

白沙口潮汐电站前海区泥沙冲淤 规律及防淤对策的研究*

林宝荣 杨光复 李 凡 周天成 韩有松 张铭汉

(中国科学院海洋研究所)

白沙口潮汐电站的淤沙问题在 1972 年就由中国科学院海洋研究所与山东省水文总站合作进行了研究,并于 1974 年提出了研究结果和淤沙防治措施的建议。但由于某些原因有关建议未能得以实施。近几年来淤沙又有发展,严重威胁着潮汐电站(图 1)的寿命。1983 年 9 月国家科委海洋专业组与山东省科委决定对白沙口电站的淤沙问题开展进一步的研究。解决淤积问题,不仅是白沙口潮汐电站的迫切任务,而且对开发我国潮汐资源也有着重要的意义。本文根据此项研究的成果撰写,主要阐明电站泥沙运动的基本规律,在此基础上提出防治措施的建议。

一、自然概况及地质地貌基础

白沙口海湾位于山东半岛南岸,地貌上属沙坝潟湖海岸(图 2)。

1. 地质地貌基础 本区在地质构造上位于鲁东隆起的东南部,基底由古老的混合花岗岩片麻岩构成。注入本区的主要河流是白沙滩河,属季节性间歇河流,年输沙量约 $3.5 \times 10^4 \text{ m}^3$ 。河流挟带的泥沙入海堆积是本区沉积物的主要来源。

大约在 11 000—8 000 年前的全新世早期,海水侵入本区,海岸受海洋动力因子的改造,经过长期的海蚀作用,在白沙滩—常家庄—小滩—官家庄村南一带形成高差 2—3m 的古海蚀崖。约在 8 000—6 000 年前白沙滩河出口处形成河口三角洲。后来随着海蚀与堆积作用的发展,白沙滩河输入和东部海岸侵蚀下来的物质在东向海浪作用下向西南运移和堆积,逐渐形成从官家庄出发,经小滩至常家庄南的海岸沙坝,并围绕部分湾域形成常家庄以南的古潟湖。据老沙坝贝壳层的 ^{14}C 测年为 $6\,830 \pm 120$ 年。推测早期的沙坝—潟湖形成于 6 000 年前。距今 6 000 年至 5 000 年间海面比较稳定,5 000 年前开始转向下降趋势。此时的海岸堆积作用加强,大量堆积体相继并岸,形成了白沙口大型的海岸沙坝,进一步包围了较大部分的海域,形成了白沙口潟湖,此即目前电站的库区。测得沙坝中部贝壳层的 ^{14}C 年龄为 $5\,610 \pm 105$ 年,最外一条沙堤上海滩岩的 ^{14}C 年龄为 $4\,115 \pm 130$

* 中国科学院海洋研究所调查研究报告第 1512 号。参加现场调查的有宋欢龄、郑开云、姜秀珩、黄秋荻、毛彦平、高淑贤、张捷阳等同志,图件由蒋孟荣、高淑贤等清绘。国家科委海洋专业组和山东省科委提供研究经费,谨致谢意。

收稿日期:1988 年 5 月 10 日。

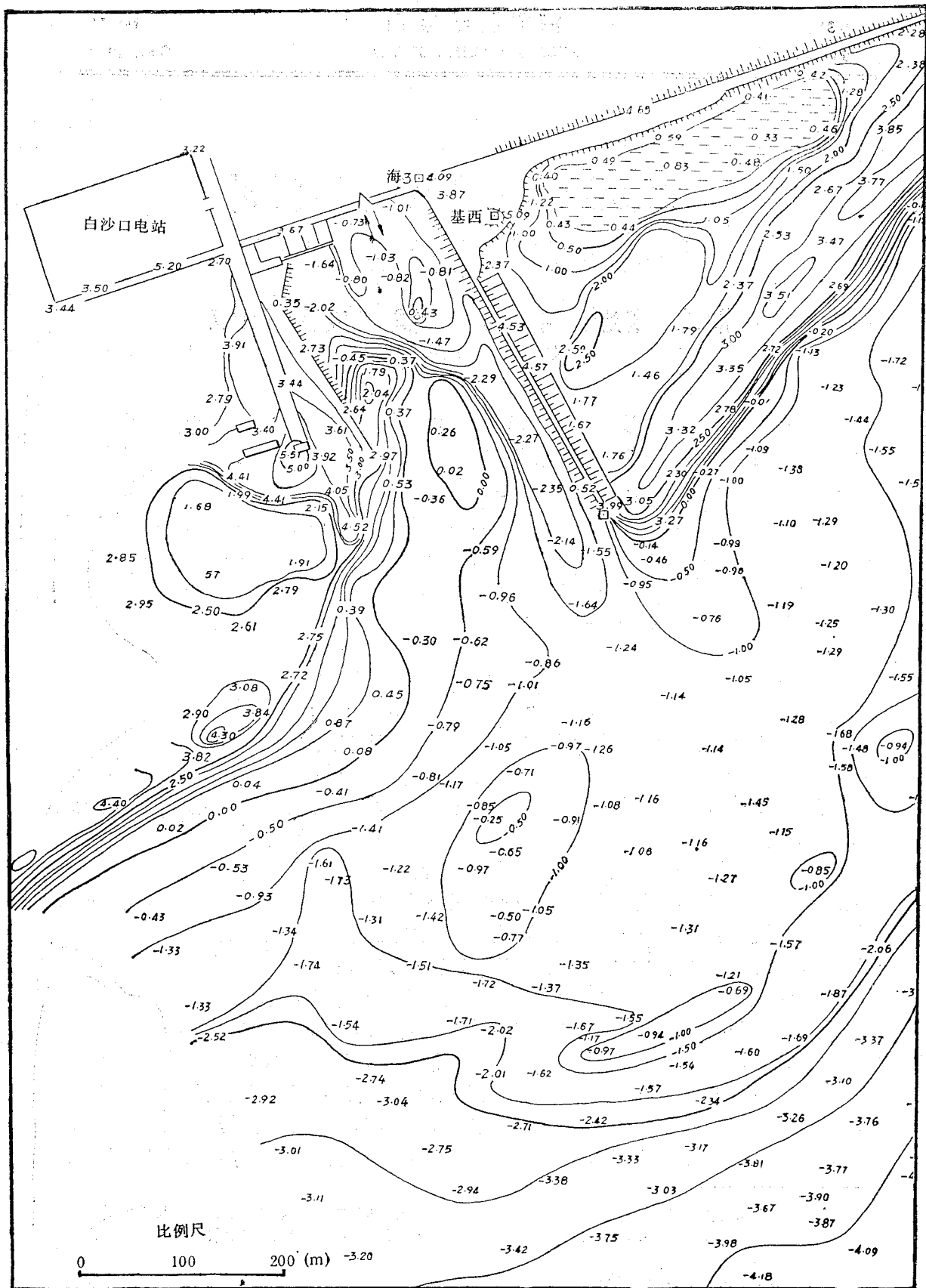


图1 白沙口电站尾水渠地形图
(1956年黄海高程系,1984年8月测)

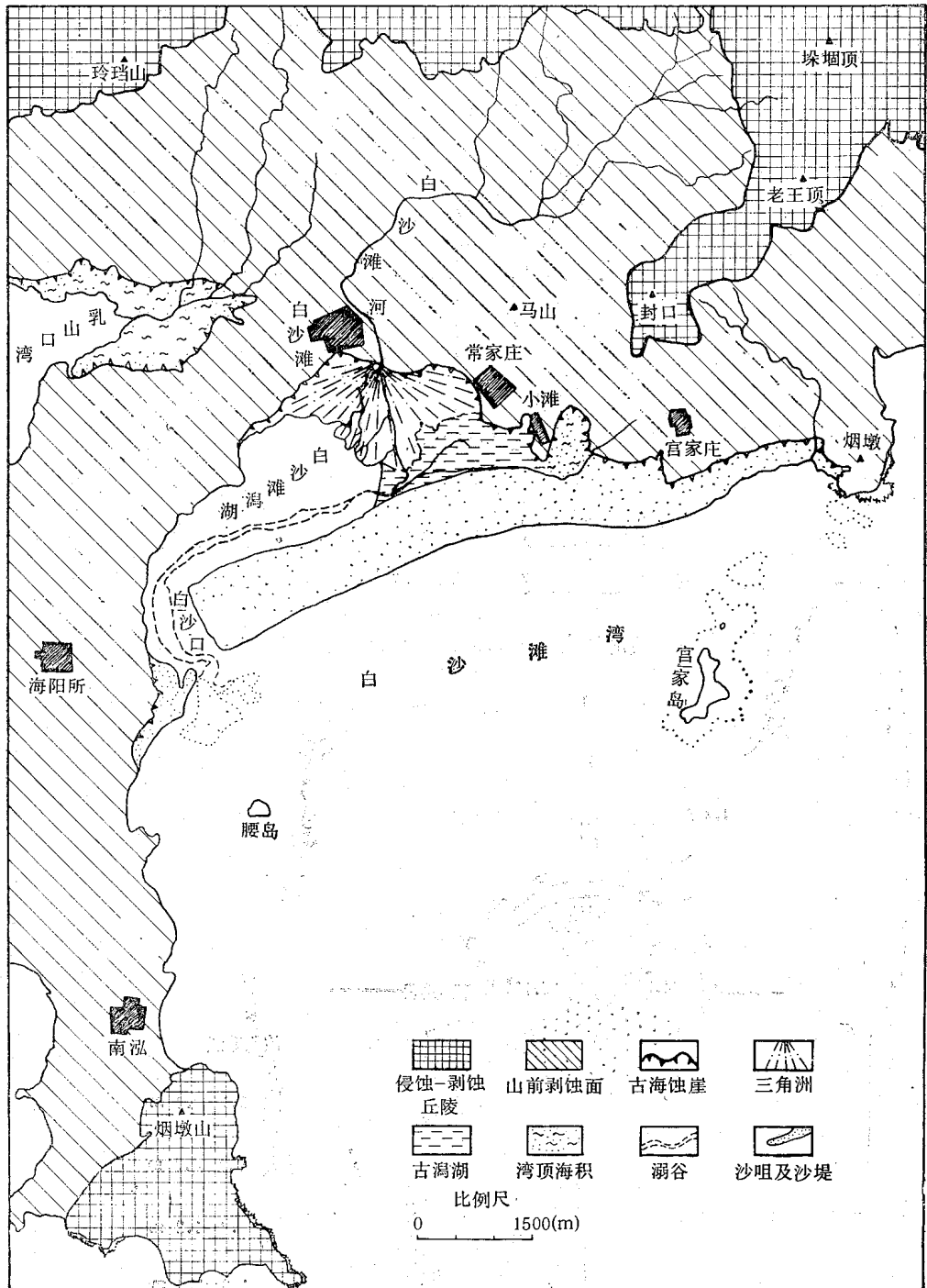


图2·白沙口海岸地貌略图

年,据此可以认为大沙坝于5 000—6 000年前已基本形成。5 000年来沙坝进一步扩大、增高,经过长期演变形成了现在的沙坝-潟湖体系,为潮汐能源的开发奠定了地质地貌基础。

