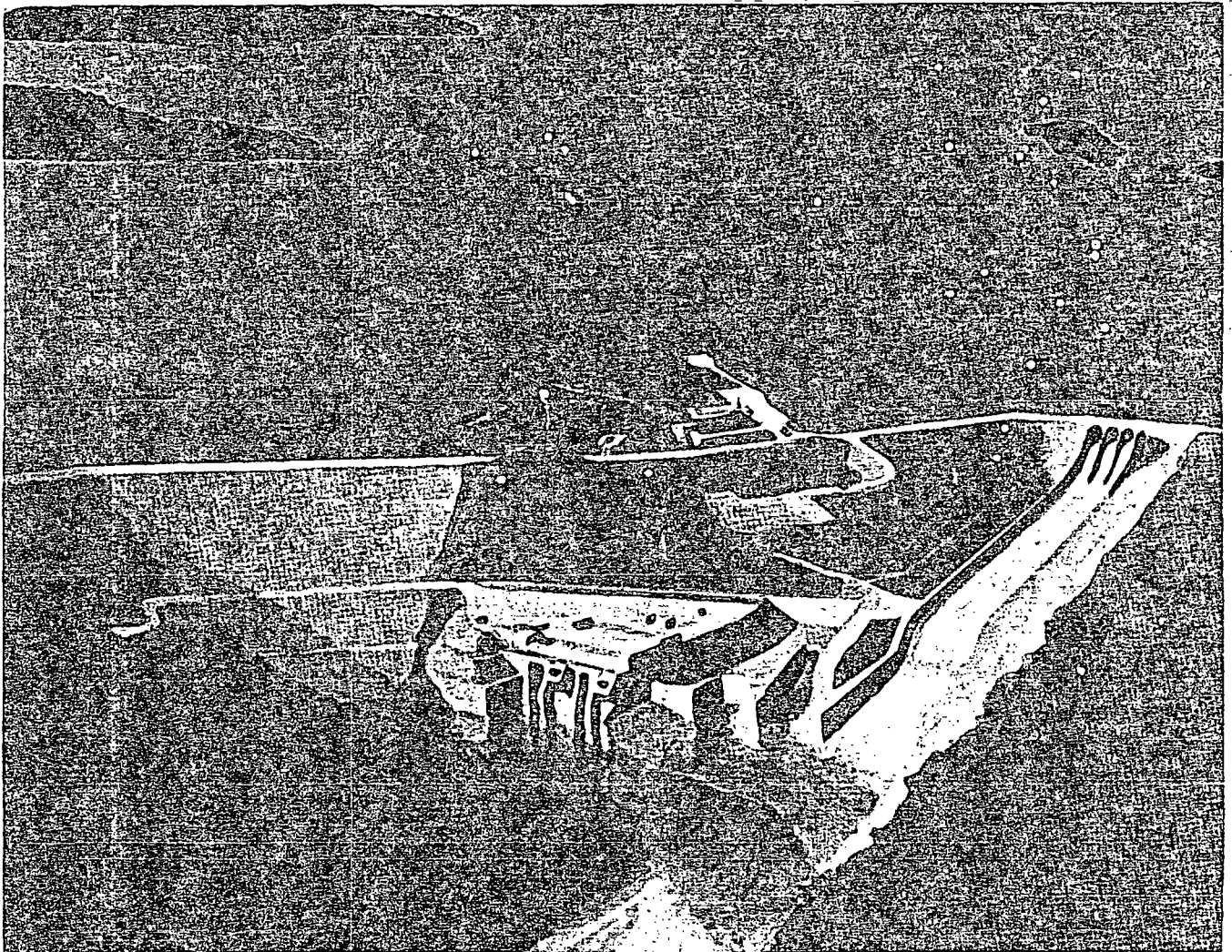


COMISION DE ESTUDIOS PARA EL DESARROLLO DE LA
CUENCA DEL RIO GUAYAS

Unidad Ejecutora del Proyecto de Propósito Múltiple
"Jaime Roldós Aguilera"
DIRECCION DE CONSTRUCCION

INFORME FINAL

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL



1990

GUAYAQUIL - ECUADOR

OFFICIAL FILES COPY
PRA/PAF

C E D E G E

COMISION DE ESTUDIOS PARA EL DESARROLLO
DE LA CUENCA DEL RIO GUAYAS

PRESA DAULE PERIPA

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

AÑO 1990

T A M S - I N T E G R A L

OFFICIAL FILES COPY
PRA/PAF

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION
PROYECTO DAULE-PERIPA

INDICE DE CAPITULOS

1. INTRODUCCION

2. DESCRIPCION GENERAL
SINTESIS CRONOLOGICA
CONTRATACIONES
PLANIFICACION
INVESTIGACIONES Y DISEÑO

2.1	DESCRIPCION GENERAL	
2.1.1	Ubicación2 - 1
2.1.2	Cuenca de Drenaje del Proyecto2 - 1
2.1.3	Presa Daule-Peripa y Embalse2 - 1
2.1.4	Zona de Riego2 - 2
2.2	OBJETIVOS DEL PROYECTO DAULE-PERIPA	
2.2.1	Riego2 - 3
2.2.2	Generación hidro-eléctrica2 - 3
2.2.3	Agua potable y Control de Salinidad2 - 3
2.2.4	Navegación2 - 3
2.2.5	Control de Crecientes2 - 3
2.3	DESCRIPCION DE LA PRESA DAULE-PERIPA Y OBRAS AUXILIARES	
2.3.1	Obras de Descarga2 - 4
2.3.2	Presa Principal y Presa Auxiliar2 - 6
2.3.3	Dique de la Divisoria y Diques Aux.2 - 6
2.3.4	Area Administrativa2 - 7
2.3.5	Obras Complementarias2 - 7
2.4	SINTESIS CRONOLOGICA DE ESTUDIOS Y CONSTRUCCION DE LA PRESA DAULE-PERIPA	
	CONTRATACIONES	
2.4.1	Resumen de Estudios Realizados	2 - 8
2.5	CONSTRUCCION DE LA PRESA DAULE-PERIPA Y OBRAS AUXILIARES	
2.5.1	Contrato Original, CEDEGE-AGROMAN	2 - 9
2.5.2	Contratos Complementarios CEDEGE-AGROMAN	2 - 11
2.5.3	Cumplimiento de plazos	2 - 11
2.5.4	Monto de Obras realizadas por AGROMAN.	2 - 12
2.6	SUPERVISION Y FISCALIZACION.	2 - 12

OFFICIAL FILES COPY
PRA/PAF

3.	ORGANIZACION Y ADMINISTRACION	
3.1	ORGANIZACION GENERAL	3 - 1
3.2	ORGANIZACION DE TAMS-INTEGRAL	3 - 1
3.3	FUNCIONES DE CADA DIVISION DE TRABAJO	
3.3.1	Dirección de Construcción	3 - 2
3.3.2	División de Ingeniería Civil y Oficina	3 - 2
3.3.3	División de Geotécnia	3 - 3
3.3.4	División de Estructuras y Hormigones	3 - 3
3.3.5	División Mecánica y Eléctrica.	3 - 4
3.3.6	Oficina en Guayaquil	3 - 4
3.3.7	Oficina de TAMS en New York.	3 - 5
3.3.8	Panel de Consultores Internacionales	3 - 5
3.4	PERSONAL UTILIZADO POR TAMS-INTEGRAL	3 - 5
3.5	INFORMES PERIODICOS	3 - 6
3.5.1	Informes Mensuales	3 - 7
3.5.2	Informes Anuales	3 - 8
3.5.3	Informe Ejecutivo Mensual	3 - 8
3.5.4	Informe Final	3 - 8

4.	COSTOS	
4.1	ASPECTOS GENERALES	4 - 1
4.2	MONTO DE CONTRATOS DE CONSTRUCCION	4 - 1
4.3	COSTO DE OBRA POR ACTIVIDADES	4 - 2
4.4	COSTO POR REAJUSTE DE PRECIO	4 - 2
4.5	COSTOS MENSUALES	4 - 3
4.6	COSTOS MENSUAL CONVERTIDO A DOLARES.	4 - 3
4.7	ANALISIS SOBRE COSTOS TOTALES	4 - 4
4.8	COSTO DE SUPERVISION Y FISCALIZACION	4 - 4

5.	GEOLOGIA	
5.1	INTRODUCCION	5 - 1
5.2	GEOLOGIA HISTORICA	5 - 1
5.3	TECTONICA ACTUAL Y SISMOLOGIA	
5.3.1	Tectónica General	5 - 2
5.3.2	Tectónica en el Sitio de la Presa	5 - 2
5.3.3	Red Microsísmica	5 - 2
5.4	GEOLOGIA DEL SITIO DE PRESA Y OBRAS AUX.	
5.4.1	Generalidades	5 - 3
5.4.2	Estratigrafía	5 - 4
5.4.3	Geología Estructural	5 - 6
5.4.4	Abatimiento del Nivel Freático	5 - 8
5.5	INVESTIGACIONES ADICIONALES	5 - 9
5.6	CONDICIONES FINALES DE CIMENTACION	
5.6.1	Generalidades	5 - 10
5.6.2	Presa Principal	5 - 10
5.6.3	Vertedero	5 - 11
5.6.4	Dique y Vertedero de Emergencia	5 - 12
5.6.5	Galerías de Drenaje	5 - 13
5.6.6	Area Administrativa	5 - 14
5.6.7	Túneles	5 - 15
5.6.8	Presa Auxiliar	5 - 17
6.	MATERIALES DE CONSTRUCCION	
6.1	INTRODUCCION	6 - 1
6.2	FUENTES DE MATERIALES	
6.2.1	Materiales Locales	6 - 1
6.2.2	Materiales Importados	6 - 2
6.3	TIPOS Y CANTIDADES DE MATERIALES	
6.3.1	Materiales Locales	6 - 2
6.3.2	Materiales Importados	6 - 9
6.3.3	Materiales Fabricados	6 - 13
6.4	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	
6.4.1	Materiales Locales	6 - 14
6.4.2	Materiales Importados	6 - 24
6.4.3	Materiales Fabricados	6 - 27

7. FASES DE LA CONSTRUCCION Y MANEJO DEL RIO

7.1 INTRODUCCION 7 - 1

7.2 FASE I - ANTES DEL DESVIO

7.2.1 Descripción de las obras comprendidas . . . 7 - 1

7.2.2 Consideraciones de diseño 7 - 1

7.2.3 Cambios y modificaciones durante const.. . 7 - 2

7.3 FASE II - DESPUES DEL DESVIO

7.3.1 Descripción de las obras comprendidas. . . 7 - 2

7.3.2 Cambios y modificaciones durante const. . 7 - 3

7.4 FASE III - CONVERSION FINAL

7.4.1 Descripción de las obras comprendidas . . . 7 - 3

7.4.2 Consideraciones de diseño 7 - 4

7.5 MANEJO DEL RIO

7.5.1 Primer desvío - 1984 7 - 4

7.5.2 Segundo y último desvío - 1985 7 - 4

8. PRESA PRINCIPAL Y AUXILIAR

8.1 PRESA PRINCIPAL

8.1.1 Descripción de la estructura 8 - 1

8.1.2 Excavaciones 8 - 2

8.1.3 Construcción del Cuerpo de la Presa . . . 8 - 8

8.1.4 Cambios al diseño durante la const. . . . 8 -10

8.2 PRESA AUXILIAR Y AREA ADMINISTRATIVA

8.2.1 Descripción de las estructuras 8 -13

8.2.2 Excavaciones 8 -14

8.2.3 Terraplenado 8 -15

8.2.4 Cambios al diseño 8 -16

9. INYECCIONES

9.1 INTRODUCCION 9 - 1

9.2 PERFORACION E INYECCION DE LA CIMENTACION DE LA PRESA

9.2.1 Introduccion 9 - 1

9.2.2 Equipo 9 - 1

9.2.3 Material de Inyeccion 9 - 1

9.2.4 Presion de Inyeccion 9 - 2

9.2.5 Procedimiento de Inyeccion 9 - 2

9.2.6 Ubicacion de los Taladros y Orden de Iny. . 9 - 3

9.2.7 Control de Inyeccion 9 - 3

9.2.8 Resultados de las Inyecciones 9 - 4

9.2.9 Inyecciones de Consolidacion 9 - 7

9.2.10 Resultados de las Iny. de Consolidacion . 9 - 8

9.2.11 Relacion entre la Geologia y las Inyecc. . 9 - 9

9.2.12 Permeabilidad y Absorcion de Mezcla . . . 9 -10

9.3 INYECCIONES EN LOS TUNELES

9.3.1 Introduccion 9 -10

9.3.2 Inyeccion de Contacto 9 -11

9.3.3 Iny. de Contacto en las Zonas de Transic. . 9 -14

9.3.4 Inyecciones en la Cortina Radial 9 -15

9.3.5 Inyecciones de Contacto en el Blindaje . . 9 -16

9.4 INYECCIONES EN EL VERTEDERO

9.4.1 Introduccion 9 -17

9.4.2 Extension y Profundidad de las Cortinas . 9 -17

9.4.3 Metodo de Inyeccion 9 -18

9.4.4 Presion de Inyeccion. 9 -18

9.4.5 Mezcla de Inyeccion 9 -19

9.4.6 Equipo 9 -19

9.4.7 Resultado de la Inyeccion 9 -19

9.4.8 Analisis de la Iny. del Rollcrete 9 -20

10. DIQUE DE LA DIVISORIA

10.1 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA 10 - 1

10.2 CIMENTACION 10 - 1

10.3 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS 10 - 3

10.4 SECUENCIA DE CONSTRUCCION 10 - 5

10.5 CAMBIOS AL DISEÑO DURANTE LA CONST. . . . 10 -10

11.	INSTRUMENTACION	
11.1	INTRODUCCION11 - 1
11.2	TIPOS DE INSTRUMENTOS11 - 1
11.3	DISTRIBUCION E INSTALACION DE LOS INST.	.11 - 1
11.4	PRESA PRINCIPAL	
11.4.1	Piezómetros11 - 3
11.4.2	Inclinómetros11 - 5
11.4.3	Pozos de Alivio11 - 5
11.4.4	Piezómetros abiertos11 - 5
11.4.5	Hitos para movimientos superficiales . .	.11 - 6
11.5	GALERIAS DE DRENAJE11 - 6
11.6	DIQUE DE LA DIVISORIA	
11.6.1	Piezómetros abiertos11 - 6
11.6.2	Acelerógrafos11 - 6
11.6.3	Pozos de drenaje11 - 7
11.7	VERTEDERO PRINCIPAL	
11.7.1	Piezómetros11 - 7
11.8	GALERIA DE DRENAJE11 - 7
11.9	TORRE DE TOMA No.111 - 7
11.9.1	Acelerógrafos11 - 7
11.9.2	Péndulo invertido11 - 8
11.10	PRESA AUXILIAR11 - 8
11.11	FUNCIONAMIENTO Y MONITOREO DURANTE LA CONSTRUCCION	
11.11.1	Presa Principal11- 8

12.	LABORATORIO DE SUELOS	
12.1	INTRODUCCION12 - 1
12.2	EQUIPAMIENTO Y LOCAL12 - 1
12.3	PERSONAL12 - 2
12.4	ENSAYOS DE CONTROL12 - 2
12.4.1	Ensayos de campo12 - 2
12.4.2	Ensayos de Laboratorio12 - 4
12.5	ARCHIVOS12 - 9

13. HORMIGONES

13.1	INTRODUCCION13 - 1
13.2	TIPOS DE HORMIGON13 - 1
13.3	MATERIALES13 - 1
13.4	PRODUCCION DE HORMIGON13 - 3
13.5	COLOCACION DE HORMIGON13 - 4
13.6	ACERO DE REFUERZO13 - 5
13.7	HORMIGON RODILLADO13 - 6

14. LABORATORIO DE HORMIGONES

14.1	INTRODUCCION14 - 1
14.2	PERSONAL14 - 1
14.3	ENSAYOS14 - 1
14.4	DISEÑO DE MEZCLAS14 - 3
14.5	ADITIVOS14 - 4

15. OBRAS DE DESCARGA

15.1 DESCRIPCION GENERAL15 - 1

15.2 DISEÑO HIDRAULICO15 - 1

15.2.1 Túneles15 - 2

15.2.2 Vertedero Principal15 - 8

15.2.3 Vertedero de Emergencia15 -13

15.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

15.3.1 Introducción15 -15

15.3.2 General15 -15

15.3.3 Cargas de Diseño15 -16

15.3.4 Esfuerzos Admisibles15 -17

15.3.5 Condiciones de Carga15 -19

15.3.6 Torre de Toma No.1, Análisis Sísmico . . .15 -23

15.3.7 Diseño del Revestimiento de Túneles . . .15 -26

15.4 CONSTRUCCION

15.4.1 Obras de Descarga No.115 -27

15.4.2 Obras de Descarga No.215 -34

15.4.3 Vertedero Principal15 -38

15.4.4 Vertedero de Emergencia15 -45

16. INSTALACIONES MECANICAS

16.1 INTRODUCCION16 - 1

16.2 VERTEDERO PRINCIPAL

16.2.1 Equipo de compuertas radiales16 - 1

16.2.2 Vigas de cierre del Vertedero16 -10

16.3 TORRE DE TOMA No.2

16.3.1 Compuertas de Rodillos16 -11

16.3.2 Sistema de rejas contra basura16 -17

16.3.3 Sistema de llenado del túnel 216 -18

16.4 TORRE DE TOMA No.1

16.4.1 Compuertas deslizantes16 -19

17.	INSTALACIONES ELECTRICAS	
17.1	INTRODUCCION17 - 1
17.2	CONEXION CON EL SISTEM NACIONAL INTERECONECTADO17 - 1
17.3	INSTALACIONES EN ALTA TENSION Y DISTRIBUCION PRINCIPAL17 - 2
17.4	ALIMENTACION DEL GENERADOR DIESEL17 - 3
17.5	INSTALACIONES ELECTRICAS DEL VERTEDERO17 - 3
17.5.1	Motores de las compuertas17 - 3
17.5.2	Otros Servicios17 - 4
17.5.3	Tipos de Luminarias17 - 4
17.5.4	Tipos de Conductos y Canaletas17 - 5
17.6	INSTALACIONES ELECTRICAS DE LA TOMA No.117 - 5
17.6.1	Tablero de Distribución Principal17 - 5
17.6.2	Bomba de Drenaje17 - 6
17.6.3	Otros Servicios17 - 6
17.7	INSTALACIONES ELECTRICAS DE LA TOMA No.217 - 7
17.7.1	Operación de las Compuertas de Rodillo17 - 8
17.7.2	Otros Servicios17 - 8
17.8	INSTALACIONES ELECTRICAS DEL AREA ADMINIS.	
17.8.1	Edificio de Administración17 - 8
17.8.2	Edificio de Mantenimiento17 - 9
17.8.3	Otras Instalaciones17 - 10
17.8.4	General17 - 10
17.9	INSTALACIONES ELECTRICAS DE LAS GALERIAS DE DRENAJE17 - 10
17.10	PANEL DE INDICACION DEL RESERVORIO Y COMPUERTAS17 - 11
17.11	SISTEMA DE ILUMINACION EXTERIOR17 - 11
17.12	SISTEMA DE PUESTA A TIERRA17 - 12

18. AREA ADMINISTRATIVA Y OFICINA DE CAMPO

18.1 AREA ADMINISTRATIVA18 - 1

18.2 OFICINA DE CAMPO18 - 4

19. CAMPAMENTO DE FISCALIZACION

19.1 INTRODUCCION19 - 1

19.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO19 - 1

19.3 CONSTRUCCION Y UTILIZACION19 - 2

19.4 DESCRIPCION DE LA CIUDADELA DE OPER. . . .19 - 4

20. ESTACION DE AFORO

20.1 INTRODUCCION20 - 1

20.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO20 - 1

20.3 CONSTRUCCION20 - 1

20.4 OPERACION20 - 2

21. PLANOS DE REGISTRO

21.1 INTRODUCCION21 - 1

21.2 LOS PLANOS DE CONSTRUCCION21 - 1

21.3 PLANOS MECANICOS Y ELECTRICOS21 - 4

22. PORTAL DE TRASVASE A MANABI

22.1	INTRODUCCION	22 - 1
22.2	ANTECEDENTES Y OBJETIVO	22 - 1
22.3	UBICACION Y VIAS DE ACCESO	22 - 3
22.4	DESCRIPCION GENERAL DE LAS OBRAS	22 - 4
22.4.1	Portal de Traslase	22 - 4
22.4.2	Obras Complementarias	22 - 6
22.5	ORGANIZACION Y ADMINISTRACION	22 - 7
22.6	COSTOS	22 - 8
22.6.1	Aspectos Generales	22 - 8
22.6.2	Monto Inicial Cont. Complem. N° 4.	22 - 8
22.6.3	Costo de Obra Mensual por "Actividades".	22 - 9
22.6.4	Costos Reajuste Pre. Jul/89-Ene/90	22 - 9
22.6.5	Costo Mensual en Sucres, convertidos a Dolares del M.L.y dolares	22 - 9
22.7	SINTESIS DE CONSTRUCCION DE LAS OBRAS	22 - 15
22.7.1	Vias de Acceso	22 - 15
22.7.2	Portal de Traslase	22 - 15
22.7.3	Canal de Aproximacion	22 - 16
22.7.4	Campamento	22 - 16
22.8	TOPOGRAFIA	22 - 17
22.9	GEOTECNIA	22 - 17
22.9.1	Geomorfologia	22 - 18
22.9.2	Geologia y Estratigrafia	22 - 18
22.9.3	Excavaciones	22 - 19
22.9.4	Sostenimiento	22 - 20
22.9.5	Escombreras	22 - 20

22.10	MECANICA22 - 21
22.10.1	Aspectos Generales22 - 21
22.10.2	Instalaciones Mecánicas22 - 22
22.10.3	Descripción e Instalación del Equipo22 - 23
22.11	HORMIGONES22 - 25
22.11.1	Tipos de Hormigón22 - 25
22.11.2	Materiales22 - 26
22.11.3	Producción y Colocación de Hormigón22 - 26
22.11.4	Acero de Refuerzo22 - 27
22.11.5	Control de Calidad22 - 27
22.12	CONTROL Y MANTENIMIENTO DE LAS OBRAS22 - 28
22.13	PLANOS22 - 29
22.14	ACTIVIDADES PENDIENTES22 - 29

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION -

CAPITULO 1

INTRODUCCION

Revisión No.2
Abril 1990

CAPITULO 1

INTRODUCCION

El presente Informe Final se refiere al proceso de implementación del proyecto de la Presa Daule-Peripa desde la fase de estudios preliminares y diseño hasta la etapa de contratación y construcción de las obras.

El informe hace, sobre todo, referencia a los elementos principales del proyecto, cuyo diseño y supervisión de construcción estuvo a cargo de la Asociación de Firms Consultoras TAMS-INTEGRAL, por encargo de la Comisión de Estudios para el Desarrollo de la Cuenca del Guayas, CEDEGE.

El informe describe en forma somera la fase de estudios y diseño que se inició con la suscripción de un contrato entre CEDEGE y TAMS-AHT-INTEGRAL, en Agosto de 1976, para estudios de factibilidad y diseño preliminar del proyecto y concluye en 1980 con la elaboración del informe de la fase de diseño Final. Se refiere, en cambio en mayor detalle a la etapa de construcción que comenzó con la precalificación de Firms Contratistas, continuó con la licitación y adjudicación del contrato en Marzo de 1982 y culminó en 1988 con la terminación de las obras.

FIN DE CAPITULO 1

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 2

DESCRIPCION GENERAL
SINTESIS CRONOLOGICA
CONTRATACIONES
PLANIFICACION
INVESTIGACIONES Y DISEÑO

Revisión No. 2

Abril 1990

CAPITULO 2

DESCRIPCION GENERAL, SINTESIS CRONOLOGICA, CONTRATACIONES PLANIFICACION, INVESTIGACIONES Y DISEÑO

2.1 DESCRIPCION GENERAL

En capítulos siguientes se describe, en detalle, las principales partes que constituyen el proyecto de la Presa Daule-Peripa. En este capítulo se describe, en forma resumida, los elementos básicos del proyecto.

2.1.1. Ubicación

Está ubicado en la Cuenca del Río Guayas, que abarca parte de la Provincia de Pichincha, Guayas, Manabí y Los Ríos, considerando como parte del Proyecto la Cuenca de escurrimiento de las aguas lluvias al Embalse.

2.1.2. Cuenca de Drenaje del Proyecto

Está limitada al Norte por el paralelo $0^{\circ}-13'$ y al sur $0^{\circ}-57'$, de latitud Sur; al Oriente por el meridiano $79^{\circ}-13'$ y al occidente $79^{\circ}-56'$, de longitud Este, a partir del meridiano de Greenwich.

Está conformada por las cuencas de los ríos Daule y Peripa que corren de Norte a Sur, y sus afluentes, con una área de drenaje aproximada de 4.200 km².

La precipitación promedio anual al Nor. Este de la Cuenca, en Santo Domingo de los Colorados, es de 3.000 mm; y al Sur, en Quevedo, de 2.200 mm.

El área de la Cuenca es relativamente plana, con niveles menores a 200 m, a excepción del Sector Nor-Oriental, en Santo Domingo, que alcanza niveles de 500 m y 600 m, disminuyendo a 100 m, o menos, en dirección Sur, hasta Quevedo.

2.1.3. Presa Daule-Peripa y Embalse

La Presa Daule-Peripa, que se describirá posteriormente, está ubicada en las siguientes coordenadas geográficas : Latitud Sur, $0^{\circ}-57'$ y Longitud Este, $79^{\circ}-44'$; a 5 km aguas abajo de la confluencia del río Peripa con el río Daule, y a 19 km al Norte del cantón Pichincha, de la provincia de Manabí.

La cota inferior, de salida de agua de la Presa, es de 22 m; y la cota de coronación, 90 m.

El embalse, producido por la Presa Daule-Peripa, tiene las siguientes características:

Superficie	a la cota 85 m	= 27.000 Has
inundada	a la cota 88 m	= 30.000 Has
Capacidad de	a la cota 45 m	= 300'000.000 m ³
almacenamiento	a la cota 85 m	= 5.300'000.000 m ³
	a la cota 88 m	= 6.000'000.000 m ³

Volúmenes utilizados, para:

Control de crecientes.	700'000.000 m ³
Energía eléctrica	3.500'000.000 m ³
Riego.	1.800'000.000 m ³
Agua Potable	500'000.000 m ³
Sedimentos	300'000.000 m ³

2.1.4. Zona de Riego

El riego, principal objetivo del Proyecto, se ubica en dos zonas:

- Valle bajo del río Daule, a ambas márgenes, de 50.000 Has de superficie, entre las poblaciones de Colimes y Petrillo, en la Provincia del Guayas, en donde la precipitación promedio anual se estima en 1.000 mm.
- Península de Santa Elena, mediante el trasvase, desde el río Daule a la Presa Chongón a través de la Cordillera Chongón, por bombeo en el primer tramo de la aducción, y luego por gravedad; para riego de 50.000 Has de superficie, en las zonas de Chongón, Playas, Azúcar-Chanduy, Río Verde y Javita, en donde la precipitación promedio anual varía entre 750 mm y 50 mm.
- También se trasvasará agua desde el embalse Daule-Peripa, Cuenca el Río Conguillo, hasta la Presa La Esperanza, en Manabí por gravedad, a través de un túnel en la cota 66 m, en la entrada.
- Para riego de las 100.000 Has, se requiere un caudal máximo de 120 m³/s, inclusive 34 m³/s para la Península; lo cual requiere la utilización de 1.800 millones de m³ por año, que se extraerá del embalse.

2.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO DAULE-PERIPA

La regulación de las aguas mediante el embalse que produce la Presa Daule-Peripa, cumple con los siguientes objetivos:

1. Riego de 100.000 Has en Valle bajo del río Daule y en la Península de Santa Elena, descrita antes.

2. Generación hidro-eléctrica al pie de Presa, de 68.000 MW en firme, con potencia instalada de 130 MW; y producción anual de 500.000 MW-hora; para lo cual requiere:

- Nivel mínimo de generación. 65 m

- Descarga de diseño, por unidad. . . . 132.30 m³/s

- Altura de diseño. 58.20 m

- Número de grupos. 2

El agua utilizada en la generación hidro-eléctrica vuelve al cauce del río, para otros usos, aguas abajo de la Presa.

3. Agua potable y Control de Salinidad

Para las ciudades de Guayaquil, Daule, Santa Lucía, Balzar y Pichincha, entre las principales, se requiere un caudal de agua de 12 m³/s proyectado al año 2.000.

Adicionalmente se requiere un caudal de agua dulce para mantener el nivel de salinidad aceptable, a causa del influjo de la marea.

Para el agua potable y control de salinidad se utilizará 500.000.000 m³/año, en los primeros años.

4. Navegación

Con el calado del río que se incrementará en estiaje, respecto al actual, al mantener un caudal mínimo de agua, se posibilita el tráfico fluvial permanente, promovido por el desarrollo agrícola del Valle del río. También en la cuenca del embalse, habrá mayor facilidad de tráfico fluvial.

5. Control de Crecientes

El agua que se retenga en el embalse durante el invierno, especialmente en crecientes de los ríos, impedirá la inundación en zonas agrícolas, en temporadas invernales.

2.3 DESCRIPCION DE LA PRESA DAULE-PERIPA Y OBRAS AUXILIARES

En forma resumida se describe a continuación las principales partes de la Presa Daule-Peripa y sus Obras Auxiliares.

2.3.1 Obras de Descarga

Para efectos de este informe se consideran divididas en:

- a. Obras de Descarga N°1, constituidas principalmente por las obras de toma, túnel N°1 y estanque amortiguador.
- b. Obras de Descarga N°2, con iguales componentes
- c. Vertedero Principal
- d. Vertedero de Emergencia

2.3.1.a. Obras de Descarga N°1

-Obras de Toma

La Torre de Toma N°1, principal estructura de la Toma N°1, es de hormigón armado, de 68 m de alto, entre las cotas 22 m y 90 m, a más de la estructura de cimentación de 12 m de profundidad. Se accede desde el Area Administrativa, cota 90 m, por un puente de 74 m longitud.

Hay dos sistemas de compuertas de acero para extraer el agua del embalse: la de alto nivel a la cota 60 m; y las de bajo nivel, a la cota 22 m.

La estructura de transición de hormigón armado, entre las compuertas y el inicio del túnel N°1 tiene 25 m longitud.

- Túnel N°1

Ubicado a la izquierda del túnel N°2, aguas abajo, tiene 530 m de longitud, 9 m de diámetro interior, 0.34% de gradiente, y revestimiento de hormigón armado de 0.75 m de espesor.

- Estanque amortiguador

Es una estructura de hormigón, a la salida del túnel N°1, que sirve para amortiguar los efectos de la descarga del agua al lecho del río; al igual que el Estanque Amortiguador N°2 a la salida del túnel N°2.

2.3.1.b. Obras de Descarga N°2

- Obras de Toma

La torre de toma N°2, principal estructura de la torre N°2, es de hormigón armado, de la cota 22 m a la cota 90 m. El cierre de la toma se realiza por medio de 2 compuertas de rodillo que se

deslizan sobre la rampa inclinada, en su parte superior. Se accede desde el Area Administrativa.

- Túnel N°2

Tiene 490 m de longitud y 9 m de diámetro interior que fue reducido posteriormente a 8.20 en los primeros 180 m. El revestimiento inicial es de 0.75 m espesor, de hormigón armado, el cual aumentó en el primer tramo en 0.40 m. La gradiente el túnel es de 0.374 %.

- Estanque Amortiguador N°2

Similar al Estanque Amortiguador N°1

Las Obras de Descarga N°1 y N°2, en la margen izquierda de la Presa, han sido proyectadas para desviar el cauce del Río Daule durante la construcción de la Presa.

En la etapa de operación, la obra de descarga N°1, suministrará agua para riego y otros usos, y eventualmente servirá para controlar avenidas; mientras que la obra de descarga N°2 servirá para producir energía hidroeléctrica.

2.3.1.c. Vertedero Principal

Esta ubicado en la margen izquierda del río Daule

Se divide en tres tramos, en sentido longitudinal, de 59 m de ancho:

- Estructura de compuertas long. = 50.00 m
- Canal Superior con $I=0.54\%$ y rápida long. = 378.50 m
- Estanque amortiguador y canal de descarga long. = 124.00 m

La Estructura de Compuertas, está constituida por un dique de hormigón de 25 m de alto útil, entre las cotas 77 m y 52 m.

En el ancho de 59 m se ubican las 3 compuertas radiales de 17 m x 8.5 m (ancho por alto).

El piso y los taludes de los tramos restantes son revestidos de hormigón.

El Vertedero Principal, controla los niveles del embalse entre la cota de la cresta, 77 m, y la cota máxima de operación normal, 85 m; y hasta la cota 88.40 m en caso de sobrecarga.

La capacidad máxima de descarga del vertedero es de 3.600 m³/s.

2.3.1.d. Vertedero de Emergencia -

Está ubicado a 200 m del final del Dique de la Divisoria.

El azud tiene 450 m de longitud, y descarga en un estanque amortiguador de 9 m.

Este vertedero entra en funcionamiento cuando el nivel del embalse llega a la cota 87.70 m, y puede descargar hasta 750 m³/s.

2.3.2 Presa Principal y Presa Auxiliar

Presa Principal

Es la estructura fundamental del Proyecto. Está constituida por un terraplén zonificado de 2.800.000 m³, con materiales del lugar, principalmente arenisca triturada, colocada en el núcleo, parte inferior del espaldón aguas arriba y parte superior del espaldón aguas abajo. Tiene el sistema de filtros y drenes correspondientes, inclusive para los estribos. Las filtraciones se recogen a pie de presa.

La Presa tiene una cortina de inyecciones de 60 m de profundidad a lo largo del eje para impermeabilizar los estratos de cimentación.

La cimentación de la Presa está en la cota 5 m; el lecho del río, 15 m; y la cresta de la Presa, 90 m.

Las características geométricas de la Presa son las siguientes:

- Altura de la Presa, sobre la cimentación = 85 m
- Longitud de la Vía de Coronación = 250 m
- Ancho de la coronación = 20 m
- Talud de espaldones (H/V) = 2.7/1

Presa Auxiliar

Llega hasta el estribo derecho de la estructura de compuertas del Vertedero Principal. Es un terraplén homogéneo de arenisca triturada con filtros de chimenea y dren de pie. Su altura máxima es de 38 m.

2.3.3 Dique de la Divisoria y Diques Auxiliares

Dique de la Divisoria

Está ubicado en la divisoria de la Cuenca de los ríos Daule Peripa y Congo; constituido por un terraplén de arcilla impermeable de 4.300.000 m³, en 17.50 km de longitud a partir de la entrada a la Presa Principal, con filtros en el espaldón de aguas abajo. Cota de coronación, 90 m.

Tiene una altura promedio de 10 m y máxima de 28 m., Los taludes varían de 3/1 a 5/1 aguas arriba, y 3/1 a 2.5/1 aguas abajo (H/V). En las depresiones se instalaron 180 pozos de alivio.

Diques Auxiliares

Están ubicados aguas arriba del final del Dique Divisorio, entre el kilómetro 23 y el kilómetro 35, en las depresiones, el total de 5 diques auxiliares, con longitud total de 570 m, y alturas máximas de 10 m, constituidos por terraplenes de arcilla.

2.3.4 Area Administrativa

Está ubicada cerca del estribo izquierdo de la Presa Principal, en la cota 90 m, constituida por edificios de Administración, Talleres de Mantenimiento, SSHH Públicos, y Caseta de Observación, con superficie total de 1.450 m², que serán utilizados por el personal a cargo del mantenimiento y operación de la Presa y Obras Auxiliares.

Además, el patio de Distribución, frente a los edificios, en la cota 80 m, de 10.000 m² de superficie, para zonas de parqueo del equipo y maquinarias.

2.3.5 Obras Complementarias

Se cita las principales, constituidas por vías de acceso desde y hacia la zona de la Presa Principal.

- Santa Lucía - Sitio de Presa - Ciudadela de Operaciones	16 km
- Vía Principal - Aalajuela (Estación Aforo)	2 km
- Presa Principal - Puerto CEDEGE	4 km
- Presa Principal - Las Damas (33 km) construido	12 km
- Sitio Presa a Palmar, y a la Chola	4 km
- Vía paralela al Dique Divisorio	18 km
SUMAN	56 km

2.4 SINTESIS CRONOLOGICA DE ESTUDIOS Y CONSTRUCCION DE LA PRESA DAULE-PERIPA.- CONTRATACIONES

2.4.1 Resumen de Estudios Realizados

2.4.1.1. Estudios Preliminares

El Proyecto Daule-Peripa es la obra de mayor importancia que construye CEDEGE, por su contribución al desarrollo de la cuenca del Río Guayas.

Para este propósito CEDEGE realizó estudios preliminares hasta 1976, parte de los cuales constituye un amplio inventario de recursos hidráulicos y posibles sitios de presa, en base a lo cual se llega a preseleccionar dos sitios ubicados en el Río Daule, aguas arriba de la población de Pichincha.

Mediante estudios posteriores, se eligió uno de ellos como el mejor, por sus condiciones geológicas y topográficas, donde se ha construido la Presa Daule-Peripa.

2.4.1.2. Estudios de Factibilidad y Diseño Final de la Presa, Obras Auxiliares.

En Agosto 20/76, CEDEGE contrató con el Consorcio TAMS-AHT-INTEGRAL, en una primera fase, los siguientes estudios.

- Terminación de Estudios de Factibilidad
- Diseño Preliminar de la Presa, y Costos
- Prefactibilidad para generación de energía eléctrica

Estos estudios se terminaron en Junio/78 y se publicaron con la denominación de "Etapa de Factibilidad, de la Presa Daule-Peripa"

En el mismo año de 1978, en una segunda fase, el Consorcio TAMS-AHT-INTEGRAL, continúa con la realización de los siguientes estudios:

- Diseño Final de la Presa Daule-Peripa y Obras Auxiliares, y Ciudadela de Operaciones; inclusive Especificaciones Técnicas, Programación y Costos.
- Factibilidad y Diseño Preliminar de Generación de Energía.

Estos estudios se terminan y publican en 1980 con la denominación "Etapa de Diseño Definitivo, de la Presa Daule-Peripa"

2.4.1.3. Diseños de Construcción, Licitación, Contrataciones

En una tercera fase, primera parte, TAMS-INTEGRAL completa los diseños de construcción, y asiste a CEDEGE en la preparación de

los documentos de Licitación y Precalificación de firmas constructoras, entre Agosto/80 - Febrero/82.

CEDEGE adjudica la construcción de la presa Daule-Peripa y Obras Auxiliares, a la empresa española AGROMAN, quien inicia la construcción en Abril/82.

Como tercera fase, segunda parte, CEDEGE contrata con TAMS-INTEGRAL, en Febrero 19/82, la Supervisión y Fiscalización de la presa que debía construirse entre Abril/82 - Diciembre/87, programa que fundamentalmente se ha cumplido; sin embargo debido a la construcción de Obras Complementarias y Trabajos imprevistos que realiza AGROMAN, CEDEGE prorrogó la intervención de TAMS-INTEGRAL hasta Julio/89, mediante Contrato Complementario de Julio/88.

2.4.1.4. Estudios Definitivos de la Central Hidroeléctrica

- En 1987 el Consorcio Hidro-Service - Hidrosuelos realiza los Estudios Definitivos de la Central Hidroeléctrica a pie de presa, contratados por CEDEGE.

2.5 CONSTRUCCION DE LA PRESA DAULE-PERIPA Y OBRAS AUXILIARES

2.5.1 Contrato Original, CEDEGE-AGROMAN

Mediante contrato de Marzo 17/82 la Empresa AGROMAN se comprometió ante CEDEGE a construir la Presa Daule-Peripa y Obras Auxiliares, entre Abril/82, que inició los trabajos, y Diciembre/87.

En base a las cantidades de obra estimadas en los Estudios para los diferentes rubros de trabajo, y a los precios unitarios ofertados por el Contratista, el monto del Contrato, a precios de Julio/81, se estimó en S/. 2.392'520.771,00 y \$ 79'738,916.00, exclusive el túnel N°3; monto que será incrementado por efectos de reajuste de precios previsto en el Contrato, y por posibles variaciones en las cantidades de obra inicialmente estimadas.

Programa de Construcción

En términos generales se programó construir las obras en tres etapas, entre Abril/82-Diciembre/87.

1a. Etapa: Entre Abril/82 - Julio/84

Obras necesarias para primer desvío del río Daule por el Túnel N°2, en Agosto/84; a más de otras obras, como la infraestructura inicial necesaria; excavación de estribos de la presa principal e inyecciones, sobre la cota 30 m; iniciación del Vertedero y Dique Divisorio.

2a. Etapa: Entre Agosto/84 y fines de Agosto/87

- Terminación de excavaciones de la presa principal e inyecciones, sobre la cota 30 m.
- Reencauce del río por su lecho natural; obras de descarga; desvío del río por segunda vez por los dos túneles, a inicios del verano de 1985.
- Presa Principal y Auxiliar, terminadas, a la cota 90 m
- Terminación de Obras de Descarga y Vertedero, Dique Divisorio.

3a. Etapa : Entre Septiembre/87 - Diciembre/87

Convertir los dos túneles en estado operacional (circulación del agua a través de las compuertas); y terminación del dique de la divisoria y varios.

2.5.2 Contratos Complementarios, CEDEGE-AGROMAN N°1, N°2, N°3

Para la realización de Obras Complementarias y modificaciones de cantidades por variaciones parciales en el diseño, se celebraron tres Contratos Complementarios, por un monto total de S/. 68'936.443,00 y \$ 1.334,953.00 a Julio/81. Con lo cual el monto total asciende a S/. 2.461'457.124 y \$ 81'073,869, conforme se indica a continuación.

Resumen del Contrato Original y Complementarios N°1, N°2, N°3, por precios unitarios, a Julio/81

CONTRATOS	CONCEPTOS	MONTOS PARCIALES	
		SUCRES	DOLARES
ORIGINAL Marzo 17/82	Presa Daule-Peripa y Obras Auxiliares, exclusive Túnel N°3	2.392'520.771	79'738,916
COMPLEMEN- TARIO N°1 Agosto/83	Modificaciones canti- dades ciertos rubros y trabajos adic.	- 10'251.246	- 722,542
COMPLEMEN- TARIO N°2 Julio 31/84	Vías de acceso e in- cremento cantidades de rubros. Contrato Original	59'603.689	1'633,495
COMPLEMEN- TARIO N°3 Enero 28/85	Base y tratamiento asfáltico, Vía San- ta Lucía-Sitio Presa	19'584.000	424,000
TOTAL, Incluso Contrato Complemen- tario N°1, N°2, N°3, por precios unitarios		2.461'457.214	81'073.869

Contrato Complementario N°4, en trámite

Está en trámite el Contrato Complementario N°4 entre CEDEGE y AGROMAN, por el monto de S/. 71'446.679,00 y \$ 449,244.00 por precios unitarios a Febrero/88, para construcción del portal del túnel para trasvase desde la Presa Daule-Peripa al río Carrizal en Manabí.

2.5.3 Cumplimiento de plazos

El Contratista AGROMAN cumplió, sustancialmente, con el plazo señalado en el Contrato Original y Complementarios, en lo referente a obras previstas en estos Contratos; pero ha sido

necesario realizar algunos trabajos complementarios más, e imprevistos, durante 1988, que AGROMAN ha realizado, tales como:

- Vía Sitio Presa - Damas, 12 km
- Vía Sitio Presa - Puerto CEDEGE, 4 km
- Acondicionamientos en túnel N°1 y N°2
- Incremento de cerramientos.
- Varios.

2.5.4 Monto de Obras realizadas por AGROMAN a Octubre 31/88

Por precios unitarios a Julio/81 S/2.514'745.515 \$81'153,965

Por reajuste precios 2.809'627.531 13'265,676

SUMAN S/5.324'373.046 94'419.641

2.6 SUPERVISION Y FISCALIZACION

En Febrero 19/82 CEDEGE contrató con TAMS-INTEGRAL la supervisión y fiscalización de la construcción de la Presa Daule-Peripa y Obras Auxiliares, por el valor estimado de S/. 147.674.767 y \$ 3.049,354 (con cotización del dólar a S/. 25,00 c/u) para el periodo 1982-1987.

Posteriormente, con Contrato Complementario de Julio 29/88, se amplía el monto de S/. 73.472.311 y \$1.812,253 (con cotización del dólar a S/ 250,00 c/u), y se extiende el plazo a Diciembre/89, para parte del personal.

TAMS-INTEGRAL, en cumplimiento a lo estipulado en el Contrato, en representación de CEDEGE, supervisa y fiscaliza las obras que construye AGROMAN; y, en consecuencia, está obligado a vigilar el cumplimiento de lo estipulado en el Contrato de Construcción de la Presa Daule-Peripa y Obras Auxiliares, y en los documentos anexos, tales como, planos de construcción, Especificaciones Técnicas, y Disposiciones Generales.

Por consiguiente, TAMS-INTEGRAL asume la responsabilidad de los siguientes aspectos:

- Control de calidad de obra, y de ejecución conforme planos y especificaciones.
- Certificación de cantidades de obra realizadas por el Contratista, y de las planillas de pago correspondientes, entre muchas otras obligaciones.

FIN DE CAPITULO 2

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 3

ORGANIZACION Y ADMINISTRACION

Revisión No.2

Abril 1990

CAPITULO 3

ORGANIZACION Y ADMINISTRACION

3.1 ORGANIZACION GENERAL: CEDEGE, TAMS-INTEGRAL, AGROMAN

CEDEGE, Institución responsable de la construcción de la Presa Daule-Peripa y Obras Auxiliares, contrató en Marzo 17, 1982 la construcción de esta obra con la Empresa española AGROMAN; y la Supervisión y Fiscalización de la misma fue contratada en Febrero 19, 1982 con la Asociación de Empresas Consultoras TAMS-INTEGRAL, que había intervenido en los estudios de la Presa Daule Peripa y Obras Auxiliares, en años anteriores; por Contratos que fueron realizados en base a Licitación Pública.

TAMS-INTEGRAL representó a CEDEGE en la Supervisión y Fiscalización de la Construcción de la Presa, en los términos estipulados en el Contrato.

Para los estudios, construcción y desarrollo del Proyecto Daule-Peripa, también denominado Proyecto de Propósito Múltiple "Jaime Roldós Aguilera", que incluye, a más de la Presa, la generación hidroeléctrica, las obras de trasvase a la Península y la construcción de sistemas de riego, CEDEGE conformó la Unidad Ejecutora de este Proyecto.

Esta Unidad Ejecutora tiene su gerente, responsable de toda el área del Proyecto, de quien depende, a su vez, el Director de Construcción de cada una de las subáreas.

En consecuencia la Presa Daule-Peripa y sus Obras Auxiliares, como subárea, tiene su Director de Construcción, que es el representante inmediato de CEDEGE en obra.

El Director de Construcción de la Presa Daule-Peripa, en representación de CEDEGE, supervisó y administró el cumplimiento del Contrato de Fiscalización, con TAMS-INTEGRAL; y, por su intermedio, el Contrato de Construcción con AGROMAN.

3.2. ORGANIZACION DE TAMS-INTEGRAL

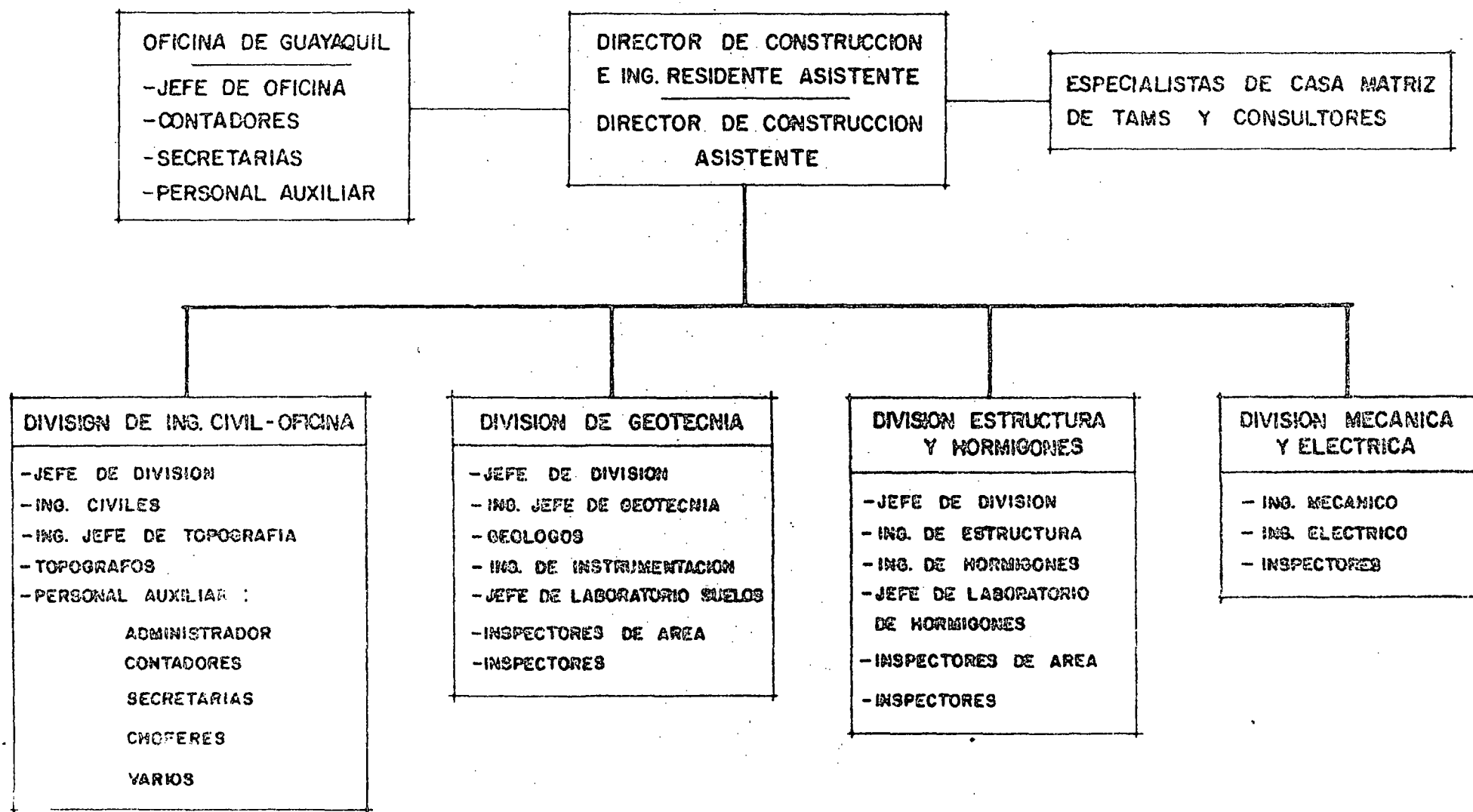
TAMS-INTEGRAL para el cumplimiento de sus funciones, adoptó la siguiente organización que se resumirá en un Organigrama, más adelante.

El Director de Construcción e Ingeniero Residente, de TAMS, es el principal responsable del Consorcio TAMS-INTEGRAL en la labor de Supervisión y Fiscalización del proyecto.

Al inicio habían dos funciones, el Director de Construcción con residencia en la Oficina de Guayaquil y el Ingeniero Residente, en obra, pero a partir de 1984 se unificó en una sola función.

En concordancia existían las dos funciones de Ingeniero de Construcción-Asistente e Ingeniero Residente Asistente por parte de INTEGRAL, de las cuales quedó solo la de Ingeniero de Construcción Asistente, a partir de 1985, quien representó al

3._ ORGANIGRAMA DE TAMS-INTEGRAL EN LA SUPERVISION Y FISCALIZACION DE LA CONSTRUCCION DE LA PRESA "DAULE - PERIPA" Y OBRAS AUXILIARES



personal de INTEGRAL y coordinó con el Director de Construcción la utilización del personal nacional, entre otras funciones de ayuda y cooperación con el Director de Construcción en lo que éste estimó necesario.

La Dirección de Construcción contó con la Oficina de Apoyo en Guayaquil; y con la Oficina de TAMS en New York para el asesoramiento de casos específicos.

En obra se establecieron secciones de trabajo o Divisiones bajo la responsabilidad del Director de Construcción, cada una de las cuales tenía funciones específicas y contó con personal especializado en cada rama de la Ingeniería.

La Jefatura de cada División ha estado a cargo de un Ingeniero de TAMS, y un Ingeniero de INTEGRAL como su ayudante inmediato. El personal subalterno restante ha sido en su mayor parte, de INTEGRAL.

(Ver en anexo 3 el Organigrama de Fiscalización)

3.3 FUNCIONES DE CADA DIVISION DE TRABAJO

3.3.1. Dirección de Construcción

Dirigir, controlar y coordinar las actividades técnicas y administrativas que debía realizar TAMS-INTEGRAL, para cumplir con lo estipulado en el Contrato de Supervisión y Fiscalización, para lo cual contó con la organización adecuada y los medios necesarios relativos a personal, bienes y recursos económicos.

3.3.2. División de Ingeniería Civil y Oficina

- Interpretar los planos, especificaciones y más documentos relativos a la construcción de obras civiles y realizar o revisar los rediseños de obras civiles que fueran necesarios, para aprobación del Director de Construcción.
- Llevar registro de planos y documentos contractuales, inclusive planos "as built".
- Elaborar los Informes de Cantidades de obra ejecutada por el Contratista de Construcción, mensualmente, para la elaboración de las planillas de pago, en base a las recepciones de las diferentes Divisiones, con la colaboración de la Sección Topografía en lo que era necesario.
- Elaborar los Informes periódicos de Avance de los Trabajos que ejecuta el Contratista

de Construcción, mensual y anual, cuyo contenido se indicará más adelante.

- Controlar las actividades administrativas y de apoyo, en obras.

3.3.3. División de Geotécnica

- Supervisar y aceptar la calidad de las cimentaciones para estructuras, y del tratamiento con inyecciones u otros medios cuando fuere necesario.
- Supervisar la construcción de la pantalla de inyecciones, de las perforaciones de drenaje y excavaciones de galerías.
- Supervisar la construcción de los terraplenes para la Presa Principal y Dique Divisorio, inclusive de la instrumentación respectiva.
- Mantener registros del control de materiales para terraplenes; y registros de los planos "as built" con las modificaciones realizadas en relación con los planos de diseño.
- Supervisar la División de Geología y proporcionar al Director de Construcción las recomendaciones que pida.
- Recibir e informar sobre los trabajos realizados por el Contratista, para la elaboración del Informe de Cantidades.

3.3.4. División de Estructuras y Hormigones

- Supervisar la construcción de las estructuras de hormigón en lo relativo a forma, calidad y sistemas constructivos, conforme planos, especificaciones técnicas y buenas prácticas de la Ingeniería.
- Controlar el cumplimiento del programa de construcción de estructuras, y su influencia en los plazos.
- Elaborar planos de nuevos diseños y los planos "as built".
- Recibir e informar sobre las obras realizadas por el Contratista para la elaboración del Informe de Cantidades; y llevar un record acumulado de cantidades de obras de hormigón.

- Diseñar mezclas de hormigón, previo control de calidad de cemento, agregados y aditivos, para las diferentes estructuras.
- Supervisar la fabricación, transporte, colocación y curado de los hormigones; y reparaciones necesarias.
- Mantener registros de la calidad de hormigones y pruebas realizadas.
- Supervisar la División de Estructuras y Hormigones, y proporcionar las recomendaciones que solicite el Director.

3.3.5. División Mecánica y Eléctrica

- Supervisar la fabricación, montaje y pruebas de todos los equipos mecánicos; y detectar defectos para su corrección.
- Supervisar la adquisición, instalación y pruebas de los equipos e instalaciones eléctricas.
- En caso de cambios registrar planos "as built" de las instalaciones mecánicas y eléctricas.
- Recibir e informar sobre trabajos realizados por el Contratista, para el informe de Cantidades.
- Supervisar la División Mecánica y Eléctrica, y proporcionar las recomendaciones que solicite el Director de Construcción.

3.3.6. Oficina en Guayaquil

- Tramitar la Contratación de personal, y llevar las tarjetas de control de cada uno.
- Adquirir los bienes que sean necesarios.
- Tramitar el cobro de planillas a CEDEGE.
- Administrar las Cuentas de Banco de la Asociación.
- Llevar la Contabilidad de la Asociación.
- Atender asuntos varios, con instrucciones del Director, al igual que para lo antes indicado.

3.3.7. Oficina de TAMS en New York

- Asesorar al Director de Construcción en asuntos específicos que solicite, a través de especialistas de la Casa Matriz.

3.3.8. Panel de Consultores Internacionales

Durante la construcción del proyecto CEDEGE fué asesorado por un Panel de Consultores con amplia experiencia internacional en la construcción de proyectos similares.

Los miembros del Panel visitaron el proyecto tres o cuatro veces por año para efectuar una revisión del estado del proyecto e informar a CEDEGE sobre la labor del Contratista y de la Fiscalización. Durante cada visita, el Panel consultó con el personal del proyecto sobre diferentes aspectos técnicos, revisó los registros de obra y estudió y transmitió recomendaciones sobre cambios propuestos por Fiscalización o por el Contratista.

El Presidente del Panel de Consultores Internacionales es el Dr. Jack H. Hilf. Otros miembros del Panel que visitaron con frecuencia el proyecto son:

Harold G. Arthur
Wynfrith Riemer
Giovanni Lombardi

3.4 PERSONAL UTILIZADO POR TAMS-INTEGRAL

Entre Mayo de 1982 y Diciembre de 1988, se ha utilizado el siguiente personal para la Supervisión y Fiscalización de la Presa Daule-Peripa y Obras Auxiliares, en base al Contrato con CEDEGE:

FUNCIONES		HOMBRES MESES
A. PERSONAL EXTRANJERO		
1. Director de Construcción e Ingeniero Residente		76
2. Ingeniero Civil Jefe		70
3. Ingeniero Mecánico		64
4. Ingeniero Eléctrico		5
5. Ingeniero Estructuras		67
6. Ingeniero Túneles		18
7. Ingeniero Geotécnico		59
8. Geólogo		45
9. Especialistas Casa Matriz		72

FUNCIONES		HOMBRES MESES
B. PERSONAL NACIONAL		
1.	Director de Construcción Asist.	50
2.	Ingeniero Residente Asist.	46
3.	Ingeniero Civil General	71
4.	Ingeniero Mecánico.	28
5.	Ingeniero Eléctrico	14
6.	Ingeniero Civil Hormigón.	50
7.1	Jefe Oficina Guayaquil.	64
7.2	Geólogo	88
8.	Ingeniero Geotécnico Jefe	59
9.1	Ingeniero Civil Jefe.	71
9.2	Ingeniero Instr. Ayudante	2
10.	Ingeniero Jefe Topografía	79
11.	Inspectores de Área	388
12.	Inspectores	801
C. PERSONAL NACIONAL AUXILIAR		
1.	Jefe Laboratorio Suelos	64
2.	Ayudantes Laboratorio	336
3.	Laboratoristas.	146
4.	Topógrafos.	215
5.	Topógrafo Auxiliar.	21
6.	Dibujantes.	152
7.	Contador I	88
8.	Contador II	98
9.	Secretarias	314
10.	Traductores	41
11.	Choferes.	515
12.	Conserjes	212
13.	Profesores.	71
14.	Cadeneros	307

3.5 INFORMES PERIODICOS

Entre las obligaciones de TAMS-INTEGRAL, consta la de presentar a CEDEGE informes periódicos de Avance de Trabajos que realiza el Contratista de la Construcción de la Presa Daule-Peripa y Obras Auxiliares, a más de Informes específicos que solicite CEDEGE.

En los Informes periódicos indica, entre otras cosas, las cantidades de Obra realizada y su costo, por rubros, en cada actividad o frente de trabajo, por el periodo considerado y acumulados; y se evalúa el avance en relación con lo programado, todo lo cual se ilustra con gráficos, conforme se detallará más adelante.

Se elaboraron los siguientes tipos de Informes:

3.5.1. Informes Mensuales

Entre Abril de 1982 y Junio de 1988 se han elaborado 75 informes mensuales.

Por la disminución de cantidades de obra que realiza el Contratista, a partir de Julio de 1988 se elaboraron Informes Bimensuales, suprimiendo ciertos capítulos e incrementando el relativo a "Funcionamiento y Comportamiento de la Presa Daule Peripa y del Embalse", conforme se indicará.

Los Informes Mensuales contienen, sustancialmente, lo siguiente:

I. Resumen General del Informe

II. Descripción del Avance de los Trabajos, en forma general, sin cuantificación en cada frente de trabajo o "actividad", previo establecimiento de un Código de Actividades y Subactividades, compuestas de uno o varios rubros del Contrato de Construcción. Los avances se ilustran con gráficos.

El Código, sin incluir todas las subactividades, es el siguiente:

100 Movilización y Desmovilización.

200 Obras de Descarga (excavación portales, obras de toma, túneles, estanques amortiguadores, y otros, como subactividades).

300 Presa Principal y Auxiliar (canteras, excavación estribos, terraplenes, galerías drenaje, y otros, como subactividades).

400 Vertedero Principal (excavaciones, hormigones, elementos metálicos, y otros, como subactividades).

500 Dique Divisorio y Vertedero de Emergencia (canteras, excavaciones, terraplenes, y otros, como subactividades).

600 Area Administrativa.

700 Vias Permanentes.

III. Avance Cuantitativo de Trabajos

Está constituido por Anexos Computarizados, sobre cantidades de obra realizada, por rubros; global y por actividades; con costos, parciales y acumulados.

IV. Costos Parciales y Acumulados

Está constituido por Anexos Computarizados, sobre costos globales, mensuales, inclusive reajuste de precios; y estados de amortización de anticipos.

V. Evaluación de Avance de Obra

Se evalúa el avance global y por actividades, en base a costos reales y programados.

VI. Personal y Equipo de Contratista, en obra.

VII. Actividades de los Consultores.

En obra, en Oficina de Guayaquil y en New York.

A partir de Julio de 1988 se realizan informes bimensuales en vez de mensuales, en los cuales se unifica el capítulo I y II en uno solo, se elimina el contenido del Capítulo VI, y se crea uno nuevo relativo a "Funcionamiento y Comportamiento de la Presa Daule-Peripa y del Embalse", en base al llenado parcial del reservorio en 1988 y a los aparatos de auscultamiento instalados en la Presa Principal.

3.5.2 Informes Anuales

Constituyen un resumen de los informes mensuales, conservando los mismos capítulos. Se acompañan anexos computarizados sobre cantidades de obra realizada y costos, y gráficos ilustrativos sobre avance de obra.

También se incluye datos de la estación metereológica del sitio de Presa.

Además, comentarios que se consideran importantes.

3.5.3 Informe Ejecutivo Mensual

Ha sido elaborado por el Director de Construcción, mensualmente, entre Julio de 1985 y Febrero de 1988. Contiene un resumen de las principales actividades ocurridas durante el mes del Informe.

3.5.4 Informe Final de Construcción

Se refiere al presente Informe.

FIN DE CAPITULO 3

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 4

COSTOS

Revisión No.2
Abril 1990

CAPITULO 4

COSTOS

4.1. ASPECTOS GENERALES

Este capítulo se refiere, principalmente, al costo de construcción de la Presa Daule-Peripa y Obras Auxiliares, por trabajos realizados por AGROMAN entre Mayo 1982 y Octubre 1988, mediante Contrato con CEDEGE; y, adicionalmente, al costo de Supervisión y Fiscalización a cargo de TAMS-INTEGRAL, por el mismo período, mediante Contrato con CEDEGE.

El costo de Construcción está dado por las cantidades de obra realizadas por el Contratista, AGROMAN, a los precios unitarios del contrato a Julio 1981. A lo cual se incrementa lo relativo a reajuste de precios de acuerdo a fórmulas de reajuste constantes en el Contrato.

El Costo de Supervisión y Fiscalización también está dado por las condiciones establecidas en el Contrato de Fiscalización.

El Costo de Construcción de las obras se indica en las siguientes formas:

- Actividades o fuentes de trabajo
- Reajuste de Precios - Resumen
- Mensual, por precios unitarios y reajuste precios
- Mensual, en sucres convertidos a dólares al cambio del mercado de intervención, y dólares.

4.2. MONTO DE CONTRATOS DE CONSTRUCCION, POR PRECIOS UNITARIOS A JULIO/81 (EXCLUSIVE TUNEL N°3)

CONTRATOS	SUCRES	%	DOLARES	%
Princ. Marzo 17/88	2.392'520.777	100	79'738,916	100
Compl. N° 1, 2, 3, de Agosto 30/83 Jul.31/84				
Enero 28/85	68'936.443	3	1'334,953	2
S U M A N	2.461'457.214	103	81'073,869	102

Monto en sucres, equivalente en \$ a S/. 25 c/u = \$ 98'458,289

TOTAL \$ 179'532,158

A la fecha de presentación de la propuesta del Contratista, en julio de 1981, el dólar USA se cotiza en S/. 25,00 c/u. En consecuencia el monto total del Contrato Principal y Complementario, exclusive reajuste de precios, se estimó en \$ 179'532,158, sin el túnel N°3; lo cual se indica para análisis de tipo económico, posteriores.

4.3. COSTO DE OBRA POR "ACTIVIDADES", DE MAYO 1982-DICIEMBRE 1988

En el Anexo N°1 se indica el costo de obra por "Actividades" y el desglose en subactividades, o frentes de trabajo, calculado en base a precios unitarios a Julio/81 de los rubros del Contrato que han sido utilizados de lo cual se resume lo siguiente:

N° de Act.	DESCRIPCION	SUCRES S/.	DOLARES \$
100	Movil. y Desmovil.	176'563.730	3'497,995
200	Obras de Descarga N°1 y 2	606'050.927	16'787,960
300	Presa Principal	433'953.973	19'079,227
400	Vertedero y Presa Aux.	640'627.939	17'911,634
500	Dique Div.y vert. emerg.	503'993.876	19'103,807
600	Trabajos Complementarios	213'766.258	5'998,682
1.-Por precios unitarios a Jul./81		2.574'956.703	82'379,304
2.-Por reajuste de precios		3.024'444.444	13'701,368
COSTO TOTAL, A DICIEMBRE 31, 1988		5.999'401.147	96'080,672

4.4. COSTOS POR REAJUSTE DE PRECIO, DE MAYO 1982 - DICIEMBRE 1988

En base a las fórmulas de reajuste de precios constantes en el Contrato Principal, cláusula 28, se han calculado los costos por estos conceptos, mensualmente.

Para este propósito los rubros a reajustarse se agrupan en las siguientes categorías:

CATEGORIA I.- Para construcción de obras civiles, con 2 fórmulas para los componentes en sucres y en dólares.

CATEGORIA II.- Para el suministro y montaje de equipo y materiales mecánicos con 1 fórmula, para el componente en dólares.

CATEGORIA IV.- Rubros que no tienen reajuste de precios, ni en sucres, ni en dólares.

A continuación se indica los montos de cada categoría a reajustarse y el valor obtenido por reajuste, entre Mayo 1982 - Diciembre 1988.

C A T .	S U C R E S		D O L A R E S	
	MONTO A REAJUSTARSE	VALOR DE REAJUSTE	MONTO A REAJUSTARSE	VALOR DE REAJUSTE
I	2.246'207.896	3.024'444.444	68'025,963	6'596,150
II			10'504,946	7'105,217
VALORES DE REAJUSTE		3.024'444.444	13'701,367	
POR PRECIOS UNITARIOS		2.574'956.710	82'379,344	
T O T A L E S		5.999'401.154	96'080,672	

Los factores por los cuales se ha multiplicado el monto a reajustarse, mensualmente, varía con el incremento de los índices de precios de las fórmulas, conforme se indicará.

Por otra parte, la cotización del dólar ha subido de S/. 25,00 c/u en Julio 1981, a S/. 500,00 c/u en Diciembre 1988 (MI-Venta).

Los factores obtenidos son los siguientes:

	En Jul.1981	En Dic.1988	En promedio
Para Cat. I Sucres	1,00000	4,715327	2,346467
Dólares	1,00000	1,139544	1,096965
Para Cat. II Dólares	1,00000	3,043566	1,676369

El el Anexo N°2 se indica un Reajuste de Precios, mensualmente, en relación con los montos a reajustarse por obras ejecutadas, y los valores de Reajuste obtenidos, en sucres y en dólares, para ambas categorías.

4.5. COSTOS MENSUALES, POR PRECIOS UNITARIOS Y POR REAJUSTE DE PRECIOS DE MAYO 1982 - DICIEMBRE 1988

En el Anexo N°2 se indica los costos mensuales de obra realizada, por precios unitarios a Julio 1981 y por reajuste de precios, en sucres y en dólares.

4.6. COSTO MENSUAL EN SUCRES, CONVERTIDOS A DOLARES DEL M.I. Y DOLARES

En el Anexo N°3 se indica el costo mensual de obra realizada, por precios unitarios y reajuste de precios, en sucres

y en dólares. El costo en sucres se convierte en dólares al Cambio del Mercado de Intervención, para sumarlo con el componente en dólares y obtener, mensualmente, todo el costo en dólares.

4.7. ANALISIS SOBRE COSTOS TOTALES

De los numerales anteriores y los anexos correspondientes se establecen los siguientes costos comparativos:

- Monto del Contrato Principal y 3 contratos Complementarios, a Julio 1981, con cotización del dólar a S/. 25 c/u = \$ 179'532,158
- Monto de Obras realizadas, hasta Oct.1988 con cotización del dólar a S/ 25.00 c/u por precios unitarios = \$ 181'743,780
- Monto de Obras realizadas hasta Oct.1988, con cotización del dólar del Mercado de Intervención, inclusive reajuste de precios Anexo N° 4 = \$ 141'191,289

4.8. COSTO DE SUPERVISION Y FISCALIZACION

Está dado por la condiciones establecidas en el Contrato entre CEDEGE y TAMS-INTEGRAL.

Este Costo, entre Mayo 1982-Octubre 1988, relativo solo al Anexo N°5 del Contrato, sin incluir gastos de movilización y varios del Anexo N°6 o más gastos que tenga CEDEGE, se estima en lo siguiente:

- Personal Extranjero \$ 6'649.000,00
- Personal Nacional S/. 363'483.000,00

Estos valores convertidos a dólares del Mercado de Intervención, tomando un promedio ponderado de S/. 114 c/dólar para el período Mayo 1982 - Octubre 1988 que se obtuvo para la construcción de obra, según Anexo N° 4, se obtendrá lo siguiente:

- Componente dólares	\$ 6'649.000,00
- Componente sucres S/. 36'483.000,00 a S/. 114,00 c/dólar	<u>3'188.447,00</u>
SUMAN	\$ 9'837.447,00
Costo de obra realizada, Anexo N°4	= 141'191.289,00
Porcentaje por Fiscalización	= 7 %

FIN DE CAPITULO, 4

CAPITULO 4
ANEXO N° 1

COSTO DE OBRAS REALIZADAS, ENTRE MAYO/82 - DICIEMBRE/88,
POR ACTIVIDADES

4A.1.- CON PRECIOS UNITARIOS A JULIO 1981

Hoja 1 de 2

N°	CONCEPTO	Sucres	Dolares
100	Movil. y Desmov.	176'563.730	3'497,995
200	OBRAS DE DESC.N°1 y 2	606'056.927	16'787,960
210	Portal Aguas Arriba	15'634.465	554,261
220	Portal Aguas Abajo	28'057.171	909,552
	TUNELES		
231	Exc. y soporte temp.	99'328.017	3'158,766
232	Revest. final	159'759.703	2'232,526
233	Perf. y Inyecc.	14'100.584	272,866
240	Monolitos de descarga	12'090.792	178,816
250	Estanque Amortiguadores	58'978.828	1'151,572
1100	Modificaciones	6'314.056	343,308
260	Estruct. de Toma N°1	90'091.016	1'547,684
262	Estruct. de Toma N°2	56'877.275	1'006,160
264	Compuertas Toma N°1	13'428.446	1'780,211
266	Compuertas Toma N°2	7'935.365	1'093,857
268	Electro Mec.Toma N°1	10'341.404	1'140,092
270	Electro Mec.Toma N°2	5'860.920	557,508
272	Estr.Trans.Túnel N°1	13'594.318	353,066
274	Estr.Trans.Túnel N°2	9'106.534	363,647
281	Puente acc. Pilas	2'522.221	37,517
290	Puente acc. Superestr.	2'029.810	106,550
300	PRESA PRINCIPAL	433'953.973	19'079,227
310	Canteras y Terr.Prueba	5'735.251	258,899
321	Presa-Excav. Estribos	17'352.276	684,833
330	Presa Perf.e Inyec > 30	15'902.516	630,749
340	Atagüa de Desvío	3'206.589	141,415
350	Desague entre Atagüas	20'730.557	386,814
360	Presa Exc.Estr. < 30	3'363.187	132,346
370	Presa Perf. e Iny.< 30	12'689.121	528,570
380	Presa Exc.y Perf.Cim.	12'505.521	457,048
390	Presa Const.Terraplén	331'996.029	15'779,842
392	Remoción Atag. A/AB.	906.123	37,518
395	Galerías de drenaje	24'565.757	630,847
397	Varios - Presa	-14'998.954	-589,654

N°	CONCEPTO	Sucres	Dolares
400	VERTEDERO y PRESA AUX.	640'627.939	17'911,634
391	Presa Auxiliar	49'006.389	2'328,594
411	Exc .Est.Compuerta	16'377.105	661,316
412	Horm.Est.Compuerta	323'881.289	6'610,464
413	Iny. Est.Compuerta	5'200.491	187,616
414	Vertedero Puente	7'042.180	239,415
415	Compuertas Radial	10'082.865	814,872
416	Maq.Oper.Compuertas	3'905.300	447,628
417	Elect. y Mec.	6'037.517	784,783
421	Exc. Estanque Amort.	16'343.048	650,582
422	Horm.Estanque Amort.	66'934.538	1'361,928
430	Exc. Canal Descarga	2'801.913	109,366
441	Exc. Canal Superior	44'804.945	1'781,210
442	Horm.Canal Superior	73'277.779	1'348,624
450	Varios - Vertedero	14'932.580	585,235
500	DIQUE DIVISORIO	503'993.876	19'103,807
510	Dique Divisorio y Aux.	476'929.357	18'257,148
520	Vertedero Emergencia	27'215.819	850,919
530	Varios Dique	-151.300	-4,260
600	TRABAJOS COMPLEMENT.	213'766.258	5'998,682
	AREA ADMINISTRATIVA		
610	Muros	17'305.676	263,699
620	Relleno y Nivel.	15'796.971	740,677
630	Edificios	17'863.337	369,261
632	Facilidades Públicas	14'726.917	217,418
633	Embelllec.Paisaje	904.178	11,760
700	VIAS PERMANENTE	3'776.938	110,250
800	ESTACION AFORD	6'379.707	184,544
900	BARRERA CONT.BASURA	5'484.872	77,837
1005	Via Principal	36'588.762	978,990
1010	Protec.Medio Ambiente	7'476.738	146,671
1100	Trabajos Compl.	16'349.836	291,148
1300	Vias Secundarias	64'361.650	2'505.288
1500	Limpieza Basura Embal.	6'770.675	101,138
1.	TOTAL POR PRECIOS UNIT.	2.574'956.703	82'379,304
2.	POR REAJUSTE PRECIOS	3.024'444.444	13'701,368
	TOTAL	5.599'401.147	96'080,672

FIN ANEXO N°1 CAPITULO 4

CAPITULO 4
ANEXO N°2

COSTO DE OBRAS REALIZADAS ENTRE MAYO 1982 Y DICIEMBRE 1988

MENSUALMENTE, INCLUSIVO REAJUSTE PRECIOS

Hoja 1 de 3

MES DE EJECUCION	COSTO, PU a Julio 1981		VALOR DE REAJUSTE		T O T A L	
	SUCRES	DOLARES	SUCRES	DOLARES	SUCRES	DOLARES
1 MAY 82	89.231.774	1.786.804	71.405	1.792	89.303.178	1.788.595
2 JUN 82	2.949.261	117.070	264.201	5.662	3.213.461	122.732
3 JUL 82	5.449.413	221.402	511.100	11.697	5.960.513	233.099
4 AGO 82	4.744.559	181.447	448.379	9.630	5.192.938	191.077
5 SEP 82	12.488.474	375.683	636.671	14.732	13.125.145	390.415
6 OCT 82	23.931.265	967.899	491.099	38.710	24.422.364	1.006.610
7 NOV 82	15.360.416	440.427	1.200.753	22.862	16.561.169	463.289
8 DIC 82	14.405.339	396.456	969.216	17.177	15.374.555	413.633
SUMAN 1982	168.560.500	4.487.188	4.592.823	122.263	173.153.323	4.609.450
9 ENE 83	17.599.684	426.300	1.065.883	16.721	18.665.567	443.021
10 FEB 83	15.014.299	365.807	1.314.307	17.989	16.328.606	383.796
11 MAR 83	15.326.206	353.887	1.176.233	14.580	16.502.438	368.467
12 ABR 83	8.917.028	224.438	1.512.689	15.220	10.429.717	239.659
13 MAY 83	12.348.247	355.916	2.056.236	29.645	14.404.483	385.561
14 JUN 83	13.613.200	393.433	3.529.164	32.562	17.142.364	425.995
15 JUL 83	16.174.162	497.047	4.206.397	46.444	20.380.559	543.491
16 AGO 83	34.155.837	1.092.600	8.930.242	91.601	43.086.079	1.184.202
17 SEP 83	34.081.924	760.254	15.743.580	75.532	49.825.504	835.786
18 OCT 83	50.399.287	1.638.591	16.539.690	190.609	66.938.978	1.829.200
19 NOV 83	40.513.702	1.129.653	21.348.522	90.965	61.862.224	1.220.619
20 DIC 83	30.286.010	860.451	13.843.974	82.696	44.129.985	943.147
SUMAN 1983	288.429.585	8.098.378	91.266.918	704.565	379.696.504	8.802.943
21 ENE 84	31.836.658	916.259	18.994.106	70.399	50.830.764	986.657
22 FEB 84	6.917.703	141.597	4.254.086	10.285	11.171.789	151.883
23 MAR 84	14.112.915	262.868	8.951.105	20.378	23.064.020	283.245
24 ABR 84	38.943.349	1.071.104	22.997.843	171.765	61.941.193	1.242.869
25 MAY 84	45.407.617	1.076.204	28.195.891	114.170	73.603.509	1.190.374
26 JUN 84	48.391.938	1.347.601	31.602.895	109.348	79.994.833	1.456.950
27 JUL 84	75.091.325	1.613.024	54.185.195	139.476	129.276.520	1.752.500
28 AGO 84	57.884.051	1.558.228	42.050.662	128.503	99.934.713	1.686.731
29 SEP 84	59.799.297	1.452.909	48.838.699	135.112	103.637.995	1.588.021
30 OCT 84	56.517.983	1.497.213	39.358.320	162.000	95.876.303	1.659.212
31 NOV 84	70.540.187	1.538.103	54.282.633	141.901	124.822.821	1.680.004
32 DIC 84	28.226.457	827.047	23.118.804	71.680	51.345.261	898.727
SUMAN 1984	533.669.481	13.302.157	371.830.240	1.275.017	905.499.721	14.577.173

CAPITULO 4
ANEXO N°2

COSTO DE OBRAS REALIZADAS ENTRE MAYO 1982 Y DICIEMBRE 1988

MENSUALMENTE, INCLUSIVO REAJUSTE PRECIOS

Hoja 2 de 3

MES DE EJECUCION	COSTO, PU a Julio 1981		VALOR DE REAJUSTE		T O T A L	
	SUCRES	DOLARES	SUCRES	DOLARES	SUCRES	DOLARES
33 ENE 85	29.433.613	691.269	27.738.390	63.158	57.172.003	754.427
34 FEB 85	17.751.971	490.074	17.351.671	41.596	35.103.642	531.669
35 MAR 85	21.703.820	446.263	22.451.067	43.209	44.154.886	489.472
36 ABR 85	19.137.847	439.368	20.146.664	43.818	39.284.511	483.186
37 MAY 85	34.948.637	740.069	36.029.070	64.862	70.977.707	804.931
38 JUN 85	32.677.004	1.019.541	33.942.887	107.526	66.619.891	1.127.067
39 JUL 85	35.392.655	1.105.311	39.221.785	115.956	74.614.440	1.221.267
40 AGO 85	49.884.131	1.415.972	54.914.789	152.018	104.798.919	1.567.990
41 SEP 85	48.842.311	1.607.137	52.192.634	194.029	101.034.945	1.801.166
42 OCT 85	59.533.338	1.978.564	65.719.337	203.563	125.252.675	2.182.127
43 NOV 85	57.905.411	2.130.577	64.285.767	211.395	122.191.178	2.341.972
44 DIC 85	41.331.523	1.459.018	46.974.065	141.529	88.305.587	1.600.547
SUMAN 1985	448.542.260	13.523.162	480.968.125	1.382.659	929.510.385	14.905.820
45 ENE 86	11.175.453	286.645	14.277.133	30.578	25.452.587	317.222
46 FEB 86	17.550.921	422.988	23.024.094	40.394	40.575.014	463.382
47 MAR 86	21.700.720	499.992	29.004.199	50.541	50.704.919	550.533
48 ABR 86	12.164.276	251.837	16.092.659	30.155	28.256.935	281.992
49 MAY 86	27.816.701	912.779	36.687.218	92.154	64.503.919	1.004.932
50 JUN 86	44.356.782	1.716.291	61.215.649	169.962	105.572.431	1.886.253
51 JUL 86	60.070.762	2.602.404	77.979.652	377.870	138.050.414	2.980.274
52 AGO 86	71.280.769	2.756.213	97.090.771	301.480	168.371.540	3.057.693
53 SEP 86	52.817.934	2.352.093	76.877.163	346.455	129.695.097	2.698.548
54 OCT 86	48.770.733	2.063.601	73.574.709	251.681	122.345.442	2.315.282
55 NOV 86	59.723.050	2.407.314	87.652.033	356.276	147.375.083	2.763.590
56 DIC 86	53.781.012	2.092.106	82.403.742	317.216	136.184.754	2.409.322
SUMAN 1986	481.209.113	18.364.264	675.879.023	2.364.761	1.157.088.135	20.729.024
57 ENE 87	8.449.080	374.712	11.468.302	132.602	19.917.382	507.314
58 FEB 87	17.867.082	575.004	28.601.707	152.027	46.468.789	727.030
59 MAR 87	24.055.828	369.142	39.748.668	61.462	63.804.496	430.604
60 ABR 87	12.554.417	524.408	14.787.921	287.452	27.342.338	811.860
61 MAY 87	12.631.514	372.047	20.205.620	44.244	32.837.134	416.291
62 JUN 87	46.499.644	2.068.164	81.201.149	317.685	127.700.793	2.385.849
63 JUL 87	50.492.560	2.605.211	86.468.981	742.154	136.961.542	3.347.366
64 AGO 87	53.789.417	2.511.184	102.830.845	478.401	156.620.262	2.989.585
65 SEP 87	63.984.941	3.045.962	119.493.898	742.100	183.478.840	3.788.062
66 OCT 87	66.693.159	2.805.420	120.618.876	920.395	187.312.036	3.725.815
67 NOV 87	45.013.933	1.965.297	82.146.133	806.452	127.160.066	2.771.748
68 DIC 87	24.335.447	698.305	47.794.514	172.801	72.129.961	871.106
SUMAN 1987	426.367.023	17.914.855	755.366.614	4.857.775	1.181.733.638	22.772.630

CAPITULO 4
ANEXO N°2

COSTO DE OBRAS REALIZADAS ENTRE MAYO 1982 Y DICIEMBRE 1988

MENSUALMENTE, INCLUSIVO REAJUSTE PRECIOS

Hoja 3 de 3

MES DE EJECUCION	COSTO, FU a Julio 1981		VALOR DE REAJUSTE		T O T A L	
	SUCRES	DOLARES	SUCRES	DOLARES	SUCRES	DOLARES
69 ENE 88	8.431.441	219.118	14.044.084	112.898	22.475.525	332.016
70 FEB 88	5.238.629	316.571	8.604.683	198.683	13.843.312	515.254
71 MAR 88	4.998.299	289.464	8.835.511	181.020	13.883.810	470.485
72 ABR 88	6.873.330	314.830	13.542.699	214.882	20.416.029	529.712
73 MAY 88	13.261.237	384.372	16.189.172	154.036	29.450.409	538.408
74 JUN 88	45.226.188	1.118.632	119.044.686	364.273	164.270.874	1.482.905
75 JUL 88	17.969.889	671.874	50.625.201	273.267	68.595.090	945.141
76 AGO 88	29.736.553	850.275	88.583.699	269.649	118.320.252	1.119.924
77 SEP 88	17.750.293	772.366	51.243.100	435.167	68.993.393	1.207.533
78 OCT 88	18.481.694	526.459	59.010.954	354.761	77.492.648	881.220
79 NOV 88	34.129.207	764.220	123.182.564	241.854	157.311.771	1.006.074
80 DIC 88	26.082.045	461.121	91.634.348	193.838	117.716.393	654.959
SUMAN 1988	228.178.805	6.689.303	644.540.701	2.994.328	872.719.506	9.683.631
=====						
TOTAL	2.574.956.766	82.379.306	3.024.444.444	13.701.368	5.999.401.154	96.080.672
=====						

FIN ANEXO N°2 CAPITULO 4

CAPITULO 4
ANEXO N°3

COSTO DE OBRAS REALIZADAS ENTRE MAYO 1982 y DICIEMBRE 1988
INCLUSIVE REAJUSTE PRECIOS, MENSUALMENTE, y EQUIVALENTE EN DOLARES
(Mercado Intervención - Venta)

Hoja 1 de 3

MES	SUCRES * PU + RP	CAMBIO Sucre/\$	EQUIV.EN DOLARES	DOLARES PU + RP	SUMAN
1 MAY. 82	88'281.865	34.11	2,588,152	1,748,997	4,337,149
2 JUN. 82	1'021.313	34.11	29,942	39,598	69,540
3 JUL. 82	3'213.461	34.11	94,209	122,732	216,941
4 AGO. 82	5'960.513	34.11	174,744	233,099	407,843
4 SEP. 82	5'192.938	34.11	152,241	191,077	343,318
6 OCT. 82	13'125.145	34.11	384,789	390,415	775,204
7 NOV. 82	24'422.364	34.11	715,988	1,006,610	1,722,598
8 DIC. 82	16'561.169	34.11	485,522	463,289	948,811
8 DIC. 82	15'374.555	34.11	450,735	413,633	864,368
SUMAN 1982	173'153.323		5,076,321	4,609,450	9,685,772
9 ENE. 83	18'665.567	83.22	224,292	443,021	667,313
10 FEB. 83	16'328.606	83.22	196,210	383,796	580,006
11 MAR. 83	16'502.438	83.22	198,299	368,467	566,766
12 ABR. 83	10'429.717	83.22	125,327	239,659	364,986
13 MAY. 83	14'404.483	83.22	173,089	385,561	558,650
14 JUN. 83	17'142.364	83.22	205,989	425,995	631,984
15 JUL. 83	20'380.559	83.22	244,900	543,491	788,391
16 AGO. 83	43'086.079	83.22	517,737	1,184,202	1,701,939
17 SEP. 83	49'825.504	83.22	598,720	835,786	1,434,506
18 OCT. 83	66'938.978	83.22	804,362	1,829,200	2,633,562
19 NOV. 83	61'862.224	83.22	743,358	1,220,619	1,963,976
20 DIC. 83	44'129.985	83.22	530,281	943,147	1,473,428
SUMAN 1983	379'696.504		4,562,563	8,802,943	13,365,506
21 ENE. 84	50'830.764	92.65	548,632	986,657	1,535,289
22 FEB. 84	11'171.789	92.65	120,581	151,883	272,463
23 MAR. 84	23'064.020	92.65	248,937	283,245	532,182
24 ABR. 84	61'941.193	92.65	668,550	1,242,869	1,911,419
25 MAY. 84	73'603.509	92.65	794,425	1,190,374	1,984,800
26 JUN. 84	79'994.833	92.65	863,409	1,456,950	2,320,359
27 JUL. 84	129'276.520	92.65	1,395,321	1,752,500	3,147,821
28 AGO. 84	99'934.713	92.65	1,078,626	1,686,731	2,765,357
29 SEP. 84	103'637.995	92.65	1,118,597	1,588,021	2,706,617
30 OCT. 84	95'876.303	92.65	1,034,822	1,659,212	2,694,035
31 NOV. 84	124'822.821	92.65	1,347,251	1,680,004	3,027,255
32 DIC. 84	51'345.261	92.65	554,185	898,727	1,452,912
SUMAN 1984	905'499.721		9,773,338	14,577,173	24,350,511

* PU = Precios Unitarios
RP = Reajuste de Precios

CAPITULO 4
ANEXO N°3

COSTO DE OBRAS REALIZADAS ENTRE MAYO 1982 y DICIEMBRE 1988
INCLUSIVE REAJUSTE PRECIOS, MENSUALMENTE, y EQUIVALENTE EN DOLARES

(Mercado Intervención - Venta)

Hoja 2 de 3

MES	SUCRES PU + RP	CAMBIO Sucre/\$	EQUIV.EN DOLARES	DOLARES PU + RP	SUMAN
33 ENE. 85	57'172.003	96.50	592,456	754,427	1,346,883
34 FEB. 85	35'103.642	96.50	363,768	531,669	895,438
35 MAR. 85	44'154.886	96.50	457,564	489,472	947,036
36 ABR. 85	39'284.511	96.50	407,093	483,186	890,279
37 MAY. 85	70'977.707	96.50	735,520	804,931	1,540,451
38 JUN. 85	66'619.891	96.50	690,362	1,127,067	1,817,429
39 JUL. 85	74'614.440	96.50	773,207	1,221,267	1,994,473
40 AGO. 85	104'798.919	96.50	1,085,999	1,567,990	2,653,989
41 SEP. 85	101'034.945	96.50	1,046,994	1,801,166	2,848,160
42 OCT. 85	125'252.675	96.50	1,297,955	2,182,127	3,480,083
43 NOV. 85	122'191.178	96.50	1,266,230	2,341,972	3,608,201
44 DIC. 85	88'305.587	96.50	915,084	1,600,547	2,515,631
SUMAN 1985	929'510.385		9,632,232	14,905,820	24,538,052
45 ENE. 86	25'452.587	97.81	260,225	317,222	577,447
46 FEB. 86	40'575.014	110.00	368,864	463,382	832,246
47 MAR. 86	50'704.919	110.00	460,954	550,533	1,011,487
48 ABR. 86	28'256.935	110.00	256,881	281,992	538,873
49 MAY. 86	64'503.919	110.00	586,399	1,004,932	1,591,331
50 JUN. 86	105'572.431	110.00	959,749	1,886,253	2,846,003
51 JUL. 86	138'050.414	110.00	1,255,004	2,980,274	4,235,278
52 AGO. 86	168'371.540	131.40	1,281,366	3,057,693	4,339,060
53 SEP. 86	129'695.097	150.80	860,047	2,698,548	3,558,595
54 OCT. 86	122'345.442	147.00	832,282	2,315,282	3,147,564
55 NOV. 86	147'375.083	147.00	1,002,552	2,763,590	3,766,141
56 DIC. 86	136'184.754	147.00	926,427	2,409,322	3,335,749
SUMAN 1986	1.157'088.135		9,050,750	20,729,024	29,779,774
57 ENE. 87	19'917.382	147.00	135,492	507,314	642,806
58 FEB. 87	46'468.789	147.00	316,114	727,030	1,043,145
59 MAR. 87	63'804.496	147.00	434,044	430,604	864,648
60 ABR. 87	27'342.338	150.67	181,472	811,860	993,332
61 MAY. 87	32'837.134	155.60	211,036	416,291	627,327
62 JUN. 87	127'700.793	159.55	800,381	2,385,849	3,186,230
63 JUL. 87	136'961.542	163.50	837,685	3,347,366	4,185,051
64 AGO. 87	156'620.262	169.95	921,567	2,989,585	3,911,152
65 SEP. 87	183'478.840	185.55	988,838	3,788,062	4,776,899
66 OCT. 87	187'312.036	199.00	941,267	3,725,815	4,667,081
67 NOV. 87	127'160.066	211.74	600,548	2,771,748	3,372,296
68 DIC. 87	72'129.961	215.10	335,332	871,106	1,206,439
SUMAN 1987	1.181'733.638		6,703,776	22,772,630	29,476,406

CAPITULO 4
ANEXO N°3

COSTO DE OBRAS REALIZADAS ENTRE MAYO 1982 y DICIEMBRE 1988
INCLUSIVE REAJUSTE PRECIOS, MENSUALMENTE, y EQUIVALENTE EN DOLARES
(Mercado Intervención - Venta)

Hoja 3 de 3

MES	SUCRES PU + RP	CAMBIO Sucre/\$	EQUIV.EN DOLARES	DOLARES PU + RP	SUMAN
69 ENE. 88	22'475.525	225.00	99,891	332,016	431,907
70 FEB. 88	13'843.312	243.95	56,747	515,254	572,001
71 MAR. 88	13'833.810	249.57	55,431	470,485	525,916
72 ABR. 88	20'416.029	250.00	81,664	529,712	611,376
73 MAY. 88	29'450.409	250.00	117,802	538,408	656,210
74 JUN. 88	164'270.874	250.00	657,083	1,482,905	2,139,988
75 JUL. 88	68'595.090	250.00	274,380	945,141	1,219,521
76 AGO. 88	118'320.252	413.00	286,490	1,119,924	1,406,414
77 SEP. 88	68'993.393	420.00	164,270	1,207,533	1,371,803
78 OCT. 88	77'492.648	433.13	178,913	881,220	1,060,133
79 NOV. 88	157'311.771	455.00	345,740	1,006,074	1,351,814
80 DIC. 88	106'440.550	487.00	218,564	654,959	873,523
SUMAN 1988	861'443.663		2,536,975	9,683,631	12,220,606
TOTAL	5.588'125.368		47,335,954	96,080,673	143,416,627

Nota: Cotización Mercado de Intervención, venta (M.I-Venta)

- 1982 - 1985, promedio anual
- 1986 - 1988, promedio mensual
- Después Agosto 1988 son aprox.

