

文章编号:1671-1637(2017)02-0001-11

悬索桥重力式锚碇结构-地基联合承载机制

尹小涛^{1,2}, 严 飞², 周 磊^{1,3}, 王东英^{1,3}, 邓 琴^{1,2}

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071;

2. 云南省交通规划设计研究院 陆地交通气象灾害防治技术国家工程实验室,

云南 昆明 650041; 3. 中国科学院大学 工程科学学院, 北京 100049)

摘 要:基于普宣高速公路宣威岸重力式锚碇工程, 设计了不回填无预应力、不回填有预应力和回填有预应力 3 种计算工况, 利用数值仿真试验分析了重力式锚碇和地基的力学机制和破坏模式。承载机制表明: 8 倍设计荷载之前没有塑性变形, 为弹性工作状态, 最大变形在锚岩界面, 摩擦效应居主导, 基底拉应力区可控, 锚碇结构抗滑移和抗倾覆性均处于稳定可控状态; 12 倍设计荷载之后塑性区逐步扩展, 达到 20 倍设计荷载时全部贯通, 基底塑性变形明显, 锚碇结构变形显著, 基底夹持岩体剪切破坏, 夹持效应居主导, 基底拉应力区不可控, 锚碇结构抗滑移和抗倾覆性均处于不可控状态; 锚碇施加的预应力只在结构-岩基协调变形之前起作用, 之后影响不大; 回填可以极大地改善基底应力状态与结构扭转变形、抗滑移和抗倾覆稳定性, 可在容许变形范围内适当考虑增强效应。可见, 重力式锚碇结构-地基协调变形与联合承载机制, 表现为摩擦效应、夹持效应和回填效应的综合作用。监测结果显示: 通过基底拉应力和压应力监控结构与地基接触面安全性, 监测值小于地基容许承载力 3 MPa; 通过基底变位和地基深部水平位移监控结构抗滑移稳定性, 实际工程监测值小于 1 mm; 通过角点不均匀沉降监控锚碇抗倾覆稳定性, 倾斜值小于 0.006; 通过大体积混凝土温控监测可知, 内部最高温度小于 60 °C, 进出水温差小于 15 °C, 内表温差小于 20 °C, 峰后降温速率小于 3 °C · d⁻¹; 锚束锁固荷载监测变化幅值不超过设计值的 5%。

关键词:悬索桥; 重力式锚碇; 变形机制; 破坏模式; 联合承载机制

中图分类号: U443.24 文献标志码: A

Joint bearing mechanism of structure and foundation for gravity anchor block of suspension bridge

YIN Xiao-tao^{1,2}, YAN Fei², ZHOU Lei^{1,3}, WANG Dong-ying^{1,3}, DENG Qin^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics of Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, Hubei, China; 2. National Engineering Laboratory for

Surface Transportation Weather Impacts Prevention, Broadvision Engineering Consultants,

Kunming 650041, Yunnan, China; 3. School of Engineering Science,

University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China)

Abstract: Based on the gravity anchor block engineering in Xuanwei Bank of Puxuan Highway, three kinds of computing schemes such as no backfilling & no pretension, no backfilling & pretension and backfilling & pretension were designed, and the mechanical mechanisms and fail modes of gravity anchor block and foundation were analyzed on basis of numerical test. Bearing mechanism presents that when the loads are less than 8 times of design load, plastic deformation

收稿日期: 2016-11-21

基金项目: 云南省交通运输厅科技计划项目(2014(A)01, 2011(LH)12-a)

作者简介: 尹小涛(1975-), 男, 陕西咸阳人, 中国科学院武汉岩土力学研究所副研究员, 工学博士, 从事地基与基础协同作用研究。

can't occur, the working situation is elastic, the maximum of deformation locates on the interface of structure and foundation, the friction effect is dominant, the tensile stress zone under foundation is controllable, and the anti-slipping and anti-overturning stability of anchor block is stable or controllable. When the loads are larger than 12 times of design load, the plastic zone expands step by step, and until to 20 times of design load, the plastic zone is cut-through. The plastic strain under the structure and the structure deformation of anchor block aspect are observable. The rock mass clamped by structure is broken. The clamping effect is dominant. The tensile stress zone under foundation is uncontrollable. The anti-slipping and anti-overturning stability of anchor block is unstable or uncontrollable. The prestress of anchor block acts only before the compatible deformation of structure and foundation, and the action fades away after the compatible deformation. Backfilling can greatly improves foundation's stress state and structure's torsional deflection, anti-slipping and anti-overturning stability, so the enhancement effect can be considered within the scope of allowable deformation. The joint deformation and bearing mechanisms of gravity anchor block and foundation are comprehensively performed by friction effect, clamping effect and backfilling effect. Monitoring result denotes that the interface safety of anchor block and foundation can be controlled by monitoring the tensile and compressive stress of base bottom, and the monitoring data are less than 3 MPa that is allowable bearing capacity of foundation. The anti-slipping stability of the structure is monitored by using the deflection and the deeply horizontal displacement of foundation, and the practical monitoring values are less than 1 mm. The anti-overturning stability of structure is monitored by using the uneven sedimentation of structure corners, and the inclined value is less than 0.006. The inner maximum monitored temperature of mass concrete is less than 60 °C, the temperature difference of input and output water is less than 15 °C, the temperature difference of anchor block's inner and surface is less than 20 °C, and the post-peak cooling rate is less than 3 °C · d⁻¹. The changing amplitudes of stresses of anchor cables are less than 5% of design stress. 2 tabs, 24 figs, 26 refs.

Key words: suspension bridge; gravity anchor block; deformation mechanism; fail mode; joint bearing mechanism

Author resume: YIN Xiao-tao(1975-), male, associate researcher, PhD, +86-27-87198213, xtyin@whrsm.ac.cn.

0 引 言

大跨径悬索桥建设的成败和必要条件是具备稳定的锚碇系统,主要有自锚式^[1-3]和地锚式^[4-5]两大类,前者造价相对较高,但对地基要求不高;后者通过锚碇和地基相互作用提供必要的承载力,造价相对较低,但对地基有承载力要求^[6-9]。Talor 在 1982 年最早提出锚碇及其相应的设计方法^[10];美国海军较早将其应于各类海洋工程,发展了众多锚碇型式^[11]。由于地域性和岩土本身性质的时空变异性,锚碇与地基系统的相互作用显得复杂,需要弄清楚锚碇与地基系统的变形和破坏机制。

目前,重力式锚碇与地基的相互作用机制研究一般包括:①通过现场地基摩擦性能试验,利用简化

的力学模型评估重力式锚碇所能提供的承载力^[12-14]。范菊研究了锚碇与地基的摩擦接触问题,并提出了相应的承载力估值方法^[12];赵启林等针对基础失稳的力学机制与长期变位中的蠕变特性,探讨了结构与基础相应作用、施工力学模型、参数确定与反馈设计等^[13];吉林等利用基底混凝土-地基摩擦试验结果评估了锚碇承载性能^[14]。②通过安全监测与室内外模型试验研究重力式锚碇与地基的相互作用机制、破坏模式和所能提供的承载力,评估相对全面,但成本较高,时间长,试验数量有限,受模拟条件和能力的制约^[15-21]。陈志坚等利用基底应力监测结果与摩擦承载力估算公式评价了重力式锚碇的安全性^[15];吉林等利用沉井变位监测结果评价了结构的变形机制和安全性^[16];陈志坚等提出了地基与