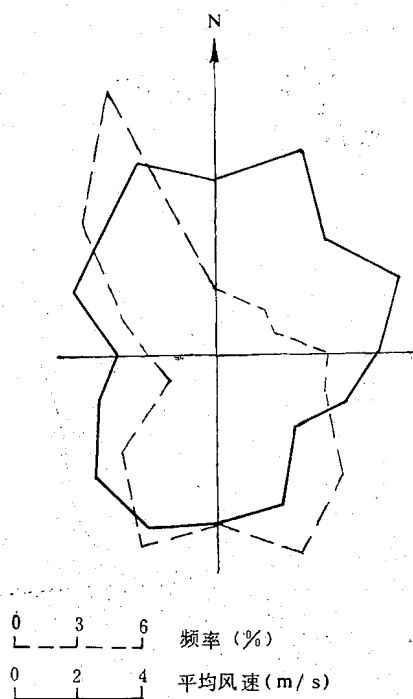


图3 腰岛风玫瑰图 (1972年8月—1973年8月)

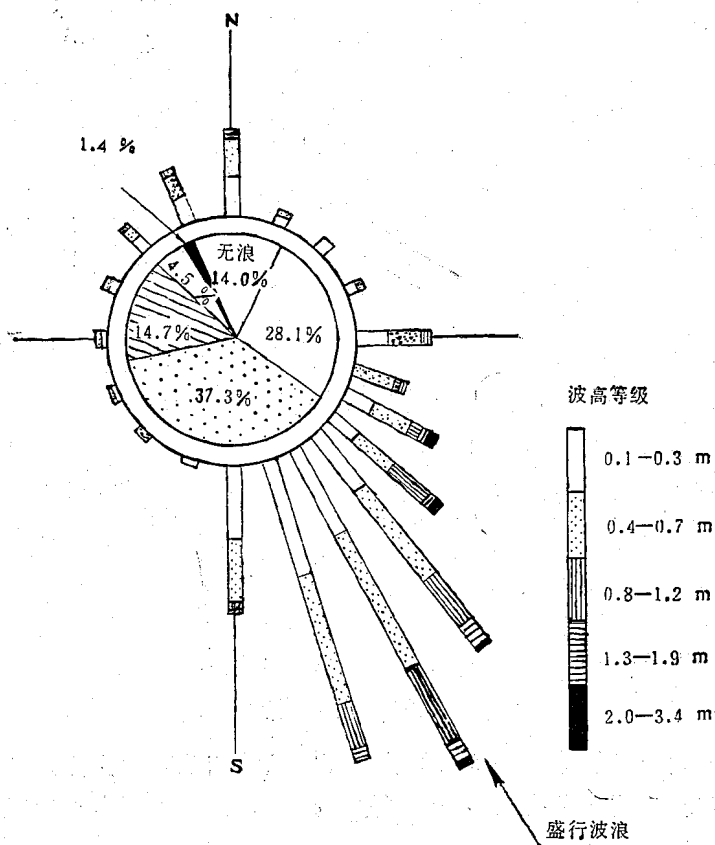


图4 白沙口海浪玫瑰图

2. 水文气象特征

(1) 风、雨：本区属季风区，1972年8月至1973年8月的观察结果如图3。夏季受东南季风的影响，风向一般为S-E，平均风速一般不超过10m/s，最大风速20m/s，有时受台风影响，冬季风向多为NNW-WNW，平均风速小于9m/s，最大为22m/s。本区多年平均降水量820mm，约70%集中在6—9月份汛期。

(2) 潮汐：据腰岛水尺1973年8月31日至9月30日观察结果，经调和分析，属不正规半日潮；平均潮差2.48m，最大3.32m，最小0.79m，平均水位为+0.62m，平均涨潮延时(0602)小于落潮延时(0622)，平均高潮间隙2.7小时。

(3) 潮流：属不规则半日潮流，湾内潮流近于往复流，在水深—5—10m处涨潮流向为SSW，落潮流向为NNE，流速较大，一般为20—46cm/s；腰岛至电站口门之间流速减弱，一般在20—30cm/s之间，涨潮流向为210°—240°，落潮流向60°—30°。余流流速在10cm/s左右，余流从腰岛西侧向北流入，然后从东侧向东、南流出。

(4) 波浪：本区海浪玫瑰图如图4和表1所示。夏季以涌浪为主，波向集中在E-S，最大波高3.3m，平均周期 $\bar{T} = 4-7s$ ；冬季主要为风浪，波高较小，平均周期 $\bar{T} = 2-5s$ ，波向较分散，波能合成方向为139°。本区的泥沙运动主要受E-SSW方向海浪作用。

表1 腰岛站波浪统计表

波 向	1972年8月—1973年8月		
	频率 (s^{-1})	平均波高 (m)	平均周期 (s)
N	4.80	0.434	2.417
NNE	0.49	0.247	2.721
NE	0.41	0.322	2.309
ENE	0.50	0.489	2.845
E	3.96	0.456	3.962
ESE102°—112°	3.26	0.603	4.648
ESE113°—124°	5.07	0.712	4.526
SE135°—136°	7.21	0.743	5.067
SE136°—146°	12.36	0.632	5.282
SSE147°—157°	16.63	0.617	4.987
SSE158°—168°	14.99	0.520	4.707
S	7.37	0.393	3.202
SSW	0.17	0.200	1.500
SW	0.51	0.298	2.173
WSW	0.54	0.255	2.608
W	0.38	0.330	3.201
WNW	0.97	0.436	3.058
NW	1.86	0.377	2.412
NNW	3.82	0.384	2.107