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 5

GEOLOGIA

Revisión No.2

Abril 1990

CAPITULO 5

INFORME DE GEOLOGIA

ETAPA DE CONSTRUCCION

5.1. INTRODUCCION

En este capítulo se presenta los resultados de todas las observaciones de campo y el levantamiento geológico respectivo, de los diferentes sitios de cimentación de las obras que componen el Proyecto Daule-Peripa y en particular del sitio de presa.

Durante la construcción, las excavaciones realizadas para llegar a la cota de cimentación de las obras, permiten un conocimiento preciso de las características del macizo, in situ, lo que permite un mejor conocimiento de la historia geológica.

Los resultados de este trabajo confirman los estudios que se han descrito en las anteriores etapas del proyecto donde los estudios se basaron en las perforaciones y en los pocos afloramientos existentes en una zona tropical cubierta de vegetación.

Para el caso del Proyecto Daule-Peripa, la descripción geológica de los diferentes sitios vendría a ser una repetición de lo expresado en los informes anteriores; sin embargo aquí se pueden precisar algunos aspectos como la calidad de la roca y las variaciones estratigráficas.

5.2. GEOLOGIA HISTORICA

Después del volcanismo principal conocido como Fase Laramídica, la Planicie Costera, donde se localiza el Proyecto, es levantada ocasionando una etapa de erosión. En esta etapa erosiva ocurre la subdivisión de la Planicie Costera, en cuatro subregiones cuyos límites coinciden con la dirección N 30 grados E, de las fallas y levantamientos. La subregión Guayaquil y la Cuenca Norte, subsidieron con relación a la Plataforma Daule, y fueron transgredidas por el mar en el período Eoceno, para no emerger sino hasta el Mioceno Inferior, cuando ya no hay movimientos diferenciales entre subregiones, y se depositan sedimentos provenientes de la erosión de los Andes hasta fines del Mioceno Medio.

En el Mioceno superior se produce un relleno de la cuenca con sedimentos piroclásticos; al final de este período se presenta una emergencia general.

En el Cuaternario Reciente siguen acumulándose sedimentos pero con poco contenido piroclástico.

En el informe de Geología y Suelos de la Etapa de Factibilidad del Proyecto, en el capítulo de Geología Histórica se describe la Estructura y la secuencia sedimentológica de la zona.

5.3. TECTONICA ACTUAL Y SISMOLOGIA

5.3.1 Tectónica General

Por su ubicación en América del Sur, el Ecuador está situado justo en el límite de las placas oceánica y continental, llamadas Placa oceánica de Nazca y Placa continental de América del Sur. Estas placas en su intersección producen las fosas sísmicas donde la placa oceánica se sumerge bajo la continental con un buzamiento hacia el Este, lo que permite definir el plano de Benioff de dirección Norte-Sur. Además en el Ecuador está el Golfo de Guayaquil, la única internación del mar en el sur del continente, que tiene una orientación Nor-Este Sur-Oeste; conocida con el nombre de línea Babahoyo - Guayaquil. Esta línea se prolonga hacia el Este como una aglomeración de focos de sismos, que se ha llamado Segmento del Ecuador.

La Cuenca del río Guayas donde está la Presa Daule-Peripa, esta al Norte del Segmento Ecuador, y al sur de otro "nido" de focos sísmicos, de alineación Norte-Sur.

La Cuenca del Guayas está caracterizada por una densidad de sismos más reducida.

5.3.2 Tectónica en el Sitio de la Presa

En el sitio del proyecto Daule-Peripa no se ha detectado indicio alguno de la presencia de una falla. Sólo con el estudio de los microsismos se ha podido definir una alineación de focos que podría interpretarse como una falla antigua con una orientación Nor Oeste - Sur Este, ésta orientación coincide con la de las fallas de la fase Laramídica; lo cual estaría indicando que corresponde a una paleofalla que fue activa a fines del Mioceno.

En el sitio mismo de las obras, una vez realizadas las excavaciones, quedaron expuestos grandes cortes, donde se pudo observar el macizo rocoso el cual no presentó ninguna discontinuidad estructural debida a movimientos tectónicos.

Todos los microsismos registrados durante la construcción, deben estar asociados a la subducción del Oceano Pacífico bajo el continente, lo que produce movimientos considerados secundarios.

5.3.3 Red Microsísmica

El estudio sísmico preliminar fue hecho sólomente en base a un estudio estadístico de todos los sismos ocurridos en la zona del proyecto.

Posteriormente se decidió completar este estudio con la instalación de una red microsísmica de ocho estaciones, por medio de la cual todos los movimientos son recibidos en una central ubicada en el sitio de Presa. Esta central es capaz de determinar automáticamente por medio de una computadora todas las características de un sismo.

Un estudio estadístico de los microsismos que han ocurrido desde Mayo de 1982 hasta Junio de 1983 indican tres grupos de sismos según la profundidad:

- 1°. de 0 a 25 km con un 57% de los sismos.
- 2°. de 30 a 60 km con un 17% de los sismos
- 3°. de 70 a 183 km con un 24% de los sismos

El tercer grupo de sismos corresponde a los originados en la zona de Benioff. Los dos primeros grupos de sismos en cambio deben corresponder a líneas tectónicas antiguas.

5.4. GEOLOGIA DEL SITIO DE PRESA Y OBRAS AUXILIARES

5.4.1 Generalidades

Para la cimentación de la presa se previó que la excavación podría llegar hasta el nivel 0 m (cero), pero durante la misma se observó la presencia de roca arenisca una vez desalojado el aluvial lo cual ocurrió alrededor de la cota 5 en la parte más profunda y 9 en la más alta.

Se procedió entonces a realizar una investigación complementaria con la finalidad de estudiar la posibilidad de cimentar la presa sobre los niveles anotados. Para el efecto se pidió al contratista la perforación con recuperación de testigos, de siete pozos ubicados en distintas zonas de aguas arriba (Atagüa Permanente) y dos pozos aguas abajo; los resultados dieron lugar a que se acepte como cota de cimentación de la presa las cotas antes mencionadas.

Otras investigaciones de este tipo también se llevaron a cabo en las diferentes obras auxiliares, como en los túneles, cimentación de muros del área administrativa, y además sondeos de comprobación de la cortina de inyecciones. Los resultados de estas investigaciones complementarias comprobaron lo ya anotado en el Informe de Geología y Suelos de la Etapa de Diseño, en lo que se refiere a diferentes características de la roca; las observaciones directas del terreno determinaron una mejor apreciación de la calidad de la roca especialmente tratándose de la arenisca pobremente cementada del lecho del río, así como del grado de alteración de las argilitas al ser expuestas.

Con los sondeos de comprobación en cambio se estudió la permeabilidad de la zona del eje de la presa después de construida la cortina de inyecciones en la Presa y en la Estructura de compuertas del vertedero; éstos resultados son tratados en los respectivos Informes de Inyecciones.

5.4.2 Estratigrafía

Como ya se ha dicho anteriormente, las excavaciones realizadas particularmente en el área de la presa y de la Estructura de compuertas del vertedero, han permitido confirmar las interpretaciones y correlaciones realizadas en base a los testigos de las perforaciones en las etapas anteriores; mediante observaciones y mediciones in situ, de los diferentes tipos de roca expuestos y sobre los que se cimentaron la presa y las demás obras.

Por esta razón en el presente informe se mantiene la división en las 4 unidades descritas en la etapa anterior, y se realiza una descripción más exacta de las características litológicas y mecánicas de los diferentes tipos de rocas que conforman estas unidades, así como también los diferentes tipos de contactos y cambios de facies que ocurren; sin hacer ningún tipo de análisis de los materiales que han sido desalojados.

Las características básicas de los depósitos observados, guardando las denominaciones y el orden de las unidades estratigráficas descritas en la etapa anterior son:

UNIDAD C

Se localiza en la parte baja del sitio de la presa y es una serie donde predominan las areniscas y las limolitas, exactamente aflora a partir de las cotas 16 y 17 m. (medidas en el eje de la presa) hacia abajo, siendo el punto más bajo excavado en esta unidad la cota +5 m.

Esta unidad puede subdividirse en 3 partes: C1, C2, y C3, cuyos límites son las discordancias existentes y comprobadas con los sondeos en los niveles 3 m y 14 m.

En la parte superior de la unidad C (C1), predomina la arenisca del lecho del río en casi toda el área de cimentación de la presa, es una arenisca de color gris-azul, cuando esta seca, es de grano medio y grueso presentándose conglomerática en algunos sectores, es una arenisca pobremente cementada que se disgrega fácilmente por la acción de una broca pero se mantiene estable en las paredes de los pozos o en taludes verticales durante la excavación, pero se la considera de pobres cualidades mecánicas. Conforme se sube por los taludes se observa un cambio paulatino en la granulometría de la arenisca que se vuelve más fina, y entre las cotas 11 y 12 m, en el eje de la presa, se presenta como una arenisca limosa de color verdoso y con inclusiones de granos de pómez, esta arenisca es más cementada y resistente.

Hacia la parte superior de la unidad "C" alrededor de la cota 15 existe una limolita de color café y el contacto con la arenisca inferior es transicional, es una limolita bien compacta, dura.

Un fenómeno importante dentro de esta unidad y en la misma subunidad C1 descrita arriba, se presenta aguas abajo del eje de

la presa a partir del perfil 100 m, se trata posiblemente de un cambio de facies, o un cambio de litofacie, ya que se presenta un cambio lateral muy claro de la arenisca gris-azul descrita, a una argilita arenosa de color verde, bien compactada y fracturada; puede decirse que es un cambio brusco lo que implica modificaciones bruscas en las condiciones sedimentarias.

UNIDAD B'

La Unidad B' yace en forma discordante sobre la unidad C y es característica de esta unidad, la presencia de la estratificación cruzada y litológicamente esta representada por areniscas y conglomerados con intercalaciones de lentes limosos y arcillosos.

Esta unidad también puede ser dividida en 2 subunidades, B'1 y B'2, en base a la discordancia que coinciden con superficie de relieve antiguo como el límite entre B'1 y B'2 en la cota 30 m el cual fue observado claramente durante la excavación de la galería de acceso en la margen derecha. La parte inferior B'2 esta compuesta por una arenisca conglomerática con lentes de conglomerado y de arenisca, es generalmente de color café - verdoso, bastante cementada; también es importante anotar que esta arenisca tiene un alto contenido de pómez como fue observada durante las excavaciones de las galerías.

La parte superior B'1 esta compuesta por un material más fino, más notorio en la margen derecha donde se presenta como argilita limosa de color gris verdoso. En cambio en la margen izquierda se presentan sólo lentes de esta argilita y predomina una arenisca limosa. En esta unidad B' existen varios niveles de oxidación característicos de ambientes variables, húmedos y secos; así como también horizontales con restos de flora.

La potencia de esta unidad llega hasta cerca de la cota +40, por lo que puede decirse que es de alrededor de 23 m.

UNIDAD B

Se encuentra ubicada concordantemente sobre la unidad B' y alcanza hasta la cota + 52 m.

Es un nivel de depósitos predominantemente finos, limolitas y argilitas con intercalaciones de lentes de arenas finas. Los estratos de esta unidad son débiles se alteran rápidamente y debido al alto contenido de material volcánico (pómez) son de baja densidad.

UNIDAD A

A esta unidad corresponden todos los sedimentos que yacen sobre la cota 52 en forma discordante. Esta compuesta principalmente por areniscas brechosas y capas descontínuas y lenticulares de limolitas y argilitas. Esta unidad puede ser dividida en dos partes, la parte inferior A' donde los elementos litológicos son más gruesos, areniscas conglomeráticas y brechosas; y la parte superior A donde predominan los lentes limosos y arcillosos.

Esta unidad A muestra los efectos de períodos de gran erosión y muchas veces cambios bruscos de estratos. En general son rocas de dureza media, mal cementadas. El plano N° 2150 presenta la localización de las unidades estudiadas en el sitio de la Presa.

Los depósitos aluviales así como las terrazas, estudiados y mapeados en la etapa anterior fueron desalojados completamente sin ningún problema.

DEPOSITOS LACUSTRES

Al este del sitio de la presa se localiza una zona de topografía ondulada la cual se encuentra rellena por depósitos de material fino, característicos de ambientes tranquilos como son los depósitos lacustres.

Durante la excavación realizada en el área del vertedero, estos materiales fueron desalojados pudiéndose anotar las siguientes observaciones.

La parte inferior esta compuesta por una alternancia de capas arcillosas, limosas y de arena. Las arcillas y los limos son poco consolidados, contienen un gran porcentaje de materia orgánica, con lentes de turba de hasta 0.5 m de espesor. Las capas de arena son generalmente de grano fino, altamente permeables. Esta secuencia puede observarse aproximadamente hasta la cota 65 m.

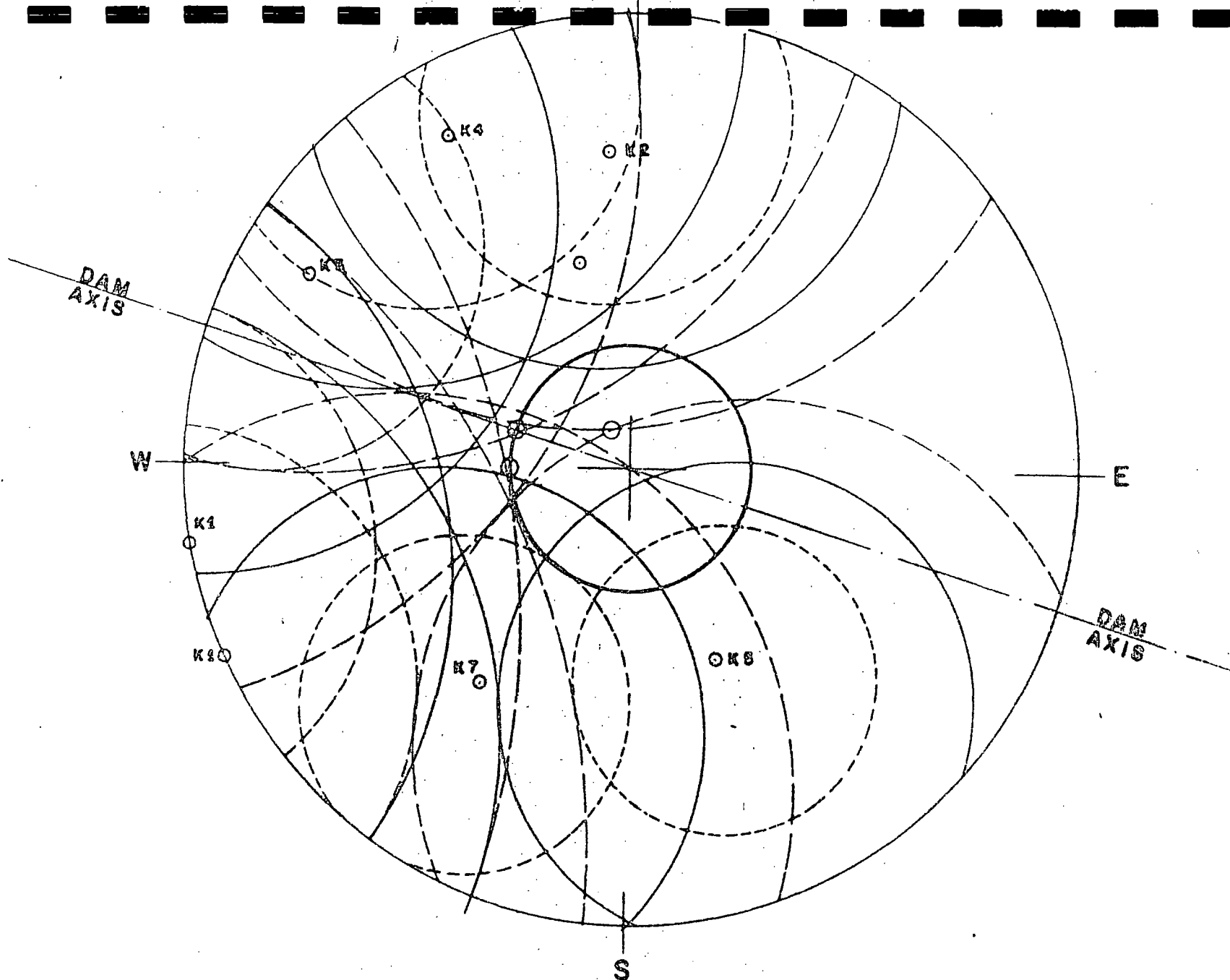
Sobre estas capas se deposita una arcilla - limosa de color rojizo a veces bastante consolidada. El contacto de estos depósitos con las rocas subyacentes es en forma discordante y se localiza alrededor de la cota +50 m en el estribo izquierdo del canal del vertedero.

5.4.3 Geología Estructural

En toda la zona del proyecto no se han detectado indicios de movimientos tectónicos asociados a fallas geológicas; los sistemas de diaclasamiento estudiados, indican dos direcciones predominantes una NE - SO y la otra NO - SE, estos sistemas están representados en los diagramas de frecuencia adjuntos, láminas 5.4.1 y 5.4.2.

Es importante indicar que la ausencia de fracturas tanto en las galerías de drenaje como en los túneles, ha confirmado la tesis de que la acción erosiva del río ha provocado el diaclasamiento y fracturación de las rocas. Un rasgo estructural importante en el área del proyecto es la presencia de las discordancias, parecen ser discordancias de erosión de carácter local.

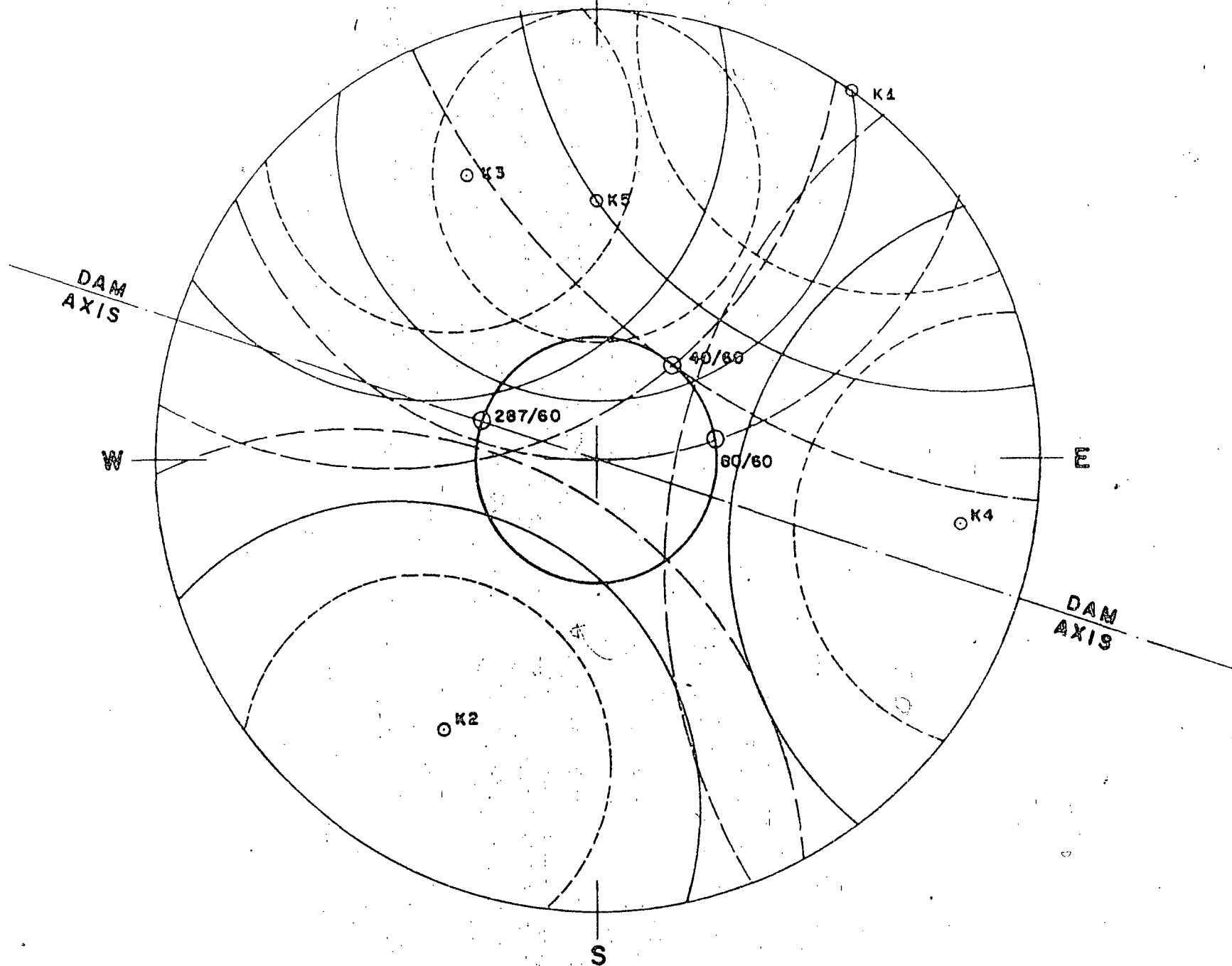
En el talud derecho se había detectado un deslizamiento antiguo, durante la excavación se procedió a desalojar todo el material movido el cual fue cuantificado en base a tres sondeos. Posteriormente durante el invierno en Enero de 1986, se produjo un segundo deslizamiento en este sitio, el cual esta relacionado a un sistema local de fracturamiento de dirección N - O y S - O con inclinación casi vertical, sistema originado como consecuencia del movimiento de material subyacente.



APOYO DERECHO
DETERMINACION DE LA DIRECCION DE LAS
PERFORACIONES PARA INYECCION

RED DE WULFT
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE MEXICO

lámina 3.4.1



APOYO IZQUIERDO

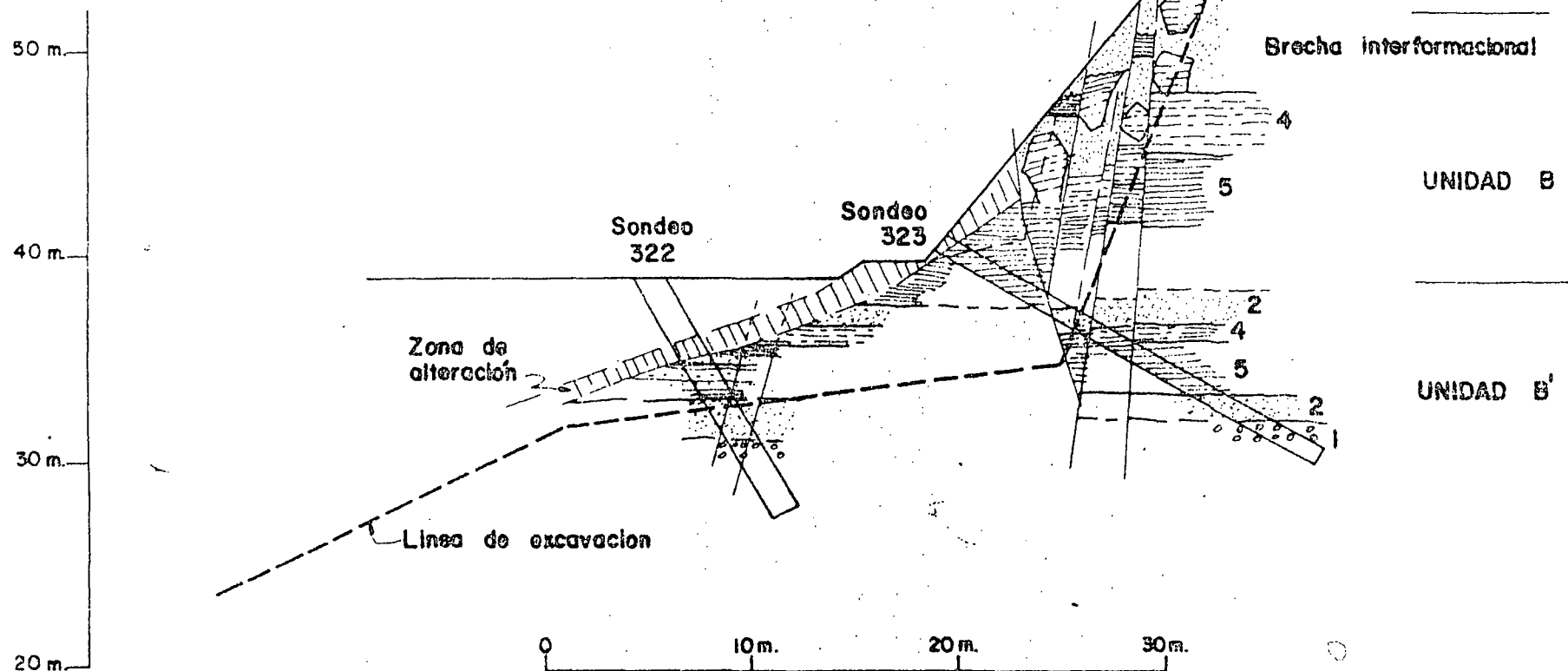
DETERMINACION DE LA DIRECCION DE LAS

OPORTUNIDAD PARA LA INTERACCION

RED DE LULFT

Ítem 5.6.2

- 1 Conglomerado
- 2 Arenisca
- 4 Limolita
- 5 Argilita



CORTE GEOLOGICO DEL DESLIZAMIENTO MARGEN DERECHA

El origen de este deslizamiento puede estar asociado a la presencia de una capa arcillosa con alto contenido de materia orgánica localizada en la parte inferior y en la cual pudo medirse una inclinación de 20°; la misma que pudo tener una consolidación posterior diferencial ocasionando el movimiento y fracturación de las capas superiores.

En la lámina 5.4.3 se presenta un esquema de la situación antes de la segunda excavación.

Los depósitos lacustres también presentan fracturamiento en forma de grietas con dirección N - E e inclinación casi vertical, este sistema fue medido en el deslizamiento ocurrido en el estribo izquierdo del canal del vertedero, a la altura de la rápida, donde por la acción del agua el terreno se deslizó verticalmente por el plano de fracturamiento, para estabilizar el talud se instalaron drenes y pernos de anclaje hacia aguas arriba del deslizamiento. Posteriormente toda la superficie expuesta fue cubierta con una capa de hormigón lanzado.

Se encontraron dos zonas con intenso fracturamiento de relativa importancia; la primera en el lecho del río aguas abajo del eje de la presa donde se produce el cambio lateral de litología, la roca implicada es una argilita de color verde. El área ocupa unos 20 m de largo y desde la cota +10 hasta la cota +12, esta zona está ubicada en la margen izquierda. Se trata de un sistema de fracturas abiertas y rellenas de arcilla cuya dirección predominante es N - E y con una inclinación hacia el Oeste.

La segunda zona de intenso fracturamiento está ubicada en el deslizamiento antiguo, la misma que puede verse claramente a raíz del segundo deslizamiento, se observan fracturas abiertas también rellenas de arcilla, con una dirección N - E y casi verticales. En esta parte las rocas comprometidas son areniscas y limolitas.

En el lecho del río se procedió a desalojar todo el material fracturado y lo mismo se hizo posteriormente con la zona del deslizamiento.

En efecto en Diciembre de 1986 se decidió retirar totalmente el material movido en el segundo deslizamiento y también la roca alterada por el fuerte fracturamiento; se encontraron fracturas abiertas hasta 15 cm y otras rellenas de arcilla y que tenían una dirección principal casi N - S.

Frente a esta anomalía se tomaron dos medidas; se decidió construir un sistema de drenaje en la parte baja de la zona fracturada entre la roca y el terraplén de la presa, constituido por grava de drenaje libre y filtros. Por otro lado se procedió a inyectar una lechada de cemento en las fracturas abiertas, para lo cual en primer lugar se realizó una limpieza a mano de las fracturas dejándolas descubiertas en casi toda su extensión, luego se colocaron ocho conexiones constituidas por trozos de tubería de 2" que fueron empotradas dentro de las grietas y se sellaron todas las aberturas con mortero. Entonces se procedió a inyectar la lechada cuya dosificación fue similar

a la empleada en la campaña de inyecciones, esto es una parte de cemento con 0.67 partes de agua en peso, a la que se le añadió el 1% de un fluidificante, el cual fue luego suspendido dadas las altas tomas obtenidas.

En total fueron inyectadas 900 fundas de cemento equivalentes a 45.000 kg, empleando una presión de la bomba de máximo 1 kg/cm². Tanto la preparación de la lechada como el equipo utilizado fueron similares a los empleados en las inyecciones de la pantalla.

Adicionalmente y conforme el terraplén progresaba, se realizó en toda el área de cimentación de la presa, la limpieza de los taludes para obtener un buen contacto, esto puso al descubierto en el área del deslizamiento todas las fracturas ocasionadas en el movimiento, las cuales se presentaban abiertas, siendo necesario la inyección de 45.000 kg adicionales de lechada de cemento para rellenar esas fracturas, el proceso continuó hasta la cota 65 m. Además durante la limpieza del talud en esta zona y como producto del fracturamiento de la roca, se producía el desprendimiento de bloques de roca, lo que obligó a utilizar hormigón para rellenar las irregularidades y así obtener una superficie regular de contacto con el relleno que permita una buena compactación.

5.4.4 Abatimiento del Nivel Freático en el Área de la Presa

En las etapas anteriores durante los estudios y en los informes respectivos, bajo el título de Geohidrología, se describen las observaciones hechas con respecto al nivel freático en el área de la presa y su relación con los diferentes tipos de roca, y también las características de los niveles de agua subterránea encontrados, algunos de estos con el carácter de surgentes o artesianos.

Durante la construcción y particularmente cuando se estaba construyendo la cortina de inyecciones en el sector del lecho del río, y trabajando desde el nivel +10 aproximadamente, se observó la presencia de niveles artesianos a partir de la cota -20 con un incremento de la presión con la profundidad, llegando a medir hasta una presión de 0.7 kg/cm².

El problema planteado era el poder controlar la afluencia del agua hacia la superficie una vez que se hubiera excavado el material de sobrecarga para proceder a la construcción de la presa sobre una cimentación libre de agua; y al mismo tiempo controlar las presiones internas que podrían influir en las deformaciones y estabilidad del terreno. La solución diseñada fue, el abatimiento del nivel freático mediante un sistema de pozos a bombeo ubicados en toda el área de la presa.

En el plano N°2103 se presenta la ubicación exacta de todos los pozos perforados y puede verse también que en el sector del núcleo de la presa fue necesario la perforación de más pozos.

El sistema de pozos de alivio empezó a funcionar durante la excavación del lecho del río y durante la construcción de la

presa, lográndose obtener una cimentación completamente seca que no presentó dificultades para el trabajo. Durante el período de funcionamiento se llevó un control casi diario del descenso del nivel freático y con éstos datos se procedió a construir los diagramas de abatimiento del nivel freático y que constan en el mismo plano indicado arriba, donde puede verse que en general se logró bajar el nivel freático hasta la cota +2 en toda el área y en algunos pozos se midió un nivel de agua bajo la cota 0.

Es necesario indicar que todas las medidas se realizaron en los pozos de bombeo que es donde se presenta el punto más bajo del cono del descenso del nivel freático; pero la eficiencia del sistema se comprobó en la zona del núcleo donde antes de perforar los pozos adicionales se tenía afluencia de agua, en el talud derecho, lo cual hubiera sido inconveniente durante la colocación de las primeras capas de relleno que según el diseño eran una mezcla de arenisca y arcilla, pero la acción de las pozos permitió la construcción sin ningún problema.

5.5. INVESTIGACIONES ADICIONALES

Varios sondeos fueron perforados, con la finalidad de obtener una mayor información de la cimentación de algunas zonas de las obras.

Los sondeos fueron realizados por la Compañía Constructora AGROMAN o por compañías subcontratadas, a continuación se presenta una lista de los sondeos realizados, y su ubicación consta en el plano N°2151.

PRESA PRINCIPAL.- Se realizaron 23 sondeos, tanto para estudiar las condiciones de cimentación, como para comprobación de la cortina de inyecciones, también se realizaron sondeos en el deslizamiento de la margen derecha.

TUNELES.- Se perforaron 7 sondeos para estudiar la cimentación de las torres de toma y para conocer más detalladamente el tipo de roca a excavarse.

AREA ADMINISTRATIVA.- Fueron perforados 6 sondeos para determinar los niveles exactos de cimentación de los muros de contención.

5.6. CONDICIONES FINALES DE CIMENTACION

5.6.1 Generalidades

Las perforaciones adicionales realizadas durante la excavación especialmente del área de la presa fueron hechas para precisar con exactitud los niveles de cimentación indicados en los planos o, de ser necesario, ajustar estos a las condiciones realmente encontradas lo cual puede llevar a un cambio en el diseño con los consiguientes efectos económicos.

Las condiciones finales de cimentación son presentados en diferentes cortes geológicos de las obras, y constan en este informe. En el acápite correspondiente a cada estructura se incluye la figura respectiva. 0

No se presentaron cambios significativos en la concepción geológica de la zona del proyecto como se anota en los estudios anteriores, y en los sitios donde ha ocurrido alguna variación, en este informe se anotaran las nuevas características.

5.6.2 Presa Principal

Durante la etapa de estudios, las campañas de perforación y las interpretaciones posteriores permitieron tener un conocimiento de las condiciones subsuperficiales del sitio de la presa. Para la cimentación de la presa se indica que deben ser removidos todos los depósitos superficiales hasta dejar expuesta una superficie aceptable de la roca, libre de alteraciones o material suelto.

En la sección geológica por el eje de la presa y también en la sección geológica a lo largo del cauce del río, que constan en los planos N°2152 y N°2153 se puede observar los diferentes tipos de roca sobre los que se cimentó la presa, pudiendo señalar aquí las características más importantes y que han sido mapeadas in-situ.

La cota de cimentación final está sobre la diseñada (0 m) y varía entre la cota +4 y +9. La razón de este cambio fue la de preferir cimentar la presa sobre la arenisca superior de la unidad C (subunidad C') cuyas características se describen en el numeral 5.4.2 (Estratigrafía) del presente informe; ya que al cimentar en la cota 0 m se tendría una argilita de la cual conocemos su alto grado de alteración al ser expuesta.

Casi toda la superficie final de cimentación es la arenisca mencionada arriba, excepto hacia aguas abajo donde se presenta un cambio lateral y la obra se cimentó sobre la argilita habiendo desalojado las zonas alteradas y fracturadas y cubriendo rápidamente con los materiales de relleno de la presa, la roca sana.

Problemas de humedad en la cimentación no existieron, ya que se mantuvo el nivel freático bajo la cota de cimentación mediante el sistema de pozos de alivio, y el agua proveniente de niveles superiores desde los taludes fue conducida mediante zanjas rellenas de hormigón poroso hacia sumideros convenientemente

ubicados desde donde era bombeado fuera del área de la presa; posteriormente todo este sistema temporal de drenaje fue sellado mediante inyección con lechada de cemento.

Otro aspecto importante de la cimentación es el alto grado de fracturación del talud derecho en el área del deslizamiento.

Toda el área de cimentación de la presa fue sometida a una limpieza final inmediatamente antes de la colocación del material de relleno, asegurando así el desalojo de todo material suelto o alterado. Varios tratamientos especiales aplicados a la superficie final de cimentación ya se describieron en el acápite 5.4.3 de Geología Estructural.

5.6.3 Vertedero

El plano N°2154 (vertedero - secciones Geológicas) muestra las condiciones geológicas de cimentación de la estructura de compuertas y del canal del vertedero.

En primer término la cota de cimentación de la estructura de compuertas fue la +39 a +40 m y no la +36 m como estaba diseñado; la roca implicada es una arenisca de color gris, de grano medio a grueso; es una arenisca un poco limosa que pertenece a la unidad B'.

La excavación hasta este nivel no tuvo grandes problemas, el agua almacenada en la arenisca bajo las argilitas y limolitas suprayacentes fluía sobre la superficie pero drenaba fácilmente ante la colocación del rollocreto, y por esto no era necesario una cimentación seca.

La estabilidad de los taludes de la excavación no presentó problema alguno.

En el canal del vertedero la excavación llegó hasta unos 3 m por debajo del contacto entre los depósitos lacustres y la roca, habiéndose colocado las losas del canal en arenisca o en limolita; solamente en la rápida del canal afloraron lentes de argilita con restos de materia orgánica (troncos de árboles) aquí fue necesario el recubrimiento inmediato de la argilita por medio de hormigón lanzado para evitar su alteración así como también la instalación de pernos de anclaje más largos que pudieran anclarse en la arenisca subyacente.

Bajo la cota +40 m la excavación de la parte inferior de la rápida y del estanque amortiguador, se la realizó en la arenisca de la unidad B'.

5.6.4 Dique de la Divisoria y Vertedero de Emergencia

Dentro de las obras complementarias del proyecto se planificó la construcción de un dique a lo largo de la línea divisoria de las aguas a partir de la estructura de compuertas del vertedero principal, y que tiene una longitud de 17.42 km.

Para la cimentación de esta estructura de arcilla impermeable se diseñó solamente una limpieza del sitio que desaloje todo el material de cobertura y también la excavación de una trinchera de inspección de hasta 2 m de profundidad en el eje del dique; la misma que no era ejecutada en las zonas altas o que fue reemplazada con sondeos de investigación realizados a mano con auger.

Geológicamente el área del dique presenta una topografía ondulada con algunas quebradas profundas, siendo la más importante la localizada en la STA. 15+600 con un desnivel de 27 m hasta la cota +90.

La zona se encuentra cubierta por depósitos de ambientes lacustres y fluvial constituidos principalmente por arcilla, limo y lentes de arena; en un espesor variable de hasta 15 m. Este depósito yace sobre una arenisca lo cual fue verificado en los sondeos realizados durante la etapa de estudios.

La mayor parte del dique de la divisoria esta cimentada sobre una arcilla de coloración variable de café a rojiza; en las zonas limosas el color del material cambia generalmente a habano, cuando es arenoso se torna de un color verdoso o amarillento.

La arcilla es un material bastante uniforme, aunque es generalmente limosa, los limos son algo arcillosos y arenosos y las arenas limosas. En algunas zonas se pudo observar claramente los diferentes tipos de materiales.

Durante la construcción la preparación de la cimentación no tuvo problemas importantes, excepto cuando los trabajos se ejecutaban al inicio de la estación seca cuando el material estaba completamente saturado y se tenía dificultad en la operación de las máquinas.

Durante la construcción además de observar directamente la litología de la cimentación, se realizó la perforación de los pozos de drenaje diseñados aguas abajo del dique en las zonas bajas; en éstas se atravesó los depósitos finos arcillosos, con espesores de hasta 6 m hasta llegar a una arena de color gris limpia y uniforme observada en los detritos procedentes de la perforación, y que puede corresponder a una arenisca sobre la cual se depositaron todos los materiales finos que constituyen la cimentación del dique descrita arriba.

En general en casi todas las zonas bajas se presentaron variaciones litológicas presentándose una secuencia gradual de acuerdo al tamaño con los más gruesos abajo, siendo los espesores de las capas muy variables.

En las láminas N°5.6.1 , 5.6.2 y 5.6.3 se presentan las secciones geológicas más representativas en tramos del dique considerados importantes.

Con respecto al vertedero de emergencia, ubicado a continuación del dique, el área de cimentación de las estructuras de hormigón ocupan una zona alta y solamente se requirió una limpieza de la cobertura y la excavación de las zanjas para los dentellones. En toda la zona se presenta una gruesa capa de una arcilla rojiza algo limosa, correspondiente a la parte superior de los depósitos lacustres.

5.6.5 Galerías de Drenaje

Se diseñó una galería de drenaje en cada estribo ubicada aguas abajo de la cortina de inyecciones sobre la cota +32 m y por medio de otras galerías se tendría acceso desde aguas abajo de la presa en la cota +28 m.

El diseño original indicaba una galería de dimensiones finales 2,40 x 1.80 m incluido un revestimiento de hormigón; ante la solicitud del contratista para que se le permita realizar la excavación de las galerías con la rozadora Westfalia utilizada ya en la construcción de los túneles de desvío, las dimensiones y diseños variaron totalmente, habiéndose excavado finalmente una sección en forma de herradura con una altura de 4.5 m en la clave y 3.8 m de ancho.

El procedimiento de construcción también cambió; iniciándose la construcción con la excavación y extracción de la roca del frente en una longitud o avance de 2,2 m, utilizando la rozadora Westfalia.

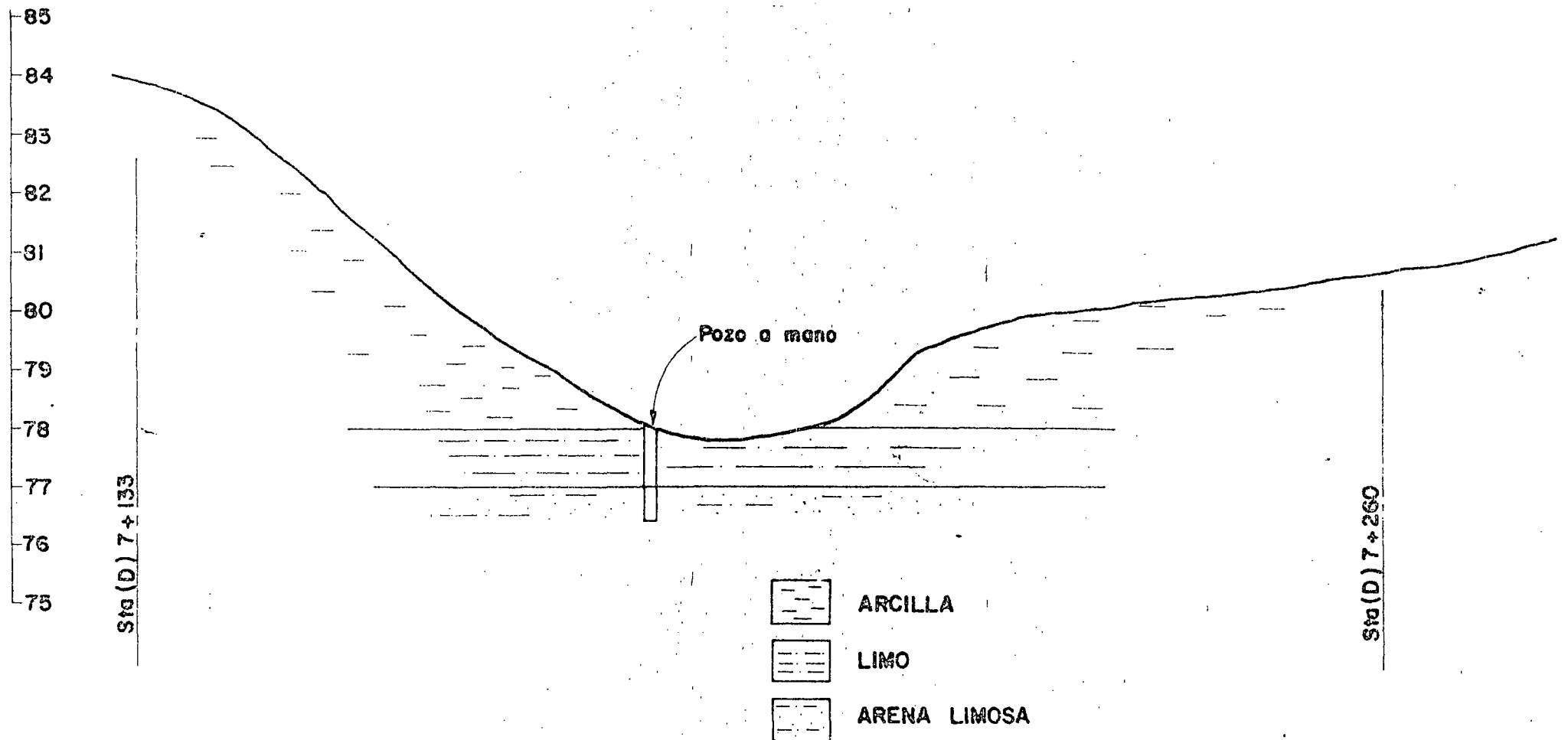
Luego de terminada la extracción del material se procedió a colocar el refuerzo de malla metálica sujetándola con clavos contra la roca, en todo el avance excavado, después se procedió a lanzar la primera capa de hormigón (gunitado) de un espesor de 6 cm.

A continuación se excavó y extrajo el siguiente tramo. Ocasionalmente se instalaron drenes temporales en los sitios de mayor afluencia de agua de máximo 1,5 m de longitud.

También se instalaron pernos de anclaje en dos tramos donde se presentaron desprendimientos especialmente en los lentes de limolita, y también en las zonas de intersección con las galerías de acceso y en los portales de entrada, donde además se instaló una cercha de refuerzo, mas por normas de seguridad que por inestabilidad de las rocas.

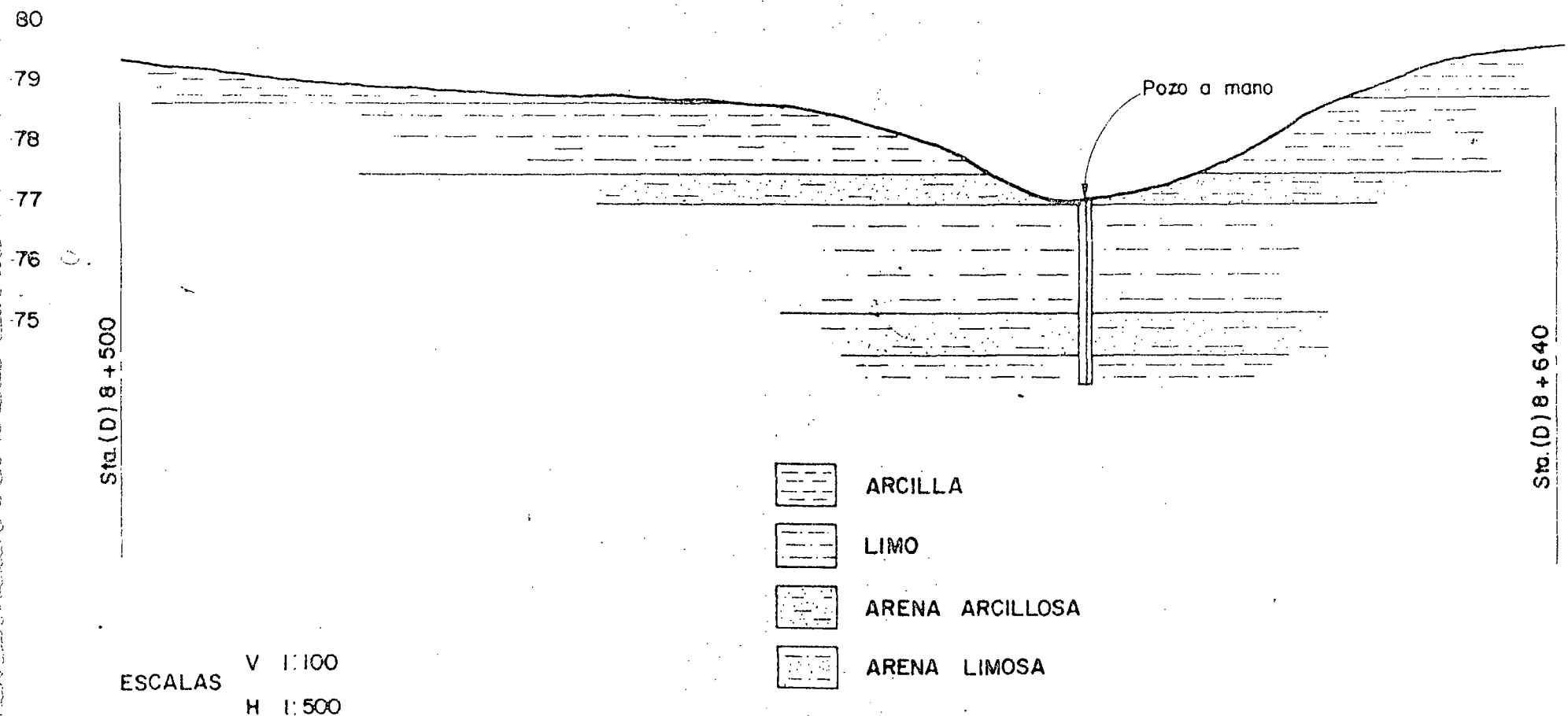
En general la construcción de las galerías no presentó problemas de estabilidad de la roca excavada, la única dificultad fue la presencia de agua en algunos tramos de la galería de drenaje del estribo izquierdo que impedía la buena adherencia del torcreto de revestimiento, en estos sitios se instalaron drenes de hasta 1.5 m.

DIQUE DE LA DIVISORIA
SECCION GEOLOGICA EN LA CIMENTACION

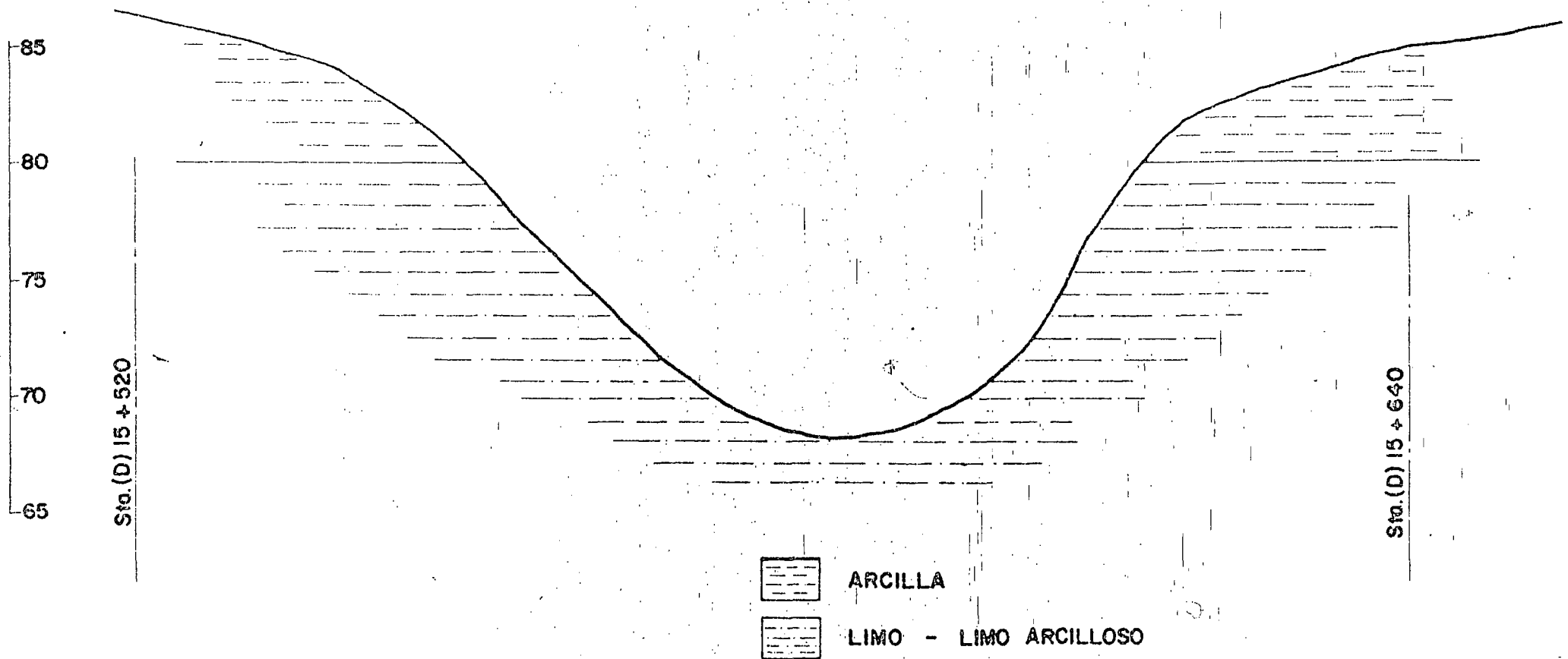


ESCALAS V 1:100
H 1:500

DIQUE DE LA DIVISORIA
SECCION GEOLOGICA EN LA CIMENTACION



DIQUE DE LA DIVISORIA
SECCION GEOLOGICA EN LA CIMENTACION



ESCALAS
V 1:250
H 1:500

lámina 5.6.3

Las rocas excavadas en las galerías son areniscas y areniscas conglomeráticas de la unidad B' que se encuentran bajo la unidad representada por una arenisca limosa y arcillosa.

También se atravesaron lentes de lomilita y argilita intercalados dentro de las areniscas. Las láminas N°5-05 y N°5-06 muestran los detalles geológicos. En muy pocos sitios se encontraron fracturas de la roca pero si se pudo observar claramente el contacto entre las unidades B y B' el cual pudo ser identificado siempre por una zona conglomerática; otra característica importante especialmente en la galería de drenaje del estribo izquierdo es el alto contenido de material volcánico en la arenisca B'.

Finalmente en las galerías se instaló el sistema de drenaje diseñado y que constan en las láminas respectivas.

5.6.6 Area Administrativa

La zona denominada Area Administrativa que puede verse en los planos de diseño, además del gran volumen de relleno, tiene hacia aguas arriba una serie de muros de contención de diferentes alturas y a diferentes niveles de cimentación.

Fue diseñada únicamente con los datos geológicos superficiales la cimentación de los muros pero durante la excavación, especialmente de los muros del sector Este, las condiciones geológicas variaron fundamentalmente, haciéndose necesario la ejecución de un estudio complementario por medio de sondeos, cuyos registros de perforación se anexan, en base a cuyos resultados se varió el diseño de los muros de contención.

Geológicamente las areniscas de la unidad A observadas en los estudios en la zona de las obras de toma, fueron correlacionadas con las areniscas que afloran en la pequeña elevación ubicada más al sur. Se subestimó la acción erosiva que pudo haber ocurrido en la zona entre estos dos afloramientos, posteriormente rellenada por los depósitos lacustres; lo cual fue detectado en los sondeos y confirmado posteriormente en la construcción de los muros. El plano N°2157, donde se presenta el corte geológico de la cimentación, muestra un nivel superior de la roca hacia el lado Oeste a la cota 76 en el muro N°1, el cual baja bruscamente a partir del muro N°6 hasta la cota 59 m en el lado Este.

La roca comprometida es una arenisca con alto contenido de material volcánico, en algunos sitios se vuelve conglomerática y en la cimentación del muro N°5 se presenta un conglomerado algo brechoso, con cantos rodados de hasta 30 cm observándose también clastos angulosos. Es un conglomerado bien cementado y muy resistente a la excavación y podría tratarse de un lente o también de un cauce antiguo con gran poder erosivo por el tamaño de los rodados. A ésta altura la arenisca superior es algo limosa, de color verde y poco resistente.

En la cimentación de los muros del lado Este la arenisca presenta intercalaciones de argilita de color gris verde. Es una arenisca dura con niveles que contienen bastante material

volcánico. En esta zona se observó el depósito lacustre directamente sobre la arenisca cuyo contacto es una superficie de erosión y que está compuesto por una alternancia de capas de arcilla y limo con lentes de arena fina y además un nivel orgánico con restos de árboles, cerca de la cota + 66 m.

5.6.7 Túneles

Una parte importante de las obras de descarga del proyecto, son los dos túneles que también sirvieron como túneles de desvío del río Daule durante la construcción de la presa principal; y que posteriormente serán el túnel N°1 de descarga de las obras de toma y el túnel N°2 de alimentación a la futura central hidroeléctrica.

El túnel N°1 tiene una longitud de 530 m y el N°2 490 m, ambos túneles fueron diseñados con una sección circular de 10 m de diámetro de excavación; fueron diseñados con dos tipos de soporte de acero, (cercha), la una de arco superior y la otra de círculo completo; además se instalaron pernos de anclaje y malla de alambre y se procedió a colocar dos capas de hormigón lanzado, una primera inmediatamente después de la excavación y otra sobre los elementos de soporte.

Finalmente los túneles llevan un revestimiento de hormigón armado de 75 cm de espesor, en el que se dejaron instaladas las tuberías necesarias para realizar tanto la inyección de contacto como la de la cortina radial diseñada y cuyos resultados y procedimientos constan en el informe de inyecciones.

Para la excavación de los túneles se empleó una máquina excavadora tipo rozadora de marca Westfalia, la que provista de una cabeza giratoria con puntas de carburo de tungsteno, fue empleada con éxito dada la poca dureza de las rocas presentes.

Una vez realizada la excavación del terreno hasta los portales de los túneles tanto aguas arriba como aguas abajo se empezaron los trabajos de excavación del túnel de acuerdo a las diferentes etapas como se indica en los planos y especificaciones, estas labores comenzaron en Noviembre del 82 en el túnel N°2 y en Mayo del 83 en el túnel N°1; antes de iniciar la excavación y localizado los contornos de los túneles en la pared excavada, se procedió a la instalación de una serie de pernos de anclaje alrededor de la traza de la sección superior del túnel, además de la malla de alambre y una capa de hormigón lanzado en toda la pared que constituye el portal aguas arriba y el de aguas abajo.

Como está indicado anteriormente la secuencia de excavación seguida en varias fases, empezando por la zona superior, puede verse ilustrada en la lámina N°5.6.4.

En los primeros 8,50 m a la entrada y a la salida de ambos túneles se instalaron cerchas rígidas separadas 1 m entre sí, y en el tramo restante cerchas flexibles. En el túnel N°2 las cerchas flexibles se colocaron a 2 m de distancia en una longitud

Diagrama de un tanque de almacenamiento de agua con una bóveda hemisférica. El tanque está dividido en cinco zonas numeradas I, II, III, IV y V. La zona I es la parte superior de la bóveda, la zona II es la parte superior del cilindro, la zona III es la parte inferior del cilindro, la zona IV es la parte inferior de la bóveda y la zona V es la parte inferior del cilindro. Se indican los "Pernos de anclaje" (anchoring bolts) en la zona I y la "Malla y Cércha" (mesh and band) en la zona II. El radio de la bóveda es $R = 5.40 \text{ m}$.

- lámina 5.6:4

de 346 m y en el tramo restante a 1,25 m. En todo el túnel N°1 las cerchas fueron instaladas a 1,25 m de separación.

Con la finalidad de observar posibles desplazamientos de la roca durante y después de la excavación, se instalaron las estaciones respectivas para realizar las medidas de convergencia, las cuales fueron ejecutadas periódicamente pudiendo observar movimientos dentro de los rangos aceptables.

Sobre el aspecto geológico y geotécnico puede decirse que las condiciones de perforación de los túneles fueron muy buenas y no se presentaron mayores problemas. La superficie excavada de la roca se presentaba generalmente buena compacta y estable. Esto permitió en primer lugar ampliar la longitud de cada avance de excavación; por otro lado se aprobó la colocación de las cerchas de soporte con una mayor separación. También se observó que no era necesaria la primera capa de hormigón lanzado (shotcrete) y por consiguiente era más conveniente colocar la malla de soporte directamente sobre la roca antes de colocar las cerchas, para finalmente completar el soporte temporal con una capa de hormigón lanzado.

De acuerdo a la división en unidades estratigráficas anotadas en el capítulo "Geología del sitio de Ffesa-Estratigrafía", los niveles de diseño de los túneles corresponden a la unidad estratigráfica "B" compuesta principalmente por areniscas de granulometría media y gruesa, con un alto porcentaje de pómez, y también estratos lenticulares de conglomerados, argilitas y limolitas.

Una descripción estratigráfica de los estratos atravesados durante la excavación de cada uno de los túneles se presenta a continuación.

a) Estratigrafía del Túnel N°1

Como puede verse en el plano N° 2159 (Sección Geológica Túnel N°1). La perforación de este túnel atravesó los siguientes tipos de roca.

Desde su inicio en la STA (T-1) 1 + 031 hasta la estación STA (T-1) 1 + 200 aproximadamente se presenta una arenisca de color café, sana, en tramos conglomerática. Hasta la estación STA (T-1) 1 + 200 continúa predominando la arenisca anterior pero se presentan tanto en la zona de clave como en la solera lentes de limolita arcillosa de color verdoso, siendo más potente (+3 m o -3 m) en la solera. De la STA (T-1) 1 + 300 a la STA (T-1) 1 + 380, la arenisca café está ocupando la mitad inferior de la sección del túnel, perdiéndose el lente de limolita inferior, igual cosa ocurre con el lente de limolita superior pero algunos metros más aguas abajo. El tramo medio superior está ocupado por una secuencia de conglomerado, argilita y limolita, donde la argilita de color verdoso está fracturada, en cambio el conglomerado y la limolita presentan buenas condiciones mecánicas.

A partir de la estación STA (T-1) 1 + 380 hasta el portal de salida, en el túnel N°1 atraviesa una zona bastante uniforme compuesta principalmente por una arenisca conglomerática con intercalaciones limosas en la parte media; la superficie excavada en esta zona se presentó completamente sana y estable, lo que facilitó notablemente los trabajos de soporte.

b) Estratigrafía del Túnel N°2

El plano N° 2160 (Sección Geológica del túnel N°2) presenta los diferentes tipos de roca encontrados en la construcción de este túnel. Desde la estación STA (T-2) 1 + 031 hasta la estación STA (T-2) 1 + 220 se presenta una arenisca conglomerática de color café de buenas características, con intercalaciones de argilita limosa o arenosa de color gris, en algunas zonas esta argilita se presentó fracturada y alterada en la clave del túnel exigiendo su rápido recubrimiento y soporte; el lente más grueso se localizó en la zona media.

De la estación STA (T-2) 1 + 220 hasta la STA (T-2) 1 + 270 la presencia de una zona de interestratificación entre capas de arenisca y argilita es más notoria y los contactos entre capas de materiales distintos son cambios paulatinos. En el tramo restante del túnel hasta su portal de salida la roca predominante es la arenisca de color gris, con pequeñas intercalaciones de limolita; es una buena roca masiva que no presentó problemas durante la excavación.

5.6.8 Presa Auxiliar

La presa auxiliar es una de las obras auxiliares, diseñada como un lazo de unión entre la estructura de hormigón del vertedero con el Área Administrativa a la derecha y el dique de la divisoria a la izquierda.

El nivel de cimentación diseñado para la presa auxiliar es la cota +52 m. La excavación de esta zona era la parte superior de la gran excavación hecha para la cimentación de la estructura de compuertas del vertedero y sobre la cual habla el acápite 5.6.3.

Ahora nos referiremos únicamente a las condiciones encontradas sobre la cota +52 m en el área de cimentación de la presa auxiliar.

La roca presente en el área es una limolita arenosa de color gris verdoso, con intercalaciones de limolita de color verde, éstas rocas pertenecen a la unidad estratigráfica B y son bastante consolidadas y estables. No se observaron sistemas de fracturamiento importantes.

Sobre estas limolitas arenosas yacen en forma discordante los depósitos lacustres a partir de la cota +59 m aproximadamente en el lado izquierdo y 62 en el derecho.

Los depósitos lacustres son de carácter fino, y están constituidos, por un limo arcilloso de color verdoso y café en

la parte inferior hasta la cota 62 m en el lado izquierdo; luego se presenta una arena limosa y arcillosa, saturada hasta la elevación 65 m, posteriormente hay un potente depósito de arcilla café-rojiza hasta la superficie, esto en el lado izquierdo.

En el estribo derecho las condiciones son prácticamente las mismas hasta aproximadamente la cota 68 m pero más hacia la derecha la topografía sube y afloran las areniscas de la unidad A que se presentan bastante consolidadas, y sobre éstas rocas está apoyada la presa auxiliar.

Geotécnicamente la cimentación de la presa auxiliar necesitó mayor cuidado en su excavación y tratamiento, especialmente cuando se presentaban los depósitos lacustres en el estribo izquierdo, tanto aguas arriba como aguas abajo, por la presencia de canales de drenaje actuales, que mantenían los sedimentos completamente saturados. Para conseguir una aceptable superficie de cimentación, fue necesario la excavación de una serie de zanjás de conducción, sumideros con bombas, e inclusive excavación adicional con retroexcavador para retirar todo el material de cobertura saturado.

En los cortes geológicos correspondientes al vertedero, Lámina N°5-04 también puede verse la secuencia estratigráfica sobre la cual está cimentada la presa auxiliar.

FIN DE CAPITULO 5

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 6

MATERIALES DE CONSTRUCCION

Revisión No.2
Abril 1990

CAPITULO 6
MATERIALES DE CONSTRUCCION

6.1 INTRODUCCION.

El proyecto está localizado en una región con escasa disponibilidad de materiales considerados normales para la construcción de una presa de materiales sueltos. Esta circunstancia implicó la utilización de materiales locales que en circunstancias normales habrían sido rechazados. Se contó sin embargo con una moderada cantidad de materiales de características más favorables importados de fuera del área del proyecto.

La utilización de estos materiales no comunes causó ciertos problemas no solamente en el diseño sino que también complicó los procedimientos de licitación. No fué posible una definición clara de procedimientos de construcción en las especificaciones y requirió consecuentemente métodos especiales de construcción y control.

Las investigaciones para la búsqueda de materiales de construcción no se limitaron solamente al área circundante al Proyecto. Estas se extendieron en todas las direcciones con el propósito de encontrar materiales adecuados dentro de un radio de acción que hiciera factible su acarreo. Sin embargo no se encontró ningún cambio económicamente apreciable en la calidad de los materiales con respecto a los existentes en las cercanías del sitio del proyecto.

Se encontraron materiales granulares de alta calidad a más de 70 km al este del proyecto, donde el río Queyedo recibe los aportes de los ríos que bajan de los Andes y que se manifiestan en depósitos de cantidad casi ilimitada. Estas fuentes llenaron las necesidades de materiales granulares para las zonas especiales de filtro y de drenaje libre, hormigones y protección de taludes.

6.2 FUENTES DE MATERIALES.

6.2.1 Materiales locales

La geología del área del Proyecto, descrita en el capítulo de Geología y Sismología (Cap.5) identifica tres tipos de materiales de construcción disponibles:

- a) Rocas sedimentarias de la formación Daule, consistentes en depósitos cíclicos de conglomerados, areniscas, limolitas y argilitas.
- b) Depósitos lacustres encontrados hacia el este del sitio de Presa, constituidos por arcillas y limos plásticos de alto contenido de humedad, con lentes esporádicos de materiales más gruesos.
- c) Depósitos aluviales En los ríos Daule y Peripa,

producto de la erosión de las rocas sedimentarias, con gran variabilidad en su contenido de gravas y generalmente volviéndose más finos conforme aumenta la distancia hacia aguas abajo del sitio de presa.

6.2.2 Materiales Importados.

Los depósitos aluviales y terrazas de los ríos Quevedo y San Pablo constituyeron la fuente de abastecimiento de arenas y gravas de origen volcánico con excelentes propiedades para ser utilizados tanto en hormigones como en terraplenes.

Las terrazas del río San Pablo entre el Guayacán y La Maná, a 30 km al este de Quevedo, suministraron al Proyecto cantos rodados de gran tamaño para protección de taludes.

Las terrazas del río Toachi, a 180 km del proyecto, fueron incorporadas durante la construcción como fuente de material de enrocado, debido en parte a su facilidad de extracción, pero principalmente debido a que el Contratista no implementó en La Maná el equipo indispensable para una explotación en gran escala.

La cantera de Cerro Azul en Guayaquil, a 200 km de distancia, fue incorporada también en Junio de 1987 como fuente de material para enrocado, debido a las mismas razones mencionadas en el párrafo anterior.

6.3 TIPOS Y CANTIDADES DE MATERIALES PARA LA PRESA Y DIQUE.

La falta de arcillas de baja plasticidad en los depósitos lacustres, que pudieran servir como material de núcleo, y de rocas duras que pudieran ser explotadas como material de escollera, dictaminó que el diseño de la presa se basara en materiales derivados de las rocas sedimentarias, complementadas con un volumen considerable de aluvial del río Daule y de materiales granulares importados para las zonas críticas de filtros y drenes.

El dique de la divisoria de 18 km de largo y con una altura promedio de 10 m tuvo que ser diseñado con las arcillas lacustres, a pesar de su alto contenido de humedad y baja densidad.

6.3.1 Materiales Locales

Arenisca Triturada.

El material denominado "arenisca triturada" es producido mediante el aflojamiento, ruptura y mezclado de fragmentos de roca de las colinas adyacentes al estribo derecho del sitio de Presa. La topografía de esta zona se eleva gradualmente hacia el oeste, sobrepasando la cota 200 en la divisoria entre el sistema del río Daule y la planicie costera de Manabí; sin embargo, las elevaciones cerca a la presa tienen su nivel máximo alrededor de la cota 110 y su sistema de drenaje erosionado hasta la cota 60 aproximadamente.

De los estudios geológicos se desprende que la zona de cantera disponible entre las cotas indicadas anteriormente pertenece a la serie A con predominio de arenisca e intercalaciones de estratos de limolita y argilita.

La potencia de la zona de cantera es ilimitada si se la compara con los 3'000.000 m³ necesarios para el proyecto, por lo que las investigaciones y su explotación posterior se concentraron en las lomas más cercanas al sitio de la presa.

Las investigaciones en base a sondeos y trincheras y los ensayos en los materiales y en mezclas de ellos, suministraron para el diseño suficientes datos sobre las propiedades de los materiales, pero no aportaron información suficiente para definir los procedimientos de construcción necesarios para obtener un producto adecuado y consistente.

Por esta razón, fue indispensable incluir entre los requisitos de las especificaciones técnicas la explotación de una cantera de prueba y la construcción de terraplenes de prueba, para que en base a sus resultados, se pudieran seleccionar los métodos y equipos más apropiados para la utilización de este material.

La prueba en cantera se realizó utilizando un tractor Komatsu D-355 equipado con un ripper, aflojando y excavando el material a lo largo de rampas inclinadas para obtener de esta manera una mezcla de diferentes estratos de arenisca con uno de limolita o argilita. Se determinó así que la excavación con ripper produciría la cantidad de material necesaria para una producción masiva siempre y cuando se mantuvieran dentro de límites aceptables el talud y la longitud de la rampa de excavación. Aunque las rocas de la cantera rompieron fácilmente bajo el peso y acción de la maquinaria, el producto final era más grueso que el anticipado. Los movimientos normales del tractor al excavar eran claramente insuficientes para obtener la trituration necesaria. Para propósito de la prueba se resolvió esta dificultad mediante la trituration adicional del material, pisándolo con el tractor en capas extendidas, pero quedó demostrado que este sistema no sería el adecuado para la producción en gran escala necesaria para la obra.

Se construyeron luego los terraplenes de prueba con el propósito principal de seleccionar el rodillo más adecuado, además de determinar los espesores de capas y la humedad óptima de compactación del material. De los resultados de las pruebas se escogieron como los más aptos los rodillos lisos vibratorios, lo cual fue ventajoso para el proyecto por cuanto se utilizaría el mismo tipo de rodillo para todos los terraplenes de la presa y presa auxiliar.

La explotación de la cantera para la obra se la realizó con 4 tractores Komatsu D-355 y para el transporte del material a los terraplenes se utilizó una flota de 8 "Dumpers" de 40 t de capacidad.

Para solucionar el problema de la trituration adicional necesaria para obtener el material adecuado para la obra, se

variaron los procedimientos especificados originalmente para la utilización de la rastra de discos y de compactación adicional. En la obra se definieron dos fases en la colocación de arenisca triturada. La fase de trituración adicional incluyó un tractor pesado para la extensión del material en capas de 20 a 25 cm sueltos. Este tractor, además de extender el material, quebraba con su peso los bloques de roca a dimensiones comparables con el espesor de la capa. Sigue luego la secuencia de dos pasadas de un compactador apisonador, dos pasadas de la rastra y dos pasadas finales del compactador apisonador. La función del compactador consistía en disgregar los bloques de mayor tamaño que se vieran en la superficie de la capa.

La rastra tenía como función mezclar el material y levantar hacia la superficie las partículas gruesas que estuvieran embebidas en la capa para que sean trituradas posteriormente por las pasadas finales del compactador, que a su vez servían para nivelar en cierto grado, la superficie irregular dejada por la rastra.

La fase de compactación comprendía finalmente dos pasadas de un rodillo liso vibratorio de 10 t, nivelación de la superficie con una motoniveladora y cuatro pasadas finales del rodillo vibratorio.

La fase de trituración fue modificada posteriormente con la inclusión en el Proyecto de la máquina trituradora o demoledora. Esta máquina es una variación de las estabilizadoras utilizadas para reciclaje de pavimentos, con capacidad de romper rocas blandas de hasta 400 kg/cm².

La trituradora reemplazó en el Proyecto al compactador apisonador y a la rastra de discos. Sin embargo, debido a su bajo rendimiento en comparación con la demanda de colocación de material, entre 8 y 12 mil m³ diarios, su utilización fue restringida a la zona del núcleo y otras zonas críticas como los contactos entre arenisca y estribos y arenisca con otros materiales, donde se necesitaba obligatoriamente un material más fino y de características uniformes.

Las excelentes propiedades de la arenisca triturada, conjuntamente con otros factores que se analizarán más detenidamente en este capítulo, determinaron la utilización más extensa de este material tanto en la presa como en la presa auxiliar.

Del volumen original previsto de 2'000.000 m³ de arenisca para ambas estructuras, se utilizaron finalmente 2'621.000 m³.

A continuación se resúmen los volúmenes estimados y finales para las diversas zonas.

ESTRUCTURA	ZONA	VOLUMENES (M ³)	
		ESTIMADO	FINAL
Presa	Núcleo	460.000	460.000
	Espaldón aguas arriba	480.000	770.000
	Espaldón aguas abajo	670.000	780.000
Presa Auxiliar	Bajo cota 77	390.000	390.000
	Sobre cota 77	-0-	221.000

La secuencia de operaciones de extracción de arenisca en la cantera se indica en el plano 2102-1

Aluvial del Daule

Los depósitos aluviales del río Daule, compuestos por arenas y gravas producidas por la erosión y acarreo de los estratos existentes y de formaciones anteriores casi totalmente erosionadas, fueron utilizados principalmente como material de relleno de la Presa Principal.

Las investigaciones y ensayos realizados en el aluvial del río Daule durante la fase de diseño determinaron su utilización como material semipermeable en los espaldones de la Presa; sin embargo se excluyó su uso como agregado para hormigones debido a la presencia de ciertos minerales activos que podrían reaccionar con el cemento. También fue descartado como material de filtros y de drenaje libre por contener un pequeño porcentaje de gravas de escasa resistencia, de origen sedimentario, que se triturarían en el proceso de compactación produciendo finos en cantidades objetables.

La zona de extracción de aluvial para el Proyecto comprendió una longitud de 12 km de río desde el pie de Presa hacia aguas abajo. En la fase de diseño se había estimado una potencia de 1,2 millones de m³ de material utilizable en ese tramo de río, un margen muy pequeño sobre el volumen de 875.000 m³ que se necesitaría en la Presa. Debido a lo incierto de las mediciones en los sondeos y del trazado del verdadero lecho de roca en el cauce, se indicó expresamente en las Especificaciones que este material sería reservado exclusivamente para los propósitos del diseño.

El dragado del río Daule se inició en el verano de 1984 en el sitio "Topadero" (Perfil 0) y frente a la hacienda Alajuela (Perfil 1) aprovechando la existencia de los únicos accesos vehiculares al río en la zona. Durante las temporadas posteriores hubo la necesidad de construir caminos de acceso a los diferentes sitios de dragado a lo largo del río.

El ancho considerable del río Daule, aún en época de estiaje, y la imposibilidad de acceder a la ribera derecha del río para poder realizar un dragado efectivo de todo el aluvial, trabajando desde ambas orillas, determinaron la implementación de un sistema de plataformas para el dragado.

Desde los puntos de acceso al río se construyeron plataformas longitudinales en la mitad del río con el mismo material dragado, a manera de grandes islas. De esta manera se acumulaba el material en un sitio y las dragas fácilmente pudieron alcanzar ambas orillas.

Se construyeron las plataformas de ancho variable, dependiendo de la cantidad de material disponible. Donde había exceso de material, se lo acopiaba sobre la plataforma para que drene y luego era transportado hacia la obra generalmente a otro acopio temporal antes de ser llevado a su destino.

La secuencia de las operaciones de dragado y los volúmenes extraídos se indican en la lámina N°6.3.1.

El material dragado en 1984 en el Topadero y Alajuela, predominantemente arenoso, fue acopiado cerca al sitio de la Presa para ser utilizado en la construcción de la atagüa permanente en 1985.

Un mal manejo de estos acopios durante la etapa de construcción y la baja permeabilidad del material no permitieron un drenaje adecuado del mismo, creando graves inconvenientes al momento de su colocación en el terraplén.

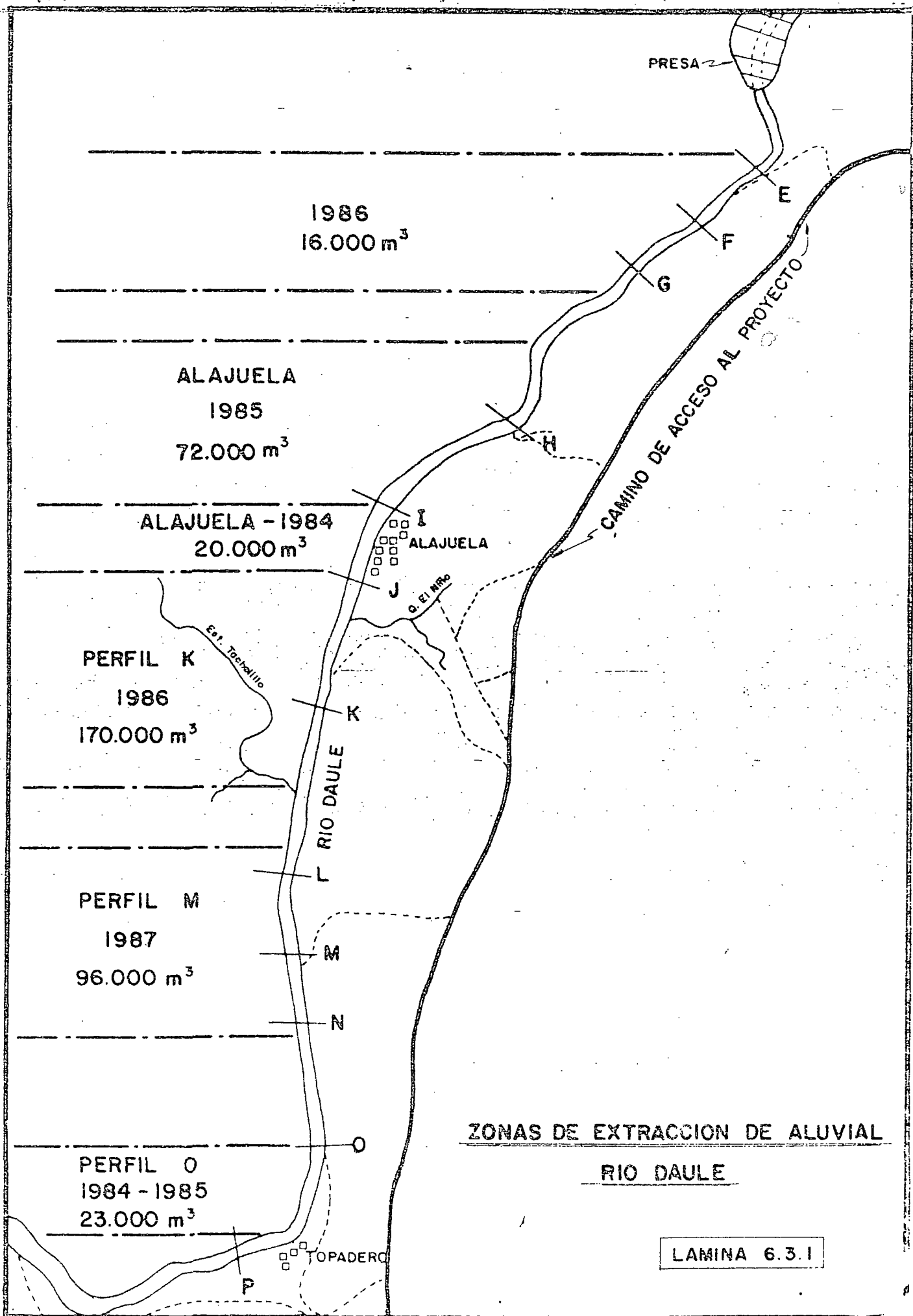
Para permitir el secado del material disponible, se limitó el ritmo diario de construcción a tres capas de 15 cm de espesor, con lo cual, manteniendo la misma energía de compactación especificada, se obtuvo un aumento sustancial en las densidades del relleno.