基础系统的安全监测技术路线,用以评估结构的安全性^[17];周磊研究了锚碇的长期安全特性和变形破坏机理,提出了针对性的监测思路^[18];卢江等从锚碇系统的设计、施工与监控等方面阐述中国悬索桥锚碇系统建设与监控的现状,并对锚碇设计与安全监控等涉及的主要问题进行了讨论^[19];李家平等利用室内模型试验探讨了宁波庆丰大桥锚碇的变形机理,验证了其稳定性^[20];李永盛利用模型试验探讨了结构的变形机制和破坏形式,并提出了旨在加强锚碇结构与相邻地层稳定状况的地基加固措施,论证了结构选型与埋置深度等关键技术问题^[21]。

③通过数值仿真试验,揭示重力式锚碇与地基的相互作用机制、破坏模式和承载性能,评估全面,评估模型可以相对复杂和精细,问题主要在于仿真涉及到的本构关系和输入参数的合理性和正确性,需要先弄清楚材料自身的物理力学性质^[22-26]。黄奶清等模拟了不同施工阶段的应力状态,验证了锚碇基础的稳定性,根据应力集中和拉应力区,建议了设计优化措施^[22];吴国光等分析了锚碇结构的主拉应力和主压应力,发现前、后锚面局部范围内存在主拉应力超过了混凝土的设计抗拉强度,提出在锚碇前、后锚面附近各 2 m 范围内采用聚丙烯纤维混凝土提高混凝土抗拉强度或者布设防裂钢筋网防止锚面开裂^[23];李家平等发现软土中锚碇结构在拉力作用下,锚碇不仅向前水平移动,而且产生前端下沉、后端隆起的刚体转动,变位随锚拉力的增加呈非线性增大,锚碇基础下部地基加固、锚碇基坑围护结构与锚碇周围土体对提高锚碇稳定性具有积极作用^[24];游晓敏等将锚碇与土体之间发生相对滑移的过程分为 3 个阶段,解释了各个阶段中剪切滑移的机理、形成与发展过程^[25];邵国建等考虑锚碇基础浇筑过程中地下水位改变引起基底水压力的变化对锚碇基础接触应力分布的影响,对锚碇体浇筑到运行的全过程进行了数值仿真计算,揭示了岩层地基上悬索桥重力式嵌岩锚碇基础接触应力在施工到运行过程中的变化规律^[26]。将这些研究又可以归纳为两大类:将重力式锚碇作为一个独立的结构研究其力系平衡,从而评估其承载性能,目前设计上较多采用,相对保守;将重力式锚碇和地基作为整体进行研究,有极大的挖掘空间,符合实际情况。很多新型重力式锚碇结构的出现,其本质目的就是带动和利用地基的承载性能来提升重力式锚碇结构本身的变形和承载性能,所以需要充分研究联合承载机制,并加以利用。

本文在充分调研当前重力式锚碇设计方法的基础上,利用数值仿真和现场监测,分析了重力式锚碇和地基的受力和变形机制,探索符合工程实际和真实变形破坏机制的重力式锚碇与地基的联合承载机制,基于此为重力式锚碇监测的标准化筛选敏感、有效的监控项目。

1 重力式锚碇-地基变形破坏机制分析

1.1 数值仿真模型和条件

本文依托普立特大桥梁威岸重力式锚碇实体见图 1,工程地质剖面见图 2,设计方案见图 3,几何模型见图 4。地质剖面从上至下依次是第四系残坡积覆盖层、中厚层夹薄层白云质灰岩,支墩基底发育溶蚀沟槽,基底标高为 1 796.5 m;锚碇基底为中风化白云质灰岩,基底标高为 1 789.5 m;基底总体水平距离约为 56 m,单幅宽度约为 22 m;计算平台为 FLAC3D,选用考虑受拉破坏的摩尔-库伦模型,见图 5。

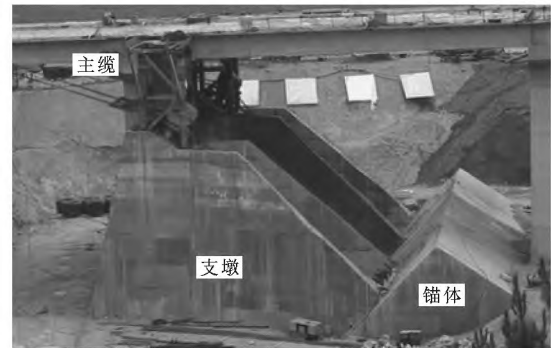


图 1 重力式锚碇实体

Fig. 1 Entity of gravity anchor block

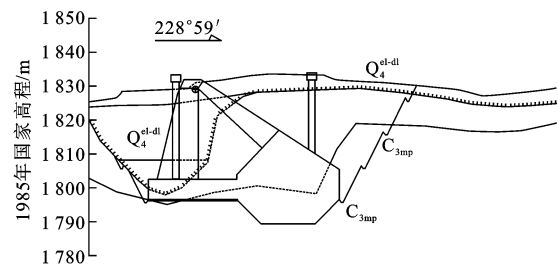


图 2 重力式锚碇工程地质剖面

Fig. 2 Engineering geological profile of gravity anchor block

图 5(a)中数字和标注点分别为监测节点及其编号,采用四节点四面体单元、八节点六面体单元和六节点五面体单元剖分网格,数值模型单元总数为 215 440 个,节点总数为 52 125 个。底面边界采用固定约束,侧面采用法向约束,地表自由。选用弹性本构锚碇与弹塑性本构岩土体。由于在建基面基本为中微风化白云质灰岩,所以经试算影响范围后,确

