

# 挪威贝特斯塔大桥斜桩承台钢围堰设计与施工

杨定军

(四川公路桥梁建设集团有限公司,四川 成都 610072)

**摘要:**目前国内外桥梁水下基础施工技术已经较为成熟,但不同的地理环境、水文地质条件、基础结构形式以及可利用的施工设备等都会使其施工方案和工艺存在较大差异。挪威贝特斯塔大桥位于挪威中部北极圈附近且跨越海峡,在该桥的深水钢管斜桩承台钢围堰设计和施工时,采用钢管斜桩群上设置围堰支撑、围堰整体定位和安装、钢混叠合板封底、竖向抗浮岩锚等方法,实现钢围堰整体安装。该桥应用效果表明:钢围堰设计和整体安装工艺具有较好的安全性和实用性。

**关键词:**挪威贝特斯塔大桥;跨海深水基础;钢围堰整体安装;钢-混叠合板封底;抗浮岩锚

**中图分类号:**U443.13

**文献标志码:**A

## 0 引言

桥梁深水基础是在江河、湖泊、海洋上建造大跨径桥梁时常遇到的基础类型。目前这类基础常采用钢围堰、钢套筒和钢吊箱等作为承台施工达到“干施工”条件的挡水结构<sup>[1-2]</sup>。针对挪威贝特斯塔大桥的水深较大、潮期水位变化频繁、倾斜钢管打入桩抗浮承载力小的特点,设计了钢-混叠合板封底的单壁钢围堰来进行承台的施工。本文介绍大桥钢管斜桩承台钢围堰设计与施工流程。

## 1 工程概况

贝特斯塔大桥位于挪威中部施坦克因市。该桥上部结构为钢-混叠合连续梁桥(图1、2),跨径布置为(75+102+112+112+104+73)m,桥梁全长580m,桥梁顶面标准宽度11m,最大宽度20.45m。上部结构由底部钢箱梁与顶部混凝土面板两部分组成。墩柱为实心混凝土墩结构。其中第3<sup>#</sup>、4<sup>#</sup>、5<sup>#</sup>主墩基础位于海中,采用钢筋混凝土高桩承台设计,混凝土强度等级为B45,承台平面长17m,宽11m,厚3.0m,

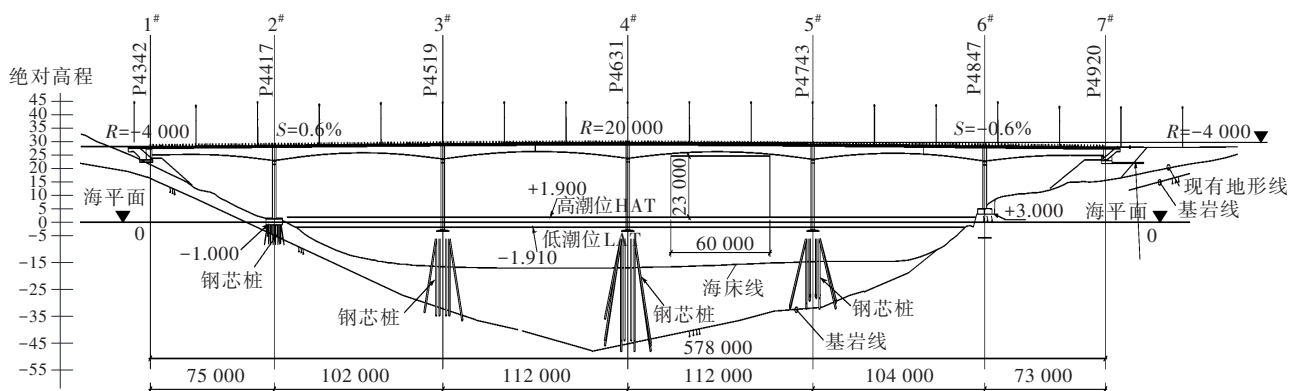


图1 贝特斯塔大桥布置图(除标高为m外,其余单位:mm)

收稿日期:2022-08-15(修改稿)

作者简介:杨定军,男,大学本科,高级工程师.E-mail:63982749@qq.com

底标高为 $-5.9\text{ m}$ ,承台及桩基布置见图3。桩基为钢管桩,外径 $813\text{ mm}$ ,钢管壁厚 $28\text{ mm}$ ,桩端设有桩靴,采用液压落锤打入海床基岩持力层,桩内为钢筋混凝土,混凝土强度等级B45。