二、白沙口前海区的泥沙来源

我们从白沙口前海区淤沙的物质组成出发，探讨其物质来源。

1. 前海区底质分布特征及变化 电站口外, 海底沉积物由岸边向外由粗变细呈扇形带状分布(图 5)。

中粗砂: 分布在自岸边至-2m 水深以内, 呈扇形明显突出于口门之外, 组成三角洲的主体部分。由于地形和水动力的差异, 局部地区有粗砂分布, 个别样品含砾石。

中砂及细砂: 中砂主要分布在三角洲西南边缘, 基本不含泥粒。由浅到深(-2—-3.5m)依次为中砂、细砂, 两者之间无明显分界。

砂质粉砂及粉砂质砂: 分布在-3.5m—-4.5m 水深之间。在三角洲的正前缘沉积物相对较粗, 为粉砂质砂; 三角洲前缘的两侧沉积物相对较细, 为砂质粉砂。

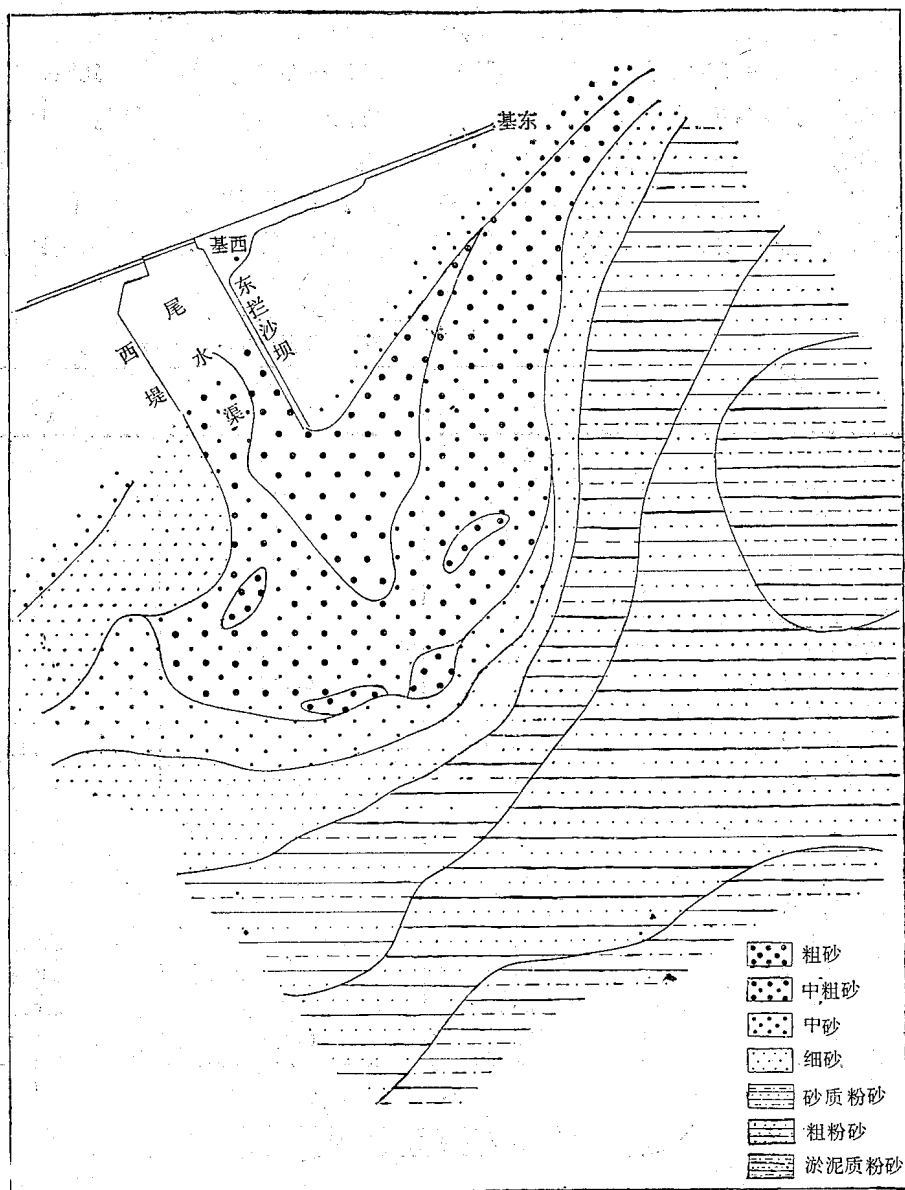


图 5 白沙口底质类型分布图

粗粉砂：分布于—4.5——5.0m 水深之间，在主通道出口的三角洲东南前缘地区，可延伸至 5m 水深以外。

淤泥质粉砂：分布于—4.5——5.0m 水深以外的三角洲前缘的两侧。—5m——8 m 水深以外所含粘土粒级变化不大。

在潮汐通道中，受涨落潮强流的作用，沉积物普遍较粗，分布的主要是粗砂。

自 1972 年以来，由于海浪对三角洲的改造侵蚀，电站前落潮三角洲地区的沉积物普遍变粗(表 2)。

表 2 1972 年与 1984 年底质变化对比表

1972 年		1984 年	
水深范围	底质类型	水深范围	底质类型
0—2m	粗砂、中砂	0—2m	粗砂
—2—4m	细砂	—2—3.5m	中砂、细砂
<—4m	淤泥质粉砂	—3.5—4.5m	砂-粉砂
		—4.5—5.0m	粗粉砂
		<—5.0	淤泥质粉砂

2. 前海区重矿物的分布特征 沉积物中的重矿物组合和标志矿物是追溯泥沙来源的最好天然指示剂。白沙滩河流经混合花岗岩区，其输出泥沙中的重矿物主要是角闪石和绿帘石，约占总量的 80%，褐帘石和纤维状集合体磷灰石是其标志矿物。它们主要分布在电站以东的沿岸沙堤上，其含量有自东向西降低的趋势。电站西部沿岸为胶东群变质岩系，也富含角闪石，但多为深绿色，没有或少见颗粒矿物包裹体，不含有褐帘石，未见呈纤维状磷灰石的集合体，有别于白沙滩河的输出物。它们主要分布在西部海滩。在电站出口的落潮三角洲上，这两组特征矿物在沉积物中均有出现。

根据上述矿物的分布特征，可将沿岸海滩分为东部矿物区、西部矿物区和混合区。混合区的东界约在 BM17 (断面号) 附近，西界约在 81-1(BM1) 附近(图 6)。

海底沉积物中重矿物的特征是，比重较大的磁铁矿、锆英石、金红石、石榴子石的含量自岸边向外由高变低，而黑云母和绿泥石等片状矿物则与此相反。

综上所述可以看出，本区重矿物的分布特征是自岸向海的分带性和东西两部的差异性，这是物质来源的不同和水动力条件的差异所造成的。白沙滩河的特征矿

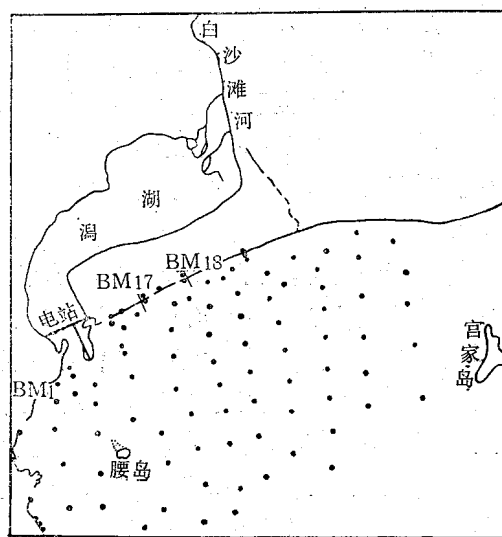


图 6 白沙口海滩和海底取样站位
BM18 为断面号；· 取样点

物——褐帘石在本海湾都有分布,说明白沙滩河输出的泥沙对整个海湾都有影响(李凡、张秀荣,1984)。

3. 前海区的泥沙来源 从上述底质和重矿物的分布特征不难看出,电站以东沿岸海滩的矿物组合与白沙滩河冲积物中的矿物组合是一致的,只是在其搬运和沉积过程中,沿程含量有所变化而已。因此,可以认为电站以东地区沉积物的泥沙来源主要是白沙滩河的输沙和东部沿岸侵蚀下来的产物。电站以西地区沉积物中的矿物组合则与西部沿岸的矿物组合相似,所以它的主要来源是西部沿岸的冲刷物。这两组物质来源在电站尾水渠前汇集,形成了一个混合区。但是白沙滩河输出泥沙的影响可遍及整个海湾的海底。

根据1974年的调查分析,对电站尾水渠有影响的泥沙是在东至BM18,西至BM1,水下至-4m水深的范围内¹⁾。但经十多年来的演变,本区泥沙运动状况已有了很大的变化。至1985年,对尾水渠能产生影响的泥沙范围缩小了。估计东部海滩的影响范围由BM18(距拦沙坝800m)西移至东拦沙坝以东300m之内的地区;西部海滩的影响范围估计仍在BM1以内。海底泥沙对尾水渠有实质性影响的是一2m水深以内的三角洲平台上的泥沙。但是由于海滩长期经受侵蚀下降(见后文),三角洲平台上参与运动的泥沙已大大减少,因而它们对尾水渠的威胁已大为减轻。

三、三角洲浅滩地区的冲淤变化

建坝以前白沙口是一个天然的潮汐海口,经受潮汐、潮流和波浪的共同作用,其出口由东部沙坝末端与西部角滩束窄而成。由于涨落潮流的作用,在口门内外各形成了涨潮三角洲和落潮三角洲。落潮三角洲上的主潮流通道位于三角洲的中偏东侧(图7),将三角洲分割成东、西两部分,边缘涨潮沟分别位于东西三角洲平台与东部次生沙咀和西部角滩之间。由于波浪季节性变化的影响,主潮流通道的的位置时有摆动,但以-2m等深线为界的三角洲前缘的扇形形态基本保持左右对称。

1971年初白沙口被大坝堵塞,随后又修建了一条与大坝近于垂直的拦沙丁坝(东拦沙坝),从而大大改变了坝前海区的水动力状况。自此之后,拦沙坝以东地区只经受海浪的作用,拦沙坝以西地区在水库放水以前也只经受海浪作用,放水以后才恢复潮汐海口的性质。现以拦沙坝为界分东、西两区叙述其地形演变。

1. 东区

(1) 岸滩的冲淤变化及坝间潟湖的形成和封闭过程: 大坝与东拦沙坝建成以后,两坝之间的原潮流通道成为集水凹地,东部沙堤向西延伸的次生沙咀受海浪作用,起初后退增高并出露于高潮位以上成为岸线,它与原三角洲西部的内端对峙,围绕了原来的部分潮汐通道,从而形成坝间的小潟湖。沙咀不断向西延伸,经过三次淤塞与决口,最后因海底沙洲并岸,坝间小潟湖于1974年前后完全堵塞,变成了死潟湖(李凡,1981)(图8),从而形成了新的岸线。据1972年与1973年测图的比较,在此期间,距拦沙坝240m以东的岸滩普遍遭受冲刷,岸线后退5—20m,冲走的沙量约 $0.5 \times 10^4 \text{m}^3$;而240m以西至拦沙坝之

1) 中国科学院海洋研究所,山东省水文总站,1976。白沙口潮汐电站淤积调查报告(内部资料)。

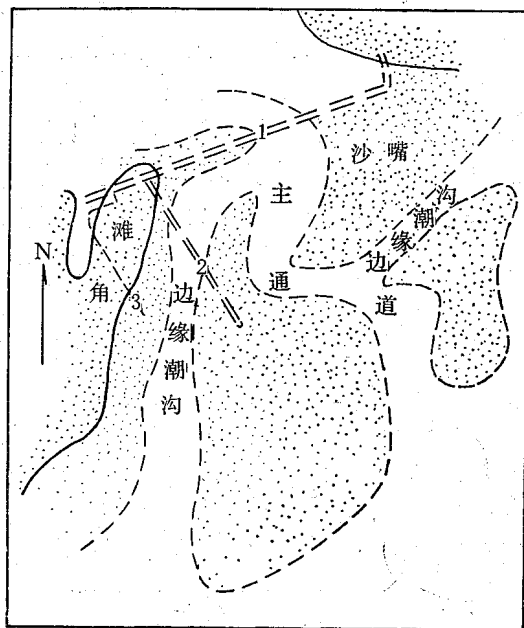


图7 建坝前的白沙口地貌略图

1. 大坝; 2. 东拦沙坝; 3. 西护堤

间岸线淤积增长, 岸线向海推进 10—20m, 淤积量约 $2.7 \times 10^4 \text{m}^3$, 小潟湖口处最后淤至 +2m 高程。距拦沙坝 240m 以东的岸滩冲沙量比以西的淤积量少, 为 $2.2 \times 10^4 \text{m}^3$ 左右 (表3), 说明有部分淤沙来自海底。