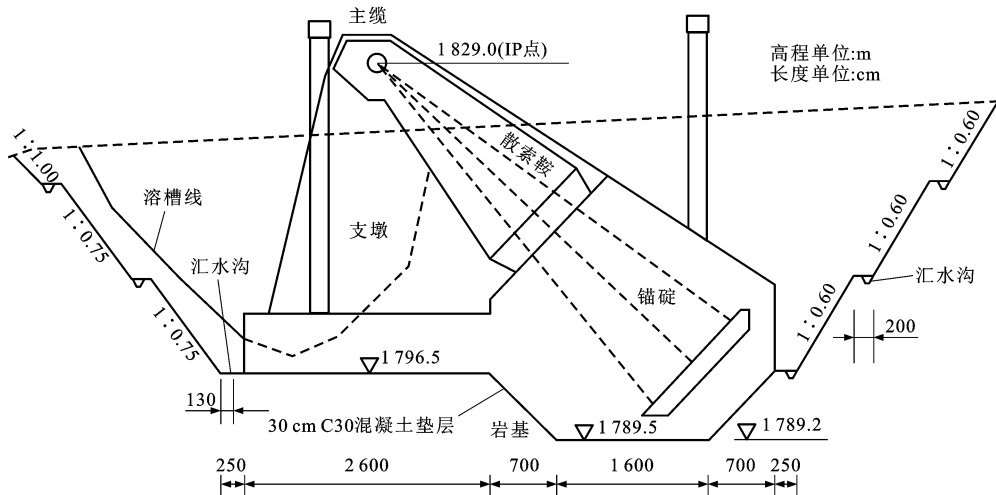
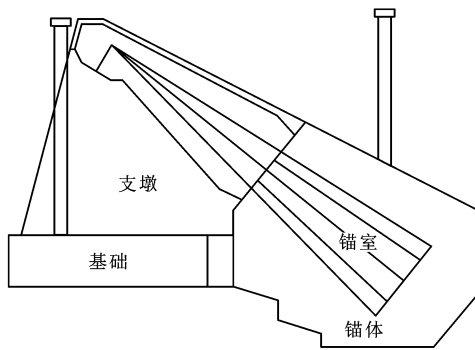
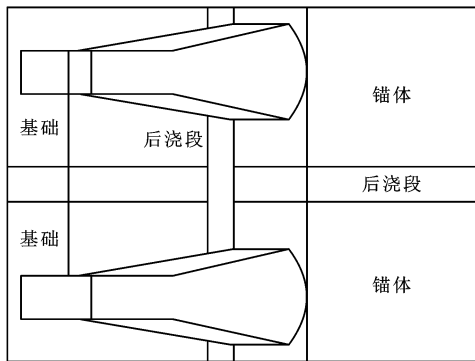


图3 重力式锚碇设计方案

Fig. 3 Design scheme of gravity anchor block



(a) 立面



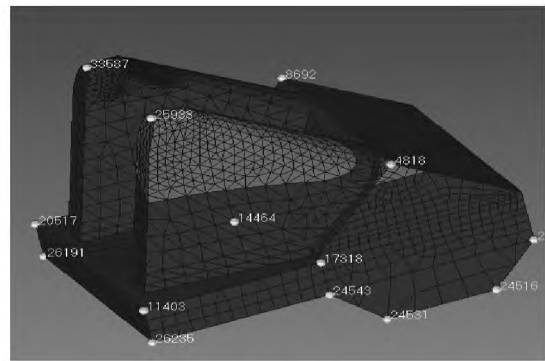
(b) 平面

图4 重力式锚碇几何模型

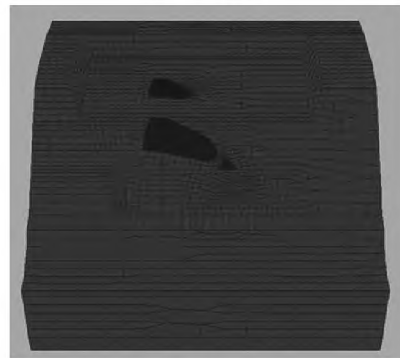
Fig. 4 Geometric model of gravity anchor block

定模型岩基厚度为 31 m。在模型计算中采用薄层单元模拟锚碇与岩基接触关系,参数为考虑咬合产生黏聚力的摩擦试验结果,见表 1。

对三维锚碇系统按以下步骤进行计算:初始应力平衡计算;基坑开挖;锚碇浇筑;3种工况为无预应力不回填、有预应力不回填与有预应力回填,预应力施加量为2倍的设计荷载,设计荷载 P 为 95 824 kN,以面力的形式施加在前后锚面;缆力逐步增加直到



(a) 锚碇模型



(b) 整体模型

图5 重力式锚碇数值模型

Fig. 5 Numerical model of gravity anchor block

极限状态,前锚面施加,最终加载到 20 倍的设计荷载终止,每步施加均计算平衡。

1.2 计算结果分析

1.2.1 破坏模式分析

为了分析工程荷载作用下的重力式锚碇和岩基相互作用下的联合承载系统破坏模式,将有预应力不回填工况 0~20 倍设计荷载作用下的模型纵剖面塑性区云图整理成图 6~14,基底宽度为 56 m。

表 1 计算参数
Tab.1 Computing parameters

岩体名称	天然重度/(kN·m ⁻³)	内摩擦角/(°)	黏聚力/MPa	弹性模量/GPa	泊松比	抗拉强度/MPa
覆盖层	18.9	27.0	0.035	0.038	0.35	0.0
灰岩 溶蚀带	强风化	26.0	0.750	3.000	0.24	0.4
	中风化	26.5	0.850	8.000	0.22	0.7
	微风化	27.5	1.050	10.000	0.20	1.5
锚体	25.0	35.0	1.500	30.000	0.20	1.1
锚-岩界面	25.0	34.3	0.710	7.890	0.23	0.6
回填土	19.5	32.0	0.020	0.030	0.35	0.0