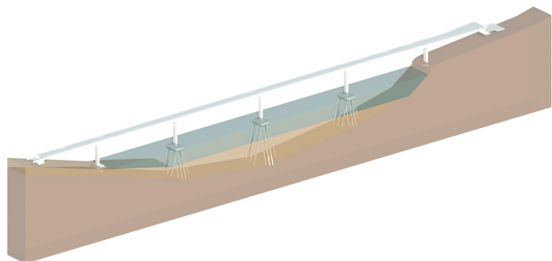


图2 大桥3D图

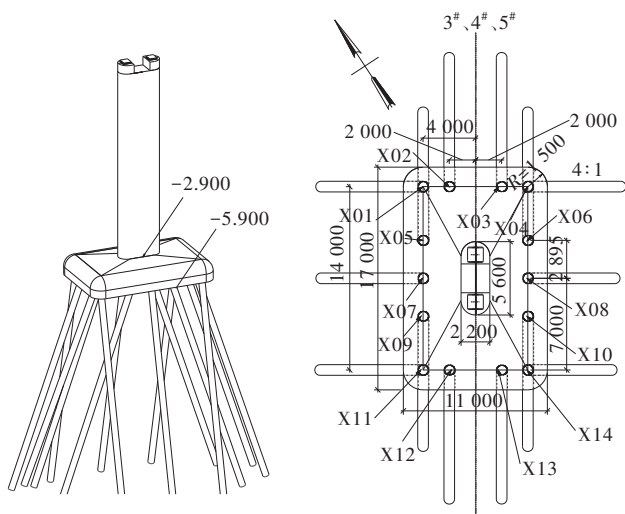


图3 承台及桩基布置(除标高为m外,其余单位:mm)

根据桥区的地质调查报告,海床最深处标高为 $-18\text{ m}$ 左右。海底覆盖层为厚度 $11\sim 18\text{ m}$ 的软黏土,覆盖层下方为基岩。桥位处海水高、低潮位标高为 $\pm 1.9\text{ m}$ 。围堰最大水深达 $9\text{ m}$ 。

## 2 钢围堰设计的总体思路

针对上述特点,在进行钢围堰设计时,从如下7个方面考虑以解决问题。

(1) 将原设计的混凝土围堰改为单壁钢围堰作为承台的挡水结构,最大程度优化了围堰结构重量,围堰底板在预留了桩位的孔洞之后,其余部分与围堰形成整体工厂加工。运输至现场利用浮吊整体安装以减少现场作业环节。

(2) 鉴于钢管桩顶部位置分布于承台底部平面的周边,最大桩间水平间距为 $8\text{ m}$ ,常规的仅靠封底

混凝土来承受水压力的方式将造成封底厚度很大。因此通过在围堰底板顶面布置H型钢小梁,然后浇筑封底混凝土,使底板及纵横分配梁与封底混凝土相叠合,形成整体受力结构,从而优化封底厚度至 $1\text{ m}$ 。

(3) 通过在钢管桩顶部焊接钢牛腿和安装桩间平联,直接形成钢围堰安装和封底混凝土浇筑的支撑体系。

(4) 利用水下液压自动环切设备将水中多余的钢管斜桩快速安全切除,确保桩内钢筋不受损,同时对钢围堰竖直整体下放无空间干扰。

(5) 采用12组预应力岩锚作为钢围堰抽水阶段的主要抗浮受力体系。从而解决单壁围堰、薄封底的自重较小、钢管斜桩抗拔承载力不参与抗浮计算等问题。

(6) 在承台施工完成后,割除与墩身施工空间干扰的围堰内撑。

(7) 按照挪威规范要求,对岩锚、围堰内撑和支撑牛腿出现个别失效的工况分别进行分析,封底混凝土与钢管之间的握裹力不参与计算,仅作围堰支撑体系的安全储备,以确保结构安全。

## 3 钢围堰的设计

### 3.1 堰体结构

堰体结构设计为单壁钢围堰(图4、5),围堰由侧板、钢-混凝土叠合底板、围檩及内撑组成,侧板顶4侧设置12个锚梁。围堰长 $18\text{ m}$ ,宽 $12\text{ m}$ ,高 $9.65\text{ m}$ 。其中侧板由壁板( $8\text{ mm}$ 钢板)、横肋(HE100B)、竖肋(IPE300、HE300B)组成,围檩和内撑均采用 $2\times\text{IPE400}$ 双拼型钢。钢-混凝土叠合底板(图6)由大梁(HE340B)、小梁(HE100B)、底面板( $8\text{ mm}$ 钢板)及 $1\text{ m}$ 厚度混凝土组成。所有钢材采用S355材质。混凝土强度为B45。

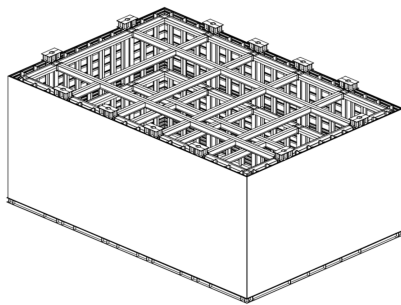


图4 钢围堰3D图

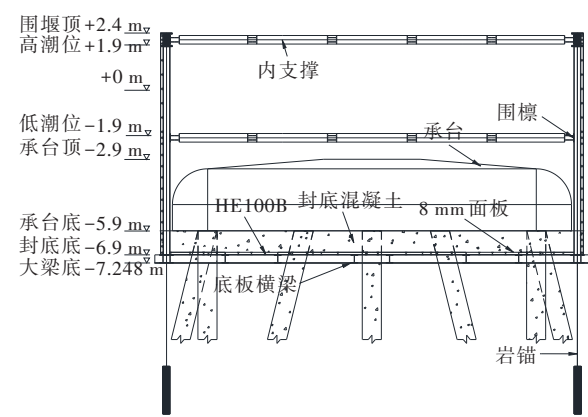


图5 钢围堰立面布置图(底部支撑体系未显示)