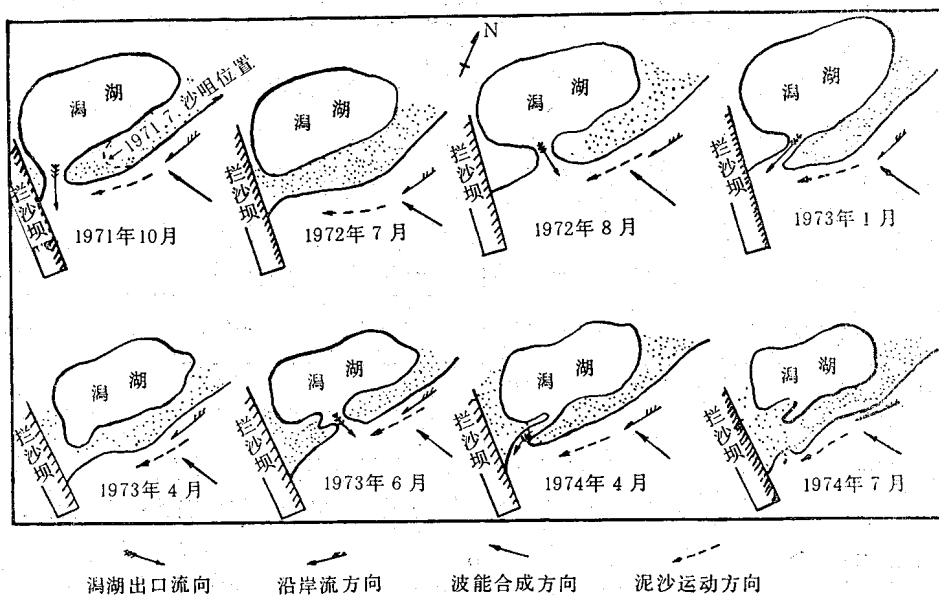


图8 坝间潟湖演变过程示意图

(2) 水下沙洲的形成与发展: 根据水下地形的重复测量资料, 1972 年起东部水下浅滩在水深 -0.5 — -1.0m 处普遍形成与海岸大致平行的水下沙洲, 这些沙洲在东南向海浪的作用下不断推进、扩大。

沙洲在向岸移动的过程中, 不断从外斜坡海滩取得沙量, 使向海斜坡受冲刷后退, 向陆斜坡堆积、增长、推进。根据 1972 年 9 月与 1973 年 9 月两次测图的比较, 沙洲的增沙量与外斜坡海滩的冲沙量基本相当, 分别为 $2.11 \times 10^4\text{m}^3$ 和 $2.06 \times 10^4\text{m}^3$ 左右(表 3), 沙洲向岸推进了 90m(图 9)。

表 3 1972 年 9 月至 1973 年 9 月海滩冲淤量计算表

冲淤量 (m³)	地貌部位	岸 滩		水 下 浅 滩			合计
		距拦沙坝 240m		堤间凹地	沿岸沙洲	外斜坡	
		以西	以东				
分 区		27075	-4742	-20688	21093	-20612	2125
东 区		22332					
西 区		-(冲)29449		(淤)32671			3222

这些沙洲于 1974 年以后相继并岸, 致使岸线迅速向海推进。1972 年至 1985 年东拦沙坝东侧岸线的 2m 等高线向海推进了 150 m(图 10), 淤高达 3.5m 的高程, 1973 年至 1984 年淤沙量约 $8.8 \times 10^4\text{m}^3$ 。岸线淤长的沙源主要是水下浅滩的冲刷物。在此 11 年间水下浅滩的冲沙量合计约 $10.4 \times 10^4\text{m}^3$ (表 4), 其中绝大部分(85% 左右)被推上海岸, 少量被移向西区和 -3.5m 至 -4.0m 的三角洲前缘。由于水下浅滩受冲刷下降, -1.0m 等深线后退逼近滩脚。自 1972 年至 1985 年, -1.0m 等深线后退了 75—160m, 三角洲东侧前缘的 -2m 等深线后退了 50—80m(图 10)。三角洲平台被夷得平坦(图 11)。

表 4 1973 年 9 月至 1984 年 9 月海滩冲淤量计算表

冲淤量 (m^3)	地貌部位	岸 滩	水下浅滩	合 计	水下浅滩 刷深(m)	
					平均	最大
东 区		88023	-103942	-15919	-0.74	-1.8
西 区	尾水渠 前伸区		-42684	-42684	-0.63	-1.5
	西 部	-80364	6720	-73644		

1984—1985 年, 海底地形没有明显变化, 仅在拦沙坝东 200m 处出现一个小沙岗。它基本上沿波能合成方向向岸移动, 在 1985 年 9 号台风作用下向岸移动约 40m, 增高 0.5 m, 最终它将并岸, 对尾水渠不会产生影响。

2. 西区 东拦沙坝以西, 受腰岛的屏蔽和扇形三角洲的影响, 为波能幅聚区, 水库放水之前, 潟湖与外海隔绝, 涨落潮流不起作用, 滩地泥沙主要受海浪的作用。水下浅滩