Para Noviembre y Diciembre de 1985 la situación mejoró notablemente al poderse disponer de un material de características superiores extraído del Perfil H y de la excavación del aluvial en el sitio mismo de la Presa.

Debido a la fuerte demanda de aluvial para poder terminar la construcción de la atagüa permanente antes del inicio del invierno, se utilizó en el perfil H una retroexcavadora para recoger el material de la plataforma de una manera más rápida. Sin embargo, aunque se cumplió con el objetivo propuesto, se desperdició un volumen considerable de material. La retroexcavadora al extraer el material producía cortes casi verticales en los taludes de la plataforma, induciendo deslizamientos, con la consiguiente pérdida de material en el fondo del río. Las mediciones hechas posteriormente en la zona determinaron un dragado efectivo de solamente 2 m de profundidad. En lo posterior no se utilizó la retroexcavadora en los sitios de dragado del aluvial.

El material dragado en 1986 y 1987 en los perfiles K y M fue de calidad superior al obtenido en los años anteriores, ya que contenía un mayor porcentaje de gravas.

De todas maneras se presentaron esporádicamente algunos problemas en la compactación del material debido a su excesivo contenido de humedad. En estos casos se procedió a dar al



LAMINA 6.3.1

material varios pases de la rastra para aflojarlo, removerlo y permitir su deshidratación más rápida. También en ciertos casos fue necesario mezclar el material húmedo con otro más seco y más gravoso para obtener una buena compactación.

El aluvial con frecuencia venia contaminado con troncos de árboles y bloques de roca del lecho del río, los cuales debían ser separados a mano y desechados. La contaminación con desechos de las excavaciones de los estribos de la Presa fue menor de lo que se había anticipado.

La argilita y limolita débil se habían prácticamente desintegrado y lavado al igual que la arenisca pobremente cementada, quedando solamente fragmentos y gravas de arenisca cementada y limolita dura que no disminuyeron apreciablemente la calidad del material.

Arcillas

Los depósitos arcillosos y limosos lacustres constituyeron la única fuente de materiales para la construcción del dique de la divisoria.

Las investigaciones en la fase de diseño habían descartado la utilización de estos depósitos como material de núcleo de la presa por su alta plasticidad y compresibilidad. Sin embargo sus parámetros de resistencia relativamente altos eran adecuados, para un terraplén homogéneo de baja altura.

Desde el sitio de la Presa hacia el este, a lo largo de la divisoria, todo el ambiente está cubierto por arcillas lacustres con profundidades que exceden los 3 m, con zonas arenosas y limosas aisladas.

Durante la construcción del dique, las áreas de préstamo se localizaron a lo largo del dique generalmente hacia el lado de aguas arriba, aprovechando las zonas altas existentes a ese lado de la divisoria. La distancia de acarreo del material hacia el dique fue, en promedio, inferior a 1 km y su máxima distancia fue de 3 km. En lo posible se aprovecharon extensiones de gran superficie para poder tratar el problema de exceso de humedad en el banco y así obtener un mayor rendimiento.

La humedad natural de los préstamos, presentó variaciones significativas durante la época de verano. Al inicio de este, los niveles más superficiales pudieron ser utilizados directamente, por cuanto su contenido de humedad ligeramente sobre la óptima, no influyó para alcanzar la compactación especificada. Para los materiales provenientes de niveles bajo 3 m de la superficie, además de orearlos, se pasó la rastra de discos y el "ripper", siendo suficiente un día soleado para secar un espesor de 30 cm. Para tratar los materiales con humedades bajo la óptima, se optó por humedecer el material en el terraplén antes y después de compactar y para casos más críticos se lo hacia primero en el préstamo.

Se midió la densidad de campo de los bancos de préstamo, la misma que comparada con la densidad de laboratorio, superó en todos los casos el 95% de compactación por el método standard.

El volumen total de excavación de las áreas de préstamo fue 5'880.000 m³. De esta cantidad se utilizaron en la construcción del dique 4'300.000 m³, cifra ligeramente inferior a la de 4'650.000 m³ previstos originalmente. Del 1'580.000 m³ de volumen de material desechado el 60% corresponde a la capa superficial de suelo vegetal y el 34% restante a materiales limosos o arenosos y a arcillas con excesiva humedad.

La localización de las áreas de préstamo, las profundidades de excavación y los volúmenes explotados están indicados en las láminas Nos.6.3.2 y 6.3.3.

Se utilizó un equipo de nueve mototraillas de 15 m³ de capacidad para la excavación y acarreo de la arcilla. En las áreas de préstamo se utilizaron Bulldozers Komatsu D-355 para aflojar la superficie de arcilla y empujar las traillas al cargar.

En el terraplén se extendieron las capas de arcilla mediante tractores y motoniveladoras.

La compactación se realizó con la pasada de compactadores apisonadores autopropulsados de alta velocidad.

Mezcla Arenisca-Arcilla

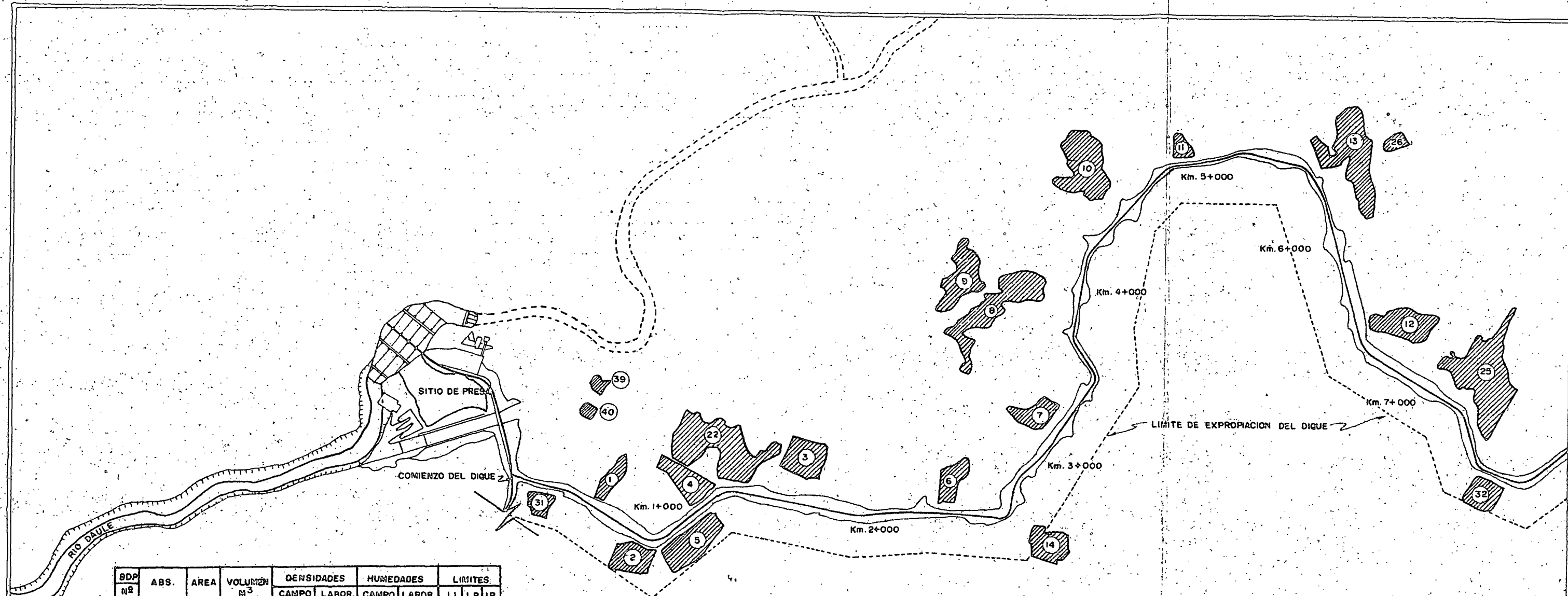
La fragilidad de la arenisca triturada hizo necesaria la utilización de un material que sirviera de transición y contacto tanto entre el núcleo de la Presa Principal y la roca de cimentación como entre el núcleo de la Presa Auxiliar y los estribos de hormigón del Vertedero Principal. Se utilizó una mezcla de arenisca y arcilla por sus propiedades de deformabilidad, impermeabilidad y de alta resistencia.

Se realizaron terraplenes de prueba para definir la mezcla óptima y el equipo de compactación más adecuado. Se determinó que una mezcla de arenisca triturada y arcilla en una relación dos a uno en volumen, cumplía con los requisitos exigidos al ser compactada con seis pasadas de rodillo apisonador.

Para mezclar los dos materiales se utilizaron diversos métodos con varios tipos de maquinaria. Fuera del terraplén se utilizaron palas cargadoras y retroexcavadoras para dosificar la mezcla, pero no se obtuvo uniformidad en la mezcla. Se utilizó también la motoniveladora con igual resultado.

Finalmente se adoptó con buen resultado el uso de la máquina trituradora para mezclar los materiales.

En la cantera de arenisca se prepararon áreas debidamente niveladas, sobre las cuales se extendió una capa de arcilla del espesor necesario. Para obtener la mezcla se dió una pasada de la máquina trituradora, regulada para que penetre la profundidad requerida en la arenisca.



BDP Nº	ABS.	AREA	VOLUMEN M ³	DENSIDADES		HUMEDADES		LIMITE		
				CAMPO	LABOR.	CAMPO	LABOR.	LL	LP	IP
1	0+450	1.7	56.923	1172	1222	42	43	77	39	38
2	0+750	2.8	131.329	1252	1296	38	39	67	40	27
3	1+600	3.6	89.279	1162	1190	44	46	70	35	35
4	1+170	2.9	64.316	1215	1292	42	38	72	35	37
5	1+000	4.7	189.480	1164	1183	45	46	69	35	34
6	2+400	2.0	75.169	1214	1240	40	41	64	31	33
7	3+200	3.2	110.312	1268	1268	37	38	63	30	33
8	3+750	7.7	194.627	1204	1238	42	41	67	31	36
9	3+750	5.2	196.923	1215	1229	41	41	77	37	40
10	4+560	7.3	287.025	1168	1184	43	45	71	37	34
11	4+940	1.9	37.791	1187	1192	43	43	61	34	27
12	6+400	4.0	191.668	1104	1183	46	45	67	34	33
13	8+630	8.3	332.507	1123	1185	44	46	73	38	39
14	2+700	3.8	128.585	1234	1249	40	41	67	35	32
22	1+300	9.5	509.491	1177	1207	43	44	66	34	32
25	1+700	8.7	345.323	1156	1182	45	46	70	38	32
26	5+630	0.3	30.758							
31	0+200		56.067							
32	7+500		104.233							
39	0+100		5.144							
40	0+100		13.820							

PRESA DAULE - PERIPA
Cedege

TAMS - INTEGRAL
ASOCIACION DE COMPAÑIAS CONSULTORAS

LAMINA Nº
6.3.2

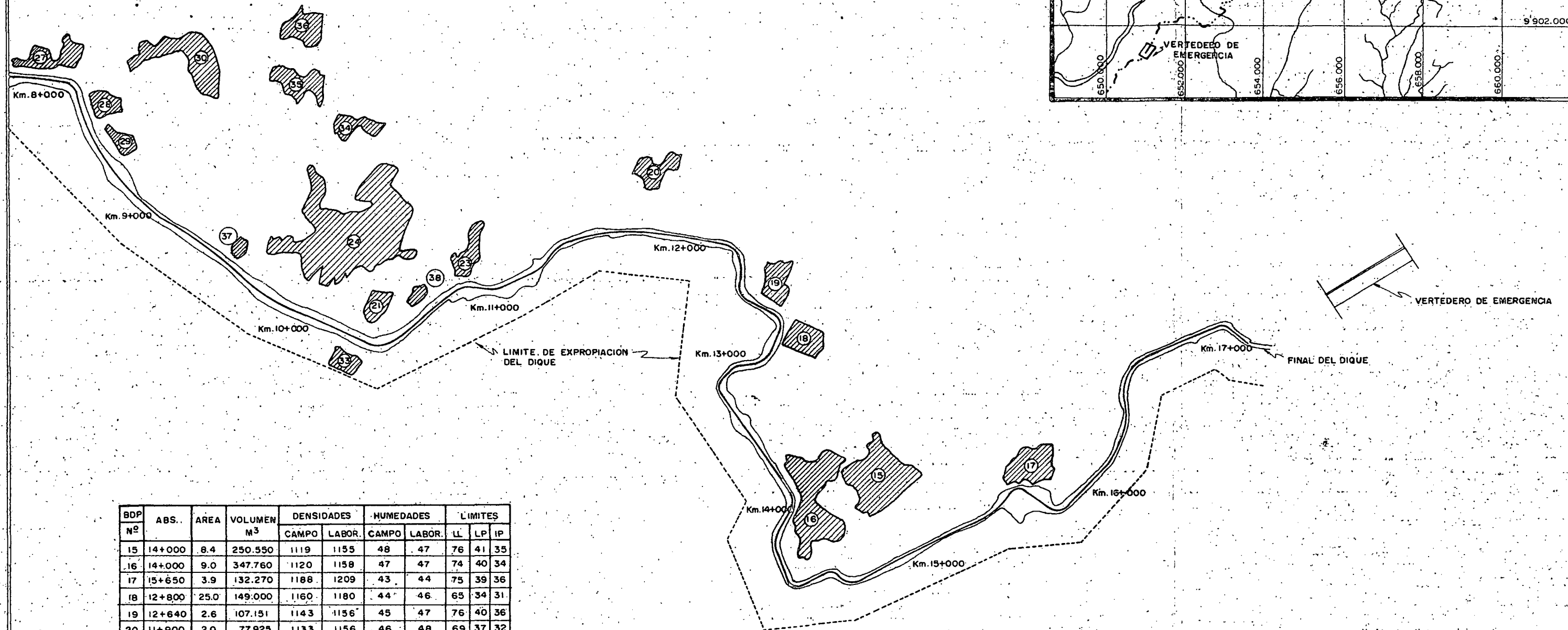
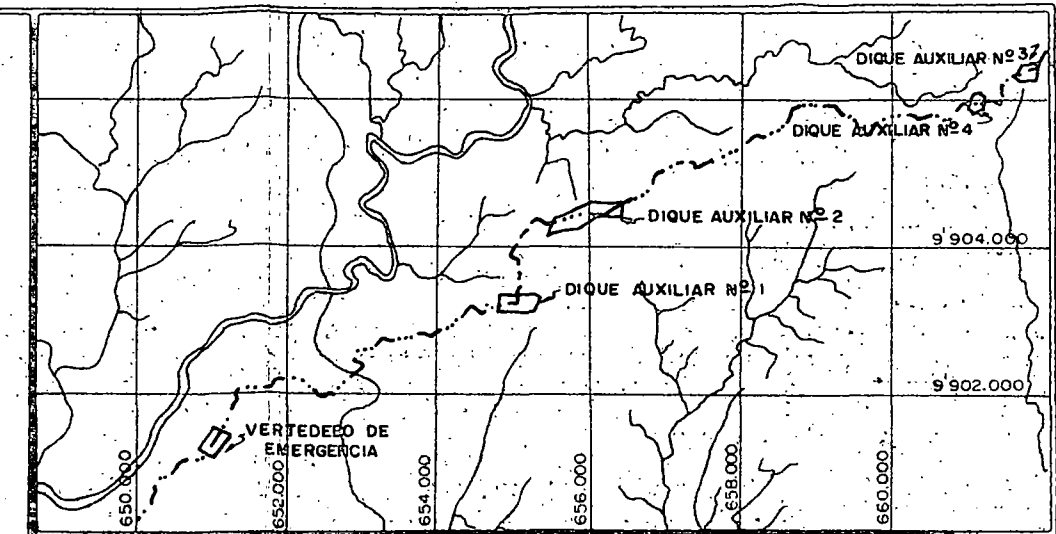
BANCOS DE PRESTAMOS
DIQUE

FECHA:
DIC. / 89

MAGUSO

CANTERAS DIQUES AUXILIARES

CANTERA	VOLUMEN (m ³)
DIQUE 1	39.017
DIQUE 2	40.908
DIQUE 3	9.612
DIQUE 4	6.555



BDP Nº	ABS.	AREA	VOLUMEN M ³	DENSIDADES		HUMEDADES		LÍMITES		
				CAMPO	LABOR	CAMPO	LABOR	LL	LP	IP
15	14+000	8.4	250.550	1119	1155	48	47	76	41	35
16	14+000	9.0	347.760	1120	1158	47	47	74	40	34
17	15+650	3.9	132.270	1188	1209	43	44	75	39	36
18	12+800	25.0	149.000	1160	1180	44	46	65	34	31
19	12+640	2.6	107.151	1143	1156	45	47	76	40	36
20	11+900	2.0	77.925	1133	1156	46	48	69	37	32
21	10+220	1.4	55.248	1211	1232	41	42	60	31	29
23	10+900	1.9	85.180	1156	1195	44	45	65	33	32
24	10+000	22.7	617.116	1156	1191	44	45	67	35	32
27	8+100	3.0	96.532	1193	1214	41	43	69	37	32
28	8+300	2.6	49.052	1159	1185	44	44	70	34	36
29	8+570	1.0	16.635							
30	8+300	5.0	284.089							
33	10+200		89.404							
34	9+600		55.701							
35	9+200		117.652							
36	8+800		78.079							
37	9+500		8.339							
38	10+700		4.900							

PRESA DAULE-PERIPA
Cedegé

TAMS - INTEGRAL
ASOCIACION DE COMPANIAS CONSULTORAS

LAMINA Nº
6.3.3

BANCOS DE PRESTAMOS
DIQUE

FECHA:
DIC. / 89

MAGUSO

Cuando la demanda de este material era tal que agotaba los acopios, se realizó la mezcla en el terraplén, extendiendo las capas de arcilla y arenisca, una sobre otra, conservando sus proporciones y dando una pasada a la trituradora.

Para ajustar la humedad de la mezcla fueron necesarios pases adicionales de la trituradora, hidratando el material con anterioridad si éste estaba en el lado seco, o para aflojarlo y permitir que perdiera humedad si estaba demasiado húmedo.

La cantidad de mezcla arenisca arcilla no es significativa al compararla con los volúmenes de los materiales descritos en los numerales anteriores, pero la importancia de su uso es inobjetable. En la Presa Principal se utilizaron 36.000 m³ de esta mezcla en los contactos del núcleo, y 32.300 m³ en la Presa Auxiliar alrededor de la estructura de hormigón del Vertedero Principal como sello impermeable.

Materiales no clasificados

Los materiales rocosos obtenidos de las excavaciones realizadas para llegar a los perfiles finales de los estribos y la cimentación de la presa y los materiales rechazados en la explotación de la cantera, fueron utilizados en buena proporción como materiales no clasificados para construir el terraplén donde se ubica al Area Administrativa y la explanada de la gasolinera.

En total se utilizaron 793.000 m³ de material en dicho relleno, de los cuales 450.000 m³ corresponden a areniscas y limolitas de las excavaciones para la presa y los restantes 343.000 m³ a argilitas y limolitas desechadas en la explotación de la cantera.

6.3.2 Materiales Importados

Filtros

El material de filtro para la Presa Principal y Presa Auxiliar fué obtenido de los depósitos aluviales del cauce del río Quevedo. El material fue procesado y lavado en la obra de tal manera que el producto final, además de cumplir con los requisitos granulométricos, era exento de finos y de materiales suaves que pudieran quebrarse y producir finos durante su manipuleo y compactación. Era indispensable contar para filtros con un material 100% no cohesivo, que no pudiera desarrollar grietas ni rajaduras bajo ninguna circunstancia, debido a la naturaleza erosionable y frágil de la arenisca triturada y de las rocas de los estribos.

Las especificaciones permitían que el material para filtro pudiera ser natural o producto de trituración de las gravas. Debido a la baja capacidad de trituración de la planta procesadora del Contratista, casi todo el material tuvo que ser obtenido de los depósitos naturales, lo cual causó serias dificultades por escasez de filtro.

En los depósitos la proporción de gravas a arenas era mayor que la requerida para las obras del Proyecto debido a que no se utilizó ningún método de selección en las fuentes.

Esto provocó cambios en la utilización de materiales y modificaciones en la zonificación interna de los terraplenes.

En el caso de las áreas disponibles para explotación de agregados durante el invierno al norte de Quevedo, el material era predominantemente grueso, con alrededor de 80% de gravas.

A finales de 1986 se localizó una fuente de arenas en una terraza alta apartada del río Quevedo a cuatro km de la ciudad de Quevedo en la vía a Valencia. Esta fuente fue explotada por algunos meses durante el invierno de 1987. Un cálculo demasiado optimista por parte del Contratista, del volumen de material de filtro procesado durante esos meses y de la disponibilidad de arenas en los acopios del aluvial de Quevedo ocasionó la paralización prematura de la explotación de esa fuente y causó una grave escasez de filtro hacia la terminación de la obra. La Presa, que había sido programada para ser concluida en Septiembre de 1987, llegó a su cota final a fines de Octubre de ese año.

El filtro para el dique de la divisoria fue diseñado originalmente con las mismas especificaciones que el filtro para la Presa. Se había asumido que manteniendo la uniformidad de los filtros se obtendría una mayor seguridad y economía. Sin embargo, la función del filtro en el dique no es tan crítica como en la Presa; mientras en ésta, debido a las características de fragilidad y alteración de la arenisca triturada del núcleo, el filtro podría eventualmente transmitir flujos considerables de agua, en el dique serviría solamente para coleccionar flujos insignificantes que podrían penetrar a todo lo ancho del contacto de cimentación o entre capas, y podrían producir un suavizamiento del pie de aguas abajo con la consiguiente erosión.

Por esta razón, y en vista de la limitada disponibilidad del material de Quevedo, se revisaron las especificaciones de los filtros del dique para permitir el uso de arenas y gravas seleccionadas disponibles cerca a la obra tales como el aluvial de los ríos Daule y Peripa, la arenisca gruesa y suelta resultante de la excavación del estanque amortiguador del vertedero y lentes de arena suelta encontrados en el km 6 del dique.

En base a las mismas consideraciones anotadas anteriormente se disminuyó el espesor del filtro de manto para cimentaciones de dique sobre la cota 80, de 50 cm de espesor a 30 cm. Esto contribuyó a aliviar en parte el problema de escasez y significó un ahorro considerable.

La colocación del material de filtro en los terraplenes se hizo por volteo usando volquetas y palas cargadoras. Se estudió el fenómeno de segregación que este sistema podría causar pero no se encontraron evidencias en su contra.

El tendido del material se realizó con un tractor pequeño Komatsu D-31, adecuado para conformar el ancho exigido. Las capas fueron de 30 cm de espesor suelto que se compactaron con 4 pasadas de rodillos lisos vibratorios de 10 t.

Como en toda compactación de materiales de filtro los resultados de densidad fueron erráticos. Se optó finalmente por mantener el material con bastante humedad, - casi saturado - puesto que así se obtuvieron los resultados más consistentes.

Los volúmenes de filtro utilizados en las diferentes estructuras están indicados en la tabla siguiente:

<u>ESTRUCTURA</u>	<u>VOL. ESTIMADO</u> (m ³)	<u>VOL. COLOCADO</u> (m ³)
Presa	170.000	121.000
Presa Auxiliar	22.000	24.000
Dique	236.000	156.000
Grava de libre drenaje		

La grava de libre drenaje se obtuvo por procesamiento de las arenas y gravas traídas de Quevedo. Fue fabricada en la planta para hormigones, dosificando por peso los diferentes tamaños, de tal manera que hubo una excelente uniformidad en la granulometría del material.

Enrocado

El material para el enrocado de protección contra la acción de las olas fue obtenido de tres sitios diferentes: el cauce y terrazas del río San Pablo entre el sitio el Guayacán y la población de La Maná, de las terrazas del río Toachi cerca de Santo Domingo de los Colorados y de las canteras de Cerro Azul a 12 km de Guayaquil en la vía a Salinas.

El proyecto había identificado al río San Pablo como la fuente de abastecimiento de cantos rodados para protección. Se había indicado sin embargo que la producción en gran escala requeriría de equipo pesado para extraer el material y de una clasificadora para cumplir con la granulometría. La oferta del Contratista estaba enfocada en este sentido, habiendo previsto utilizar para otros propósitos de la obra la arena y grava que sería separada en la clasificadora.

En la práctica el Contratista no cumplió con sus objetivos. El 1985 se empezó a explotar esta fuente de manera rudimentaria, recogiendo a mano los cantos rodados del cauce y playas del río; utilizando eventualmente una cargadora pequeña para ayudar en la carga de material a volquetas. Este sistema tuvo grandes inconvenientes, el primero relacionado con la granulometría del material debido a una falta de cantos rodados de tamaño grande y

el segundo por la lentitud en el abastecimiento de material al Proyecto.

Para suplir la falta de cantos rodados, el Contratista decidió explotar las terrazas del río Toachi a 180 km de la presa. A pesar de que la distancia al proyecto era casi el doble que la de la fuente del río San Pablo, estas fueron más atractiva económicamente para el Contratista, tanto por la facilidad de explotación de las terrazas de hasta 20 m de espesor, por medio de una pala excavadora de gran capacidad y un "grizzly" clasificador, como por la rapidez del recorrido sobre carretera pavimentada de primer orden.

El material proveniente de esta fuente tuvo por el contrario, un exceso de cantos rodados de tamaños mayores a los especificados, que sirvieron para suplir la falta de los mismos en el material de San Pablo.

Con los materiales de estas fuentes se protegió casi totalmente el talud de la atagüa permanente en 1985.

La demanda de material para enrocado subió drásticamente en 1986 luego de la decisión del Contratista de no proseguir con la protección de suelo-cemento en el dique. En 1985 se había logrado colocar 42.000 m² de suelo-cemento correspondiente a cerca del 10% del área a protegerse. Esto implicó la necesidad de suministrar al proyecto 180.000 m³ de material adicional que no había sido previsto.

En 1986 se colocaron 70.000 m³ de enrocado de ambas fuentes en la zona más apartada del dique.

A principios de 1987 el Contratista decidió cambiar la fuente de Santo Domingo por la cantera de caliza de Cerro Azul para suministrar el material de protección del dique, aduciendo problemas en la explotación de las terrazas.

La inclusión de las calizas, producto de voladuras en cantera, produjo ciertos problemas de orden más bien estético que técnico, relacionados con las juntas entre ambos tipos de materiales. En el dique, por ser una estructura muy extensa, se delimitaron tramos para cada material, pero en la Presa y Presa Auxiliar se decidió completar la protección con los cantos rodados volcánicos de San Pablo. Para fines de 1987 se terminó completamente la protección de las presas Principal y Auxiliar y en el dique quedó pendiente un área de 100.000 m² (45.000 m³) que fue completada en 1988.

6.3.3 Materiales Fabricados

Suelo-Cemento

Se utilizó suelo-cemento como material de protección contra el oleaje de una parte del talud de aguas arriba del dique entre las abscisas 0 + 400 y 4 + 000.

Para la protección del dique existieron dos alternativas, suelo-cemento o enrocado. El Contratista escogió en principio la alternativa de suelo-cemento, pero renunció a ella luego de haber protegido un área de 42.000 m² entre Agosto y Diciembre de 1985.

La principal razón para la paralización del suelo-cemento fue de carácter económico.

Con el propósito de mantener al mínimo el porcentaje de cemento en la mezcla, se probaron todos los materiales existentes en la zona y diversas combinaciones de ellos. De esta forma se escogió una mezcla consistente en 41% de arenisca triturada, 41% de aluvial fino del río Daule y 18% de arcilla, en porcentajes al volumen, para ser mezclada con 8% de cemento, al peso.

Los materiales fueron mezclados mediante paladas de una cargadora frontal en sitios localizados convenientemente a lo largo del dique. El suelo resultante fue transportado al sitio en volquetas de 7 m³ de capacidad y esparcido con tractor en capas horizontales sueltas de 20 cm de espesor. El cemento fue colocado sobre la capa en la dosificación adecuada, medido en número de sacos por metro lineal de protección.

Para mezclar el suelo con el cemento se utilizó una estabilizadora BOMAG diseñada para el efecto, con un dispositivo interno para añadir el agua de mezclado. La compactación se realizó con pasadas de rodillos pata de cabra y liso.

Arenisca Cemento

Durante la obra se vió la necesidad de reemplazar roca de mala calidad y no apta para servir de cimentación a estructuras por un material con capacidad adecuada. El material utilizado en estos casos fue una mezcla de arenisca triturada con 6% de cemento al peso, con propiedades muy semejantes a la roca. El procedimiento de mezclado consistió en repartir el porcentaje adecuado de cemento sobre una capa suelta de arenisca antes de utilizar la trituradora y añadiendo la cantidad de agua necesaria. Para esta mezcla se utilizó un material con proporciones bajas de limolita y argilita.

La mezcla fue utilizada para reemplazar la roca de mala calidad encontrada en el sitio de cimentación de los muros del Area Administrativa, para reemplazar la roca que había sido excavada en los estribos de la presa para los portales de las galerías de drenaje y como material de base para los caminos en la corona de la Prea Auxiliar y rampa de acceso y en las zonas pavimentadas del Area Administrativa.

6.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

6.4.1 Materiales Locales

Arenisca Triturada

En base a las investigaciones realizadas en la fase de diseño y los análisis previos a la construcción durante la ejecución de los terraplenes de prueba, se pudo establecer que de los materiales disponibles en cantera, solo las areniscas y limolitas presentaban características favorables para la obtención del producto denominado "arenisca triturada".

En la tabla siguiente se presentan los principales tipos de material utilizado y sus propiedades fundamentales.

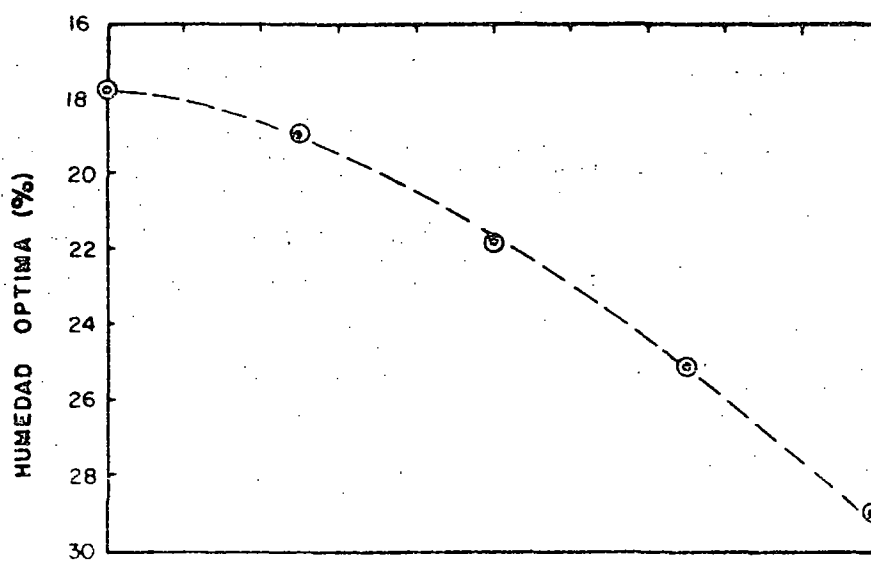
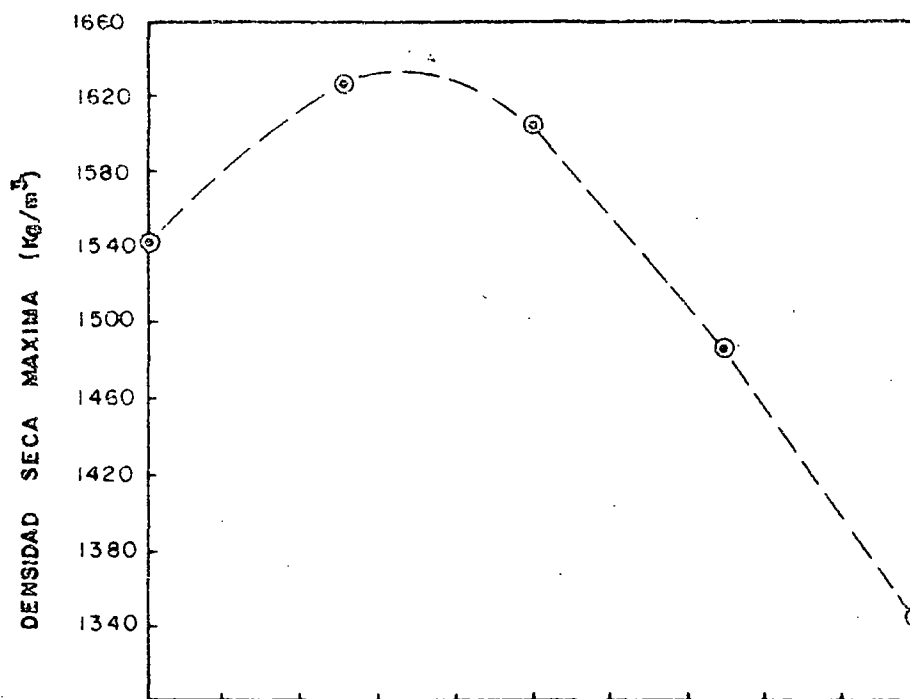
MATERIAL	DENSIDAD NATURAL SECA (kg/m ³)	GRAVEDAD ESPECIFICA (G _s)
Limolita pura	1200	2.66
Limolita arenosa	1300	2.70
Arenisca grano fino	1580	2.73
Arenisca grano grueso	1700	2.80

El material "arenisca triturada", es el producto de la mezcla de las areniscas y limolitas anteriormente descritas. Previo a la construcción, se debió realizar una investigación de laboratorio a fin de obtener la dosificación óptima de arenisca y limolita que permita obtener una mezcla con características favorables para el propósito de las obras.

Esta investigación permitió establecer que las mejores propiedades se obtenían para una mezcla cuyo contenido de limolita en peso, esté entre 25 y 45%, con un valor óptimo de 35% de limolita. Para esta mezcla óptima, se obtuvo una densidad de 1630 kg/m³ y humedad de compactación de 20%.

En la lámina 6.4.1 se presenta la variación de la densidad máxima y humedad óptima para las diferentes mezclas de arenisca y limolita analizadas.

Los sistemas de explotación en cantera, analizados anteriormente, permitieron obtener una mezcla de arenisca y limolita dentro de los límites antes establecidos, pero con la particularidad de que este producto final en cantera presentaba una granulometría excesivamente gruesa, pues el tamaño máximo de las partículas fue de 80 mm y únicamente un 10% del material pasaba la malla N°4 (4.75 mm). La granulometría del material en cantera determinó que se establezcan ciertos procedimientos adicionales de trituración del material, previo a su compactación. Estos procedimientos detallados anteriormente en este capítulo, permitieron obtener un producto final en el terraplén con tamaño máximo de partículas de 101 mm y un 60% de material menor que 4.75 mm (tamiz N°4) en los espaldones de la presa principal, la presa auxiliar y el relleno del área administrativa.



NOTAS: 1.- Ensayos Proctor Modificado en molde de 6"

2.- Gravedad Especifica Arenisca : 2.80
Limolita : 2.66

3.- Densidad Natural en cantera Arenisca : 1630 Kg/m^3
Limolita : 1340 Kg/m^3

PRESA DAULE - PERIPA

Cedege

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

DENSIDAD Y HUMEDAD EN MEZCLAS
ARENISCA Y LIMOLITA

LAMINA Nº

6.4.1.

Para el núcleo de la presa principal y las zonas de relleno en contacto con los estribos, filtros, drenes y demás zonas críticas del terraplén, en donde la trituración incluyó la utilización de la máquina trituradora, se obtuvo una granulometría 5% más fina, exceptuando el contenido de finos menores a 0.074 mm cuyo rango varió entre 5 y 15% tanto para la trituración con la máquina demolidora como para la realizada con rodillo apisonador y rastra de discos.

En la lámina 6.4.2 se muestra la variación granulométrica de la mezcla arenisca-limolita desde su explotación en cantera, hasta la granulometría final compactada en el terraplén.

Todo el conjunto de ensayos de laboratorio realizados durante la fase de construcción, los mismos que serán analizados detenidamente en el capítulo 12, permitieron una buena evaluación de las propiedades físico-mecánicas de la arenisca triturada.

En general el producto "arenisca triturada" se clasifica como una arena limosa (SM) mal gradada, con un 5 al 15% de finos no plásticos. La gravedad específica evaluada en muestras del terraplén durante las diferentes etapas de construcción varió entre 2.70 y 2.78.

La densidad de la "arenisca triturada" en el terraplén fue una de las características mayormente controladas durante la construcción. La densidad de laboratorio y humedad óptima de compactación fueron evaluadas mediante ensayos proctor modificado, obteniéndose en general densidades entre 1500 kg/m³ y 1750 kg/m³ con valor promedio de 1631 kg/m³. La humedad varió entre 18 y 23%.

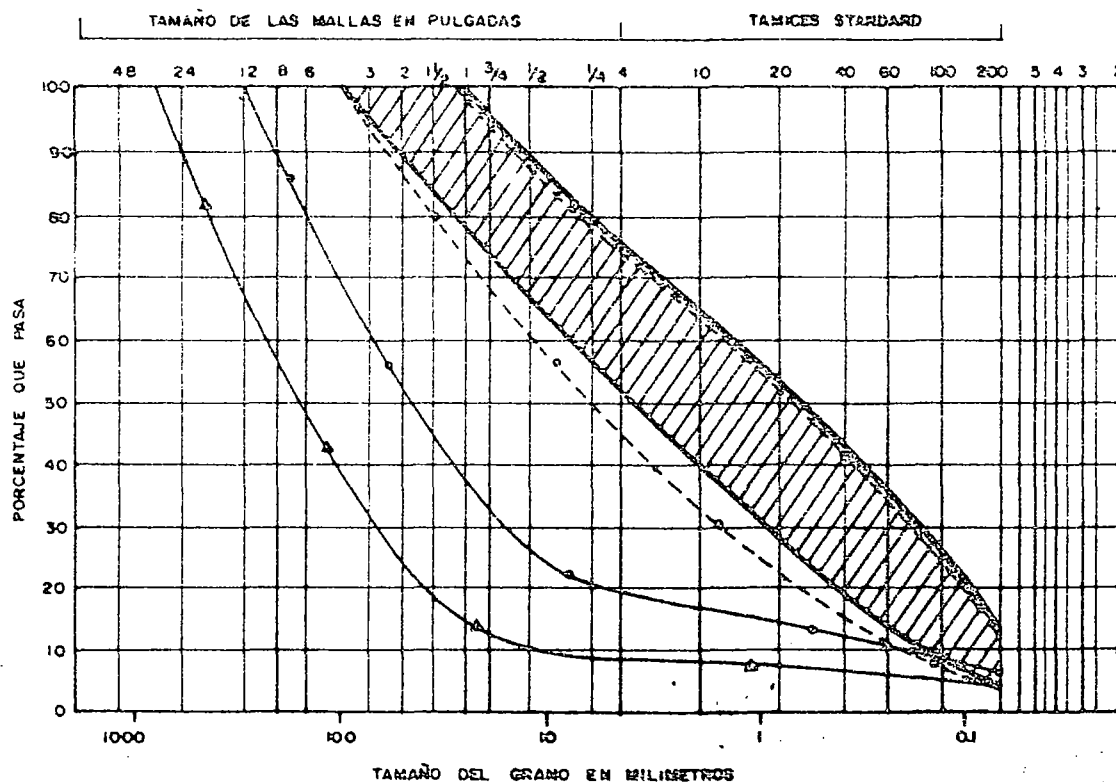
Únicamente en el período de Octubre-Diciembre de 1985, durante la construcción de la atagüa permanente, se obtuvieron densidades entre 1520 kg/m³ y 1600 kg/m³ y humedades entre 22 y 26% debido a un mayor contenido de limolita en la mezcla.

Las densidades de campo se evaluaron principalmente mediante ensayos volumétricos con cono de arena de 6" y 12" de diámetro y ocasionalmente ensayos con cono de 24" de diámetro. No se observó ninguna variación de la densidad para los diferentes diámetros de ensayo.

En general las densidades de campo siempre tuvieron valores entre 95 y 100% de la densidad máxima de laboratorio con un valor promedio de 1580 kg/m³. Únicamente el 15% de los ensayos realizados presentaron un grado de compactación menor a 95%.

En lo referente a la humedad de campo, ésta siempre fue un 2 a 4% inferior a la humedad óptima de laboratorio, con valores entre 16 y 22%. En el período Octubre-Diciembre de 1985 se presentó la mayor deficiencia de humedad; la de campo fue un 4 a 6% menor que la humedad de laboratorio.

En las láminas 6.4.3 y 6.4.4 se presentan los rangos de variación de las densidades de campo y laboratorio y un



CURVA	SIMBOLO	DESCRIPCION
1		ARENISCA: MATERIAL ARRANCADO EN CANTERA
2		ARENISCA: DESPUES DE DISTRIBUIR LA CAPA CON EL BULDOZER (Antes de Trituración)
3		ARENISCA: NUCLEO DE PRESA LUEGO DE COMPACTACION
4		ARENISCA: ESPALDONES, PRESA AUXILIAR, AREA ADMINISTRATIVA LIMITE GRANULOMETRICO LUEGO DE COMPACTACION

PRESA DAULE - PERIPA

Cedegé

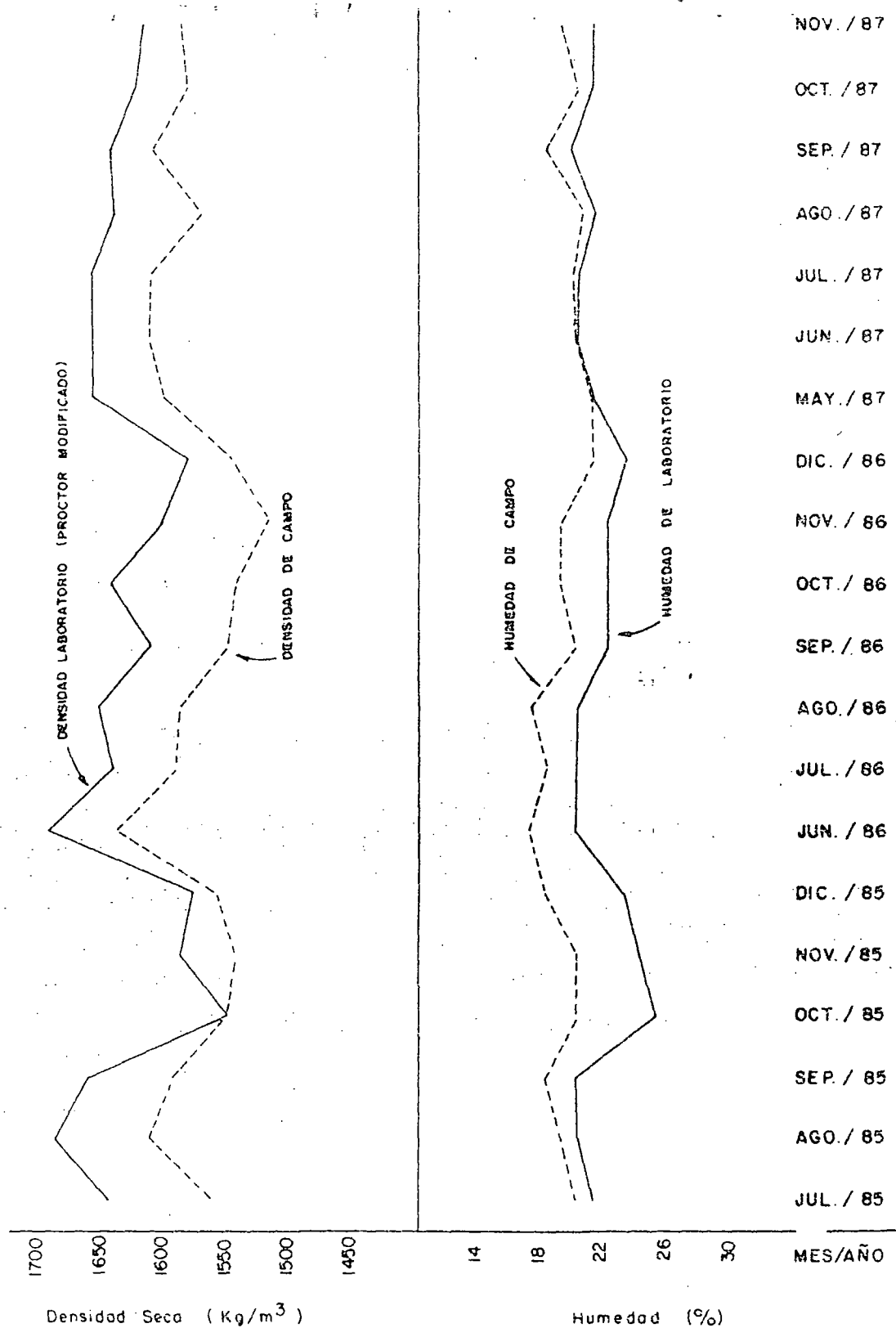
ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

ARENISCA

GRANULOMETRIAS

LAMINA N°

.6.4.2.

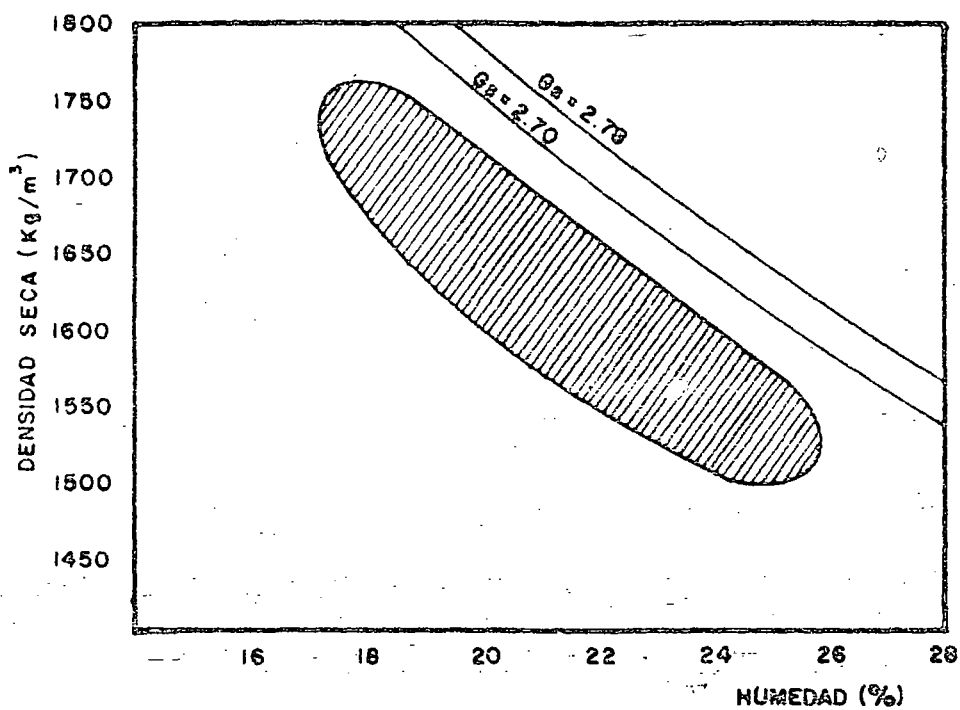


Sector

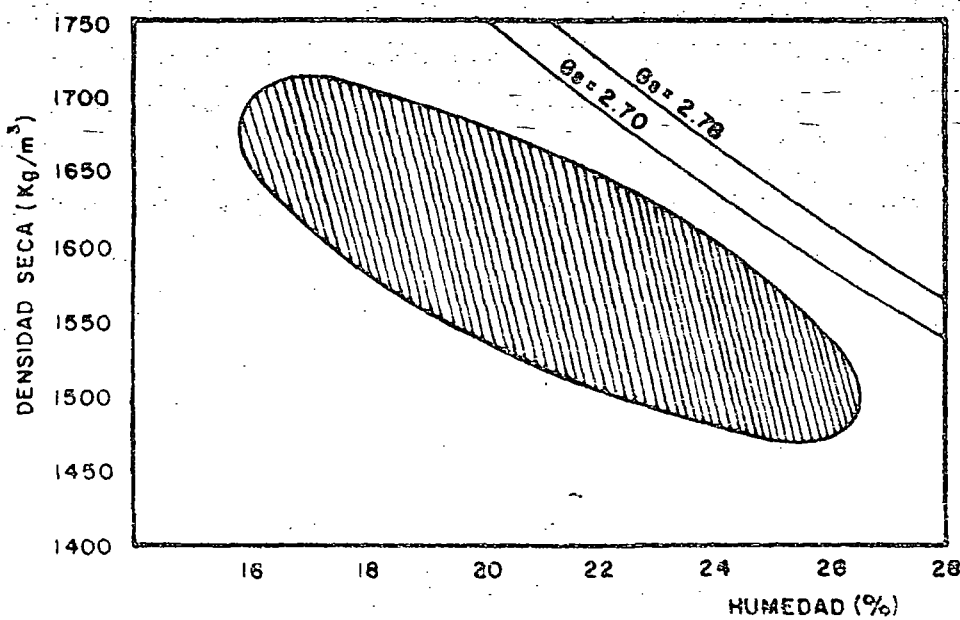
PRESA PRINCIPAL P. PRINCIPAL P. AUXILIAR AREA ADMINISTRATIVA

ATAGUIA PERMANENTE

PRESA DAULE - PERIPA <i>Cedege</i>	ASOCIACION TAMS - INTEGRAL	LAMINA N° 6.4.3.
	<u>ARENISCA</u> VARIACION DE PROMEDIOS MENSUALES PARA: DENSIDAD Y HUMEDAD DE CAMPO Y LABORATORIO	



DENSIDADES DE LABORATORIO (PROCTOR MODIFICADO)



DENSIDADES DE CAMPO

PRESA DAULE - PERIPA

Cedego'

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

ARENISCA

RANGOS PARA DENSIDADES
DE CAMPO Y LABORATORIO

LAMINA N°

6.4 - 4

análisis cronológico de densidades y humedades durante la construcción.

La resistencia de la arenisca triturada se determinó mediante ensayos triaxial, consolidado no drenado (C_U) y consolidado drenado (C_D), en muestras compactadas a densidades de aproximadamente 95% de la densidad máxima del ensayo Proctor Modificado.

En la lámina 6.4.5 se muestra la trayectoria de esfuerzos efectivos de cuatro ensayos triaxial consolidado no drenado, realizados en muestras representativas de arenisca triturada. Los niveles de esfuerzos correspondientes a la relación y diferencia máxima de esfuerzos están indicados con sus correspondientes porcentajes de deformación.

En las muestras con una buena dosificación de limolita (20-20%) y densidades entre 1580 kg/m³ y 1700 kg/m³, la relación máxima de esfuerzos y la máxima resistencia de las muestras ocurre a deformaciones menores a 2% y con un ángulo de fricción interna de 430. La diferencia máxima de esfuerzos se presenta a deformaciones entre 5 y 8%. Para este estado de esfuerzos se tiene un ángulo de 400.

Se realizaron dos ensayos triaxial C_U en muestras con un alto contenido de limolita. Las densidades de las muestras fueron de 1240 kg/m³ y 1406 kg/m³.

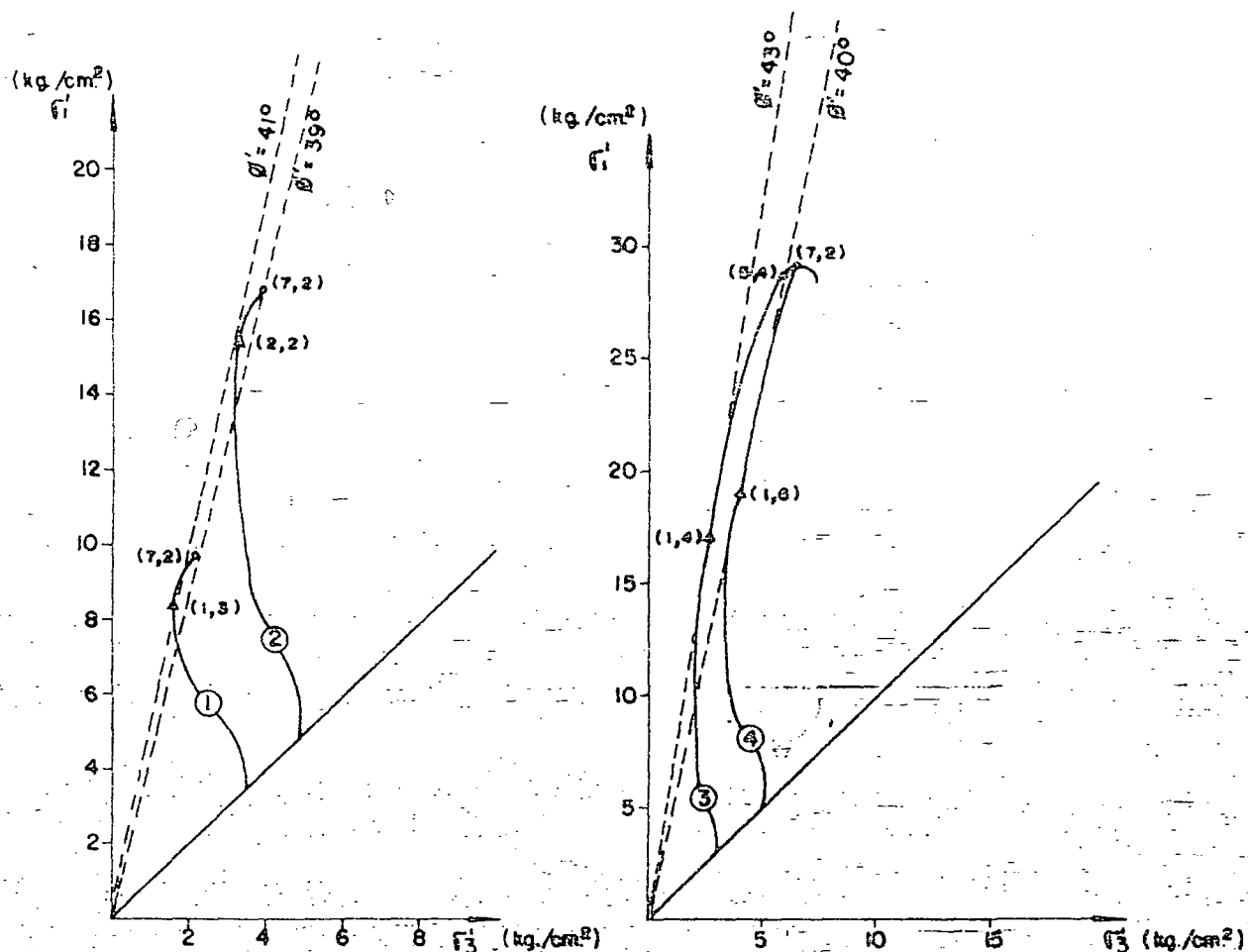
No se observó mayor variación en la resistencia con el aumento del contenido de limolita. La resistencia máxima de estas dos muestras ocurre a deformaciones menores a 2.2% con un ángulo de fricción de 410.

Para la condición mas desfavorable, correspondiente a la diferencia máxima de esfuerzos se tiene un ángulo de 390.

Para la evaluación de la resistencia de la arenisca triturada en condiciones drenadas, se efectuaron tres ensayos triaxial C_D . Los resultados de estos ensayos, para los esfuerzos máximos y 5% de deformación luego del esfuerzo máximo, están graficados a manera de círculos de Mohr en la lámina 6.4.6. En las muestras N°1 y N°2 con densidades de 1610 kg/m³ y 1635 kg/m³ respectivamente, la relación de esfuerzos máximo es de 6.24, equivalente a un ángulo de fricción interna de 460, a 5% de deformación luego de los esfuerzos pico se tiene un ángulo de 400.

Los resultados más desfavorables se obtuvieron para la muestra N°3 ($d = 1599$ kg/m³), el ángulo de fricción para los esfuerzos pico y a 5% de deformación luego del pico fueron de 430 y 390 respectivamente.

Los cambios de volumen durante el corte, de los triaxiales drenados, están también graficados en la lámina 6.4.6. Las tres muestras mostraron un comportamiento de material denso, dilatándose al tiempo de falla; la dilatación como era de esperarse fue de menor intensidad a nivel de esfuerzos altos.



- DIFERENCIA DE ESFUERZOS MAXIMA
- △ — RELACION DE ESFUERZOS MAXIMA
- () DEFORMACION %

CURVA Nº	γ_d kg./m ³	Wl (%)	σ'_1 Max. (kg./cm ²)	σ'_3 Max. (kg./cm ²)	σ'_1/σ'_3 Max.	SECTOR	DESCRIPCION
1	1240	30	9.64	2.04	5.26	2 Principal	Limolita con poca arenisca
2	1406	25	16.82	3.88	4.58	"	Limolita con un 30% arenisca
3	1706	18	28.67	5.99	6.19	"	Arenisca con un 30% limolita
4	1581	19	28.94	6.76	4.91	"	Arenisca con un 30% limolita

PRESA DAULE - PERIPA

Cedegé

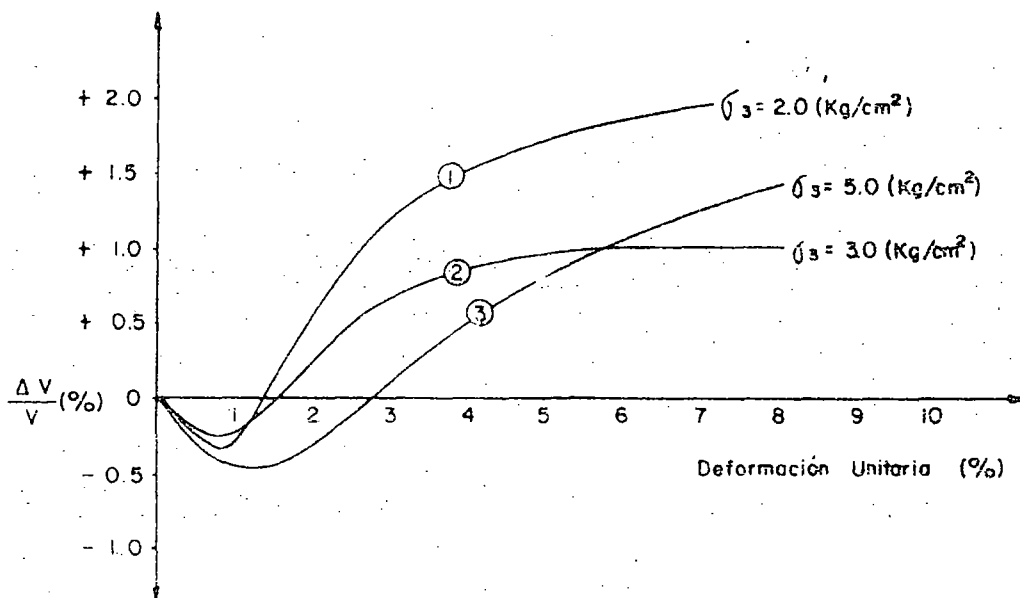
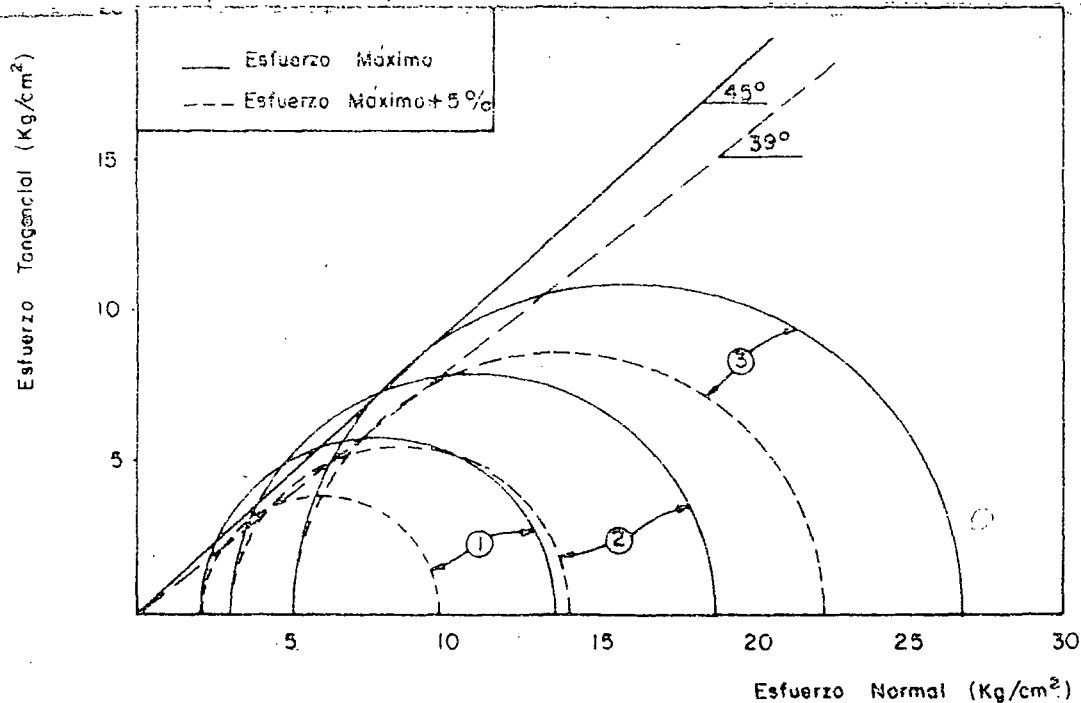
ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

ARENISCA

TRAYECTORIA DE ESFUERZOS - TRIAXIAL C.U.

LAMINA Nº

6.4.5.



CURVA No	$\sigma_1 \text{ max}$ (Kg/cm ²)	σ_3 (Kg/cm ²)	σ_d (Kg/cm ²)	W Inicial (%)	W final (%)
1	13.54	2.0	1610	19.2	23.2
2	18.72	3.0	1635	17.2	24.3
3	26.79	5.0	1599	18.9	24.3

PRESA DAULE - PERIPA

Cedegé

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

ARENISCA

ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO
DRENADO (C.D)

LAMINA No

6.4.6.

La permeabilidad de la arenisca triturada se determinó mediante ensayos de permeabilidad a carga variable, para una altura de carga de 2.0 m. La permeabilidad obtenida varió entre $1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ y $4 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$, con valor promedio de $8 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$.

Las características de la arenisca, triturada analizadas durante la construcción, demuestran las excelentes propiedades físico-mecánicas de este material, con parámetros generalmente más altos que los adoptados durante el diseño.

Este factor conjuntamente con la gran disponibilidad de este material en las canteras determinó un uso más extensivo que el previsto en el diseño original; de la presa principal y auxiliar.

En la tabla 6.4.2 se presenta un resumen de las características de la arenisca triturada obtenidas durante la construcción.

TABLA 6.4.2
ARENISCA TRITURADA - RESUMEN DE PROPIEDADES

PARAMETRO	SIMBOLO	PROMEDIO	RANGO DE VARIACION
Gravedad espec.	G_s	2.74	2.70 - 2.78
Granulometría (% que pasa)	2"	97	90 - 100
	N° 4	61	45 - 75
	N° 40	33	20 - 48
	N° 200	10	5 - 15
Densidad Lab. (Proctor Mod.)	D_d máx. (kg/m^3)	1.631	1.500 - 1.750
	W_{OPT} (%)	21	18 - 23
Densidad de Campo	D_d (kg/m^3)	1.580	1.450 - 1.700
	W (%)	19	16 - 26
Permeabilidad	K_T (cm/s)	8×10^{-6}	1×10^{-5} - 4×10^{-8}
Angulo de fricción interna no drenado	ϕ_i' (grados)	40	39 - 44
Angulo de fricción interna drenado.	ϕ_{id} (grados)	44	39 - 47
Indice de vacíos	e	0.73	0.64 - 0.82

Aluvial del Río Daule

Los depósitos aluviales del río Daule desde el sitio de presa y hasta 12 km aguas abajo, suministraron las arenas y grava para el relleno semipermeable de los espaldones de la presa principal.

Estos depósitos aluviales contienen aproximadamente 55% de gravas y 40% de arena; con un contenido de finos que varía entre 0 y 8%.

El tamaño máximo de partículas del material es de 4", aunque durante el dragado se obtuvo partículas de hasta 300 mm de diámetro, los mismos que fueron desalojados durante la distribución del material en el terraplén.

Las gravas provenientes de las rocas sedimentarias adyacentes son frágiles, de forma redondeada y generalmente planas. Su peso específico es de 2.54 y el peso específico de la arena es 2.66.

Durante la construcción se realizaron ensayos granulométricos antes y después de la compactación, comprobándose que en el rango de las gravas se producía trituración del material, pues en este rango se obtuvo una granulometría un 5% más fina después de la compactación. En el rango de las arenas no se observó variación en la granulometría.

En las diferentes etapas de construcción de la presa se observó una ligera variación en la granulometría del aluvial. El material explotado el año 1984 y utilizado en la atagüa permanente presentó un mayor contenido de arena (51%) y finos (8%), mientras que el material utilizado los años 1986 y 1987 presentó una granulometría más uniforme y con un menor contenido de finos.

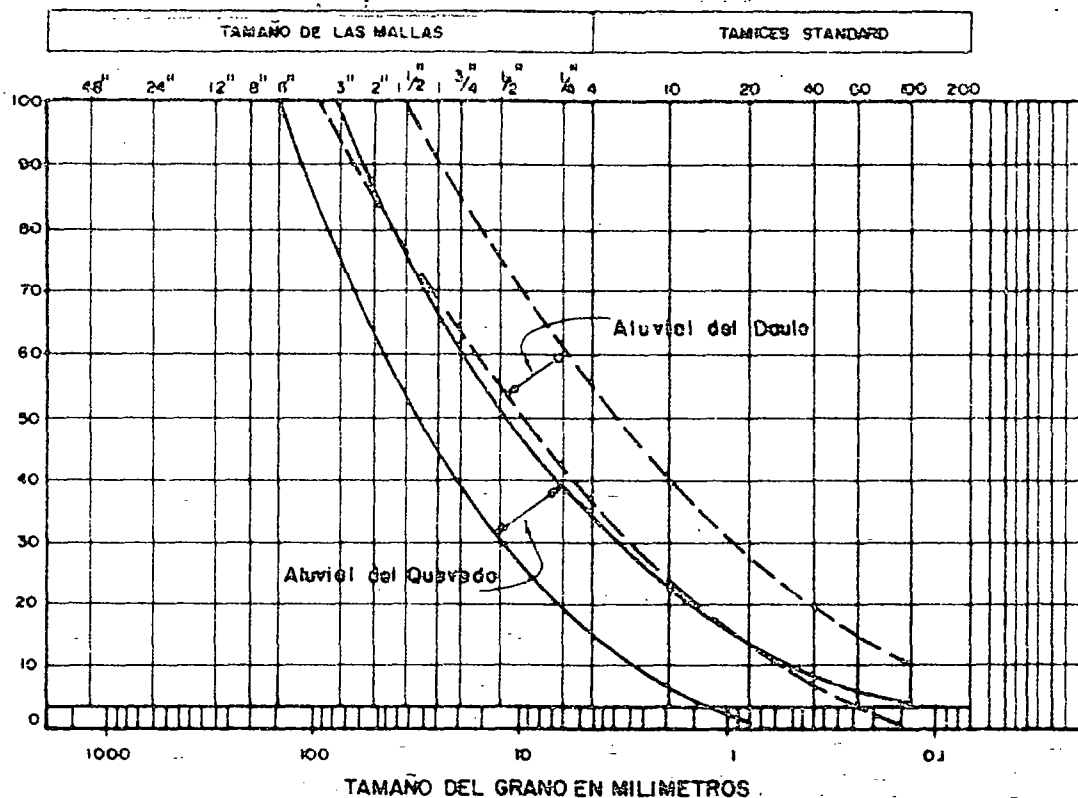
En la lámina 6.4.7 se presenta el rango de distribución granulométrica de este aluvial.

El diseño de la Presa preveía la utilización del aluvial del río Daule para las zonas de arena-grava y arena-grava seleccionada de los espaldones. Sin embargo, prácticamente todo el aluvial cumplió con las especificaciones dadas para la arena-grava seleccionada, pues en general la granulometría del aluvial fue ligeramente más gruesa (5%) que la especificada para la arena-grava seleccionada.

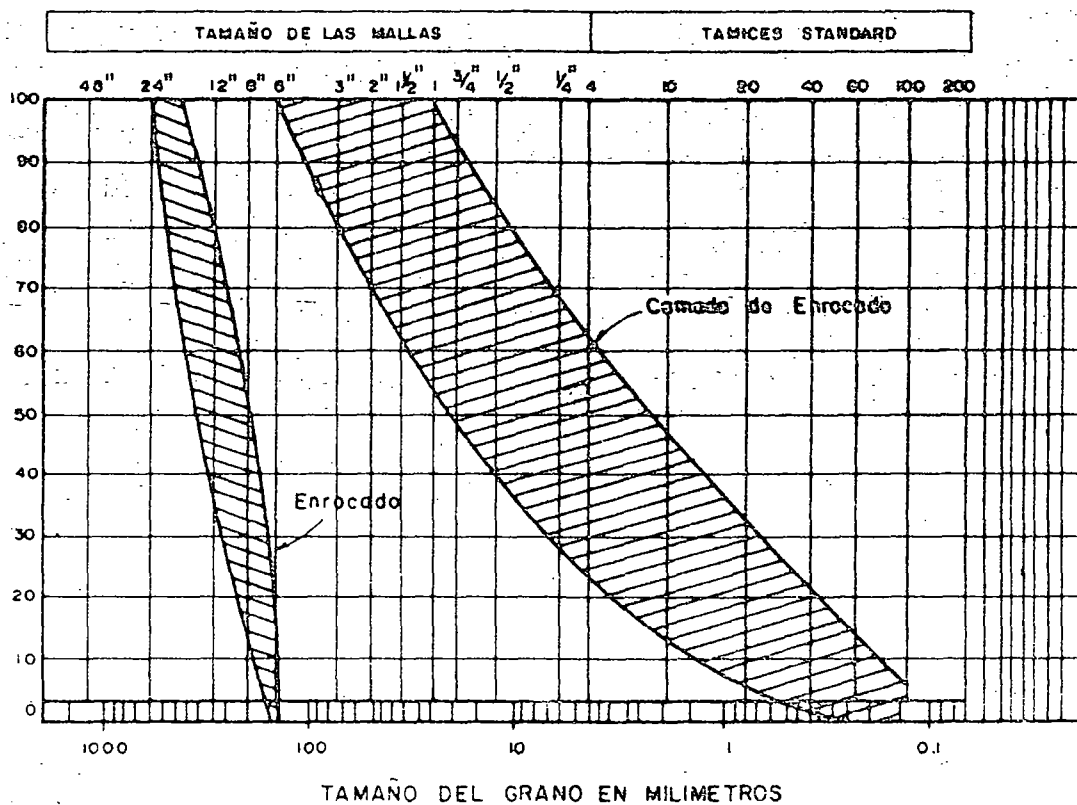
La densidad del aluvial fue evaluada en el laboratorio mediante ensayos Proctor Modificado, corrigiendo la granulometría para la fracción mayor que 3/4". Las densidades obtenidas variaron entre 1900 kg/m³ y 2200 kg/m³ con valor promedio de 2046 kg/m³. La humedad óptima de compactación varió entre 9 y 15%.

Durante la compactación en el terraplén, el material presentó generalmente exceso de humedad; sin embargo, esta deficiencia se solucionó oreando el material y ocasionalmente mezclándolo con aluvial de mejor calidad proveniente de Quevedo.

PORCENTAJE QUE PASA



PORCENTAJE QUE PASA



ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

PRESA DAULE - PERIPA

Cedegé

ALUVIAL

GRANULOMETRIAS

LAMINA N°

6.4.7.

Con el material en condiciones óptimas de humedad, se pudo compactar perfectamente en el terraplén, alcanzándose siempre densidades superiores al 95% de la densidad máxima de laboratorio. En general las densidades obtenidas en el terraplén variaron entre 1800 kg/m³ y 2100 kg/m³, con humedades entre 9 y 14%.

Para evaluar la resistencia del aluvial se realizaron durante la construcción tres ensayos triaxial consolidado no drenado. En la lámina 6.4.8 se presenta la trayectoria de esfuerzos de estos ensayos. Los niveles de esfuerzos correspondientes a la relación y diferencia máxima de esfuerzos están indicados con sus correspondientes porcentajes de deformación.

La resistencia máxima del material ocurre a deformaciones entre 1.5 y 2.2% obteniéndose un ángulo de fricción interna máxima de 43°. La diferencia máxima de esfuerzos se produce a deformaciones entre 6.6 y 7.6% y el ángulo de fricción interna para este estado de esfuerzos es de 39°.

La permeabilidad del material se determinó en laboratorio mediante ensayos con carga variable. El aluvial utilizado en la atagüa permanente dió una permeabilidad de 1.0×10^{-6} cm/s; sin embargo, este valor no es representativo, en vista de que se utilizó para estos ensayos solamente el material menor a 3/4".

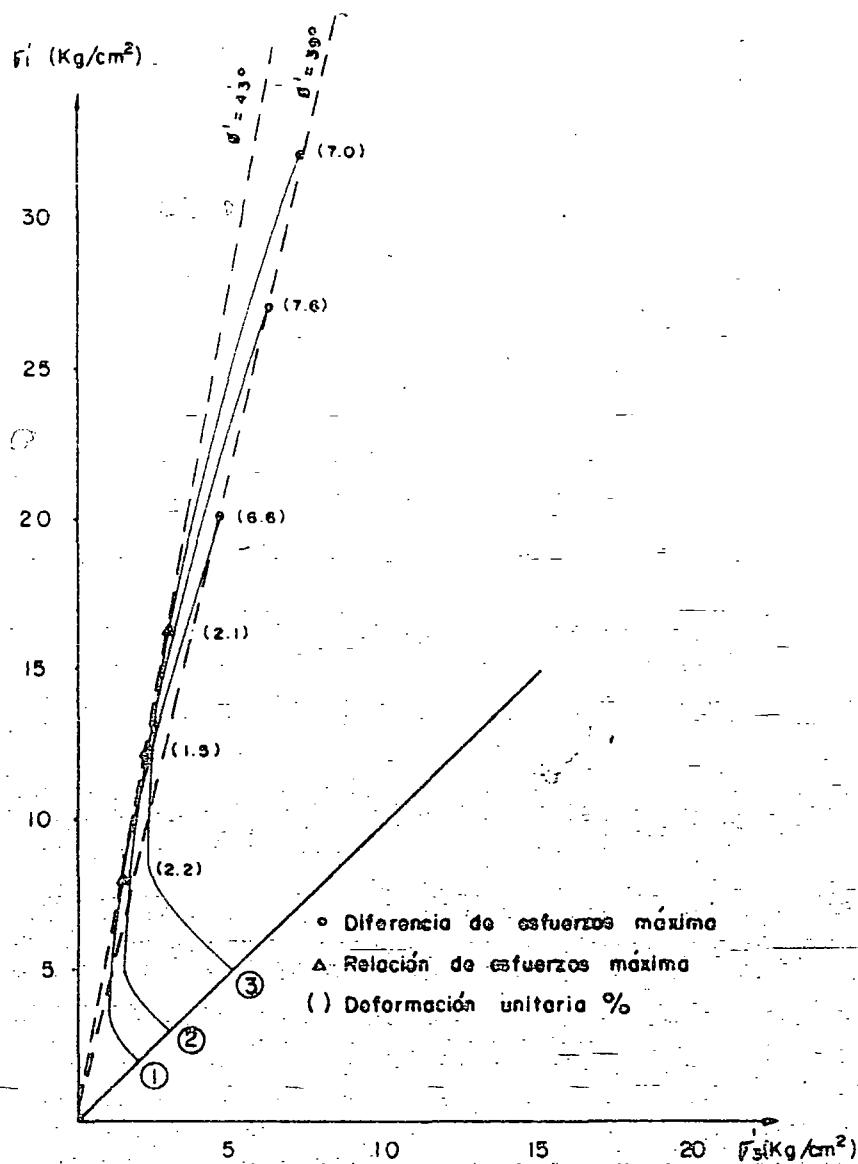
Posteriormente se realizaron varios ensayos con el material dragado los años 1985 y 1986, utilizando un permeámetro de 8" de diámetro y material de hasta 2" de diámetro máximo. Estos ensayos dieron permeabilidades entre 1.4×10^{-2} y 1.2×10^{-4} , valores que sí resultan ser representativos para este tipo de material.

Arcilla

En general todos los suelos utilizados para la construcción del dique de la divisoria corresponden a arcillas y limos plásticos (CH-MH). La gravedad específica de estos suelos varía entre 2.65 y 2.78 con valor promedio de 2.72.

La granulometría de las arcillas del dique se presenta en la lámina 6.4-9. Se muestra el rango de variación granulométrica y las curvas granulométricas de seis muestras representativas. En general todos los suelos utilizados en la construcción del dique, corresponden a suelos finos con tamaño máximo de partículas de 0.42 mm. El pasante por el tamiz 200 (0.074 mm) varía entre 90 y 100%. La fracción de arcilla (partículas menores a 0.005 mm) varía entre 55 y 90% con un valor promedio de 75%.

La plasticidad de estos suelos es alta. Durante la construcción se ejecutaron 546 ensayos de límites de Atterberg, obteniéndose valores promedio de 70 y 34% para el límite líquido e índice plástico respectivamente. El límite líquido varió entre 55 y 85% y el índice plástico presentó valores entre 20 y 45%.



CURVA Nº	γ_d Kg/m ³	ω %	F'_{max} Kg/cm ²	F'_{smax} Kg/cm ²	F'/F'_{smax}	MATERIAL
1	1726	13.2	20.14	4.74	5.16	Aluvial Daule
2	1958	13.4	26.96	6.22	5.48	" "
3	2011	10.4	32.12	7.18	5.44	" "

PRESA DAULE - PERIPA

Cedegé

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

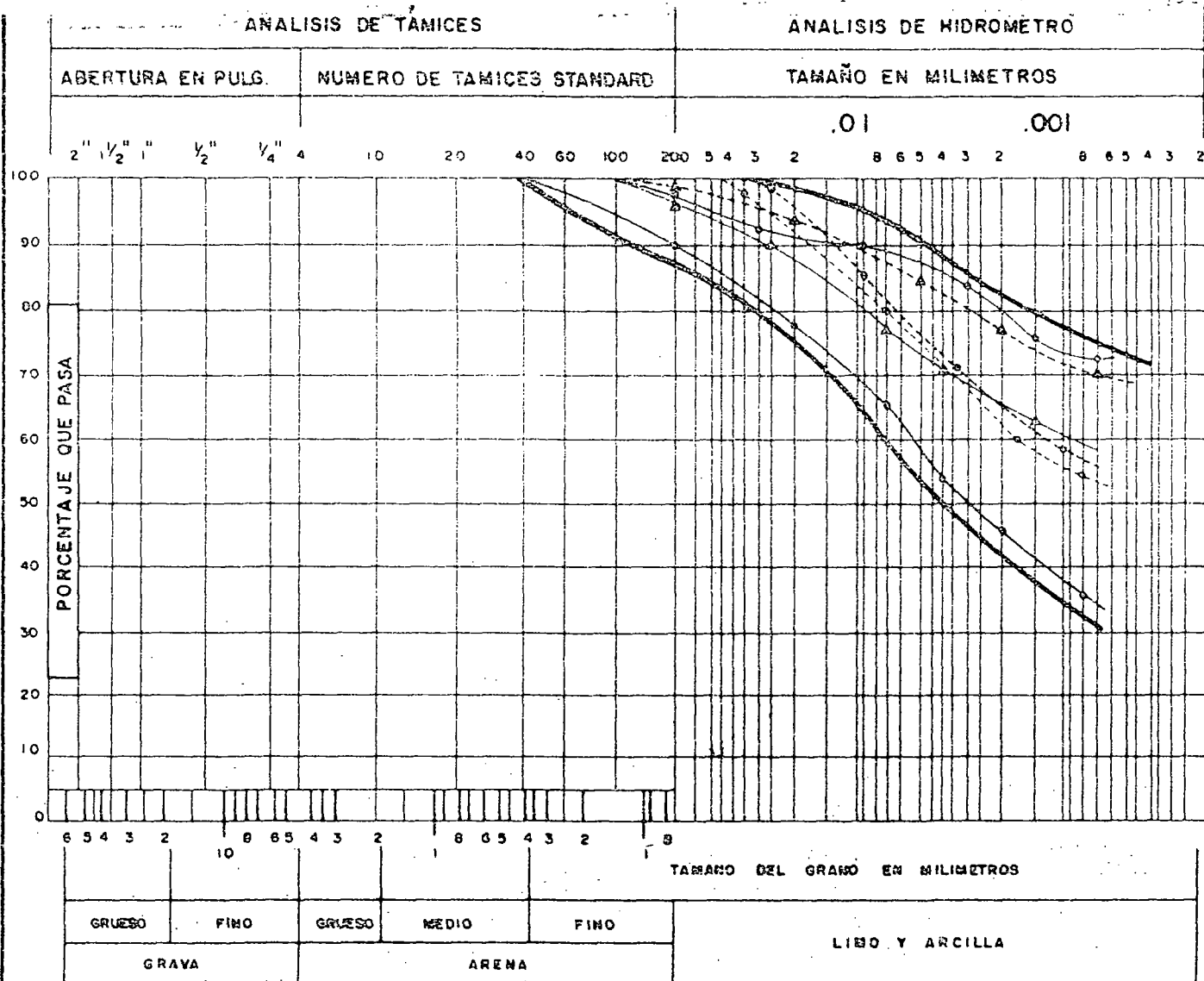
ALUVIAL DEL DAULE

TRAYECTORIA DE ESFUERZOS

TRIAXIAL C.U.

LAMINA N°3

6.4.8.



CURVA N°	SMB.	UBICACION	Ga.	L.L.	L.P.	I.P.	DESCRIPCION
1		6 + 400	2.75	71	37	34	Arcilla café rojiza
2		8 + 340	2.65	59	31	28	Limo arcilloso blanquesino, con poca arena fina
3		7 + 820	2.68	56	38	28	Arcilla café amarillenta
4		7 + 840	2.73	69	37	32	Arcilla café amarilla, pigmentaciones rojas
5		9 + 640	2.70	60	30	30	Arcilla café amarilla
6		10 + 100	2.71	67	36	31	Arcilla café amarilla

PRESA DAULE - PERIPA

Cedegé

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

ARCILLA - DIQUE

RANGO DE DISTRIBUCION Y

GRANULOMETRIAS REPRESENTATIVAS

LAMINA N°

6.4.9

En la lámina 6.4-10 se muestra la ubicación de las arcillas del dique en la carta de plasticidad en base a todos los ensayos realizados durante la construcción.

La densidad de estos suelos es baja, su densidad seca máxima evaluada mediante ensayos Proctor -Estandar varía entre 1050 y 1350 kg/m³, con un valor promedio de 1180 kg/m³. La humedad óptima de compactación varió entre 34 y 55%.

En los bancos de préstamo, la humedad natural generalmente fue algo mayor que la humedad óptima de compactación, haciéndose más significativa esta diferencia de humedades a medida que aumentaba la profundidad de explotación de los bancos de préstamo. Las deficiencias de humedad del material fueron solucionadas durante la construcción, pues en general la humedad del material durante la compactación varió entre +2 y -2% de la humedad óptima de laboratorio.

Las densidades en el terraplén se evaluaron mediante ensayos de campo, utilizando el método del balón de caucho (ASTM : D 2167-66). Las densidades de campo variaron entre 1025 kg/m³ y 1340 kg/m³ y el grado de compactación promedio obtenido fue de 98%.

Las densidades más bajas se registraron en el período Julio-Septiembre de 1985 aproximadamente en la construcción del tramo 15 + 600 a 16 + 600. La densidad y humedad de campo promedio en este período fueron 1090 kg/m³ y 50% respectivamente.