3.2 围堰支撑体系

围堰支撑体系如图6所示,围堰底板横梁在此图只是用来显示相对位置的作用,实际与钢围堰底板一起在工厂整体制作。在钢围堰安装前,在钢管桩上焊接钢牛腿,并安装 HE340B 平联,这些工作都是利用潜水工进行水下安装和完成焊接。钢牛腿采用厚度 25 mm 的 S355 钢板。在钢围堰下放到位后,将围堰底板横梁与平联焊接固定。

3.3 抗浮岩锚

为抵抗围堰抽水后的浮力,在围堰四周布置 12 束竖向岩锚,单束岩锚采用 11 根  $\phi 15.2$  mm 的预应力

钢绞线,其底部锚固在基岩中,基岩锚固深度 10 m。钢绞线顶部锚固在围堰顶部的锚梁上。单束预应力张拉力为 1 500 kN。

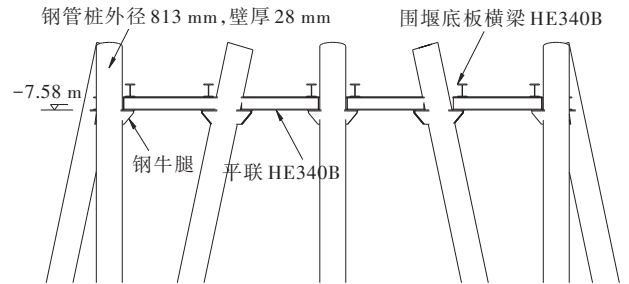


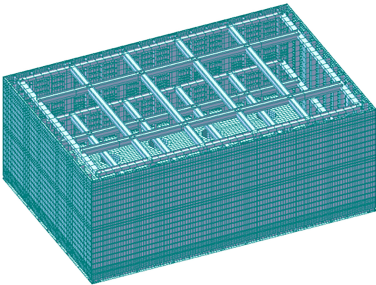
图6 围堰支撑体系示意图

3.4 计算分析

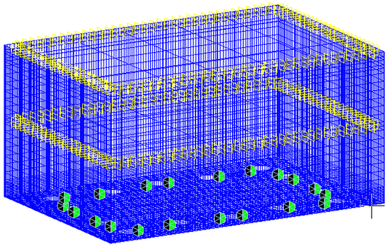
围堰的设计按照挪威规范进行,包括《结构设计基础》(NS-EN 1990)<sup>[3]</sup>、《混凝土结构设计》(NS-EN 1992-1-1)<sup>[4]</sup>、《钢结构设计》(NS-EN 1993-1-1)<sup>[5]</sup>、《岩土设计》(NS-EN 1997-1)<sup>[6]</sup>。计算采用极限状态法。

3.4.1 计算模型

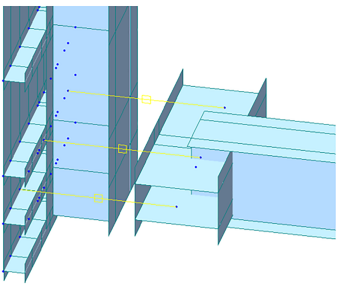
采用 Midas/Civil 有限元软件进行计算,以实体单元、板单元及梁单元的方式进行模拟。封底混凝土根据工况以压力荷载或实体单元模拟,壁板采用板单元模拟,壁板横肋、竖肋和底板大、小梁采用梁单元模拟。计算模型如图7所示。根据《混凝土结构