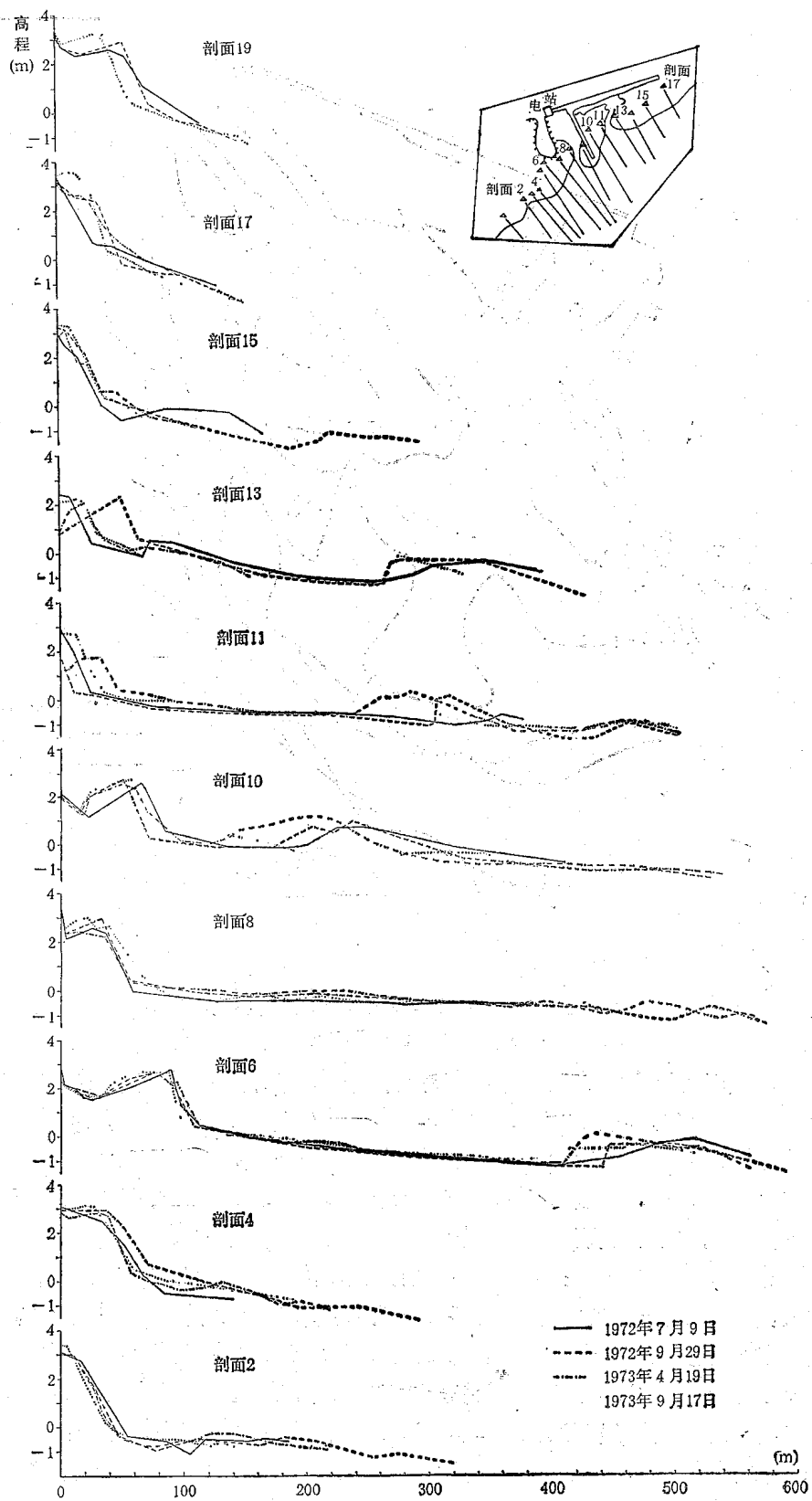


图9 岸滩重复水准测量剖面图

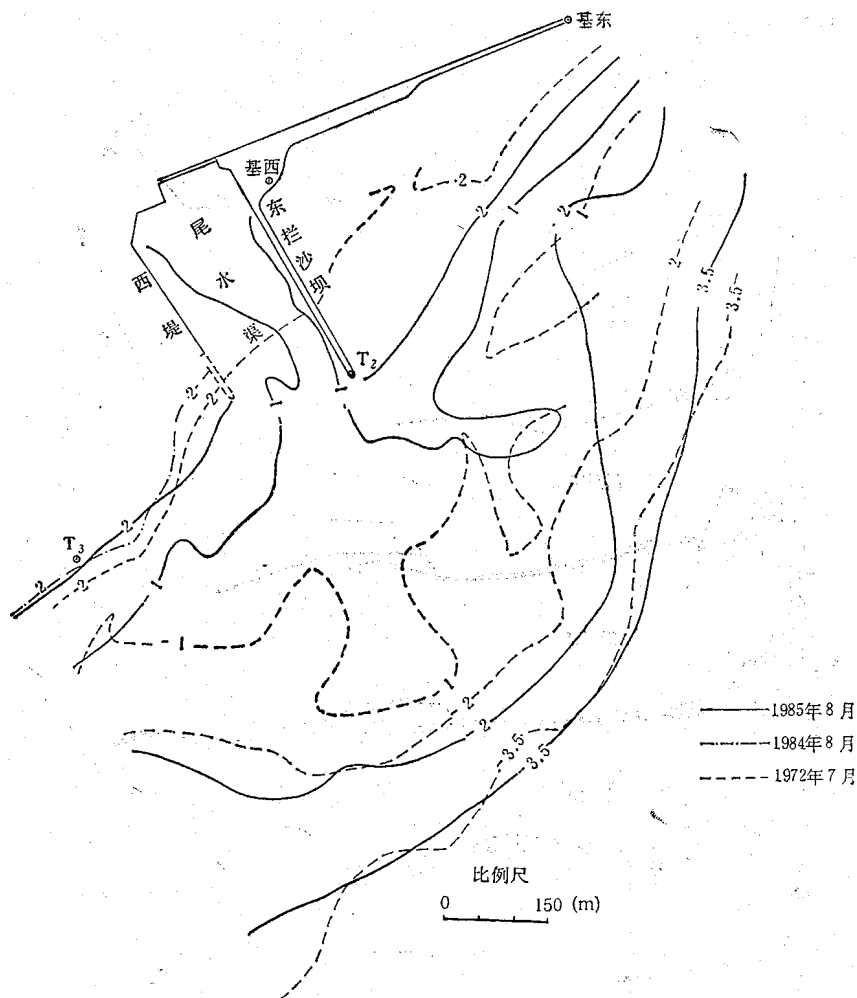


图 10 海滩及落潮三角洲前缘的变化

+2m 与 -1m 为海滩, -2m 与 -3.5m 为落潮三角洲

形成一些与海岸近于垂直的堆积体。有冲有淤,高处冲,低处淤(原潮汐通道),据 1972 年与 1973 年测图比较,冲刷量约 $2.9 \times 10^4 \text{m}^3$,淤积量约 $3.2 \times 10^4 \text{m}^3$,净淤量为 $0.32 \times 10^4 \text{m}^3$ 。(表 3)岸滩主要受冲刷后退,三角洲前缘堆积推进。

水库放水后,此处又恢复了潮汐海口的性质,除受海浪的作用外,主要受潮流的作用。按所受潮流作用的强弱,将西区分尾水渠及其前伸区和西区两部分予以叙述。

(1) 尾水渠及其前伸区: 此处是潮汐通道作用的主要地区。1973 年 7 月前后,水库断续放水,这里已有一潮汐通道向东南方向入海。1973 年 7 月受台风的影响,原位于东拦沙坝东南端的沙咀被拥入尾水渠,形成高程为 2.66m 的沙丘,横亘于尾水渠口门之中,迫使主流线西偏,潮汐通道几乎被堵塞。1973 年 8 月以后,经疏浚和水库放水,沙咀根部被切断,潮汐通道主流线又返向东南入海。尾水渠的淤沙大部分被冲走,起初冲刷剧烈,至 1974 年 8 月基本已形成高程为 -1.5m 至 -2.0m 左右的稳定通道,至今这个通道的行向和水深没有多大变化。

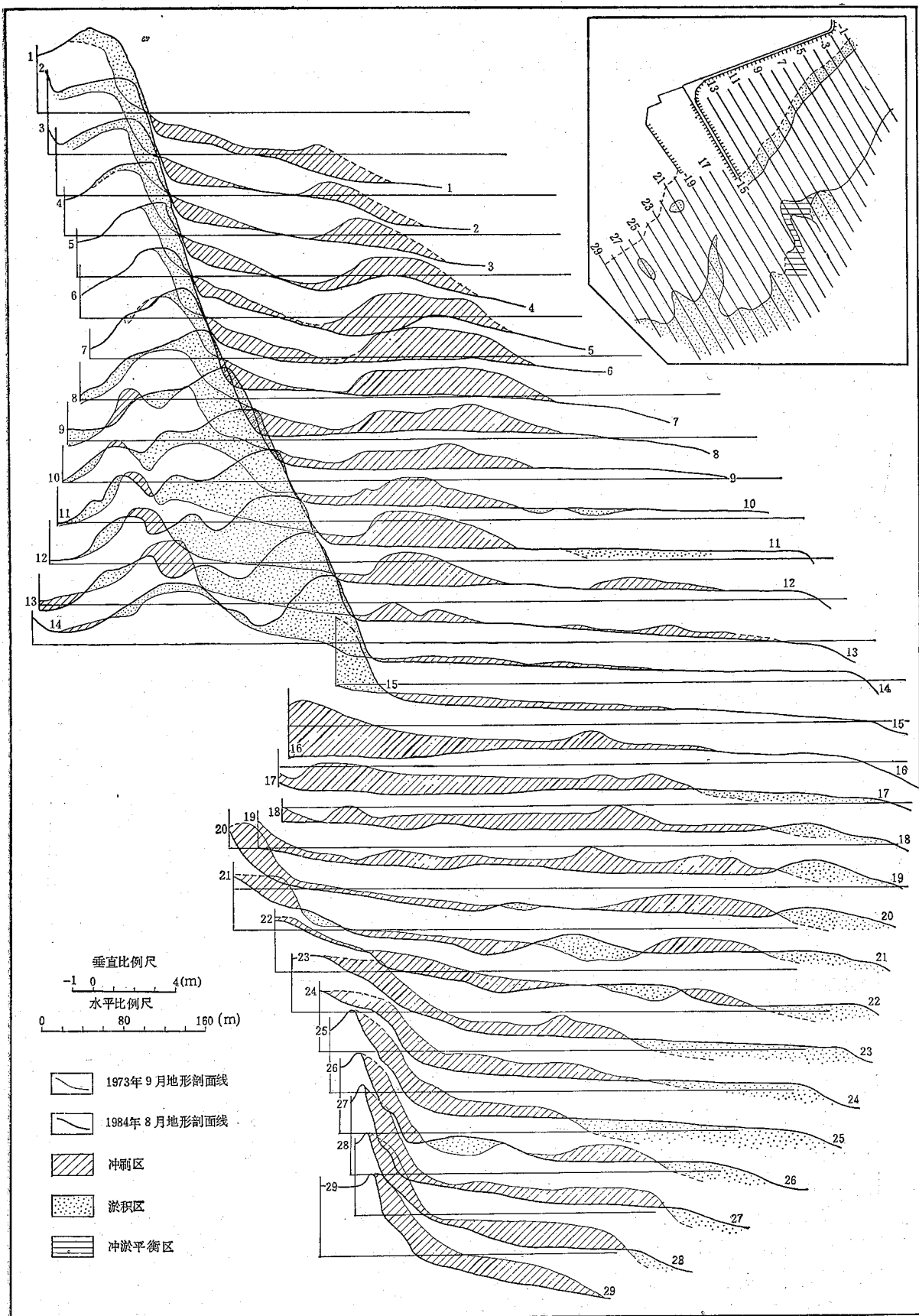


图 11 1973 年 9 月—1984 年 8 月地形剖面对比图
(据 1973 年 9 月及 1984 年 8 月实测 1:2000 地形图绘制)

表 5 尾水渠重复测量冲淤量计算表 (假设高程零点起算)

测量日期 (年·月·日)	剖 面 面 积 (m^2)					总沙量 (m^3)	净冲淤量 (m^3)	平均冲淤率 (m^3/d)
	0+180	0+210	0+240	0+270	0+300			
83.10.3	482.857	1182.526	1220.720	1472.0425	1298.6635	142981.5	648.3	58.9
10.14	551.1285	1186.5065	1215.086	1464.7305	1291.547	143629.8	-1436.3	-110.5
10.27	478.255	1182.645	1212.105	1463.2975	1285.213	142193.4	262.2	43.7
11.3	480.486	1182.830	1215.407	1464.804	1289.810	142445.7	1066.6	97.0
11.14	556.655	1188.155	1205.110	1467.700	1289.569	143522.3	-147.9	-10.6
11.28	554.283	1180.914	1211.042	1466.614	1286.8705	143374.4	-1119.9	-224.0
12.2	483.658	1184.897	1210.241	1461.477	1286.742	142254.5	644.6	53.7
12.14	553.090	1182.385	1209.725	1453.750	1281.790	142899.0	288.0	20.6
12.28	553.435	1184.795	1213.012	1455.990	1284.770	143187.0	-995.2	124.4
84.1.5	483.780	1183.695	1215.170	1455.780	1286.380	142191.8	1252.3	104.4
1.17	556.195	1186.200	1215.680	1458.405	1286.170	143444.0	-563.7	-51.2
1.28	554.4625	1184.795	1209.410	1448.3945	1285.693	142880.3	196.1	-28.0
2.7	555.463	1189.943	1216.047	1443.659	1283.664	143076.4	-266.0	-22.2
2.19	555.578	1193.200	1184.3125	1458.5825	1292.925	142810.4	672.6	67.3
2.29	555.6925	1211.985	1194.250	1453.460	1290.450	143483.0	238.1	29.8
3.7	564.340	1186.370	1219.855	1459.3565	1285.900	143721.0		
						Σ	739.6	4.6

在尾水渠内,根据1983年10月3日至1984年3月7日对其剖面的16次重复测量资料,在0+180(距闸下180m,下同)至0+300的范围内,冲淤相间发生,最大淤积率为 $124.4\text{m}^3/\text{d}$,最小为 $20.6\text{m}^3/\text{d}$,最大冲刷率为 $224\text{m}^3/\text{d}$,最小为 $10.6\text{m}^3/\text{d}$;总的看来,冲淤接近平衡,略有淤积($4.6\text{m}^3/\text{d}$)。在5个月左右的时间内,总淤积量为 5268.8m^3 ,总冲刷量为 4529.2m^3 ,净淤 739.6m^3 。(表5)按此估算,年回淤量约为 1700m^3 。