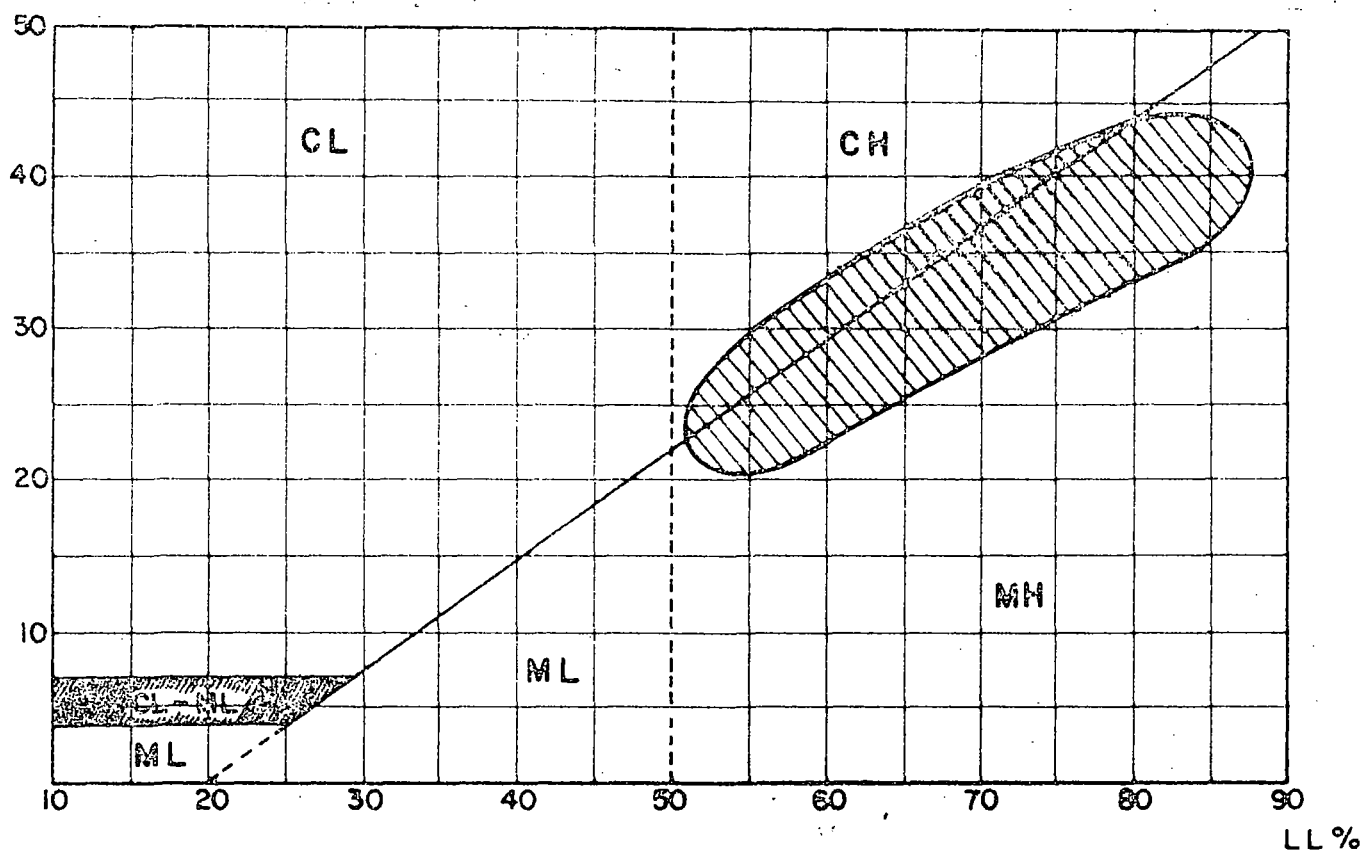
En la lámina 6.4-11 se presenta un análisis cronológico durante la construcción del dique, de la variación de los promedios mensuales para densidades, humedades, límite líquido e índice plástico.

Durante la construcción del dique se realizaron una gran cantidad de ensayos de campo y laboratorio a fin de evaluar la calidad de los materiales y terraplenes. Un análisis comparativo de estos resultados, principalmente de la densidad y plasticidad, permitió clasificar a los suelos del dique en tres grupos.

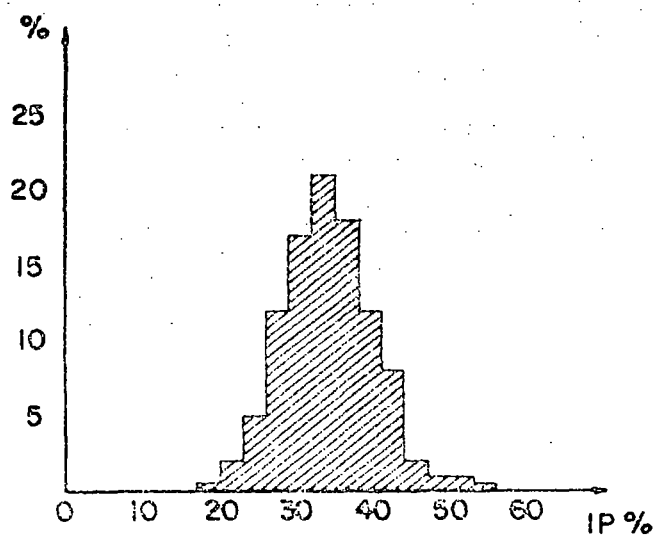
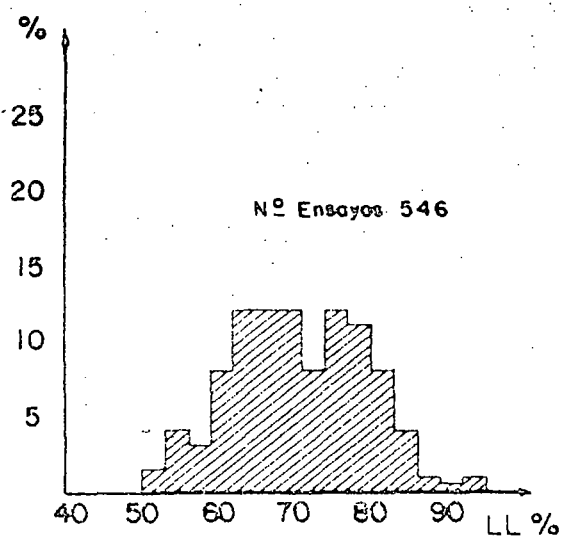
Los suelos del grupo N°1 son los menos plásticos y corresponden generalmente a limos-arcillosos, con valores de límite líquido e índice plástico promedio de 57 y 27% respectivamente. La densidad máxima de éstos suelos varía entre 1200 y 1350 kg/m³, con humedad óptima de compactación entre 34 y 43%.

En los suelos del grupo N°2 la densidad máxima varía entre 1125 y 1250 kg/m³ con humedad óptima promedio de 45%. El límite líquido e índice plástico promedio tienen valores de 68 y 32%.

Los suelos del grupo N°3 corresponden a los suelos más plásticos y con menores densidades que han sido utilizados en la construcción del dique. La densidad máxima de laboratorio para estos suelos varía entre 1050 y 1150 kg/m³ con humedad óptima de compactación entre 46 y 55%. El límite líquido e índice de plasticidad promedio tienen valores de 80 y 39% respectivamente.



ARCILLA - DIQUE : Ubicación en la carta de plasticidad.



HISTOGRAMAS DE FRECUENCIAS para Límite Líquido e Índice Plástico.

PRESA DAULE - PERIPA

Cedegé

ASOCIACION TAM3 - INTEGRAL

ARCILLA₁ - DIQUE

ANALISIS DE PLASTICIDAD

LAMINA N°

6.4.10.

DENSIDAD SECA (Kg/m³)

1250
1200
1150
1100

HUMEDAD (%)

55
50
45
40

LIMITE LIQUIDO (%)

80
70
60

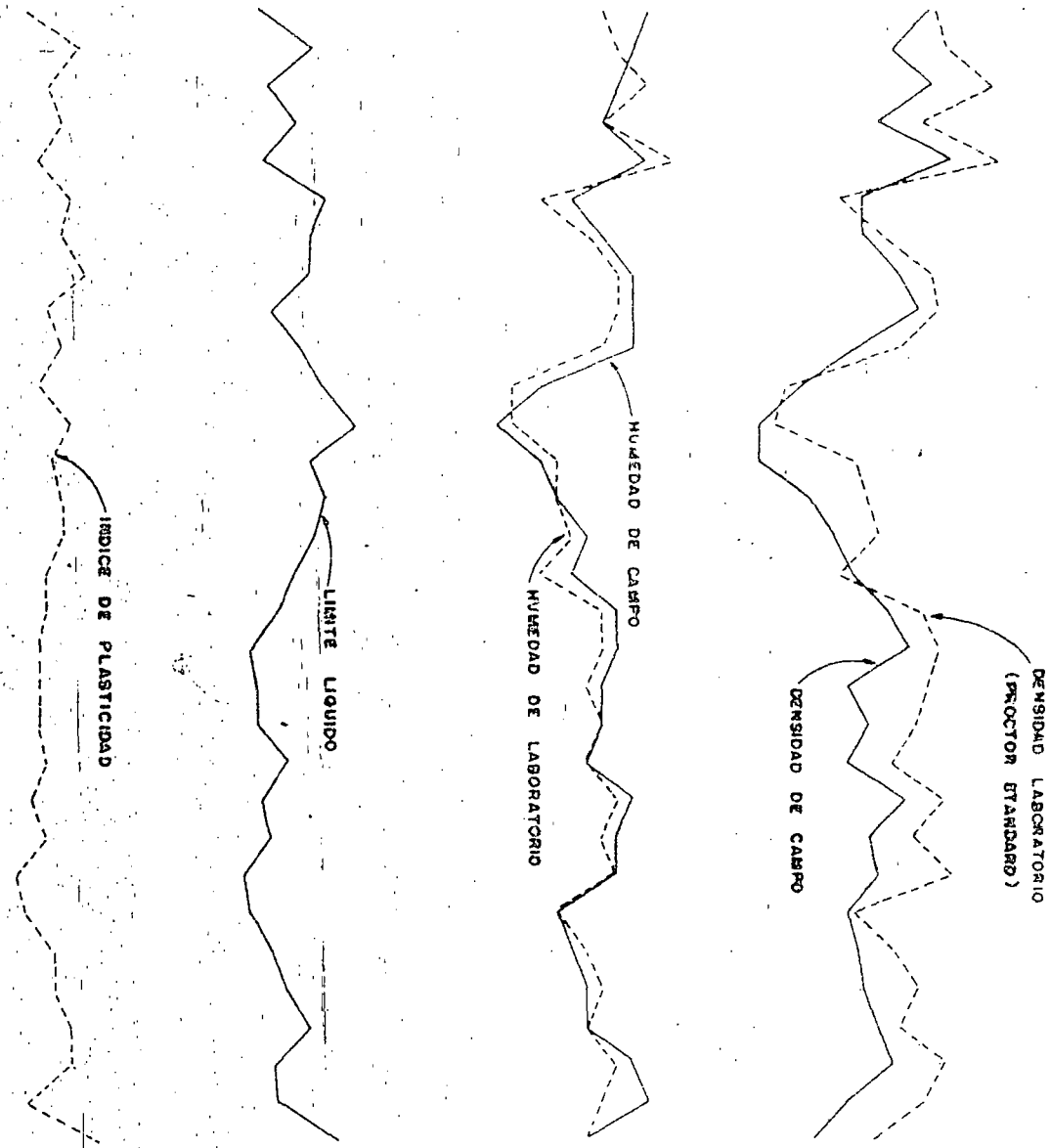
INDICE PLASTICIDAD (%)

40
30

MES/AÑO

ZONAS DE CONTROL

DIC. 83	2+100 2+300	0+400 0+700
ENE. 84		0+400 1+200
MAY. 84		0+400 1+200
JUN. 84		0+400 2+600
JUL. 84		2+500 4+000
AGO. 84		3+950 5+160
SEP. 84		2+920 3+280
OCT. 84		2+900 3+450
NOV. 84		2+700 5+430
DIC. 84		5+200 6+540
JUL. 85		15+700 16+330
AGO. 85		15+530 15+530
SEP. 85	15+600 15+800	13+550 13+650
OCT. 85	15+900 15+800	15+400 15+000
NOV. 85		12+300 17+000
DIC. 85		11+000 13+850
MAY. 86		0+600 2+700
JUN. 86	10+500 11+600	0+500 5+700
JUL. 86	10+200 11+500	5+900 6+600
AGO. 86	10+200 11+500	0+000 7+000
SEP. 86	9+800 11+200	6+500 8+000
OCT. 86	10+000 11+000	7+500 8+000
NOV. 86		9+000 11+000
DIC. 86		6+300 10+000
MAY. 87		0+100 0+130
JUN. 87	9+000 10+500	0+150 0+400
JUL. 87		8+000 9+000
AGO. 87		9+000 10+000
SEP. 87	Diques Auxiliares	9+000 11+000
OCT. 87		0+000 0+180
NOV. 87		0+000 0+200



PRESA DAULE - PERIPA

Cedegé

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

ARCILLA - DIQUE

VARIACION DE PROMEDIOS MENSUALES

DENSIDAD, HUMEDAD Y LIMITES ATTERBERG PARA

LAMINA Nº

6.4.11.

Los suelos del grupo N°2 fueron mayormente utilizados en la construcción del dique, pues aproximadamente el 50% de los suelos analizados corresponden a este grupo, el 30% a los suelos del grupo N°1 y solamente el 20% pertenecen a los suelos del tipo 3.

En la lámina 6.4-12 se muestra la correlación existente entre los límites de Atterberg y la densidad y humedad de laboratorio para estos tres tipos de suelos. También se indica en esta lámina la ubicación de estos suelos en la carta de plasticidad.

En la lámina 6.4-13 se presenta las densidades y humedades de campo y laboratorio para los tres grupos de suelo, en el período de control Mayo-Diciembre de 1986.

La resistencia de la arcilla se evaluó mediante ensayos triaxial consolidado drenado, consolidado no drenado y ensayos de compresión simple.

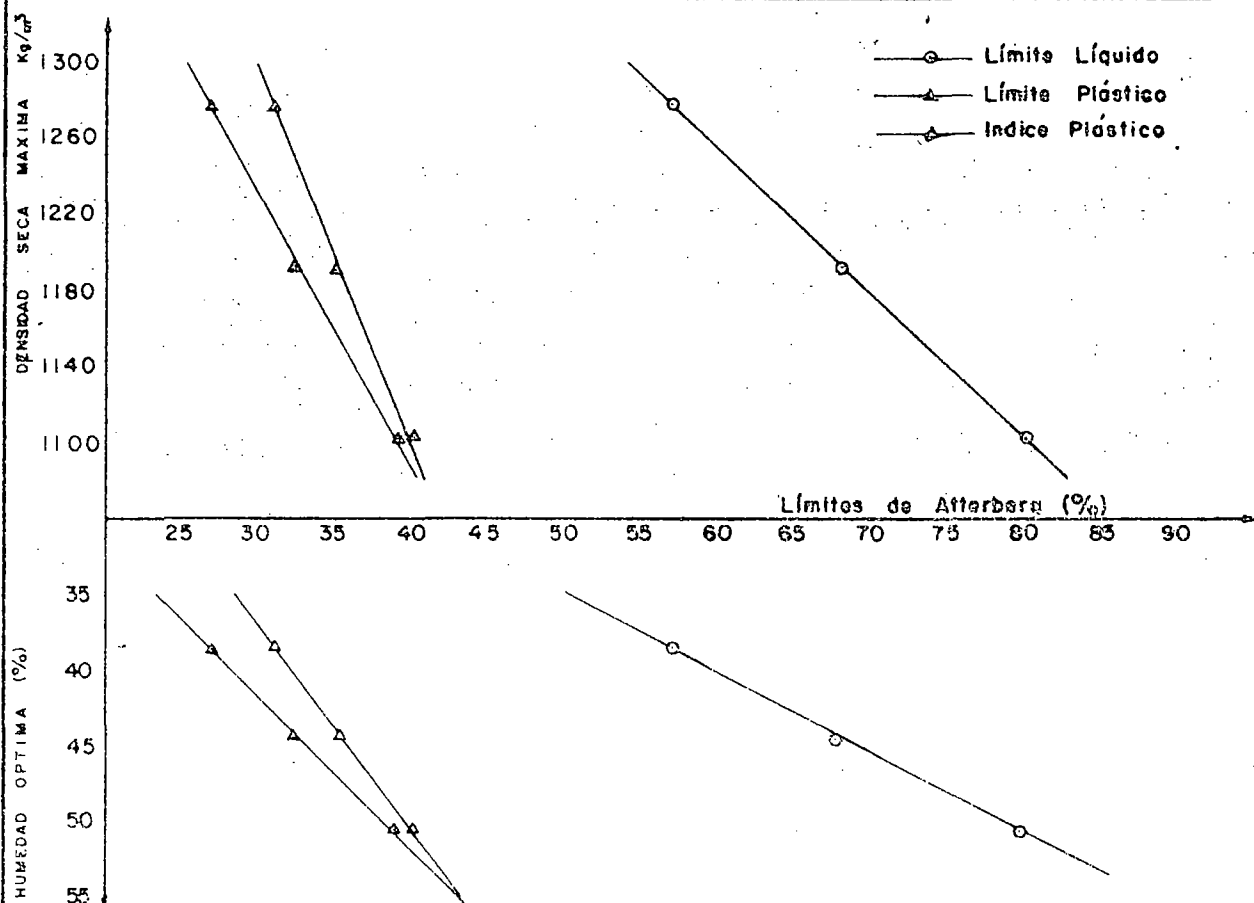
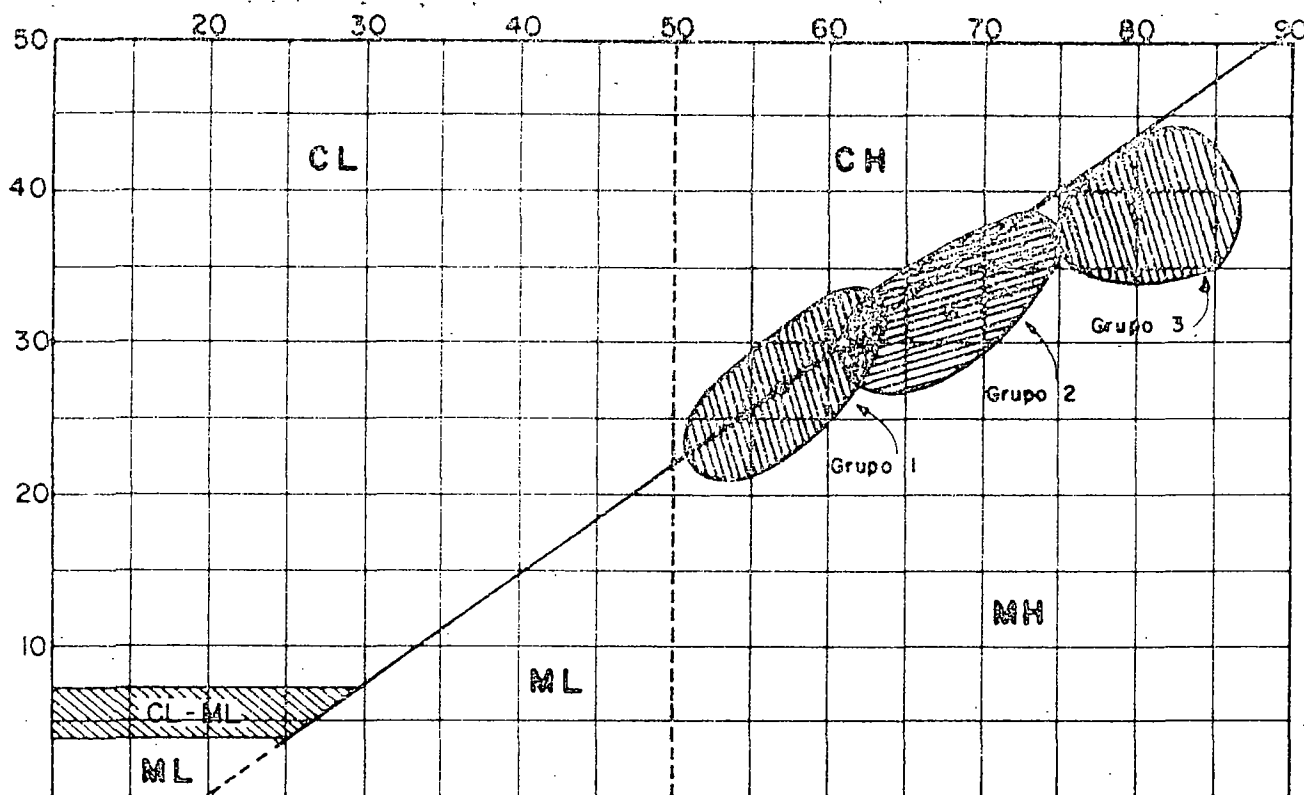
En las láminas 6.4-14 y 6.4-15 se muestra la trayectoria de esfuerzos efectivos de los ensayos triaxial C_U , en siete muestras representativas correspondientes a los tres grupos de suelo analizados anteriormente. Los ensayos N°1 y 2 corresponden a suelos del tipo 3, las curvas N°3 y 4 son en muestras de suelo tipo 2 y las curvas N°5, 6 y 7 corresponden a suelos del grupo 2.

En general se pudo comprobar que en todas las muestras ensayadas, la relación máxima de esfuerzos y su máxima resistencia ocurren a deformaciones bajas entre 1.4 y 5%. Luego de alcanzar su máxima resistencia, se observa una disminución de presión de poros hasta llegar a la falla, la misma que se produce a deformaciones entre 10 y 13%.

Los suelos del grupo 3 son los menos resistentes, la falla ocurre cerca a la línea representada por $c' = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ y un ángulo de 230° , los del grupo N°2 tienen valores de $c' = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ y 260° y los del grupo N°1 son los más resistentes con valores de $c' = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ y 310° .

En condición drenada las arcillas tienen comportamiento de un suelo normalmente consolidado, contrayéndose durante el corte. La relación de esfuerzos máxima es de 3.86 equivalente a un ángulo de fricción interna de 360° . Los círculos de Mohr para esfuerzos máximos y el cambio de volumen durante el corte de los ensayos triaxial drenado, están graficados en la lámina 6.4-16.

La resistencia a la compresión no confinada, se evaluó en muestras indisturbadas obtenidas de las perforaciones realizadas para la instalación de los piezómetros en el dique. Los resultados más representativos de este conjunto de ensayos se muestra en la lámina 6.4-17. En general los suelos de la cimentación presentan resistencias a la compresión entre 0.8 y 2.0 kg/cm^2 , en tanto que las arcillas del terraplén tienen resistencias entre 3.5 kg/cm^2 y 9.0 kg/cm^2 .



ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

PRESA DAULE - PERIPA

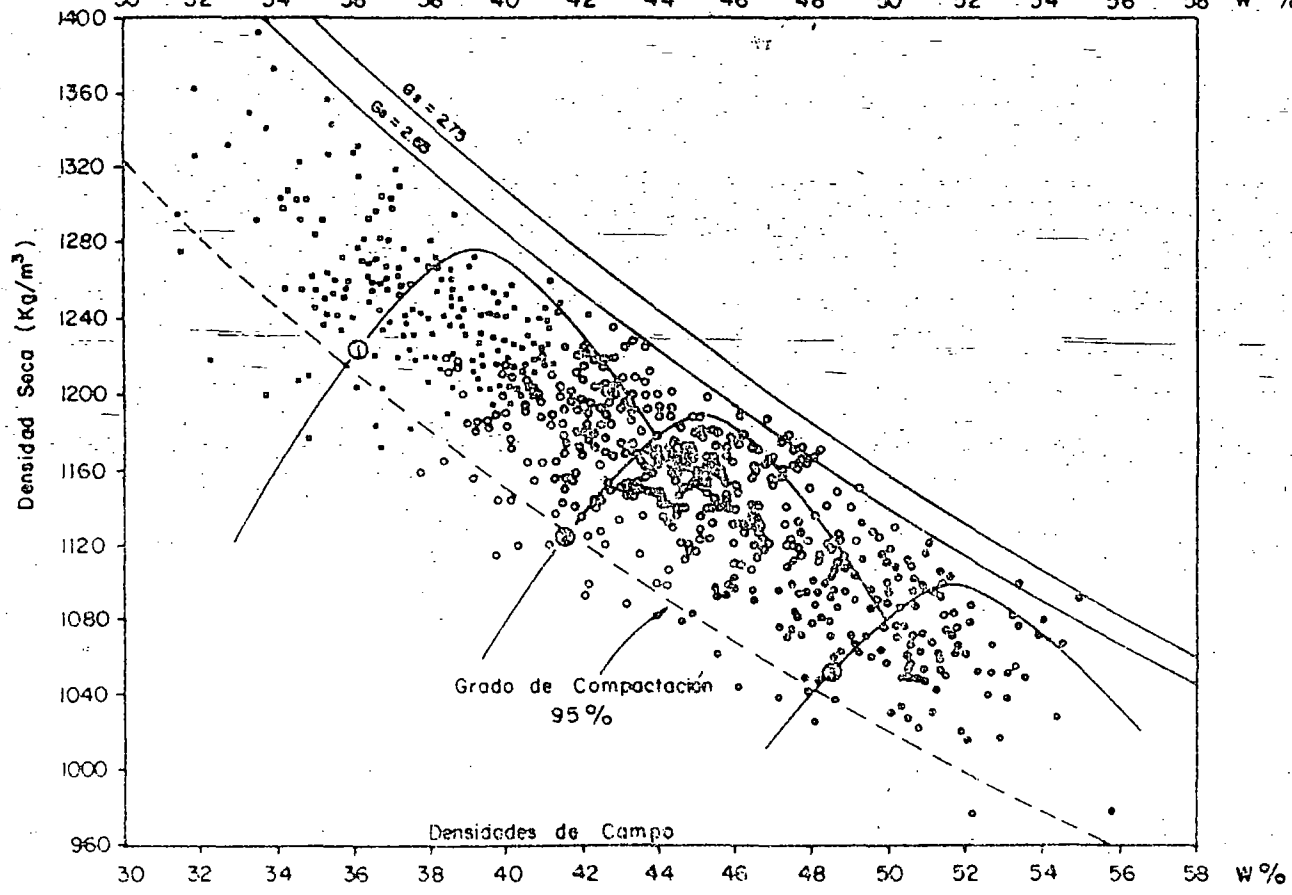
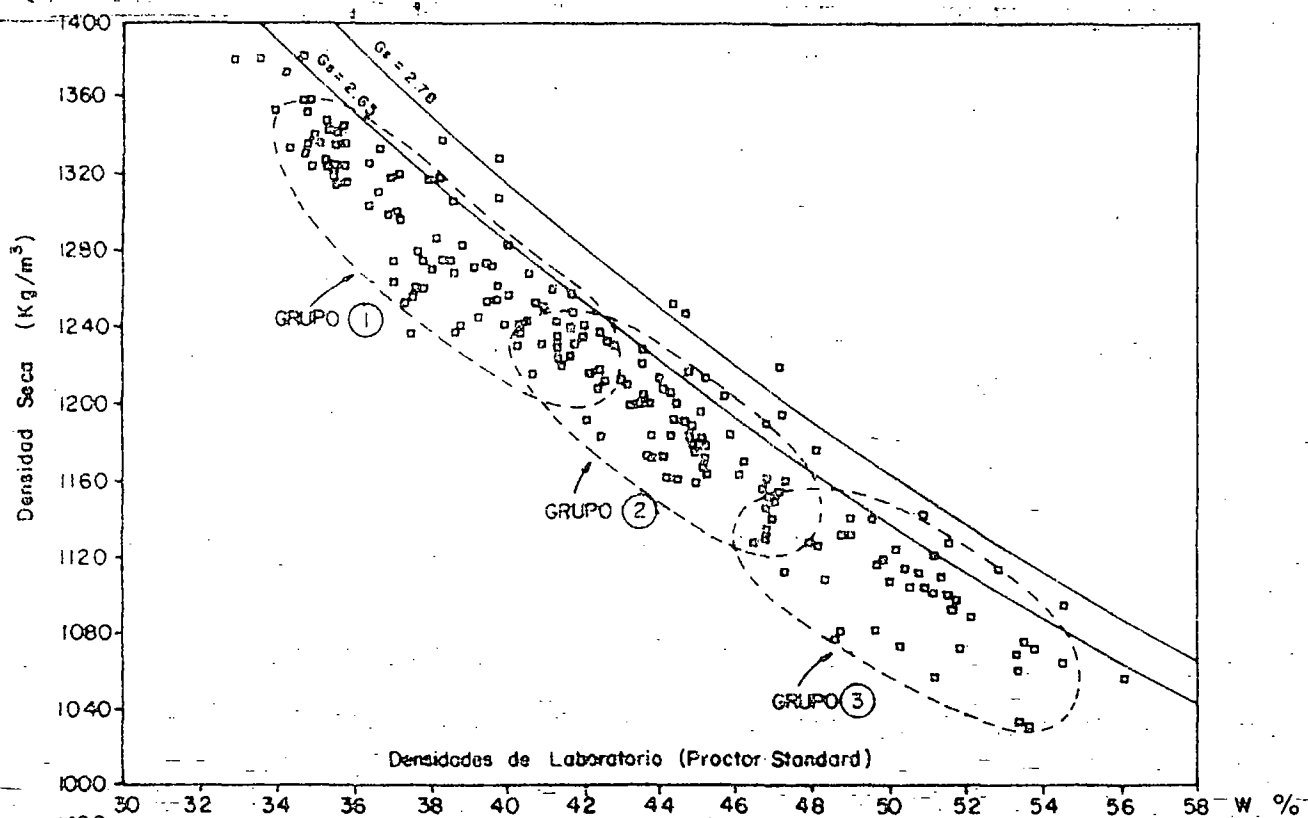
Cedegé

ARCILLA/- DIQUE

ANALISIS DE PLASTICIDAD

LAMINA N°

6.4.12.



ASOCIACION TAMIS - INTEGRAL

PRESA DAULE - PERIPA

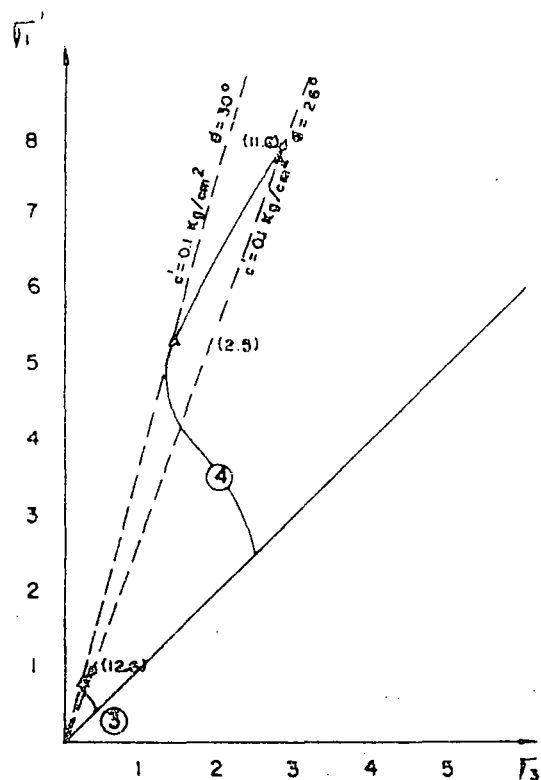
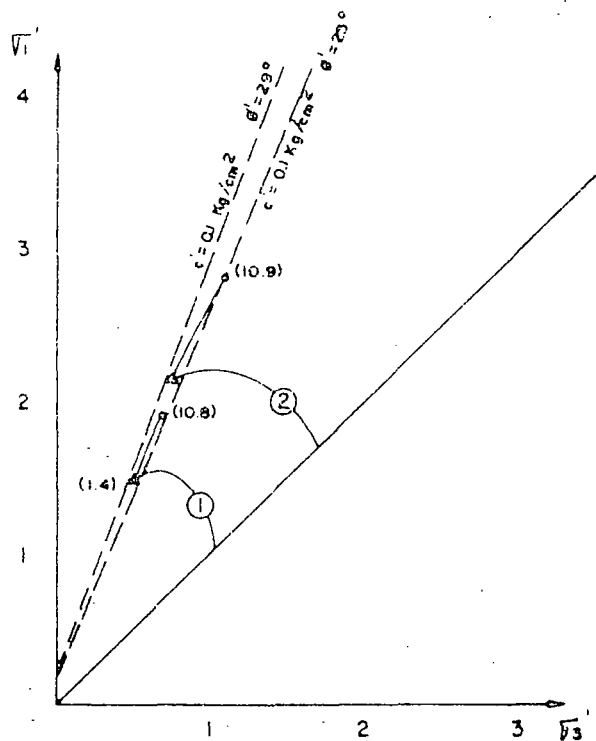
ARCILLA - DIQUE

LAMINA N°

Cedegé

DENSIDADES DE CAMPO Y LABORATORIO

6.4.13.



Δ Relación de esfuerzos máxima

• Diferencia de esfuerzos máxima

() Deformación unitaria %

CURVA Nº	γ^d (Kg/m ³)	ω (%)	σ_1' max. (Kg/cm ²)	σ_3' max. (Kg/cm ²)	σ_1'/σ_3' max.	L.L.	I.P.	DESCRIPCION
1	1087	52	1.91	0.78	2.99	—	—	Arcilla café claro.
2	1091	56	2.84	1.12	2.92	84	41	Arcilla roja.
3	1133	52	0.95	0.37	3.04	—	—	Arcilla roja.
4	1152	49	7.93	2.81	3.53	73	33	Arcilla café rojizo.

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

PRESA DAULE - PERIPA

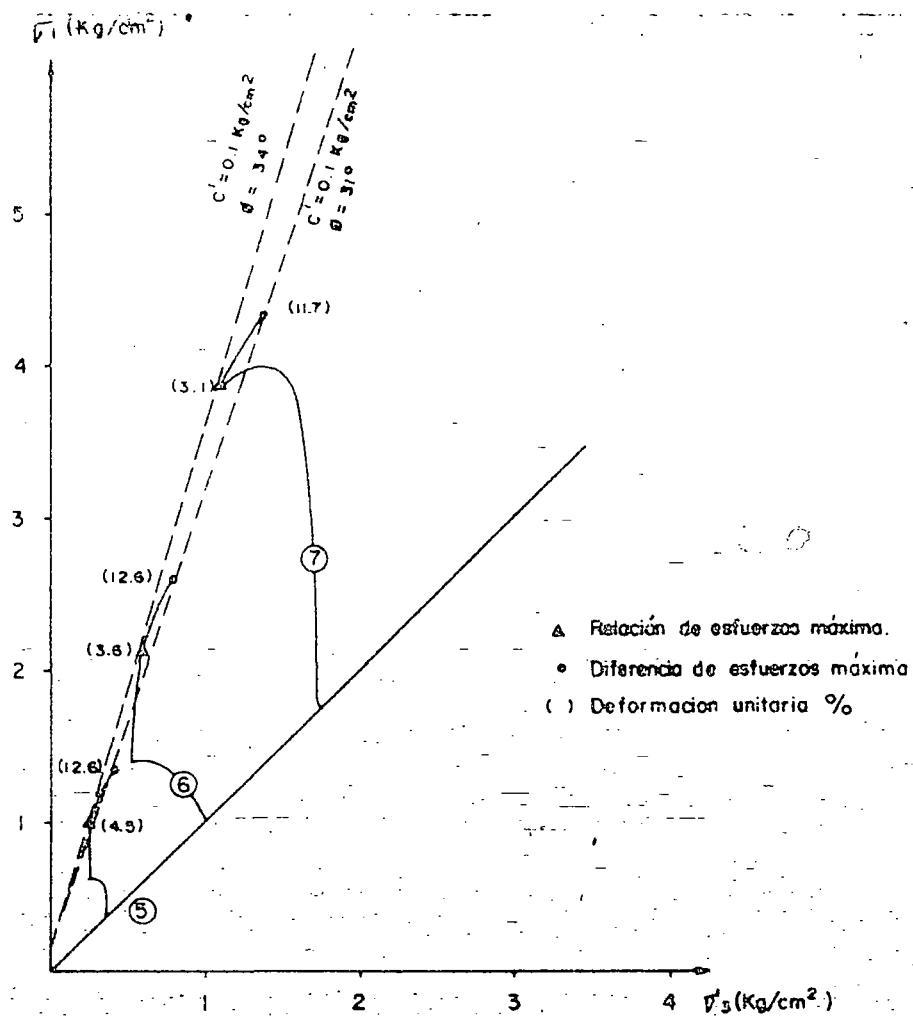
Cedege

ARCILLA - DIQUE

Trayectoria de esfuerzos
ensayos triaxial C.U.

LAMINA Nº

6.4.14.



CURVA Nº	γ^d (Kg/cm²)	ω_i (%)	$\sigma'_{1 \text{ max}}$ (Kg/cm²)	σ'_3 (Kg/cm²)	$\sigma'_1/\sigma'_{3 \text{ max}}$	L.L	I.P	DESCRIPCION
5	1320	36	1.34	0.39	3.63	-	-	Arcilla Amarilla
6	1278	39	2.61	0.78	3.57	-	-	" "
7	1318	36	4.34	1.37	3.51	-	-	" "

PRESA DAULE - PERIPA

Cedegé

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

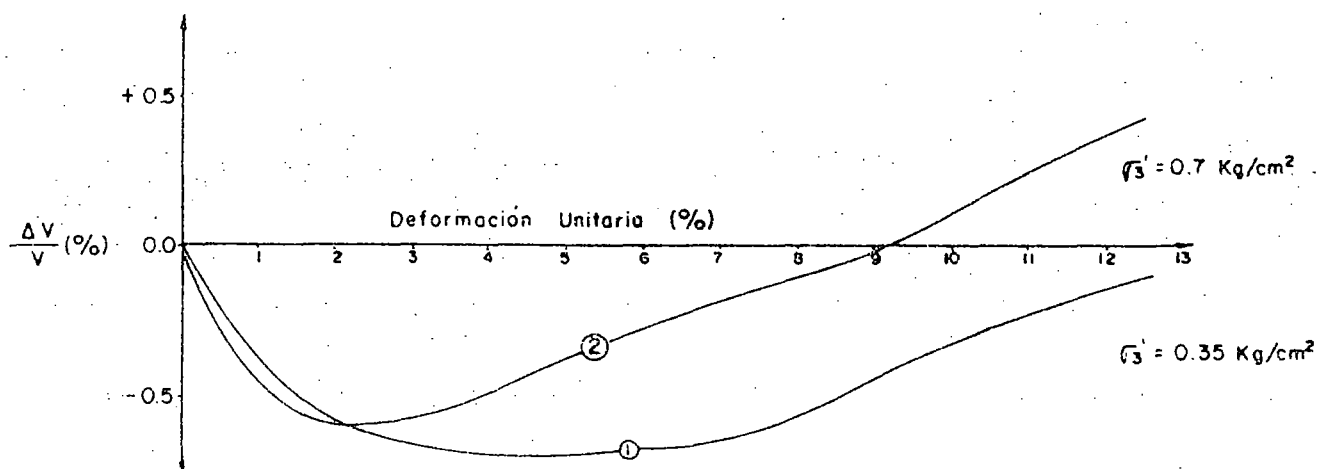
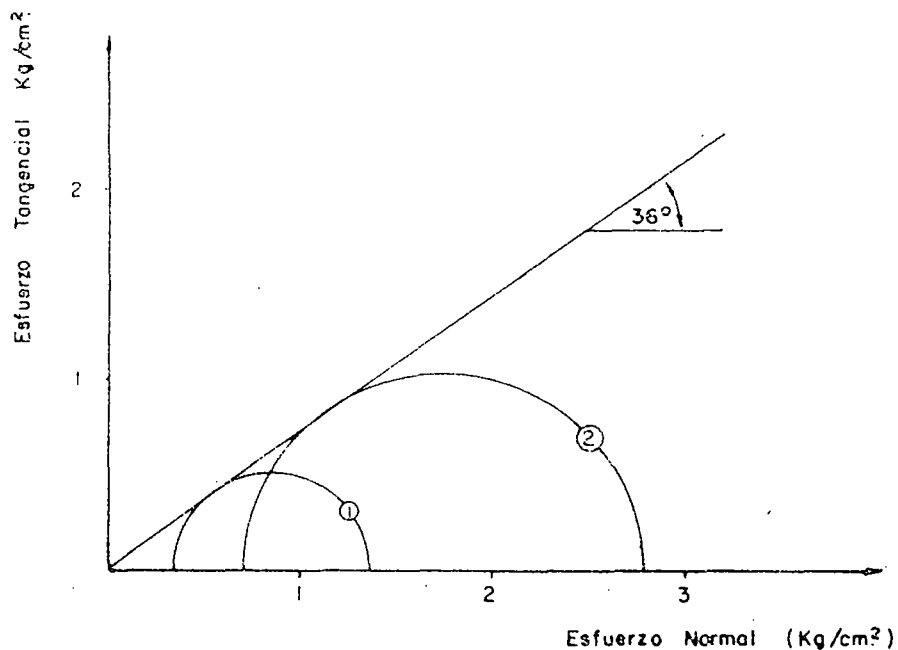
ARCILLA - DIQUE

TRAYECTORIA DE ESFUERZOS

TRIAXIAL C.U.

LAMINA Nº

6.4.15.



CURVA Nº	γ_d (Kg/m^3)	ω_i (%)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}$ (Kg/cm^2)	σ_3 (Kg/cm^2)	DESCRIPCION
1	1330	33	1.00	0.35	Arcilla Amarilla
2	1363	34	2.08	0.70	Arcilla Amarilla

PRESA DAULE - PERIPA

Cedegé

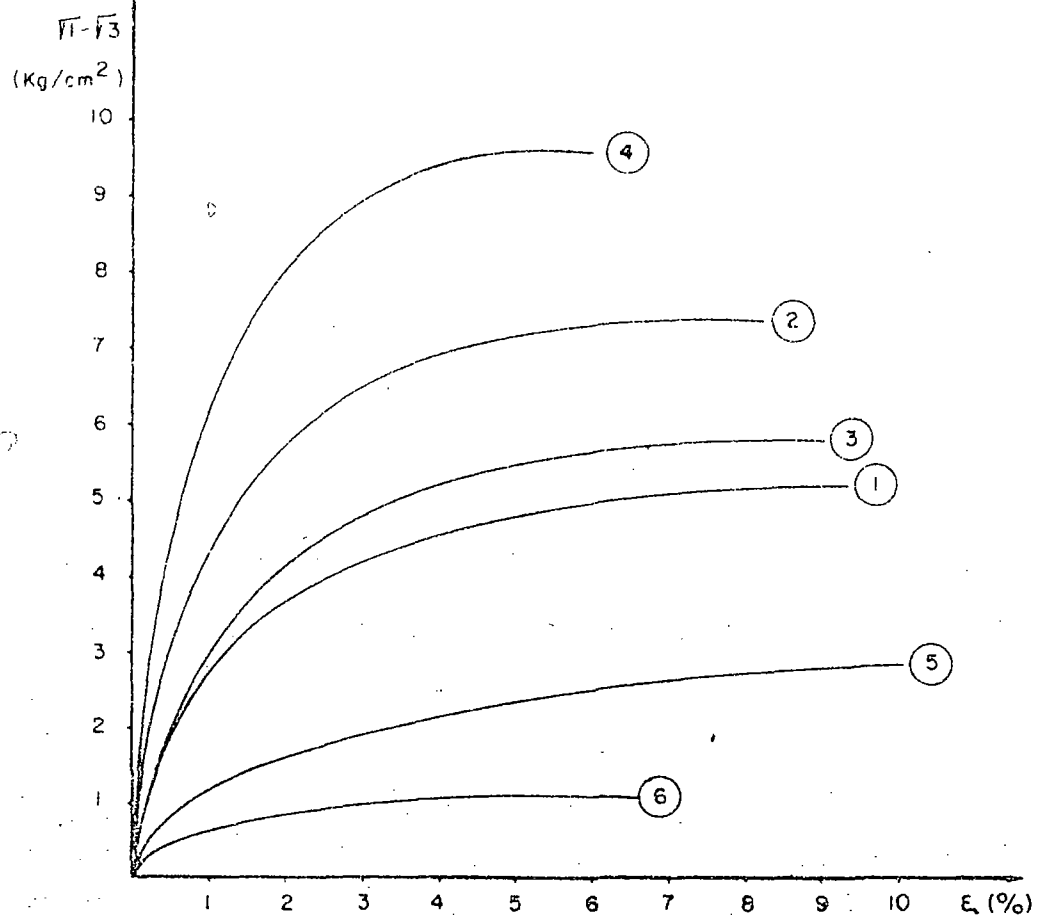
ASOCIACION TAMB - INTEGRAL

ARCILLA - DIQUE

ENSAYO TRIAXIAL C. D.

LAMINA Nº

6.4.16.



CURVA N°	ABCISAS	PROFUNDIDAD(m)	γ_d (Kg/m ³)	W (%)	LOCALIZACION
1	15 + 700	20,5	1142	51	Terraplén
2	15 + 700	22,8	1170	49	"
3	15 + 700	27,0	1163	49	"
4	15 + 700	17,0	1239	44	"
5	12 + 920	15,0	1169	49	Cimentación
6	13 + 540	19,0	10,71	56	"

PRESA DAULE - PERIPA

Cedege

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

ARCILLÁ - DIQUE

RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE

LAMINA N°

6.4.17

Un resumen de las propiedades de las arcillas del dique, en base a todo el conjunto de ensayos de control realizados durante la construcción se presenta en la tabla 6.4-3.

TABLA 6.4.3
ARCILLAS DEL DIQUE - RESUMEN DE PROPIEDADES

PARAMETRO	SIMBOLO	PROMEDIO	RANGO DE VARIACION
Gravedad Espec.	G_s	2.72	2.65 - 2.78
Granulometría (% que pasa)	N°200 0.005 mm	96 75	90 - 98 55 - 90
Límite Líquido	LL (%)	57 68 80	51 - 63 (1) 60 - 75 (2) 75 - 87 (3)
Índice Plástico	IP (%)	27 32 39	21 - 33 (1) 27 - 39 (2) 33 - 45 (3)
Densidad Laboratorio	d_{MAX} (kg/m ³)	1.277 1.190 1.102	1.200 - 1.350 (1) 1.125 - 1.250 (2) 1.050 - 1.150 (3)
Proctor Stan.	w_{OPT} (%)	39 45 51	34 - 42 (1) 40 - 49 (2) 46 - 55 (3)
Densidades de Campo	d_{MAX} (kg/m ³)	1.240 1.167 1.081	1.150 - 1.350 (1) 1.100 - 1.250 (2) 1.000 - 1.150 (3)
	w_{OPT}	38 44 50	32 - 44 (1) 38 - 50 (2) 44 - 56 (3)
Cohesión	c' (kg/cm ²)	0.1	
Angulo de fricción interna	ϕ_i' ϕ_{id}	26° 36°	23° - 31°

Grupo de Suelo ()

Mezcla arenisca-arcilla

La arenisca-arcilla, al ser producto de la mezcla de la misma arenisca y arcilla empleadas en la construcción de la presa y dique, compartió las propiedades de estos dos materiales.

- La granulometría de este material se presenta en la lámina 6.4-18. En general la mezcla arenisca-arcilla constituye un suelo fino con tamaño máximo de partículas de 76.2 mm. El 80% del material es menor a 4.75 mm. (Tamiz N°4) y el porcentaje de finos menores a 0.074 mm varía entre 25 y 60%. La plasticidad de la fracción menor a 4.75 mm es nula. La gravedad específica de la mezcla varía entre 2.69 y 2.75.

La densidad de laboratorio, evaluada mediante ensayos de compactación Proctor estandar varía entre 1400 y 1650 kg/m³, con humedades óptimas entre 20 y 32%. Solamente un 10% de los ensayos realizados dieron densidades fuera de este rango, debido seguramente a una deficiente mezcla de los materiales.

Las densidades de la arenisca-arcilla compactada en obra variaron entre 1350 y 1600 kg/m³ con humedades entre 16% y 30%.

En la lámina 6.4-19 se muestra las densidades y humedades de campo y laboratorio obtenidas durante la construcción.

La resistencia de la arenisca-arcilla se analizó mediante ensayos triaxial consolidado no drenado, en muestras compactadas a densidades de aproximadamente 95% de la densidad máxima de laboratorio. La relación máxima de esfuerzos y su máxima resistencia ocurre a deformaciones entre 3.4 y 3.6%. El ángulo de fricción es 37°. Sin embargo la condición más desfavorable se presenta para la diferencia de esfuerzos máxima, a deformaciones mayores de 10% y con un ángulo de 33°.

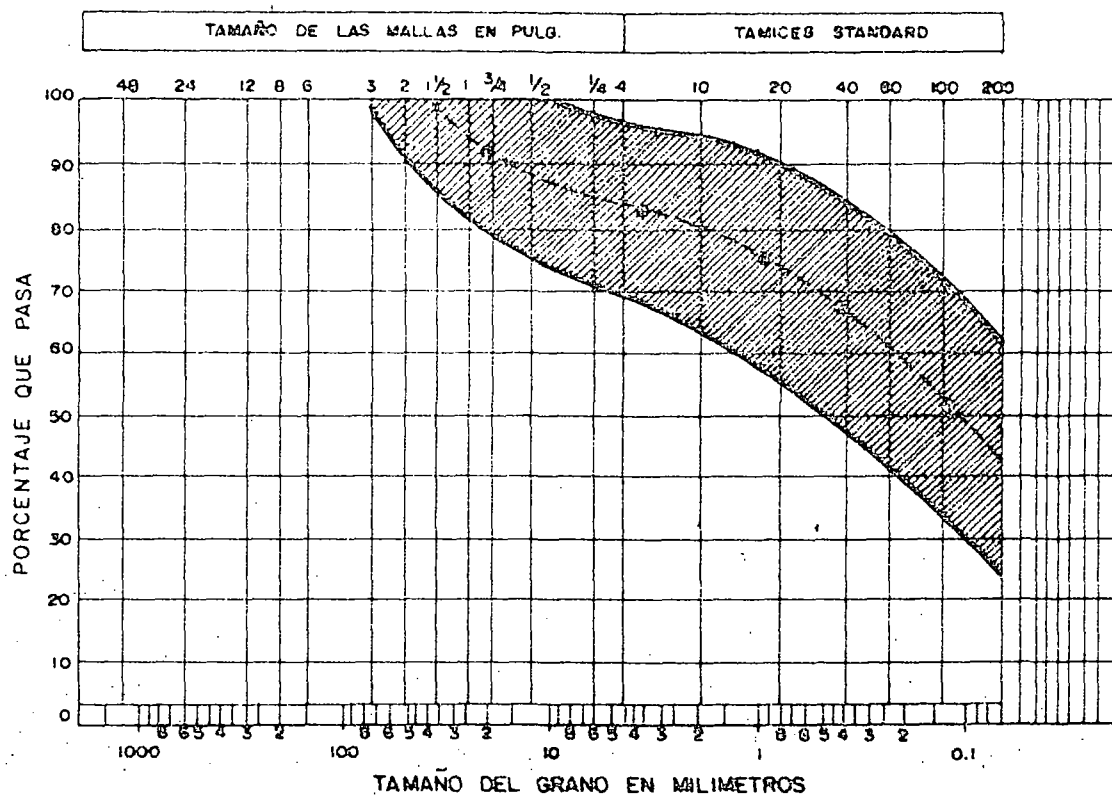
En la lámina 6.4-20 se presenta la trayectoria de esfuerzos efectivos de los ensayos triaxial consolidado no drenado.

Material no clasificado

Del volumen total de relleno no clasificado, el 57% corresponde a las areniscas y limolitas obtenidas de la excavación para la cimentación de la Presa Principal y el 43% restante corresponden a las limolitas y argilitas rechazadas de la explotación de la cantera.

La trituración del material se realizó únicamente con rodillo apisonador, obteniéndose un producto con tamaño máximo de partículas de hasta 155 mm.

La densidad en el terraplén presentó una variación más significativa comparada con la "arenisca triturada", debido a la mayor heterogeneidad de los materiales utilizados. Los ensayos de control realizados durante la construcción dieron densidades entre 1150 y 1850 kg/m³ y humedades entre 10 y 33%. Las densidades de laboratorio obtenidas mediante ensayos Proctor



RANGO DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA

GRANULOMETRIA PROMEDIO

PRESA DAULE - PERIPA

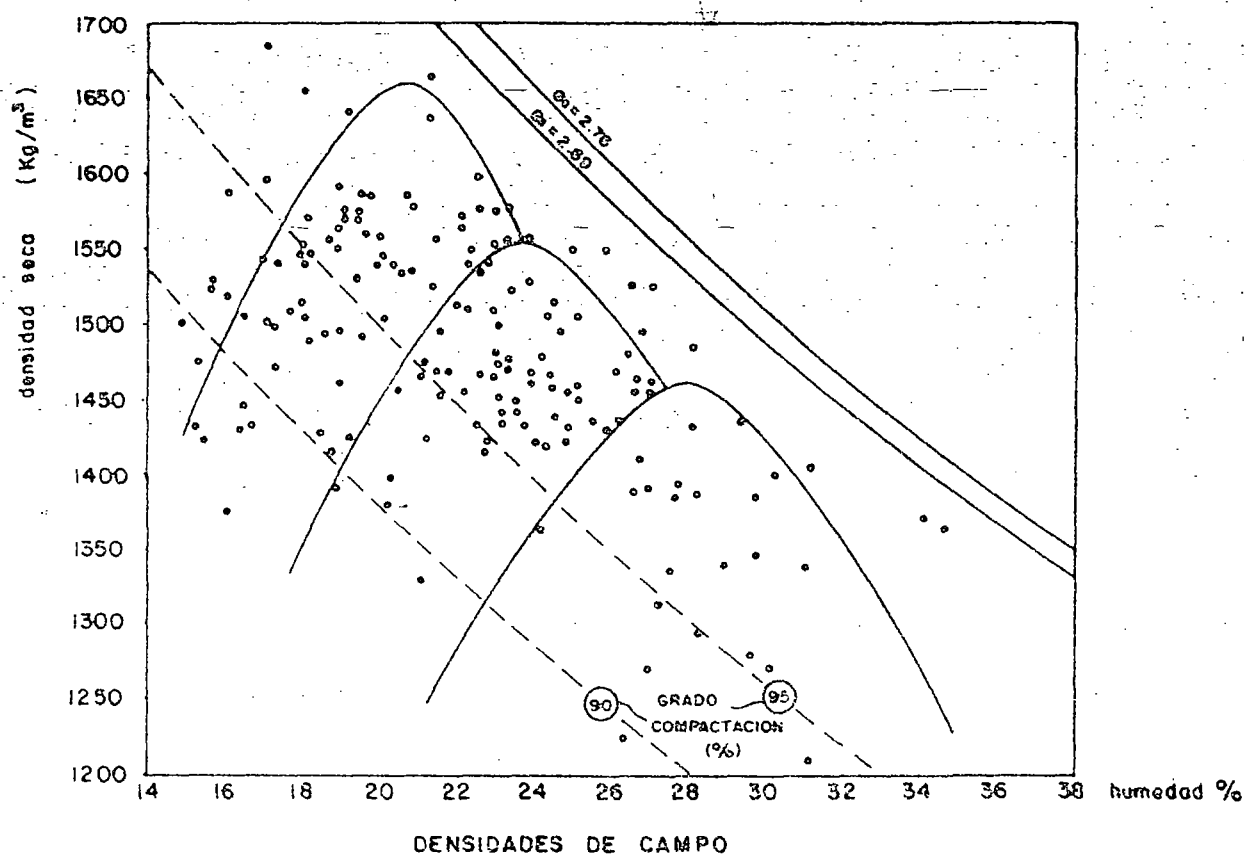
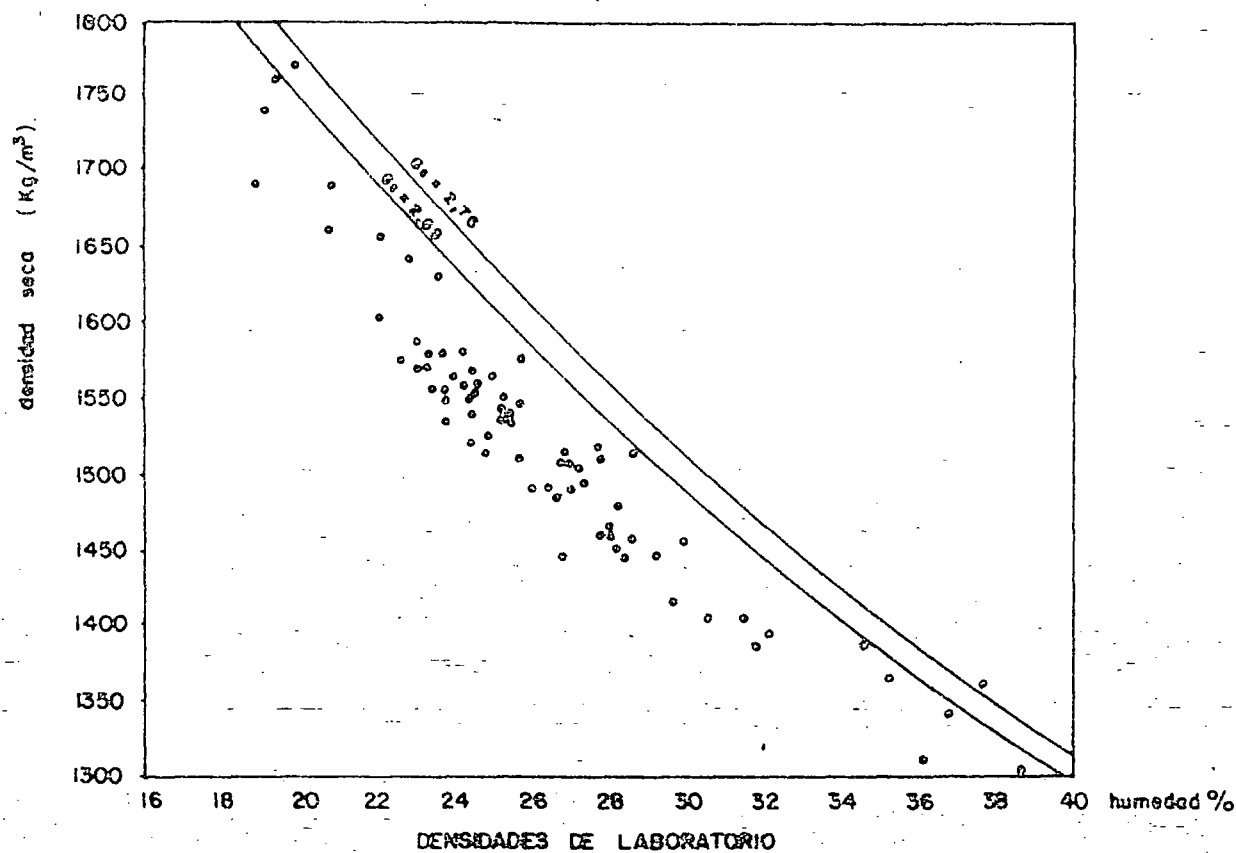
Cedegé

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

ARENISCA - ARCILLA
GRANULOMETRIA

LAMINA N°

6.4.18.



ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

PRESA DAULE - PERIPA

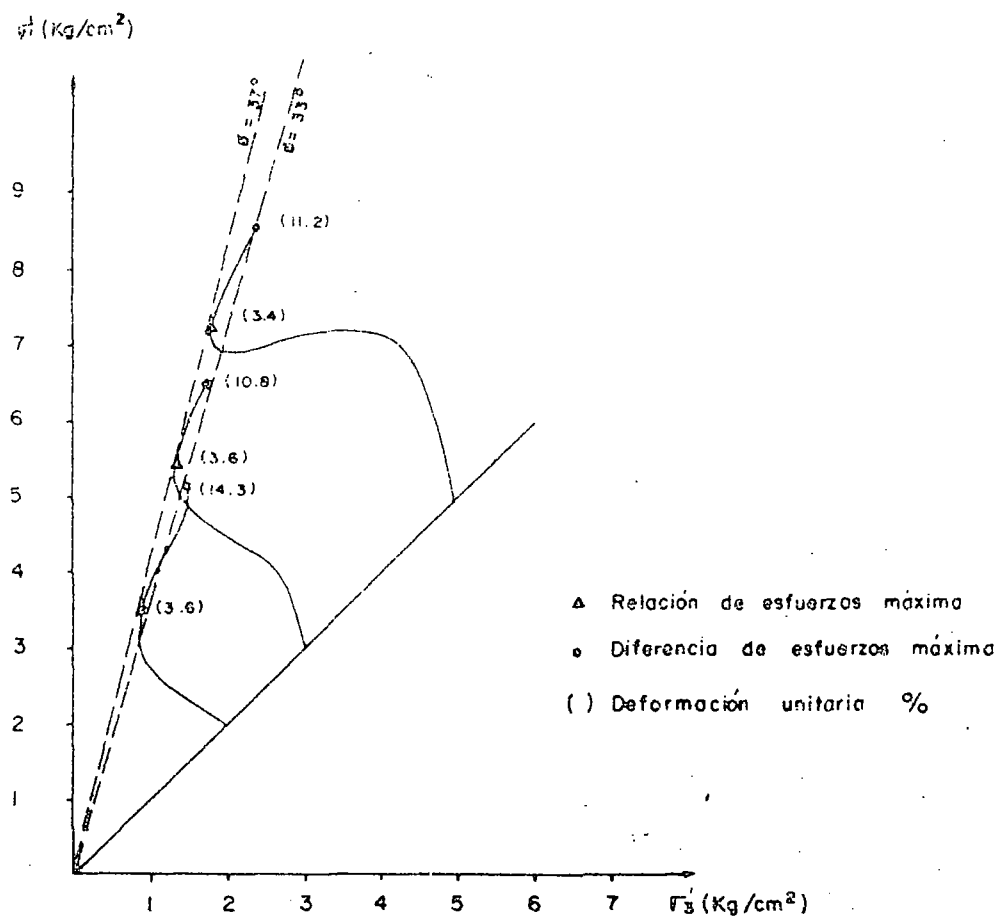
ARENISCA - ARCILLA

LAMINA N5

Cedege

DENSIDADES DE CAMPO Y LABORATORIO

6.4.19.



CURVA Nº	γ_d Kg/m ³	ω (%)	σ_1 max. Kg/cm ²	σ_3 max. Kg/cm ²	σ_1 / σ_3 max.
1	1527	25	5.10	1.51	3.73
2	1508	24	6.47	1.71	4.07
3	1569	23	8.63	2.34	4.06

PRESA DAULE - PERIPA

Cedegé

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

ARENISCA - ARCILLA

TRAYECTORIA DE ESFUERZOS

TRIAxIAL C.U.

LABORIA Nº

6. 4. 20.

modificado, variaron entre 1300 y 1900 kg/m³ con humedad óptima entre 15 y 36%.

La significativa variación de la densidad confirma la heterogeneidad de los materiales utilizados, que van desde areniscas puras muy densas a limolitas y argilitas con densidades relativamente bajas. Sin embargo; debe anotarse que solamente el 15% de los ensayos de campo realizados mostraron densidades menores a 1300 kg/m³.

6.4.2 Materiales Importados

Filtros

Los depósitos aluviales de los ríos Quevedo y San Pablo constituyeron la fuente de abastecimiento para la obtención de los agregados del hormigón y filtros previstos en el diseño de los terraplenes.

El filtro para la Presa Principal, Auxiliar y parte del dique fue obtenido mediante procesamiento en obra de los aluviales del río Quevedo y San Pablo. Este filtro corresponde en general a una arena bien gradada, limpia y exenta de impurezas orgánicas. Las arenas son de origen volcánico con granos subredondeados muy resistentes, no susceptibles a la disgregación por efecto de la compactación y con un peso específico de 2.78.

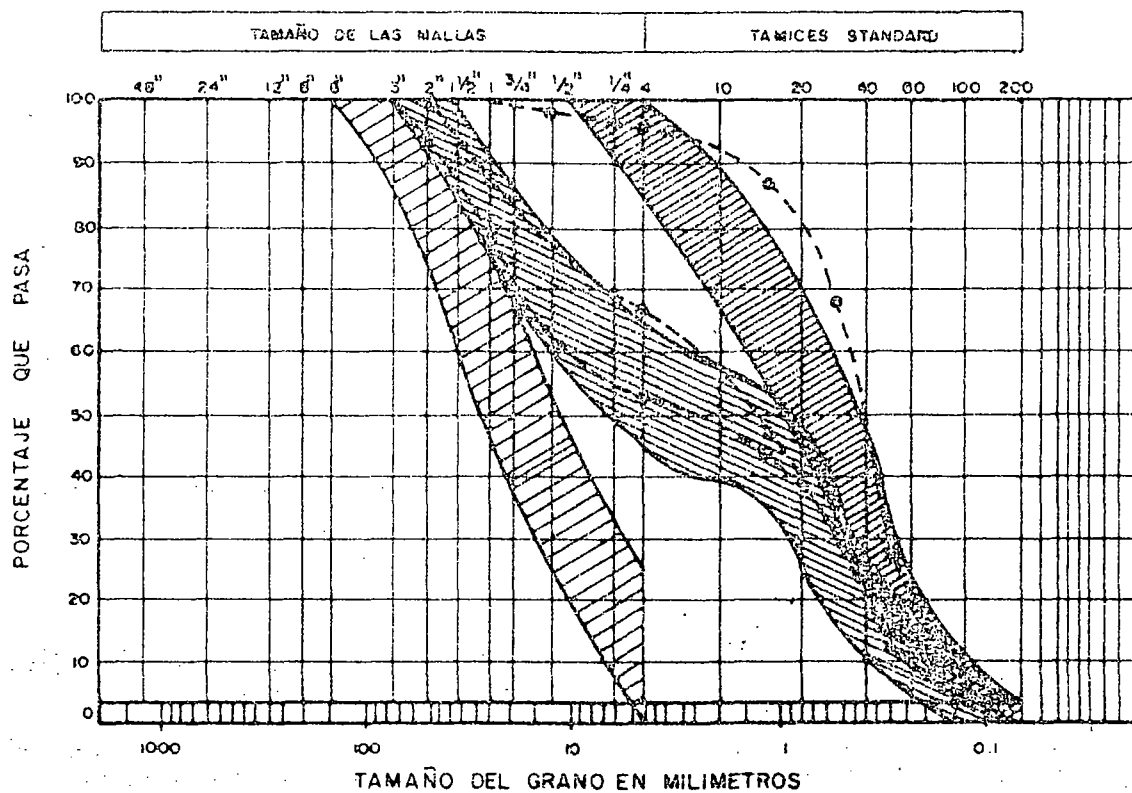
Su granulometría siempre estuvo ajustada a las especificaciones establecidas en el diseño. En la lámina 6.4-21, se presenta el rango de distribución granulométrica de este material obtenido mediante los ensayos de control durante la construcción.

La densidad de laboratorio mediante ensayos Proctor Modificado varió entre 1800 y 2000 kg/m³ con humedades óptimas entre 8 y 15%. En el terraplén, el material presentó generalmente deficiencia de humedad, sin embargo, la hidratación en el sitio compensó esta deficiencia obteniéndose humedades entre 5 y 18%. Las densidades de campo variaron entre 1700 y 2000 kg/m³.

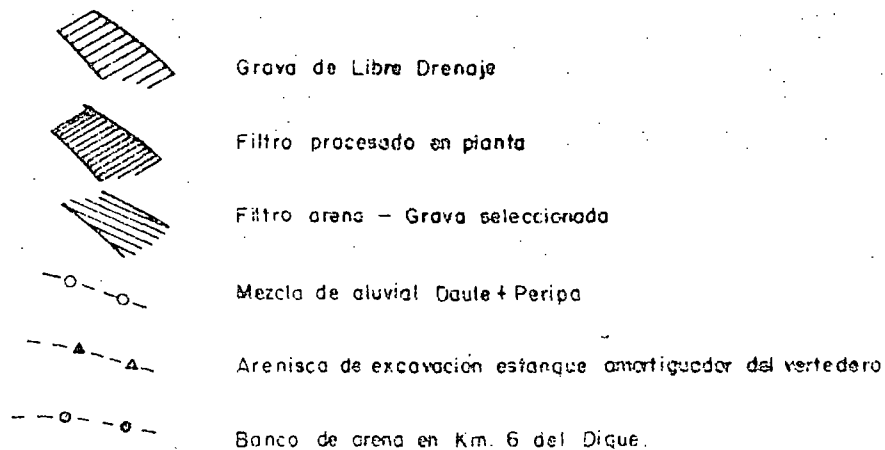
La permeabilidad del filtro fue evaluada en laboratorio mediante ensayos de permeabilidad con carga variable; para una altura de carga inicial de 1.00 m, obteniéndose una permeabilidad de 1.5×10^{-4} cm/s. Para el filtro del dique se utilizó hasta Agosto de 1984, el mismo filtro procesado en planta. Posteriormente ante al escasez de este tipo de filtro y tomando en cuenta la función menos crítica del filtro del dique, se optó por investigar fuentes de abastecimiento alternativas en base a los materiales locales disponibles.

Estas fuentes de abastecimiento seleccionadas comprendieron los aluviales de los ríos Daule y Peripa, la arenisca de la excavación del estanque amortiguador del vertedero y ciertos bancos de arena encontrados en el km 6 del Dique.

El material mayormente gravoso del Peripa fue mezclado con las arenas del Daule obteniéndose un producto con aproximadamente un



LEYENDA



PRESA DAULE - PERIPA

Cedegé

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

GRANULOMETRIAS DE
FILTROS Y GRAVA
DE LIBRE DRENAJE

LAMINA N°

6. 4. 21.

45% de gravas y 55% de arena; el porcentaje de finos fue menor a 5%.

Los bancos de arena localizados en el km 6 del Dique proporcionaron un buen material para el filtro del dique. Corresponden a arenas predominantemente de grano medio y fino con un 2 a 5% de finos no plásticos.

De la excavación del cuenco amortiguador del vertedero, se seleccionaron los niveles de arena suelta para ser utilizados en el filtro del dique. El contenido de arena de este material fue de aproximadamente 70% y el contenido de finos no superó el 5%.

Las diversas fuentes de abastecimiento determinaron una mayor variación en la granulometría de los filtros del dique; la mezcla de aluvial del Daule y Peripa presentó la granulometría más gruesa, en tanto que el material mas fino utilizado corresponde al banco de arena del km 6 del dique. Sin embargo; todos los materiales utilizados contienen al menos un 50% de arena media y fina (menor a 0.2 mm) y un porcentaje de finos menor al 5%, requisitos suficientes para este tipo de filtro.

En la lámina 6.4-21 se presentan las curvas granulométricas representativas de los diferentes materiales utilizados como filtro en los diferentes terraplenes.

La compactación del filtro del dique debió variarse respecto a la realizada en el filtro de la presa, pues los ensayos de laboratorio demostraron que las gravas contenidas en el filtro del dique eran susceptibles a la trituration por efecto de compactación. Se realizó por tanto una compactación menos rigurosa sin rodillos vibradores, con lo cual se tuvo la seguridad de no variar significativamente la granulometría inicial del material y obtener un producto lo suficientemente denso.

Grava de Libre Drenaje

Los drenes de grava y la camada para enrocado de la presa principal y auxiliar, y el relleno permeable tras los muros del canal del vertedero fueron construidos utilizándose la grava de libre drenaje obtenida mediante el procesamiento en planta de los aluviales de los ríos Quevedo y San Pablo.

Este material está constituido por partículas subredondeadas de origen volcánico muy resistentes y durables. El peso específico de este material es 2.60.

La producción de la grava de libre drenaje, en base a una dosificación al peso de los diferentes tamaños, determinó una gran uniformidad en su granulometría. Los ensayos de control realizados durante la construcción mostraron una granulometría ajustada a las especificaciones y con segregación nula del material.

En la lámina 6.4-21 se presenta el rango de distribución granulométrica de la grava de libre drenaje, en base a todo el conjunto de ensayos realizados durante la construcción.

La densidad de la grava compactada en terraplén fue alta. La densidad promedio obtenida fue 2162 kg/m³, variando entre 1970 y 2390 kg/m³.

Enrocado

El material para el enrocado de protección contra el oleaje comprendió la utilización de cantos rodados de los ríos San Pablo y Toachi, y las calizas de la cantera de Cerro Azul cerca a Guayaquil.

Los cantos rodados de los ríos San Pablo y Toachi con características semejantes entre sí ya fueron analizados en la fase de diseño. Este material corresponde en general a bloques redondeados de rocas de origen volcánico muy resistentes, densos y durables.

La granulometría de este material presentó ocasionalmente ciertas deficiencias debido principalmente al sistema de explotación; sin embargo el acopio del material en la obra y el manipuleo durante los procesos de carga y colocación en el sitio, permitió obtener una buena granulometría ajustada a las especificaciones, con tamaños máximo y mínimo de bloque de 600 mm y 150 mm respectivamente.

Durante los primeros meses del año 1987 y ante la posibilidad de utilizar como fuente alternativa de abastecimiento para el enrocado del dique, las calizas de la cantera Cerro Azul, se procedió a analizar en laboratorio este tipo de material, a fin de determinar sus propiedades físico-mecánicas y calificar su aptitud para ser utilizado en el enrocado de protección.

Las calizas de Cerro Azul son de origen sedimentario, masivas. La densidad natural de estas rocas es 2.51 kg/m³ y su gravedad específica 2.65.

La resistencia de las calizas de Cerro Azul se determinó mediante ensayos de compresión simple en testigos de roca obtenidos del material acopiado en obra. La resistencia a la compresión en sentido paralelo a los planos de estratificación varió entre 740 y 971 kg/cm². En sentido perpendicular a la estratificación se obtuvo una menor resistencia con valores entre 453 y 514 kg/cm².

La resistencia a la tracción se determinó mediante ensayos de tracción indirecta (ensayo brasileño), obteniéndose valores entre 51 y 58 kg/cm².

La resistencia a la acción de los sulfatos de este material cumple con las especificaciones establecidas; los ensayos de durabilidad a la acción del sulfato de magnesio en muestras de tamaño máximo 127 mm dieron un desgaste total de 10%.

Todo el conjunto de ensayos realizados en este material y los resultados obtenidos, cuyo resumen se presenta en la tabla 6.4-4, demuestran la buena calidad de éstas rocas para ser utilizadas en el enrocado de protección.

La granulometría de este material, al depender principalmente del sistema de explotación en cantera, podía haber presentado una gran variación, sin embargo el material que llegó a los acopios y que fue colocado en el sitio de obra presentó una granulometría ajustada a las especificaciones establecidas en el diseño.

En la lámina 6.4-7 se presenta el rango de distribución granulométrica para todo el enrocado de protección utilizado en la obra.

TABLA 6.4-4 .

CALIZAS DE CERRO AZUL-RESUMEN DE PROPIEDADES

Granulometría	(450 mm)	68
% que pasa	(300 mm)	45
	(150 mm)	8
Resistencia a Compresión (kg/cm ²)	(Perpendicular estratificación)	453 - 514
	(Paralelo estratificación)	740 - 971
Resistencia a la tracción (kg/cm ²)		51 - 58
Densidad Natural (kg/m ³)		2.51
Gravedad Específica		2.65
Indice de vacíos		0.06 - 0.07
Porosidad (%)		6
Absorción (%)		1.3
Durabilidad a los sulfatos (% de desgaste)		10

6.4.3 Materiales Fabricados

Suelo-cemento

Para la fabricación del suelo-cemento a utilizarse en la protección contra el oleaje del dique, se debió realizar una investigación de laboratorio para determinar los materiales más idóneos y su dosificación, a fin de obtener un suelo-cemento ajustado a las especificaciones y en condiciones económicamente favorables.

Inicialmente se analizaron mezclas constituidas por 82% de arena del Daule y 18% de arcilla; y arenisca de cantera triturada con arcilla en la misma proporción, cada una de ellas mezcladas con porcentajes de cemento al peso entre 2 y 10%.

Tanto la arena del Daule como la arenisca utilizadas presentaron un contenido de finos (menor 0.074 mm) entre 5 y 15% y tamaño máximo de partículas de 9.5 mm. La arcilla provino de los mismos bancos de préstamo utilizados para la construcción del dique.

El suelo-cemento fabricado con arenisca triturada y arcilla fue compactada en laboratorio mediante ensayos Proctor modificado, consiguiéndose densidades entre 1725 y 1795 kg/m³ con humedades entre 15 y 19%. La resistencia a la compresión y el desgaste mediante los ensayos de humedecimiento y secado, variaron como era de esperarse según el contenido de cemento en la muestra.

Para un 4% de cemento se obtuvo resistencias a los 28 días de 8 kg/cm² y pérdidas por desgaste de 42%. Con un 9% de cemento se obtuvo resistencias a 30 kg/cm² y en desgaste de 15%, cuyo valor es ligeramente superior al especificado (14%) para este tipo de material.

El suelo-cemento fabricado con arena del Daule y arcilla fue compactado en laboratorio a densidades entre 1650 y 1730 kg/m³ con humedades entre 15 y 20%. La resistencia a la compresión de este tipo de material fue menor que la resistencia de las mezclas que utilizaron arenisca triturada, pues con un 4% de cemento en la mezcla, la resistencia a los 28 días fue de 6 kg/cm² y para un contenido de cemento de 8% se obtuvo resistencias entre 20 y 22 kg/cm².

La resistencia al desgaste en cambio fue mayor para este tipo de material, ya que con un 8% de cemento se obtuvo un desgaste de 12%, el mismo que satisface las especificaciones establecidas.

En base a los resultados de las investigaciones realizadas para los diferentes materiales y dosificaciones, se definió para la construcción, un suelo-cemento constituido por un 41% de arena del Daule, 41% de arenisca triturada y 18% de arcilla en porcentajes al volumen, mezclados con un 8% de cemento al peso.

Los resultados de los ensayos de campo y laboratorio realizados durante la construcción confirmaron la idoneidad de este suelo-cemento. La densidad del Laboratorio de este material,

evaluada mediante ensayos Proctor Modificado varió entre 1570 y 1730 kg/m³ con humedad óptima entre 20 y 26%. La densidad de campo fue siempre superior al 95% de la densidad máxima de laboratorio, con valores entre 1530 y 1670 kg/m³ y humedades entre 18 y 24%. Las densidades mas bajas se obtuvieron los meses de Agosto y Noviembre con valor promedio de 1585 kg/m³.

La resistencia a la compresión del suelo-cemento fue relativamente alta, con valores de 37 y 50 kg/cm² a los 7 y 28 días de curado respectivamente.-

El desgaste a los 12 ciclos del ensayo de humedecimiento y secado fue satisfactoria. El conjunto de muestras ensayadas durante la construcción mostraron un desgaste promedio de 13%.

Arenisca-cemento

El material obtenido mediante la mezcla de arenisca triturada de cantera y un 6% de cemento al peso, demostró ser un excelente material para los fines previstos en la obra.

El material fue compactado con humedades entre 13 y 22%, obteniéndose densidades en el sitio entre 1470 y 1670 kg/m³.

La resistencia a la compresión simple de este material fue alta. Los ensayos realizados dieron resistencias entre 20 y 36 kg/cm² a los 28 días de curado.

La calidad de esta mezcla para ser utilizada como material de base en los caminos de acceso y áreas pavimentadas de la obra, también fue comprobada mediante ensayos de campo. Las pruebas de carga realizadas dieron un CBR de 55%.

FIN DE CAPITULO 6

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 7

FASES DE LA CONSTRUCCION Y MANEJO DEL RIO

Revisión No.2
Abril 1990.

CAPITULO 7

FASES DE LA CONSTRUCCION Y MANEJO DEL RIO

7.1 INTRODUCCION

El proyecto se dividió lógicamente en tres etapas constructivas; antes del desvío, después del desvío y conversión final a la configuración operativa. Aún cuando el trabajo involucrado en cada una de las fases de construcción era completamente diferente y sin relación con el de las otras etapas, la naturaleza del proyecto hacía necesario que cada fase se completara totalmente antes de empezar la fase siguiente.

7.2 FASE I - ANTES DEL DESVIO

7.2.1 Descripción de las obras comprendidas

Esta fase consistió en todo el trabajo necesario para desviar el río en condiciones de seguridad y dar acceso a la cimentación de la Presa y comprendió:

- Remoción de las capas superficiales y excavación de la roca hasta los perfiles indicados para ambos estribos sobre la cota 30.
- Inyectado de ambos estribos sobre la cota 30.
- Terminación de los dos túneles de desvío.
- Para la estructura de Toma N.º 1, debía completarse: todo el trabajo de hormigón hasta el piso de la cámara de cilindros; el recubrimiento de los conductos de agua; instalación de los marcos de las compuertas.
- Debían estar terminados los estanques amortiguadores y los canales de descarga para los túneles y el vertedero.

7.2.2 Consideraciones de diseño

La sección 2 de las especificaciones técnicas de los documentos del proyecto describe en forma exhaustiva el trabajo que se requería estuviera terminado antes del desvío para asegurar que, durante el desvío, no se produjeran daños a las porciones ya construidas del proyecto.

Esa sección describe también el trabajo mínimo que debía realizarse durante la primera estación después del desvío y que era:

- Excavación hasta la roca para la cimentación del núcleo y de la atagüa permanente.
- Inyectado de consolidación y barrera de inyectado de la cimentación del núcleo y excavación hasta la cota de cimentación para la atagüa permanente.

La intención de los documentos contractuales era que la primera estación seca luego del desvío estuviera disponible para una investigación a fondo de las condiciones reales de la cimentación y para comprobar las suposiciones de diseño.

Debe anotarse que el proponente con la oferta mas barata fue descalificado por cuanto su propuesta condensaba en una sola las dos estaciones posteriores al desvío y esto era directamente opuesto a la intención de la sección 2 de las especificaciones.

7.2.3 Cambios y modificaciones durante la construcción

Debido a la enorme influencia que tuvo sobre la primera parte del programa de construcción, el inusual y fuerte fenómeno de "El Niño", fueron necesarios muchos cambios en la especificación de los trabajos requeridos antes del desvío.

No fue posible completar ambos túneles para el desvío programado en 1984. Luego de un profundo análisis del problema y de las posibles consecuencias, se decidió proceder con el desvío pese a que solo se había completado un túnel. El túnel N°1 se aisló mediante atagüas en sus extremos de aguas arriba y aguas abajo y el río Daule se desvió a través del túnel N°2 el 31 de Julio de 1984. Esto proporcionó tiempo suficiente para explorar completamente la cimentación de la presa sin poner en peligro ni el trabajo terminado ni el trabajo en progreso, ya que los flujos durante el verano son mínimos y pueden predecirse con un alto grado de confiabilidad.

7.3 FASE II - DESPUES DEL DESVIO

7.3.1 Descripción de las obras comprendidas

Esta fase comprendió la gran mayoría de las obras del proyecto. Puesto que la mayor parte de las obras civiles no podían realizarse durante la estación lluviosa, el Contratista programó básicamente un año de 8 meses y con solo un avance mínimo durante la estación lluviosa. Después del período 1982 - 1983 el clima regresó a sus patrones normales y en su mayor parte se pudo conservar la programación original cuyos rubros eran los siguientes:

- Estructura de Toma N°1
- Estructura de Toma N°2
- Presa Principal.
- Estructura de compuertas del Vertedero.
- Túnel N°1
- Rápida y estanque amortiguador del Vertedero.
- Presa Auxiliar.
- Dique de la Divisoria.
- Terminación de las compuertas de control en la Toma N°1
- Instalación de las compuertas de control en el Vertedero.
- Instalación de las compuertas en la Toma N°1.
- Area Administrativa.

7.3.2 Cambios y modificaciones durante la construcción

Hubo varios cambios en los rubros individuales arriba listados pero el programa básico de la fase II se completó durante 1987 tal como se había planificado y en forma oportuna para completar la fase final del proyecto que lo convertiría funcionalmente operable.

7.4 FASE III-CONVERSION FINAL.

7.4.1 Descripción de las obras comprendidas.

- Transición del túnel N°1 .- Durante el desvío fue necesario utilizar la totalidad de las 9 m de diámetro del túnel N°1 para evitar que el nivel del agua llegue a sobrepasar la presa inconclusa. Con ese objeto se dejó sin construir una sección del túnel de 10 m de largo entre el portal de aguas arriba y la toma N°1. Esta sección de 10 m de largo se terminó de construir durante la fase III.
- Conversión del túnel N°2 de su configuración de desvío a su configuración de toma para producción de energía hidroeléctrica.

7.4.2 Consideraciones de Diseño

Una vez que se dejó de necesitar la capacidad de los túneles para desviar el río sin interferir con la terminación de la presa, los dos túneles se adecuaron para cumplir con su objetivo funcional.

En el caso del túnel N°1 se instalaron las compuertas de regulación. El propósito de este túnel es proporcionar agua para regadíos y mantener un flujo mínimo de 22 m³/s a lo largo de todo el año.

El túnel N°2 fue modificado para proporcionar agua para la generación de energía.

Al momento de escribir este informe la construcción de la central no ha empezado y se tiene la intención de mantener cerradas las compuertas de rodillo hasta que la central entre en funcionamiento.

El cronograma original indicaba que las modificaciones arriba mencionadas debían realizarse al final de la estación seca del año 1987, esto permitiría empezar el llenado del reservorio en la siguiente estación lluviosa. El clima ayudó a conseguir esto porque los flujos del río se mantuvieron bajos, lo cual permitió al Contratista completar las transiciones de ambos túneles de acuerdo con los planos de construcción.

7.5 MANEJO DEL RIO.

7.5.1 Primer desvío - 1984

Los documentos contractuales estipulan que el Contratista podía escoger la fecha del desvío siempre y cuando se hubieran cumplido ciertas condiciones obligatorias.

La fecha originalmente prevista para el desvío era Mayo de 1984, sin embargo para esa época el estado de construcción del proyecto no estaba lo suficientemente avanzado como para permitir el desvío.

El desvío empezó realmente el 31 de Julio, en esa fecha el río tenía un flujo de menos de 20 m³/s. Con un flujo tan pequeño no hubo dificultad en cerrar rápidamente el río y desviarlo por el túnel N°2.

7.5.2 Segundo y último desvío - 1985

Al igual que para el primer desvío la fecha y el procedimiento para el cierre del río es una opción del Contratista. Para este segundo desvío la única restricción impuesta por los documentos contractuales es que la atagüa permanente debe estar completa hasta la cota 55 antes del 15 de Diciembre.

Se aprobó la solicitud del Contratista de realizar el cierre a principios de Mayo y el trabajo de construcción de la atagüa empezó el 6 de Mayo de 1985. En esa fecha el flujo del río era de unos 40 o 50 m³/s.

Este intento de cierre concluyó sin éxito el 10 de Mayo. En opinión de la Fiscalización la operación no se planificó de un modo apropiado y se llevó a cabo de una manera deficiente. Durante la operación uno de los ingenieros del Contratista falleció al producirse el colapso de la pluma de una grúa.

El Contratista replanificó la operación de cierre y el segundo intento comenzó el 20 de Mayo con flujos similares a los de la primera vez, en esta ocasión el cierre se realizó con éxito el 23 de Mayo.

A partir de esa fecha el río quedó permanente desviado y la presa se terminó en la forma planificada.

FIN DE CAPITULO 7

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 8

PRESA PRINCIPAL Y AUXILIAR

Revisión No. 2
Abril 1990

PRESA PRINCIPAL Y AUXILIAR

8.1 PRESA PRINCIPAL

8.1.1 Descripción de la estructura

La Presa Principal constituye la estructura fundamental del Proyecto. Es un terraplén zonificado, construido con diversos materiales sueltos disponibles en su mayor parte en los alrededores de la obra. Su altura es de 85 m sobre el nivel de roca sana en el lecho del río; sus taludes exteriores son de 1 V a 2,7 H y su longitud en la corona, que tiene 20 m de ancho, es de 270 m.