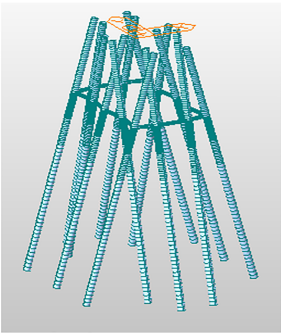
(a) 钢围堰堰体有限元模型



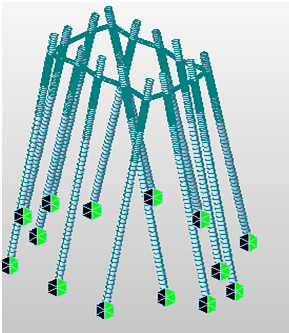
(b) 底板与围堰支撑边界条件



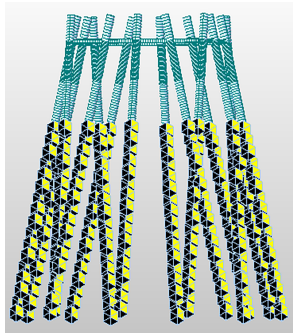
(c) 侧板、竖肋、围堰、内撑杆连接



(c) 支撑体系计算有限元模型



(d) 桩端边界条件



(e) 桩侧边界条件

图7 围堰有限元分析模型

设计》(NS-EN 1992-1-1)<sup>[4]</sup>中 B45 为混凝土圆柱体 28 d 抗压强度特征值,立方体抗压强度为 55 MPa(对应国标的 C55),混凝土抗压强度设计值为 25.5 MPa,抗拉强度设计值为 1.53 MPa。根据《钢结构设计》(NS-EN 1993-1-1)<sup>[5]</sup>中 S355 钢材抗压/抗拉强度设计值为 355/1.1=322 MPa。

3.4.2 计算分析

(1) 施工阶段及荷载组合

对围堰施工过程中 8 个施工阶段进行模拟,共 26 个荷载组合,分别计算钢围堰结构和支点反力(表 1)。并用支点反力结果进行支撑体系分析。8

个施工阶段为:① 围堰安装;② 封底混凝土浇筑;③ 张拉岩锚(60% 设计张力);④ 围堰抽水(60% 设计张力);⑤ 张拉岩锚(100% 设计张力);⑥ 围堰抽水(100% 设计张力);⑦ 第 1 层承台混凝土浇筑;⑧ 墩身施工前拆除部分内撑(承台浇筑完成)。

(2) 堰体计算

经计算,所有阶段的结构受力均满足要求。其中施工阶段⑥(LC6.2)围堰抽水阶段为堰体结构最不利状态。以施工阶段⑥进行荷载及边界条件说明(图 8)。

表 1 施工阶段、荷载组合及荷载分项系数

施工阶段			荷载组合 (LC)	荷载及荷载分项系数							
				围堰	封底	岩锚	不变	不变	可变	可变	承台
				自重	自重	索力	浮力	水压	浮力	水压	自重
①围堰安装	堰体构造	不变荷载主导(6.10a)	1.1	1.35			1.20		0.95		
		可变荷载主导(6.10b)	1.2	1.20			1.07		1.35		
	牛腿反力	不变荷载主导(6.10a)	1.3	1.35			1.00		0		
		可变荷载主导(6.10b)	1.4	1.20			0.89		0		
②封底混凝土浇筑	堰体构造	不变荷载主导(6.10a)	2.1	1.35	1.35		1.20		0.95		
		可变荷载主导(6.10b)	2.2	1.20	1.20		1.07		1.35		
	牛腿反力	不变荷载主导(6.10a)	2.3	1.35	1.35		1.00				
		可变荷载主导(6.10b)	2.4	1.20	1.20		0.89				
③张拉岩锚(60%)	堰体构造	不变荷载主导(6.10a)	3.1	1.35	1.35	1.0	1.20		0.95		
		可变荷载主导(6.10b)	3.2	1.20	1.20	1.0	1.07		1.35		
	牛腿反力	不变荷载主导(6.10a)	3.3	1.35	1.35	1.0	1.00				
		可变荷载主导(6.10b)	3.4	1.20	1.20	1.0	0.89				
④围堰抽水(60%)	堰体构造	不变荷载主导(6.10a)	4.1	1.35	1.35	1.0	1.20	1.20	0.95	0.95	
		可变荷载主导(6.10b)	4.2	1.20	1.20	1.0	1.07	1.07	1.35	1.35	
	牛腿反力	不变荷载主导(6.10a)	5.1	1.35	1.35	1.0	1.20	1.20	0.95	0.95	
		可变荷载主导(6.10b)	5.2	1.20	1.20	1.0	1.07	1.07	1.35	1.35	
⑤张拉岩锚(100%)	堰体构造	不变荷载主导(6.10a)	5.3	1.35	1.35	1.0	1.00	1.20		0.95	
		可变荷载主导(6.10b)	5.4	1.20	1.20	1.0	0.89	1.07		1.35	
	牛腿反力	不变荷载主导(6.10a)	6.1	1.35	1.35	1.0	1.20	1.20	0.95	0.95	
		可变荷载主导(6.10b)	6.2	1.20	1.20	1.0	1.07	1.07	1.35	1.35	
⑥围堰抽水(100%)	堰体构造	不变荷载主导(6.10a)	7.1	1.35	1.35	1.0	1.20	1.20	0.95	0.95	1.35
		可变荷载主导(6.10b)	7.2	1.20	1.20	1.0	1.07	1.07	1.35	1.35	1.20
	牛腿反力	不变荷载主导(6.10a)	7.3	1.35	1.35	1.0	1.00	1.20		0.95	1.35
		可变荷载主导(6.10b)	7.4	1.20	1.20	1.0	0.89	1.07		1.35	1.20
⑦第 1 层承台施工	堰体构造	不变荷载主导(6.10a)	8.1	1.35	1.35	1.0	1.20	1.20	0.95	0.95	1.35
		可变荷载主导(6.10b)	8.2	1.20	1.20	1.0	1.07	1.07	1.35	1.35	1.20
	牛腿反力	不变荷载主导(6.10a)									
		可变荷载主导(6.10b)									
⑧墩身施工前拆除部分内撑	堰体构造	不变荷载主导(6.10a)									
		可变荷载主导(6.10b)									