尾水渠出现时冲时淤的现象是因为,潮汐通道的稳定性主要取决于潮流作用的强弱和波浪沿岸输沙的大小。当出现强浪弱流时,沿岸输沙加强,落潮流的冲刷力抵挡不了沿岸输沙力,便产生淤积;如遇到弱浪强流(如大潮)时,落潮流的冲刷力超过沿岸输沙力,则出现冲刷。例如1973年8月31日,1小时降雨达70mm,又逢大潮,4天内尾水渠被冲刷 $1.1 \times 10^4\text{m}^3$,9月13日—9月15日间,遇上小潮大浪,尾水渠淤积了 $0.9 \times 10^4\text{m}^3$ 。由此可见,库区的一定纳潮量是电站赖以生存的决定因素。

在尾水渠的前伸地区,主通道保持稳定,略有冲刷;其两侧受冲刷,有较大下降;自1973年9月至1984年9月的11年间,平均冲刷下降0.63m,最大达1.5m,冲刷量约 $4.3 \times 10^4\text{m}^3$ (表4),其冲刷强度略次于东区。

(2) 西区西部:此区受腰岛的屏蔽,为波能幅聚区,同时受潮流汉道的作用,动力条

件比较复杂。1984年西护堤延伸了80m,延伸之前,岸滩部分主要受冲刷,岸线后退;延伸之后,堤西120m以内岸滩出现了迅速的淤积,不到一年,淤积量达 $1.1 \times 10^4 \text{m}^3$,岸线推进约60m,120m以西却出现了冲刷,岸线后退(图10)。

据1973年与1984年测图的比较,水下浅滩的沙岗被夷平充填潮汐汉道,地形趋于平坦,总趋势是冲刷,总冲刷量约 $7.4 \times 10^4 \text{m}^3$ 。但其三角洲的西南前缘却淤积推进,自1972年至1985年-2m等深线向外推进约50—70m(图10)。

四、波浪作用下泥沙冲淤的基本规律

建坝以前,白沙口是一个天然潮汐海口,同时经受潮流和波浪的作用。波浪作用是企图将海底泥沙推上海岸,而潮流的作用则将波能从东西两侧运来的泥沙冲向海的一方,发育落潮三角洲。建坝以后,拦沙坝的东侧摆脱了潮流的作用,主要在波浪作用下塑造新的岸滩平衡剖面;拦沙坝西侧是电站的排水口,具有潮汐海口的性质,但因出水受人控制;落潮流的作用已大为减弱,波浪作用相对加强,浅滩也遭受到改造。电站建成之后,泥沙运动的水动力因子发生重大变化,泥沙的冲淤规律主要为波浪所控制。

1. 波浪作用下泥沙移动的临界水深 波浪加强到一定程度,出现底质净推移的界线,这一界线的水深称为底质推移的临界水深。许多学者对这个问题曾做过大量研究,建立了一些经验、半经验公式。日本学者佐藤根据放射性玻璃砂试验结果,提出了下面两个计算公式(侯和荣、肖荣祥,1983)。

表面推移临界水深公式:

$$\frac{H_0}{L_0} = 1.35 \left(\frac{d_s}{L_0} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \sinh \frac{2\pi D_1}{L} \cdot \left(\frac{H_0}{H} \right)$$

全面推移临界水深公式:

$$\frac{H_0}{L_0} = 2.4 \left(\frac{d_s}{L_0} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \sinh \frac{2\pi D_2}{L} \cdot \left(\frac{H_0}{H} \right)$$

式中: H_0 ——深水波高(用计算深水波高 H'_0 代替); L_0 ——深水波长; H ——实测波高(水深6m处); d_s ——当地泥沙平均粒径; D_1 ——表面推移临界水深; D_2 ——全面推移临界水深; L —— D_1 或 D_2 处波长; T ——周期。

根据1972年8月—1973年8月腰岛实测波浪资料及底质情况,取底质粒径 $d_s = 0.5 \text{mm}$,按上述两式进行计算,结果如表6和图12中 D_1, D_2 曲线所示。

由于潮汐涨落,海滩上的实际水深随时间而变化。不同等深线处的水深变化曲线如图12中 L_1, L_2 所示。当水深小于某一临界水深时,波浪才对海底泥沙发生推动作用,大于此临界水深时海底泥沙将不发生净推移。据此,将不同等深线以内出现底质推移的波浪频率乘以各波级作用的临界水深所出现的频率,便可得到某一水深以内发生底质净推移的作用延时值。然后从中找出各等深线以内最大可能的作用延时,其结果如图13所示。例如,在-2.5m等深线以内出现表面推移的波浪频率占10%,其作用水深为5.0m,而<5.0m水深的频率为67%,故其最大可能作用延时应为6.7%;而出现全面推移的波浪频率占2%,其作用水深为4.0m,而<4.0m水深的频率为30%,故其最大可能的作

表6 波浪要素与作用水深计算表

频率 (%)	$\bar{H}$ (m)	$\bar{T}$ (s)	L_0	d/L_0	H/H'_0	H'_0	H'_0/L_0	d_s/L_0	表面推移水深 D_1 (m)	全面推移水深 D_2 (m)	破碎水深 d_b (m)
32.71	0.2	3.9	23.7276	0.2529	0.9333	0.2143	0.0090	2.107×10^{-5}	0.36	0.17	0.40
43.34	0.55	4.2	27.5184	0.2180	0.9226	0.5961	0.0217	1.817×10^{-5}	1.38	0.65	0.83
17.09	1.00	5.3	43.8204	0.1369	0.9154	1.0924	0.0249	1.141×10^{-5}	3.16	1.52	1.45
5.23	1.60	6.1	58.0476	0.1034	0.9301	1.7202	0.0296	8.613×10^{-6}	5.75	2.84	2.16
1.31	2.10	6.6	67.9536	0.0883	0.9441	2.2243	0.0327	7.358×10^{-6}	8.02	4.03	2.70
0.33	3.33	8.8	120.8064	0.0497	1.024	3.2520	0.0269	4.139×10^{-6}	14.19	7.13	4.21
全年平均	0.60	4.4	30.2016	0.1987	0.9178	0.6537	0.0216	1.656×10^{-5}	1.56	0.74	0.91

注：测波点水深 $d = 6\text{m}$ ，泥沙平均粒径 $d_s = 0.5 \times 10^{-3}\text{m}$ 。

用延时时应为 0.6%。在 0.0m 等深线以内出现表面推移的波浪频率占 40%，其作用水深为 2.3m，而 $< 2.3\text{m}$ 的水深频率为 60%，故其最大作用延时为 24%；出现全面推移的波浪频率占 25%，其作用水深为 1.5m， $< 1.5\text{m}$ 水深的频率为 27%，则其最大作用延时为 6.8%。按此类推，得出在 -2.5m 等深线以内出现表面推移的最大延时为 6.7%，-2.0m 以内为 8.3%，-1.5m 以内为 11%；-1.0m 以内为 13.4%，-0.5m 以内为 18%，0.0m 以内为 24%；对应上述等深线，出现全面推移的可能情况为 0.6, 1.2, 1.9, 3.0, 4.8, 6.8%。本区拦沙坝以东岸滩的滩脚在 -1.0m 附近，因此，-1.0m 以内泥沙继续向前推移的情况不可能发生。从三角洲前缘 -2.0m 至滩脚 -1.0m 处的海滩上，一年间可能出现表面推移的最大延时为 8.3—13.4%，出现全面推移的最大延时为 1.2—3.0%，(图 13 的 D_1, D_2)说明海滩仍有被刷深，岸滩淤长的可能。

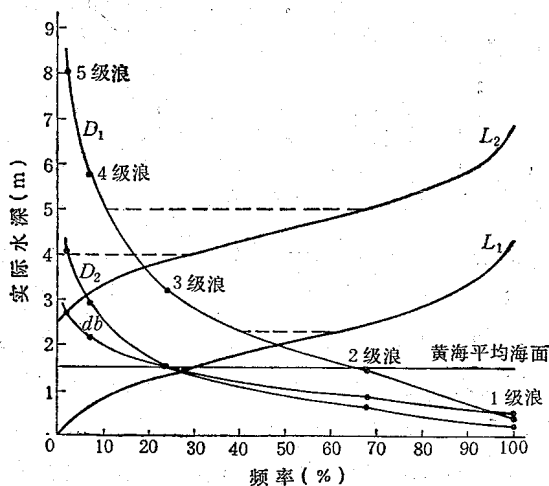


图 12 各级海浪作用临界水深及水位累积曲线关系

D_1 : 表面推移临界水深累积频率曲线; D_2 : 全面推移临界水深累积频率曲线;
 d_b : 破碎水深累积频率曲线; L_1 : 0m 等深线处水深累积频率曲线; L_2 : 2.5m 等深线处水深累积频率曲线

2. 波浪破碎水深与泥沙运动的关系 由于海底的摩擦，波浪传至岸边时不断发生变形，在水深等于 -1.28 m 波高处波浪即开始破碎。波浪破碎时消耗大量能量，由传质流