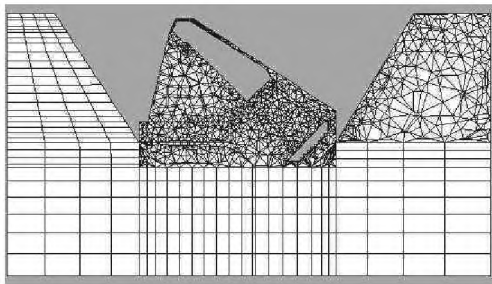


图 6 1P~2P 荷载作用下的塑性区
Fig. 6 Plastic zone under 1P-2P load

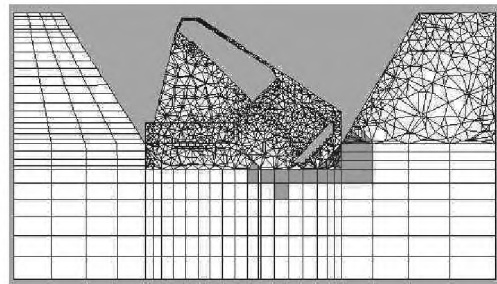


图 9 12P 荷载作用下的塑性区
Fig. 9 Plastic zone under 12P load

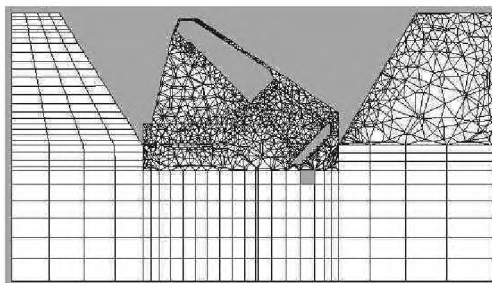


图 7 4P 荷载作用下的塑性区
Fig. 7 Plastic zone under 4P load

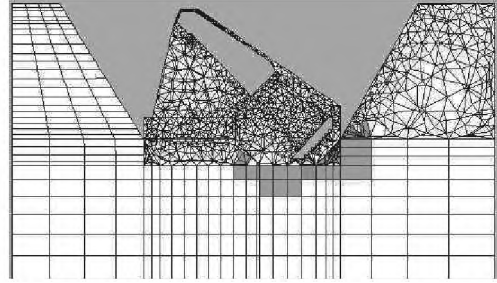


图 10 14P 荷载作用下的塑性区
Fig. 10 Plastic zone under 14P load

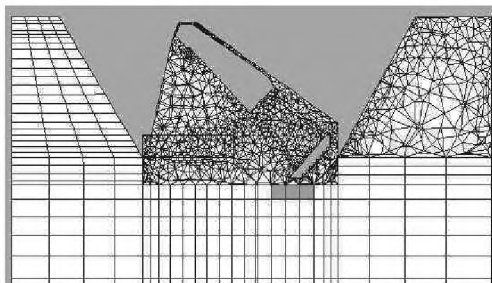


图 8 8P 荷载作用下的塑性区
Fig. 8 Plastic zone under 8P load

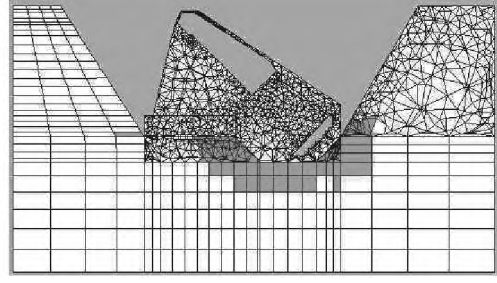


图 11 16P 荷载作用下的塑性区
Fig. 11 Plastic zone under 16P load

由图 6~13 可知:在 8P 的设计荷载作用下,重力式锚碇基底开始出现塑性区;12P 时锚碇基底基本贯通;14P 时齿坎部斜面接触面开始出现塑性,且基本贯通;16P 时齿坎局部剪切破坏; (18~20)P 时齿坎剪切破坏基本贯通。这说明基于摩擦效应的设计,在(12~14)P 之前都是相对安全的;考虑到齿坎

的夹持效应,极限承载力为(16~18)P。

由图 14 可知:在轴线塑性区,接近 1 789.5 m 高程的基底宽度是在 10 倍设计荷载附近贯通,接近 1 796.5、1 789.5 m 高程的基底宽度是在 16 倍的设计荷载附近贯通,比通过纯粹塑性区看图确定的承载力精细。

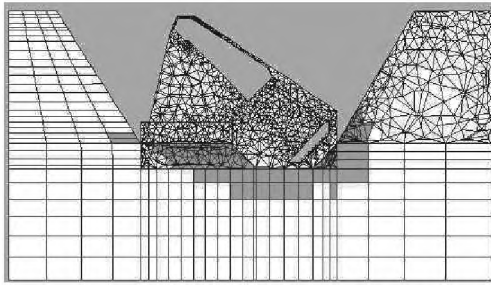


图 12 18P 荷载作用下的塑性区

Fig. 12 Plastic zone under 18P load

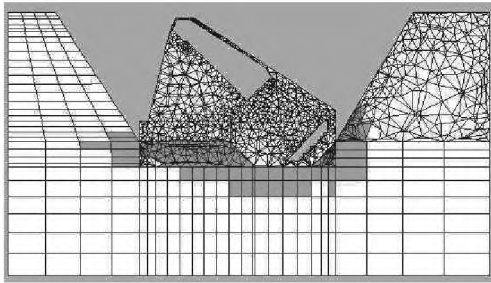


图 13 20P 荷载作用下的塑性区

Fig. 13 Plastic zone under 20P load

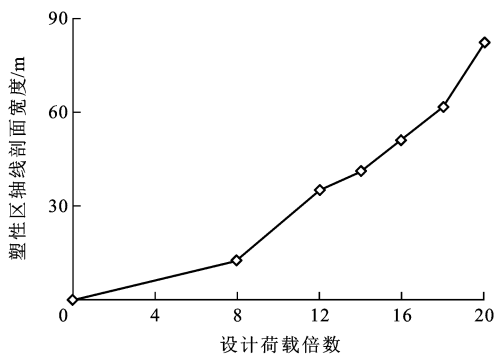


图 14 轴线剖面塑性区扩展与加载关系曲线

Fig. 14 Relation curve of plastic zone expansion and load for axis section

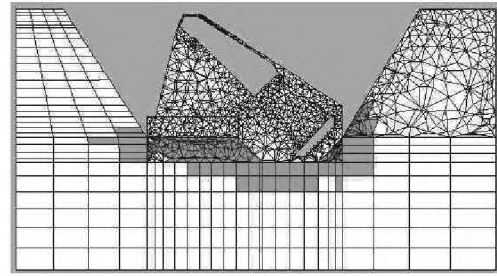
为了对比预应力施加与否和是否回填对锚岩系统破坏模式的影响,将不同工况极限状态下的塑性区云图整理成图 15 和表 2,基底宽度为 56 m。

表 2 极限工况轴线剖面塑性区

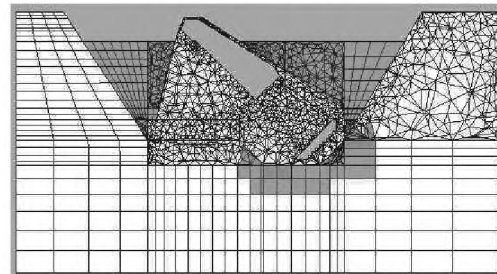
Tab. 2 Plastic zones of axial section under limit conditions

极限工况	轴线剖面	
	塑性区宽度/m	塑性区宽度与基底宽度比值
无预应力不回填	82.8	1.48
有预应力不回填	81.6	1.46
有预应力回填	41.4	0.74

由图 15 可知:加预应力只能在加载初期影响锚岩联合承载,在 1~2 倍的预应力荷载之后,两者承载和变形机制基本一致,即锚岩系统协调变形后,两者承载能力一致;纵剖面的塑性区很好地说明了不



(a) 无/有预应力不回填



(b) 有预应力回填

图 15 重力式锚碇极限状态塑性区

Fig. 15 Plastic zones of gravity anchor block under ultimate bearing condition

仅仅是摩擦效应(主要是初期),夹持岩体的承载能力在大荷载作用下居主导作用;考虑回填工况的塑性区大大减小,说明回填带来的变形和承载性能的改善是全方位的,可以作为储备或者一定容许变形下的承载力的提升依据,不过在初期这个增强效应不明显;回填部分的材料多数在极限状态下也进入了塑性变形,所以回填带来的增强和提升只能作为储备,是有代价的。

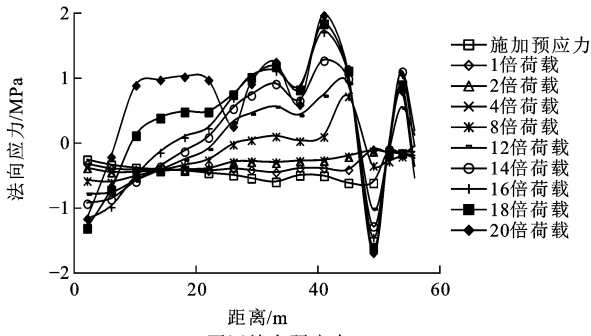
1.2.2 受力机制分析

首先经对比,有无预应力只是在初期有助于锚岩紧密接触,在后期两者协调变形后没有差别,所以在后续应力和变形分析中,仅对比不回填有预应力和回填有预应力的工况,法向应力和剪切应力分别见图 16、17。从图 16 可知:回填会极大地改善基底应力状态,一般情况下很少发生基底应力超过地基容许承载力的情况,该工程地基容许承载力为 3 MPa。从图 17 可知:剪应力的规律也是回填后绝对值相应减小,8P 之前基底基本没有拉应力区,受力基本均匀,安全有保证。