注:表中编号 6.10a、6.10b 为 NS-EN 1990<sup>[3]</sup>附录中的持久和短暂设计状况最终极限状态下(ULS)荷载组合公式。



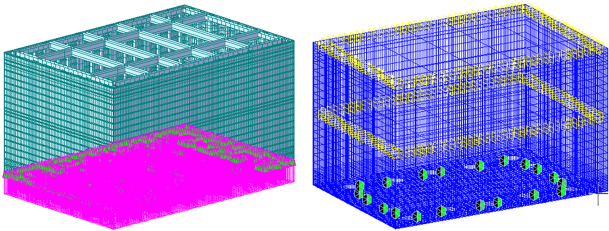


图8 浮力模拟与围堰支撑边界条件

在张拉岩锚至100%设计张力(1 500 kN)完成后,进行围堰抽水100%阶段,本阶段最不利情况为围堰里海水全部抽完,岩锚力张拉至最大,侧板承受最大水侧压力,底板承受最大浮力,本工况的边界仍为钢管桩牛腿支架,围堰底板大梁放置于支架上,模型中约束X、Y、Z 3个方向位移自由度。

该工况参与自重:程序自动计入。岩锚:集中荷载输入,每个锚点施加1 500 kN。围堰浮力:与自重方向相反,水位变化段浮力取38 kN/m<sup>2</sup>;水位不变段浮力取50 kN/m<sup>2</sup>;水侧压力:线性荷载,随水深加大而增加,分为水位变化段压力和水位不变段压力。其他荷载,施工荷载:混凝土浇筑期间,人群荷载较小且没有材料堆放在围堰顶部,施工荷载忽略不计。风荷载:施工期最大风速为12 m/s且围堰外露高度不大,风荷载忽略不计。洋流荷载:洋流速度为0.25 m/s,在如此低的流速下,洋流荷载忽略不计。

经计算,钢围堰堰体结构拉应力最大为204 MPa,出现在壁板横肋(HE100B)。压应力为-162 MPa,出现在非岩锚处壁板竖肋(IPE300),封底混凝土拉应力为0.91 MPa。

(3) 抗浮验算

对钢围堰整体抗浮进行了计算(表2)。根据《挪威规范-岩土工程设计》(NS-EN 1997-1)<sup>[6]</sup>第2.4.7.4条规定,抗浮验算应满足:向上荷载 $V_{dst;d}$ (包括永久荷载 $G_{dst;d}$ 和可变荷载 $Q_{dst;d}$ )小于等于抵抗浮力的荷载之和(包括竖直恒荷载 $G_{stb;d}$ 和其他抵抗浮力的荷载 $R_d$ ,即: $G_{dst;d} + Q_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d$ )。不利恒载 $G_{dst;d}$ (钢管桩及围堰的不变浮力)的分项系数为1.1,有利恒载 $G_{stb;d}$ (各种重力荷载)的分项系数为0.9,不利可变荷载 $Q_{dst;d}$ (围堰可变浮力)的分项系数为1.5,而对于岩锚 $R_d$ 而言,其分项系数采用1.0。根据表2中结果(2 932.94 t<3 142.80 t),可知围堰整体抗浮计算满足要求。

表2 围堰整体抗浮验算

项目	数值大小/t	分项系数	结果/t	合计/t
钢管桩浮力	202.8	1.1	223.08	
浮力 围堰不变浮力	1 257.1	1.1	1 382.81	2 932.94
围堰可变浮力	884.7	1.5	1 327.05	
围堰	210.0	0.9	189.00	
重力 封底混凝土	540.0	0.9	486.00	3 142.80
钢管桩	211.0	0.9	189.90	
桩内混凝土	491.0	0.9	441.90	
岩锚张拉力	1 836.0	1.0	1 836.00	

(3) 内支撑稳定分析

根据施工阶段③内撑杆应力计算结果进行对比可知,LC8.2内撑杆为不利状态。由于第2层内撑杆比第1层内撑杆内力大,因此只列出第2层内撑杆结果,内撑杆编号见图9,内力结果见表3。其余杆件计算结果均小于这3根杆件,因此其余杆件计算结果未列出。

