层, 当边坡侧壁垂直时, 滑移面通过坡趾的假设不合理。

### 参考文献:

- [1] 崔京浩, 陈肇元, 崔岩, 张明聚. 土钉支护技术[J]. 工程力学增刊, 2001, 18( I ): 191-209.  
Cui Jinghao, Chen Zhaoyuan, Cui Yan, Zhang Mingju. Technique of soil nailing [J]. Proceedings of the 10th National Conference on Structural Engineering, 2001: 18( I ): 191-209. (in Chinese)
- [2] 陈肇元, 崔京浩. 土钉支护在基坑工程中的应用(第二版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000. 9-10.  
Chen Zhaoyuan, Cui Jinghao. Application of soil nailing in excavation engineering (the second edition) [M]. Beijing: China Architecture industry Press, 2000. 9-10. (in Chinese)
- [3] 叶书麟, 韩杰, 叶观宝. 地基处理与托换技术(第二版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994. 484-514.  
Ye Shulin, Han Jie, Ye Guanbao. Technique of ground change and ground transformation (the second edition) [M]. Beijing: China Architecture industry Press, 1994. 484-514. (in Chinese)
- [4] 陈叶青. (复合)土钉支护作用机理及稳定性分析研究[D]. 北京: 清华大学, 2000.  
Chen Yeqing. The mechanism and stabiling analysis of (composite) soil nailing [D]. Beijing: Tsinghua University, 2000. (in Chinese)
- [5] 陈利洲. 复合土钉挡墙的稳定性和变形分析[D]. 上海: 同济大学, 1999.  
Chen Lizhou. Distortion and stability analysis of composite soil nailed walls [D]. Shanghai: Tongji University, 1999. (in Chinese)
- [6] 张明聚. 土钉支护工作性能研究[D]. 北京: 清华大学, 2000.  
Zhang Mingju. A Study of the behavior of soil nailing [D]. Beijing: Civil Engineering Department of Tsinghua University, 2000. (in Chinese)
- [7] 冶金部建筑研究总院深圳分院. 新型复合土钉墙研究[R]. 深圳: 冶金部建筑研究总院深圳分院, 2000.  
Shenzhen Branch of Architecture Research Institute of the Ministry of Metallurgy. A study of composite soil nailed Walls [R]. Shenzhen: Shenzhen Branch of Architecture Research Institute of the Ministry of Metallurgy, 2000. (in Chinese)
- [8] 陈仲颐, 周景星, 王洪瑾. 土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 1994. 248-250.  
Chen Zhongyi, Zhou Jingxing, Wang Hongjin. Soil mechanics [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1994. 248-250. (in Chinese)
- [9] 张明聚, 宋二祥, 陈肇元. 基坑土钉支护稳定分析方法及其应用[J]. 工程力学, 1998, 15(3): 36-43.  
Zhang Mingju, Song Erxiang, Chen Zhaoyuan. A stability analysis method and its application to soil nailing in excavation [J]. Engineering Mechanics, 1998, 15(3): 36-43. (in Chinese)
- [10] 陈利洲, 庄平辉, 何之民. 复合土钉墙支护与土钉墙的变形比较[J]. 施工技术, 2001, 30(1): 26-28.  
Chen Lizhou, Zhuang Pinghui, He Zhimin. Distortion comparison of composite soil nailed wall with soil nailed wall [J]. Construction Technique, 2001, 30(1): 26-28. (in Chinese)

(上接第 156 页)

### 参考文献:

- [1] 交通部公路规划设计院. 公路工程抗震设计规范 JTJ 004-89 [S]. 北京: 人民交通出版社, 1990.  
China Highway Planning and Design Institute. Specifications for Aseismic Design of Highway Engineering JTJ 004-89 [S]. Beijing: China Communication Press, 1990. (in Chinese)
- [2] 建设部. 建筑抗震设计规范 GB50011-2001[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.  
Ministry of Construction, Code for Aseismic Design of Buildings GB50011-2001 [S]. Beijing: Architecture Industry Press, 2001. (in Chinese)
- [3] 交通部公路规划设计院. 公路桥涵设计通用规范 JTJ 021-89 [S]. 北京: 人民交通出版社, 1989.  
China Highway Planning and Design Institute. Specifications for the Design of Highway Bridges JTJ 021-89 [S]. Beijing: China Communication Press, 1989. (in Chinese)
- [4] 公路桥涵地基与基础设计规范 JTJ 024-85[S]. 北京: 人民交通出版社, 1985.  
Specifications for Design of Foundations of Highway Bridges and Culverts JTJ 024-85 [S]. Beijing: China Communication Press, 1985. (in Chinese)
- [5] 公路桥涵钢结构及木结构设计规范 JTJ 025-86[S]. 北京: 人民交通出版社, 1986.  
Specifications for Design of Steel and Wooden Structures of Highway Bridges JTJ 025-86 [S]. Beijing: China Communication Press, 1986. (in Chinese)
- [6] 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 JTJ 023-85 [S]. 北京: 人民交通出版社, 1985.  
Specifications for Design of Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Highway Bridges JTJ 023-85 [S]. Beijing: China Communication Press, 1985. (in Chinese)
- [7] Public Works Research Institute. Design Specifications of Highway Bridges, Part V. Seismic Design [S]. Japan: 1998.
- [8] CEN EUROCODE 8, Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures [S]. 1994.
- [9] SEAOC. Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, 16th Ed[S]. USA. 1997.
- [10] Qin Quan, Wang Fei. On improvements in seismic design of long-span cable-stayed bridges in China [C]. Fib-Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions, 6-8 May, 2003. Athens, Greece.
- [11] R W Clough, J Penzien. Dynamics of Structures [M]. McGraw-Hill, Inc, 1993.