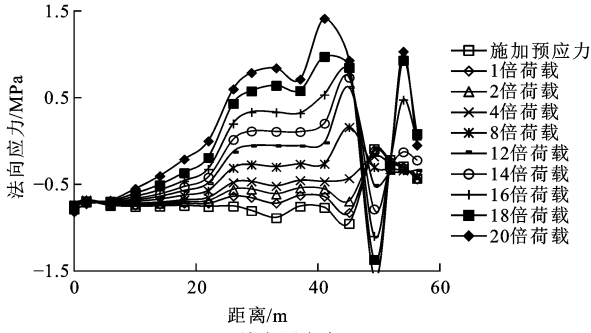
1.2.3 变形机制分析

不回填有预应力和回填有预应力工况下的基底轴线上轴向水平位移、横向水平位移和竖向位移分别见图 18~20。

从图 18 可知:回填对轴向水平位移的控制可减小 10 倍左右,极限情况下都小于 1 mm,从曲线簇沿纵坐标的疏密变化可知,极限承载力约为 12P,这



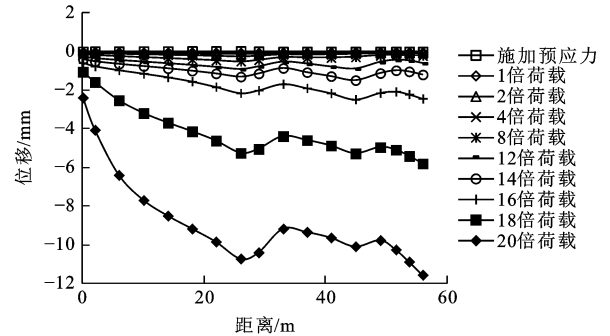
(a) 不回填有预应力



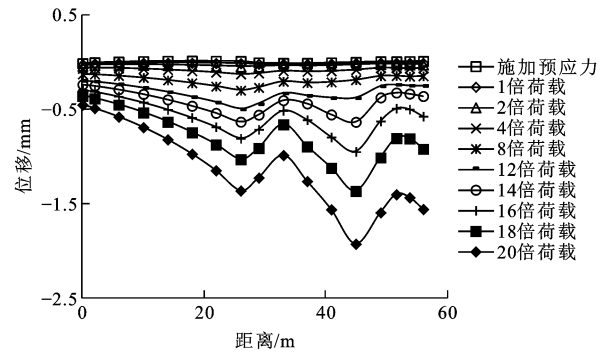
(b) 回填有预应力

图 16 基底轴线法向应力曲线

Fig. 16 Normal stress curves of base axis



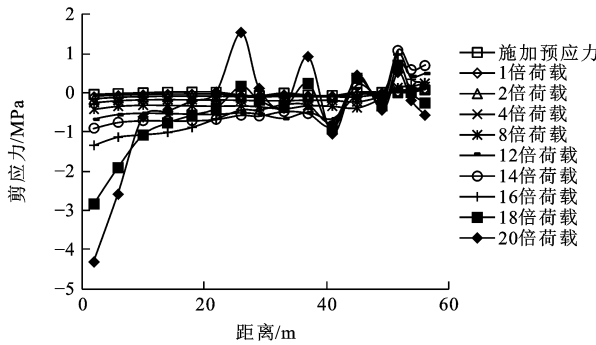
(a) 不回填有预应力



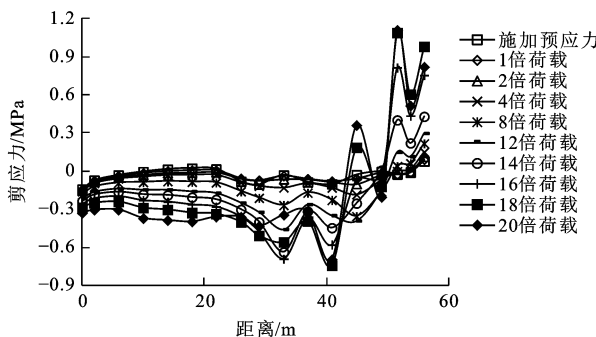
(b) 回填有预应力

图 18 轴向位移曲线

Fig. 18 Axial displacement curves



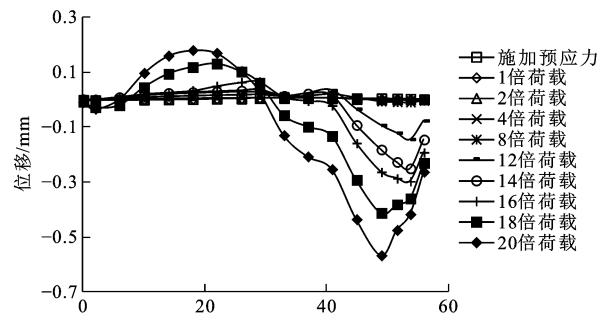
(a) 不回填有预应力



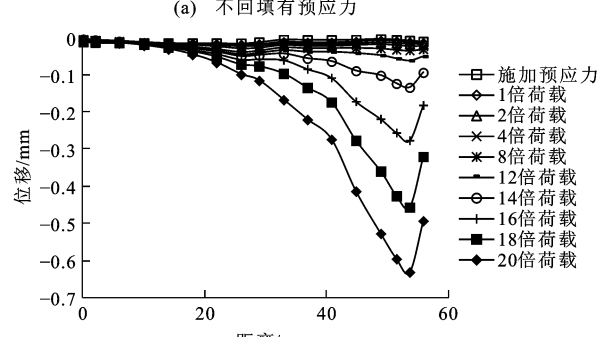
(b) 回填有预应力

图 17 基底轴线剪切应力曲线

Fig. 17 Shearing stress curves of base axis



(a) 不回填有预应力



(b) 回填有预应力

图 19 横向位移曲线

Fig. 19 Lateral displacement curves

与塑性区的发展相呼应。

从图 19 可知:12P 之前,锚块沿横向的变形很小,之后不回填时,在荷载作用下有扭转现象,这是地形和地质情况的差异造成的,斜坡与轴向不一致;