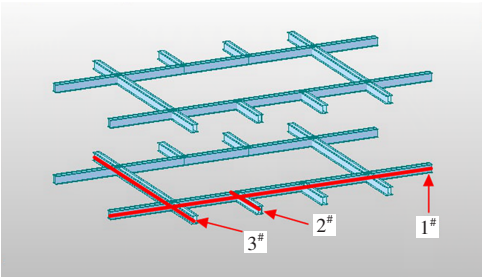


图9 内撑杆编号

表3 内支撑内力计算结果

计算部位	应力/MPa	最大轴力( $F_x$ )/kN	最大弯矩( $M_y$ )/(kN·m)	最大弯矩( $M_z$ )/(kN·m)
1#	-27/-78	-397	20	42
2#	-2/-43	-24	3	-35
3#	-49/-106	-683	28	53

注:应力值包含大、最小压应力。

以受力的3#杆件说明稳定分析计算过程。根据规范《钢结构设计》(NS-EN 1993-1-1)<sup>[5]</sup>公式6.61、6.62进行内支撑稳定分析。

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \tag{1}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (2)$$

式中： $N_{Ed}$ 、 $M_{y,Ed}$ 、 $M_{z,Ed}$  为压力设计值和构件分别沿  $y$ - $y$  和  $z$ - $z$  方向的最大弯矩设计值； $\Delta M_{y,Ed}$ 、 $\Delta M_{z,Ed}$  为由于等级 4 截面（局部屈曲发生达到屈服应力之前的截面）的形心轴迁移而产生的附加弯矩； $\chi_y$ 、 $\chi_z$  为弯曲屈曲产生的折减系数； $\chi_{LT}$  为由侧向扭转屈曲产生的折减系数； $k_{yy}$ 、 $k_{yz}$ 、 $k_{zy}$ 、 $k_{zz}$  为关联系数； $\gamma_{M1}$  为整体分项系数。

图 10 为  $L_{oy}$  为屈曲面  $XOY$  上的屈曲长度 10 400 mm， $L_{oz}$  为屈曲面  $XOZ$  上的屈曲长度 5 800 mm。

参数取值见表 4，验算截面有效截面为全截面有

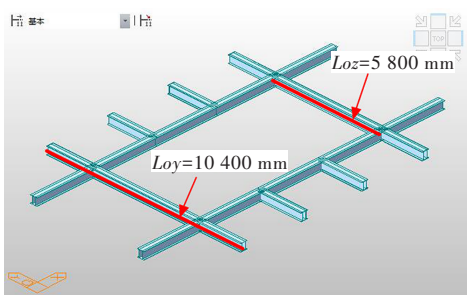


图 10 屈曲长度示意图

效，故  $\Delta M_{y,Ed}$ 、 $\Delta M_{z,Ed}$  取 0， $k_{yy}$ 、 $k_{yz}$ 、 $k_{zy}$ 、 $k_{zz}$  取保守值 1.0， $N_{Ed}$ 、 $M_{y,Ed}$ 、 $M_{z,Ed}$  为有限元软件计算值，其余系数及取值按规范《钢结构设计》(NS-EN 1993-1-1)<sup>[3]</sup> 规定计算，最终按公式(1)计算结果为：0.371<1，按公式(2)计算结果为：0.363<1。

表 4 验算公式、内力及系数取值

构件	公式	$N_{Ed}/$ N	$M_{y,Ed}/$ (N·mm)	$M_{z,Ed}/$ (N·mm)	$\chi_y$	$\chi_z$	$\chi_{LT}$	$\gamma_{M1}$	$\Delta M_{y,Ed}$ ( $\Delta M_{z,Ed}$ )	$k_{yy}$ 、 $k_{yz}$ 、 $k_{zy}$ 、 $k_{zz}$
2×IPE400	(1)、(2)	$6.83 \times 10^5$	$2.8 \times 10^7$	$5.3 \times 10^7$	0.695	0.732	1.0	1.0	0	1.0

(4) 局部分析

对岩锚在围堰顶部的锚梁(图 11、12)、钢管桩与牛腿局部建立了实体模型进行细部分析，对围堰结构焊缝也进行计算，结果均满足要求。

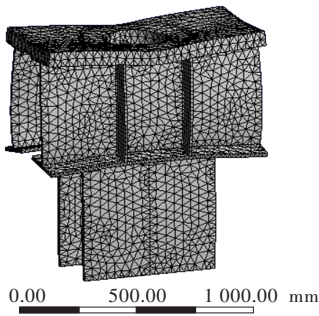


图 11 锚梁有限元模型图

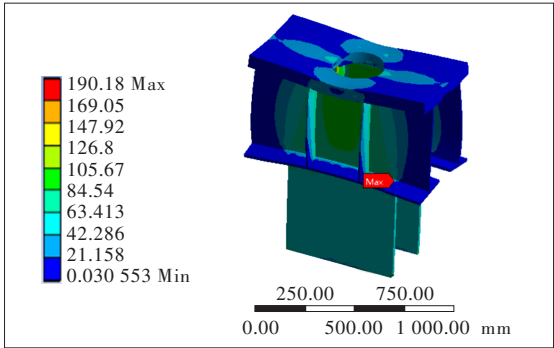


图 12 锚梁应力图(单位:MPa)