Está constituida por un núcleo de arenisca triturada envuelto completamente por una mezcla más deformable de arenisca con arcilla que sirve de material de contacto con la cimentación y los estribos. El ancho del núcleo es substancial, con 63 m en la base, debido principalmente a la permeabilidad del material (10^{-3} a 10^{-4} cm/s) y a su fragilidad.

El espaldón de aguas arriba está formado por dos tipos de materiales. En la zona interior el espaldón contiene arenisca triturada que sirve una doble función: extender el núcleo hacia aguas arriba formando un delantal impermeable y proteger las rocas deteriorables del nivel B hasta la cota 52.

En la cota 57 existe una berma de 10 m de ancho, que delimita a la atagüa permanente, estructura que fue construida separadamente pero que formó parte integral de la presa.

La zona exterior del espaldón está formada por materiales permeables, tanto en el talud que corresponde a la atagüa permanente bajo la cota 57 como en el talud sobre esta cota.

Mientras en la atagüa permanente el material constitutivo es aluvial no seleccionado del río Daule, el espaldón sobre la atagüa está constituido con diversos materiales permeables, que varían en sus características y propiedades, mejorando su gradación, resistencia y condiciones de drenaje hacia el talud. Además, para asegurar un drenaje libre se incluyeron drenes horizontales de arena y grava de espesor variable entre 0,5 m y 2,0 m espaciados a distancias no mayores de 5 m.

Todo el talud está protegido contra la acción de las olas por una capa de enrocado.

El espaldón de aguas abajo de la presa contiene el sistema de drenaje interno, que consta de un dren inclinado de 3 m de ancho, envuelto entre dos franjas de filtro; una de 6 m de ancho pegada al núcleo y otra de 3 m de ancho hacia el espaldón sirviendo de zona de transición. Para proteger los estribos de un eventual arrastre de finos debido a las filtraciones, éstos están cubiertos en su totalidad por un manto de filtro, que conecta al filtro inclinado y se extiende sobre toda la cimentación. Sobre

este manto de filtro se asienta el dren de grava en el lecho del río, con una sección transversal mínima de 60 m², a todo lo largo de la cimentación del espaldón para descargar al pie. En la zona de saturación sobre el dren y hasta la cota 20 el espaldón está construido con material aluvial no seleccionado del río Daule. La zona superior está constituida por arenisca triturada.

El talud de aguas abajo contiene dos bermas; una en la cota 25 en la que están localizados 10 pozos de alivio y la segunda en la cota 42 que aloja el camino permanente hacia la casa de máquinas.

El pie de la presa hasta la cota 18 contiene un terraplén impermeable de arenisca triturada, construido con el propósito de alzar la descarga del dren de filtraciones internas hacia una cota sobre el nivel de remanso, para poder medir las filtraciones y controlar la calidad del agua de filtración. La descarga se efectúa a través de dos tuberías conectadas a una tubería perforada embebida en el dren, con desfogue sobre el talud en la cota 18.

Para complementar el sistema de drenaje existe una galería de drenaje en cada estribo, a 50 m aguas abajo del eje de la presa y en la cota 30 aproximadamente, con un ramal paralelo al estribo, que sirve tanto de galería de acceso como de drenaje. El área de influencia del drenaje de las galerías está entre las cotas +70 y -20.

Como parte integral de la presa también se incluye una cortina de inyecciones, constituida por tres hileras de agujeros de inyección separadas entre sí 2,5 m, con la hilera central sobre el eje de la presa. Tanto la hilera central como la de aguas arriba se prolongan hacia los estribos en una longitud de 330 m en el estribo izquierdo y 200 m en el derecho.

La profundidad de la cortina varía de 35 m en los estribos hasta 70 m en el lecho del río.

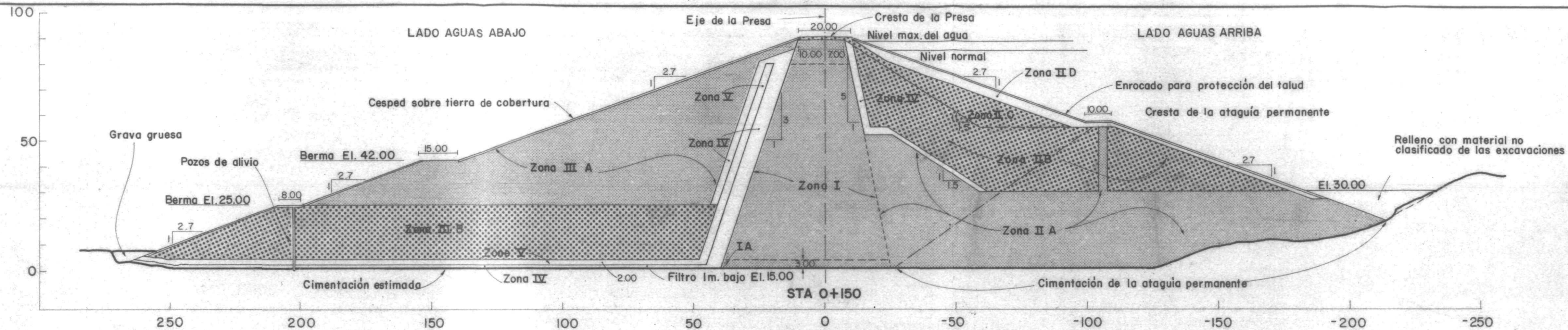
La zona de cimentación del núcleo incluye además un tratamiento de consolidación por medio de inyecciones de 12 m de profundidad.

En la lámina 8.1 se muestra la sección de la presa en el perfil 150, que corresponde a la sección de mayor altura.

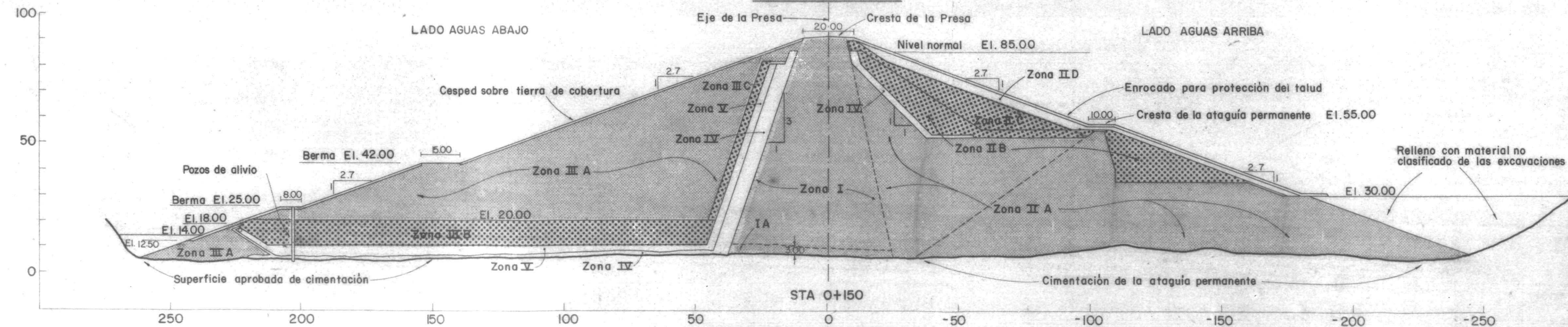
8.1.2. Excavaciones

La excavación para la cimentación de la presa se inició en la parte superior del estribo izquierdo en Septiembre de 1983. La excavación continuó de manera descendente en etapas que correspondían a las plataformas para la inyección de la zona del núcleo.

En el estribo derecho, debido a la imposibilidad de pasar equipo pesado a través del río, se empezó en 1984 un programa limitado de excavación, con un tractor mediano, para poder realizar las primeras etapas de inyección. Después del primer

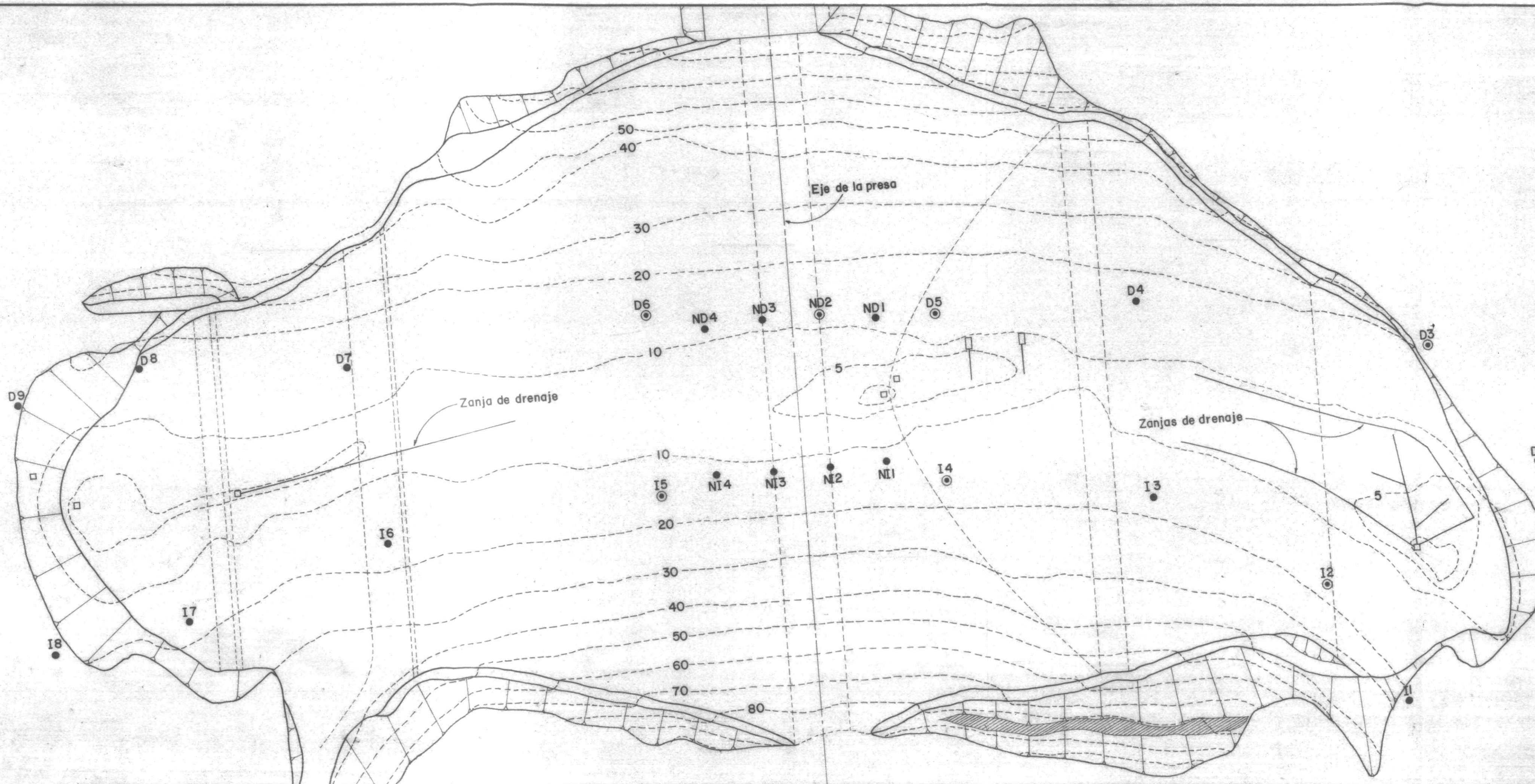


SECCION DE DISEÑO



SECCION ACTUAL DE CONSTRUCCION

MATERIAL	ZONAS
ARENISCA TRITURADA	I - IA II A III A
ALUVIAL DAULE	II B II C III B III C
FILTRO	IV
GRAVA DE DREN	IID V



SIMBOLOGIA

- ZANJAS DE DRENAJE
- SUMIDEROS CON BOMBA
- POZOS DE ALIVIO
Doble Bomba o Bomba 20 L./seg.
- POZOS DE ALIVIO
Bomba de 6 L./seg.

SISTEMAS DE DRENAJE Y DESAGUE PARA LA EXCAVACION DE LA CIMENTACION

Lámina 8.2

desvío del río en Agosto de 1984 se contó con los medios necesarios para continuar con el resto de la excavación.

No se encontraron dificultades técnicas hasta que se llegó a la secuencia geológica de la unidad B entre las cotas 50 y 38. Se había observado previamente, que los deslizamientos a lo largo del río eran producidos por una falla de esta zona compuesta de argilitas y limolitas muy débiles, que se deterioran al ser expuestas.

En áreas localizadas en esta unidad B, se encontró la roca bastante deteriorada, aún a mayor profundidad de la determinada como superficie de falla del deslizamiento. De manera particular, en el estribo derecho aguas abajo del núcleo, se encontró la roca altamente fracturada más allá de la superficie final de excavación, lo que ameritó un estudio más profundo del área y un tratamiento especial.

Bajo la unidad B, la excavación procedió sin mayores dificultades. Algunos estratos de arenisca pobremente cementada, debido a su naturaleza disgregable y erosionable, ocasionaron ciertos problemas para mantener el perfil de excavación, especialmente al excavar bajo el nivel freático en la cota 10.

La excavación en el lecho del río fue llevada a cabo desde el extremo de aguas arriba hacia aguas abajo, exponiendo el estrato de roca apropiado para servir de cimentación. En general, el nivel aprobado de cimentación fue un estrato extenso de arenisca, con excepción de una zona en el sector de aguas abajo donde se encontró un lente de argilita masiva, relativamente sin fracturas y sin la presencia de espejos de falla. En el diseño se había determinado la presencia de esta argilita, por lo que se consideró que cumplía los requisitos de diseño para servir de roca de cimentación.

Tratamiento de la zona de deslizamiento

Durante la fase de exploración se había detectado por medio de sondeos, la presencia de un deslizamiento en el eje de la presa en el estribo derecho. Se asumió que la parte central del deslizamiento estaba sobre el eje y, en base a esa presunción se diseñaron los perfiles de excavación considerando un margen de seguridad en la profundidad de excavación en el estribo, de tal manera que asegure la remoción total del material deslizado así como de la roca alterada o meteorizada que pudiera existir detrás de la superficie del deslizamiento.

Al continuar con la excavación del estribo se descubrió que el centro del deslizamiento estaba ubicado 40 m hacia aguas abajo del eje. La excavación diseñada para la zona del núcleo logró remover todo el material alterado, sin embargo, hacia aguas abajo hubo que profundizar la excavación, más allá de los perfiles de diseño, hasta encontrar los niveles de roca sana.

Para determinar la superficie de falla, se realizaron varias calicatas en el estribo utilizando una retroexcavadora y se perforaron 3 sondeos de investigación. Delimitando de esta manera el deslizamiento, se decidió excavar totalmente el área

sumidero, que evacuaban el agua al reservorio por sobre la atagüa de desvío. Este sistema permitió continuar con la excavación en un ambiente relativamente seco hasta llegar al nivel de cimentación final en arenisca.

Para Diciembre de 1984 se determinó el nivel de fundación de la mayor parte de la atagüa permanente; en el tramo hacia el núcleo no se pudo completar la excavación pero se determinó el nivel de cimentación mediante la perforación de sondeos exploratorios. Cumplido el objetivo previsto se procedió a remover la atagüa de desvío e inundar el área de cimentación para dar paso al río por su cauce natural durante el invierno.

El programa de 1985 se inició con la reconstrucción de las atagüas de desvío; esta vez serían para el desvío definitivo del río, en el mes de Junio.

Luego de la reinstalación del sistema de pozos profundos, se procedió a retirar los sedimentos acumulados durante el invierno en el sitio de la excavación. La tarea no fue difícil, ya que instalado nuevamente el sumidero y debido a las características drenantes de los sedimentos predominantemente arenosos, la excavación pudo continuar con relativa facilidad.

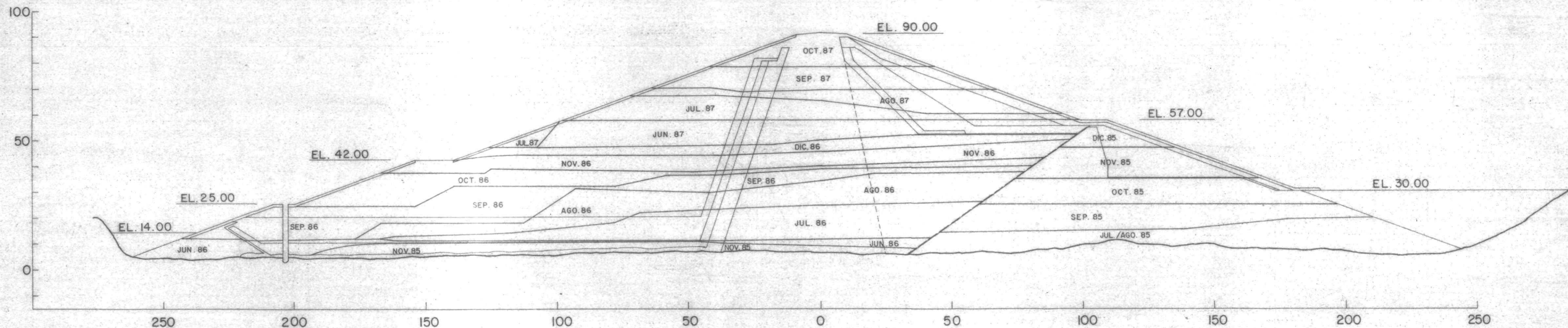
Contando con la experiencia de 1984 se reconfirmó, en forma general, el mismo sistema de drenaje superficial utilizado anteriormente. Se introdujeron algunas innovaciones al sistema para obtener una superficie de cimentación lo más adecuada posible y libre de agua.

La roca de cimentación era una arenisca pobremente cementada que, al paso de maquinaria pesada y con agua superficial se reducía rápidamente a arena suelta, dificultando cada vez su limpieza. Este problema fue resuelto de manera satisfactoria mediante la conducción del agua de las filtraciones hacia sumideros con bombas a través de tuberías perforadoras colocadas en las zanjas de drenaje y embebidas en hormigón poroso.

En los trabajos de excavación de 1984 se había establecido que la superficie de roca sana tenía un nivel alto cerca del centro de la atagüa permanente y más bajo hacia los extremos, por lo que se decidió instalar dos sistemas independientes de drenaje superficial. En la zona de aguas arriba se instalaron dos trincheras longitudinales principales con desnivel hacia el sumidero de aguas arriba y algunas trincheras secundarias donde se vió la necesidad. Aguas abajo del nivel alto de roca se decidió la instalación de zanjas de drenaje transversales con un sumidero con bomba sumergible por cada una y un sumidero al pie de la atagüa permanente. Se adoptó esta disposición en esta zona para evitar cualquier paso de agua longitudinalmente hacia el núcleo de la presa, en el caso de que la inyección de las zanjas resultara defectuosa. La ubicación de las zanjas y sumideros se indica en la Lámina No.8-2.

Con este sistema y con la instalación de dos pozos profundos adicionales, equipados con bombas de 20 l/s en el extremo de

PRESA PRINCIPAL



SECUENCIA DE CONSTRUCCION

Para fines de 1985 se levantó el núcleo desde la cota 5 hasta la cota 11, se selló e inyectó el sumidero y los 8 pozos someros a bombeo.

Este año también se descubrió la mayor parte de la cimentación del espaldón de aguas abajo, entre el núcleo y el perfil 200. Para el efecto se instalaron tres pozos profundos adicionales que, en conjunto con los 2 pozos en el extremo de aguas abajo y los 4 pozos en la zona del núcleo que habían sido perforados e instalados el año anterior, aseguraron la estabilidad de la cimentación y permitieron la excavación de esta zona.

El nivel de cimentación continuó en el estrato de arenisca hasta el perfil 120, desde el cual afloró un lente de argilita sana hasta el perfil 200, para volver luego al mismo estrato de arenisca hacia el extremo de la excavación.

El drenaje de los estratos superficiales se realizó mediante la excavación de una zanja longitudinal con desnivel hacia aguas abajo. Esta medida facilitó la excavación hacia el perfil 200 y permitió colocar las primeras capas de relleno, consistentes de arena de filtro de manto y grava de drenaje, antes del inicio de las lluvias en Diciembre.

Los 70 m restantes hacia el extremo de aguas abajo de la presa fueron descubiertos al inicio de la temporada de construcción de 1986 entre Mayo y Junio, luego de la puesta en funcionamiento del sistema de pozos y de la excavación de los sedimentos depositados durante el invierno. Para la excavación final hasta la cota 3.5 en el centro de esta zona, fue necesario construir dos sumideros con bombas.

Uno fue colocado en el extremo de aguas abajo para recoger las filtraciones del río a través del estrato aluvial bajo la atagüa y de la terraza sobre la cota 7 en el estribo izquierdo, y el segundo alrededor del perfil 200 para interceptar los flujos provenientes del relleno permeable que había sido colocado a finales del año anterior.

El sistema de pozos de alivio continuó en funcionamiento hasta que el relleno alcanzó niveles adecuados en cada zona, para contrarrestar las subpresiones. Se sellaron entonces los pozos, con una lechada de cemento inyectada por medio de una tubería colocada hasta el fondo del pozo.

la colocación de dos materiales básicos hasta la cota 20: arenisca triturada para el núcleo y la zona de aguas arriba entre el núcleo y la atagüa permanente y aluvial no clasificado del río Daule para el espaldón de aguas abajo. Sobre la cota 20 y hasta la cota 52, el único material constitutivo fue la arenisca triturada, aparte de los materiales de filtro y dren de grava.

Debido a la lentitud en las operaciones de dragado en el río Daule, que ocasionó retrasos en el suministro de ese material para la presa, la construcción del terraplén se llevó a cabo en forma escalonada, a manera de plataformas, hasta completar la zona de aluvial en la cota 20 en el espaldón de aguas abajo, lo cual se consiguió a mediados de Septiembre. De esa fecha en adelante se concentró la colocación de material en las zonas que habían quedado más bajas hasta lograr nivelar todo el terraplén. Se dejó, sin embargo, un pequeño desnivel hacia aguas abajo para facilitar el drenaje en caso de lluvias. Para Diciembre, al finalizar la temporada seca, se había alcanzado la cota 52 junto a la atagüa permanente y la cota 48 aguas abajo.

A mediados de Mayo de 1987 se inició la temporada final de terraplenado para la Presa.

Después de la limpieza de la superficie del terraplén que se había deteriorado por efectos del invierno, se comenzó la colocación de arenisca triturada en la zona del núcleo y espaldón aguas abajo, material aluvial en el espaldón de aguas arriba y materiales granulares seleccionados en las zonas de filtros, drenes y en el paramento de aguas arriba.

Este año también se experimentó una escasez de material aluvial proveniente del río Daule, para el espaldón de aguas arriba. Para suplir la falta de material aluvial y poder continuar con el terraplenado de una manera uniforme, se decidió incorporar material del río Quevedo en el espaldón.

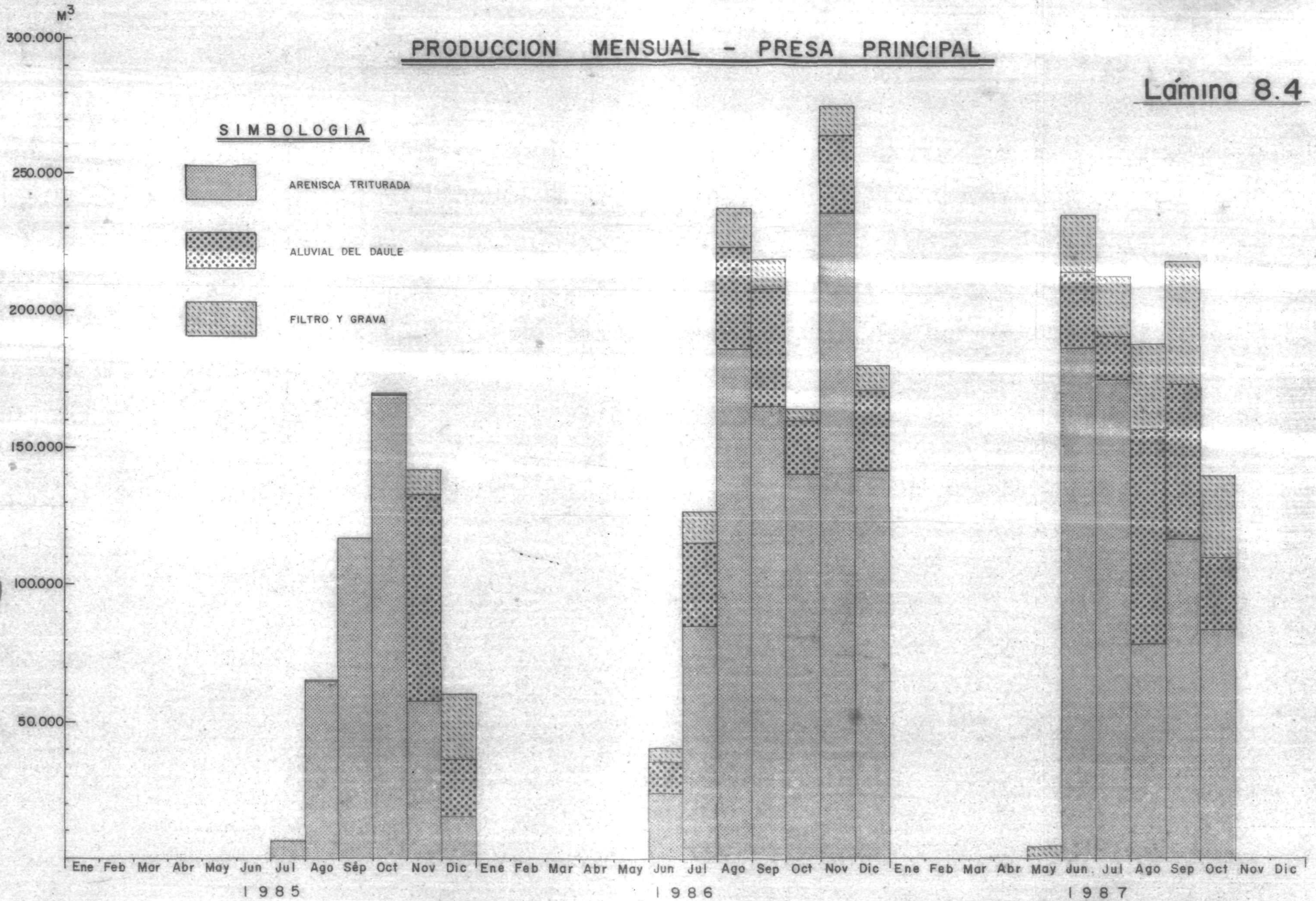
A fines de Septiembre, al haber alcanzado la cota 79, se empezó a sentir una gran deficiencia de material de filtro, debido principalmente a la utilización masiva del aluvial del río Quevedo en el terraplén, que frenó la producción de arenas en la planta clasificadora. Esta circunstancia ocasionó una baja considerable en el avance del terraplén y determinó una serie de cambios internos en la disposición de materiales. Para el 28 de Octubre de 1987 se alcanzó la cota nominal de coronación de la presa. En los meses de Noviembre y Diciembre se ultimaron detalles en la Presa, relacionados con la protección del talud de aguas abajo con tierra vegetal y césped, del enrocado de aguas arriba y de la construcción del pavimento con doble tratamiento bituminoso en la corona de la Presa.

La ejecución del terraplén de 3'000.000 m³ de materiales en solamente 3 temporadas secas de 8 meses cada una, fue posible únicamente con un ritmo de trabajo casi continuo. Se trabajaron dos turnos diarios de 10 horas cada uno de lunes a sábado y un turno de 8 horas los domingos.

PRODUCCION MENSUAL - PRESA PRINCIPAL

Lámina 8.4

SIMBOLOGIA



En el espaldón de aguas abajo se suprimió los requisitos de aluvial entre las cotas 20 y 25 para colocar arenisca.

En total se aumentó el volumen de arenisca de 1' 610.000 m³ anticipados originalmente a 2' 040.000 m³ y se redujo consecuentemente el volumen de aluvial de 875.000 m³ a 480.000 m³. La diferencia entre estas cantidades se debe a la sustitución de arenisca por otros materiales.

En la lámina No.8.1 se muestran los perfiles original y de construcción de la presa.

Tapón de Arenisca

El pie de aguas abajo de la presa fue modificado para poder medir los flujos provenientes de las filtraciones internas. El diseño original contemplaba el desfogue de las filtraciones directamente al río, imposibilitando el control de las mismas.

El extremo de la presa, que era parte de la zona de arena y grava, fue substituído por un tapón de arenisca hasta la cota 18, conservando inalterado el talud exterior de la presa y elevando sobre su talud interior el dren de la presa hasta la cota 17 para que la descarga sea a esa cota sobre el nivel del remanso normal.

Aunque se considera que los flujos a través de la presa serán insignificantes, se ha anticipado que el flujo llegará a los 150 l/s, debidos principalmente a filtraciones provenientes de la roca de los estribos, cuando el embalse esté en su cota de operación.

Las filtraciones son encauzadas hacia dos tuberías de descarga mediante una tubería perforada de 30 cm de diámetro, colocada en el dren a todo lo ancho del terraplén y conectada a los dos pozos de inspección construídos en los estribos. Las tuberías de descarga también van conectadas a estas estructuras y desfogon sobre el talud de la presa, donde será posible medir las filtraciones.

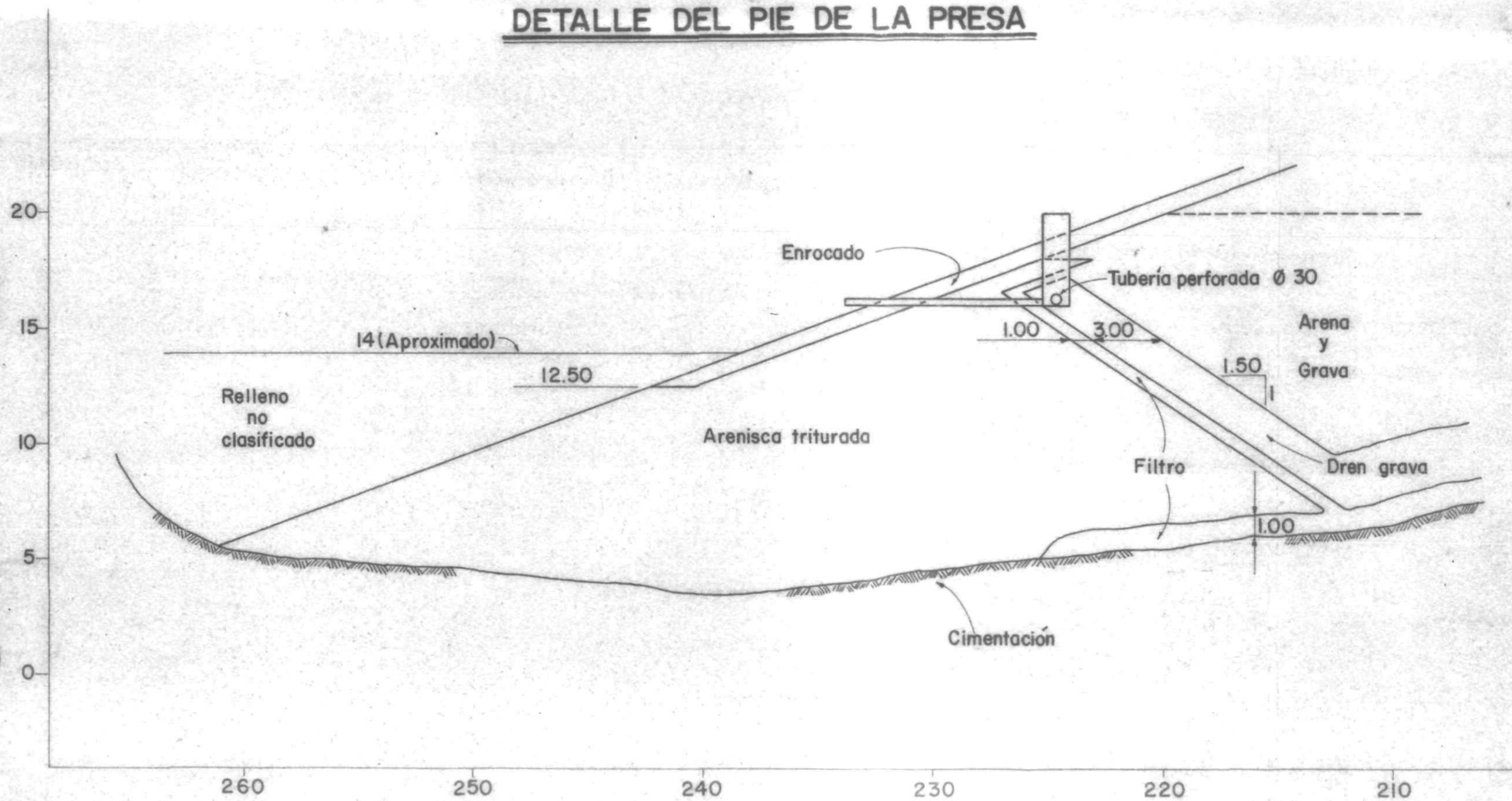
Los detalles, del tapón de arenisca, y el sistema y estructuras de drenaje están ilustrados en la lámina No.8.5.

Filtro chimenea de transición

A fines de Julio de 1986 se decidió substituir el filtro inclinado ubicado aguas abajo del dren por una franja del mismo espesor de arena y grava seleccionada. La franja de material de filtro detrás del dren había sido concebida como una zona de transición entre la grava del dren y la arenisca triturada más que como filtro.

Al darse una escasez de arena para filtro en esa época, se buscó otro material que pudiera servir esa función, encontrándose que la arena y grava seleccionada dragada del río Daule cumplía con los requisitos granulométricos para esa función.

DETALLE DEL PIE DE LA PRESA



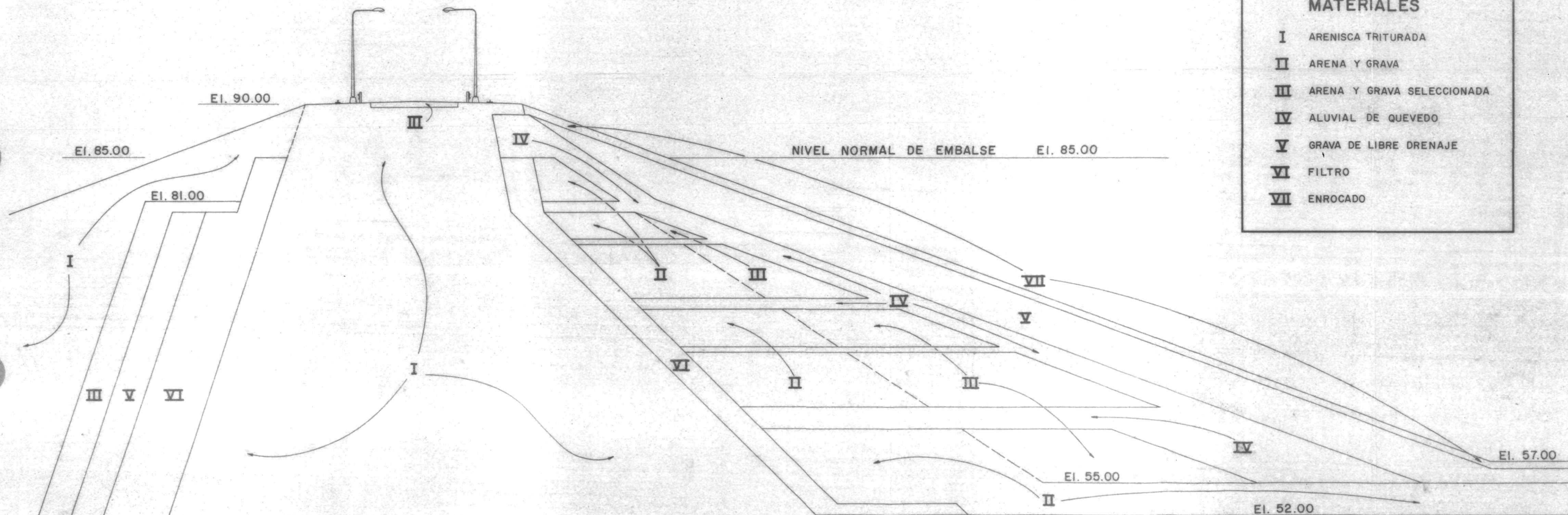
ESCALA 1:200

Lámina 8.5

P R E S A P R I N C I P A L

MATERIALES

- I ARENISCAS TRITURADAS
- II ARENA Y GRAVA
- III ARENA Y GRAVA SELECCIONADA
- IV ALUVIAL DE QUEVEDO
- V GRAVA DE LIBRE DRENAJE
- VI FILTRO
- VII ENROCADO



DETALLES DE ZONIFICACION INTERNA Y CORONACION

Coronación de la presa

Se realizaron varias modificaciones en la disposición de los materiales en el terraplén sobre la cota 80.

De esta manera se eliminó la zona de arenisca-arcilla que estaba proyectada para el núcleo entre la cota 80 y 88,75 y se la sustituyó por arenisca triturada, conservando la franja de mezcla arenisca-arcilla de transición en el contacto con los estribos.

Los filtros, tanto de aguas abajo como aguas arriba, fueron modificados debido a la escasez de arena, como se puede observar en los detalles de la lámina No.8.1.

Por último se eliminó la capa de material granular sobre la cota 88,75 que serviría de subbase y base del camino en la coronación. En reemplazo se colocó arenisca triturada para que sirva la función de subbase, colocándose solamente una capa de 30 cm de material granular de base para el camino que fue recubierto por un doble tratamiento asfáltico.

8.2 PRESA AUXILIAR Y AREA ADMINISTRATIVA

8.2.1 Descripción de las estructuras

El Area Administrativa y la Presa Auxiliar comprenden los terraplenes que sirven de prolongación de la cota 90, desde el estribo izquierdo de la presa hasta su enlace con el inicio del terraplén correspondiente al dique de la divisoria.

El relleno para el Area Administrativa en el lado de aguas arriba del eje de presa aloja los edificios de administración del proyecto y provee acceso directo a los controles de operación de las estructuras de toma.

Hacia aguas abajo en la cota 80, la explanada del relleno sirve como área de estacionamiento del equipo de operación e incluye una gasolinera.

Para el relleno se aprovechó todo el material utilizable de los escombros de la excavación de los estribos de la presa y el material de rechazo de la cantera. Hacia la zona de los muros perimetrales del área administrativa se utilizaron materiales seleccionados tales como arenisca-cemento para cimentación de los muros, arenisca triturada como material de relleno adyacente a los muros y grava de drenaje libre tras los muros y formando los taludes entre las dos hileras de muros.

La Presa Auxiliar es el terraplén que envuelve los estribos de la estructura de compuertas del vertedero y sirve de transición entre la obra de hormigón y la de materiales sueltos.

El terraplén es homogéneo, constituido de arenisca triturada con una zona de mezcla de arenisca con arcilla que sirve de contacto impermeable entre el terraplén y la estructura de hormigón. En el espaldón de aguas abajo contiene un filtro inclinado de 3 m de ancho que conecta a un dren de grava

8.2.3 Terraplenado

El relleno en la zona de aguas abajo del Area Administrativa en el Area denominada "Patio de Distribución" comenzó en Julio de 1.982 utilizando el material procedente de las excavaciones para los portales de los túneles.

El avance del relleno estuvo supeditado a la disponibilidad de material adecuado de las excavaciones. Para fines de 1984 se llegó a la cota 75 en el Patio de Distribución y sobre la cota 80 en el Area Administrativa.

En 1985 se completó prácticamente el relleno de aguas abajo hasta la cota 80 mientras que aguas arriba el avance fue reducido debido al problema detectado en los niveles de cimentación de los muros perimetrales.

El relleno de esa zona comenzó en Julio de 1986, una vez completada la excavación adicional requerida para la implantación del nuevo esquema de muros; sin embargo el avance fue pobre debido a la interferencia de las obras de hormigón. Se colocó únicamente arenisca con cemento para la cimentación de los muros inferiores, arenisca triturada y grava de libre-drenaje detrás de éstos hasta la cota 81 y se preparó la cimentación de arenisca-cemento para los muros superiores.

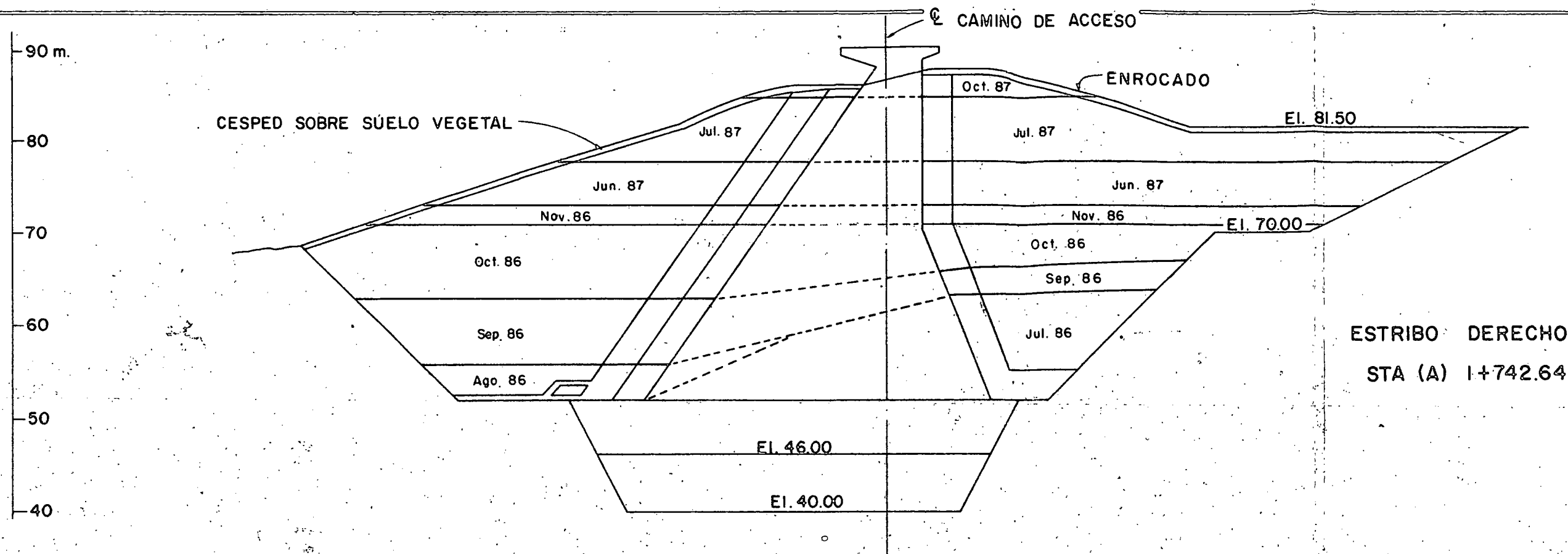
Entre Mayo y Junio de 1987 se concluyó el relleno hasta la cota 90 con excepción de un tramo en el contacto con la Presa Auxiliar.

El terraplenado de la Presa Auxiliar comenzó en la zona aledaña al Area Administrativa en Mayo de 1986. Para fines de Junio se alcanzó la cota 88.50 en ese sector, luego de lo cual se suspendieron las actividades para empezar la colocación de los diferentes materiales alrededor de la estructura de hormigón de las compuertas del vertedero en la cota 52, concentrándose el terraplenado exclusivamente en el estribo derecho. Se alcanzó la cota 73 para fines de año en esa zona.

En Mayo de 1987 se reanudó el terraplenado en el estribo derecho y en Junio luego de la limpieza de la cimentación, se inició el relleno en el estribo izquierdo.

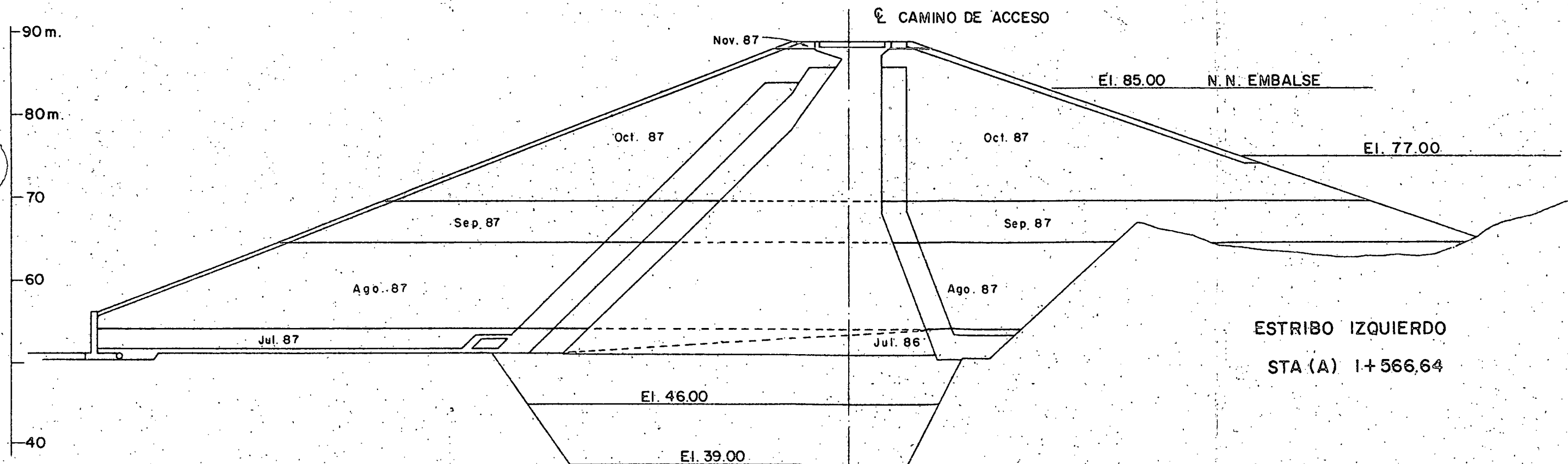
Las filtraciones a través de los sedimentos lacustres hacia la excavación dificultaron las actividades de terraplenado en el estribo izquierdo. Hubo la necesidad de implementar sistemas de control de los flujos para proseguir con el relleno. En el extremo de aguas abajo se construyó un dren de grava adicional pegado al estribo para encauzar el agua, mientras que aguas arriba se construyó un sumidero para recolectar las filtraciones y desalojar el agua mediante bombeo. Este sumidero fue elevado conjuntamente con el relleno hasta la cota 70, sobre el nivel de los estratos permeables. Después de haber cumplido su propósito, el sumidero fue relleno con grava e inyectado con lechada de cemento.

Para fines de Octubre de 1987 se llegó a la cota 90 en ambos estribos de la Presa Auxiliar junto a la estructura de compuertas



ESTRIBO DERECHO
STA (A) 1+742.64

PRESA AUXILIAR



ESTRIBO IZQUIERDO
STA (A) 1+566.64

SECUENCIA DE CONSTRUCCION

Lámina 8.7

filas de muros de retención. La fila superior delimita la zona original del Area Administrativa. La altura máxima de estos muros es de 7 m y disminuye hacia el Sur. La fila inferior, y paralela a la anterior, está cimentada sobre arenisca mezclada con cemento y colocada directamente sobre la roca; la función de estos muros es retener el relleno sobre el que están cimentados los muros superiores.

De esta manera se consiguió mantener la configuración original del Area Administrativa y crear un nuevo diseño, aprovechando al máximo los mejores materiales del sitio.

Presa Auxiliar

En Marzo de 1986 se decidió modificar la zonificación interna de la Presa Auxiliar reemplazando la zona de arcilla por arenisca triturada, convirtiéndola de esta manera en un terraplén homogéneo, pero manteniendo siempre los filtros inclinados y horizontales diseñados originalmente e implementando un sistema de drenaje libre hacia aguas abajo.

La utilización al máximo de la arenisca triturada, aprovechando sus buenas propiedades establecidas en la atagüía permanente y la ilimitada potencia del área de cantera y de las lomas adyacentes, fue la razón principal para el cambio.

De esta manera se logró también acoplar la Presa Auxiliar con las modificaciones introducidas en el relleno tras los muros del Area Administrativa.

En el espaldón de aguas abajo en ambos estribos se introdujo un dren de grava sobre el filtro de manto, con una tubería ranurada embebida en el dren y con descarga a un pozo de revisión al pie del terraplén, construido tras uno de los muros del canal del vertedero, con el fin de poder cuantificar los flujos y constatar la calidad del agua de filtración.

La zona de contacto del terraplén con los monolitos de los estribos de la estructura de compuertas fue también modificada con la inclusión de una franja de 3 m de mezcla arenisca arcilla, similar a la especificada para el contacto núcleo-cimentación de presa, por sus características de deformabilidad e impermeabilidad.

Por último, en la coronación se modificó la sección del camino de acceso, utilizando el mismo terraplén de arenisca triturada como subbase del camino y reemplazando la base granular por arenisca mezclada con 6% de cemento al peso. Se mantuvo la capa de rodadura con doble tratamiento asfáltico.

FIN DE CAPITULO 8

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 9

INYECCIONES

Revisión No.2
Abril 1990

CAPITULO 9

INYECCIONES

9.1 INTRODUCCION

En el proyecto Daule-Peripa se realizaron trabajos de inyección en algunas de sus obras componentes como en la cimentación de la presa principal, en la cimentación del Vertedero, en los túneles y sus estructuras de transición. Además la inyección fue de consolidación o impermeabilización de la roca y como inyección de contacto en el revestimiento de los túneles.

La mezcla de inyección estuvo siempre compuesta por cemento, agua y fluidificantes.

9.2 PERFORACION E INYECCION DE LA CIMENTACION DE LA PRESA

9.2.1 Introducción

El trabajo consiste en la consolidación de una parte de la cimentación y estribos de la presa y la construcción de una cortina de inyecciones bajo la presa y en los estribos.

Los trabajos de inyecciones de la presa Daule-Peripa, fueron hechos desde Septiembre de 1983 hasta Diciembre de 1985.

9.2.2 Equipo

Para la perforación de los agujeros se utilizó un equipo a rotación percusión, los Track Drill Atlas-Roc 601, que utilizaron agua y aire como fluido de perforación. El diámetro mínimo de perforación fue de 50 mm (2").

El equipo de inyección estuvo compuesto por dos plantas de inyección instaladas en cada uno de los estribos sobre la cota 90m. Cada planta estaba provista de un mezclador, un agitador con una bomba centrífuga que tenía por objeto producir la homogenización de la mezcla.

Desde la planta se enviaba por tubería la lechada preparada hasta el sitio de inyección donde se tenía otro agitador y otra bomba con la que se inyectó utilizando un circuito con retorno.

Los obturadores fueron obturadores simples mecánicos.

9.2.3 Material de Inyección

La mezcla de inyección consistió de cemento, agua y un aditivo fluidificante y expansivo.

El agua recomendada debe ser libre de desperdicios químicos que puedan entrar en reacción con el cemento o el aditivo. El agua del Río Daule fue aprobada para usarse en la inyección.

El cemento Portland Tipo III fue aprobado por sus características de granulometría, los análisis de laboratorio

La inyección fue dividida en tres partes:

- Inyección de los estribos incluyendo los taladros sobre la cota 80 m, ubicados en la zona del área administrativa hasta los túneles en la margen izquierda y hasta 200 m del eje de la presa en la margen derecha hasta la cota 40.
- Inyección de los taludes desde la cota 80 m hasta la cota 30 m.
- Inyección del lecho de río bajo la cota 30 m.

La inyección de los taludes y del lecho del río se hizo desde bermas, las que fueron excavadas lo más anchas posible y donde se ubican todos los agujeros diseñados y los que fueren necesarias adicionalmente, ya que no es posible regresar al mismo sitio, pues la siguiente berma empieza excavando la berma inyectada anterior.

La ubicación de todos los taladros se presenta en los planos 2119 y 2120.

Para cada berma se siguió la secuencia siguiente:

Primero se inyectó los agujeros de consolidación, segundo los de las hileras aguas abajo y aguas arriba de la pantalla principal, y tercero los de la hilera central, utilizando el método de inyectar al último el agujero intermedio. Después de los agujeros primarios y secundarios y cuando las admisiones fueron de más de 100 l/m se perforaron agujeros terciarios y en algún caso cuaternarios, en casos excepcionales donde los terciarios seguían admitiendo más de 100 l/m.

9.2.7 Control de la Inyección

El control de la inyección fue llevado en el campo por los Inspectores, los que presentan los siguientes informes:

- Informe diario de inspectores sobre equipo, personal y cantidades de mezcla utilizada durante su turno.
- Informe de cantidades de inyección incluyendo los resultados de los ensayos de agua y las cantidades de mezcla utilizada para cada tramo.
- Informe de la vida del taladro reagrupando en una hoja todas las informaciones de un taladro.

9.2.8 Resultados de las Inyecciones

AREAS INYECTADAS
TOTAL DE ETAPAS INYECTADAS EXPRESADO EN PORCENTAJE

RANCOS DE ABSORCION DE LECHADA EN kg/m.	ESTRIBO IZQUIERDO			TALUD IZQUIERDO			LECHO DEL RIO			TALUD DERECHO			ESTRIBO DERECHO			TIPOS DE TALADROS
MUY BAJA 0 - 12.5		50 75	62 76	73 82	70 79 95	80 68 84	66 64	52 54	70 65	86 78 42	66 75 75	62 61 65		55 65	74	Primarios P Secundarios S Terciarios T
BAJA 13 - 25		24 12	21 13	11 7	13 9 5	9 14 8	28 31	39 44	21 32	4 0 24	3 2 10	5 11 13		13 12	6	P S T
MEDIANAMENTE BAJA 26 - 50		16 8	9 9	7 7	3 7 0	3 10 8	3 4	8 1	6 2	0 0 17	6 6 8	8 5 10		7 8	12	P S T
MEDIA 51 - 100		5 2	5 2	2 0	4 3 0	1 2 0	1 0	1 1	2 1	0 13 17	8 5 3	3 7 6		13 4	10	P S T
MEDIANAMENTE ALTA 101 - 200		4 0	2 0	5 0	2 2 0	2 2 0	1 0	0 0	0 0	10 9 0	2 2 5	6 5 4		8 0	4	P S T
ALTA 200 - 400		2 0	1 0	2 0	0 0 0	1 0 0	1 0	0 0	0 0	0 0 0	0 1 0	5 5 0		2 0	4	P S T
MUY ALTA >400		1 0	0 0	0 4	0 0 0	1 4 0	0 0	0 0	1 0	0 0 0	3 0	11 6 0		2 0	0	P S T
PROMEDIO kg/m.		30 8	18	24 29 15	15 11 6	23 36 8	15 16	14 13	15 12	18 23 24	11 20 17	102 78 18		46 11	22	P S T
	A	C	R	A	C	R	A	C	R	A	C	R	A	C	R	Hilera central C Hilera abajo A Hilera arriba R

ha reducido la capacidad del terreno para absorber lechada, o simplemente que se ha bajado la permeabilidad. El promedio de absorción indicó una reducción de 30 kg/m en los primarios a 8 kg/m en los secundarios.

Estribo Derecho

(Planos 2126, 2127 y 2128).

El estribo derecho está también compuesto de dos hileras. La hilera central consta de 32 agujeros primarios, secundarios y terciarios; y la hilera de aguas arriba tiene 17 agujeros primarios. En este estribo la cortina tiene 200 m de longitud.

Se realizaron también los mismos diagramas y el resultado obtenido es igual que en el estribo izquierdo; el porcentaje de los intervalos de absorción muy baja aumentó del 55% en los primarios al 65% en los secundarios y desaparecieron las tomas altas que se presentaban en los agujeros primarios.

El porcentaje de etapas de absorción muy baja en los agujeros de la hilera de aguas arriba se lo consideró alto (74%) por esta razón también no se realizaron agujeros secundarios.

Para la hilera central el promedio de absorción también decreció de 46 kg/m en los primarios a 11 kg/m en los secundarios.

Talud Izquierdo

(Planos 2129, 2130 y 2131)

La cortina de inyecciones en los taludes de la presa consta de tres hileras; central, aguas arriba y aguas abajo.

En la hilera central del talud izquierdo, se han hecho 11 agujeros primarios, 12 secundarios y 4 terciarios; los resultados correspondientes a esta hilera muestran el mismo fenómeno, el aumento del porcentaje de los intervalos de muy baja absorción del 70% en los primarios, el 79% en los secundarios y el 95% en los terciarios, y la ausencia de las etapas de tomas altas y medias de los primarios con relación a los terciarios. El promedio calculado es el de 15 kg/m de lechada en los primarios, 11 kg/m en los secundarios y 6 kg/m en los terciarios.

En la hilera de aguas arriba hay 12 agujeros primarios, 11 secundarios y 8 terciarios; los diagramas construidos muestran el mismo fenómeno y los resultados pueden verse fácilmente. En la hilera de aguas abajo se inyectaron 8 agujeros primarios, 7 secundarios y dos terciarios; los resultados en este caso indican un fenómeno parecido, a pesar del reducido número de datos en los agujeros terciarios.

Talud Derecho

(Planos 2132, 2133 y 2134)

Las inyecciones en este talud se realizaron también desde las 3 hileras; la hilera central compuesta de 11 agujeros primarios, 11 secundarios y 8 terciarios. Las curvas de los diagramas para esta

Por esta razón se ha agrupado para el estudio estadístico todos los resultados en dos; los primarios y los otros en un sólo grupo.

Los resultados indicados en la tabla 9.1 presentan valores similares en ambos casos y se puede anotar que las medias con 15, 16, 14 l/m son comparables a las medias de los estribos y también los valores promedios Lugeon (40 a 67 l/s.) presentados en la Figura N°13. En un acápite siguiente se presentan las relaciones entre esos valores y la geología.

Con todos los datos que han servido para realizar estos análisis se han construido también los perfiles para cada zona inyectada y para cada una de las hileras que componen la cortina de inyecciones; en estos perfiles constan todos los agujeros perforados e inyectados y en forma gráfica se muestra tanto la cantidad de lechada inyectada en cada etapa como el valor de la permeabilidad en unidades Lugeon.

Con esto se ha conseguido ubicar exactamente los sitios de mayor absorción y relacionarlos con el tipo de roca existente.

Finalmente en la tabla 9.1 se presenta un análisis global de todas las zonas inyectadas con sus respectivos porcentajes en los diferentes rangos de absorción de lechada, pudiendo además identificar el tipo de agujero o taladro y la hilera a la cual corresponde determinado taladro.

Para citar un ejemplo, en el talud derecho existe el mayor porcentaje (11%) de etapas con absorción de lechada muy alta, correspondiendo estas etapas a agujeros primarios (P) de la Hilera de Aguas Arriba.

9.2.9 Inyecciones de Consolidación

Como parte del programa de perforaciones e inyecciones de la cimentación de la presa Daule-Peripa, en el capítulo II de las Especificaciones Técnicas se habla de realizar la consolidación mediante inyecciones de una parte de la cimentación y estribos de la presa.

El área destinada a recibir la consolidación corresponde al área ocupada por el núcleo de la presa; en esta zona los agujeros de inyección forman una malla compuesta por cuatro filas de agujeros primarios y tres de secundarios en la zona de aguas abajo; hacia aguas arriba, en cambio hay 3 filas de primarios y dos de secundarios. Posteriormente la zona de consolidación fue ampliada más hacia aguas arriba en el lecho del río con tres filas más de agujeros primarios y dos secundarios. En sentido perpendicular al eje la zona está cruzada por 79 hileras de agujeros.

La distancia de separación entre cada fila de hilera da como resultado la formación de una cuadrícula de 6 por 8 m.

El equipo utilizado para las inyecciones de consolidación, así como los materiales empleados y el procedimiento seguido, son

y además fue necesaria la realización de agujeros terciarios y cuaternarios para lograr la consolidación de la zona.

Esta zona débil ya fue detectada desde la etapa de los estudios, por la presencia de un deslizamiento antiguo, localizado aguas abajo del eje de la presa y como consecuencia de esto se presentó una zona bastante fracturada.

Así como en el talud izquierdo, existen otros taladros aislados que presentan altas tomas, como en la parte inferior en las hileras 76 y 77.

Lecho del Río (Planos 2143 - 2144)

El lecho del río es toda la zona ubicada bajo la cota 30 m, de todos los taladros perforados e inyectados aquí, pocos presentaron grandes tomas de lechada, lo cual indica la ausencia de zonas débiles o altamente fracturadas.

La roca que aflora en esta zona es una arenisca pobremente cementada, característica que no puede ser mejorada con el tipo de inyección realizada cuya finalidad fue únicamente la de rellenar fracturas o grietas abiertas.

9.2.11 Relación entre la Geología y las Inyecciones

Se compararon las admisiones de los agujeros primarios entre el nivel B de argilita y el nivel B' de arenisca conglomerática. La tabla siguiente da los valores medianos de admisiones y las desviaciones standar para los agujeros primarios.

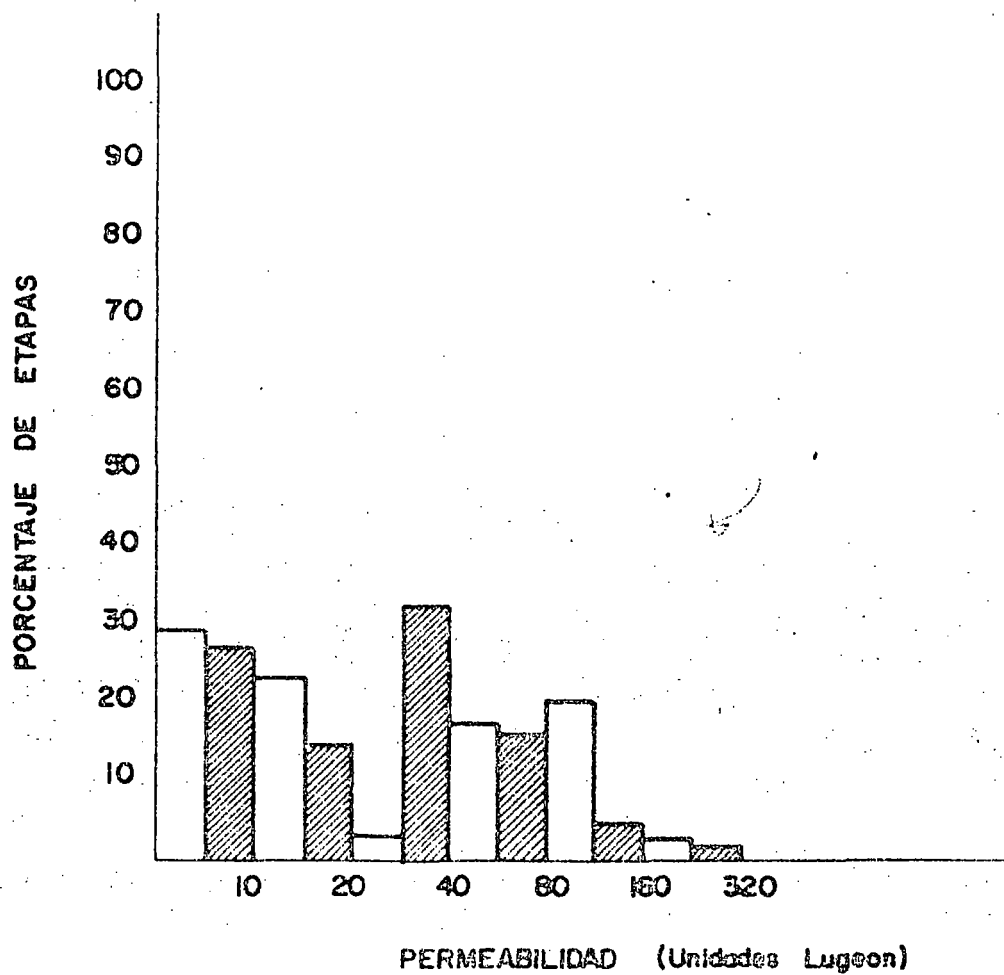
Agujeros Primarios

N I V E L	TIPO DE ROCA	ESTRIBO			
		Izquierdo		Derecho	
		Media (X)	Desviación	Media (X)	Desviación
		l/m	Estandar d (x) l/m	l/m	Estandar d (x) l/m
B	Argilita	16	19	134	214
B'	Arenisca	29	89	118	202

Se puede ver que los resultados son similares en ambos niveles B y B' por un mismo lado, pero tiene un incremento considerable del estribo izquierdo al estribo derecho.

La misma diferencia se ha notado, pero en una escala menor, entre los medios generales de los dos estribos con un valor de 29 l/m para los primarios del estribo izquierdo y de 46 l/m por el estribo derecho.

DIAGRAMA DE PERMEABILIDAD



ROCA ARGILITA DE LA UNIDAD B



ROCA ARENISCA DE LA UNIDAD B'

Para la inyección de contacto se había previsto un total de mezcla de inyección de 2.300 kg. De hecho se han inyectado 274.500 kg, en el Túnel N°1 y 714.088 kg, en el Túnel N°2, solamente en inyección de contacto. Esta absorción alta ha motivado una investigación especial los resultados son incluidos.

9.3.2 Inyección de Contacto

Agujeros para las inyecciones de contacto.

Con el propósito de inyectar la lechada, se colocaron tubos metálicos de 2" de diámetro interior y cuya longitud es equivalente al espesor del revestimiento de hormigón. La ubicación de estos tubos fue revisada antes del hormigonado, especialmente en el Túnel N°2.

Los tubos fueron ubicados de la siguiente manera: los túneles están divididos en casi toda su longitud en tramos de 10 m, y en cada uno de éstos tramos fueron colocados 16 tubos para los agujeros de inyección, 8 de éstos en la clave en forma equidistante, y 4 en cada lado de manera equidistante y alternada. La ubicación de los tubos laterales fue formando un ángulo de 45 a cada lado. El túnel N°1 fue dividido en 52 monolitos de los cuales 48 tenían 10 m de longitud, uno 13,26 m, uno 6,07 m y dos de 7,05 m.

El túnel N°2 tenía 48 monolitos, de éstos 46 eran de 10 m cada uno, uno de 13,97 m y otro de 8,50 m.

Todos los tubos colocados tenían en el extremo exterior, la facilidad de poder ser acoplados a las diferentes conexiones o herramientas de inyección.

En el túnel N°1 fueron colocados 837 tubos de inyección, lo que representa la totalidad de lo diseñado. En cambio en el Túnel N°2 fueron empotrados 709 tubos, lo cual no es la totalidad de lo que indican los planos. Esta cifra indica el número de agujeros por los que se inyectó lechada; hubieron además tubos colocados que no fueron utilizados por no haber sido posible limpiarlos totalmente, así como también se dió el caso de que no se colocaron los tubos. Sin embargo en los trabajos de comprobación que se realizaron posteriormente se comprobó la eficacia de las inyecciones de contacto.

Antes de iniciar la inyección se ordenó la perforación de los tubos, ya que estos habían quedado rellenos por el hormigón del revestimiento y además se requería que el agujero penetre 0,30 en la roca. El diámetro utilizado fue de 1 1/2" y necesitaba casi siempre el martillo neumático, excepto en pocos casos cuando el tubo chocaba con los refuerzos metálicos del revestimiento se utilizó la sonda rotativa DIAMEC 250, con coronas de diamante.

Agujeros para la inyección de la cortina radial

Material de inyección

Se ha utilizado una mezcla con relación cemento-agua de 1:0,67 a lo cual se agregó 1% (relativo al peso de cemento) de fluidificante expansivo. El cemento fue un cemento Portland tipo III al principio y después, tomando en cuenta las cantidades excesivas admitidas se ha utilizado el cemento tipo II. El aditivo fue el INTERPLAST de Sika, que tiene las propiedades de disminuir la viscosidad del cemento medida al cono MARSH, mantener el cemento en suspensión y tiene un efecto expansivo durante la primera hora.

Presión de inyección

Se ha subido la presión de inyección aplicada hasta llegar a 3 kg/cm²; una vez alcanzada ésta fue mantenida hasta obtener una admisión de 2 l/min.

La mayor cantidad de mezcla fue inyectada con una presión inferior, sin que haya sido necesario alcanzar la presión especificada de 3 kg/cm².

Procedimiento

En primer lugar se perforaban los agujeros de inyección hasta 0,30 m en la roca.

Antes de iniciar la inyección en un monolito, se aseguró de tener perforado los agujeros de tres monolitos adelante. Además se instalaron en los agujeros 3, 5 y 8 de la clave tubos de aire de longitud de un poco inferior a la longitud del agujero. El objetivo de los tubos fue de asegurar una buena evacuación del aire y el agua existente en los vacíos.

La secuencia de la inyección en cada monolito fue, primero, inyección de los agujeros laterales y segundo inyección de los agujeros de la clave. Se empezó siempre inyectando el primer agujero adyacente al monolito ya inyectado, siguiendo con la inyección en el próximo agujero.

Las inyecciones se iniciaron antes de terminar el revestimiento del túnel, en consecuencia había que inyectar primero las zonas que ya tenían revestimiento y donde no había interferencia entre las plataformas de hormigonado y de inyección.

Se iniciaron las inyecciones en el Túnel N°2 del monolito 1, hasta el monolito 13, luego del monolito 20 hasta el monolito 48, final del Túnel N°2, y en una tercera fase del monolito 14 hasta el monolito 19.

Resultado de las inyecciones

En total fueron inyectados en el Túnel N°1 274 m³ de mezcla o 0,5 m³/m de túnel. En el Túnel N°2 las admisiones fueron de 714 m³ y 1,46 m³/m.

Túnel N°2 se inyectaron 525 fundas de cemento que fueron inyectados por los siete conductos instalados.

Tanto la presión como la mezcla utilizada para la inyección de las zonas de transición fueron las mismas que las utilizadas para las inyecciones de contacto de los dos túneles.

9.3.4 Inyecciones en la Cortina Radial

Procedimiento

Utilizando la sonda rotativa DIAMEC 250, se perforaron e inyectaron primero los taladros ubicados en los anillos de aguas abajo y aguas arriba y luego el anillo central.

Los taladros fueron divididos en dos etapas de 4 m y 6 m. Previa a la inyección de cada etapa, se realizó en cada taladro la correspondiente prueba de agua a presión y luego se procedió a inyectar el agujero. Una vez inyectada la primera etapa se esperó mínimo 6 horas para que la lechada fraguara y entonces se procedió a perforar e inyectar la siguiente etapa. Una vez terminada la inyección de un agujero la válvula de boca de taladro se mantuvo cerrada por un tiempo mínimo de 30 minutos.

Este procedimiento se siguió para la inyección de la cortina de ambos túneles.

Presión de Inyección

Tanto para los ensayos como para la inyección, se especificó una presión máxima de 6 kg/cm², lo cual se consiguió en todos los taladros, esta presión se mantuvo hasta alcanzar el rechazo, el cual estuvo dado por la absorción de lechada de 1 l durante 5 minutos de inyección.

Resultado de la inyección de la cortina radial.

Túnel N°1

En la inyección de la cortina radial del Túnel N°1 se inyectaron en total 52 sacos de cemento, o 2.600 l de lechada. Para los 240 m que componen la cortina, esto da un promedio de 11 l/m. En el agujero N° 4 del anillo de aguas abajo, la etapa de 4 a 10 m admitió 200 l/m.

Túnel N°2

Se inyectó un total de 48 fundas de cemento, que producen 2.400 l de lechada y para igual número de metros que en el Túnel N°1, arroja un promedio de 10 l/m. Un sólo agujero, el número de 8 de la hilera central, en su segunda etapa se obtuvo la máxima admisión que fue de 150 l/m.

Los planos 2146 y 2147 presentan los resultados obtenidos en la inyección de las cortinas radiales de los túneles.

9.3.5 Inyecciones de Contacto en el Blindaje

Inyección de contacto en el tapón Aguas Arriba del Túnel N°2

El diseño del Túnel N°2 contempla el cerramiento del Túnel N°2, mediante la construcción de un tapón de hormigón ubicado en toda la toma de desvío.

Una vez hormigonado el tapón hasta aproximadamente 1,50 m por debajo del techo de la toma, se instalaron una serie de mangueras adosadas al hormigón, tanto para la inyección como para la salida del aire, en total se instalaron 68 conexiones.

Para realizar esta inyección se utilizaron en total 440 fundas de cemento y para el efecto se emplearon tanto el procedimiento como la presión de inyección de igual forma que en los otros trabajos de inyección de contacto realizados en los túneles.

9.4 INYECCIONES EN EL VERTEDERO

9.4.1 Introducción

La estructura de compuertas del vertedero contempla en su diseño la instalación de un sistema de drenaje y una cortina de inyección de la cimentación, a partir de dos galerías permanentes que están incluidas en la estructura de hormigón, en la cota 47,45 m.

La cortina de inyección se extiende por debajo de la estructura de compuertas hasta una profundidad de 12 m en la roca, y de 15 m para los agujeros de drenaje; todo esto bajo las capas de rollcreto que forman los primeros siete metros de la cimentación.

Como consecuencia de los resultados obtenidos durante la inyección de la cortina diseñada por el eje del vertedero (línea A) se construyó una segunda cortina hacia aguas arriba de la primera (línea B).

9.4.2 Extensión y Profundidad de las Cortinas

Tanto la cortina de inyección como la de drenaje fueron construidas cuando el nivel del hormigonado estaba en la solera de las galerías correspondientes por razones prácticas de acceso; siendo las cotas para la galería de inyección entre 48,20 m y 47,45 m, y la galería de drenaje a partir de la cota 47,99 m y 47 m. Las dos galerías están separadas entre sí 21 m a estos niveles.

La cortina de drenaje se extiende en profundidad hasta la cota + 25 m y los agujeros tienen una inclinación de 10° hacia aguas abajo.

En la línea A de la cortina de inyección los agujeros primarios (VP) fueron perforados e inyectados hasta la cota +24 m pero a causa de las bajas permeabilidades medidas en los últimos tramos de inyección se redujo la profundidad de los agujeros,

Cortina Línea A

Tramo entre las cotas 46 - 41 m. Presión 1,16 kg/cm²
41 - 36 m. 4,00 kg/cm²

Cortina Línea B

Tramo entre las cotas 46 - 43 m. Presión 2,40 kg/cm²
43 - 38 m. 3,50 kg/cm²

El control de levantamiento de la parte superior del hormigón fue hecho por medidas de la elevación de puntos topográficos a intervalos de tiempo regular durante las inyecciones. Ningún movimiento fue detectado. Para evitar un levantamiento se aplicaba una presión menor durante los ensayos de agua y se limitó la cantidad máxima de lechada que se podía inyectar a 1.000 l/m.

9.4.5 Mezcla de Inyección

Se utilizó una mezcla de cemento y agua en porción de 0,67 l de agua por kilo de cemento con un fluidificante expansivo, el "Interplast" a 1 por ciento por peso de cemento en la cortina A y 3 por ciento en la cortina B.

El cambio del porcentaje de fluidificante se debió a un cambio de su propiedad y fue necesario mantener una viscosidad de 36 - 37 seg. al cono "Marsh". Un litro de lechada corresponde a 1 kg de cemento.

9.4.6 Equipo

La mezcla o lechada fue preparada en una planta con mezcladora y agitador instalados al lado de la excavación de la estructura de compuertas.

Después de ser mezclada, la lechada fue bombeada hasta un agitador ubicado cerca del agujero de inyección a través de un tubo de 2".

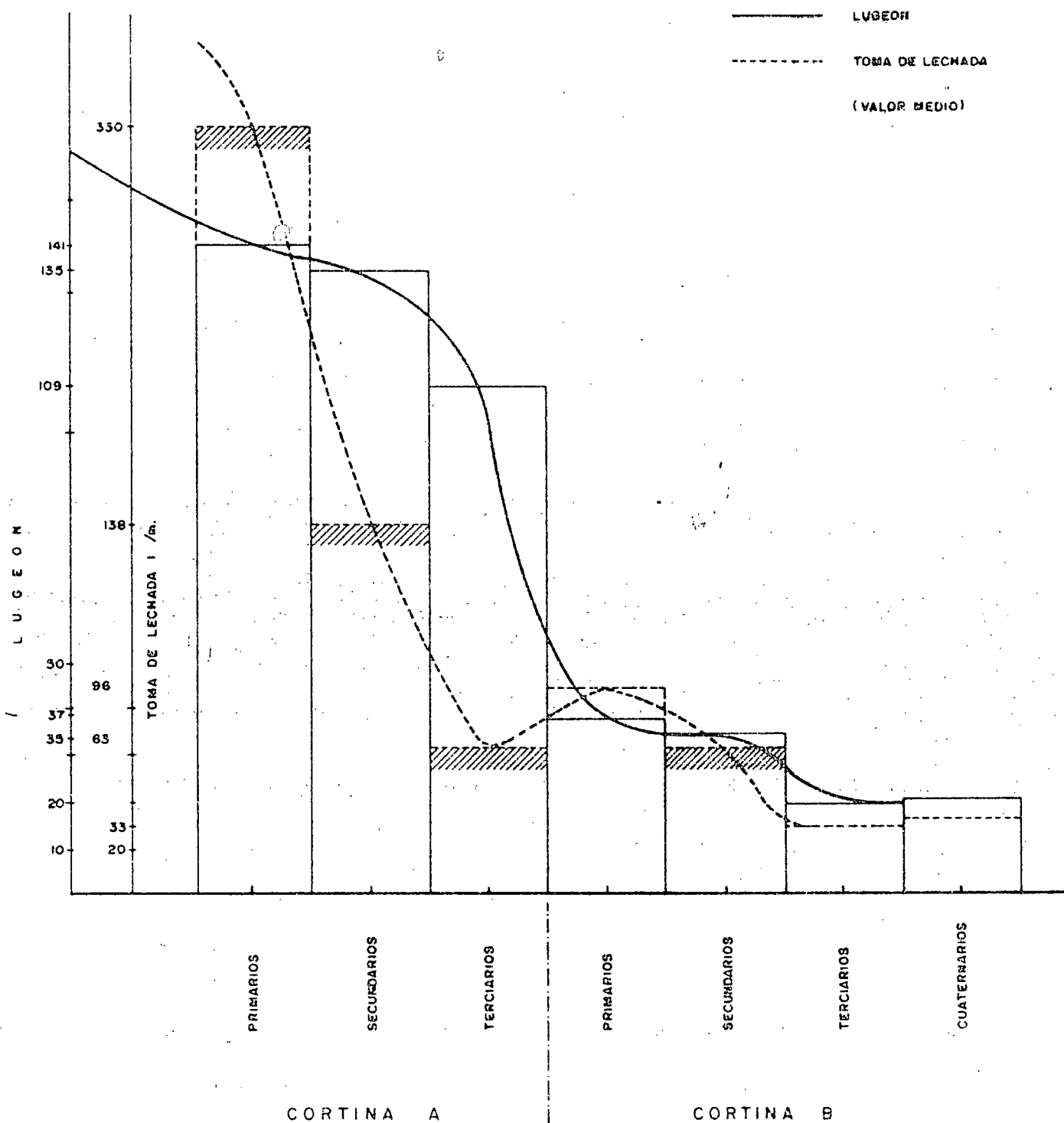
La inyección misma fue efectuada con una bomba a pistón doble efecto GARDNER DENVER o una bomba TUSE a cuatro pistones verticales con botellas de aire como amortiguadores de presión.

El primer tramo de los pozos secundarios y primarios fue perforado a rotación percusión con una maquinaria TRACKDRILL ROC 601 utilizando broca trialetas de vidia de 4" y los tramos siguientes y los terciarios con una broca de 2.2".

Se utilizaron obturadores simples mecánicos.

9.4.7 Resultado de la Inyección

La roca presenta una permeabilidad baja y una toma de lechada baja, con un Lugeon medio de 16 (máximo 55, mínimo 0) y un promedio de absorción de lechada de 5 l/m.



CIMENTACION DE LA ESTRUCTURA DE COMPUERTA DEL VERTEDERO
ENSAYO DE AGUA Y TOMA DE LECHADA

Lámina 9.4-1

ABSORCION DE LECHADA EN KG/M.

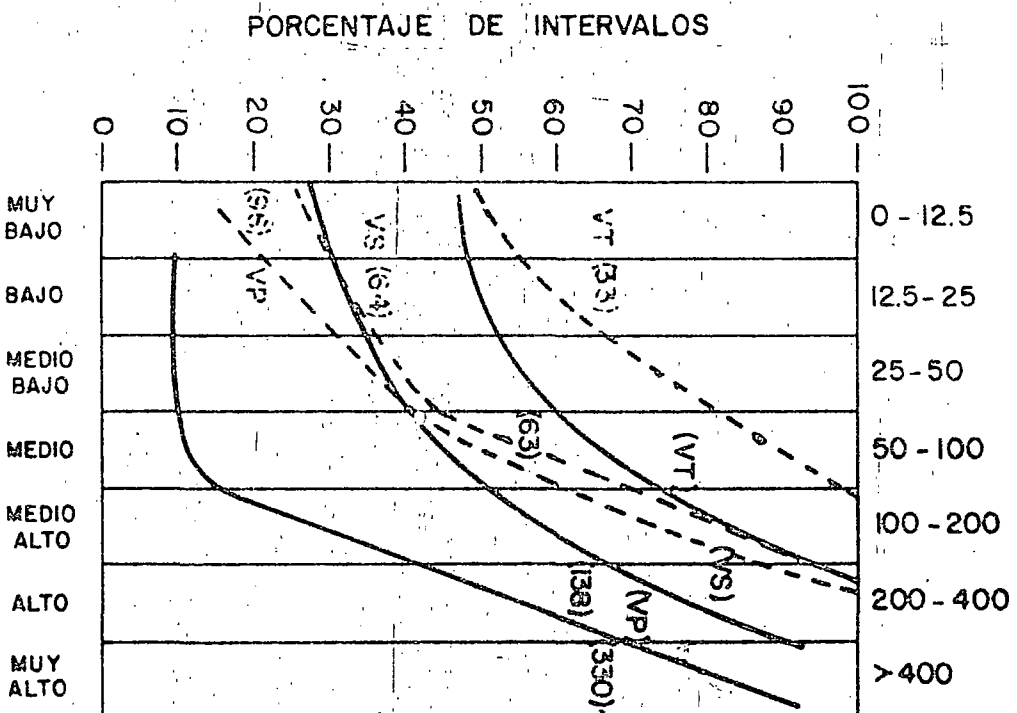
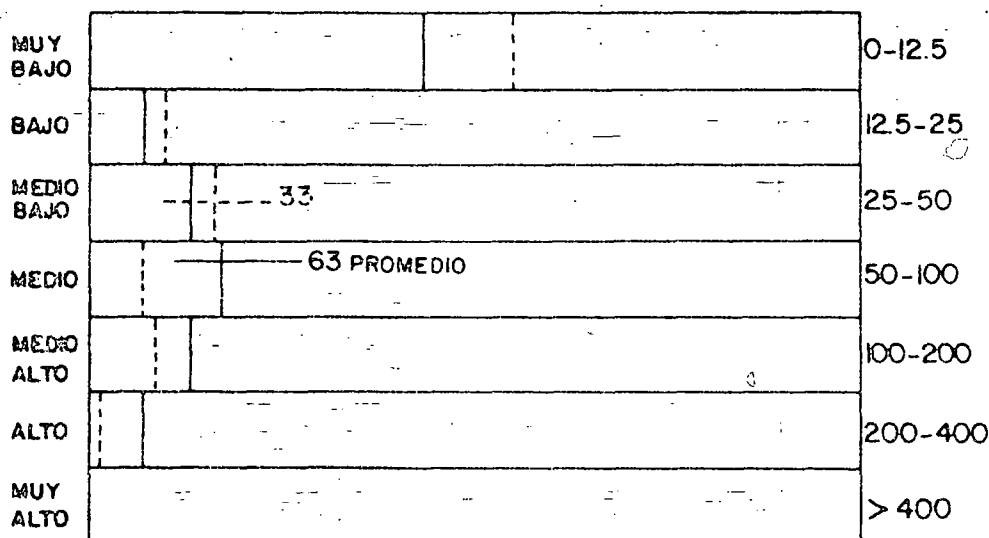
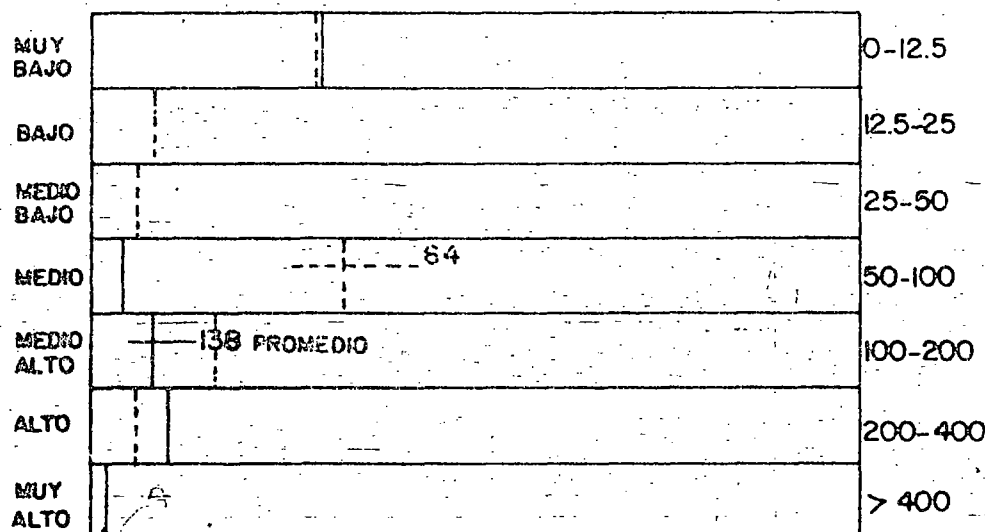
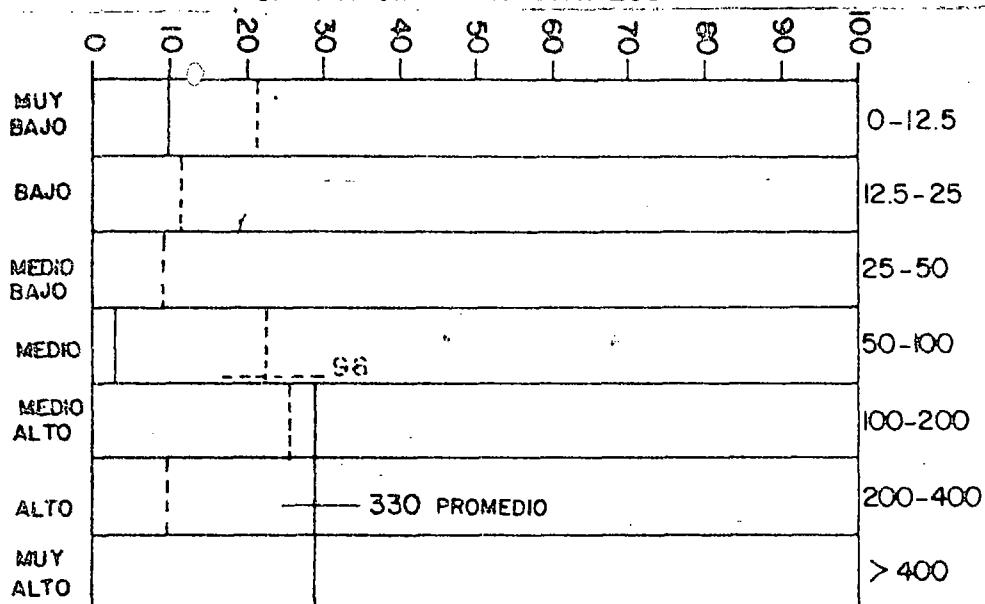


DIAGRAMA DE FRECUENCIA DE ETAPAS DE INYECCION
EN ROLLOCRETE DEL VERTEDERO

ABSORCION DE LECHADA EN Kg/m.