回填可以很好地抑制这种扭转作用,这也佐证了 8P 作为极限荷载是稳定可靠的。

从图 20 可知:12P 之后曲线竖向变化较大,之前变化较小;回填可以极大地抑制竖向变形,可减小

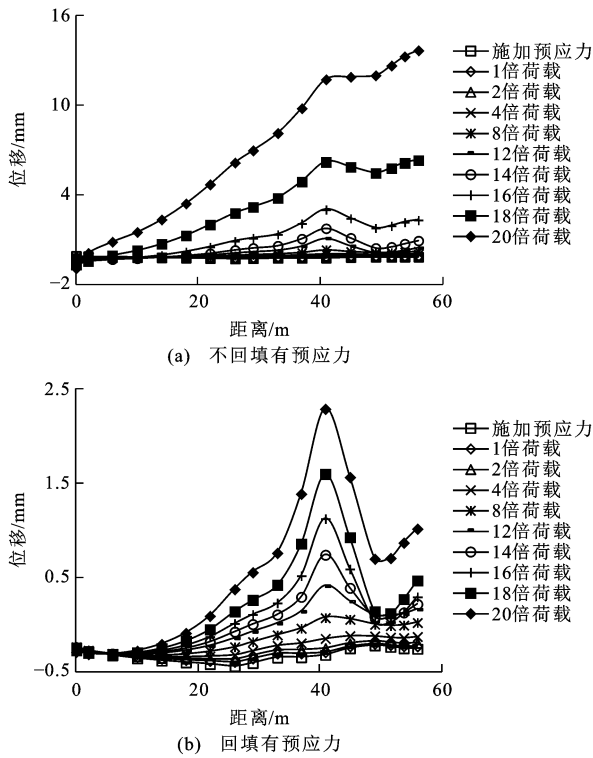


图 20 竖向位移曲线

Fig. 20 Vertical displacement curves

10 倍,同时 8P 之前荷载尚不足以克服由此造成的下沉量。

综上,在 8P 之内变形是有限的,变形曲线基本不变,说明滑移与倾覆稳定。为更好地说明倾覆稳定性,将不回填有预应力的基本工况下的角点沉降差除以角点距离,换算得到的轴向和横向角位移曲线见图 21。

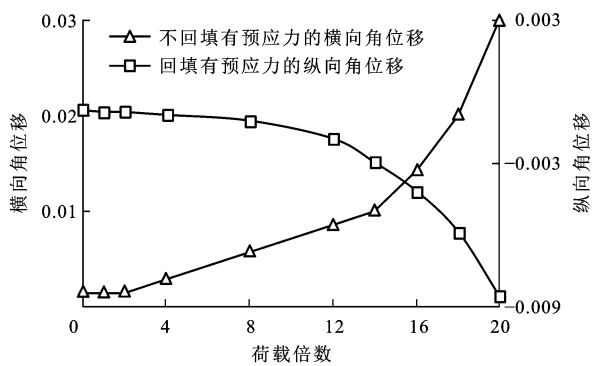


图 21 角位移曲线

Fig. 21 Angular displacement curves

从图 21 可知:对于一般结构或者构筑物,根据高度不同有角位移控制标准,可以参考《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)相关规定,对于 20~50 m 高耸结构(重力式锚碇高度为 42.5 m),倾斜控制标准为 0.006,不回填工况下 8P 之前满足此控制标准,回

填工况下 18P 之前满足此标准,且回填对于倾斜的抑制可成倍减小,这说明结构无倾覆稳定问题。

1.3 变形破坏机制与监测变量的敏感性

首先重力式锚碇结构如果能够带动基底岩土体联合作用,则其承载力相对于仅仅考虑锚碇-地基的摩擦效应会成倍提高;其次,在初期起作用的还是摩擦效应,摩擦效应全部发挥之后,夹持岩土体的剪切破坏开始起作用,这部分承载性能最好是部分或折减使用;最后,回填可以极大地控制锚碇结构整体变位和增强整体承载能力,这可作为储备,在设计中不好考虑,可通过一个大于 1 的系数进行考虑。

在重力式锚碇结构稳定性和锚碇-地基整体稳定性监测中,应对基底应力、支墩基底深部位移和结构角点位移进行监测,其中基底应力可以反映结构与地基工作状态,轴向位移可以反映抗滑移稳定性,角位移可以反映抗倾覆稳定性。

2 重力锚-地基联合承载机制分析

一般重力式锚碇系统的受力状态和破坏模式见图 22,平底时主要是基底摩擦承载,带齿坎时主要是支墩基底的剪切破坏+锚碇基底摩擦联合承载。

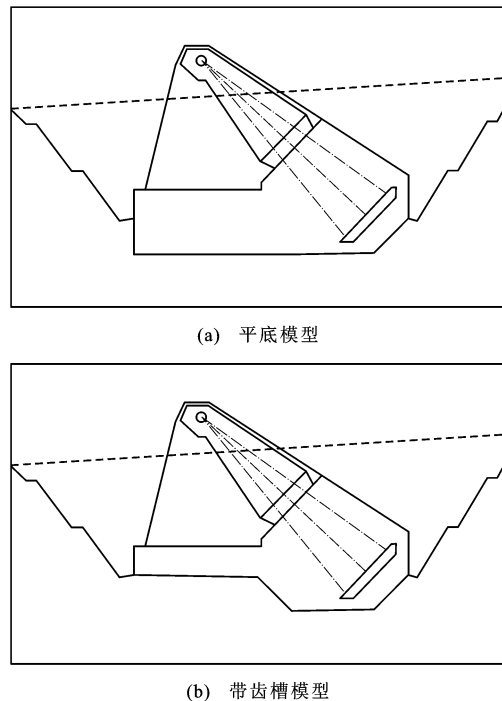


图 22 重力式锚碇破坏与承载机制

Fig. 22 Damaging and bearing mechanism of gravity anchor block

2.1 摩擦效应

目前,基于保守的原则,重力式锚碇水平极限承载力的设计一般仅考虑支墩基底和锚碇基底的摩擦

效应,认为基底应力是均匀的,只需要考虑提供足够的抗滑稳定性和基底应力不超过岩基的容许承载力即可。水平承载力 τ 为

$$\tau = S \sigma \tan(\varphi) \quad (1)$$

式中: σ 为基底法向应力; φ 为基底与地基摩擦角; S 为基底总面积。

2.2 夹持效应

前部台阶和齿坎的存在可很好地改善锚岩系统的抗滑稳定性和抗倾覆稳定性,在当前设计中较少计入齿坎夹持岩体的剪切破坏特征,同时也不考虑回填带来的应力、变形和承载性能的改善及储备。承载力 τ 为

$$\tau = S_1 [\sigma \tan(\varphi_1) + c] + S_2 \sigma \tan(\varphi_2) \quad (2)$$

式中: S_1 为支墩基底面积; φ_1 为齿坎夹持岩体摩擦角; c 为夹持岩体黏聚力; φ_2 为锚碇基底摩擦角; S_2 为锚碇基底面积。

式(2)相对于式(1)考虑了齿坎夹持岩体剪切破坏提供的承载力,极大地改变了原有的设计公式主要由基底摩擦提供承载力的格局,成倍地提高了承载力。抗滑移安全系数可以定义为水平抗力与设计缆力水平分量的比值。