岩锚锚梁从上至下构造分别为厚度  $\delta=50$  mm 钢板(平面尺寸 1 000 mm×490 mm)，中心开孔直径 260 mm；双拼 IPE500 型钢长 1 000 mm，其设置 4 道加劲板  $\delta=10$  mm，双拼 HE300B 型钢竖肋。材质为 S355 钢。

锚梁的双拼 HE300B 型钢最大压应力 190.18 MPa，IPE500 型钢 103.8 MPa，加劲板 111.1 MPa，结果满足受力要求。

围堰通过牛腿与钢管桩连接，牛腿采用 S355 钢板水下焊接在钢管桩上。根据所有施工阶段计算结果，牛腿均承受压力，最不利阶段为施工阶段⑦(LC7.3)，最大支反力为 1 829.4 kN(图 13)。

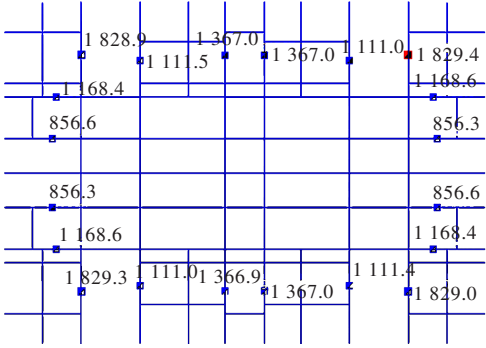


图 13 LC7.3牛腿支反力(单位:kN)

建立实体模型进行有限元分析,最大应力为 304 MPa(图 14),结果满足受力要求。

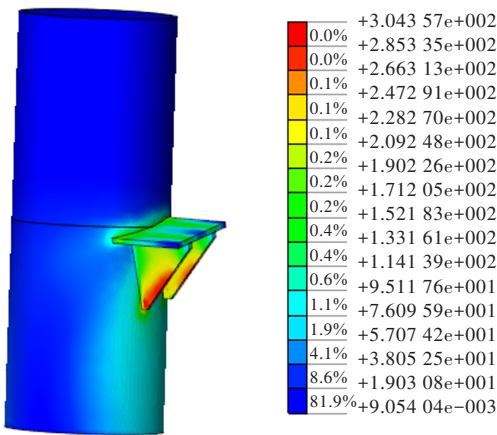


图 14 牛腿应力图(单位:MPa)

(5) 其他分析

按照规范对内撑、岩锚、钢牛腿在出现任一构件失效的偶然工况也进行了分析,计算结果均能满足要求。

4 钢围堰施工

4.1 施工工艺流程

钢围堰施工工艺流程框图如图 15 所示。

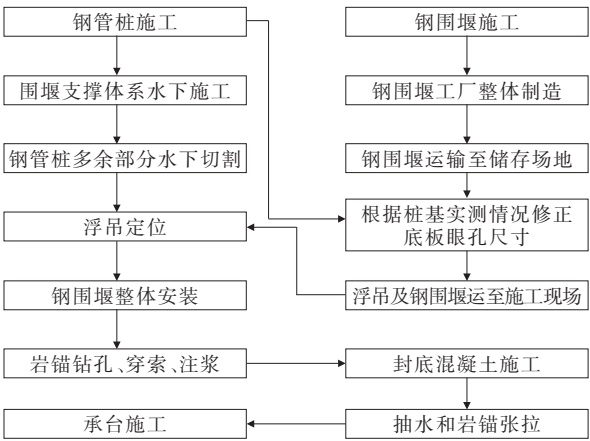


图 15 钢围堰施工工艺流程框图

钢围堰设计完成后,开始在位于波兰的制造厂进行加工,围堰采取整体制作<sup>[7]</sup>,然后 3 个围堰一起通过船运至挪威的浮吊分包商的储存场地。在达到安装条件时,浮吊与钢围堰一起运输至施工现场。围堰单件最大吊装质量 195 t。

4.2 围堰支撑体系施工

钢管桩内混凝土浇筑施工完成后,开始进行围

堰支撑系统的施工。这部分工作均需水下作业,水下作业现场如图 16 所示。首先按照设计高程在钢管桩上标记牛腿的高度点,然后将牛腿点焊在钢管上,随后进行水下焊接作业,最后在牛腿上安装桩间平联。水下焊接作业完成后,进行水下焊缝检测,确保施工质量。