AGUEROS PRIMARIOS (VP)

LINEA "A" ———

AGUEROS SECUNDARIOS (VS)

LINEA "B" - - - - -

AGUEROS TERCARIOS (VT)

CIMENTACION DE LA ESTRUCTURA DE COMPUERTAS DEL VERTEDERO

INYECCION DEL ROLLCRETE

**CIMENTACION DE LA ESTRUCTURA DE COMPUERTAS DEL VERTEDERO
CORTINAS Y SECTORES DE INYECCION EN EL ROLLCRETE**

	SECTOR A				SECTOR B				SECTOR C				SECTOR D				SECTOR E				TALADROS
CORTINA A	135	44	158	114	90		217		163	68	376	326	90	79	216	18	210	34	486	356	PRIMARIOS
	130	34	157	82	177		148		163	49	192	114	177		148	99	91	44	161	183	SECUNDARIOS
	109	61	69	65	80		93	86	99	41	172	107	80	56	93	85	99	58	45	69	TERCIARIOS
CORTINA B	45	25	104	72	36	23	91	62	44	25	128	117	27	22	100	200	35	32	35	26	PRIMARIOS
	62	35	61		33	35	84	92	44	34	54	43	27	22	45	46	34	30	65	6	SECUNDARIOS
	20	28	49	72	24	15	22	29	17	23	20	28	17	15	44	52	16	16	20	27	TERCIARIOS
	L	DL	A	DA	L	DL	A	DA	L	DL	A	DA	L	DL	A	DA	L	DL	A	DA	
	PERMEAB		ABSORCI		PERMEAB		ABSORCI		PERMEAB		ABSORCI		PERMEAB		ABSORCI		PERMEAB		ABSORCI		

SIMBOLOGIA

L Valor de la permeabilidad en unidades Lugeon

DL Desviacion estandar de la permeabilidad

A Valor de la absorcion de lechada en lts/m

DA Desviacion estandar de la absorcion

Sector A 89 - 46 metros izquierdo

Sector B 46 - 28 metros izquierdo

Sector C 28 - 00 metros izquierdo

00 - 28 metros derecho

Sector D 28 - 46 metros derecho

Sector E 46 - 89 metros derecho

T A B L A 9.2

Radio de influencia

Las comunicaciones dentro de los pozos fueron muy escasos, cinco conocidas. La reducción de toma de lechada dentro los primarios y los secundarios (separados por 3 m) y dentro las dos cortinas (separadas de 1,5 a 5 m) permite afirmar que el radio de influencia es superior a los 1,5 m. Pero no puede concluir si el radio de influencia fue de menos de 6 m.

FIN DE CAPITULO 9

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 10

DIQUE DE LA DIVISORIA

Revisión No.2
Abril 1990.

CAPITULO 10

DIQUE DE LA DIVISORIA

10.1 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

El dique de la divisoria es la estructura de materiales sueltos de mayor envergadura del Proyecto. Su función es la de elevar hasta la cota 90, la divisoria de aguas al Este del sitio de presa. Se extiende por 17.4 km, con un volumen de 4'500.000 m³ de terraplén.

A lo largo del trayecto se encontraron 30 depresiones, en las que la altura del dique en el eje varió entre 14 m y 20 m a excepción de las ubicadas en el 15+580 y 15+700 con 24 m y 27 m respectivamente.

En cada una de éstas depresiones se construyeron pozos de alivio de 10 m y 15 m de profundidad para controlar las presiones que se producirían en los estratos de arenisca bajo los depósitos lacustres. En total se instalaron 180 pozos.

Además se instalaron 16 piezómetros abiertos y un eléctrico a 1 m por debajo del nivel de cimentación.

La Sección del dique es homogénea; constituida de arcilla de los depósitos lacustres superficiales encontrados a lo largo del dique e incluye un filtro de chimenea inclinado en el espaldón de aguas abajo, conectado a un filtro de manto sobre la cimentación, con descarga al pie del talud.

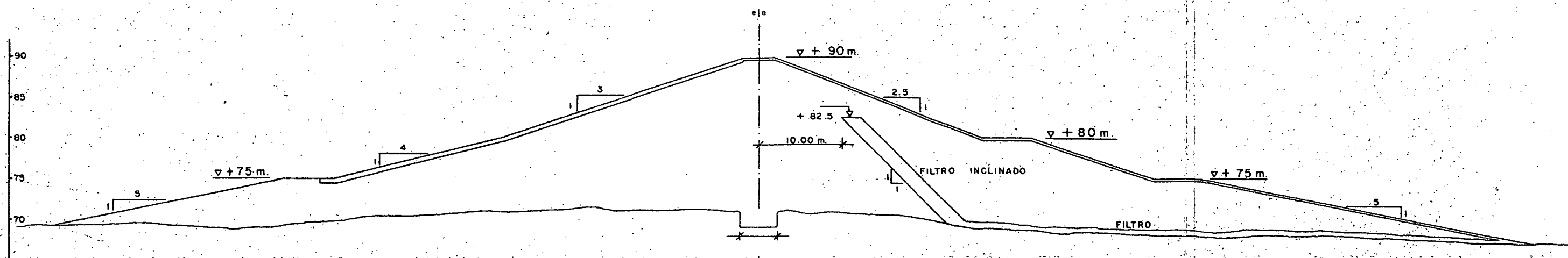
Para su mantenimiento y auscultación, se dispone de dos caminos permanentes; uno en la corona del dique con cinco rampas de acceso hacia el lado del reservorio y el segundo a lo largo del pie de aguas abajo del dique aprovechando las bermas en la cota 80. Este camino está enlazado al primero mediante cinco rampas localizadas convenientemente sobre el talud a lo largo de toda su longitud.

El talud de aguas abajo del dique está recubierto por una capa de suelo vegetal con césped para protegerlo de la erosión y el talud de aguas arriba se lo ha protegido contra la acción de las olas con enrocado al volteo sobre una capa de material granular de transición entre la arcilla y el enrocado. Las rampas de aguas arriba están constituidas con una base de arenisca cemento de espesor comparable al enrocado.

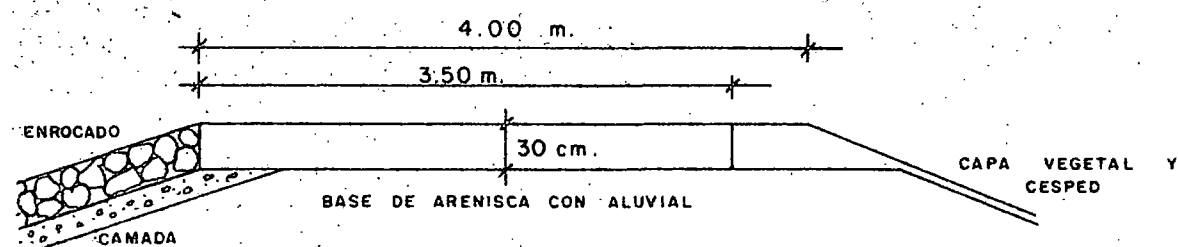
La sección típica del dique y los detalles se indican en la Lámina 10-1.

10.2 CIMENTACION

Las condiciones de cimentación del dique variaron según las características topográficas del emplazamiento y según el estado del tiempo con el cual variaban las propiedades básicas del suelo y especialmente el contenido de humedad natural.

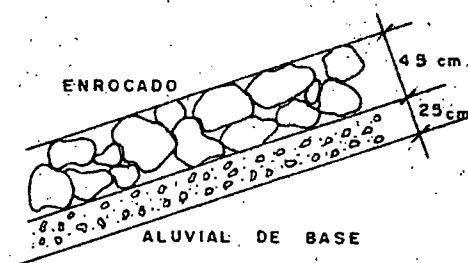


SECCION TIPICA DEL DIQUE DE LA DIVISORIA



SECCION TIPICA DEL CAMINO

CORONACION COTA 90.0



SECCION TIPICA DEL CAMINO

BERMA COTA 80.0

PROTECCION DEL TALUD MEDIANTE

ENROCADO A VOLTEO

flujo de material cesó con el alivio del exceso de presión y la "papilla" incrementó la resistencia con la evaporación del exceso de humedad, haciendo factible la excavación al nivel adecuado de cimentación.

La excavación para la cimentación comprendió también la apertura de una trinchera de inspección en el eje del dique, hasta una profundidad de 2 m. bajo el nivel aprobado de fundación, con la finalidad de verificar la homogeneidad de los estratos subyacentes. En ciertos tramos se omitió la construcción de las trincheras debido a la constancia de las características observadas en las inspecciones geológicas superficiales.

En las depresiones y puntos bajos del eje del dique donde se encontró el estrato de limo blando y húmedo, no fue posible construir trinchera, pero en su reemplazo se realizaron perforaciones con barreno (auger), para confirmar que no habían anomalías bajo la cimentación que pudieran requerir excavaciones adicionales.

En la zona entre las abscisas 7+660 y 7+700 se encontró un lente de arena bajo el nivel de cimentación al excavarse la trinchera. Se decidió entonces interceptar el lente mediante una trinchera de 4 metros de profundidad y 1.3 m de ancho bajo el espaldón de aguas abajo a 15 m del pie del dique, rellena con material granular y conectada al filtro de manto, para de esta manera aliviar cualquier subpresión que podría generarse en el lente de arena.

10.3 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Las actividades de excavación final para la cimentación y del terraplenado del dique fueron operaciones que se llevaron a cabo una tras otra con un desfase mínimo en tiempo. Se trató en lo posible de tener la extensión suficiente de cimentación preparada como para no entorpecer u detener las operaciones de relleno, pero cuidando al mismo tiempo de que la cimentación expuesta no se deteriorará por efectos del clima. Al inicio de la construcción se evidenció el agrietamiento de la cimentación por su exposición al medio ambiente por algunos días, lo que implicó un tratamiento adicional del material y en ciertos casos la excavación total del espesor deteriorado.

En lo posterior se evitó este problema dejando sin excavar 20 cm de capa vegetal, para proteger la cimentación hasta su preparación definitiva.

Casi todo el movimiento de tierras para el dique fue realizado por mototraillas de 15 m³ de capacidad. Se las utilizaron tanto para la excavación de la cimentación y de la trinchera de inspección como para la excavación en las áreas de préstamo y colocación de material para el relleno. En las depresiones y sitios bajos donde las condiciones eran desfavorables para este tipo de maquinaria se utilizaron tractores de baja presión para desalojar la capa orgánica blanda, hasta llegar a la cimentación firme en los estratos limosos. En el sector

hidratación de la nueva superficie y recompactación de la misma.

10.4 SECUENCIA DE CONSTRUCCION

Las actividades de construcción en el dique, empezaron el 18 de Agosto de 1983 en el tramo entre las abscisas 0+400 y 0+700, aprovechando un período seco luego del invierno que se había prolongado ininterrumpidamente desde Septiembre de 1982, y que, hasta fines de Julio de 1983 acumulaba una precipitación de 4.600 mm.

La condición saturada de los estratos superficiales debido al invierno y las lluvias esporádicas que continuaron en Agosto y Septiembre dificultaron en gran manera el inicio de las tareas de excavación para cimentación y de limpieza en las áreas de préstamo, como también la obtención de material en condiciones apropiadas para el terraplenado.

Por estas razones el avance en 1983 fue muy limitado; realizándose solamente la excavación para cimentación en una longitud de 2400 m en los tramos 0+850 y 2+000 -4+000, y el terraplenado parcial con colocación de filtros en el primer tramo y en los 200 m iniciales del segundo.

Hasta fines de año se logró colocar 61.180 m³ de terraplén, lo que representa 1.4% del total del dique.

La presencia del poblado de Carlos Julio Arosemena entre los kilómetros 1 y 2 impidió el avance continuo de la construcción, tanto ese año como en los posteriores, hasta fines de 1986, debido a que no se lograba concretar el reasentamiento de sus pobladores.

Tampoco se pudo disponer del área del poblado como un banco de préstamo para el Dique, teniendo que recurrir entre 1983 y 1984 a la explotación de 8 hectáreas de terreno en el lado de aguas abajo, contraviniendo debido a las circunstancias, al esquema de diseño de preservar el medio ambiente en cualquier zona que no fuera inundable.

La temporada de construcción de 1984 comenzó a mediados de Mayo, después de un invierno normal. Se requirió solamente de una limpieza general de las superficies expuestas, tanto de terraplén como de excavación, antes de proseguir con el terraplenado. Entre Mayo y Junio se dió por concluida la colocación de arcilla hasta la cota 88 en el primer tramo hasta la abscisa 1+200. Desde Julio hasta Diciembre se prosiguió de manera desfasada, con la excavación para cimentación hasta el km 6+500 y con el terraplenado que alcanzó solamente el km 5+600.

Fue el primer año en que se llegó a un ritmo de producción constante y elevado, manteniendo ocupada la flota de 9 mototraillas, y su equipo auxiliar en dos turnos de 10 horas cada una.

Este año se logró colocar 991.570 m³ de terraplén de arcilla, que en conjunto con los 61.180 m³ colocados el año anterior representan 24% del total del dique.

Durante el invierno de 1985 el Contratista, dentro de su planificación para la temporada seca, decidió no continuar con la construcción del dique del km 5+600 en adelante, debido a que el tramo en que se había hecho la limpieza correspondía a zonas bajas y depresiones donde las condiciones del terreno no serían muy apropiadas para trabajar inmediatamente después de la época de lluvias.

Por esta razón en Abril movilizaron todo el equipo hacia los terrenos altos del final del dique y vertedero de emergencia donde había que realizar excavaciones de alrededor de 500.000 m³ y rellenos compensatorios con material no clasificado, que no requerían control de calidad, como parte de los trabajos para el dique.

En Junio empezó el desbroce y limpieza de la depresión más grande encontrada a lo largo del dique, entre las abscisas 15+500 a 15+800 y en Julio empezó el terraplenado desde la cota 62 en el extremo de aguas abajo.

En Septiembre se abrió otro frente de trabajo desde el km 13+400 hacia el km 15 y con la inclusión en Octubre de un equipo nuevo de movimiento de tierras, constituido por 3 traillas y su equipo auxiliar, se logró hasta Diciembre terraplenar hasta la cota 88 como mínimo, desde el km 11+400 hasta el final del dique en el km 17+400, a excepción del tramo entre las abscisas 13+000 a 13+400 que alcanzó solamente la cota 85.

Este año comenzó la protección del talud de aguas arriba del dique. En diversos tramos entre las abscisas 12+300 y 15+750 se recubrió el talud con una capa provisional de camada proveniente del río Peripa y al inicio del dique se colocó la protección definitiva con suelo cemento en los tramos 0+400 a 1+200 hasta la cota 88, 2+000 a 2+600 hasta la cota 87 y de ahí hasta la abscisa 4+470 se colocaron solamente las primeras capas de suelo cemento hasta salir del nivel de cimentación del dique.

El resto del dique conservó como única protección la capa suelta de arcilla.

El talud de aguas abajo fue protegido también con capa vegetal en diversos tramos entre las abscisas 3+000 a 5+000, 12+200 a 16+500.

Este año se logró colocar 785.630 m³ de terraplén de arcilla con lo que el porcentaje acumulado de construcción con relación al total del dique ascendió a 43%. Se colocó además 41.000 m³ de protección con suelo cemento que corresponden al 9% el total y 18.700 m³ de tierra vegetal, es decir el 32%.

En 1986 se reiniciaron los trabajos el 13 de Mayo en el tramo entre las abscisas 1+200 a 2+000 una vez que la población de

Para mediados de Junio se dividió el equipo en dos frentes, quedando la mayor parte de la flota concentrada en cerrar la brecha que había quedado el año anterior entre los kilómetros 8+000 y 10+200 y un equipo de tres traillas se encargó de completar la coronación a lo largo del dique nivelar y rellenar las depresiones que habían quedado al pie del dique aguas arriba, para evitar la formación de lagunas en diversas zonas.

Este equipo fue movilizado en Septiembre hacia la zona de los diques auxiliares, al Este del vertedero de emergencia donde en 5 sitios, la divisoria tenía cotas inferiores a la 90. Para fines de ese mes se dió por concluida la construcción de éstos diques pequeños, cuyo volumen fue de 62.000 m³.

Para mediados de Octubre se terminó el terraplenado con arcilla de todo el dique de la divisoria.

Conjuntamente con las actividades de relleno se había proseguido con la protección de los taludes con enrocado y tierra vegetal.

El talud de aguas arriba fue protegido íntegramente con la capa de camada especificada para asiento del enrocado. Este, sin embargo, aunque provino de dos frentes diferentes (La Maná y Guayaquil) no alcanzó a cubrir las necesidades, por lo que a fin de Diciembre quedaron por proteger los tramos 2+800 a 4+500 y 6+000 a 11+000.

El talud de aguas abajo, de los tramos construidos este año, fue protegido íntegramente con la capa vegetal y la siembra del césped se dió inicio con la llegada de las lluvias.

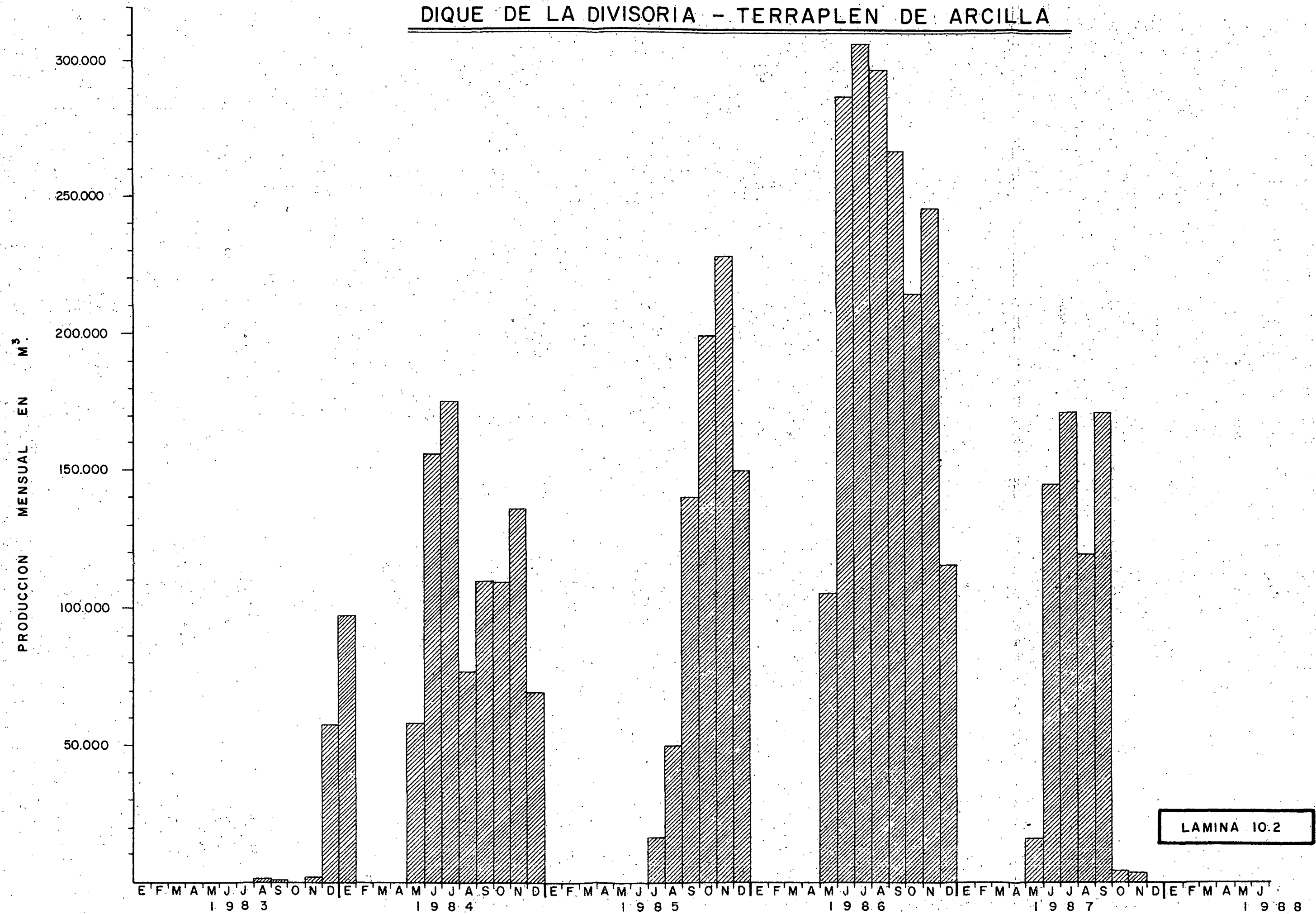
Entre mediados de Octubre y Diciembre se construyó el camino de mantenimiento a lo largo del pie del dique aguas abajo sobre la cotá 80. Además se realizaron trabajos relacionados con el mejoramiento de los drenajes naturales, construcción de cunetas, alcantarillas, desagües y demás obras de arte.

Para fines de Septiembre de 1988 se dió por terminado todos los trabajos relacionados con el dique de la divisoria. La colocación del enrocado terminó en Agosto y entre Agosto y Septiembre se colocó la base del camino de mantenimiento en la coronación del dique y se adecuó las rampas de mantenimiento en el talud de aguas arriba y las rampas de conexión con el camino de la berma 80 aguas abajo.

La secuencia de construcción y las producciones mensuales de colocación de material se indican en el plano 2532 y lámina 10.2 respectivamente.

La tabla siguiente indica los volúmenes de los diferentes materiales originalmente previstos en el contrato y los volúmenes finales colocados en obra.

DIQUE DE LA DIVISORIA - TERRAPLEN DE ARCILLA



INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 11

INSTRUMENTACION

Revisión No.2

Abril 1990

CAPITULO 11

INSTRUMENTACION

11.1 INSTRUMENTACION

Para el control del comportamiento de las estructuras del proyecto, durante el primer llenado del embalse, y posteriormente en las operaciones regulares del sistema, una amplia red de instrumentación fue instalada en las diferentes obras durante la etapa de construcción.

Como consta en los planos de diseño, los instrumentos incluyen piezómetros, inclinómetros, pozos de alivio y de drenaje, acelerómetros, un péndulo invertido, hitos de referencia para el control de movimientos superficiales. También fueron construidos sistemas de drenaje en los estribos de la presa y en el vertedero.

11.2 TIPOS DE INSTRUMENTOS

En la siguiente Tabla 11-1 se indica los tipos de instrumentos que fueron instalados, así como su función y ubicación.

11.3 DISTRIBUCION E INSTALACION DE LOS INSTRUMENTOS

Los instrumentos fueron instalados en su mayor parte durante la construcción, particularmente en el caso de la presa.

Los primeros piezómetros en la cimentación de la Presa Principal fueron instalados en Agosto de 1985, en la cimentación de la Atagüa Permanente, que forma parte del espaldón de aguas arriba de la Presa; y los últimos piezómetros de cuerda vibrante se instalaron dos años más tarde en Septiembre de 1987.

Piezómetros abiertos tipo Casagrande también fueron instalados tanto en la Presa Principal como en el Dique de la Divisoria en 1987.

Otro importante sistema de control fue la gran cantidad de pozos de drenaje perforados a lo largo de los 17 km del Dique de la Divisoria, los mismos que fueron instalados en su gran mayoría durante el verano de 1986.

Posteriormente se instalaron instrumentos de control en las estructuras de hormigón en 1988, como el péndulo invertido en la Torre de Toma N°1, acelerómetros y también algunos monumentos para el control geodésico en varias estructuras.

En general la ubicación exacta de los instrumentos varió muy poco con respecto al diseño.

De todos los instrumentos instalados hasta fines de 1987, únicamente un piezómetro de cuerda vibrante, el número 5 de la sección "E" ha dejado de funcionar.

TABLA 11 - 1

En el siguiente cuadro se muestra el número de instrumentos colocados, su tipo y su ubicación.

DESCRIPCION DEL INSTRUMENTO		PRESA	VERT.	DIQUE	TORRE
NOMBRE	MARCA	PRINC.			TOMA No.1
Piezómetros de cuerda vibrante	OFITECO	74	6	1	
Piezómetros abiertos	CASAGRANDE	6		16	
Inclinómetros	OFITECO	6			
Acelerómetros	KINEMATRICS	3			2
Péndulo Invertido	INMATEIN				1
Hitos de refer.	T-I	30		16	
Pozos de alivio	T-I	10			
Galerías de drenaje	T-I	2	1		
Pozos de drenaje	T-I			180	
Pozos de Inspección	T-I	2	2		

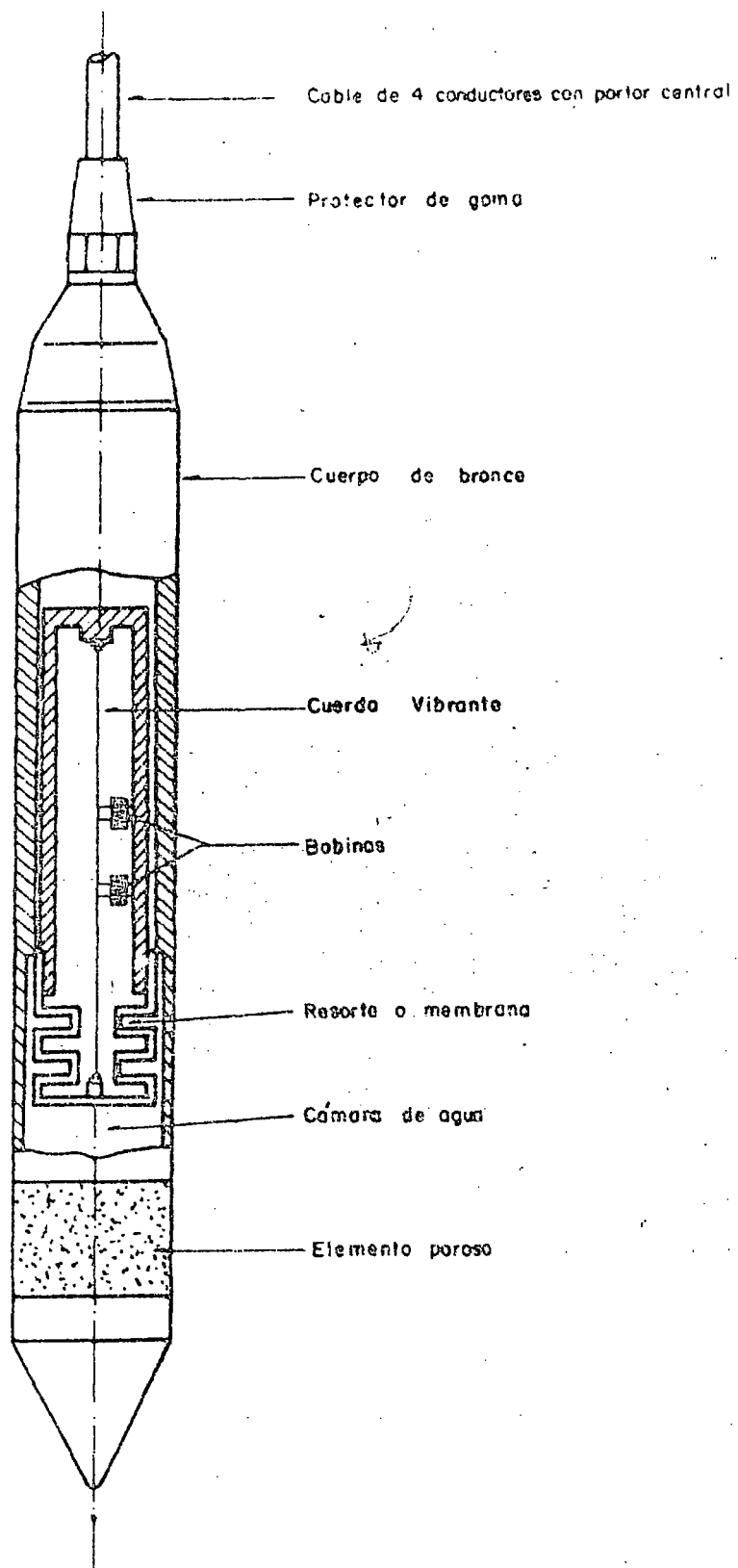
11.4 PRESA PRINCIPAL

11.4.1 Piezómetros

En la presa principal, de acuerdo al diseño se colocaron 74 piezómetros de cuerda vibrante, distribuidos en 9 secciones perpendiculares al eje de la presa y separadas entre sí una distancia de 20 m.

Los planos N° 2116 y 2117 muestran todas las secciones de instrumentación y la ubicación de cada piezómetro.

Para instalar los piezómetros en la cimentación, se hicieron perforaciones de 6 pulgadas (152 mm) diámetro. Dadas las condiciones pobres de la roca de cimentación, los piezómetros



PIEZOMETRO DE CUERDA VIBRANTE P.C.V.

CORTE ESQUEMATICO

lámina N° II. 4 - I

Otro tipo de instrumento colocado en la presa son los inclinómetros. Fueron anclados con hormigón en la roca de cimentación en un pozo de 1m. de profundidad y se fue incrementando la tubería de acuerdo al crecimiento del terraplén. Fueron colocados los seis inclinómetros, pero se varió la ubicación de tres de ellos; los que constan en la corona de la presa fueron instalados en la berma de la cota 42 del talud de aguas abajo. Se requirió constante vigilancia de la tubería de los inclinómetros durante la construcción de la presa y aun así hubo ocasiones que una de las máquinas del equipo de construcción de la presa averió uno de los tubos, procediéndose a reemplazar todo el tramo dañado.

El sistema del inclinómetro consta de tres principales componentes, el instrumento sensor o torpedo, la unidad de lectura y el cable de conexión. El torpedo tiene instaladas dos unidades de servoacelerómetros en miniatura que permiten obtener datos en dos ejes ortogonales, midiendo el ángulo de inclinación del torpedo y transmitiendo un voltaje a la unidad de control que es proporcional al ángulo de inclinación. La unidad de lectura calcula automáticamente la intensidad del voltaje recibido, presentando en forma digital las deflexiones en decímetros. El cable de conexión está marcado cada 50 cm. para facilitar la toma de lecturas, también tiene marcas distintivas cada 1 m. y cada 10 m.

11.4.3 Pozos de Alivio

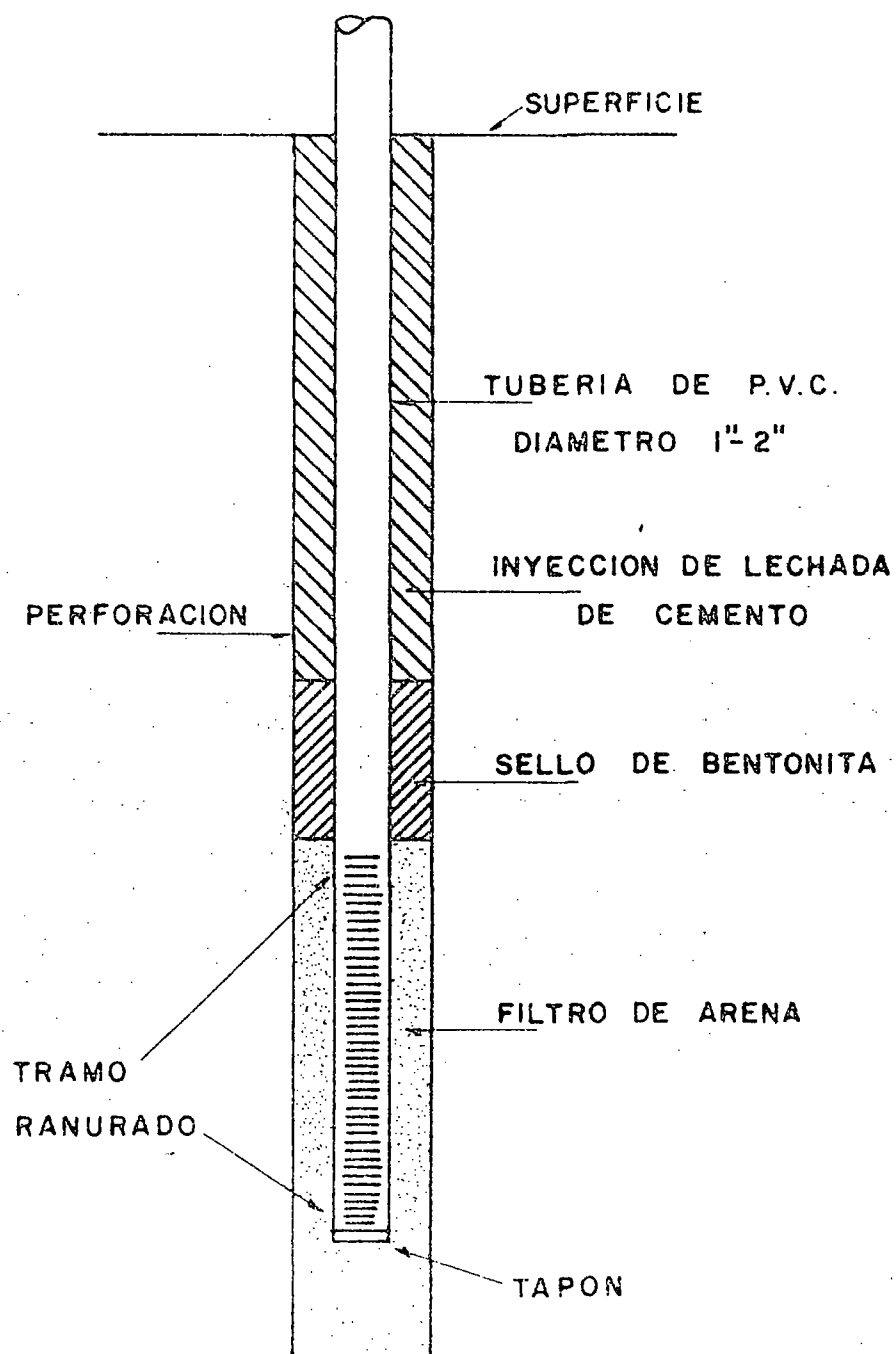
De acuerdo al diseño, se construyeron 10 pozos de alivio ubicados en la berma 25 del talud de aguas abajo de la presa principal, el plano 2113 muestra las características de estos pozos y su ubicación.

A finales de 1986 y durante el verano de 1987 se perforaron los pozos de alivio utilizando una máquina perforadora de pozos para agua, de marca Ingersoll-Rand. Durante la preparación de la cimentación de esta zona de la presa se había instalado una tubería de 10" de diámetro que serviría de camisa o revestimiento durante la perforación de los pozos de alivio para no tener que atravesar los diferentes materiales de relleno de la presa. Posteriormente se perforó a través de esta tubería hasta la cota -40.

11.4.4 Piezómetros abiertos

Fueron perforados tres piezómetros abiertos, del tipo Casagrande, en cada uno de los estribos de la presa, desde la cota 90, utilizando el mismo equipo de perforación que para los pozos de alivio.

Estos piezómetros están colocados en un solo pozo en el estribo izquierdo, a la cota -3 el primero, en la cota 35 el segundo y en la cota 56 el tercero. En cambio en el estribo derecho están colocados: a la cota 0 el primero, a la cota 60 el segundo y en otro pozo a la cota 34 el tercero. La lámina 11.4-2 muestra los piezómetros abiertos instalados.



PIEZOMETRO DE TUBO ABIERTO

11.4.5 Hitos para movimientos superficiales

Un menor número de monumentos para el control de los movimientos superficiales fueron instalados, distribuidos diez en la corona de la presa, y cinco en cada una de las bermas del talud de aguas abajo. Además existen monumentos instalados fuera del área de la presa en el maciso rocoso en un total de 9 monumentos.

11.4.6 Acelerógrafos

Siguiendo el diseño se instalaron en Febrero de 1988 tres acelerógrafos en la presa principal, dos en el cuerpo de la presa, en la berma de la cota 42 aguas abajo y en la corona de la presa cota 90, y el tercero en el estribo izquierdo. Los aparatos fueron acumulados por medio de un espárrago que está unido a un bloque de hormigón sobre el cual descansa el aparato. Los tres acelerógrafos están interconectados, en los registros de tiempo y disparo.

Previamente a su recepción se comprobó el correcto funcionamiento de los aparatos y se realizaron ensayos de calibración y mantención.

Los aparatos son fabricados por KINEMATRICS de tipo SMA-1 y fueron instalados por la compañía española OFITECO S. A. subcontratada para el efecto.

11.5 GALERIAS DE DRENAJE

En ambos estribos de la presa y situadas aproximadamente a 50m. aguas abajo del eje de la presa, están las galerías de drenaje de la presa principal, donde se encuentran distribuidos una serie de drenes, como se indica en el plano 2114. La cota de las galerías es la 31; los drenes superiores llegan hasta la cota 70 y los inferiores hasta la -20.

El acceso a las galerías de drenaje está constituido por otras dos galerías, las que también están provistas de drenes tanto en la parte superior como en la inferior.

En la parte inicial de las galerías de acceso y al final de la zanja que recoge el agua proveniente de todos los drenes, están instalados dos medidores de caudal, tipo vertederos, uno a cada lado.

Posteriormente, debido al cambio del diseño en la sección de la galería, se perforaron drenes adicionales en el lado de aguas arriba a 1,50 m por encima de la solera.

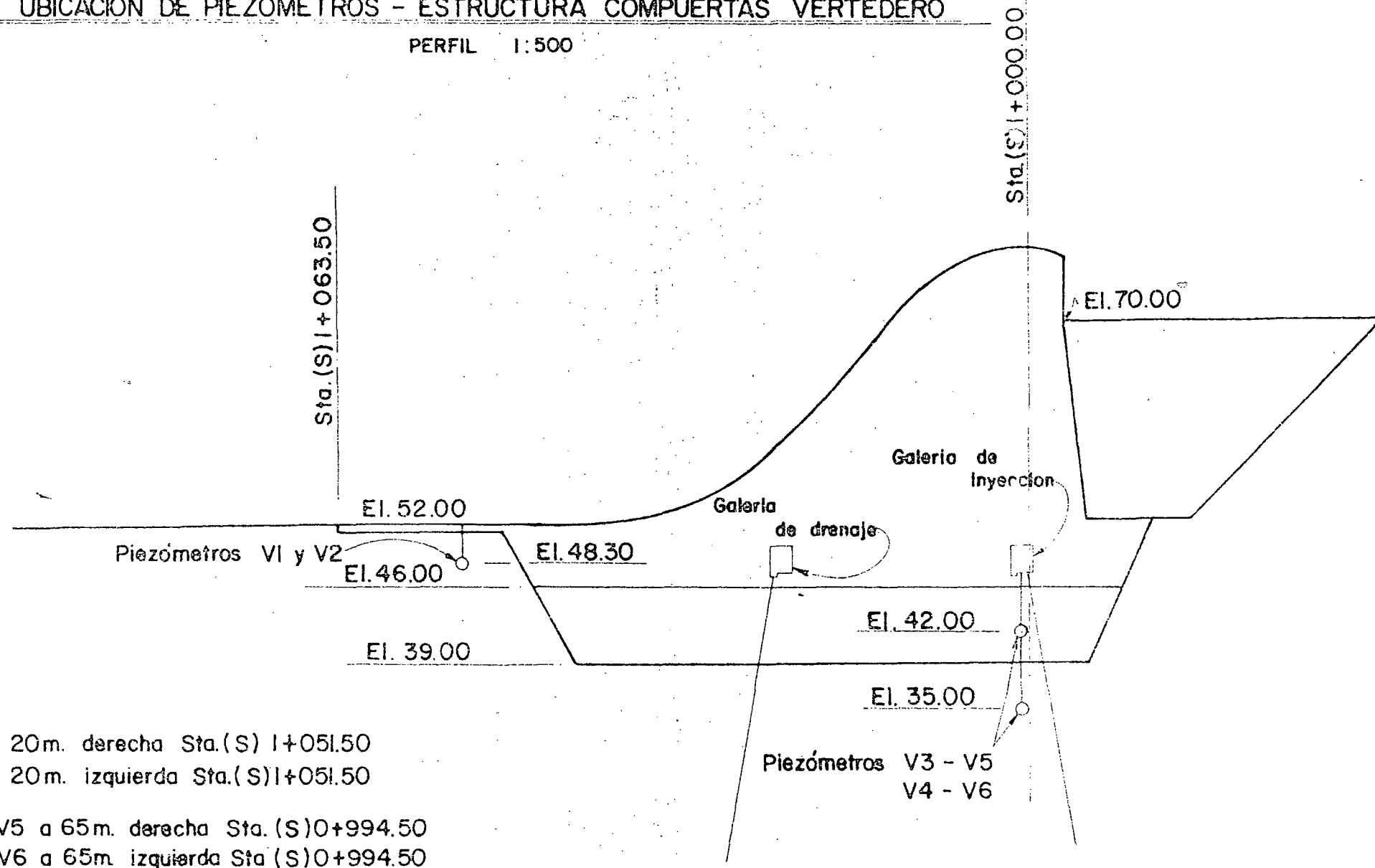
11.6 DIQUE DE LA DIVISORIA

11.6.1 Piezómetros abiertos

Se instalaron piezómetros abiertos del tipo Casagrande en 11 sitios escogidos de antemano, todos estos piezómetros están colocados en la cimentación del dique, aguas abajo del eje.

UBICACION DE PIEZOMETROS - ESTRUCTURA COMPUERTAS VERTEDERO

PERFIL 1:500



11.9.2 Péndulo invertido

De acuerdo a las especificaciones se diseñó un sistema de plomada para medir las deflexiones en la estructura de Toma N°1. Posteriormente el contratista propuso la instalación de un péndulo directo, lo cual fue considerado inadecuado dada la poca estabilidad del instrumento para la estructura de toma; entonces se decidió la instalación de un péndulo del tipo invertido.

En Marzo de 1988 se instaló el péndulo, anclándolo en el agujero preformado en el hormigón, al nivel 30, el hilo de acero inoxidable sube por el agujero de la línea de plomada previsto, hasta el nivel 85 donde se halla el depósito de flotación y sistema de tensión.

Para el control de la verticalidad de la estructura hay tres estaciones de lectura en diferentes niveles, a las cotas 30,96 m; 55,49 m y 76,81 m.

11.10 PRESA AUXILIAR

Con la finalidad de medir el caudal de las filtraciones que puedan ocurrir a través del cuerpo de la presa auxiliar, y que son recogidas por el sistema de drenaje interno, existen dos pozos de inspección, uno en cada estribo, en los que se pueden realizar esas mediciones. Estos pozos descargan el agua por medio de un tubo plástico de 12" de diámetro que esta conectado a la grava de drenaje de la presa auxiliar.

11.11 FUNCIONAMIENTO Y MONITOREO DURANTE LA CONSTRUCCION

11.11.1 Presa Principal

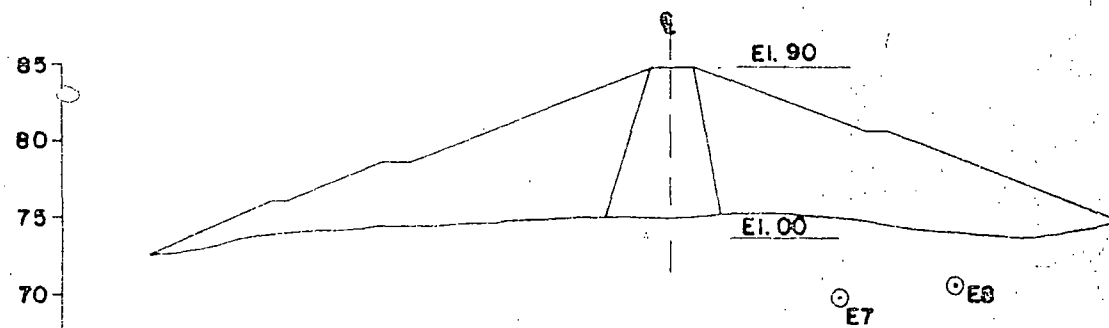
Piezómetros de cuerda vibrante

Los primeros piezómetros fueron instalados en la cimentación de la atagüa permanente (Espaldón de aguas arriba) de la presa, en Agosto de 1985, desde entonces se ha controlado periódicamente los instrumentos ya colocados como los que se instalaban conforme el avance de la construcción de la presa.

De acuerdo al cronograma de trabajos llevado por el contratista, el control de presiones en la cimentación de la Presa Daule-Peripa fue llevado en dos etapas, la cimentación del espaldón de aguas arriba durante 1985 y el control de la cimentación del núcleo de la presa y su espaldón de aguas abajo durante 1986.

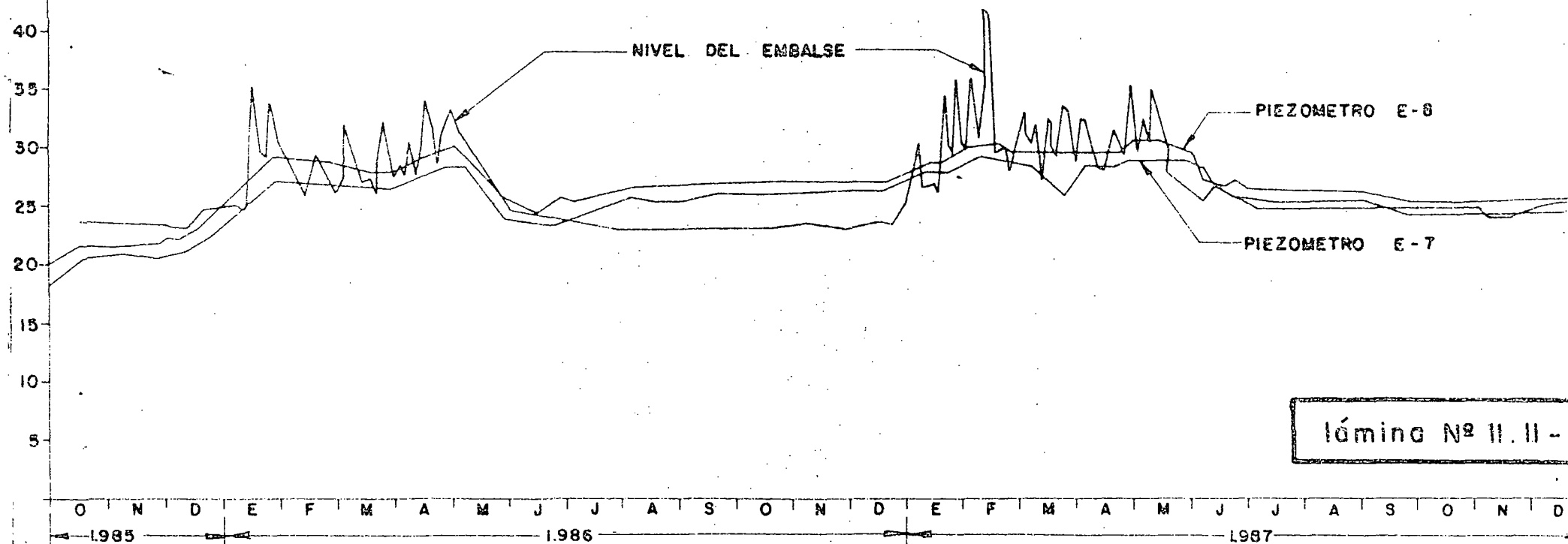
En 1986 se instalaron además piezómetros en el relleno, el cual llegó a la cota 50 en Diciembre. En 1987 se instalaron los piezómetros restantes, y de igual manera se procedió a realizar el control periódicamente.

Durante estos tres años de construcción, se realizaron lecturas de los aparatos casi siempre una vez por semana, más tarde y cuando la respuesta de los piezómetros no presentaba variación se efectuaban las lecturas cada dos semanas.

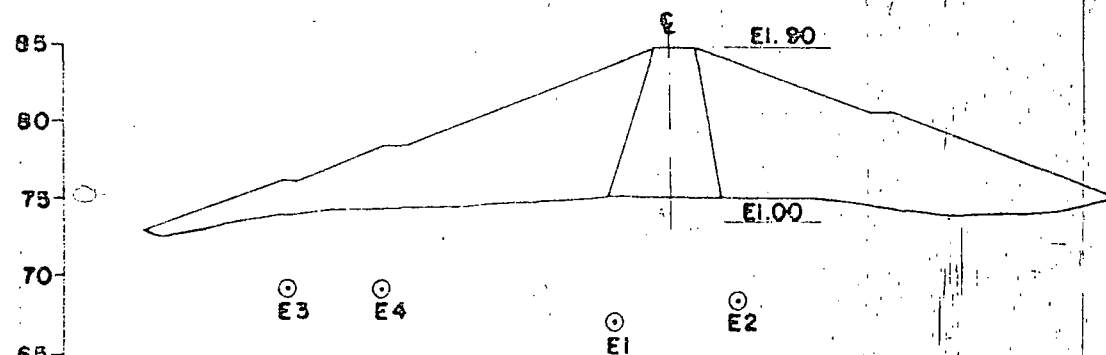


NIVELES PIEZOMETRICOS PRESA PRINCIPAL

PIEZOMETRO	COTA DE INSTALAC.	DIST. AL EJE	ABCISA	FECHA
E-7	-32	-90	0+150	17-VIII-85
E-8	-35	-150	0+130	14-VIII-85



láming N° 11.11 -



NIVELES PIEZOMETRICOS PRESA PRINCIPAL

PIEZOMETRO	COTA DE INSTALAC.	DIST. AL EJE	ABCISA	FECHA
E-1	-30	30	0+150	22-XI-85
E-2	-48	-30	0+150	23-XI-85
E-3	-30	200	0+150	11-VII-86
E-4	-30	150	0+150	14-VII-86

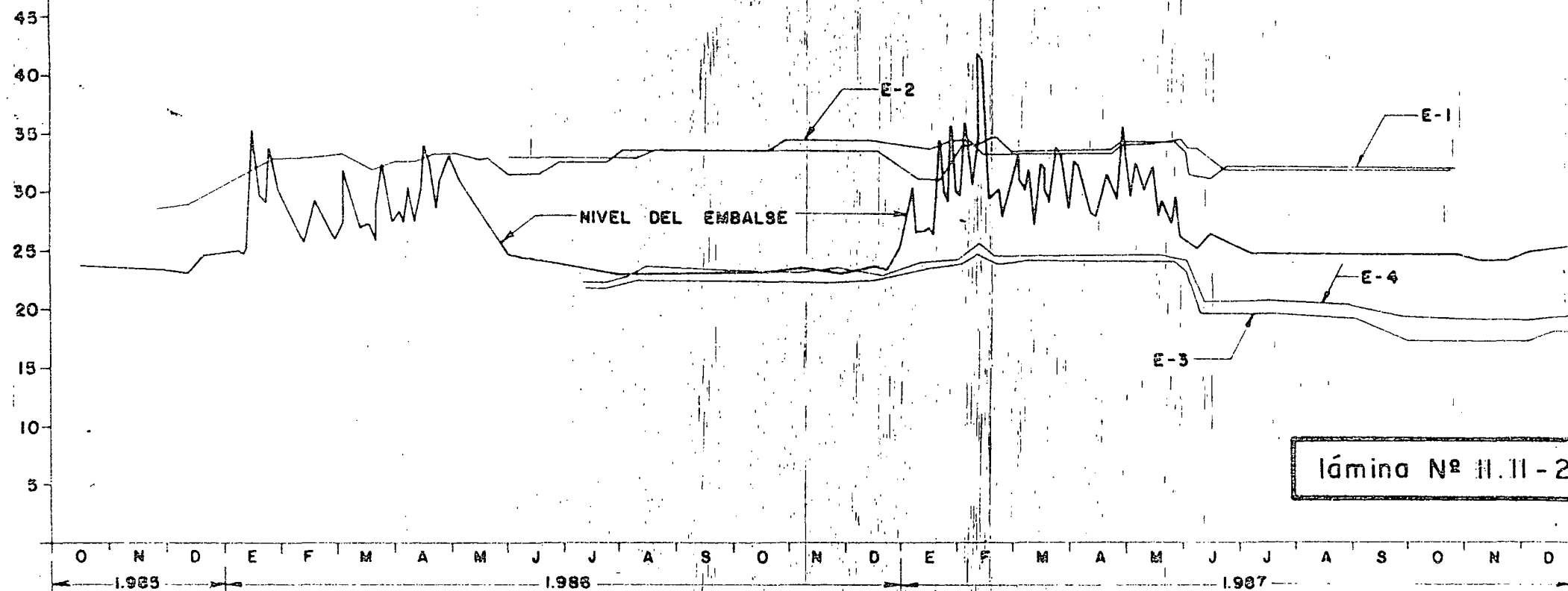
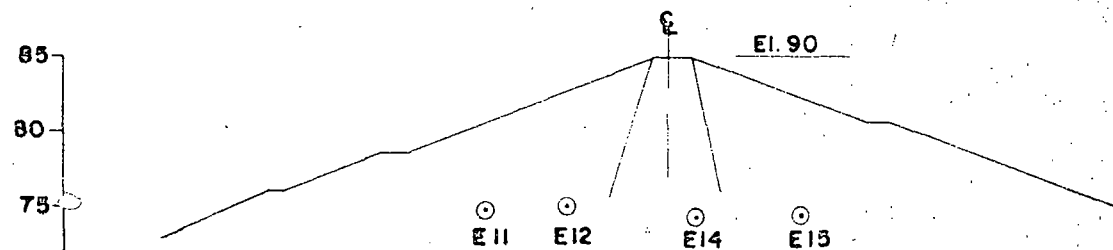


lámina N^o H.11-2



NIVELES PIEZOMETRICOS PRESA PRINCIPAL

PIEZOMETRO	COTA DE INSTALAC.	DIST. AL EJE	ABCISA	FECHA
E-11	14.11	89	0+143	17-VIII-86
E-12	15.38	51	0+151	17-VIII-86
E-14	10.30	-10	0+150	23-XI-83
E-15	10.40	-40	0+150	12-XII-83

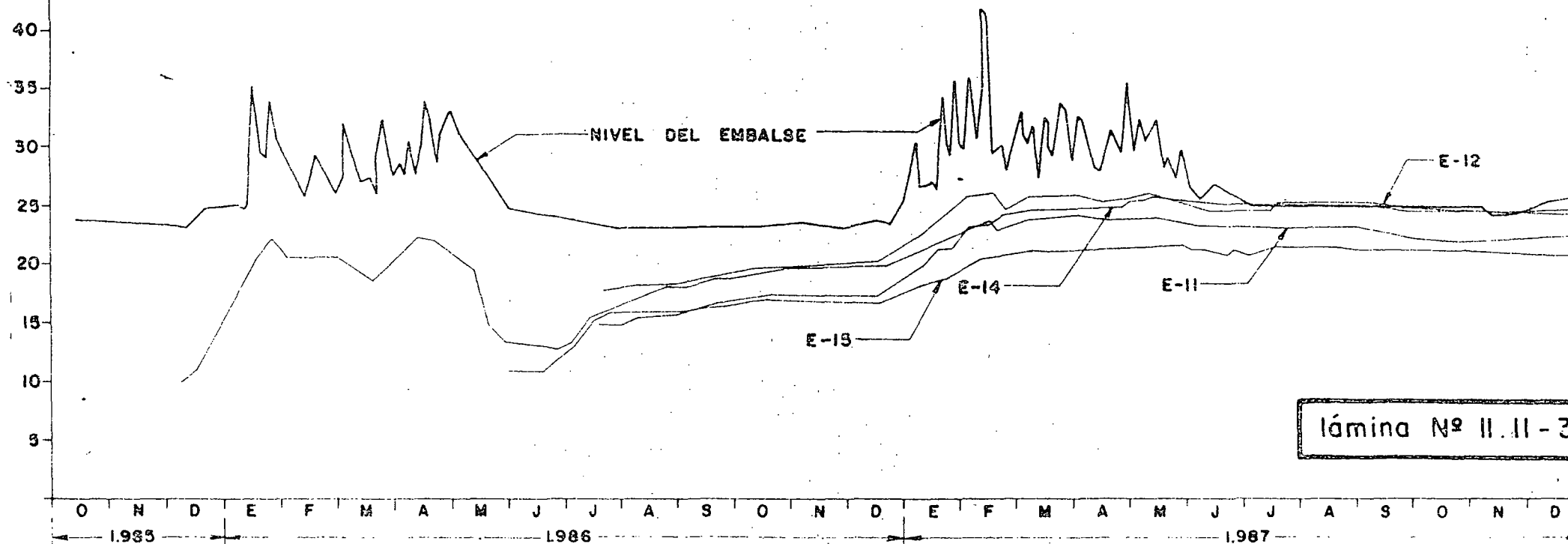
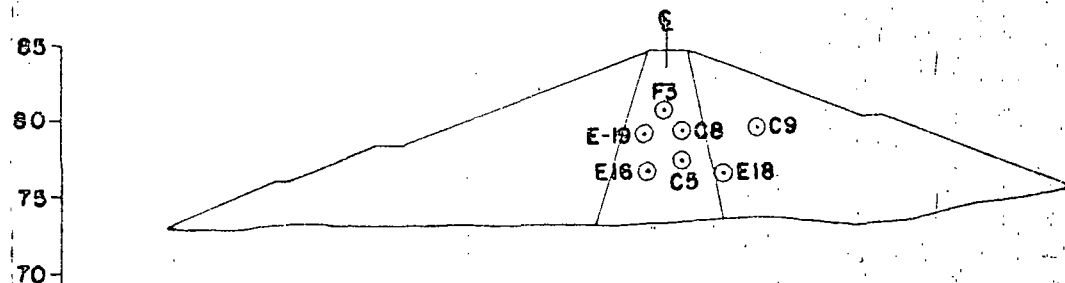


lámina Nº II.11-3

NIVELES PIEZOMETRICOS PRESA PRINCIPAL



PIEZOMETRO	COTA DE INSTALAC.	DIST. AL EJE	ABSCISA	FECHA
C-5	30	10	0+110	14-VIII-86
C-8	50	10	0+110	13-III-87
C-9	50	50	0+110	13-III-87
E-16	30.10	10	0+150	13-VIII-86
E-18	30	-30	0+150	13-VIII-86
E-19	50	-10	0+150	3-VI-87
F-3	59.70	0	0+170	13-VII-87

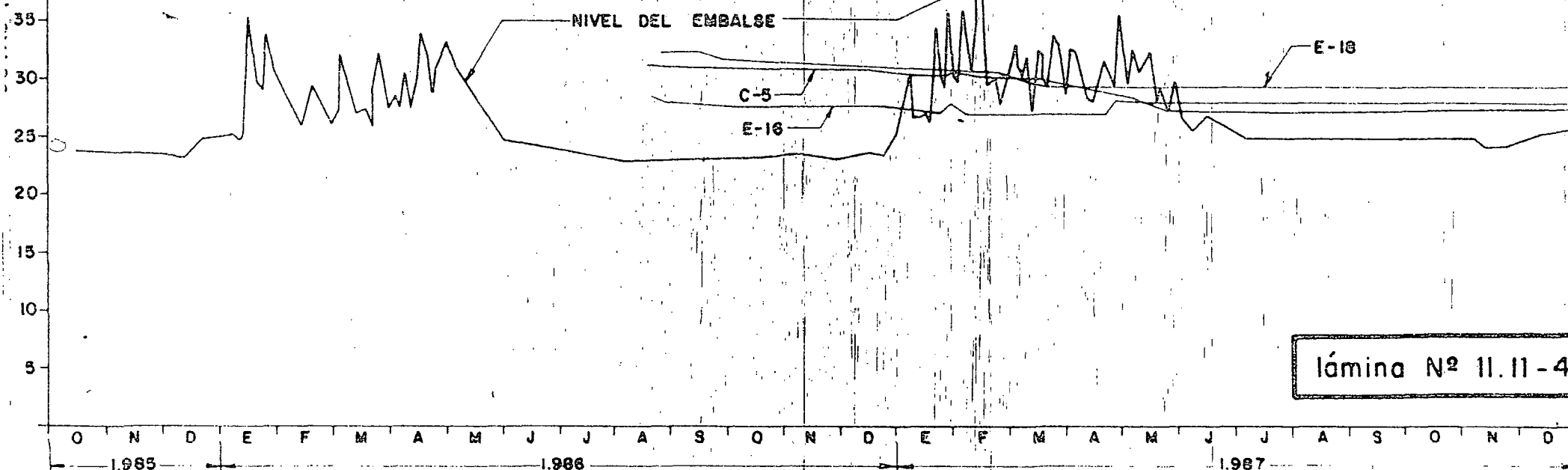


lámina N° 11.11-4

La lámina 11.11-5 muestra las curvas representativas de los caudales medidos durante 1987.

Pozos de Alivio

Para el control de la subpresión se diseñó el sistema de pozos de alivio hasta la cota -40, ya que por debajo la carga existente es mayor que la subpresión.

A comienzos de 1987 tres de los pozos de alivio existentes en la berma 25 eran surgentes, cuando la cota del embalse estaba alrededor de la cota 32; en un improvisado vertedero en V se midió un caudal aproximadamente de 0,86 lts/seg. Posteriormente el nivel ha bajado paralelamente durante el período de verano. La lámina 11.11-6 muestra las curvas de los niveles freáticos durante 1987.

Piezómetros Abiertos

También existe un control de la presión en varios niveles acuíferos de los estribos de la presa. Existen varios niveles confinados de rocas como las areniscas capaces de almacenar agua, y se ha efectuado un control de éstos niveles a partir de la construcción de los piezómetros. De estos resultados se desprende que el nivel piezométrico en el estrato localizado a la cota 0 asciende hasta la cota 22. Otro nivel acuífero sobre la cota 35 presenta el nivel del agua más arriba en el lado derecho que en el izquierdo. Un tercer nivel localizado entre las cotas 56 y 60, se mantiene seco en ambos estribos.

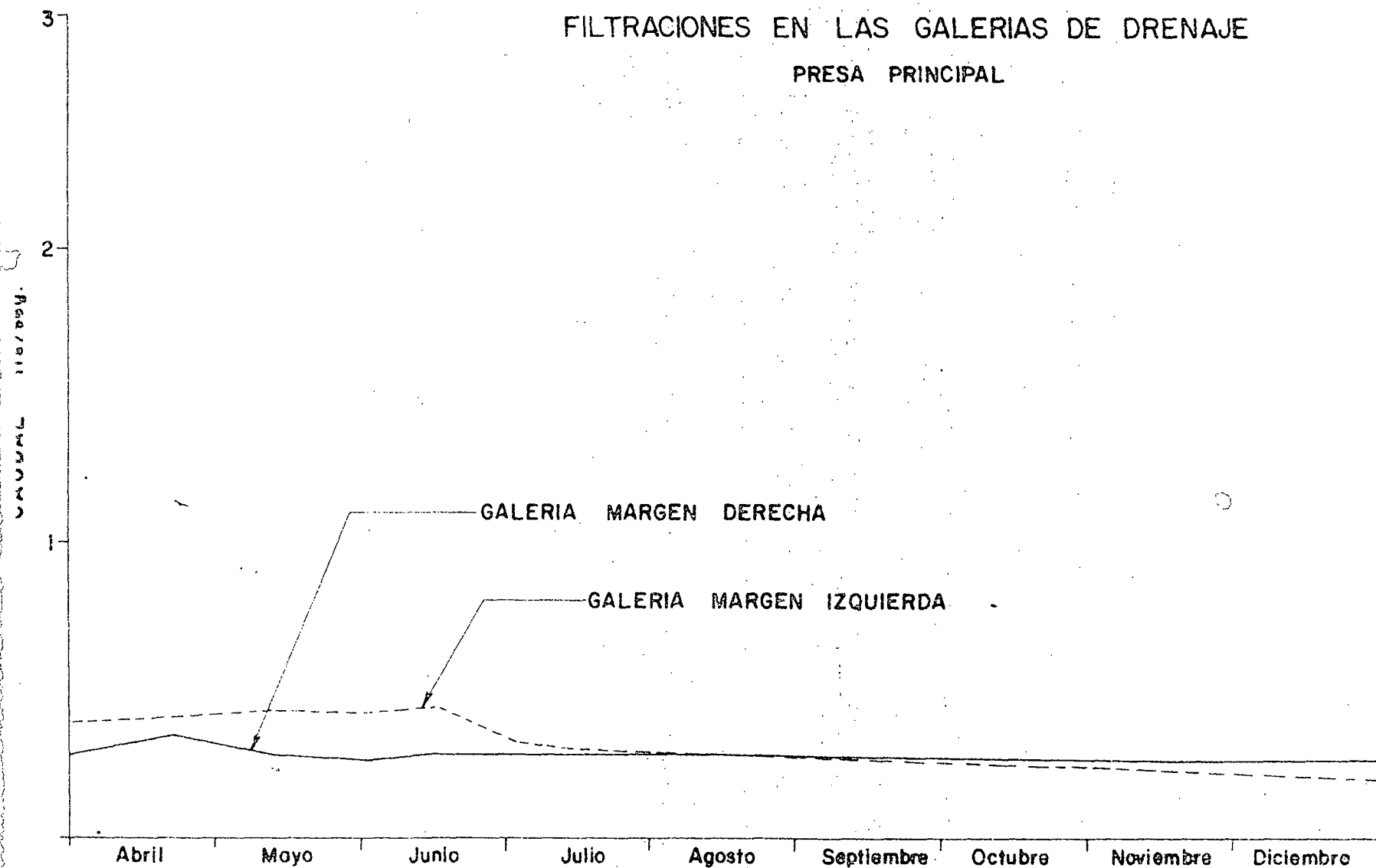
Inclinómetros

Para efectuar el control de deformaciones, se instalaron seis inclinómetros de acuerdo a las especificaciones, en el espaldón de aguas abajo, cuya ubicación se muestra en el siguiente cuadro:

INCLINOMETRO	ESTACION	DISTANCIA DEL EJE	COTA DE FONDO
S-1	0+210	45,0 m aguas abajo	25,02 m
S-2	0+149,78	55,6 m aguas abajo	7,25 m
S-3	0+091,94	41,28m aguas abajo	30,13 m
S-4	0+186,66	141,04m aguas abajo	16,73 m
S-5	0+150,06	141,27m aguas abajo	5,68 m
S-6	0+094,12	141,03m aguas abajo	20,00 m

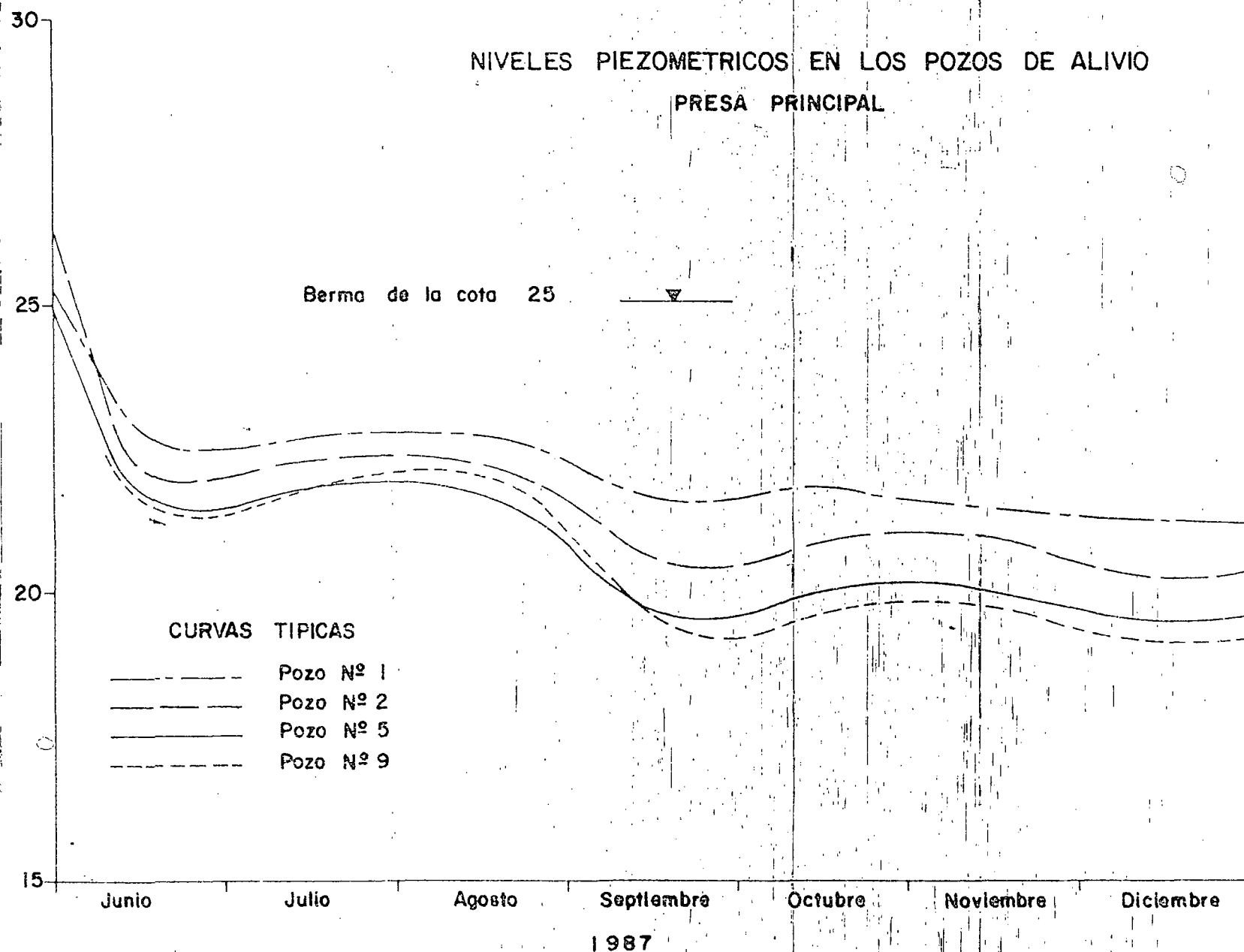
Se han hecho tres lecturas hasta el presente en los inclinómetros localizados en la berma 42 de la presa principal,

FILTRACIONES EN LAS GALERIAS DE DRENAJE
PRESA PRINCIPAL



1987

NIVELES PIEZOMETRICOS EN LOS POZOS DE ALIVIO PRESA PRINCIPAL



Los resultados gráficos obtenidos muestran tendencia a movimientos hacia aguas abajo en el inclinómetro de la zona central de la presa, y hacia cada uno de los estribos en los inclinómetros ubicados cerca de ellos.

Los otros tres instrumentos ubicados en el talud de aguas abajo alrededor de la cota 75 han sido corridos solamente una vez, por lo cual no se podría aún adelantar ningún criterio.

Hitos para el control de movimientos superficiales

Una vez terminado el relleno de la presa principal se procedió a instalar los hitos para el control de movimientos en la corona de la presa. Posteriormente se instalaron monumentos en la berma 42 y en la 25 y se construyeron monumentos especiales en los puntos de control y triangulación ubicados en el macizo rocoso con los datos obtenidos hasta la fecha.

FIN DE CAPITULO 11.

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 12

LABORATORIO DE SUELOS

Revisión No.2
Abril 1990

CAPITULO 12

LABORATORIO DE SUELOS

12.1 INTRODUCCION

Una sección separada de la División de Geotecnia fue creada para operar el Laboratorio de Mecánica de Suelos. Esta sección fue responsable del control de los terraplenes mediante la ejecución de ensayos de campo y ensayos para verificación de los parámetros de diseño de los diversos materiales utilizados en la construcción.

El laboratorio de Mecánica de Suelos tuvo también a su cargo la supervisión de la instalación de la instrumentación en la presa.

En general, el Laboratorio estuvo ocupado totalmente durante la estación seca de Mayo a Diciembre, con los ensayos de campo para el control de los materiales y terraplenes. Durante la estación lluviosa de Enero a Abril, el Laboratorio se ocupó principalmente de la ejecución de ensayos triaxiales, límites Atterberg y otros ensayos adicionales para comprobación de los parámetros de diseño.

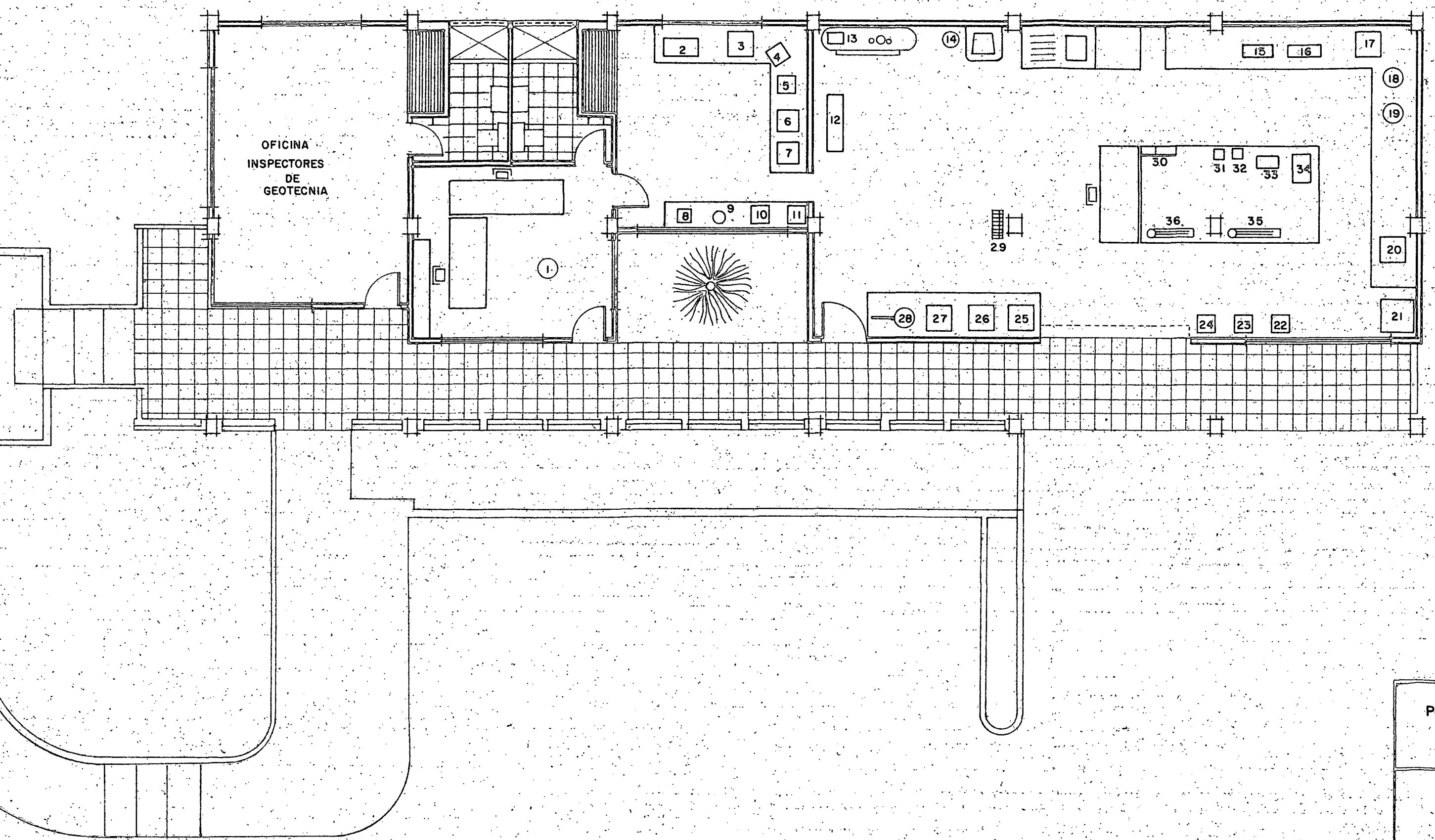
12.2 EQUIPAMIENTO Y LOCAL

El Laboratorio de Mecánica de Suelos empezó a operar en 1982 en un local provisional ubicado en el campamento de Alajuela. Esta ubicación temporal del laboratorio fue adoptada para poder llevar a cabo los ensayos y supervisión por parte de CEDEGE de la construcción de las vías de acceso y de la ciudadela de operaciones.

El equipo existente resultó insuficiente para la supervisión de las obras del proyecto, en vista de lo cual se debió adquirir un equipo adicional de la casa Brainerd-Kilman. Con este nuevo equipo se pudo disponer de los medios suficientes para la realización de todos los ensayos requeridos para el control de calidad de las obras.

El equipo adquirido empezó a llegar en Enero de 1984, coincidiendo con el traslado del Laboratorio a su local definitivo, ubicado en la entrada de la ciudadela de operaciones. La disposición del laboratorio con su equipamiento principal se muestra en la lámina 12.2-1.

CIUDADELA DE OPERACIONES



- 1 — OFICINA PRINCIPAL Y ARCHIVO
- 2 — NÚCLEO - DENSIMETRO
- 3 — PRENSA Y CÁMARA TRIAXIAL
- 4 — PANEL DEL TRIAXIAL
- 5 — MANÓMETRO DIGITAL
- 6 — BOMBA DE VACÍO
- 7 — CONSOLIDÓMETRO
- 8 — VÉLETA DE CAMPO
- 9 — EQUIPO PARA GRANULOMETRÍA POR HIDRÓMETRO
- 10 — BALANZA DE PRECISIÓN
- 11 — HORNO ELÉCTRICO
- 12 — EQUIPO PARA PERFORACIÓN MANUAL
- 13 — COMPRESOR
- 14 — PERMEÁMETRO
- 15-16 — BALANZAS
- 17 — HORNO MICRO-ONDAS
- 18-19 — DESECADORAS
- 20 — EXTRACTOR DE PROCTOR
- 21 — REFRIGERADOR
- 22 — MEZCLADOR
- 23 — COMPACTADOR MECÁNICO
- 24 — EQUIPO PARA COMPACTACIÓN MANUAL
- 25 — HORNO INFRA-ROJO
- 26 — HORNO MICRO-ONDAS
- 27 — TAMIZADOR ELÉCTRICO
- 28 — BALANZA DE CAMPO
- 29 — CUARTEADOR DE MUESTRAS
- 30 — EXTRACTOR DE MUESTRA
- 31-32 — EQUIPOS PARA LÍMITES DE ATTERBERG
- 33-34 — BALANZAS DE PRECISIÓN
- 35-36 — BALANZAS GRANDES

PRESA DAULE-PERIPA <i>Cedegé</i>	TAMS-INTEGRAL ASOCIACIÓN DE COMPAÑÍAS CONSULTORAS	LÁMINA Nº 12.2-1
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS UBICACIÓN Y EQUIPAMIENTO PRINCIPAL		FECHA: OCTUBRE / 89

MATERIAL	SECTOR	VOLUMEN (m³)	ESPECIFICACIONES			GRANULOMETRIA — % QUE PASA							LIMITES ATTERBERG			GRAVD. ESPCF.		DENSIDAD - HUMEDAD / CAMPO				DENSIDAD-HUMEDAD/LABORAT.				GRADO COMPACTAC.	COMP. SIMPLE		COMPRESION TRIAXIAL				PERMEABILIDAD		HUMEDEC. - SECADO		OBSERVACIONES	
			PASADAS RODILLO	ESPESOR CAPA	HUMEDAD OPTIMA	Nº ENSAYOS	MAXIMA	1"	Nº 4	Nº 16	Nº 40	Nº 200	FRACCION ARCILLA	Nº ENSAYOS	L.L.	L.P.	I.P.	Nº ENSAYOS	Gs	Nº ENSAYOS	METODO	γ _d	W	Nº ENSAYOS	METODO		γ _d MAXIMA	W OPTIMA	Nº ENSAYOS	γ _u	TIPO Y Nº ENSAYOS	Ø _{cu}	Ø _{CD}	C	Nº ENSAYOS	K		Nº ENSAYOS
ARENISCA TRITURADA	PRESA PRINCIPAL NUCLEO	460.000	2 (T) 6 (V)	20-25cm.	± 2 %	142	3"	88 78-100	61 49-75	45 35-60	34 20-43	6 2-15			NP	NP	NP	14	2.73 2.69-2.78	510	C _s	1584 1475-1675	19 16-23	172	M	1647 1525-1725	21 19-25	96 94-98			CU - 9 CD - 3	40 39-44	44 39-47	0.0	7	9x10 ⁻⁶ 10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁸		
ARENISCA TRITURADA	PRESA PRINCIPAL ESPALDON AGUAS ARRIBA	770.000	4 (T) 6 (V)	20-25cm.	"	86	3"	93 75-100	61 45-75	43 30-60	35 18-43	10 2-17			NP	NP	NP	23	2.74 2.68-2.79	363	C _s	1571 1475-1675	20 16-24	75	M	1627 1525-1725	22 18-27	97 95-99										
ARENISCA TRITURADA	PRESA PRINCIPAL ESPALDON AGUAS ABAJO	780.000	4 (T) 6 (V)	20-25cm.	"	108	3"	87 80-100	61 45-78	42 30-60	31 20-45	6 2-10			NP	NP	NP		"	536	C _s	1584 1475-1675	19 14-25	212	M	1639 1525-1725	21 16-27	97 95-99										
ARENISCA TRITURADA	PRESA AUXILIAR Y AREA ADMINISTRATIVA	611.000	4 (T) 6 (V)	20-25cm.	"	21	3"	83 80-95	53 40-65	46 35-55	35 25-45	9 5-12			NP	NP	NP		"	366	C _s	1578 1475-1675	19 14-23	161	M	1635 1525-1725	21 16-25	97 94-99										
MEZCLA ARENISCA - ARCILLA	PRESA PRINCIPAL Y AUXILIAR	68.300	6 (T)	20-25cm.	± 2%	24	2"	94 81-100	83 70-95	77 60-92	66 47-85	38 25-60			NP	NP	NP	18	2.71 2.66-2.76	169	V _s	1469 1350-1580	24 16-32	70	S	1521 1375-1650	26 20-32	97 94-100			CU-4	34 33-36		0.0				1 PARTE ARCILLA 2 PARTES ARENISCA TRITURADA
ARENA - GRAVA DEL RIO DAULE	PRESA PRINCIPAL ESPALDONES	269.000	4 (V)	30 cm.		212	3"	80 70-90	53 40-60	42 30-52	20 10-30	4 0-10			—	—	—	17	a) 2.66 b) 2.54	314	C _s	1951 1700-2100	11 9-15	73	M	2014 1800-2150	12 10-15	97 93-100			CU-3	40 3-42		0.0	6	3x10 ⁻³ 10 ⁻² - 10 ⁻⁶		(A) MATERIAL < 3/4" (B) MATERIAL > 3/4"
ARENA - GRAVA SELECCIONADA DEL RIO DAULE	PRESA PRINCIPAL DREN Y ESPALDON AGUAS ARRIBA	100.000	4 (V)	30 cm.		46	3"	85 75-91	54 45-65	42 37-54	17 10-28	1 0-5			—	—	—		"	30	C _s	1924 1750-2100	11 8-15	18	M	2004 1850-2150	12 10-15	96 94-99										
ARENA - GRAVA DEL RIO QUEVEDO	PRESA PRINCIPAL ESPALDON AGUAS ARRIBA	110.000	4 (V)	30 cm.		37	5"	57 45-65	27 15-35	18 5-23	4 0-8	1 0-4			—	—	—			33	C _s	2316 2050-2450	4 3-6	13	M	2204 2100-2280	7 6-8											
FILTRO PROCESADO EN PLANTA	PRESA PRINCIPAL Y AUXILIAR	145.000	4 (V)	30 cm.		65	3/8"		94 85-100	69 57-80	35 23-48	2 0-4			—	—	—	6	2.78 2.76-2.80	132	C _s	1830 1725-1975	8 5-13	69	M	1922 1825-1975	12 8-15	95 93-99						3	1x10 ⁻³ 10 ⁻³ - 10 ⁻⁴			
GRAVA DE LIBRE DRENAJE	PRESA PRINCIPAL	146.260	4 (V)	30 cm.		32	4"	57 45-75	10 0-25									3	2.58 2.55-2.60	11	C _s	2089 1970-2350	3 2-4															
ARCILLA	DIQUE	4'300.000	6 (T)	20 cm.	+ 3 % - 1%	8	0.425 mm.					98 90-100	65 45-80	538	70 55-85	36 30-45	34 23-45		2.72 2.63-2.78	1810	V _s	1161 1025-1340	44 33-54	545	S	1188 1050-1350	45 34-55	98 95-100	28	(a) 1.0-3.0 (b) 3.5-9.0	CU-13 CD-2	26 23-31	36 36-37	0.1			(A) ARCILLA CIMENTACION (B) ARCILLA TERRAPLEN	
FILTRO (VARIAS FUENTES)	DIQUE	156.000		30 cm.		128	(a) 1" (b) 2" (c) 3"		95 87 79	87 68 52	87 48 45	60 25 25	3 2 2							26	C _s	1761 1610-1930	9 4-15														(A) BANCO ARENA DEL Km. 6 (B) ARENISCA EXCAV. VERTED. (C) MEZCLA ALUVIAL DAULE-PERIPA	

TIPOS DE RODILLO

- (T) COMPACTADOR-APISONADOR 30 Ton.
(V) VIBRADOR 9 Ton.

MÉTODOS-DENSIDAD CAMPO

- Vs., VOLUMETRICO STANDARD ASTM-D21 67-66
Cs., CONO DE ARENA ASTM: D1536-64

MÉTODOS-DENSIDAD LABORATORIO

- S., PROCTOR STANDARD
M., PROCTOR MODIFICADO

CLASES DE ENSAYO TRIAXIAL

- CU... CONSOLIDADO NO DRENADO
CD... CONSOLIDADO DRENADO

NOMENCLATURA Y UNIDADES

- LL... LIMITE LIQUIDO (%)
LP... LIMITE PLASTICO (%)
IP... INDICE DE PLASTICIDAD (%)
Gs... GRAVEDAD ESPECIFICA
γ_d... DENSIDAD SECA (Kg/m³)
W... CONTENIDO DE HUMEDAD (%)
q_u... RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE (Kg/cm²)
φ_{cu}... ANGULO DE FRICCION INTERNA NO DRENADO (°)
φ_{cd}... ANGULO DE FRICCION INTERNA DRENADO (°)
C... COHESION (Kg/cm²)
K... COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (cm/seg)

- GRADO COMPACTACION... $\frac{\gamma_d \text{ campo}}{\gamma_d \text{ laboratorio}} \times 100$
FRACCION DE ARCILLA... < 0.002 mm.