2.3 回填效应

回填效应造成的承载力的提高和变形控制效果,可以通过基础底面以上覆土的有效容重考虑,即基底法向力的提高进行考虑。

2.4 是否考虑锚岩联合承载机制造成的差异

以普宣高速公路普立特大桥宣威岸重力式锚碇为例,最不利组合下最大设计荷载为 191 064 kN,支墩和锚碇基底摩擦因数分别为 0.3 和 0.6,混凝土实际用量分别约为 16 332.4、26 286.0 m³,钢材实际用量约为 992.2 t,混凝土容重为 23.5 kN·m⁻³,荷载中心作用面与水平面夹角约为 46.5°。按式(1)仅考虑混凝土容重求得的安全系数为 2.5,考虑混凝土与钢筋容重的安全系数为 3.1。按 V 级围岩(强风化溶蚀带)考虑岩体参数,黏聚力为 0.75 MPa,摩擦因数不变,按式(2)计算的安全系数不小于 7.0;参考结合很差的软弱结构面黏聚力为 0.050 MPa,摩擦因数不变,则仅考虑混凝土容重的安全系数为 2.8,考虑混凝土与钢筋容重的安全系数为 3.4。可见,考虑齿坎夹持效应和岩体剪切破坏强度的计算结果与仅考虑摩擦效应的计算结果相比差异很大,式(1)偏保守,式(2)更符合实际锚体结构与岩基相互作用下的变形破坏机制。

2.5 不同效应工作条件和承载贡献量分析

针对一般的土质基底,由于其强度较低(黏聚力为 kPa 级),且摩擦性能较低,变形一般较大,加持量有限,所以是否考虑夹持效应和夹持土体的剪切破坏对基于摩擦设计的重力式锚碇的承载力估算影响不大。

相对于土体,一般岩基其强度较高(黏聚力为 MPa 级),摩擦性能较好,变形量有限,加持量和夹持岩体的剪切破坏特征对于重力式锚碇的承载力贡献量不可忽视。由于基底夹持岩体的厚度不好量化评估(只能作为储备),所以一般只能考虑结构(带齿坎和齿槽)夹持剪切破坏岩体对承载力的贡献。

回填带来的埋深效应只能按基底上覆土以重力的方式加以考虑,侧向约束不好量化。

2.6 联合承载机制的安全监控验证

2.6.1 安全监控揭示的联合承载机制

根据沿支墩基底轴向布设的 2 个测斜孔(图 23)的监测数据可知:支墩地基确实存在深部水平变位,深部变位基本吻合夹持岩体的剪切滑动面;整体变形量有限,说明不存在滑移稳定性问题;带齿坎重力式锚碇的承载是典型的联合承载,不是简单的摩擦承载;支墩与锚碇基底高差为 7 m,可是监测揭示的滑动面最大深度约为 14~16 m,中部测孔最大深度约为基底下 8 m,说明极限状态下不仅是齿坎部位简单的楔形夹持剪切破坏,锚碇基底也会带动部分岩体变形,具体带动厚度与齿坎高度、锚碇基底尺寸和岩基性质相关;在小荷载作用下,变形与夹持效应不明显,不过在设计荷载作用下表现显著,这时尚没有塑性变形,在弹性范围工作。

2.6.2 现场摩擦试验揭示的联合承载机制

表 1 中锚岩界面的强度参数为混凝土-岩基摩擦试验结果见图 24,黏聚力平均值为 0.71 MPa,范围为 0.64~1.35 MPa,混凝土板基底夹持破坏明显,佐证了夹持效应的存在。

3 结 语

(1)重力式锚碇的承载机制为竖向荷载作用下的锚岩界面摩擦效应、齿坎夹持剪切效应和回填效应综合控制下的联合承载。

(2)在极限状态下夹持效应表现显著,一般在 8~20 倍荷载后,剪切滑动面扩展逐步贯通,抗滑移稳定性变差,12 倍荷载以后抗倾覆稳定变得极差,且结构基底拉应力区失控;施工期监测结果显示了明显的夹持效应,加持厚度与齿坎高度、锚碇基底尺

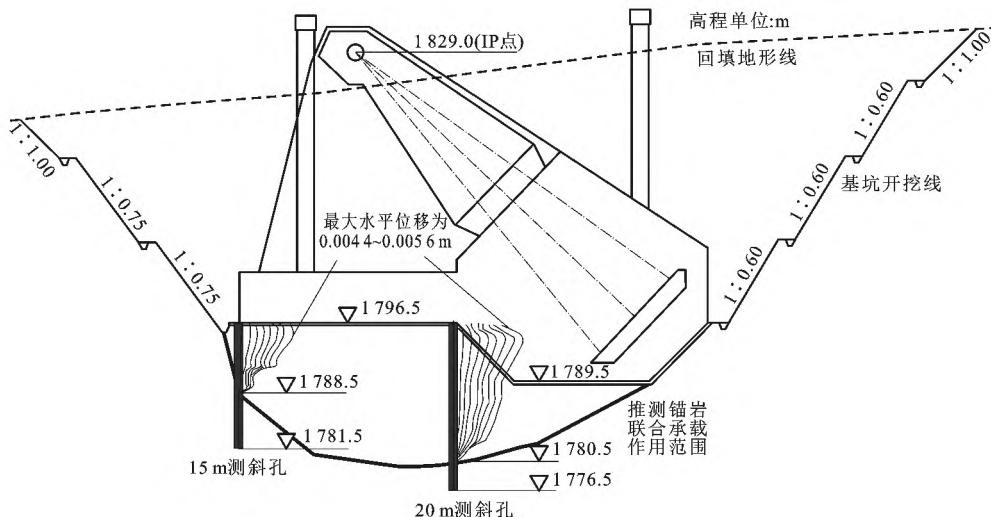


图 23 岩基深部位移监测结果

Fig. 23 Monitoring result of deep displacement in rock base



(a) 底面夹持



(b) 底面翻转

图 24 夹持效应试验结果

Fig. 24 Test result of clamping effect

寸和岩基性质密切相关,一般岩土性质越差加持厚度越小。

(3)在重力式锚碇结构稳定性和锚碇-地基整体稳定性监测中,应对基底应力、支墩基底深部位移和结构角点位移进行监测,其中基底应力可以反映结构与地基工作状态,深部位移可以反映抗滑移稳定性,角位移可以反映抗倾覆稳定性。

参考文献:

References:

[1] HAN Yan, CHEN Zheng-qing, LUO Shi-dong, et al. Calculation method on shape finding of self-anchored suspension bridge with spatial cables [J]. Frontiers of Structural and Civil Engineering, 2009, 3(2): 165-172.

[2] ZHANG Zhe, WANG Hui-li, QIN Shi-feng, et al. Limit span of self-anchored cable-stayed suspension cooperation system bridge based on strength[J]. Frontiers of Structural and Civil Engineering, 2009, 3(3): 286-291.

[3] LI Jian-hui, FENG Dong-ming, LI Ai-qun, et al. Determination of reasonable finished state of self-anchored suspension bridges[J]. Journal of Central South University, 2016, 23(1): 209-219.