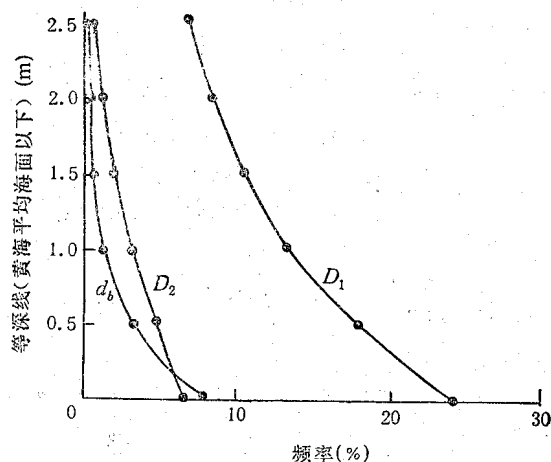


图 13 作用临界水深最大延时图

速挟带来的泥沙大部分将沉积下来,破碎带往往就是泥沙的堆积地区。破碎水深与波高、周期有下列关系:

$$d_b = 0.45(H'_0 T)^{\frac{2}{3}}$$

根据本区各级波浪的出现频率,经计算,在本区出现破碎波的频率如图 12 中 d_b 曲线所示,经水位改正后的最大作用延时如图 13 中 d_b 。由图可以看出,在 -2m 以内发生波浪破碎的最大可能只有 0.16%,在 -1m 以内发生破碎的可能也只有 1.3%,也就是说泥沙在浅滩地区堆积下来的机率很小,绝大部分泥沙将被海浪推上海岸,这就是本区浅滩地区的泥沙以沙洲形式向岸推移的原因。也是本区泥沙运动的基本特点。

3. 波陡与海滩类型 据研究,沿岸输沙主要集中于破碎线至岸边线的范围内,且与深水波陡 H_0/L_0 有关,当 H_0/L_0 较小时,输沙主要集中于岸边线附近,反之,主要集中于破碎线附近。Johnson 于 1949 年依据模型试验指出,当深水波陡(H_0/L_0)为 0.025 以上时,形成暴风海滩,其特点是有沿岸沙洲,通常前滩坡度较缓;小于 0.025 时形成正常海滩,其特点是没有沿岸沙洲,通常前滩坡度较陡。本区 H_0/L_0 大于 0.025 的时间只占全年的 23.2%,出现在 3—5 月,年平均的 H_0/L_0 为 0.023,所以本区的海滩属正常海滩,不可能有稳定的沿岸沙洲。建坝初期,海滩上曾出现过沿岸沙洲,但极不稳定,它们在海浪作用下基本上沿着波能合成方向逐渐向岸靠拢,直至最后并上海岸,海滩被侵蚀刷平。经过十多年来的改造,现在海滩上不再有大型的沙洲,前滩坡度高达 78.3%;一些临时性小沙洲的出现说明海滩仍在受改造之中,仍有侵蚀下降的趋势。

五、波能沿岸输沙的估算

根据腰岛实测海浪(表 1)和滩面地形重复测量资料,下面对波浪引起的泥沙运动方向和输沙量作进一步的分析和估算。

1. 盛行波向和波能合成方向¹⁾ 波向往往决定沙质海岸泥沙运动的主要方向。从依据统计资料绘制的波向频率曲线(图 14)可知, 在 SSE 附近有一最大值, 并在 N 附近有一小峰值。据此, 仿照求取盛行风向的方法, 设 4 个邻近方位的频率为 m_1, m_2, m_3, m_4 , 并设峰值附近的概率函数具有抛物线形式, 求得最大概率的象限中线:

$$X_{\max} = 1 + \frac{m_3 - m_1}{(m_3 - m_1) + (m_2 - m_4)}$$

及其概率(或频率):

$$\phi(X_{\max}) = m_2 + m_3 + \frac{(m_3 - m_1) + (m_2 - m_4)}{2} \left(\frac{3}{2} - X_{\max} \right)^2$$

由此求得腰岛全年盛行波向为 149° , 其相应概率为 32.34%, 第 2 个小峰值的波向和概率分别为 $348^\circ, 8.62\%$ 。显然后者主要发生于冬季半年, 系由离岸风产生, 对本区的泥沙运动当不会有实质性影响, 因此可不予考虑。

但是, 盛行波向只考虑各波向的频率分布, 没有计入波高和周期(即能量)的作用, 为此, 根据小振幅波理论, 在单位时间里, 通过单位宽度的波能(E_1)为:

$$E_1 = \frac{H_r' \cdot W_0 \cdot n_1 \cdot L_1}{8T}$$

式中 H_r' ——均方根波高; W_0 ——海水容重 (1.03t/m^3); n_1 ——能量传递系数; L_1 ——水深 6m 处波长。据此算得各波向的波能概率如图 14 中虚线所示, 可以看出, 其变化趋势及峰值几乎与波向概率曲线一致。因而可以参照 Lambert 公式求出全年的波能合成方向为 139° , 这与上述盛行波向甚为接近, 这一方向实际上就是本区波能输沙的合成方向。

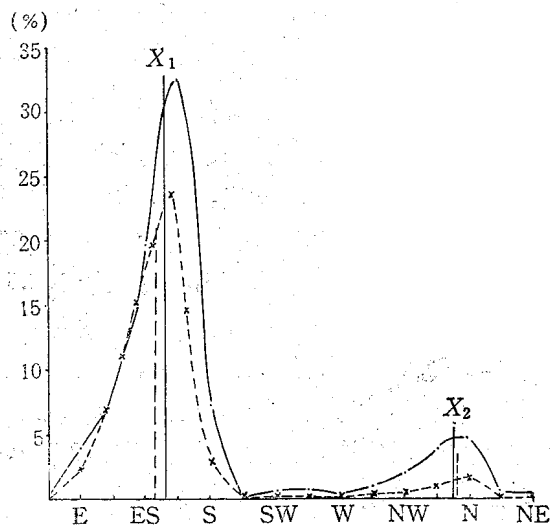


图 14 盛行波向、波能概率曲线
——盛行波向; ---波能合成方向

1) 根据尤芳湖 1974 年《白沙口潮汐电站调查报告》(手稿)。

应当指出,不仅波能随季节有明显变化,而且其合成方向也有明显的月变化,但除1月和8月外,其变幅均不超过 $\pm 10^\circ$,即都在SE这个方位之内。

2. 波能沿岸输沙量的计算 计算沿岸输沙量的前提是沿岸输沙量 Q_s (m^3)与作用于单宽海岸的波能量 E_s ($t \cdot m/m \cdot s$)存在着线性关系。目前各国学者提出的波能输沙公式日益增多,但由于侧重考虑的因素和条件不同,在应用上都受到一定的限制。我们根据1972—1973年腰岛的测波资料和同期海滩重复测量的冲淤量资料,建立了适应本地区的输沙公式:

$$Q = K' \cdot \frac{r}{16T} \cdot K_r^2 \cdot H_r \cdot n_b \cdot L_b \cdot \sin 2\alpha_b \cdot p_t$$

式中: K' ——据现场实验的经验系数(0.125); r ——海水容重 ($1.03t/m^3$); T ——波浪周期; K_r ——波浪折射系数; H_r ——水深6m处(腰岛站)测得的均方根波高; n_b ——碎波能量传递系数; L_b ——波浪濒于破碎时波长(m); α_b ——波浪濒于破碎时与岸线法线夹角; p_t ——作用延时(s)。

1976年,我们用上式和法国拉勒斯式、日本井岛、佐滕、田中式三种计算式同时进行沿岸输沙的计算¹⁾,并将计算结果与地形实测冲淤量进行对比:如只取淤积,结果是一致的,但净冲淤量相差较大,特别是尾水渠部分,这是因为用波能法计算时,没有计入潮流的冲刷作用,所得的结果必然偏大。如以地形法为准,则估计滩面的年平均淤积量约为 $1 \times 10^4 m^3$ 左右,而且主要淤积在拦沙坝以东的岸滩上。如不考虑冲刷,这一估计与1973年9月和1984年9月地形对比得出的淤积量,在量级上(表4)基本是一致的。

假设波浪要素的年分布变化不大,仍以1972年8月至1973年8月实测波浪资料作为计算波能的依据。但滩面地形十多年来已有很大变化,特别是决定输沙强度的 α_b 角,1972年的测图已不再适应。因此对变化较大的一4m等深线以内部分,用1984年4—6月新测地形图进行了改正。然后对各方位海浪不同周期作折射图(图15),求其 α_b 角和 K_r ,最后再分别予以计算。

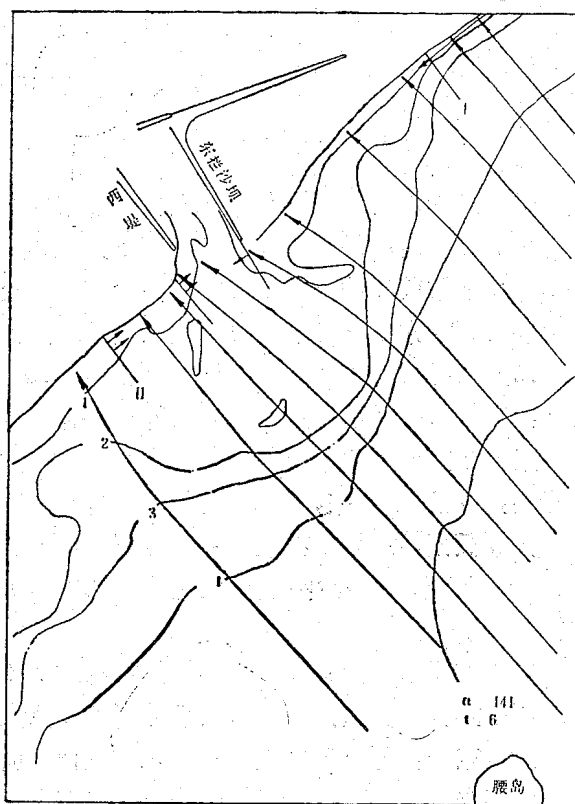


图15 波浪折射及波能沿岸输沙示意图

1) 中国科学院海洋研究所、山东省水文总站,1976。白沙口潮汐电站淤积调查报告(内部资料)。

根据本区地形特点和为了计算方便,用4个断面将本区沿岸分成3个岸段:自东向西为I断面(东拦沙坝东700m)、东拦沙坝断面;西堤断面(西堤以西80m)和II断面(西堤西300m),分成东岸段、尾水渠、西岸段(图15)。