PRESA DAULE-PERIPA
CEDEGE

TAMS - INTEGRAL
ASOCIACION DE COMPAÑIAS CONSULTORAS

LAMINA
12.4-1

RESUMEN DE ENSAYOS
Y
RESULTADOS DE LABORATORIO

HOJA 1 DE 2
FECHA:
OCTUBRE /89

[illegible]

En el terraplén de arcilla del Dique y los rellenos de arenisca-arcilla de la presa principal y auxiliar se utilizó el aparato volumétrico standar (ASTM: D2167-66)

En los terraplenes de arenisca, material no clasificado, arena-grava, suelo-cemento, filtros y drenes de material granular la densidad de campo se determinó mediante ensayos volumétricos con cono de arena de 6" y 12" de diámetro. La arena utilizada fue previamente calibrada según las normas de ensayo y se la obtuvo de los depósitos aluviales del río Quevedo.

En la arenisca y arena-grava también se realizaron ocasionalmente ensayos de densidad en agujeros de 24" de diámetro, utilizando agua para obtener el volumen. No se observó variación en la densidad para los diferentes diámetros de ensayos.

Para el control de las densidades en el campo, el laboratorio también dispuso de un núcleo-densímetro de la casa CFN. Sin embargo su utilización fue muy limitada, en vista de que los resultados obtenidos mostraron variaciones muy significativas respecto a los ensayos volumétricos anteriormente analizados.

El contenido de humedad de las zonas ensayadas fue determinado muy rápidamente en laboratorio utilizando un horno microondas de tal forma que las densidades secas de campo podían determinarse en un máximo de 30 minutos a partir de la ejecución del ensayo en el campo.

Para cuando se requerían resultados más rápidos en el campo del contenido de humedad de los materiales se utilizó también el medidor de humedades "speedy".

En general las densidades y humedades de campo en los diferentes terraplenes siempre estuvieron dentro de los rangos establecidos en las Especificaciones. Las densidades generalmente fueron superiores al 95% de la densidad máxima de laboratorio, en tanto que las humedades de campo variaron entre -3 y +3% de la humedad óptima.

Los resultados de los ensayos de campo y un análisis más detallado de la densidad y humedad de campo para los diferentes materiales se muestran en el capítulo 6.

En la tabla siguiente se presenta la frecuencia de ensayos de control en el campo para cada material durante la construcción, así como también valores representativos y rangos de variación para la densidad y humedad de los terraplenes.

Todos los ensayos fueron realizados, en donde fue aplicable, siguiendo las normas establecidas por la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales (ASTM).

Contenido de Humedad

Para determinar el contenido de humedad, el laboratorio dispuso de dos hornos eléctricos y un horno infrarojo. Sin embargo en vista de la gran cantidad de muestras que debían procesarse y la necesidad de resultados inmediatos a fin de poder aprobarse la utilización de los diferentes materiales y sus rellenos, fue necesario que se busquen métodos alternativos para el secado de las muestras.

Por tanto, el laboratorio optó por utilizar un horno microondas para secar las muestras y obtener su contenido de humedad. Se comprobó que en el horno de microondas, se requerían aproximadamente 20 minutos para secar las muestras de los materiales arcillosos y 15 minutos para los materiales granulares.

Este procedimiento facilitó el trabajo de control ya que se podían obtener rápidamente las densidades y humedades de los diferentes terraplenes.

Densidad de Laboratorio

Inicialmente se esperaba utilizar el método rápido de Hilf para el control de la compactación y el contenido de humedad. Desafortunadamente este método fue imposible aplicarlo en el proyecto en vista de la alta plasticidad y consiguiente dureza de las arcillas, lo cual dificultaba la disgregación del material hasta los tamaños requeridos para su compactación en el laboratorio. La disgregación requería mucho tiempo, con la consiguiente pérdida de humedad de la arcilla, perdiendo por tanto validez este método.

En forma similar, este método no fue utilizado para la arenisca triturada. Los resultados obtenidos fueron poco confiables, en vista de que se requiere la reutilización de las muestras con el consiguiente cambio en la granulometría y grado de uniformidad por efecto de la recompactación.

En vista de las dificultades en la aplicación del método rápido de Hilf, se procedió a realizar la comparación convencional de la densidad de campo con los ensayos proctor de laboratorio, pero con una alta proporción de ensayos proctor respecto a las densidades de campo a fin de evaluar correctamente el grado de compactación de los materiales.

En la arcilla y mezcla arenisca-arcilla se realizaron ensayos Proctor Standar, en la arenisca y demás materiales granulares se realizaron ensayos Proctor Modificado.

En total se realizaron 1.485 ensayos Proctor, de los cuales el 37% corresponden a la arcilla del gique y el 42% a arenisca.

Los resultados de estos ensayos para cada material se presentan en la lámina 12.4-1.

Permeabilidad

Durante la supervisión se realizaron 16 ensayos de permeabilidad con carga constante según el método ASTM: D2434-68 en arenisca triturada, arena-grava del Daule y filtro de arena.

Los ensayos se realizaron en muestras compactadas a 95% de la densidad máxima de laboratorio y altura de carga entre 1 y 2 m. Inicialmente los ensayos se realizaron utilizando un permeámetro de 4" de diámetro y con tamaño máximo de partículas de 3/4", pero sus resultados fueron poco confiables. Se procedió por tanto a realizar los ensayos en un permeámetro de 8" y con tamaño máximo de partículas de 2", obteniéndose de esta forma resultados más compatibles y confiables.

A continuación se presentan las permeabilidades promedio obtenidas en cada material.

<u>Material</u>	<u>Permeabilidad (cm/s)</u>
-----------------	-----------------------------

Arenisca triturada	8×10^{-6}
--------------------	--------------------

Arena Grava del Daule	3×10^{-3}
-----------------------	--------------------

Filtro de arena	1×10^{-3}
-----------------	--------------------

Compresión no Confinada

Se realizaron ensayos de compresión simple en muestras indisturbadas de arcilla del terraplén y cimentación del dique entre las abscisas 10+000 y 16+000.

En la arcilla del terraplén se realizaron 24 ensayos y 4 en la cimentación. Todos los ensayos se realizaron con muestras de 3" de diámetro y con velocidades de deformación de 0.5 mm/min.

La resistencia de la arcilla de cimentación varió entre 1.0 y 3.0 kg/cm², en tanto que la arcilla del terraplén presentó resistencias entre 3.5 y 9.0 kg/cm².

Compresión Triaxial

Con el propósito de verificar los parámetros de resistencia previstos en el diseño, se realizaron un conjunto de ensayos de compresión triaxial en los principales materiales utilizados en la obra.

En total se realizaron 29 ensayos triaxial consolidado no drenado (C_U) y 5 ensayos consolidado drenado (C_D).

Todos los ensayos se realizaron en muestras representativas compactadas a aproximadamente 95% de la densidad máxima de laboratorio. La saturación de las muestras se realizó usando contrapresión, en tanto que durante el corte se mantuvieron

Humedecimiento y Secado

Ensayos de humedecimiento y secado según el método ASTM: D559-57 se realizaron durante la fase de diseño y construcción del suelo-cemento en el Dique.

Previamente a la construcción del suelo-cemento, el laboratorio realizó una amplia investigación a fin de determinar la mezcla óptima de suelo-cemento a utilizarse.

En esta investigación se ejecutaron un gran número de ensayos de humedecimiento y secado los mismos que conjuntamente con los ensayos de densidad y resistencia permitieron definir una mezcla constituida por un 41% de arenisca, 41% de arena del Daule y 18% de arcilla en porcentajes al volumen, mezclados con un 8% de cemento al peso.

Durante la construcción se realizaron 16 ensayos de humedecimiento y secado, obteniéndose un desgaste promedio de 13%, el mismo que cumplía con las especificaciones establecidas para este material.

Adicionalmente el laboratorio realizó un conjunto de ensayos en las rocas de la caliza de Cerro Azul a fin de calificar su calidad para su utilización en el enrocado de protección del dique. Estos ensayos analizaron la granulometría, densidad, resistencia a la compresión, resistencia a la tracción (ensayo brasileño) y resistencia a los sulfatos. Un resumen de los ensayos en este material se presentó en la Tabla 6.4-4 del capítulo 6.

12.5 ARCHIVOS

Toda la información de los ensayos de control, se encuentra archivada en laboratorio en forma cronológica para cada uno de los materiales, incluyéndose en cada archivo un resumen mensual de ensayos y resultados promedio.

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 13

HORMIGONES

Revisión No.2
Abril 1909

CAPITULO 13

HORMIGONES

13.1 INTRODUCCION

La operación de Hormigones incluyó las siguientes actividades: explotación de grava natural y arena del lecho del Río Quevedo y su transporte al sitio de la obra, clasificación y trituración de áridos para hormigón en la planta clasificadora montada por el Contratista en la obra, acopio de agregados fino y grueso por tamaños especificados, transporte y almacenamiento de cemento, preparación en planta de mezclas de hormigón, transporte y colocación de hormigón en obra y curado y protección.

13.2 TIPOS DE HORMIGON

Se utilizaron en la obra los siguientes tipos de hormigón:

Hormigón en masa con tamaño máximo de agregado igual a 150 mm.

Hormigón corriente con tamaño máximo de agregado igual a 38 mm.

Hormigón de alta resistencia con tamaño máximo de agregado igual a 38 mm.

Hormigón de alta resistencia con tamaño máximo de agregado igual a 19 mm.

Hormigón lanzado con tamaño máximo de agregado igual a 19 mm.

Hormigón compactado con rodillo.

13.3 MATERIALES

Cemento

El cemento especificado para los hormigones del proyecto es el cemento Portland que cumple la norma ASTM C-150, tipo II de baja alcalinidad. Este cemento fue suministrado por "La Cemento Nacional C.A" de Guayaquil. También se especificó el uso de cemento Portland tipo III de baja alcalinidad para los elementos prefabricados de hormigón. Sin embargo, en consideración al pequeño volumen de prefabricación realizado en la obra, no se exigió el uso de este tipo de cemento.

El contenido de álcalis en el cemento tipo II utilizado en obra no excedió del 0.4%.

El cemento fue transportado a granel en camiones cisterna de 30 T.M. de capacidad y almacenado en obra en una batería de 6 silos metálicos de 500 t de capacidad por silo.

agua de impurezas. Los ensayos químicos del agua se mantuvieron dentro de los límites especificados.

Para poder mantener la temperatura de colocación del hormigón dentro de los límites máximos especificados (130) el Contratista instaló a lado de la planta dosificadora de hormigón, una planta para producción de escamas de hielo.

Prácticamente en todo el hormigón del proyecto se utilizaron escamas de hielo para su mezclado.

Aditivos

El diseño de mezclas de hormigón incluyó la utilización de los siguientes aditivos:

Aditivos inclusores de aire.

Aditivos reductores de agua y fluidificantes.

Aditivo acelerante para hormigón lanzado.

Aditivo expansivo para mortero.

Todos los aspectos relacionados con ensayos de compatabilidad, tipos de productos utilizados, dosificación etc. se tratan en detalle en la sección 14. LABORATORIO DE HORMIGON.

13.4 PRODUCCION DE HORMIGON

El 99% del volumen total de hormigón colocado en la obra fue producido en una planta dosificadora con capacidad de 110 m³ por hora. La operación de la planta se efectuaba en forma automática a través de una computadora con impresor. En caso de desperfectos del sistema automático, la planta podría ser operada en forma manual o semi-automática. Después de cada ciclo de mezclas, el impresor producía los registros con las dosificaciones empleadas y los pesos reales de todos los componentes. Una copia de estos registros era enviada semanalmente por el Contratista a Fiscalización.

La planta dosificadora instalada por el Contratista consta de tolvas separadas para todos los tamaños de áridos utilizados, las cuales descargan a sus respectivas básculas. Consta igualmente de una tolva para escamas de hielo con su báscula respectiva y una báscula de cemento que era alimentada desde los silos de cemento mediante aire a presión.

Finalmente consta de un tanque y dosificador de aditivos y un dosificador de agua, el cual sólo se utilizó en casos de emergencia, cuando se producía un desperfecto en la planta de hielo o en su sistema de alimentación a la planta dosificadora. El mezclado de hormigón se efectuaba en 3 mezcladoras de eje inclinado, con tambor de volteo y con una capacidad de 3 m³ por mezcladora.

c) Grúas Estacionarias o Móviles y Balde (CAZO)

En este sistema, los camiones de transporte de hormigón descargaban en un balde (cazo) con capacidad hasta de 5 m³ de hormigón, que era luego izado por la grúa hasta su posición de descarga en la estructura.

El Contratista instaló en la obra 3 gruas torre COMANSA, dos de ellas con capacidad de 8 t de carga en punta y alcance de 70 m y una con capacidad de 4 toneladas y 50 m de alcance. Además el Contratista contó en la obra con varias gruas móviles hasta de 20 t de capacidad. Todas estas grúas se utilizaron tanto para colocación de hormigón como para otras operaciones de construcción.

Vibrado del Hormigón

Para todos los hormigones de la obra, excepto de revestimiento de los dos túneles se utilizó el vibrado interno con vibradores de aire y eléctricos con cabezas de diámetro entre 2" y 7", de acuerdo al tipo de mezcla y densidad del refuerzo.

En el caso del revestimiento de los túneles, y específicamente el hormigonado de bóvedas, se utilizó predominantemente vibrado externo, mediante vibradores de aire instalados en el encofrado metálico. Además, y en la mayor medida posible se suplementó el vibrado externo con vibradores internos, operados a través de las ventanas de hormigonado.

13.6 ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo utilizado en las estructuras de hormigón del proyecto excedió de las 8.000 t.

Si bien el acero especificado en los planos era en su mayoría del grado 40, el Contratista utilizó una cantidad substancial de acero de grado 60 tanto de fabricación nacional como importado de España y Japón.

El corte y doblado de las barras de refuerzo se hizo en el taller especial que el Contratista instaló en el sitio de la obra.

13.7 HORMIGON RODILLADO

Introducción

En el proyecto Daule-Peripa se colocaron unos 52.500 m³ de hormigón rodillado. La mayor parte de este volumen se colocó en la cimentación de la estructura de compuertas del Vertedero Principal. En este caso, el hormigón rodillado se utilizó como material substitutivo de una capa de argilita con muy baja

El transporte del hormigón rodillado se efectuó en camiones de volteo (Dumpers) y en camiones Tolva, desde la planta dosificadora hasta el sitio del vertedero.

Colocación y Consolidación

La descarga del hormigón se efectuó en forma similar a la de un material de terraplén en montones uniformemente espaciados. El hormigón se extendió y niveló en capas de 20 a 30 cm de espesor y 3 metros de ancho mediante bulldozer pequeño o motoniveladora. Seguidamente se pasó el rodillo liso vibratorio de diez toneladas un mínimo de cuatro veces. La consistencia de la mezcla se ajustaba en planta, para que esta resistiera el peso del rodillo, pero a la vez contuviera suficiente humedad para que el mortero de la mezcla fluyera alrededor del agregado grueso. Este es un factor determinante para la dosificación del agua de la mezcla y que se optimizó en base al comportamiento de la mezcla observado durante el paso del rodillo vibratorio.

El curado del hormigón se realizó mojando con agua en forma continua, cada capa compactada hasta colocar la próxima capa. Cuando transcurrieran más de 24 horas entre capa y capa, se colocaba previamente una capa de mortero antes de colocar el hormigón de la siguiente capa.

Control de Calidad

El control de calidad del hormigón rodillado, en lo referente a granulometría de agregados, cemento, control en planta dosificadora etc. fue igual al realizado con el hormigón convencional.

El control de la consistencia de la mezcla no era posible con la prueba del cono, por las características del hormigón rodillado. Por tanto, este control se hizo exclusivamente por observaciones en la obra, tanto del comportamiento de la mezcla en lo referente al grado de segregación durante la descarga y nivelado de las capas, como de su comportamiento durante la consolidación con el rodillo vibrador. De acuerdo a estas observaciones se procedía a ajustar la cantidad de agua de la mezcla y el porcentaje de arena.

Para el control de la resistencia del hormigón rodillado a la compresión se hicieron los siguientes ensayos:

- Toma de cilindros de gran diámetro. (30 cm de diámetro x 70 cm de altura). Estos cilindros tuvieron una resistencia promedio de 150 kg/cm² a los 28 días.

- Extracción de núcleos de 15 cm de diámetro. Estos núcleos mostraban un hormigón bastante compacto y bien gradado, aunque se observó que algunas juntas entre capas no tenían una buena adherencia y eran porosas. Los valores de rotura de los núcleos promediaron alrededor de 140 kg/cm².

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 14

LABORATORIO DE HORMIGONES

Revisión No.2
Abril 1990

CAPITULO 14

LABORATORIO DE HORMIGONES

14.1 INTRODUCCION

De acuerdo a las especificaciones técnicas del Proyecto, la Fiscalización tuvo a su cargo, además del control de calidad de los trabajos de hormigón, el diseño y optimización de todas las dosificaciones de mezclas a utilizarse en el Proyecto.—

En consecuencia, el alcance de las labores asignadas al laboratorio de hormigones ha sido bastante amplio y ha requerido un laboratorio de hormigones bien equipado y la asignación de suficiente personal técnico y de apoyo.

Fuera de las labores propias del laboratorio, tales como la ejecución de todos los ensayos, el personal también tuvo a su cargo el control de las mezclas en la Planta dosificadora y en los frentes de construcción. Este control consistió en la toma de muestras de cilindros para ensayos de compresión, medición del revenimiento con el cono de Abrams, de la temperatura y del contenido de aire de las mezclas y elaboración de registros de campo del número y volumen de los camiones mixer que transportaban hormigón a los diferentes frentes de construcción.

14.2 PERSONAL

El personal asignado al laboratorio de Hormigones durante el periodo de máxima actividad del Contratista fué el siguiente:

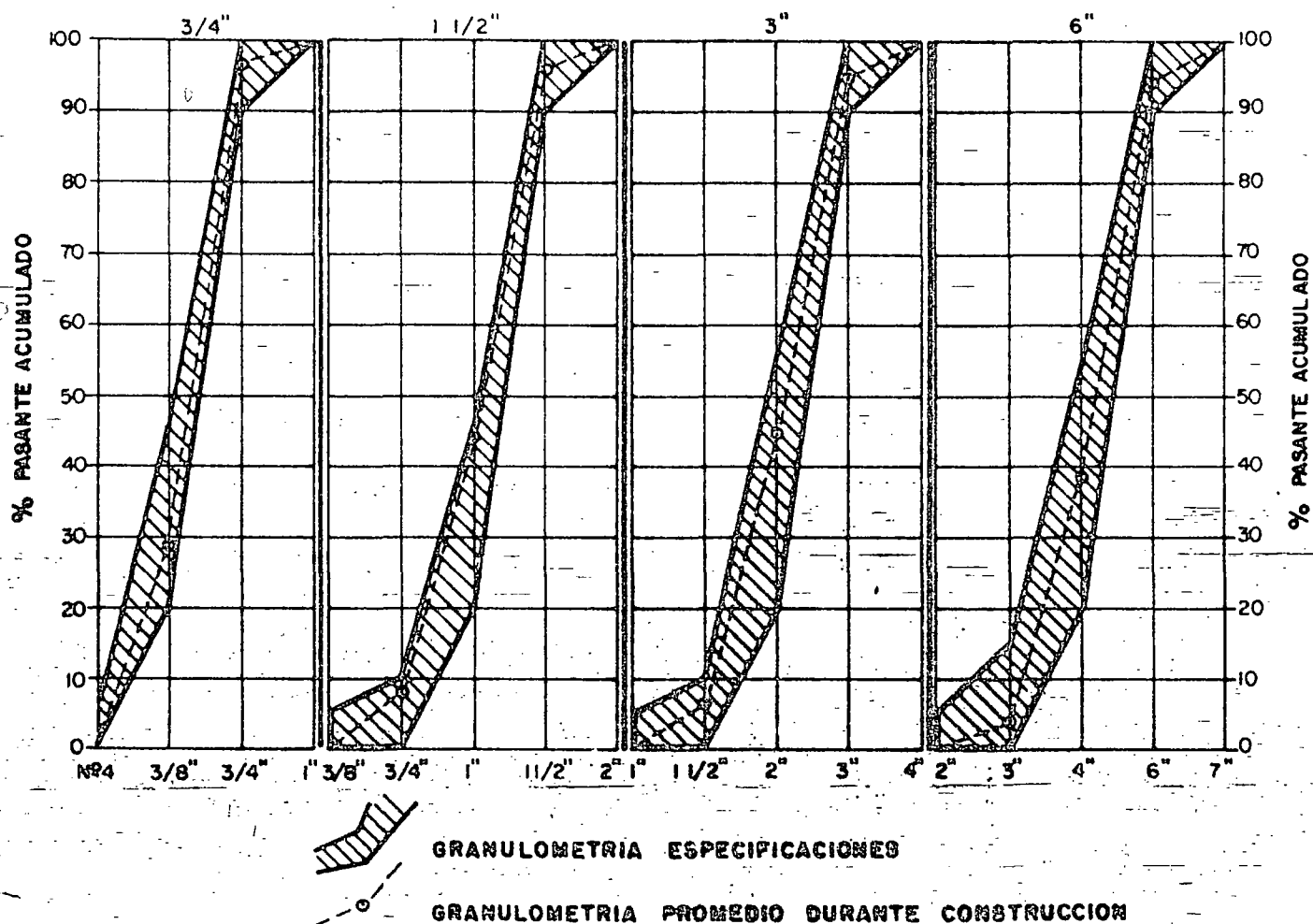
Ingeniero Jefe de Hormigones	1	(TAMS)
Ingeniero de Hormigones y		
Jefe de Laboratorio	1	(INTEGRAL)
Inspector de Area	1	(INTEGRAL)
Inspector de Area	1	(CEDEGE)
Laboratorista	1	(INTEGRAL)
Ayudantes de Laboratorio	4	(INTEGRAL)
Ayudantes de Laboratorio	4	(CEDEGE)

El personal de Inspectores y Ayudantes de Laboratorio trabajó en turnos de 8 horas para cubrir el control de colocación de hormigón durante las 24 horas que trabajaba el Contratista 5 o 6 días a la semana. En algunos periodos se trabajó los 7 días de la semana cuando se realizaban trabajos urgentes en los túneles.

14.3 ENSAYOS

Todos los ensayos realizados en el Laboratorio siguieron las normas especificadas de la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales (A.S.T.M). Se realizaron los siguientes ensayos:

AGREGADOS GRUESOS PARA HORMIGON GRANULOMETRIAS



AGREGADOS GRUESOS PARA HORMIGON GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION

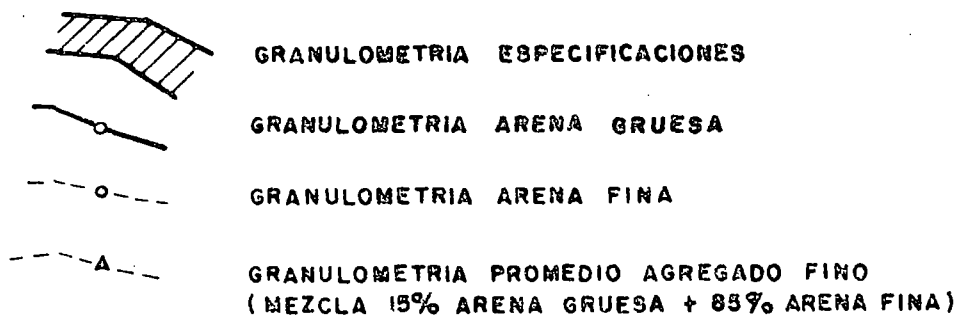
AGREGADO	3"	1 1/2"	3/4"
GRAVEDAD ESPECIFICA	2.78	2.73	2.70
ABSORCION (%)	0.43	1.32	1.80

PRESA DAULE - PERIPA
CEDEGE

ASOCIACION TAMS, - INTEGRAL
AGREGADOS GRUESOS PARA HORMIGON
PROPIEDADES

LAMINA
Nº 14.1

TAMICES N2



L A M I N A
№ 14.2

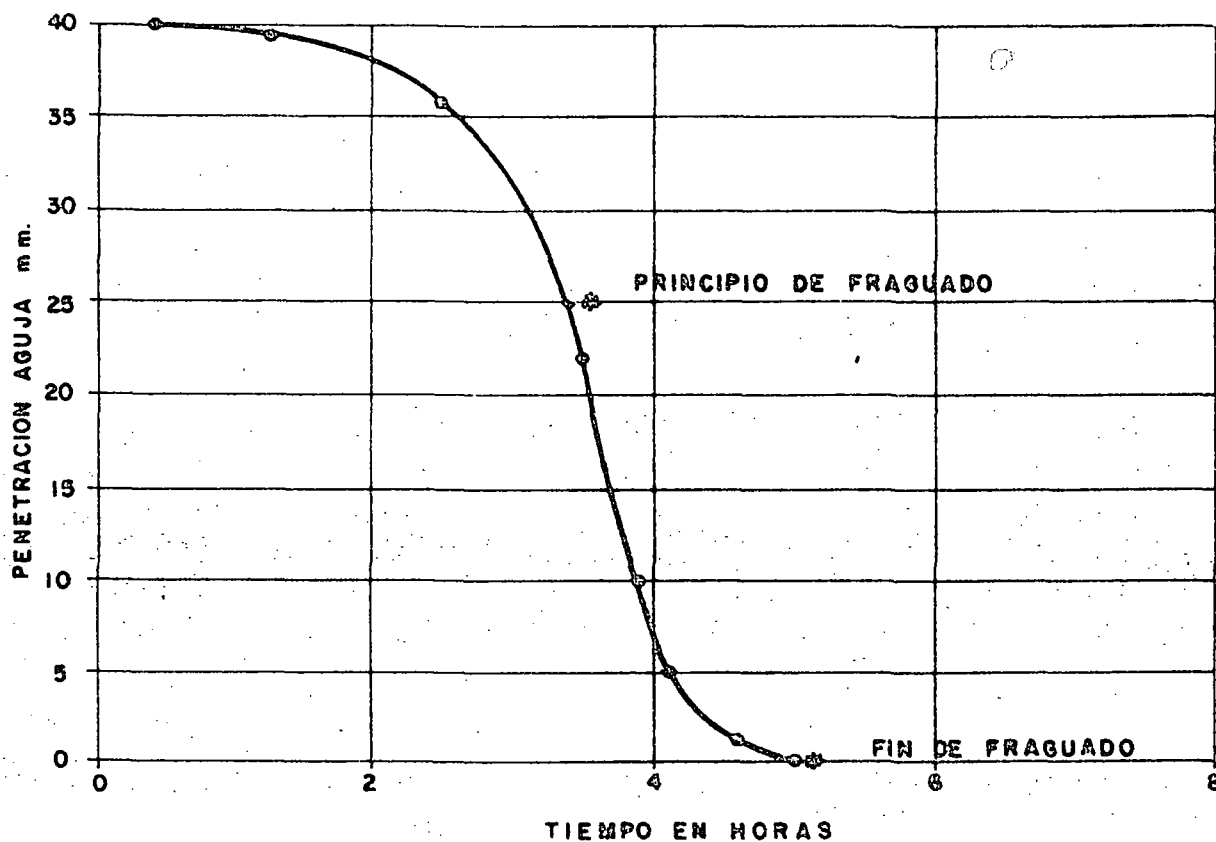
T A B L A 14.1
ANALISIS FISICO QUIMICO DEL CEMENTO TIPO II

LOTE NUMERO	018	019	020	021	022	023	024
FECHA 1986	Agos. 18	Agos. 24	Sept. 10	Sept. 15	Sept. 26	Octu. 06	Oct. 20
SiO ₂	22.30	22.60	22.80	22.50	22.70	22.40	22.40
Al ₂ O ₃	4.00	4.00	4.30	4.00	4.30	4.90	4.40
Fe ₂ O ₃	3.90	3.60	3.40	3.80	3.40	3.20	3.60
CaO	63.60	63.50	63.40	63.30	63.00	63.00	63.50
MgO	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60
K ₂ O	0.18	0.16	0.18	0.18	0.16	0.17	0.15
Na ₂ O	0.17	0.15	0.17	0.17	0.16	0.16	0.14
SO ₃	1.86	2.00	1.80	1.90	1.92	2.00	1.98
Perdida	1.60	1.40	1.50	1.61	2.10	2.10	1.90
Total	99.21	99.01	99.15	99.06	99.34	99.53	99.67
S C	98.28	88.17	87.26	88.19	86.92	87.15	88.30
M. S	2.82	2.97	2.96	2.88	2.94	2.77	2.80
M. A	1.02	1.11	1.26	1.05	1.26	1.53	1.22
Res. Insol.	0.36	0.34	0.45	0.20	0.70	0.71	0.56
Cal libre	0.60	0.30	0.45	0.20	0.70	0.71	0.56
C ₃ S	49.24	47.80	43.54	47.58	42.69	40.59	43.60
C ₂ S	26.79	28.73	32.52	28.61	32.88	33.60	31.30
C ₃ A	4.00	4.50	5.64	4.17	5.64	7.57	5.60
C ₄ AF	11.87	10.95	10.34	11.56	10.34	9.74	11.00
Blaine	3311	3284	3257	3173	3243	3173	3144
% H ₂ O	23.60	22.40	22.80	22.80	22.80	22.40	22.40
Frag. Inic.	200	255	185	230	165	120	155
Frag. Final	370	400	375	440	355	300	350
Falso Frag.	75%	83%	78%	82%	83%	74%	94%
3 d.	139	129	114	147	113	111	
Resis. 7 d.	172	170	176	182	178	176	
28 d.	287	286	292	334			

NOTA: Los datos que constan en esta tabla son tomados de los informes de control de calidad elaborados por el fabricante, La Cemento Nacional, periodicamente durante 1986.

CEMENTO ROCAFUERTE TIPO II

ENSAYO DE FRAGUADO



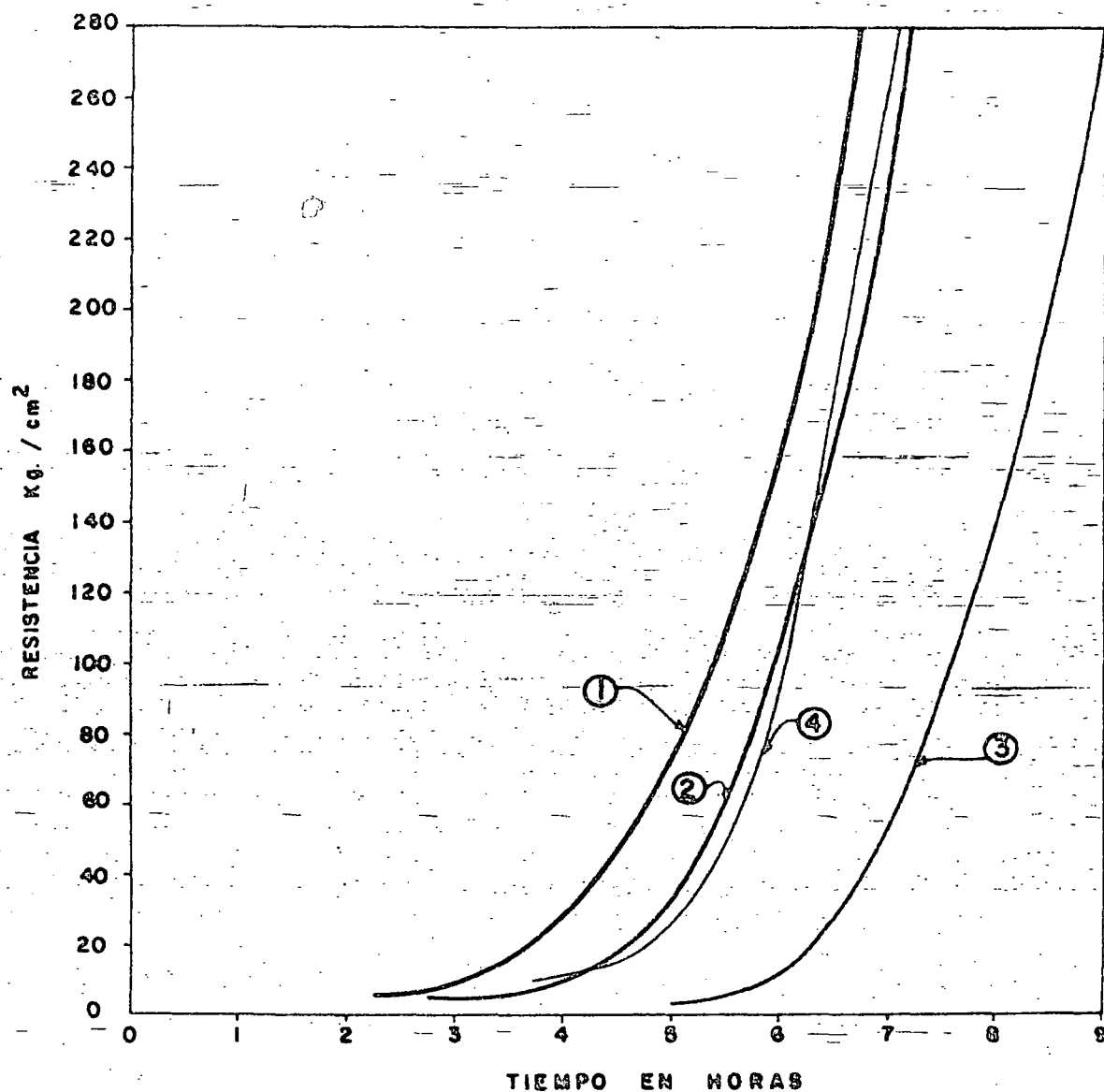
Relacion agua / cemento de la pasta : 0.23

PRESA DAULE - PERIPA
CEDEGE

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL
CEMENTO ROCAFUERTE TIPO II
ENSAYO DE FRAGUADO

LAMINA
Nº 14-3

ENSAYOS DE PENETRACION EN MORTERO



CURVA Nº	MEZCLA	CONTENIDO CEMENTO	OBSERVACIONES
①	PATRON	320 Kg./m^3	SIN ADITIVOS
②	PATRON	320 Kg./m^3	CON ADITIVO 322 - N
③	P - 13	200 Kg./m^3	CON ADITIVOS MB - VR Y 322-N
④	P - 27	300 Kg./m^3	CON ADITIVO 322 - N

PRESA DAULE - PERIPA

CEDEGE

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL

ENSAYOS DE PENETRACION
EN MORTERO

LAMINA

Nº 14-4

Un resumen de los resultados se presentan en los anexos de los informes de recepción provisional para cada sector de obra.

Otros ensayos efectuados en hormigones fueron la determinación del revenimiento de las mezclas con el cono de Abrams (método ASTM C-143), determinación del contenido de aire de la mezcla mediante el método de presión (Método ASTM C-231), tiempo de fraguado de las mezclas mediante resistencia a la penetración (Método ASTM C-403) y determinación del peso unitario, rendimiento y contenido de aire de la mezcla de hormigón (Método ASTM C-138).

14.4 DISEÑO DE MEZCLAS

Se diseñaron y utilizaron más de 40 dosificaciones diferentes de mezclas para los siguientes tipos de hormigón:

Hormigón bombeable

Hormigón normal

Hormigón masivo

Hormigón compactado con rodillo (rollcrete)

Hormigón lanzado (torcrete).

En el caso del hormigón colocado con bomba, se utilizó un tamaño máximo de agregado de 38 mm, aunque en las estructuras donde había mucha densidad de refuerzo, se limitó el tamaño máximo a 19 mm. Otro parámetro en el diseño de mezcla bombeable es el contenido de finos que pasan el tamiz No.50 y que debe fluctuar entre 400 y 450 kg/m³. Con un contenido de cemento que fluctuó entre 320 y 350 kg/m³, el resto de los finos fue aportado por la arena, cuya dosificación fue establecida en función de su módulo de finura.

Con el propósito de dar a la mezcla bombeable suficiente fluidez y cohesividad, se utilizaron aditivos fluidificantes y reductores de agua tipo A.

El diseño de mezclas para hormigones estructurales tomó en cuenta los siguientes parámetros: resistencia a la compresión especificada, exposición a altas velocidades de flujo y densidad del refuerzo.

El tamaño máximo de agregado fue de 38 mm aunque en algunos casos se limitó a 19 mm como en las vigas muñón del Vertedero.

Estos diseños también incluyeron el uso de aditivos reductores de agua tipo A así como aditivos incorporadores de aire.

El criterio principal para el diseño de mezclas de hormigón masivo fue el reducir al mínimo el calor de hidratación y por ende los cambios volumétricos. Para este propósito, se ensayaron mezclas con bajos contenidos de cemento y bajo factor agua-cemento. Para lograr que estas mezclas tengan la

Los porcentajes de aditivo empleados en cada dosificación fueron definidos con relación al peso de cemento de la mezcla, en base a ensayos realizados en el laboratorio de hormigones.

El mayor porcentaje de hormigones del proyecto se hizo con aditivos Pozzoloth de Master Builders.

Los aditivos de la casa Protex fueron empleados como alternativa, en casos en que hubo desabastecimiento de los aditivos Pozzoloth. El aditivo Sikament, que es un super fluidificante, se empleó mayormente en el anillo de refuerzo del túnel No.2 y otras estructuras de poco volumen.

FIN DE CAPITULO 14

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 15

OBRAS DE DESCARGA

Revisión No.2

Abril 1990

CAPITULO 15

OBRAS DE DESCARGA

15.1 DESCRIPCION GENERAL

Las obras de descarga comprenden las siguientes estructuras:

- 1) Obras de descarga N°1 para regulación
- 2) Obras de descarga N°2 para generación
- 3) Vertedero principal
- 4) Vertedero de emergencia

Las obras de descarga N°1 y N°2 están compuestas por dos túneles de 9 m de diámetro comunicados en su extremo aguas arriba con estructuras de toma dotadas de compuertas de control. Los túneles descargan el flujo a los estanques amortiguadores y estos a los canales de descarga los que conducen el flujo al curso natural del río Daule, aguas abajo de la presa.

El vertedero principal es un canal revestido de hormigón, con una estructura de compuertas que consiste esencialmente de un azud macizo de hormigón con cresta de forma hidrodinámica, sobre la cual se asientan tres compuertas radiales de control de 17 m de largo por 8 m de altura efectiva. El canal del vertedero termina en un estanque amortiguador del tipo de resalto hidráulico, antes de volcar sus descargas al cauce natural del río Daule, aguas abajo de la presa.

El vertedero de emergencia tiene como función primordial evitar el desbordamiento de la presa en el caso de que un fuerte movimiento sísmico inutilice los equipos de regulación de flujo.

El vertedero de emergencia se construyó en forma de un canal de 470 m de largo, a través de la divisoria entre las sub-cuencas de los ríos Peripa y Congo. Tiene una cresta de descarga a la cota 87.70 y un estanque corto de amortiguación, revestidos de hormigón.

15.2 DISEÑO HIDRAULICO

El diseño hidráulico de las obras de descarga se basó en criterios derivados de los estudios hidrológicos efectuados en la etapa de diseño preliminar, así como en métodos convencionales establecidos que se encuentran en manuales de diseño compilados por el cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos y de la oficina de Reclamación (Bureau of Reclamation) de EUA.

El diseño hidráulico se refinó principalmente a los requerimientos dimensionales de las estructuras en función de su comportamiento adecuado bajo las condiciones hidráulicas

Para el caso de flujo a presión se aplicó la siguiente fórmula básica:

$$H = \frac{K * V^2}{2 * g}$$

donde H es la carga requerida para ser sumada a la
gradiente de presión en el portal de salida,
V es la velocidad de salida y
K es la suma de los siguientes coeficientes
de pérdida:

	Túnel 1	Túnel 2
K_i (Toma)	0,200	0,200
K_f (Fricción)	0,641	0,611
K_b (Curva)	0,030	0,030
K_e (Salida)	1,000	1,000
	<hr/> 1,871	<hr/> 1,841

La curva de gastos para la condición de emergencia está basada en la determinación de la altura de carga requerida por un gasto dado para superar las pérdidas de energía en los túneles. Esta altura de carga se añade a la elevación del agua al pie de la presa correspondiente al mismo gasto para poder determinar la cota del embalse aguas arriba de la atagüa. Las curvas de gastos que se computaron de la manera anteriormente descrita se muestran en la fig. DH - 7 * (Ver Nota al final)

Condiciones de flujo permanente

Las condiciones críticas de flujo posteriores a la terminación de la construcción, ocurrirán con la descarga simultánea de los dos túneles, con una carga correspondiente al nivel máximo de operación (cota 85.00). Estos criterios han sido aplicados para el diseño de los estanques amortiguadores de las obras de descarga y excluyen la operación del túnel N°2 para la generación de energía y las operaciones de emergencia durante las cuales el nivel del embalse puede elevarse sobre el nivel máximo de operación, o donde el nivel de agua al pie de la presa sea afectado por descargas que no sean las debidas a los túneles.

Las características hidráulicas investigadas fueron las siguientes:

1. Condición de derivación y flujo en ambos túneles. Funcionamiento de los estanques amortiguadores para cotas del embalse de 30,40 y 53.

2. Para condición de operación del túnel N°1:

a. Cuando el embalse está a la cota 85 y las compuertas están completamente abiertas, condiciones del flujo en la curva del túnel y aguas abajo de la curva y funcionamiento del estanque amortiguador.

b. Funcionamiento del estanque amortiguador con cota de embalse de 85 y compuertas abiertas en un 50%, 75% y 100%.

c. Funcionamiento del estanque amortiguador bajo las mismas condiciones que (b) más descarga de la central de energía de 150 y 300 m³/s.

3. Para condición de operación del túnel N°2, bajo presión del embalse y la central de energía descargando 300 m³/s, se forma vórtices (remolino) cuando el embalse está a las cotas 60 a 85 m.

Los ensayos de modelos confirmaron el diseño hidráulico y la configuración de las estructuras.

En relación con las obras de descarga, las conclusiones significativas fueron las siguientes:

1. El momentum del flujo alrededor de la curva en el túnel N°1 no produjo efectos adversos. No se registraron presiones negativas.

2. La observación del flujo en el extremo de aguas arriba del flujo indicó la posibilidad de que la alta velocidad pueda producir flujos inestables cavitacionales en la solera del túnel. Para proteger la estructura contra esta posibilidad, los ductos de suministro de aire ubicados en la parte superior de los ductos de descarga de las 3 compuertas de presión fueron suplementados por ductos de aire similares a la altura de piso aguas abajo de las compuertas.

Torre de Toma N°1

La principal función de la torre de toma N°1 es la de permitir descargas controladas de agua del embalse bajo las siguientes condiciones:

1. Cuando el embalse está en ascenso y antes de que la central de energía esté operando.

2. Toda vez que las turbinas no estén operando, o cuando no están descargando suficiente caudal para los requerimientos de aguas abajo.

desarrollados especialmente en el extranjero, entre la fase de diseño y el término de la fase de construcción de la obra. Estos se refieren a criterios y recomendaciones para primeros llenados y evacuaciones de emergencia de embalse.

Como resultado de la revisión de éstos criterios, se decidió, en la reunión del Panel de Consultores que tuvo lugar en el sitio de la obra en Noviembre de 1987, que el túnel 2 se mantendrá abierto para descargar caudales de avenida durante la operación del primer llenado del embalse y que las compuertas de rodillo serán modificadas para permitir su re-apertura, una vez que hayan sido cerradas, en caso de que las condiciones lo requieran.

Esta decisión exigió una revisión del criterio de diseño hidráulico del túnel N°2.

Primeramente, desde que la estructura de toma N°1 fué conectada al túnel N°1, su capacidad máxima de descarga bajo niveles altos de embalse era inferior que en el plan original de derivación, y consecuentemente el estanque amortiguador N°2 operará bajo niveles de remanso inferiores a los de diseño. Por tanto se decidió elevar la cresta de descarga del estanque en un metro con objeto de asegurar que el resalto hidráulico sea disipado dentro del estanque. Este trabajo fué efectuado en Diciembre de 1987.

En segundo lugar, cuando se construyó el anillo de refuerzo de 40 cm de espesor en el tramo de aguas arriba del túnel N°2, entre Mayo y Agosto de 1987, se pensó que la única función posterior del túnel N°2 sería de la generación, con bajas velocidades de flujo. Consecuentemente, las transiciones en los extremos del anillo de refuerzo en gradiente de 1:2,5 eran bastante abruptos. Como resultado de la revisión del criterio hidráulico antes mencionado, surgió la necesidad de utilizar el túnel N°2 para descargas de emergencia con flujos de alta velocidad. Esta nueva condición exigía que la transición en el extremo aguas arriba del anillo de refuerzo sea por lo menos de 1:10 para evitar el riesgo de cavitación. Sin embargo, debido a la urgencia de habilitar el túnel N°2 para el primer llenado del embalse, la transición más suave no pudo ser construida antes de que el túnel comience nuevamente a descargar flujo a principios de Febrero de 1988. Como consecuencia de la transición abrupta, se produjo algo de erosión por cavitación en el extremo de aguas arriba de la solera del túnel.

Posteriormente, una vez que se pudo cerrar las compuertas de rodillo, se hizo una modificación de la transición utilizando un ángulo de 1:12 que se considera adecuado para que no se produzca cavitación.

Con el fin de satisfacer la demanda de agua durante la modificación de las compuertas del túnel 2 y reforzamiento del blindaje en el túnel 1, se construyó un mamparo de hormigón en el túnel N°2 con un orificio de descarga con capacidad para unos 30 m³/s.

La longitud efectiva, L, es expresada por la ecuación:

$$L = L' - 2 * (N * K_p + K_a) * H$$

donde: L' = Longitud recta del vertedero

N = Número de pilas

K_p = Coeficiente de contracción por pilas

K_a = Coeficiente de contracción por estribos

Los coeficientes por pilas y estribos varían de acuerdo a la relación H/H_d, y fueron obtenidos de las curvas que se muestran en los cuadros N° 2 y N° 3 *(Ver Nota al final) asumiendo una forma de pila tipo 2.

La curva de capacidad de descarga del cimacio que resultó de los métodos de cálculo arriba descritos está indicada en la fig. DH - 1 *(Ver Nota al final). La capacidad máxima de descarga de diseño se fijó en 3.600 m³/s.

Forma del cimacio

Por requerimientos estructurales y de cimentación se adoptó un paramento vertical hacia aguas arriba con una curva de aproximación de la cresta conformada por dos curvas circulares de 5,70 m y 2,40 m de radio respectivamente. La curva del cimacio aguas abajo sigue la siguiente ecuación desde la cresta hasta la cota 61,866:

$$Y = 0,06 * X^{1.83}$$

Por debajo de la cota 61,866, el cimacio tiene una forma circular con un radio de 24,396 m cuyo centro se ubica en horizontal a 40 m del eje de la cresta y en vertical a la cota 76,396.

(b) Canal Superior y Rápida

Se adoptó una sección transversal constante, de forma rectangular de 59 m de ancho tanto para el canal superior como para la rápida. La sección rectangular comienza en el talón del cimacio, donde el nivel del fondo del cimacio está a la cota 52,00.

La pendiente del canal superior fué definida como la mínima requerida para evitar que se produzca un salto hidráulico, en o cerca al talón del cimacio para el caso de todos los flujos previstos. La pendiente crítica, S_c, fué investigada para un rango de caudales que variaban entre 5 y 3.600 m³/s en base a la fórmula:

$$S_c = \frac{12,65 * n^2}{q^{0,222}}$$

donde: q = descarga en m³/s por metro de ancho del canal
n = coeficiente de fricción de Manning

transversal del tipo encañonado, y produce mayores tirantes que los normalmente esperados. Como consecuencia, en un diseño convencional se requeriría de una estructura grande y costosa. Sin embargo, el estanque amortiguador está situado a una distancia considerable de la presa y la erosión que fuera causada por disipación incompleta de la energía no haría peligrar la seguridad de la misma.

Por lo tanto, es económicamente deseable sub-diseñar el estanque amortiguador. Para el diseño del estanque se adoptó una descarga de 2.000 m³/s, equivalente a una avenida natural de frecuencia de 17 años, con el razonamiento de que los daños que resultaren de mayores descargas, muy poco frecuentes después de la construcción de la presa, serían económicamente aceptables de reparar.

Las condiciones adversas de remanso al pie de la presa, citadas anteriormente, impusieron la utilización de un estanque amortiguador de delantal inclinado, también conocido como estanque tipo V del "Bureau of Reclamation" de los Estados Unidos. Se establecieron los siguientes parámetros de diseño:

<u>Solera inclinada</u>		<u>Solera horizontal</u>	
Cota en sección 1	24,80	Cota'	13,50
Tirante del flujo, d_1	1,241	Longitud	23,55
Vel. de ingreso, V_1 (m/s)	27,31	Cota umbral	20,00
Número de Froude, F_1	7,83	Velocidad sobre el umbral (m/s)	2,51
Pendiente solera	0,2825		
Relación d_2/d_y	10,75	Salto Hidráulico	
Tirante conjugado d_2	13,34	Relación L/d_2	7,30
Relación profundidad remanso/ d_2	1,50	Longitud del salto, L	33,50
L/d_2	3,00	Profundidad canal	16,50
Longitud solera inclinada l	40,00	Velocidad en el canal (m/s)	2,00
		% de L en el estanque	65,3%

Los parámetros arriba expuestos están explicados mediante un diagrama de definición que se incluye en la fig. DH -5 *(Ver Nota al final) donde se muestra una sección vertical del estanque amortiguador.

El diseño adoptado que permite un ingreso sin problemas, de la descarga del vertedero al río, fué escogido en base a las

3. Perfil de la superficie de agua en el canal superior y caída, particularmente en relación con la altura de los muros laterales del canal.

4. Para el estanque amortiguador y canal de descarga:

a. Funcionamiento del estanque amortiguador con descargas de 1.000, 1.500, 2.000, 2.500, 3.000 y 3.600 m³/s, con las siguientes opciones de operación, el vertedero solo, el vertedero en combinación con el túnel N°1 descargando 400 m³/s, y la central de energía descargando 150 y 300 m³/s.

b. Velocidad del flujo en el extremo de aguas abajo del canal de descarga revestido bajo todas las condiciones de descarga del vertedero, particularmente con respecto a remolinos y corrientes de remanso.

Los estudios del modelo confirmaron el diseño hidráulico y la configuración de las estructuras.

15.2.3 Vertedero de Emergencia

La función primordial del vertedero de emergencia es evitar el desbordamiento de la presa en el caso de que un fuerte movimiento sísmico inutilice los equipos de regulación de las estructuras de descarga. No existen criterios establecidos como base para el diseño hidráulico de este tipo de estructura, excepto el de que el vertedero de emergencia debe tener la capacidad suficiente como para proteger totalmente a la presa contra el riesgo de desbordamiento bajo cualquier combinación concebible de circunstancias adversas.

Para satisfacer este objetivo fundamental, se ha adoptado la siguiente situación como base para el diseño:

a) Se han atascado las tres compuertas del vertedero en posición de cierre debido a un fuerte sismo, el que también ha desnivelado los generadores de la central de energía, de manera que no se puede descargar agua a través de las turbinas.

b) El nivel del embalse llega a la cota 85,00 m.

c) Antes de que se pueda corregir las consecuencias del sismo, descritas en (a), ocurre una avenida de 100 años.

d) A medida que sube el nivel del reservorio bajo las condiciones descritas en (a), (b) y (c), el agua pasará sobre la parte superior de las compuertas del vertedero principal, el túnel N°1 será operado a una máxima capacidad, y el caudal restante pasará sobre el vertedero de emergencia. La longitud de este vertedero debe ser tal que permita el paso de los excedentes de caudal correspondientes sin que el tirante exceda 1 m y sin que disminuya de manera significativa, el borde libre previsto sobre el máximo nivel del embalse.

15.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

15.3.1 Introducción

En este capítulo se describen los diferentes parámetros de diseño estructural utilizados tales como las cargas de diseño, los esfuerzos admisibles en el hormigón y en la armadura de refuerzo, y las condiciones de carga. Se describen también los métodos de análisis empleados en casos particulares como el de la torre de toma N°1 y el método de "Masas de Roca" para el diseño de estructuras subterráneas tales como el revestimiento de los túneles.

15.3.2 General

El diseño estructural de las obras de descarga se basó en criterios que a continuación se exponen y en disposiciones aplicables de las últimas ediciones de las siguientes publicaciones o especificaciones:

Manuales del Cuerpo de Ingenieros de EE.UU.

- EM-1110-1-2101 Esfuerzos de trabajo para diseño estructural
- EM-1110-2-2400 Diseño estructural de vertederos y obras de descarga.
- EM-1110-2-2502 Muros de contención
- EM-1110-2-2901 Diseño de estructuras misceláneas-túneles
- EM-1110-2-2902 Diseño de estructuras misceláneas-conductos, alcantarillas y tuberías
- EM-1110-2-2200 Práctica normalizada para hormigón
- EM-1110-2-2702 Compuertas de cresta radiales

Otras publicaciones y Especificaciones empleadas:

"Código de construcción, especificaciones para hormigón armado" (ACI 318-71)

"Especificaciones para el diseño, fabricación y montaje de acero estructural para edificios" de AISC (7ta edición).

"Especificaciones Standard para puentes soldados de carreteras y ferrocarriles" AWS D2-63

"Especificaciones Standard para puentes de carreteras" AASHTO (1973)

"Excavación de túneles con soportes de acero" Proctor & White

"Métodos de diseño en Mecánica de Rocas". Memorias del Décimo Sexto Simposio sobre Mecánica de Rocas, ASCE, 1977.

Sala de compuertas en torre de toma N°1

Piso principal (Además de las cargas
concentradas de la maquinaria) 1.20 t/m²

Pisos intermedios 0.75 t/m²

Superestructura:

Piso principal 1.20 t/m²

Plataforma de la maquinaria del ascensor (además
de las cargas puntuales de la maquinaria) . . 0.75 t/m²

Cubierta 0.40 t/m²

c. Viento:

Sobre al área proyectada de las torres y de las dos estructuras
de toma y otras superficies verticales0.15 t/m²

d. Sismo:

Actuando en cualquier dirección horizontal . . .0.15 g.

Actuando en dirección vertical 0.05 g.

Fuerzas hidrodinámicas: De acuerdo con "Diseño de presas
pequeñas" del "Bureau of Reclamation", de EE.UU., segunda edición
(1974) y el informe técnico de la TVA (Tennessee Valley
Authority) N°13 "Proyecto Kentucky".

Manual de Ingeniería EM-1110-2-1902, "Estabilidad de presas de
tierra y enrocado"

e. Sub-presiones:

De acuerdo al Manual de Ingeniería EM-1110-2-2400

f. Niveles del embalse para diseño:

Nivel de operación cota 85,00

Nivel máximo cota 88,00

15.3.4 Esfuerzos Admisibles

Los esfuerzos unitarios utilizados en el diseño concuerdan con
los expuestos en el manual del Cuerpo de Ingenieros de EE.UU.,
EM-1110-1-2101.

"Esfuerzos de trabajo para diseño estructural". Estos esfuerzos
que se resumen a continuación, fueron usados en el diseño de los
componentes estructurales sujetos a condiciones normales de
carga.

Factores de seguridad (F.S.) para la estructura de las rejillas:

Los marcos de acero y hormigón que sostienen las rejillas fueron diseñados para esfuerzos con factores de seguridad progresivamente mayores basados en los esfuerzos límites, como sigue:

<u>Miembro</u>	<u>Esfuerzo admisible</u>	<u>Esfuerzo límite</u>	<u>F.S.</u>
Barras de acero (A-36)	1.550 kg/cm ²	4.225 kg/cm ²	2,73
Marcos de acero	1.340 kg/cm ²	4.225 kg/cm ²	3,15
Hormigón de estructura	63 kg/cm ²	210 kg/cm ²	3,33

Esfuerzo flexor admisible en barras rectangulares:

$$f = \frac{1}{n} * \frac{30.000}{4d} * \left(\frac{I_y * J}{I_x} \right)^{1/2} \quad (\text{kips/pulg}^2) (*)$$

n = Factor de seguridad = 2,7

J = Constante de torsión = $\frac{b^3 * d}{3}$ (aprox)

(*) Fórmula empírica en unidades inglesas

15.3.5 Condiciones de Carga

Las condiciones críticas de carga fueron establecidas con respecto a los principales elementos de las estructuras más importantes del proyecto.

Se consideró que las siguientes estructuras ameritan la consideración de condiciones críticas de carga, y fueron diseñadas para resistir la más severa de estas condiciones:

- Túneles
- Estructuras de control de Toma N°1 y N°2
- Estructuras de rejas contra basura y compuertas de rodillo en la toma N°2
- Estanques amortiguadores de los túneles
- Estructura de compuertas del vertedero principal
- Canal Superior y rápida del vertedero
- Estanque amortiguador del vertedero

Las diferentes condiciones de carga se clasificaron en tres categorías: normal, excepcional y crítica, dependiendo de la ocurrencia de las diversas cargas que actúan en forma simultánea sobre una estructura. Se toleró el siguiente incremento en los esfuerzos admisibles para las dos últimas categorías de condiciones de carga:

Excepcional	20 %
Crítica	33 1/3%

c. Condición de operación bajo fuerzas sísmicas horizontales: igual que (b) más fuerzas sísmicas adicionales producidas por el movimiento de la cimentación en ángulo recto al sentido del flujo.

d. Condición de grandes avenidas: embalse a la cota 88,50; 100% de subpresión; compuertas totalmente abiertas para permitir la máxima descarga.

La condición de carga (c) se consideró como "excepcional" y la (d) como "crítica"

Puente de Servicio de Toma N°1

El puente fué diseñado para una carga móvil HS-15-44 según las especificaciones para puentes de carreteras de la "AASHTO" o una grúa camión de 30 toneladas, produciendo esta última la condición de carga más crítica.

Estructura de Rejas contra Basura en Toma N°2

Se diseñó para un esfuerzo normal con 3 m de altura de carga diferencial.

Estanques Amortiguadores de los Túneles

Los estanques amortiguadores fueron diseñados para resistir el máximo resalto hidráulico que se espera ocurra en los estanques con un caudal de 520 m³/s a través de cada uno de los túneles.

Para el diseño del anclaje de los muros laterales del revestimiento de los taludes de los canales de descarga se asumió un 50% de diferencia entre el máximo nivel de saturación detrás de los muros y el nivel del agua al pie de la presa.

Estructura de Compuertas del Vertedero

Los elementos críticos de esta estructura son los monolitos del Azud, los monolitos de los estribos y, el puente entre los estribos y pilas. Los monolitos del Azud y de los estribos fueron analizados para la estabilidad bajo las condiciones de carga dadas.

Monolitos del Azud

a. Condición de construcción: monolito terminado hasta la cota 77,00; carga de viento de 0,15 t/m² (presión del viento aplicada en dirección aguas arriba); no hay relleno contra la cara de aguas arriba.

b. Condición de operación: embalse a la cota 85,00; 100% de subpresión sobre el 100% del área de la base del monolito; no hay flujo sobre el monolito.

Vigas Muñón

Las vigas muñón fueron diseñadas como estructuras de hormigón postensado sometidas a fuerzas excéntricas originadas por el empuje del embalse y transmitidas a través de los muñones de las compuertas radiales.

Las vigas muñón están ancladas al macizo de pilas y estribos mediante barras de anclaje tipo "Dywidag" de 32 mm de diámetro.

Las condiciones de sollicitación más crítica se presenta en las vigas de los estribos donde la superficie de contacto entre viga y estribo es menor que en las vigas con las pilas. Para la condición de carga de embalse a la cota 88,00 y compuertas cerradas, las vigas de estribo sufren una pérdida de superficie de contacto en la zona del anclaje, que se consideró inaceptable.

Consecuentemente se decidió reforzar estas vigas con la adición de un bloque de hormigón anclado al macizo del estribo y con barras de refuerzo inclinadas que contribuyen a resistir la fuerza máxima excéntrica originada por el empuje del embalse a la cota 88,00.

Puente sobre el Vertedero

Fue diseñado para una carga móvil HS-20-44 según las especificaciones para puentes de carretera de la AASHTO. Se verificaron esfuerzos bajo una carga móvil crítica equivalente a un peso de 80 t de un transformador para la central de energía.

Canal Superior y Rápida del Vertedero

Fueron diseñados para soportar el máximo nivel y la velocidad de flujo cuando el vertedero esté descargando 2.000 m³/s.

Estanque Amortiguador del Vertedero

Fue diseñado para resistir el máximo resalto hidráulico que se espera se produzca en el estanque para una descarga de 2.000 m³/s. Las condiciones de carga para los muros laterales son las mismas que para los muros de los estanques amortiguadores de los túneles.

15.3.6 Torre de Toma N°1, Análisis Sísmico

Las características particulares de esta estructura presentaron ciertas dificultades en su diseño, el cual siguió un cierto proceso evolutivo.

Los análisis dinámicos efectuados en forma sucesiva permitieron gradualmente establecer un criterio de diseño que condujo finalmente al dimensionamiento definitivo de la estructura, especialmente en lo referente a su cimentación.

Después de estudiarse los resultados del análisis se expresó la preocupación de que, si algunas de las condiciones resultaran distintas a las supuestas, el desplazamiento horizontal de la parte superior de la torre podría ser bastante mayor al calculado con el consiguiente peligro para la estabilidad del puente de servicio apoyado en la torre.

Una preocupación adicional expresada fue que los desplazamientos diferenciales entre la torre y la estructura de transición podrían causar la ruptura del tapajuntas superior de la transición a la cota 33,50 y producir deformaciones del blindaje de acero en la parte superior de las juntas a la cota 27,50.

Para atender a estas preocupaciones se procedió a una revisión de las suposiciones de diseño. De esta revisión resultó una serie de criterios que se aplicaron a los análisis subsiguientes y que se describen a continuación.

Las reducciones del módulo de elasticidad dieron como resultado momentos flectores menores que los obtenidos usando un valor de $E = 2'170.000 \text{ t/m}^2$.

Esos momentos flectores serían aceptables para el cálculo de esfuerzos pero no dan una estimación realista de las deformaciones de la torre durante el sismo de diseño porque los esfuerzos del acero no llegan al valor de fluencia. En realidad, los momentos flectores en el hormigón, calculados en base a secciones no agrietadas son en todas partes menores que el módulo de ruptura, aún para los momentos más grandes obtenidos de un análisis con el módulo de elasticidad $E = 2'170.000 \text{ t/m}^2$.

La suposición de una cimentación rígida no es razonable en vista de la blandura de la roca en que se asienta la torre.

El uso del bloque de 6 m de espesor para modelar la interacción suelo-base resultó de la aplicación de fórmulas que consideraban el comportamiento de la base en forma similar al de una viga.

Se consideró que existían fórmulas que toman en cuenta en forma más realista los modos de deformación de la base. De la investigación se encontraron fórmulas para calcular la rigidez del suelo de cimentación de una base rígida de forma rectangular para movimientos verticales horizontales y de oscilación. Para movimiento torsional sólo se encontraron valores para bases circulares.

Con este nuevo conjunto de fórmulas se encontró que se había sobreestimado por un factor de 2 la rigidez a la oscilación.

En la oficina de TAMS en New York, se realizó una nueva corrida de computador usando el valor instantáneo del módulo de elasticidad y los nuevos valores encontrados para modelar el comportamiento de la cimentación. La máxima deformación calculada fue de 9 cm.

La siguiente fórmula fue utilizada para establecer las propiedades de la masa de roca y de los "vínculos":

a) Módulo de reacción de la subrasante

$$K'_s = 0,65 * \frac{(E_s B^4)^{1/12}}{(E_b I_b)} * \frac{(E_s)}{(1 - u^2)} \quad t/m^2$$

donde:

B = Longitud del túnel considerado, m.

E_b = Módulo de elasticidad de hormigón

$$= 2,11 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

I_b = Momento de inercia del revestimiento
(de un metro de ancho)

E_s = Módulo de elasticidad de la roca

$$= 3,52 \times 10^4 \text{ t/m}^2$$

u = Módulo de poisson para roca = 0,25

b) Propiedades del "Vínculo"

$$K'_s = E_L * \frac{B_L}{L}$$

donde:

K'_s = Módulo de reacción de la subrasante, g, E, B y L son el módulo de elasticidad, espesor y longitud del "Vínculo" de roca, respectivamente, (se asume B = 1 metro)

Las propiedades antes indicadas forman parte de los datos de entrada del programa STRESS para obtener esfuerzos internos (Momentos, fuerzas cortantes, empujes), en el revestimiento.

15.4 CONSTRUCCION

15.4.1 Obras de Descarga N°1

Torre de Toma N°1

La estructura de control de toma N°1 es una torre de hormigón armado de 68 m de altura medidos desde la parte superior de la base, la cual está constituida por una loza de hormigón con dimensiones de 40 x 40 x 10 m.

La torre contiene los siguientes elementos principales:

- Dos tomas de bajo nivel a cota 22,00 y una toma de alto nivel a cota 58,00. Todas las tomas están dotadas de dos compuertas a presión, una para servicio y la otra de emergencia. Existen además mamparos de emergencia que se instalan desde la cota 90,00 en ranuras verticales que corren en toda la altura de la torre.

- Cámara de operación de compuertas en la cota 29,00

El hormigonado desde la cota 12,0 hasta la cota 22,0 se hizo sin encofrados, directamente contra la superficie vertical del terreno excavado. A partir de la cota 22,0 comenzó la construcción de la torre de toma propiamente dicha, en la cual se utilizaron encofrados sistema PERI con revestimiento fenólico.

La torre de toma se construyó en tongadas de dos metros manteniéndose en lo posible las juntas de construcción horizontales indicadas en los planos. El hormigón utilizado fue de clase estructural con agregado máximo de 38 mm. La mezcla incluyó un aditivo reductor de agua y un incorporador de aire. La cuantía de cemento fue optimizada a 245 kg/m³ para reducir la temperatura de fraguado.

El tiempo de espera para el hormigonado entre tongadas fue de 3 días. La colocación de hormigón se realizó con una grúa-torre (COMANSA) mediante baldes (Cazos) de 3 m³ de capacidad. La grúa se montó cerca de la pila del puente de servicio, a la cota 62,00.

La colocación de hormigón en la torre de toma N°1 comenzó en el mes de Abril de 1984 y concluyó a fines de 1986, exceptuando algunos volúmenes pequeños de segunda fase.

Las instalaciones electro-mecánicas recién fueron concluidas en Junio de 1988.

El volumen total de hormigón colocado en la torre de toma N°1 fue de 32.288 m³. La cantidad de acero de refuerzo colocado fue de 1.467 tm.

No se registraron problemas particulares durante la construcción de esta estructura.

Transición entre torre de toma N°1 y Túnel N°1

Esta estructura de transición conecta los conductos de descarga rectangulares de la torre de toma N°1 con el túnel N°1 de 9 m de diámetro. Todo el conducto de transición está revestido interiormente por un blindaje de acero cuya forma varía desde una sección rectangular en la torre de toma hasta una sección circular de 9 m de diámetro en el túnel. La longitud total de la transición es de 25 m, pero el blindaje de acero se extiende sobre una longitud de 30 m dentro del túnel haciendo el largo total del blindaje de acero igual a 55 m.

La construcción de esta estructura se inició a principios de Septiembre de 1987, una vez que se cortó el flujo de agua en el túnel N°1 mediante una atagüa de tierra entre la torre de toma N°1 y el talud de corte en el terreno, en el lado izquierdo.

Los trabajos de la estructura de transición comprendieron la construcción del tramo de 10 metros de longitud en hormigón armado con blindaje interior de acero y la conversión de la boca del túnel N°1 construida provisionalmente en forma de boca de campana para la derivación del río, en una sección con

El dimensionamiento definió el espesor del hormigón proyectado, el espaciamiento de los anclajes patrón en la roca y el espaciamiento de las cerchas de acero TH-29. La malla de refuerzo del hormigón proyectado fué de 10 x 10 x 0.6 cm. En la tabla siguiente se detallan estos valores.

Sección Geológica	Espaciam. Pernos	Espaciam. Cerchas	Espesor Horm. Proyectado
I	2,0 m	2,0 m	0,15 m (Prom.)
II	1,5 m	1,5 m	0,15 m (Prom.)
III	1,5 m	1,2 m	0,20 m
IV	1,5 m	0,6 m	0,20 m
V	1,0 m	1,0 m (Doble cercha)	0,30 m

Nota: Los soportes para secciones geológicas, Tipo V no se llegaron a utilizar.

Los pernos de anclaje tenían un largo de 4,5 m y un diámetro de 25 mm.

La comunicación del túnel tuvo lugar el 5 de Octubre de 1983. La última fase de la excavación se realizó mayormente con topadora y la descarga con cargadora frontal.

El volumen total de excavación en el túnel fué de 50.980 m³. El volumen de excavación en los portales alcanzó a 360.000 m³.

La colocación del hormigón de revestimiento del túnel N°1 se inició a principios de 1984 y se concluyó a fines del mismo año; entrando en funcionamiento como túnel de derivación en el invierno de 1984-1985.

El revestimiento permanente del túnel consistió en un anillo de hormigón armado con un espesor mínimo de diseño de 75 cm, siendo el espesor construido variable dependiendo de la sección excavada del túnel.

El hormigonado de revestimiento se efectuó en dos etapas. En la primera etapa se hormigonó la solera cubriendo un ángulo de 100° de la sección circular, cuyo diámetro interno terminado es de 9 m. En la segunda etapa se hormigonó el resto de la sección circular cubriendo los 260° restantes.

Tanto la solera como la bóveda se hormigonaron con encofrados metálicos especialmente fabricados para el diámetro del túnel. El encofrado tenía ventanas rectangulares espaciados cada 2,5 m a través de las cuales se colocó el hormigón por medio de una bomba marca Schwing con pluma articulada y operada con presión de aire.

aplicación correcta del producto en presencia de filtraciones de agua del túnel, particularmente en las juntas. Un tramo de prueba de 70 m de longitud, donde se aplicó el producto mostró desprendimiento de la resina justamente en juntas donde existen filtraciones que seguramente no pudieron ser controladas durante el período de endurecimiento del Sika-Dur. Este hecho observado demuestra la absoluta necesidad de mantener la superficie a protegerse totalmente libre de agua durante por lo menos 3 horas posteriores a la aplicación de la resina.

En inspecciones subsiguientes del túnel, se observó que la solera del revestimiento de hormigón no había sufrido mas erosión que el que se detectó en la primera inspección. Dadas las condiciones de humedad del túnel se consideró prácticamente imposible la correcta aplicación del Sika-Dur Hi-mod y considerando el comportamiento satisfactorio de la superficie de la solera bajo altas velocidades de flujo a las que ha estado sometida, se descartó la aplicación del Sika-Dur. Además no se detectó ninguna erosión por cavitación.

El volumen total de hormigón colocado en el revestimiento del túnel N°1 fué de 17.473 m³. Este volumen incluye el hormigón colocado en el tramo de corte y relleno, en el extremo de aguas abajo del túnel. El peso de acero de refuerzo colocado fué de 1.196 tm.

Estanque Amortiguador

El túnel descarga el flujo al estanque amortiguador mediante una rápida de forma parabólica. La cota de solera del túnel en el punto de descarga es 20,10 y la cota de fondo del estanque 14,00. La cresta de descarga del estanque está a la cota 18,00. El estanque amortiguador tiene una longitud de 72,00 m y un ancho de 16,80 m. El estanque descarga en un canal revestido que se abre horizontalmente en abanico hasta un ancho de 30,50 m y tiene una longitud de 34 m. El canal descarga el flujo al cauce natural del río.

Los trabajos de excavación para la construcción del estanque amortiguador se ejecutaron durante el año 1983. En Diciembre de 1983 el Contratista dió comienzo al hormigonado de losas de fondo y en Mayo de 1984 comenzó la construcción de los muros de revestimiento del estanque.

Antes de la colocación de hormigón en muros y losas, se instalaron los anclajes y drenes de alivio. A fines de 1984 se concluyeron las obras de hormigón armado y se habilitó el estanque amortiguador y su canal de descarga para el desvío del río Daule a partir del invierno 1984-1985.

El tipo de mezcla de hormigón utilizado fué hormigón estructural con tamaño máximo de agregado igual a 38 mm y con una cuantía de cemento de 265 kg/m³.

Los encofrados utilizados en los muros y losas fueron encofrados de chapa metálica con soportes tipo ménsula anclados mediante

La estructura de toma esta cimentada a la cota 22,00 sobre roca arenisca competente.

Los trabajos de excavación para la cimentación se iniciaron en Enero de 1984 y la colocación de hormigón comenzó en Marzo del mismo año.

Los trabajos progresaron a un ritmo acelerado por la urgencia de alcanzar con la estructura la cota 34,0 que era la cota mínima especificada para poder permitir el primer desvío del río por el túnel N°2 en el verano de 1984. El Contratista logró alcanzar la cota 34,0 en menos de 4 meses de construcción lo cual permitió el desvío del río el 30 de Julio de 1984.

La segunda etapa correspondiente a la construcción del tapón y a la conversión en toma de energía fué iniciada el 12 de Noviembre de 1987, inmediatamente después de la conclusión de la transición entre la toma N°1 y el túnel N°1 y el consiguiente desvío del flujo por el túnel N°1.

El método original de ejecución del tapón que figuraba en los planos de licitación disponía el cierre de la entrada del conducto de derivación con vigas metálicas colocadas en ranuras verticales dispuestas para ese efecto en el hormigón del portal. La Fiscalización decidió sustituir el cierre con vigas de acero, cuyo costo era elevado, por un muro de hormigón armado calculado para resistir las presiones hidráulicas máximas previsibles del embalse durante la construcción del tapón. Para construir el muro de hormigón se cerró previamente la entrada de la toma 2 mediante una atagüa de tierra. El muro de cierre fué construido en menos de una semana, procediéndose después a colocar el hormigón masivo del tapón.

La mayor parte del volumen de hormigón del tapón fué colocado desde el exterior mediante un sistema de cintas transportadoras a través de un ducto temporal en el muro de cierre.

La última tongada del tapón y la sección tórica se hormigonaron con la bomba Schwing desde el interior de túnel.

Posteriormente se procedió a la inyección de contacto con lechada de cemento tanto del tapón como de la sección tórica, mediante una serie de ductos que se instalaron para ese propósito.

Los trabajos de construcción del tapón y de la conversión a toma de energía quedaron terminados a mediados de Diciembre de 1987.

La estructura de rejas contra basura que protege las bocas de toma de energía fué construida desde Mayo hasta Diciembre de 1987. Es una estructura de pórticos múltiples que se extiende verticalmente en dos niveles desde la cota 45,10 hasta la cota 65,40. Las columnas exteriores contienen ranuras para el montaje de las rejas contra basura verticales. Las rejas horizontales en la cota 65,40 están montadas en las vigas superiores de los pórticos.

entre el portal de aguas arriba y la cortina de inyecciones, un largo de 180 m.

El refuerzo consistió en un segundo anillo de hormigón armado de 40 cm de espesor con una sola capa de refuerzo con barras de 36 mm de diámetro y 12 cm de espaciamiento.

El Contratista propuso hormigonar el anillo de refuerzo en monolitos de cinco metros. Además el método de colocación de hormigón en la clave consistió en bombeo por tubos horizontales y no como se hizo en el primer revestimiento donde se utilizaron tubos de bombeo verticales.

El hormigonado del anillo de refuerzo se realizó entre Junio y Agosto de 1987 con mucho éxito. El llenado fue prácticamente completo ya que la admisión de lechada de inyección de contacto fue sumamente baja (ver informe de inyecciones de contacto en los túneles).

En el revestimiento del túnel N°2 las deficiencias en la calidad del acabado de la superficie de hormigón fueron similares a las del túnel N°1. Inicialmente las irregularidades sobre todo en las juntas tanto verticales como horizontales fueron reparadas con mortero de cemento con adición de un líquido acrílico en la mezcla. Sin embargo durante las inspecciones que se hicieron del túnel después de haber estado funcionando por más de 2 estaciones de lluvia con flujos importantes, se observó que la mayor parte del mortero de reparación había sido erosionado por el agua.

Se ordenó al Contratista reparar nuevamente las zonas defectuosas esta vez con un mortero epóxico (Sika-Top). En las inspecciones recientes del túnel se ha observado que las últimas reparaciones con Sika-Top están resistiendo satisfactoriamente al flujo de agua.

El volumen total de hormigón colocado en el revestimiento del túnel y en los monolitos de corte y relleno, aguas abajo, es de 15.973 m³.

En el anillo de refuerzo se colocó un volumen adicional de hormigón de 1.950 m³ aproximadamente, el cual no fue abonado al Contratista.

- Colocación de hormigón rodillado (Rollcrete entre las cotas 39,0 y 46,0)

- Hormigonado de la base de la estructura entre las cotas 46,0 y 52,0, incluyendo la construcción de las galerías de drenaje e inyección, ejecución de una cortina de inyecciones con lechada de cemento e instalación de drenes de alivio.

- Hormigonado de los monolitos de transición, estribo y umbral

- Hormigonado de estribos y pilas de compuertas, plataformas de malacates y vigas muñón

- Construcción del puente del vertedero y obras menores en coronamiento.

- Instalación de compuertas radiales y mecanismos de izamiento (Ver capítulo de Equipos Mecánicos)

La excavación de la cimentación para la estructura de compuertas comenzó en Agosto de 1982 pero no logró mucho progreso durante el año 1983, debido a las lluvias que se prolongaron en forma inusual durante todo el año 1983.

Recién durante los primeros meses de verano del año 1984 se consiguió un avance significativo.

La cota de fondo prevista en los planos para la excavación era la cota 36,0. Sin embargo, durante la excavación, se observó que a la cota promedio 39,0 ya se llegó a una formación de roca competente que era adecuada como cota de fondo para la colocación de hormigón compactado con rodillo. Por tanto, se decidió modificar la cota de fondo de la cota 36,0 a la cota 39,0. Esta modificación significó una economía de 26.000 m³ de excavación y de igual volumen de hormigón rodillado.

La colocación de hormigón compactado con rodillo se inició el 10 de Julio de 1984 y se terminó el 6 de Octubre del mismo año. El tiempo efectivo de colocación de hormigón fué de 48 días habiéndose colocado un volumen total de 51.500 m³ con un avance promedio de 1.100 m³ por día.

La dificultad principal de este trabajo fué el acceso al fondo de la cimentación que requirió mantener una rampa de acceso para los camiones que transportaban el hormigón. La rampa tuvo que ser gradualmente retirada, hecho que frenó el ritmo de colocación del hormigón.

Durante la descarga del hormigón rodillado desde los camiones-volteo, se produjo segregación de la piedra de mayor tamaño, la cual tuvo que ser manualmente retirada de los bordes

El tratamiento de juntas horizontales de construcción consistió en la remoción del mortero con chorro de aire y agua a presión hasta que el agregado grueso quede expuesto. El tratamiento se realizaba después de tres a cuatro horas de concluido el hormigonado.

Los encofrados utilizados en los monolitos de transición fueron metálicos con sustentación en voladizo mediante pernos anclados en la tongada de hormigón anterior. El revestimiento de los encofrados fué de chapa de acero.

La curva del cimacio fué construída con encofrados tipo PERI con revestimiento-fenólico. Siendo este revestimiento no absorbente, produce excesivos poros en la superficie del hormigón. La solución de este problema fué forrar el revestimiento fenólico con "TYPAR", un geotextil absorbente que evita la formación de poros de aire o agua en la superficie de hormigón lográndose un acabado aceptable.

La colocación de hormigón se realizó por medio de cazos (baldes) de tres metros cúbicos de capacidad que eran transportados por dos grúas-torre marca COMANSA montadas aguas abajo al pie del cimacio de descarga. En el hormigonado de las primeras tongadas se utilizó una grúa móvil, equipada con una cinta transportadora ROTEC (CRETER-CRANE) con la cual se colocó un volumen importante de hormigón.

En una etapa posterior, una de las dos grúas COMANSA fué re-ubicada aguas arriba del cimacio, sobre la cota 70,0 para realizar el montaje de compuertas y equipos de izamiento, vigas del puente y la colocación de los últimos volúmenes de hormigón en el coronamiento de la estructura.

Vigas Muñón

Las vigas muñón son estructuras de hormigón postensado cuya función es soportar los muñones de las compuertas y transferir las fuerzas de empuje de las compuertas a pilas y estribos. Esta transferencia se realiza mediante barras postensadas tipo "Dywidag, cuyo anclaje está embebido en el macizo de pilas y estribos. El extremo activo desde el cual se realiza el tensionamiento con gato hidráulico, se encuentra anclado en la cara exterior de la viga muñón.

De acuerdo a los planos de licitación, las vigas muñón debían ser prefabricadas en un sitio conveniente y luego montadas en su posición final mediante grúas.

Como condición previa al montaje, estaba especificada la realización de una prueba de carga en las dos vigas muñón en pilas que son las de mayor longitud. El peso de cada viga es de 42 toneladas y excede substancialmente la capacidad combinada de las dos grúas-torre COMANSA, a la longitud de pluma requerida.

En vista de la insuficiente capacidad de sus grúas, el Contratista propuso realizar la prueba de carga en las vigas muñón de estribos que son más cortas y cuyo peso era manejable

por parte del Contratista, de los certificados de calidad del acero especificado.

Los trabajos del puente se realizaron a marcha forzada entre Noviembre y Diciembre de 1987. Una consecuencia del apretado programa de construcción fué el hormigonado de la losa del primer tramo del puente en una sola etapa, cuando el diseño contempló dos etapas; primero la parte central y luego la parte en voladizo. Como resultado de este error, la viga exterior adyacente al voladizo de la losa fué sometida a esfuerzos de flexión más altos que los normales y a una deformación del orden de los 10 cm que es apreciable a simple vista. Sin embargo, bajo la condición de sección compuesta no se producirán sobre-esfuerzos de importancia bajo la acción de sobre cargas móviles. Se estima en un 4% el sobre-esfuerzo en el ala inferior de la viga por efecto de la sobre carga móvil máxima.

Para eliminar este pequeño sobre-esfuerzo se ha ordenado al Contratista soldar una plancha de refuerzo al ala inferior de la viga, con lo cual se incrementa el momento de inercia de la sección compuesta.

Como es lógico, las losas de los dos tramos restantes fueron construidas en las dos etapas previstas en el diseño.

Canal Superior y Rápida

El canal superior comienza en el punto inferior del cimacio de descarga en la cota 51,96 a 47,48 m aguas abajo del eje del azud. Con un ancho de 59 m y una gradiente de 5.375%, desemboca en una rápida parabólica a la cota 50,21 y a una distancia de 325,52 m. Los muros laterales tienen una altura constante de 5,0 m y están diseñados como muros de hormigón armado en voladizo. El piso del canal consiste en una losa de hormigón armado construida sobre un sistema de drenes subterráneos de alivio y anclada al terreno mediante barras de anclaje embebidos en la roca de cimentación a una profundidad de tres metros y espaciadas a 3,33 m en ambas direcciones.

La rápida de forma parabólica tiene un diseño similar al del canal superior.

La excavación para la construcción del canal superior y rápida comenzó en Noviembre de 1982 pero sufrió una demora importante ya que durante el año 1983 las continuas lluvias causadas por el fenómeno de "El Niño" hicieron prácticamente imposibles los trabajos de movimiento de tierras a cielo abierto. Durante el año 1984 se logró excavar un buen porcentaje del volumen previsto y en el verano de 1985 se inició la construcción del canal superior y rápida con la ejecución del sistema de sub-drenes, instalación de las barras de anclaje y colocación de hormigón en las losas de revestimiento. El mismo año se comenzó con la construcción de los muros laterales en voladizo.

Para el nivelado del hormigón en las losas del canal superior se utilizó una máquina "Bidwell" de rodillos. El remate final de la superficie se efectuó con paleta de madera y una máquina

Volúmenes de Hormigón en el Vertedero Principal

Estructura de compuertas

a) Hormigón estructural	42.600 m ³
b) Hormigón masivo	140.000 m ³
Canal Superior y rápida	17.340 m ³
Estanque amortiguador	16.940 m ³
Canal de descarga	13.900 m ³
Total	230.780 m ³

Acero de refuerzo

Estructura de compuertas	386,20 tm
Canal superior y rápida	1.273,35 tm
Estanque amortiguador y canal de descarga	419,30 tm
Total	2.078.85 tm

15.4.4 VERTEDERO DE EMERGENCIA

Los trabajos de excavación para la construcción del vertedero de emergencia se realizaron durante el verano de 1986.

La excavación de las zanjas y el hormigonado de dentellones fueron iniciados en Octubre de 1986 y toda la colocación de hormigón fue concluida a mediados de Diciembre del mismo año.

En consideración a la larga distancia entre el sitio del vertedero de emergencia y la planta dosificadora de hormigón del proyecto, el Contratista instaló una planta dosificadora pequeña en el sitio de la obra. El mezclado del hormigón se hizo directamente en camiones mixer de 6 m³ de capacidad.

El agregado grueso pre-clasificado fue transportado y acopiado cerca a la planta dosificadora de hormigón.

Tanto los dentellones como las losas del vertedero fueron hormigonados con hormigón estructural con tamaño máximo de agregado igual a 38 mm. El volumen total colocado fue de 4.083 m³.

NOTA: Las figuras y cuadros que se hacen referencia en este capítulo constan en los apéndices I y III de diseño hidráulico y estructural respectivamente, del Informe Final de Factibilidad Técnica de Marzo 1979 por TAMS - AHT - INTEGRAL.

FIN DE CAPITULO 15

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 16

INSTALACIONES MECANICOS

Revisión No.2
Abril 1990

INSTALACIONES MECANICAS

16.1 INTRODUCCION

El proyecto Daule-Peripa cuenta con tres sistemas de instalaciones mecánicas en las estructuras de control y toma. Estos son:

1. Las compuertas radiales del Vertedero Principal y sus equipos de accionamiento.
2. Las compuertas de rodillo de la estructura de toma N°2 y sus equipos de accionamiento, sistema de rejillas contra basura y sistema de llenado del túnel N°2.
3. Las compuertas de presión de alto y bajo nivel de la torre de toma N°1 y sus sistema oleohidráulico de accionamiento.

16.2 VERTEDERO PRINCIPAL

16.2.1 Equipo de compuertas radiales

a. Descripción

El vertedero principal cuenta con tres compuertas radiales para el control de descargas. Cada compuerta tiene un ancho de 17 m entre sellos laterales y una altura vertical desde el sello de umbral de 8,5 m.