[4] LEES H, LEE H H, PAIK I, et al. Evaluation of load and resistance factors for the reliability-based design of the main cables of earth-anchored suspension bridges[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2016, 20(6): 2457-2468.

[5] KIM H K, LEE M J, CHANG S P. Non-linear shape-finding analysis of a self-anchored suspension bridge[J]. Engineering Structures, 2002, 24(12): 1547-1559.

[6] SHINS U, JUNG M R, PARK J, et al. A deflection theory and its validation of earth-anchored suspension bridges under live loads[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2015, 19(1): 200-212.

[7] ZHANG Qi-hua, LI Yu-jie, YU Mei-wan, et al. Study of the rock foundation stability of the Aizhai suspension bridge over a deep canyon area in China[J]. Engineering Geology, 2015, 198: 65-77.

- [8] ADANUR S, GÜNAYDIN M, ALTUNISIK A C, et al. Construction stage analysis of Humber Suspension Bridge[J]. Applied Mathematical Modelling, 2012, 36(11): 5492-5505.
- [9] BHALLAS, YANG Y W, ZHAO J, et al. Structural health monitoring of underground facilities—technological issues and challenges[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2005, 20(5): 487-500.
- [10] TAYLOR R J. Interaction of anchors with soil and anchor design[R]. California: Naval Civil Engineering Lab, 1982.
- [11] US Navy. US Navy Salvage Engineer ' s Handbook[M]. Washington DC: US Navy, 2000.
- [12] 范 菊. 悬索桥锚碇系统及接触摩擦问题的研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2011.
FAN Ju. The study of suspension bridge anchorage system and the question of contact friction[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2011. (in Chinese)
- [13] 赵启林, 陈 斌, 卓家寿. 悬索桥锚碇及地基基础中的力学问题研究动态[J]. 水利水电科技进展, 2001, 21(1): 22-26.
ZHAO Qi-lin, CHEN Bin, ZHUO Jia-shou. Developments in mechanical analysis of suspension bridges' anchorage and foundation[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2001, 21(1): 22-26. (in Chinese)
- [14] 吉 林, 睦 峰, 王保田. 润扬大桥锚碇基岩摩阻力试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 23(2): 256-260.
JI Lin, XU Feng, WANG Bao-tian. Testing study on base resistance of the anchors at Runyang Yangtze Bridge[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 23(2): 256-260. (in Chinese)
- [15] 陈志坚, 董学武, 谢和平. 复杂受力条件下重力式结构基底应力的实测研究[J]. 河海大学学报: 自然科学版, 2004, 32(1): 46-50.
CHEN Zhi-jian, DONG Xue-wu, XIE He-ping. Monitoring data-based study on foundation stress of gravity structures under complex loading conditions[J]. Journal of Hohai University: Natural Sciences, 2004, 32(1): 46-50. (in Chinese)
- [16] 吉 林, 冯兆祥, 周世忠. 江阴大桥北锚沉井基础变位过程实测研究[J]. 公路交通科技, 2001, 18(3): 33-35.
JI Lin, FENG Zhao-xiang, ZHOU Shi-zhong. Study on Jiangying Bridge north anchoring sunk shaft foundation displacement process[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2001, 18(3): 33-35. (in Chinese)
- [17] 陈志坚, 周世忠, 卓家寿. 大跨径悬索桥地基基础安全监控模型的研究思路及技术路线[J]. 中国工程科学, 2002, 4(6): 20-24.
CHEN Zhi-jian, ZHOU Shi-zhong, ZHUO Jia-shou. Technical methods to make safety monitoring and forecast models for the foundation of long suspension bridges[J]. Engineering Science, 2002, 4(6): 20-24. (in Chinese)
- [18] 周 磊. 悬索桥锚碇结构长期安全监测合理测点布置技术研究[D]. 重庆: 重庆交通大学, 2012.
ZHOU Lei. Reasonable arrangement technology of measuring points research of long term safety monitoring for suspension bridge anchorage[D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2012. (in Chinese)
- [19] 卢 江, 朱晓文, 赵启林. 悬索桥锚碇基础的计算与安全监控技术进展[J]. 贵州工业大学学报: 自然科学版, 2008, 37(4): 240-244.
LU Jiang, ZHU Xiao-wen, ZHAO Qi-lin. Development of safety monitoring and control of suspension bridge' s anchorage foundation based on design and calculation[J]. Journal of Guizhou University of Technology: Natural Science Edition, 2008, 37(4): 240-244. (in Chinese)
- [20] 李家平, 张子新, 黄宏伟, 等. 宁波庆丰大桥锚碇室内相似模型试验研究[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2005, 33(8): 1011-1016.
LI Jia-ping, ZHANG Zi-xin, HUANG Hong-wei, et al. Research on similarity model test of anchorage of Qingfeng Suspension Bridge in Ningbo[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2005, 33(8): 1011-1016. (in Chinese)
- [21] 李永盛. 江阴长江公路大桥北锚碇模型试验研究[J]. 同济大学学报, 1995, 23(2): 134-140.
LI Yong-sheng. Experimental study on thenorth anchorage of the Jiangyin Yangtze Bridge[J]. Journal of Tongji University, 1995, 23(2): 134-140. (in Chinese)
- [22] 黄奶清, 李亚平, 程利鹏, 等. 悬索桥重力式混凝土锚碇稳定性验算与数值分析[J]. 河南城建学院学报, 2014, 23(3): 5-8, 49.
HUANG Nai-qing, LI Ya-ping, CHENG Li-peng, et al. Stability calculation and numerical analysis on anchorage of suspension bridge with gravity concrete[J]. Journal of Henan University of Urban Construction, 2014, 23(3): 5-8, 49. (in Chinese)
- [23] 吴国光, 张永健, 陈国平, 等. 矮寨大桥重力式锚碇应力分析[J]. 桥梁建设, 2013, 43(6): 40-44.
WU Guo-guang, ZHANG Yong-jian, CHEN Guo-ping, et al. Stress analysis of gravity anchorage of Aizai Bridge[J]. Bridge Construction, 2013, 43(6): 40-44.
- [24] 李家平, 李永盛, 王如路. 悬索桥重力式锚碇结构变位规律研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(1): 145-150.
LI Jia-ping, LI Yong-sheng, WANG Ru-lu. Research on Displacement of anchorage of suspension bridge[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(1): 145-150. (in Chinese)
- [25] 游晓敏, 黄宏伟. 悬索桥锚碇剪切滑移的机理及试验初探[J]. 岩土力学, 2007, 28(2): 336-342.
YOU Xiao-min. HUANG Hong-wei. Test study on mechanism of shear-slip of anchorage in suspension bridge[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(2): 336-342. (in Chinese)
- [26] 邵国建, 苏静波, 胡 强. 润扬大桥悬索桥北锚碇基础接触应力仿真分析[J]. 中国工程科学, 2006, 8(6): 28-34.
SHAO Guo-jian, SU Jing-bo, HU Qiang. Numerical simulation of contact stresses under north anchorage foundation of Runyang Suspension Bridge[J]. Engineering Science, 2006, 8(6): 28-34. (in Chinese)