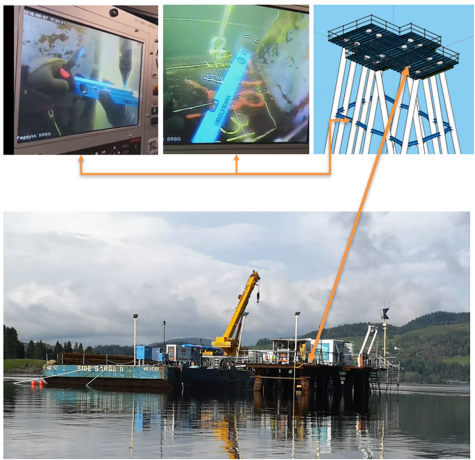


图 16 水下作业施工现场

4.3 钢管水下切割

在完成围堰支撑体系之后,进行钢管桩多余部分的水下切割。利用液压自动环切机进行钢管快速切割,可以确保桩内钢筋不会被损坏。测量钢管桩实际偏位情况,若发现钢管桩与底板产生冲突,则进行底板眼孔尺寸修正,以确保围堰在整体下放期间两者无干扰。

4.4 围堰安装

钢围堰安装前,首先进行浮吊的定位,利用浮吊自带的 4 个锚抛入海床,通过浮吊自带的卷扬机收放来进行精确定位,在吊装期间根据潮位变化及时进行修正。在钢围堰顶部设有观测点,在安装过程中通过全站仪进行坐标跟踪观测,并通过程序计算出围堰的中心偏位,浮吊据此进行位置纠偏。当围堰整体下放至钢管桩顶部时,潜水人员进行水下探测,将围堰底板眼孔与钢管桩的位置实际情况反馈,据此进行围堰位置微调。当围堰重量 50% 转移至支撑系统后,潜水人员利用不同厚度的钢垫板填塞支垫间存在的间隙,使各支承点均能有效接触。在围堰完全转移荷载后,进行支承点的焊接。围堰安装现场如图 17 所示。



图 17 钢围堰整体下放施工现场

#### 4.5 封底混凝土浇筑

在浇筑封底混凝土前,清理钢管桩上的附着物,安装底板眼孔间隙的盖板,并将盖板与底板进行固定焊接。微小的间隙采用泡沫和棉絮进行封堵。针对水位较深、封底混凝土厚度薄、灌注面积大等特点,采取泵车输送混凝土+单导管快速灌注的方式进行浇筑,过程中利用汽车吊配合快速转移导管至后续浇筑点。灌注从横桥向的一端开始依次移向另外一端进行;为保证混凝土的灌注质量,严格控制坍落度,并掺高效缓凝型外加剂,确保流动性满足要求<sup>[8]</sup>。

#### 4.6 岩锚张拉

在封底混凝土强度达到要求后,在围堰顶部锚梁上安装液压千斤顶张拉岩锚达到 60% 设计张力,将围堰内的水抽出 60%。随后进行剩余 40% 的岩锚张拉,最后把剩余的水抽出进行承台的干施工。

### 5 结语

在挪威贝特斯塔大桥施工中,针对该桥的基础形式、现场地质条件对钢围堰进行了专项设计和整体安装工艺流程介绍,具有较好的安全性和实用性。利用水下液压环切机将倾斜的钢管桩提前切割,从

而实现带底板的钢围堰整体安装,大大减少了现场主流程工序的施工时间。采用钢-混叠合底板的结构形式,减少了封底混凝土的厚度。利用岩锚提供抗浮承载力,使得单壁钢围堰的自重和封底混凝土的厚度减少的目标得以实现。这些工艺和技术的采用提高了现场生产效率,加快了下部结构的施工进度。该项目积累的成功经验,丰富了大型桥梁深水基础施工技术,对类似工程建设具有较好的参考意义。

#### 参考文献:

- [1] 毛伟琦. 钢吊箱围堰的结构设计与施工中的几种方法[J]. 公路交通技术, 2002, 18(1): 40-43.
- [2] 熊仕坤. 锁口吊箱围堰在 Padma 大桥施工的应用[J]. 中外公路, 2020, 40(4): 184-188.
- [3] CEN. Norsk Standard Eurocode: Basis of structural design: NS-EN 1990: 2002+A1: 2005+NA: 2016[S]. Lysaker: Standard Norge, 2016.
- [4] CEN. Norsk Standard-Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1 General rules and rules for buildings: NS-EN 1992-1-1: 2004+NA: 2008 [S]. Lysaker: Standard Norge, 2008.
- [5] CEN. Norsk Standard-Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1 General rules and rules for buildings: NS-EN 1993-1-1: 2005[S]. Lysaker: Standard Norge, 2005.
- [6] CEN. Norsk Standard-Eurocode 7: Geotechnical design Part 1: General rule: NS-EN 1997-1: 2004+A1: 2013+NA: 2016[S]. Lysaker: Standard Norge, 2016.
- [7] CEN. Execution of steel structures and aluminum structures Part 2: Technical requirements for the execution of steel structures: EN 1090-2: 2008+A1: 2011 [S]. London: BSI, 2011.
- [8] CEN. Norsk Standard: Execution of concrete structures: NS-EN 13670: 2009+NA: 2010[S]. Lysaker: Standard Norge, 2010.