计算结果表明,波浪导致的沿岸输沙,由东北向西南经I断面进入东岸段的年输沙量为 $3\,596\text{m}^3$,经东拦沙坝进入尾水渠为 $2\,696\text{m}^3$;由西南向东北方向经II断面进入西岸段为 $7\,840\text{m}^3$,经西堤断面进入尾水渠为 $4\,754\text{m}^3$;综合结果,由东西两侧进入尾水渠的年输沙总量约 $7\,450\text{m}^3$ 。根据1976年的计算,由三种公式算得的年平均输沙量为 $86\,856\text{m}^3$,而地形对比得出的淤积量只有 $13\,798\text{m}^3$,因为没有计入潮流的冲刷作用。尾水渠的实际淤积量只有计算值的16%。如果按照这个比率回算,则得目前尾水渠的年淤积量为 $1\,183\text{m}^3$;根据1983—1984年地形剖面对比结果估算,尾水渠年平均淤积量约为 $1\,700\text{m}^3$;两者基本相当,可作为尾水渠淤积强度的基本估算值。实际上,尾水渠内淤沙未曾清除之前,其储沙量并没有多大增加;但淤沙清除之后,由于过水断面加大,流速减弱,才出现新的淤积。这就表明,尾水渠的稳定性取决于沿岸输沙强度和落潮流速这两个因素。但由于地形的变化,目前的沿岸输沙强度已大大减弱(仅为原来的8.6%左右),因此可以认为,在库容量没有明显改变的情况下,若出水口门能保持一定宽度,尾水渠的潮汐通道是可以保持稳定形态的。

六、结论与建议

1. 基本观点

(1) 白沙口沿岸泥沙和海底沉积物的来源主要是白沙滩河的输出物和沿岸侵蚀的历史产物。目前沿岸侵蚀产物已为数不多,白沙滩河输出泥沙只影响库区的库容,不可能直接影响到电站前海滩。因此电站前海区已基本上没有外来的泥沙来源,对尾水渠产生直接影响的泥沙来源乃是落潮三角洲范围的泥沙再搬运与再沉积过程。

(2) 根据地形重复测量资料的对比得知,电站建立之后,前海区的水动力状况发生了变化,落潮三角洲经受海洋动力因子的改造,三角洲平台普遍遭受冲刷下降,东区海底冲刷下来的泥沙绝大部分(85%)推上海岸形成新的海岸线。这部分泥沙由于东拦沙坝的防护作用,已经固定下来,不再参与前海区的泥沙运动。西区浅滩冲刷下来的泥沙大部分运往三角洲西南前缘堆积,也不可能再返回前海区参与那里的泥沙运动。经过十多年的改造,前海区已基本趋于平衡状态,参与泥沙运动的沙量已大为减少,这对尾水渠的稳定已变得有利。

(3) 在尾水渠及其前伸地区,主通道自1974年取东南向入海后,基本保持稳定,且略有冲刷下降。由于东西两区海底受冲刷下降,海底趋于稳定,因此不可能有大量泥沙对主通道产生威胁。尾水渠区在西护堤没有延伸以前,其西侧虽有较严重的淤沙存在,但其沙量十多年来并未增加,基本保持常量;在其东侧一直保持约有60m宽的出水通道,其水深及宽度基本稳定。西护堤延伸之后,东拦沙坝失去了对西堤的掩护作用,尾水渠区淤沙状况恶化,淤沙向渠内推进。所以东西两堤的长度应保持一定关系。

(4) 东拦沙坝已起到了积极的防沙作用,阻拦了东部的绝大部分沿岸输沙。由于

岸线走向的改变,目前岸线法线为 130° ,已小于本区的波能合成方向 139° 和盛行波向 149° ,因此已不可能出现来自东部的经常性沿岸输沙。但小于 130° 方向,特别是 115° — 155° 方向的强浪,仍可输入一定数量的泥沙。然而对尾水渠产生威胁的主要是其西侧的泥沙。

由此可见,只要有适当的整治措施,保持或增大库区的纳潮量,电站的前景是乐观的。

2. 防淤措施的建议 从浅滩区冲刷下降,沙源减少的趋势来看,与建站初期相比,对电站是有利了。对尾水渠产生威胁的西部泥沙(和尾水渠前伸地区的泥沙),虽然数量不大,但几万方泥沙搬进尾水渠,对电站却是致命的。十多年来的实践证明,尾水渠的开口过大对维持通道的稳定性也是不利的,因此在保证电站有效输出率的基础上,应尽可能缩小出口断面。

根据站前海滩的泥沙运动规律,提出如下建议(图 16):

(1) 使东拦沙坝沿 172° 方向延伸 100m,其目的是最大效益地拦住东部来沙,特别是小于 130° 方向的波浪的输沙。同时也考虑到浅滩冲刷下降和岸线增长的趋势,适当延伸东拦沙坝,人为地控制岸线走向的变化,使其避开盛行波向和合成波能方向以及强浪

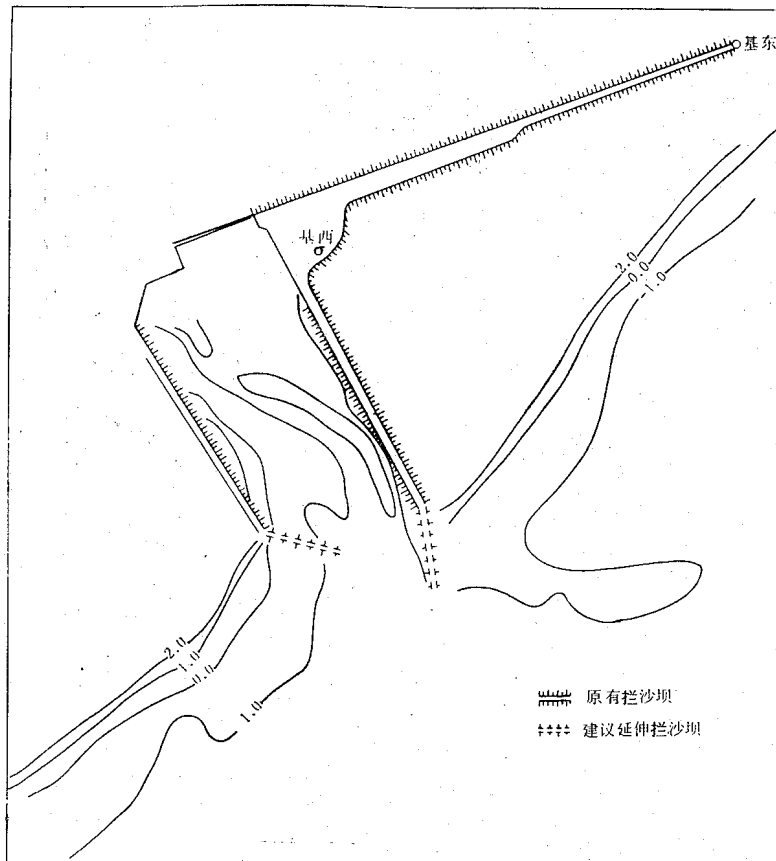


图 16 建议防淤措施示意图

(115° — 155°)的沿岸输沙。设想东拦沙坝延伸 100m 以后,岸线如增长至延伸后的坝头,由于岸线走向改变,岸线法线将减至 125° ,东部来的沿岸输沙便可忽略,岸线将保持动态平衡。

(2) 使西护堤沿 102° 方向延伸约 95m,与东坝保持 80m 的距离,两堤坝端点的连线为 120° ,这个方向将避开东南向强浪而较接近波能合成方向。这样既起到束窄口门,加大流速冲刷的作用,使闸门在东拦沙坝的掩护下免受强浪折射后的冲击,同时又可拦截西向浪的输沙进入尾水渠。

设想淤积使岸线增长至西堤头,西侧岸线的法线将为 140° 左右,它界于波能合成方向与盛行波向之间而大于强浪向。这样,将不再有大量泥沙向东输向尾水渠,东南浪在此折射后又可将淤沙冲向西去。该处将出现时冲时淤的状态,而不至于有大量淤沙绕行进入尾水渠。

估计采取上述措施之后,将可摆脱淤积泥沙对尾水渠的威胁。西堤的内拐角处可能产生环流而出现淤积,但主要是悬移的泥沙,估计数量不大。有了这些措施,尾水渠将不需经常挖沙。这些措施与库区内的清淤结合,增大库区的纳潮量,除可减轻尾水渠及口门的淤沙外,对提高电站发电能力也是有利的。实现这些措施,清除尾水渠的现有淤沙之后,该处并可成为良好的小渔港。

参 考 文 献

李凡、张秀荣,1984。白沙口海湾沉积作用。海洋科学 6: 13—15。

李凡,1981。白沙口海岸带泥沙运动和地貌演变。海洋科学集刊18: 141。

侯和荣、肖荣祥,1983。海岸与港湾水力学。国彰出版社,第 135 页。

STUDY ON THE EROSION AND ACCUMULATION OF SAND IN FRONT OF THE BAISHAKOU TIDAL POWER PLANT*

Lin Baorong Yang Guangfu Li Fan Zhou Tiancheng

Han Yousong and Zhang Minghan

(Institute of Oceanology, Academia Sinica)

ABSTRACT

Baishakou Tidal Power Plant was built at the mouth of the barrier-lagoon where sand accumulated markedly in the front of the dam. In this paper, distribution characteries of sediments and mineral, erosion and accumulation variation of topography movement of sand acted by wave and transport rate of sand along coast were investigated. Results show that sand accumulation is the result of retransportation and redeposition proceses of sand in this region. The main cause is the decrease of ebb tidal current and the increase of wave action since the tidal power plant was built. In order to ensure the safety of the tidal power plant, author suggests to extend appropriately the spur dike.

* Contribution No. 1512 from the Institute of Oceanology, Academia Sinica.