El equipo de accionamiento de cada compuerta, compuesto por un panel de control y un sistema de malacate, está ubicado en cada vano de compuerta en una plataforma ubicada en la cota 90 m.

b. Piezas fijas

El conjunto de elementos que forman las piezas fijas de esta estructura esta constituido por los siguientes elementos:

- Una viga solera para apoyo de los sellos inferiores de estas compuertas.
- Dos vigas laterales curvas para apoyo de los sellos laterales de las compuertas.

La viga solera está constituida por un perfil WT 8 x 25 y por una pletina de acero inoxidable de 150 x 13 soldada al perfil anterior mediante soldadura inoxidable. Además, el ala del perfil WT 8 x 25 está provista de 44 pernos de 1" con sus correspondientes tuercas y contratueras para la fijación de la viga a las placas embebidas en el hormigón de primera fase.

Las vigas curvas laterales están constituidas por una pletina de acero al carbono revestida de acero inoxidable la que lleva

- 14 mm en la parte inferior en una longitud de arco igual a 3550 mm.
- 11 mm en la parte intermedia en una longitud de arco igual a 2350 mm.
- 10 mm en la parte superior en una longitud de arco igual a 3197 mm.

El sistema de rigidización del tablero consiste esencialmente en un conjunto de vigas curvas verticales igualmente espaciadas a 900 mm una de otra, con excepción de las cuatro extremas, las que presentan la siguiente separación entre ellas:

- 450 mm entre la anterior a la antepenúltima y la antepenúltima.
- 300 mm entre la antepenúltima y la penúltima.
- 300 mm entre la penúltima y la última.

Todo el sistema de vigas curvas verticales son perfiles WT 7 x 17 a excepción de las dos vigas curvas extremas formadas por perfiles L 7" x 4" x 7/16". Todo el perfilado vertical termina en dos rigidizadores horizontales colocados en los extremos superior e inferior del tablero y constituidos por perfiles U 7 x 14.75.

Entre el rigidizador horizontal inferior y la chapa de forro van intercalados triángulos de rigidización en línea con las almas de las vigas curvas verticales, a fin de rigidizar el labio inferior de las compuertas que servirá de apoyo a los sellos inferiores. También la chapa de forro de las compuertas radiales, en el extremo inferior del lado de la cara de aguas arriba, lleva soldado un cuadrado de 25 x 25 x 16840 mm cuyo objetivo es servir de apoyo al sello inferior.

Sistema de vigas horizontales

La carga tomada por el tablero es transmitido a un conjunto de tres vigas dispuestas horizontalmente las que en esencia consisten en un perfil doble T, de construcción soldada, convenientemente rigidizado. A continuación se describen los diferentes elementos que forman cada viga horizontal:

1. Viga horizontal inferior

Alas 292 x 22 x 16600 (chapa)
Alma 796 x 15 x 16600 (chapa)

Esta viga además lleva el siguiente sistema de rigidizadores:

- 8 atiesadores de 139 x 19 x 796. Estos atiesadores van localizados en ambos extremos de las vigas a 210 mm del extremo, los primeros, y a 280 mm del primero, los otros. Estos atiesadores se extienden a todo lo alto

Además como continuación externa de estos atiesadores oblicuos, cada viga horizontal lleva soldada un trozo de perfil W 10 x 100 x 647 mm al que posteriormente se sueldan los brazos de la compuerta radial.

3. Viga horizontal superior

Alas 265 x 18 x 16600 (chapa)
Alma 714 x 14 x 16600 (chapa)

Esta viga lleva además el siguiente sistema de rigidizadores:

- 46 atiesadores de 90 x 13 x 350. Estos atiesadores van soldados al ala aguas abajo y al alma de la viga respectivamente en una longitud de 350 mm. Si bien la distribución de estos atiesadores es simétrica con relación al eje central de la compuerta, ella no es a paso constante por no permitirlo así el diseño.
- 8 atiesadores de 126 x 16 x 746. Estos atiesadores colocados oblicuamente con relación al eje longitudinal de la viga (el ángulo de los atiesadores con relación al eje de la viga es 73o 4 min 15 s) tienen como objetivo rigidizar el alma de la misma en la zona de unión con el brazo de la compuerta.

Además como continuación externa de estos atiesadores oblicuos, cada viga horizontal lleva soldado un trozo de perfil W 10 x 54 x 639 mm. al que posteriormente se sueldan los brazos de la compuerta radial.

Brazos de la compuerta radial

Cada brazo de la compuerta radial (2 por compuerta), cuyo objetivo es la transmisión de la carga desde las vigas horizontales a las vigas-muñón, está constituido por los siguientes elementos:

- Una estructura de muñón
- Tres patas constituidas por el perfilado metálico descrito a continuación:

W 10 x 100 para la pata inferior e intermedia
W 10 x 54 para la pata superior

La estructura de muñón está constituida por los elementos metálicos que se describen a continuación:

- Un cubo macizo de 610/450 x 660 mm de longitud.
- Dos chapas de 35 mm de espesor soldadas al cubo formando un ángulo de 18o 33 min 14 s

Ejes de giro de las compuertas radiales

Estos elementos sirven para conectar los brazos de las compuertas radiales a los caballetes descritos anteriormente y su diámetro es 406 mm. Los ejes de giro están provistos de los siguientes elementos adicionales:

- un casquillo de bronce autolubricado para la conexión del eje de giro al cubo del brazo de la compuerta.

- una arandela de bronce colocada entre el cubo de la compuerta y la orejeta exterior del caballete y cuyo objetivo es servir de separador entre el cubo y la orejeta.

- una arandela de bronce con una de sus caras autolubricadas colocada entre el cubo del brazo de la compuerta y la orejeta interior del caballete. El objetivo de esta arandela es transmitir los esfuerzos horizontales producidos por la carga hidráulica al hormigón de la pila correspondiente.

- una chapa de freno de acero calibrado, cuyo objetivo es impedir el movimiento de rotación del eje. Esta chapa va atornillada a la cara exterior de la orejeta exterior del caballete.

- dos anillos V 550A de neopreno en contacto con las arandelas descritas más arriba y cuyo objetivo es impedir la entrada de polvo y materias extrañas al área de trabajo del eje.

Materiales Empleados

Los materiales empleados en la construcción de estas compuertas son los descritos a continuación:

Con esta unidad de emergencia sólo es posible accionar la compuerta radial No.3 cuando la unidad motriz de dicha compuerta ha fallado o cuando la unidad motriz de dicha compuerta se usa para accionar las compuertas radiales No.2 o No.3 de acuerdo a

Esta unidad consiste esencialmente de un motor eléctrico similar a los motores eléctricos para accionamiento normal el que, equipado de su freno y reductor helicoidal, va acoplado a la caja recta de la unidad pasiva de la compuerta radial No.3.

Se ha previsto, en caso de falla de algunos de los motores que accionan las compuertas radiales, de una unidad motriz de emergencia la que va ubicada en el estribo derecho del vertedero.

Operación de las Compuertas Radiales en caso de Emergencia.

Con esta disposición la velocidad aproximada de apertura de las compuertas radiales es del orden de 0.44 m/min medida en la dirección tangente al tambor.

La conexión de los cables al tambor se realiza mediante prensa atornillada (una prensa por cada ramal de cable) y la conexión del cable a la estructura de la compuerta, mediante bloque regulable mediante tres pernos tensores por cada ramal de cable.

La conexión de los cables al tambor se realiza mediante prensa atornillada (una prensa por cada ramal de cable) y la conexión del cable a la estructura de la compuerta, mediante bloque regulable mediante tres pernos tensores por cada ramal de cable.

Características: par de salida = 150 mkg.
Velocidad = 56.58 rpm.

- Eje de interconexión: Tubo de 368/352 x 8 con acoplamiento BIBBY - tipo FK-168 esp.

- Cable: Pfeifer Seil-und-Hebetechnik Gm BH.
0.35 mm; construcción 6 x 19W + SES; límite elástico 1570/1770 N/mm²; carga de ruptura 786 KN; material acero inoxidable 18-8.

- Tambor de 1240 mm de diámetro con tres ranuras activas de 36.5 x 220 mm de profundidad.

en que:
Z = Número de dientes
M = módulo
D_p = diámetro primitivo
X = ángulo de presión
b = ancho del diente en mm.

- Corona: Z = 90; M = 17; D_p = 1530mm;
X = 20; b = 230

- Piñón: Z = 24; M = 17; D_p = 408mm; X = 20;
b = 240.

- Etapa exterior piñon corona.

- Reductor Recto.- Tacke Olalde de tres etapas de 5.59 CV a 56.58 rpm con relación de transmisión i = 83.

descrito anteriormente, mediante un angular L 3" x 3" x 3/8". Con relación al carril guía, en esta zona de la ménsula, la única variación del carril usado anteriormente es la apertura de sus alas en los 150 mm. finales para permitir la entrada de los rodillos de la viga de izamiento. En dicha longitud se usa un alma falsa representada por la pletina de 140 x 8.

b. Materiales empleados

Los materiales empleados en la fabricación de los diferentes elementos que componen este equipo se ajustan a las siguientes normas u ordenanzas:

ASTM-A36 para todo el perfilado empleado

ASTM-A176-304 para las pletinas de acero inoxidable empleado

UNE A 410 B para las chapas empleadas

DIN A 510 d para las chapas empleadas

16.3 TORRE DE TOMA No.2

16.3.1 Puertas de Rodillos

a. Descripción general del equipo

Este equipo consta esencialmente de dos tableros de 4558 x 9779 mm, ambas dimensiones siendo tomadas a las zonas de sellado.

Cada uno de estos tableros está equipado de 34 ruedas (17 por lado) de 406.4 mm de diámetro exterior y 160 mm de ancho provistas de rodamientos de rodillos a rótula SKF No.22326 CC/W33.

El sistema de ruedas provisto es el llamado "sistema de ruedas en ménsula" los apoyos de los ejes estando situados a 686 mm.

Cada tablero, compuesto de dos cuerpos, está constituido de una chapa de forro de 9868 x 4788 x 22 mm rigidizada por 18 vigas horizontales, 16 de las cuales lo forman perfiles W27-178; la viga inferior está constituida por un chapa de 566 x 4756 x 20 mm como alma y 1/4 de perfil redondo de radio 155 mm como platabanda inferior; las vigas intermedias, de conexión entre los dos cuerpos, están constituidas por una chapa de alma de 743 x 4788 x 19 mm y una chapa de 133 x 4756 x 16 mm como platabanda inferior. La unión entre los cuerpos de ambos tableros la constituyen platabandas y pernos en número suficiente como para asegurar que la transmisión de esfuerzos entre ellos se efectúe a bajas tensiones.

Cada tablero está además convenientemente rigidizado en la zona de ubicación de las poleas de tracción para asegurar que la transmisión de los esfuerzos durante la operación de

La estructura completa está convenientemente rigidizada.

El objetivo de la viga dintel es servir de apoyo al sello superior de la compuerta cuando ésta se halla en posición cerrada.

b.3. Carril de rodadura

El carril de rodadura, que se extiende desde la cota 44,310 hasta la cota 93,000, ha sido dividido por razones de fabricación en 5 secciones denominadas: carril inferior, carril intermedio inferior, carril intermedio superior y carril superior.

El carril inferior está constituido por un perfil laminado W12-106 sobre el que va empernado el riel de rodadura de acero inoxidable. Debido al diseño empernado la superficie de contacto entre riel y perfil fue impregnada con el elemento sellante SILKRON-SPG 9600 (KRAFF) para impedir que el agua oxidara el perfil laminado que es acero al carbono. El carril inferior lleva además soldado en su cara exterior el elemento metálico para cubrir la zona de hormigón expuesta al escurrimiento sobre el que va soldada la pletina de acero inoxidable de apoyo del sello lateral de la compuerta. El carril inferior se extiende en una longitud aproximada de 18800 mm.

Los carriles intermedios y superior, que sólo soportan el peso de la compuerta mientras ésta se mueve durante los procesos de apertura y cierre, están constituidos, en esencia, por un perfil laminado W12x106, sobre el que va soldado el riel de rodadura que es una pletina de acero al carbono de 190x64 mm. Los carriles intermedios en conjunto con el carril superior se extienden en una longitud aproximada de 66250 mm.

b.4. Carril guía

Esta estructura que se extiende en una longitud aproximada de 93983 mm, consta en esencia de los siguientes elementos estructurales que se detallan a continuación:

- Un perfil T con sus refuerzos correspondientes
- Pernos de anclaje y regulación

El perfil T está compuesto de un ala, para alojamiento de los pernos de anclaje y regulación, que es una pletina de 280 x 25 mm, y de un alma, que es una pletina de 114 x 50 mm soldada al alma descrita anteriormente. El objetivo de este elemento estructural es servir de guía a la estructura de la compuerta en sus movimientos de apertura y cierre.

NOTA: La guía izquierda correspondiente a la compuerta derecha y la guía derecha correspondiente a la compuerta izquierda están formadas de los siguientes perfiles en los últimos 3983 mm de su longitud: un perfil laminado W12x106 al cual va soldado, en el ala superior, la pletina de 280 x 25 mm. Sin embargo, en el montaje, no fue posible usar esta estructura por interferencias

Composición: 6 x 19 + alma textil
Carga mínima de ruptura: 52550 kg
Tensión alambres: 180 kg/mm
Tipo de alambre: galvanizado

La fijación del cable al tambor es mediante el sistema de doble grapa de fricción provista de dos tornillos cada una. La polea de compensación, cuyo diámetro primitivo es 482 mm está ubicada en la parte central del bastidor del mecanismo de operación de estas compuertas y las poleas de reenvío (2 en total), cuyo diámetro primitivo es 742 mm, van soldadas a la estructura de la compuerta con su correspondiente sistema de rigidización.

d. Sistema de fijación de las compuertas en posición abierta

De acuerdo al diseño original, cuando las compuertas de rodillos están completamente abiertas, se ha dispuesto liberar a los cables de los esfuerzos originados en el peso propio de la estructura. Para ello se ha dispuesto de un sistema de fijación mecánico el que se describe en los párrafos siguientes.

Este sistema de fijación mecánico, dos por compuerta, ha sido localizado a la cota 86.12 de acuerdo a los planos de licitación y consiste esencialmente de un elemento móvil contrapesado, el que va ligado a una estructura fija convenientemente rigidizada.

El elemento móvil es operado desde la elevación 93.00 mediante un torno manual de 250 kg de carga útil, el que se une al elemento móvil mediante un cable de 5 mm de diámetro. El contrapeso del elemento móvil (2 por cada sistema mecánico) es regulable a voluntad. Tanto en la columna de fijación del torno de operación como en uno de los elementos de fijación mecánico (elemento móvil) se han ubicado interruptores limitadores de carrera para seguridad de la operación.

El interruptor localizado en la columna de fijación tiene por objeto interrumpir el movimiento de apertura de la compuerta cuando ésta ha alcanzado su nivel superior, y el interruptor localizado en el elemento móvil tiene como objetivo interrumpir el movimiento de bajada de la compuerta cuando ésta ha hecho contacto con el elemento móvil de fijación (traba).

e. Materiales empleados

Los materiales empleados en la fabricación de los elementos antes detallados son los que se indican a continuación:

16.3.2 Sistema de rejas contra basura

a. Descripción general del equipo

Este equipo consta de 66 paneles de rejas verticales con sus correspondientes elementos embebidos y 30 paneles de rejas horizontales con sus correspondientes elementos embebidos. Las dimensiones de ambos tipos de paneles son las indicadas a continuación:

Paneles verticales: 4385 x 330 mm

Paneles horizontales: Cada panel de este equipo fue construido según los lineamientos mostrados en los planos licitatorios con las excepciones siguientes:

Guías para los paneles verticales:

a) El perfil Z especificado formado por los angulares 6" x 4" x 1/2" y 3 1/2" x 2 1/2" x 1/2" fue sustituido por el perfil Z formado por los angulares 150 x 90 x 12 y 100 x 65 x 10.

b) Debido a un pedido del Contratista en Obra, las guías fueron suministradas en trozos de longitudes variables (6.7 m; 6.0 m; 5.4 m; 5.3 m; 5.0 m; 4.7 m; 4.6 m; 4.0 m y 3.3 m) para facilitar el hormigonado de las mismas y no en dos trozos como se muestra en los planos licitatorios.

A fin de evitar la soldadura de obra en las uniones que destruiría el galvanizado, se diseñó una unión atornillada para la unión de trozos de guías.

Marcos para paneles horizontales:

a) Los angulares especificados de 6 1/2" x 4" x 1/2" y 3 1/2" x 3 1/2" x 1/2" que forman los marcos de estas rejas fueron sustituidos por los angulares 200 x 100 x 12 y 90 x 90 x 12 respectivamente.

b) El sistema de amarre de estos paneles a la estructura de hormigon (5 pernos con ojo por cada lado largo del panel) fue sustituido por otro en que el perno con ojo se suministra en dos mitades, ambas mitades siendo atornilladas una a la otra. Esta sustitución se hizo dado que con el sistema original era difícil el montaje de estos paneles.

Todo el sistema de rejas contra basura así como sus guías y marcos es galvanizado.

16.4 EQUIPOS MECANICOS EN TORRE DE TOMA No.1

16.4.1 Compuertas deslizantes

a. Descripción

La torre de toma No.1 tiene tres conductos paralelos con la solera a la cota 22,0 m. Están controlados por tres juegos de compuertas deslizantes de alta presión de movimiento vertical, operadas hidráulicamente. Las compuertas están diseñadas para una carga hidrostática de 66,5 m de altura de agua.

Los dos conductos laterales corresponden a la toma de fondo (cota 22,0 m) y el conducto central a la toma de alto nivel (cota 58,0 m).

Cada uno de los conductos laterales está dotado de dos compuertas deslizantes de 1,83 m de ancho por 3,66 m de alto. La primera de las compuertas es de emergencia y la segunda de servicio.

Igualmente el conducto central tiene dos compuertas deslizantes de 1,02 m de ancho por 3,05 de alto, siendo la primera de emergencia y la segunda de servicio.

Los tres conductos están protegidos por un blindaje de acero con una chapa de 25,4 mm de espesor reforzado con atiesadores de 25,4 mm x 140 mm espaciados a 380 mm o 340 mm en ambas direcciones.

En cada conducto, la compuerta de servicio se utiliza como elemento de maniobra normal. Está dotada de un sistema de suspensión por perno para el caso en que tenga que estar durante largo tiempo totalmente abierta.

La compuerta de emergencia se utiliza como elemento de seguridad que cierra el conducto cuando la compuerta de servicio ha sufrido algún daño y puede sustituir en su función a la compuerta de servicio en caso necesario.

La compuerta de emergencia está también dotada de un sistema de suspensión por perno y debe permanecer normalmente abierta y suspendida por el perno.

b. Componentes mecánicos y sus elementos de operación

Los componentes mecánicos de accionamiento de las compuertas deslizantes son:

1. Cilindro hidráulico, con dispositivo de suspensión por perno, en apertura total, para períodos de larga duración en esa posición.
2. Central oleohidráulica (común a todas las compuertas) ubicada en la plataforma de la cota 84,72 m.

2. Piezas Móviles

Comprenden la hoja de la compuerta propiamente dicha, un vástago de pistón y una tuerca de compuerta, una extensión para vástago, con una extensión de seguridad y el pistón para el accionamiento hidráulico. La hoja de la compuerta es una estructura soldada compuesta de la plancha del forro y de perfiles de rigidización I. El acero de estos elementos es A 42 B para los perfiles y A 52 d para la plancha del forro. Las superficies de los sellos de la compuerta tienen un revestimiento de aleación de bronce tipo ASTM B 584-73.

Los materiales del resto de las piezas móviles son los siguientes:

<u>PIEZA</u>	<u>ACERO</u>
Vástago del pistón	UNE 36012/75 35 CR MO4
Pistón	UNE 36011 F 1140

16.4.2 Ascensor

a. General

Se ha instalado en la torre de toma No.1 un ascensor para carga y pasajeros con tracción por tornillo sin fin y engranajes. Incluye un equipo de control para operación automática colectiva-no-selectiva, nivelación automática del piso y puerta de la cabina y del conducto operadas manualmente.

La capacidad del ascensor es de 630 kg y sirve al piso No. 1 en la cota 29,466 m, piso No.2 en la cota 43,00 m, piso No.3 en la cota 54,00 m, piso No.4 en la cota 66,12 m, piso No.5 en la cota 75,32 m y piso No.6 y último en la cota 84,72 m.

b. Equipamiento

1. El interior del carro del ascensor está equipado con luces, teléfono, luces portables de emergencia, enchufes de 120 V, ventilador, pasamanos y una salida de emergencia en el techo. El tablero de control dentro del carro tiene luces indicadoras de la dirección del movimiento del ascensor, botón de alarma, botón para paradas de emergencia y botones con luces para marcar el piso.

2. Luces indicadoras en cada piso indican si el ascensor está moviéndose o está detenido.

3. El regulador del motor de izamiento es del tipo electromagnético completamente automático, operado por botón pulsador en el carro y fuera del carro, en los descansos.

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 17

INSTALACIONES ELECTRICOS

Revisión No.2
Abril 1990

CAPITULO 17

INSTALACIONES ELECTRICAS

17.1 INTRODUCCION

El sistema eléctrico de la Presa está diseñado y construido básicamente para la operación de las compuertas del Vertedero y de las Tomas. Adicionalmente sirve para iluminación y tomas generales.

La distribución eléctrica de fuerza se realiza desde un tablero eléctrico en el edificio de mantenimiento. El nivel de voltaje para estos alimentadores es 480 V en razón a las distancias de recorrido de los alimentadores. Una consideración importante del diseño fue la confiabilidad del servicio eléctrico, por lo cual se ha previsto un alimentador subterráneo de 15 KV como fuente principal de energía, que conecta el sistema eléctrico de la Presa con la subestación de EMELGUR (Sistema Nacional Interconectado) y un generador Diesel de 125 KW de emergencia. Adicionalmente durante la construcción se solicitó al Contratista mantenga una línea aérea de alto voltaje 13,8 KV que cruza el canal de descarga del Vertedero y llega cerca del Edificio de Mantenimiento con lo cual se dispone de un punto cercano de conexión eléctrica en caso de que fuese necesario. Todas las instalaciones eléctricas exteriores son del tipo subterráneo, utilizando en su gran mayoría bancos de ductos de hormigón con tuberías de PVC para protección de los cables.

Los materiales utilizados como cables, tuberías, y accesorios cumplen estrictas normas de calidad, lo que asegura una larga duración y confiabilidad a todo el proyecto.

17.2 CONEXION CON EL SISTEMA NACIONAL INTERCONECTADO.

La alimentación eléctrica a la subestación de EMELGUR se efectúa a una tensión de 69 KV mediante una línea aérea desde la subestación Quevedo.

La subestación de EMELGUR es una subestación transformadora de 69/13,8 KV con un transformador trifásico de 5 MVA. Tiene tres salidas en 13,8 KV. con posibilidad para una cuarta.

Las tres salidas existentes son:

- Ciudadela de operaciones y poblado de Carlos Julio.
- Campamento de AGROMAN- Oficinas- Cruce Vertedero
- Presa

Cada salida está equipada con un reconectador automático, seccionador fusible de "by-pass", pararrayos y equipos de medida.

La salida denominada Presa es un alimentador subterráneo, con un cable de 15 KV que va hasta el edificio de Mantenimiento. Los

17.4 ALIMENTACION DEL GENERADOR DIESEL Y FUTURO.

Al tablero de distribución 480 V llegan, aparte del alimentador principal, un alimentador calibre 4/0 del Generador Diesel de Emergencia y se preve la llegada de otro alimentador desde la futura central hidroeléctrica.

El diseño garantiza de esta forma una alta confiabilidad al suministro eléctrico para toda la Presa.

Los interbloques mecánicos en el tablero de distribución de 480 V previenen la conexión simultánea de más de 1 alimentador.

El Generador Diesel de emergencia, marca Caterpillar, tiene una potencia de 125 KW a nivel del mar y 30 °C, 480-277 V, con un consumo de combustible a plena carga de 37 l/h.

El Generador Diesel se encuentra ubicado en el edificio de mantenimiento en el cuarto contiguo al tablero TPMD (denominado subestación 13,8 KV en los planos de construcción, pero que se evita esa denominación en este texto para no confundirlo con la subestación propiamente tal de EMELGUR y que no forma parte de estas obras).

El recorrido y características eléctricas del alimentador desde la futura central hidroeléctrica, deberán ser definidos en el futuro.

17.5 INSTALACIONES ELECTRICAS DEL VERTEDERO

Desde el tablero de distribución de 480 V en el TPMD salen dos alimentadores 3 °C 1/0 hacia el Vertedero. Solamente uno opera normalmente siendo el otro de emergencia para un caso de falla en el primero. En el diseño original se especificaba un calibre N° 2 AWG para los alimentadores, pero debido a que se ha incrementado la carga en el Vertedero por incremento de la potencia de las bombas de drenaje, se consideró aumentar el calibre a 1/0 AWG durante la ejecución de las obras, con lo cual se tiene la misma caída de tensión que se había calculado inicialmente.

Los dos alimentadores, denominados A1, A2 en los planos, llegan a un tablero principal en el Estribo Derecho del Vertedero. Cada uno de los alimentadores continúa su recorrido hacia los tableros de compuertas en Pila Derecha, Pila Izquierda y Estribo Izquierdo. En los tableros de compuertas (tableros eléctricos suministrados por BYNSA) los disyuntores de entrada se encuentran mecánicamente interbloqueados de forma que solo uno alimenta al tablero.

17.5.1 Motores de las compuertas y Accionamiento Automático

Un motor trifásico de inducción 480 V 11 KW sirve para operar cada compuerta (tres compuertas iguales). Un cuarto motor igual a

17.5.4 Tipos de Conductos Metálicos, Canaleta de Cables

Se han utilizado dos tipos de tuberías metálicas, acero rígido y aluminio.

La tubería de acero rígido FUJI ASA C-B0.1 se ha utilizado en todos los trayectos embebidos en las plataformas de los estribos y pilas. Se ha utilizado la tubería de aluminio en las escaleras y galerías de drenaje.

Los cables de fuerza y señalización (480 V y 120 V) entre el Vertedero y el Area Administrativa van en los bancos de ductos y cruzan el Vertedero en la canaleta de hormigón construida para este objeto. Esta canaleta con tapas de hierro removibles, también aloja al cable de alta tensión (15 KV) adecuadamente separado de los cables de baja tensión mediante una chapa de acero continua, a manera de cubierta.

17.6 INSTALACIONES ELECTRICAS DE LA TOMA NO.1

La alimentación eléctrica a la Toma N°1 va desde el tablero de distribución a 480V TPMD con un calibre 3 N°4 AWG hasta el tablero TC1-TC2 ubicado en el nivel superior cota 84.72 de la Torre.

El cruce para la Toma N°1 se efectúa lateralmente por el puente por el lado aguas abajo. En el diseño original el cruce de los conductos se mostraba por debajo del puente, pero se lo cambió considerando que sería mucho más fácil para mantenimiento futuro en caso de que se requiera un cambio de tuberías o conductores.

17.6.1 Tablero de Distribución Principal TC1-TC2

El tablero eléctrico principal TC1-TC2 contiene la llegada del alimentador desde TPMD (disyuntor 100 A) y todas las salidas de fuerza para los servicios de la torre como:

Bomba de agua cruda, ascensor, ventilador, luces de escalera y puente, tablero BYNSA de control de compuertas, transformador de iluminación, bomba de drenaje.

El tablero de control de compuertas BYNSA se lo ha integrado al tablero proveniente de "Square D" de manera tal que forma un solo cuerpo. La conexión entre los dos tableros se efectúa con cable y un disyuntor termomagnético de 70 AMP.

El control de la operación de las compuertas se efectúa desde el tablero BYNSA, desde donde se puede realizar lo siguiente: Transferir el control al piso 29,47 donde existe un tablero de control local; Subir, bajar para las compuertas de servicio (Principal 1, Principal 2, Alto Nivel); conectar las bombas de aceite del equipo oleohidráulico; seleccionar compuertas de servicio o compuertas de emergencia; seleccionar entrada en funcionamiento bomba 1 o bomba 2.

Las compuertas de servicio pueden ser operadas desde el tablero TC1-TC2 del nivel 84,72 o desde el tablero local al nivel

La iluminación del puente de acceso y de la planta superior de la Torre se realiza con luminarias especiales empotradas lateralmente en el concreto del parapeto. El control de iluminación se encuentra en el tablero TC1-TC2 en donde se puede seleccionar, encendido automático o manual. El encendido automático se lo realiza mediante una fotocélula en el puente de acceso.

Los tipos de luminarias utilizados son los siguientes:

MARCA	USO	MONTAJE
Prescolite 47 H5-1 100 W Hg.	Iluminación del puente	Empotrado en parapeto
Appleton VFWB 1075 G 100/200 W incandescente	Iluminación escaleras y áreas generales	En pared con brazo
Appleton V FX 1075G 220 W incandescente	Iluminación planta nivel 84,72	Suspendido del techo
Appleton G-EFJIB-30 150 W	Iluminación de maq. nivel 29,47	En pared
Tork 430 2 x 18 W	Emergencia	Sobre pared

Todos los circuitos de iluminación y tomas parten de un panel trifásico, 208 V montado dentro del tablero TC1-TC2 y que se alimenta a vez del transformador de iluminación de 30 KVA 480/280 V situado en un sitio cercano en la misma planta.

Finalmente del tablero TC1-TC2 sale un alimentador calibre 3 N°12 con disyuntor de 20 A 480 V para una bomba de agua cruda 5.5 HP ubicada en el nivel 54,0 y un alimentador calibre 2 N°12 con disyuntor de 20 A 120 V para el ventilador de 1 HP ubicado en el nivel cercano al tablero.

El recorrido de los alimentadores sigue una ruta vertical desde el nivel 84,72 hasta el nivel 29,47. Se utiliza, lo mismo que en el resto de las obras, tubería de acero rígido.

17.7 INSTALACIONES ELECTRICAS DE LA TOMA N°2

El alimentador para la Toma N°2 sale del TPMD en el edificio de mantenimiento. El calibre del alimentador es 3 N°4 AWG y la protección con un disyuntor termomagnético de 50 A.

En la plataforma de la Toma N°2 el alimentador llega a un tablero principal desde donde se distribuye a: Tableros BYNSA para operación de las compuertas de rodillo; Transformador de iluminación; Toma de 480 V.

Los diferentes tipos de luminarias utilizadas son:

<u>MARCA</u>	<u>TIPO</u>	<u>USO</u>
Luraline, 45 m N°8 100 W	Incandescente, semiempotrada	Pasillo
Capri, AE 11 X 100 W	Incandescente, empotrada	Sala de conferencias, recibidor
Nacional 100 W	Mercurio, exterior	Exterior del edificio
Daybrite MG222 24"x 24" 80 W	Fluorescente, empotrada	Corredor
Daybrite MG142 12"x 48" 80 W	Fluorescente	Resto de áreas

La sala de conferencias es un cuarto especial, puesto que tiene una serie de servicios propios de su uso como por ejemplo: Dos aires acondicionados de 24.000 BTU tipo "Split", dos extractores de aire de 1/3 HP, un sistema de parlantes para conferencias y un control amplio sobre la iluminación del cuarto mediante "dimmers"

17.8.2 Edificio de Mantenimiento

En este edificio se encuentran ubicados el TPMD desde donde salen todos los alimentadores de la Presa de 480 V, y el Generador Diesel de emergencia. Las instalaciones eléctricas de este edificio están compuestas por circuitos generales de iluminación y tomas. En el propio tablero TPMD se incluye un transformador tipo seco de 30 KVA/208 V que sirve para el consumo propio del edificio. Se han previsto dos oficinas únicamente, una de ellas donde se ubicará todo el equipo de microsismicidad. El resto del edificio lo constituyen los talleres de mantenimiento automotriz.

Las luminarias que se han utilizado son:

<u>MARCA</u>	<u>TIPO</u>	<u>USO</u>
Daybrite 40211 W-4 80 W	Fluorescente, tipo industrial	Talleres
Daybrite MG 142 80 W	Fluorescente, tipo empotrable	Oficina
Nacional 100 W	Incandescente	Exterior

El laboratorio de microsismicidad ha requerido una instalación eléctrica exclusiva, con su propio tablero de distribución, circuitos independientes e inclusive lámparas incandescentes

17.10 PANEL DE INDICACION DEL RESERVORIO Y COMPUERTAS

El cuarto de control del edificio de Administración tiene el panel de indicación del reservorio y compuertas. En este panel se encuentran instalados 6 receptores Selsyn, tres que indican la posición de las compuertas del Vertedero y tres la posición de las compuertas de servicio de la Toma N°1. En el panel además se reciben las indicaciones de operación y algunas provenientes de las bombas de drenaje de la Toma N°1 y Vertedero y de alarma del sistema de aguas servidas. Las señales de alarma consisten en una luz indicativa y una sirena cuyo tiempo de funcionamiento es regulable.

El panel contiene además los equipos de indicación del nivel del reservorio, los mismos que son del tipo digital, con indicación numérica en metros.

El respectivo transmisor del nivel del embalse se encuentra instalado en la Toma N°1 a la cota 84,72

El panel fue construido en Square "D" Latacunga y tiene las siguientes dimensiones: 2743 Largo x 2286 Ancho x 508 profundidad.

17.11 SISTEMA DE ILUMINACION EXTERIOR

La iluminación exterior de toda el área de la Presa, entendiéndose por el camino de acceso, coronación de la presa, áreas alrededor de los edificios, y áreas junto a los accesos a la Toma N°1 y Toma N°2, será iluminada mediante lámparas de vapor de mercurio de 250 W 220 V ITT montadas sobre los brazos de postes de aluminio de 10 m de alto. El sistema de iluminación es mediante control de célula fotoeléctrica y relé, todo comandado mediante un tablero de control de iluminación instalado en un cuarto del edificio de Administración. Todos los circuitos de iluminación son subterráneos, utilizando unas veces los bancos de ductos de hormigón y otras directamente enterrados en el suelo mediante tubería PVC rígida de diámetro de 1". Junto a cada poste se construyó un pozo de mano de 40 x 40 cm desde el cual se realiza la derivación al poste mismo. El calibre de los circuitos es N°6 y N°8 AWG dependiendo de los tramos.

Originalmente en el diseño se habían previsto luminarias de sodio de 400 W, pero en vista de que se ha incrementado el número de lámparas (no existía iluminación entre la carretera principal y el Vertedero) y a que se desea disminuir los costos, se decidió disminuir la potencia de operación de las lámparas, pero manteniendo un buen nivel de iluminación general.

Este nivel de iluminación exterior se complementa con los otros sistemas de iluminación exteriores de cada obra, esto es: iluminación del puente y plataformas del Vertedero, iluminación de puente de la Toma N°1, iluminación de la plataforma de la Toma N°2 a iluminación exterior de los edificios.

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 18

AREA ADMINISTRATIVA Y OFICINA DE CAMPO

Revisión No.2

Abril 1990.

AREA ADMINISTRATIVA Y OFICINA DE CAMPO

18.1 AREA ADMINISTRATIVA

18.1.1 Descripción

El Area Administrativa está constituida por un grupo de edificios y áreas de servicio para el uso del personal que tendrá a su cargo la operación y mantenimiento de la Presa Daule-Peripa y de sus obras accesorias.

Los edificios administrativos y servicios auxiliares están ubicados sobre la cota 90,0 m, al lado Norte de la carretera de acceso a la Presa Principal, cerca al estribo izquierdo de la Presa.

El llamado "Patio de Distribución" es un área de relleno de más de 10.000 m² de superficie construida a la cota 80,0 m. Está ubicado al Sur del Area Administrativa en el lado izquierdo de la carretera de acceso a la Presa Principal. Esta área estaba originalmente destinada a alojar las instalaciones de distribución de la futura Central Hidroeléctrica, las cuales fueron reubicadas en otro sitio más próximo a la casa de máquinas. La función actual del Patio de Distribución es la de servir como área de estacionamiento para el equipo pesado de mantenimiento del proyecto. La estación de gasolina está también ubicada en esta zona.

18.1.2 Construcción

El Area Administrativa fue construida dentro del alcance de trabajos del Contrato del Proyecto Daule-Peripa, por AGROMAN, Contratista de las obras. Los trabajos se ejecutaron entre 1986 y 1987.

Consiste esencialmente de un terraplén compactado, construido con materiales excavados en la zona de la presa. El terraplén está sostenido en sus bordes Norte y Este, por muros de sostenimiento de hormigón armado.

Los edificios y servicios auxiliares construidos en el Area Administrativa son los siguientes:

1. Edificios de Administración

- Un bloque de oficinas, en una sola planta, con 360 m² de superficie útil, con ambientes de recepción, de estar, oficinas, cuarto de control, (donde se hallan los terminales de la instrumentación para la auscultación de la presa y el tablero principal de control eléctrico) radio, sala de conferencias, bar, servicios higiénicos, etc.

En este edificio se exhibe algunas maquetas del proyecto y planos generales de ubicación de la Presa y del Embalse.

En la misma Area del Mirador se ha instalado una pequeña estación hidrográfica.

La estructura del edificio del Mirador es de madera, con cubierta de Eternit, sin paredes. Tiene una vía peatonal de acceso desde la cota 90,0 m con pavimento de hormigón y con baranda de protección de aluminio.

5. Servicios Auxiliares

- Estacionamiento exterior de vehículos
- Areas verdes, 1,6 Has.
- Cerramientos
- Iluminación exterior
- Red de agua potable, con suministro desde el sistema de la Ciudadela de Operaciones.
- Suministro de energía eléctrica desde la red eléctrica interconectada de INECEL, con sub-estación en la zona del proyecto.
- Generador eléctrico a diesel de 100 KW para emergencia.
- Sistema de tratamiento de aguas servidas, mediante fosas sépticas y campo de oxigenación, contiguo al Area Administrativa, con desfogue al embalse.

6. Patio de Distribución

Es una explanada de relleno a la cota 80,0 m con un área de 10.300 m² con capa base de suelo-cemento de 15 cm de espesor y doble riego asfáltico.

El perímetro del Patio tiene cerramiento de malla metálica con soportes de tubería de acero galvanizado.

En el interior del Patio se ha instalado la bomba de combustibles de diesel y gasolina, de 200 y 100 galones de capacidad respectivamente.

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 19

CAMPAMENTO DE FISCALIZACIÓN

Revisión No.2
Abril 1990

CAPITULO 19

CAMPAMENTO DE FISCALIZACION (ALHAJUELA Y CIUDADELA DE OPERACIONES)

19.1 INTRODUCCION

El sitio escogido para la Presa Daule-Peripa esta ubicado en una zona relativamente aislada, y no existian en su cercanía concentraciones urbanas que pudieran proporcionar alojamiento adecuado para el personal de supervisión tanto de CEDEGE como de TAMS-INTEGRAL, durante la etapa de construcción de la presa y de la Central de Energía, ni, más adelante, para el personal que operaría la Presa y la Central luego de su puesta en marcha.

Fue necesario construir una urbanización autosuficiente dotada de calles pavimentadas y servicios básicos como agua potable, alcantarillado, etc. a excepción del suministro de energía eléctrica que se tomaría de las redes comerciales del sistema nacional. Esta urbanización se usaría tanto durante el proceso constructivo como durante la mucho más larga etapa operativa, por lo cual se decidió diseñar habitaciones e instalaciones de carácter permanente y denominar la urbanización "Ciudadela de Operaciones".

19.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Se consideró que una gran parte del personal principal se trasladaría al sitio en unión de sus familias por lo cual sería necesario proporcionar, además de 12 acomodaciones tipo motel y 18 departamentos para solteros, 26 residencias unifamiliares. También se planificó la construcción de instalaciones recreativas tales como piscina, casa club, casa de huéspedes, canchas para varios deportes y parque infantil.

Durante la etapa de diseño no se planificaron dormitorios para el personal auxiliar por no ser posible estimar su número, se pensó que en su mayor parte serían habitantes de la zona que residirían en sus propias casas, el pequeño número restante podría habitar el campamento instalado en la hacienda Alhajuela que estaba siendo utilizado durante la etapa de diseño. Tampoco se previó la construcción de una escuela en esta área porque se pensaba incluirla en el contrato general de construcción ya que el Contratista necesitaría proporcionarla para su propio personal.

Para la construcción de la Ciudadela se seleccionó un área ubicada en el lado izquierdo del río aproximadamente a dos kilómetros de la presa. El área escogida tiene una de las cotas mas altas de la zona y buenas características de drenaje; consiste de dos mesetas unidas por una franja estrecha de tierra con la misma cota general (80 m.s.n.m.).

La entrada a la Ciudadela se diseñó en el extremo norte debido a la ubicación de la vía de acceso y por cuanto es el más cercano al proyecto. La meseta sur queda por lo tanto, más aislada y privada por lo cual se la escogió para construir las

b) Red eléctrica a partir de 3 generadores de 15 Kwh cada uno que entraron en funcionamiento el 20 de Septiembre de 1982.

c) Red de aguas servidas dotada de fosa séptica y campo de absorción.

d) Canalización de aguas lluvias.

e) Mejoramiento del camino de acceso.

Mientras tanto continuaban los trabajos de construcción de la Ciudadela, aunque grandemente dificultados por la fuerte estación lluviosa 1982 - 1983. Para facilitar dichos trabajos y suministrar energía a las villas ya habitables, en Febrero de 1983, se trasladó a la Ciudadela uno de los generadores de 15 Kwh.

A partir de Marzo de 1983 se empezaron a ocupar las primeras villas disponibles en la Ciudadela, pese a que aun no existían calles pavimentadas ni el sistema definitivo de agua potable. El suministro de agua se realizaba mediante un sistema provisional consistente en un tanque bajo situado entre las villas a donde se bombeaba agua desde uno de los pozos. De allí se bombeaba a tanques elevados que servían en forma individual a las villas ya habitadas. La clorinación del agua se realizaba en forma manual. Debido a las dificultades encontradas por INARQ para poner en marcha el sistema de agua potable, este rubro se retiró de su contrato y se contrató a las compañías especializadas FANEL Y CDRPEL para realizarlo.

Los demás trabajos continuaron efectuándose lentamente por INARQ durante los primeros meses de 1984 ocupándose poco a poco las villas a medida que se las terminaba, también a partir de Julio de 1984 se empezaron a ocupar las habitaciones para solteros.

El 22 de Noviembre de 1984 se celebró un contrato complementario entre CEDEGE e INARQ para finalizar los trabajos de construcción, en este contrato se reintrodujo la piscina que había sido eliminada en el contrato anterior, pero se mantuvo la decisión de no construir la Casa de Huéspedes ni la Casa Club así como de reducir el número de villas unifamiliares y de habitaciones para técnicos solteros.

Mientras tanto el personal auxiliar continuaba habitando en la hacienda Alhajuela compartiéndola con funcionarios del IERAC asignados al proyecto para las expropiaciones correspondientes. Con el objeto de acelerar dichos trámites en el año de 1985 se vió la necesidad de aumentar el personal del IERAC y CEDEGE asignados a este frente, lo cual requeriría para su alojamiento la totalidad del campamento de Alhajuela. Se decidió entonces la construcción en la Ciudadela de Operaciones de dos dormitorios para albergar al personal auxiliar de Fiscalización y CEDEGE, ubicándolos en la meseta norte cerca de la entrada principal del campamento.

-2 bloques tipo dormitorio para personal auxiliar. Son dos edificios de una planta con 9 y 8 habitaciones simples respectivamente, algunas de las habitaciones tienen baño propio, para las demás existen baños no comunicantes en los corredores, diseñados y ubicados para servir a dos habitaciones. No disponen de acondicionador de aire.

-1 Villa para Administrador con dos dormitorios, sala comedor y baño, con 3 acondicionadores de aire.

Las amefididades incluyen lo siguiente:

1 Edificio de una planta para comedor donde funcionan también un club ejecutivo y 2 salas de conferencias.

1 Edificio de lavanderías.

1 Piscina.

1 Parque infantil.

1 Campo de indor fútbol.

2 Canchas de tenis.

2 Canchas de baloncesto.

2 Canchas de volibol.

1 Cancha de césped para fútbol.

Existe además un edificio de una planta donde funciona la oficina de Administración, la bodega y la escuela para los niños de los técnicos de Fiscalización y CEDEGE.

Los servicios públicos incluyen:

- Calles y áreas de estacionamiento pavimentadas.

- Sistema de agua potable, con dos pozos profundos, un tanque de almacenamiento bajo, un tanque elevado de almacenamiento y presión. El sistema de distribución de agua incluye el sistema contra incendios con hidrantes convenientemente distribuidos.

- Sistema de aguas servidas, con efluentes eliminados en una laguna de oxidación.

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 20

ESTACION DE AFORO

Revisión No.2
Abril 1990

CAPITULO 20

ESTACION DE AFORO

20.1 INTRODUCCION

En el diseño original, la Estación de Aforo estaba ubicada a unos 500 m aguas abajo de los estanques amortiguadores, sobre la margen izquierda del río.

Se previó la construcción de un camino de acceso a La Estación. La construcción de este camino fué comenzada en las etapas iniciales de las obras pero mostró ser sumamente difícil por lo empinado del talud y la dureza de la roca. Se estudió una ubicación alternativa y se decidió re-ubicar la Estación de Aforo un kilómetro más aguas abajo frente al campamento de Alajuela. Este nueva ubicación mostró ser más favorable por varias razones. Estaba fuera del radio de acción de la turbulencia de grandes caudales de descarga del proyecto, permitiendo una lectura de flujos más confiable; el área fué provista de suministro confiable y estable de electricidad y ya existía un camino lastrado de acceso al lugar.

20.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

La Estación de Aforo suministrará información al personal de Operación sobre los flujos totales a través del proyecto.

Para este propósito, se instaló un dispositivo automático de registros de niveles de agua en una estación de registros construida en hormigón. Las señales de la Estación de Aforo son enviadas al Edificio de Administración del Proyecto por cable. Estas señales son recibidas, procesadas y almacenadas en una computadora la cual permite obtener un registro permanente de los flujos.

La calibración de la Estación para transformar lecturas de niveles de agua a caudales fué hecha por la Unidad Hidrográfica, de CEDEGE.

Se ha planeado instalar un registrador de niveles de agua en la Central Hidroeléctrica, cuando ésta sea construida. El equipo correspondiente para esta instalación debe ser adquirida como parte del proyecto de la Central.

20.3 CONSTRUCCION

La construcción del camino de acceso a la ubicación original de la Estación de Aforo comenzó en Julio 1982 y se suspendió en Octubre del mismo año, una vez que se decidió reubicar la Estación.

La construcción de la Estación de Aforo comenzó en Junio de 1988 y fué concluida 3 meses más tarde. El equipo fué instalado en Diciembre de 1988.

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 21

PLANOS DE REGISTRO

Revisión No.2
Abril 1990

PLANOS DE REGISTRO

21.1 INTRODUCCION

Para la construcción de la Presa Daule-Peripa se han empleado los planos preparados en la etapa de diseño y que a su vez sirvieron como documentos para licitar la obra.

Tenemos que indicar que durante el transcurso de la construcción de la obra fue necesario introducir ciertos cambios, por tal razón se han hecho las rectificaciones respectivas en los planos originales, y en algunos casos se han elaborado nuevos planos. Ya sean estos de detalles o para completar información.

En el caso de los planos correspondientes a la parte mecánica y eléctrica en su mayoría han sido elaborados en taller y por lo tanto tienen una numeración diferente a la de los planos empleados para la licitación.

21.2 LOS PLANOS DE CONSTRUCCION

A continuación hacemos un detalle de los planos empleados para la construcción de los diferentes sectores que forman parte de la Presa y Obras Auxiliares.

DESCRIPCION	NUMERO DE PLANOS
Planos de ubicación	2001 - 2004
PRESA PRINCIPAL	
Cantera: Delimitación de Áreas	2101
Cantera: Nueva y cortes.	2102
Planos correspondientes a la Presa, obras auxiliares, detalles	2101 - 2117
Detalles de inyección referente a plano 2109	2119 - 2149
PRESA AUXILIAR	2170 y 2171
Información Geotécnica adicional	2150 - 2160

DESCRIPCION	NUMERO DE PLANOS
PLANOS ELECTRICOS	
Leyenda y detalles de instalación.	4000 - 4005
Vertedero puesta a tierra.	4100
Estructura de toma No.1.	4206 - 4208
Estructura de toma No.2.	4221
Area Administrativa.	4305
Oficina de campo	4501 y 4502
HIDROGRAMAS:	2751 - 2754
PLANOS DE REFUERZO	
Estructura de toma No.1.	2801 - 2843
Puente de servicio	2844 y 2845
Estructura de toma No.2.	2851 - 2854
	2856 - 2875
Túnel No.1	2881 - 2886
Portal aguas arriba, Túnel No.1.	2887 y 2888
Transición entre toma No.1 y Túnel No.1	2889 y 2890
Túnel No.2	2892 - 2894
Reparación del Túnel No.2.	2917 y 2918
Portales aguas abajo - Túneles	2896 y 2897
Estanque Amortiguador Túnel No.1	2901 - 2906
Estanque Amortiguador Túnel No.2	2911 - 2916
Estructura de compuertas del vert.	2921 - 2952
	2955 y 2956
	2960 - 2962
	2964
Vertedero	
Canal Superior del vertedero	2967 - 2974
Estanque Amortiguador - vertedero.	2986 - 2996
Muros de contención-Area Adm.	3006 - 3015
Edificios - Area Administrativa.	3031 - 3035
	3037 - 3041
	3043 - 3046
	3048 - 3050
Vertedero de Emergencia.	3065
PORTAL TRASVASE A MANABI	
Planos de excavación	813 - 822
Estructura y formas	824-821A y 822A
Estructura armadura	825-829 y 830
Mecánica	IM1-822, 823, 825
Canal Aproximación	101 y 102
Campamento	103 y 104

DESCRIPCION	NUMERO DE PLANO
VERTEDERO - COMPUERTA DE SEGMENTO	
Pirón	1253 C 110
Eje de Transmisión	1253 C 111
Croquis de dimensiones	1253 C 111 /1
Eje tambor	1253 C 112
Eje tambor con conexión para indicador	1253 C 113
Grapa de cable	1253 C 114
Amarre terminal cable	1253 C 115
Vástago roscado	1253 C 116
Eje Cardan	1253 C 117
Acoplamiento reductor-reductor helicoidal	1253 C 118
Acoplamiento motor-reductor helicoidal	1253 C 119
Arandela terminal	1253 C 120
Motor	1253 C 121
Envolvente de freno	1253 C 122
Envolvente reductor-reductor	1253 C 123
Envolvente motor-reductor	1253 C 124
Bastidor mecanismo motoriz	1253 C 125
Bastidor mecanismo conducido	1253 C 126
Envolvente tambor	1253 C 127
Armarios eléctricos	1253 C 200 H1
Armarios eléctricos	1253 C 200 H2
Armarios eléctricos	1253 C 200 H3
Mecanismo compuerta-indicador de posición	1253 C 300
Disco indicador	1253 C 322
Disposición de anclajes de los mecanismos	1253 C 325
Atagüía de Vvertedero-conjunto	1253 D 100
Atagüía de Vvertedero-Tablero	1253 D 101
Atagüía de Vvertedero-Estanqueidades	1253 D 102
Guía	1253 D 101/32
Resorte	1253 D 101/33
Eje guía	1253 D 101/36
Viga de izamiento	
General	1253 D 300
Estructura	1253 D 301
Guía rodillos	1253 D 302
Atagüía vvertedero-Viga de izamiento	
Gancho	1253 D 308
Biela	1253 D 314
Traba	1253 D 315
Atagüía vvertedero-Viga de izamiento	
Barra tensora	1253 D 317
Gancho	1253 D 321
Atagüía Vvertedero	
Piezas empotradas	1253 E 100
Solera	1253 E 101
Carril de presión	1253 E 102
Carril de contrapresión	1253 E 103
Carril guía	1253 E 104
Angulo de regulación	1253 E 105

DESCRIPCION	NUMERO DE PLANOS
COMPUERTA-TOMA-No.2	
Brazo de contrapeso.	1253 G 203
Brazo de contrapeso.	1253 G 204
Contrapeso	1253 G 205
Cojinete	1253 G 206
Casquillo	1253 G-207
Eje 55	1253 G 208
Tapa	1253 G 209
Columna.	1253 G 210
Soporte-polea.	1253 G-211
Pasador 15	1253 G 212
Tope - gufa	1253 G 213
Conjunto de By-pass	1253 G 300
Central hidráulica	1253 G 301
Cilindro hidráulico.	1253 G 302
Soporte.	1253 G 303
Acoplamiento	1253 G 304
Junta 305/308 x 2 esp.	1253 G-305
Esquema hidráulico	1253 G 306
Solera (Embalaje).	1253 G 401
Carril de presión (Embalaje)	1253 G 402
Carril de presión (Embalaje)	1253 G 403
Carril de presión (Embalaje)	1253 G-404
Dintel (Embalaje)	1253 G 405
Carril gufa (Embalaje)	1253 G 406
Carril gufa (Embalaje)	1253 G 407
Mecanismo elevación. -Conjunto.	1253 H 100
Reductor	1253 H 101
Reductor	1253 H 102
Acoplamiento	1253 H 103
Acoplamiento	1253 H 104
Acoplamiento	1253 H 105
Polea de freno 200	1253 H 106
Piñon de cadena	1253 H 107
Piñon de cadena	1253 H 108
Piñon de cadena	1253 H 109
Piñon de cadena	1253 H 110
Polea para cable 32	1253 H 111
Piñón	1253 H 112
Rueda	1253 H 113
Acoplamiento Elástico.	1253 H 114
Bastidor	1253 H 115
Bastidor	1253 H 115/31
Casquillo	1253 H 116
Motor	1253 H 117
Tambor	1253 H 118
Grapa de fijación.	1253 H 119
Eje polea.	1253 H 120
Eje piñón	1253 H 121
Indicador	1253 H 122
Eje aguja indicador.	1253 H 123

DESCRIPCION	NUMERO DE PLANO
COMPUERTAS - TOMA No.2	
Cámara Anterior	1205 G 005 (e)
Cámara Posterior	1205 G 006 (c)
= 37 esp.	1205 G 049 (a)
= 37 esp.	1205 G 051 (a)
Compuerta de servicio 1016 x 3048	
Conjunto	1205 H 000 (g)
Cuerpo Posterior	1205 H 101 (e)
Conjunto blindaje Entrada y Descarga	1205 H 100 (d)
Compuerta alto nivel	
Cilindro hidráulico	1205 J 009 (e)
Conjunto indicador	1205 K 100
Eje indicador	1205 K 101
Tubo indicador	1205 K 102
Regleta	1205 K 103 (a)
Brazo indicador	1205 K 104 (a)
Compuertas alto y bajo nivel	
Equipo de inyección de aceite	1205 L 000 H1 (c)
Equipo de inyección de aceite	1205 L 000 H2 (c)
Equipo de inyección de aceite	1205 L 000 H3 (b)
Grupo hidráulico	1205 L 008 (b)
Panel de válvulas	1205 L 009
Placa base - Válvula de secuencia	1205 L 010
Anclaje de hormigón	1205 R 000 (a)
Compuertas deslizantes.	
Pruebas de presión y funcionamiento.	1205 P 000 (a)

FIN DE CAPITULO 21

INFORME FINAL DE CONSTRUCCION

CAPITULO 22

PORTAL DE TRASVASE A MANABI

Revisión No.2
Abril 1990

CAPITULO 22

PORTAL DE TRASVASE A MANABI

22.1.- INTRODUCCION

El presente informe es un anexo del Informe Final de construcción de la Presa Daule-Peripa y sus obras auxiliares.

En el se hace referencia a los antecedentes y objetivos que se persigue con el Trasvase de las aguas del embalse Daule-Peripa a la cuenca del Río Carrizal en la provincia de Manabí, así como a su proceso de implantación como parte de las obras constitutivas del proyecto de la Presa Daule-Peripa a cargo de la Comisión de Estudios para el Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas, CEDEGE.

El informe describe principalmente las obras que componen el Portal de Trasvase, su proceso de construcción, la supervisión de construcción, así como también da recomendaciones para el control y mantenimiento de las obras.

22.2.- ANTECEDENTES Y OBJETIVOS

En Abril de 1982 se suscribió el Convenio de Cooperación Interinstitucional entre CEDEGE -Comisión de Estudios para el Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas, CRM -Centro de Rehabilitación de Manabí y el INERHI -Instituto Ecuatoriano de Recursos Hidráulicos, a fin de establecer directrices para la utilización por parte de Manabí de los recursos hídricos del Río Daule beneficiados por la regulación que suministraría la Presa Daule-Peripa.

Según el convenio, el CRM podría utilizar 500 millones de metros cúbicos anuales de agua para cubrir los déficits hídricos de los valles de los Ríos Portoviejo y Carrizal - Chone.

En 1984, el CRM contrató con el Consorcio de firmas Consultoras PROMON-TECNOSAN-ASTEC-INELIN-INGECONSULT-GEOPER-H. ALMEIDA, los estudios para las obras de Trasvase del río Daule a Manabí, los mismos que concluyeron en 1986 con los diseños definitivos de las diferentes obras componentes del esquema del Trasvase y sus etapas de implementación.

no hacerlo en este período su construcción debía diferirse.

CEDEGE con el fin de no alterar su programa de llenado del embalse Daule-Peripa y en vista de la importancia que tiene el proyecto del Trasvase para el desarrollo de los recursos hídricos en la provincia de Manabí, decide construir el portal de Trasvase como parte de las obras del proyecto Daule-Peripa, utilizando ciertos recursos provenientes de los ahorros en la construcción de la presa Daule-Peripa.

En Enero de 1989 CEDEGE firma el Cuarto Contrato Complementario con el Contratista de la Presa Daule-Peripa, para la ejecución de las obras del Portal de Trasvase de acuerdo a los diseños presentados por el CRM. Los trabajos se iniciaron en el mes de Junio habilitando los caminos de acceso y terminaron con la ejecución de la obra en Febrero de 1990.

22.3.- UBICACION Y VIAS DE ACCESO

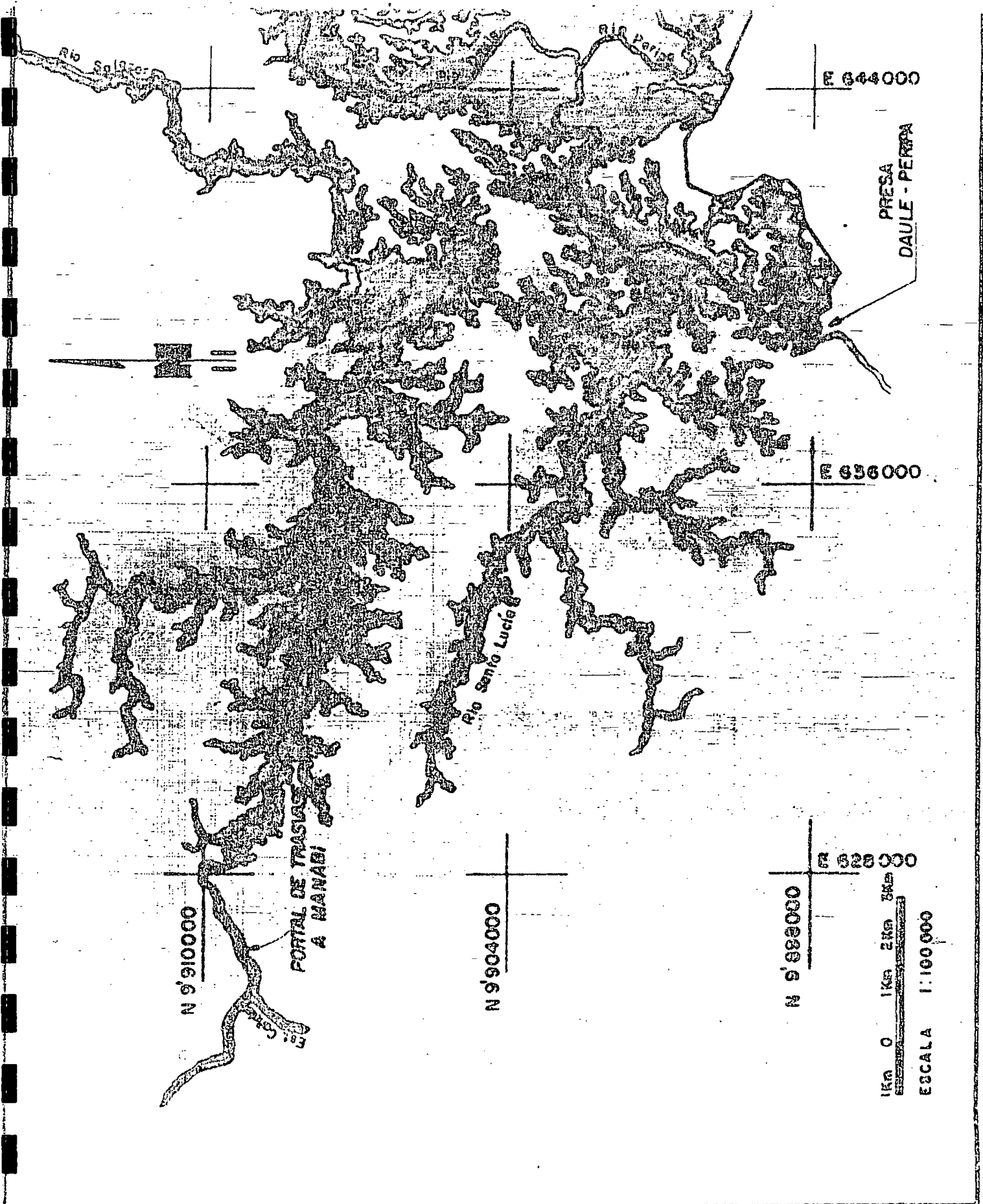
El Portal de entrada del Trasvase al Río Carrizal esta ubicado en la margen derecha del Río Conguillo a 1.5 km. aguas abajo de la confluencia del estero Cañales en el Río Conguillo y a unos 15 km. en línea recta aguas arriba de la presa Daule-Peripa. En la lámina No. 3-1 se muestra su ubicación.

El Río Conguillo en este sector se caracteriza por presentar valles cortos y abruptos de 10 a 20 m. de ancho y 30 a 40 m. de profundidad con pendientes mayores a 60%. Hacia las partes altas fuera del valle el relieve gradacional presenta pendientes más moderadas.

Las vías de acceso al Portal fue uno de los principales problemas que debieron afrontarse durante la construcción. Pues los informes del diseño de las obras ya recalcan en la dificultad del acceso al sitio del Portal en el Río Conguillo.

Inicialmente la única vía de acceso al portal era la vía Presa Daule-Peripa - Pichincha - Caiceta - Quiroga - Membrillo - Portal de Conguillo con una longitud de 195 km. El tramo sitio de Presa Quiroga de 160 km. es un carretero permanente y en su mayor parte asfaltado.

El tramo Quiroga - Portal de entrada de 35 km. es una vía estrecha, operacional en verano y cuyo trazado hasta la parroquia Membrillo va paralelo al cauce del Río Barro. Desde Membrillo hasta el Portal de Entrada en Conguillo la



PRESA DAULE - PERIPA
CEDEGE

ASOCIACION TAMS/ - INTEGRAL
PORTAL DE TRASVASE MANABI
UBICACION

LAMINA
N° 3 - I

vía sigue la línea de cumbres o divisoria teniendo pendientes de hasta 16%.

Sin embargo en vista de las características de esta vía y la gran distancia desde el centro base de operación en la Presa Daule-Peripa, se procedió a construir simultáneamente con la ejecución de las obras del Portal, la vía de 33 km. Sitio de Presa - Santa Rosa - Portal de Conguillo la misma que sirvió como vía de acceso principal a partir de Septiembre de 1989.

22.4.- DESCRIPCION GENERAL DE LAS OBRAS

A continuación se describen las obras que comprenden el Portal de Traslase, así como también ciertas obras complementarias tales como campamento y vías de acceso, que sin ser parte misma del portal forman parte del conjunto de obras objeto del contrato de construcción del Portal de Traslase.

22.4.1 Portal de Traslase

Para efectos de este informe se consideran divididas en:

- a. Canal de entrada
- b. Portal del Túnel
- c. Túnel
- d. Canal de aproximación
- e. Plataforma de operación

a. Canal de Entrada

Constituye la entrada que servirá para conducir el agua hacia la boca de toma del portal. Este canal tiene una longitud de 36 m. y un ancho variable entre 6.60 y 5.50m. en los primeros 32m. Los 4m. finales hasta la boca de toma tienen un ancho de 5.50m.

La losa del canal es de hormigón armado de 0.25m. de espesor y se encuentra a la cota 66.00 m. En los últimos 4m. la losa mantiene su espesor, pero presenta una pendiente de 4:1 (H:V) entre las cotas 66.00 y 65.00m.

Los muros laterales del canal son de hormigón armado de 0.40m. de espesor y 3m. de altura entre las cotas 66.00 y 69.00m. En los primeros 8.0m. del canal a partir del lecho

El revestimiento del túnel es de hormigón armado de 0.50 m. de espesor, excepto en la pared del fondo, la misma que tiene un revestimiento con torcretó y malla metálica, a fin de permitir una fácil remoción durante la continuación de las obras del Trasvase.

Dentro del revestimiento se instalaron en la parte superior las placas de apoyo para el riel del tecté y en la parte inferior la tubería para conducir las filtraciones desde el sitio de válvulas hacia el pozo de bombas que se construirá en la siguiente etapa de las obras.

d. Canal de Aproximación

El canal de entrada del Portal se encuentra a la cota 66.00 m, en tanto que el nivel de roca en el lecho del Río Conguillo en este sitio se encuentra a la cota 68.00 m.

Los diseños contemplaron por tanto la excavación de un canal en el lecho del río a fin de conseguir una mayor continuidad entre el canal de entrada al Portal y el lecho del Río Conguillo.

El canal se inicia en el eje del Portal a la cota 66.00 m. y tiene una longitud de 640 m. con una pendiente aguas abajo de 0.02%. La sección del canal prevista tiene un ancho de 3.0 m. en la base y taludes 1:1.

e. Plataforma de Operación

Esta ubicada sobre el Portal de entrada a la cota 90.00m. En esta plataforma se construyó la caseta de operación, en donde están instaladas las bombas hidráulicas para accionamiento de válvulas y el cátodo del sistema catódico de protección de las rejas.

Una perforación de 22m. de longitud entre esta plataforma y el túnel, conduce las tuberías del sistema hidráulico de accionamiento de válvulas y el cable del sistema catódico de protección.

22.4.2 OBRAS COMPLEMENTARIAS

a. Campamento

Tomando en cuenta la ubicación del Portal de Entrada se incluyó dentro de las obras contratadas, la construcción de un campamento el mismo que serviría durante la implementación de las obras. Este campamento se podrá utilizar durante la operación y mantenimiento de las

Daule-Peripa, tuvo a su cargo la supervisión de todas las obras que componen el Portal de Tránsito al Río Carrizal.

Adicionalmente la Fiscalización contó con el apoyo de la oficina de TAMS en New York, la misma que brindó el asesoramiento necesario durante ciertas etapas de la construcción.

22.6. COSTOS

22.6.1 Aspectos Generales

Este capítulo se refiere al costo de la construcción de las obras del Portal de Entrada en el Río Conguillo para el Tránsito desde el embalse Daule-Peripa al valle del Río Carrizal, ejecutados por Agromán entre Junio de 1989 y Enero de 1990 en base al Contrato Complementario No. 4 firmado con CEDEGE.

El costo de construcción está dado por las cantidades de obra realizadas por el contratista Agromán y aprobados por la fiscalización, con los precios unitarios y reajuste de precios establecidos en el Contrato Complementario No. 4.

El costo de construcción de las obras se indica en las siguientes formas:

- Mensual por actividades o rubros ejecutados
- Mensual, por reajuste de precios para las diferentes categorías establecidas en el contrato.
- Mensual, en sucres convertidos a dólares del mercado libre, y dólares.

22.6.2 Monto Inicial del Contrato Complementario No. 4

Ciertos trabajos del portal se ejecutaron con rubros y precios unitarios del contrato principal de construcción de la Presa Daule-Peripa de Julio/81, para otras actividades se crearon rubros nuevos con precios unitarios a Febrero de 1988.

El monto del Contrato complementario No. 4 es el siguiente:

Por rubros del Contrato Principal aplicables, y precios unitarios a Julio/81

S/. 4,545,206.70 \$ 133,715.40

ANEXO 6.1

PORTAL DE TRASVASE A MANABI
COSTO ESTIMADO DE LAS OBRAS

RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIOS UNITARIOS		COSTOS TOTALES	
				Sucres	Dolares	Sucres	Dolares
19	Torcreto	m3	400	2,325.10	62.94	930,040.00	25,176.00
24	Pernos	m.	1,600	737.83	31.16	1,180,528.00	49,856.00
31	Aguj.Dren.	m.	1,330	509.19	22.13	677,222.70	29,432.90
101	Cemento	t.m.	340	3,198.55	40.70	1,087,507.00	13,838.00
104	Malla	kg	10,000	65.91	1.50	659,100.00	15,000.00
1108	Desbroce	ha.	1	10,809.00	412.50	10,809.00	412.50
SUBTOTAL - JUL. 1981						4,545,206.70	133,715.40
2002	Exc.Abierto	m3	10,000	667.50	6.62	6,675,000.00	68,200.00
2003	Exc.Subterr.	m3	550	10,081.58	110.36	5,544,869.00	60,698.00
2008	Hormigon	m3	435	29,947.21	181.36	13,027,036.35	78,891.60
2010	Refuerzo	t.m.	32	89,332.94	195.11	2,858,654.08	6,243.52
2011	Suministro, Montaje e Instalacion de Reja, conformada por dos paneles, Juego de piezas fijas, Pernos de fijacion, Viga central, completa	kg	5,600	1,504.25	4.76	8,423,800.00	26,656.00
2012	Suministro, Montaje e Instalacion de tuberias y accesorios	kg	10,000	1,145.50	13.05	11,455,000.00	130,500.00
2013	Movilizacion y Transporte	global	100	234,623.20	780.55	23,462,320.00	78,055.00
SUBTOTAL-FEB. 1988						71,446,679.43	449,244.12

ANEXO 6.2

PORTAL DE TRASVASE A MANABI
COSTO MENSUAL DE OBRAS REALIZADAS
SIN REAJUSTE DE PRECIOS

Hoja 2 de 2

Rubro No.	Descripcion	Unidad	Realizado este Mes		
			Cantidad	Sucres	Dolares
MES 91			NOV. 1989		
19	Torcreto	m3	15.00	34,876.50	944.10
24	Pernos	m.	8.41	6,205.15	262.06
42b	Perforacion en suelo	m.	20.00	10,308.00	1,077.40
101	Cemento Portland	tm	50.75	162,326.41	2,065.53
104	Malla	kg	3,068.74	202,260.65	4,603.11
107	Tapajunta	m.	51.81	30,881.87	477.69
1108	Desbroce	ha.	1.00	10,909.00	412.50
2002	Exc.Cielo Abierto	m3	1,000.00	667,500.00	6,820.00
2008	Hormigon	m3	65.98	1,975,916.92	11,966.13
2011	Rejas	kg	3,251.60	4,891,219.30	15,477.62
2012	Valvulas	kg	3,571.00	4,090,580.50	46,601.55
2013	Mobilizacion	global	17.00	3,988,594.40	13,269.35
NOV. 1989			TOTALES	16,071,478.70	103,977.03
ACUM.				56,908,407.18	385,777.57
MES 92			DIC. 1989		
19	Torcreto	m3	40.00	93,004.00	2,517.60
24	Pernos	m.	-3.50	-2,582.41	-109.06
42b	Perforacion en suelo	m.	2.00	1,030.80	107.74
101	Cemento Portland	tm	73.12	233,877.98	2,975.98
104	Malla	kg	401.40	26,456.27	602.10
107	Tapajunta	m.	36.54	21,780.03	336.90
2008	Hormigon	m3	176.00	5,270,708.96	31,919.36
2011	Rejas	kg	1,027.88	1,546,188.49	4,892.71
2012	Valvulas	kg	6,614.08	7,576,428.64	86,313.74
2013	Mobilizacion	global	14.00	3,284,724.80	10,927.70
DIC. 1989			TOTALES	18,051,617.57	140,484.78
ACUM.				74,960,024.75	526,262.35
MES 93			ENERO 1990		
19	Torcreto	m3	40.00	93,004.00	2,517.60
101	Cemento Portland	tm	43.00	137,537.65	1,750.10
104	Malla	kg	200.70	13,228.14	301.05
1108	Desbroce	ha.	4.68	50,586.12	1,930.50
2002	Exc.Cielo Abierto	m3	3,214.37	2,145,591.98	21,922.00
2008	Hormigon	m3	82.00	2,455,671.22	14,871.52
2012	Valvulas	kg	2,828.70	3,240,275.85	36,914.54
ENERO 1990			TOTALES	8,135,894.95	80,207.31
ACUM.				83,095,919.70	606,469.66

ANEXO 6.4

PORTAL DE TRASVASE A MANABI
COSTO MENSUAL DE OBRAS REALIZADAS
INCLUSIVE REAJUSTE PRECIOS Y EQUIVALENTE EN DOLARES

MES	S U C R E S			Mercado Libre	Equiv. en \$	D O L A R E S		
	Valor	Reajuste	Total			Valor	Reajuste	Total
87 JUL. 89	4,692,464	0	4,692,464	598.00	7,847	15,611	0	23,458
88 AGO. 89	8,115,309	15,458,859	23,574,168	580.00	40,645	52,042	2,166	94,854
89 SEP. 89	15,060,153	27,968,758	43,028,911	586.00	73,428	105,792	18,029	197,249
90 OCT. 89	12,969,002	20,728,456	33,697,459	603.00	55,883	108,356	4,948	169,186
91 NOV. 89	16,071,479	32,516,371	48,587,850	667.00	72,845	103,977	6,969	183,792
92 DIC. 89	18,051,618	40,942,546	58,994,163	665.00	88,713	140,485	7,333	236,531
93 ENE. 90	8,135,895	23,629,658	31,765,553	690.00	46,037	80,207	5,105	131,349
83,095,920 161,244,648 244,340,568				385,399 606,470 44,550 1,036,419				
Costo Total = 244,340,568				sucres y 651,020 dolares				

22.7. SINTESIS DE CONSTRUCCION DE LAS OBRAS

A continuación se hará una síntesis cronológica de la construcción de las obras que componen el Portal de Trasvase al Río Carrizal. Anexo a este informe se encontrará un álbum fotográfico que ilustra las diferentes etapas de construcción de las obras.

22.7.1 Vías de Acceso

Las actividades del contratista se iniciaron el 26 de Junio de 1989 con la habilitación de las vías de acceso El Desvío - Quiroga de 36 km. y Quiroga - Membrillo - Portal de Entrada de 35 km., los mismos que quedaron concluidos el 27 de Julio.

Posteriormente y con el fin de hacer una vía de acceso más directa entre el Portal de Entrada y el centro base de operaciones en la Presa Daule-Peripa se decidió construir la vía Sta. Rosa - Portal de Conguillo de 21 km. La construcción se realizó entre el 6 de Agosto y el 11 de Septiembre, constituyéndose esta en la principal vía de acceso a las obras.

22.7.2 Portal del Trasvase

El 3 de Agosto luego de realizado el control Topográfico y replanteo de las obras, la fiscalización emitió la orden para el inicio de los trabajos en el Portal de Entrada.

Los trabajos se iniciaron el 7 de Agosto con las primeras excavaciones a la cota 110.00m., teniéndose para fines de Septiembre la excavación concluida hasta la cota 70.00m.

La excavación del túnel se realizó entre el 20 de Septiembre y el 23 de Octubre, trabajándose simultáneamente también en la excavación bajo la cota 70.00 m. del canal de entrada al Portal.

El sostenimiento de las paredes de la excavación mediante pernos de anclaje y malla metálica electrosoldada, se fue realizando simultáneamente con el avance de las excavaciones quedando concluido a mediados de Noviembre.

La colocación de hormigón se inició los primeros días de Noviembre con el hormigón de replantillo en el canal de entrada. El hormigón estructural se empezó el 17 de Noviembre en la solera del túnel y concluyó a mediados de Enero de 1990 con el hormigonado del Portal del Túnel.

El hormigonado del túnel se realizó en dos etapas, durante la primera etapa se construyó la solera y en una segunda etapa la sección restante del túnel en dos tramos de 4.50m. cada uno.

El hormigón de segunda fase para los apoyos de las rejas antibasura se ejecutó entre el 2 y 3 de Febrero de 1990.

22.8. TOPOGRAFIA

Para el replanteo de las obras del Portal de Entrada en el Río Conguillo, se partió de las referencias V-4, SRCO-01 y SRCO-02 cuyas coordenadas habían sido comprobadas por el C.R.M. en Junio de 1988 como parte de un levantamiento topográfico adicional en la zona del Portal.

La referencia V-4 se ubica en la margen izquierda del Río Conguillo frente al portal de Entrada, en tanto que las referencias SRCO-01 y SRCO-02 ubicadas en la margen derecha sobre el Portal, corresponden a dos sondeos de investigación ejecutados durante la fase de estudios

Previo al inicio de los trabajos, la fiscalización realizó una comprobación adicional de las cotas de estas referencias respecto a las cotas del embalse Daule-Peripa, encontrándose una diferencia de 0.31m. la misma que no justificaba realizar ninguna corrección.

Las coordenadas de las referencias utilizadas para la construcción del portal son las siguientes:

REFERENCIA	COORDENADAS	COTA (M.)
V-4	626.599.467 E 9'909.358.247 N	127.376
SRCO-01	626.536.785 E 9'909.196.419 N	91.282
SRCO-02	626.509.202 E 9'909.164.739 N	113.474

Durante la construcción se colocaron varias referencias adicionales y se tomaron perfiles transversales cada 10m., a fin de poder realizar un buen control de la ejecución de las obras.

22.9. GEOTECNIA

En general las condiciones geológico-geotécnicas en el sitio del Portal de Entrada del Trasvase son favorables para la implantación de las obras. Los materiales encontrados durante la construcción de las obras fueron parecidos a los descritos en los informes del diseño pero con mejores características geomecánicas, lo cual facilitó los procesos constructivos para la implantación de las obras.

Todas las rocas encontradas en el portal presentaron fracturamiento, el sistema principal de fracturas tiene un rumbo perpendicular al eje del portal y una inclinación casi perpendicular.

22.9.3 Excavaciones

a) Portal de Entrada

Las buenas características geomecánicas de las rocas encontradas en el portal facilitaron los trabajos de excavación. Para la excavación a cielo abierto se utilizó Bulldozer dotado de ripper, en tanto que los acabados y toda la excavación del túnel se realizó con martillos neumáticos y herramientas manuales.

En la excavación de los últimos metros bajo la cota 68.00m., las rocas se encontraban muy húmedas y se presentaron pequeñas filtraciones a través de los contactos entre estratos, provenientes principalmente del lecho del río el mismo que se encuentra a la cota 68.00m.

Para controlar las filtraciones y permitir el avance de las excavaciones y los trabajos posteriores de construcción, se instalaron sumideros al inicio del canal y el túnel, los mismos que provistos de bombas permitieron evacuar el agua de las filtraciones hacia el río.

Durante la ejecución de los trabajos no se presentaron problemas de inestabilidad en las excavaciones, excepto el desprendimiento de pequeños bloques en las rocas fracturadas.

b) Canal de Aproximación

Previo al inicio de las excavaciones en el canal de aproximación, se debió desalojar un volumen considerable de sedimentos consistentes en limos, arena fina y arcilla que habían sido depositadas sobre el lecho del río con un espesor entre 1.00 y 1.50m.

La excavación del canal se realizó utilizando Bulldozer dotado de ripper y en dos tramos de aproximadamente 300m. de longitud, empezando por el extremo aguas abajo del canal. El área de trabajo fue previamente secada mediante un sistema de ataguías y desviando el agua por bombeo a través de tuberías instaladas paralelamente al canal.

Se debió construir un camino de acceso contiguo al canal y en la margen izquierda del río a fin de realizar el desalojo de los materiales producto de las excavaciones del canal de aproximación.

22.10. MEDANICA

22.10.1 Aspectos Generales

Los trabajos mecánicos en el Portal de Trasvase a Manabí, constan principalmente en la instalación de dos tuberías de 48" de diámetro y una de 30" cada una de las cuales tienen una válvula mariposa que se acciona hidráulicamente y que constituyen las válvulas de toma.

En la parte frontal de las tomas hay una reja de acero que es una barrera contra basura y además una ventana de acceso al túnel.

Empotrado en el muro lateral derecho y contiguo a las rejas contra basura existe la toma de presión exterior, la misma que conectada mediante un sistema de tuberías hacia el interior del túnel permitirá medir la presión hidrostática y determinar cuando requiere limpieza la reja contra basura.

En la clave del túnel van instaladas trece placas de apoyo, con la finalidad de instalar el riel para trole durante la siguiente etapa de las obras.

Para el accionamiento de válvulas se construyó en la cota 90.00 una caseta de operación donde están instaladas las tres bombas hidráulicas de accionamiento de válvulas y el terminal del sistema catódico de protección.

En general los elementos mecánicos instalados en el Portal del Trasvase corresponden a los previstos en el diseño para esta etapa de las obras, se han incluido únicamente ciertos elementos adicionales a fin de permitir un mejor control y mantenimiento de las partes mecánicas y facilitar la instalación de los demás elementos mecánicos previstos durante la continuación de las obras del Trasvase.

22.10.3 Descripción e Instalación del Equipo

La ejecución de los trabajos mecánicos se realizó paralelamente a las obras civiles.

El calendario de trabajo muy corto de Julio de 1989 a Enero de 1990 requirió realizar algunos cambios a fin de terminar con la parte mecánica.

En este período no fue posible adquirir las válvulas AWWA C504 Clase 250 PSi. especificadas ya que estas válvulas no podían ser fabricadas en menos de nueve meses, la única válvula disponible que podía conseguirse era la AWWA C504 Clase 150 PSi.

Después de revisar los criterios de diseño para el sistema de tuberías en los cuales las válvulas serían instaladas y tomando en cuenta que las válvulas en el portal no van a estar sometidas a presiones superiores de 40 lb se decidió sustituir las válvulas AWWA C504 Clase 250 PSi. por la de AWWA C504 Clase 150 lb. para las tres tuberías instaladas.

En el futuro durante la construcción de la segunda etapa, al disponer de mayor tiempo se podrán conseguir e instalar las válvulas especificadas AWWA C504 Clase 250 PSi.

Las líneas de toma de esta etapa consisten en las válvulas de mariposa, seguidas por una junta de 600mm. y finalmente una brida ciega. Las válvulas se accionan hidráulicamente, lo cual facilitará durante la construcción de la siguiente etapa de las obras, remover la brida y proceder a instalar el resto de tubería y demás elementos mecánicos previstos de acuerdo a las especificaciones y diseño establecidos.

El sistema de accionamiento de válvulas originalmente especificado fue sustituido por un sistema hidráulico de accionamiento debido a que el sistema original no permitía operar las válvulas hasta que no estuviera construida la segunda etapa de las obras.

El sistema hidráulico de accionamiento instalado permitirá accionar las válvulas desde un nivel superior al nivel máximo del embalse durante todo el tiempo que transcurra hasta la ejecución de la segunda etapa.

Una caseta de bombas fue construida en la plataforma de la cota 90.00m. en donde están alojadas las bombas hidráulicas y los ánodos de sacrificio para proteger las rejas contra basura y la ventana de acceso al túnel.

Para asegurar un correcto funcionamiento del sistema catódico de protección, las barras de anclaje y placas de apoyo de las rejas, viga central y ventana de acceso fueron aisladas de la armadura del túnel y tapón.

Para detectar la presencia de basura en el canal de entrada y contiguo a las rejas se instaló una toma de presión, la misma que consiste en una caja de acero inoxidable con orificios y una tubería que da al interior del túnel la misma que termina con una válvula, luego de lo cual se instalará en la segunda etapa el manómetro previsto en los diseños.

22.11. HORMIGONES

Al disponer de la vía de acceso Presa Daule-Peripa - Sta. Rosa - Portal de Entrada, se decidió que los hormigones para las obras del Portal se fabricaran en la presa Daule-Peripa aprovechando las instalaciones y los materiales existentes en el sitio de presa.

22.11.1 Tipos de Hormigón

A continuación se resumen los diferentes tipos y cantidades de hormigón utilizado en la construcción de las diferentes estructuras del Portal de Entrada del Trasvase.

TIPO DE HORMIGÓN	TAMAÑO MAX. AGREGADO	CONTENIDO CEMENTO	ESTRUCTURA	VOLUMEN (M3.)
Corriente	38mm	150kg/m3	replanteo canal de entrada	35
Alta resistencia	38mm	320kg/m3	losa y muros de canal entrada	220
Alta resistencia	19mm	320kg/m3	Tapón y revestimiento del túnel. Caseta de bombas	200
Torcreto	19mm	420kg/m3	Revestimiento paredes de excavación	120
Segunda Fase	19mm	350kg/m3	Apoyo rejas y tapa de acceso.	5

El vibrado del hormigón en todas las estructuras se realizó con vibradores de aire con cabezas de 2" y 3" de diámetro. En el revestimiento del túnel el vibrado se realizó a través de las ventanas de hormigonar dejadas en el encofrado metálico utilizado.

22.11.4 Acero De Refuerzo

En la construcción de las estructuras de hormigón del Portal de Entrada del Tránsito se utilizaron 32T. de acero de refuerzo de producción nacional.

Durante la instalación de la armadura para las diferentes estructuras de hormigón, se utilizó estrictamente el tipo y cantidad de acero de refuerzo previsto en los planos de diseño.

El corte y doblado de las barras de refuerzo se realizó en los talleres del contratista de la Ciudad de Guayaquil.

22.11.5 Control de Calidad

Durante la construcción de las estructuras de hormigón del Portal de Tránsito se mantuvo un control permanente de los materiales de mezcla, así como también durante la fabricación y colocación en obra del hormigón.

Se realizó un control permanente de los agregados en sus acopios y en las bandas transportadoras de la planta dosificadora, los ensayos de control analizaron principalmente la humedad, granulometría y peso unitario, con resultados casi siempre ajustados a las Especificaciones Técnicas establecidas.

A la planta de dosificación en la Fresa Daule-Peripa, se asignó un personal permanente a fin de controlar el proceso de dosificación y mantener un registro de la cantidad y tipo de hormigón que se enviaba al sitio de obra.

En el Portal de Entrada, el personal de la fiscalización trabajó ininterrumpidamente durante las actividades de hormigonado, a fin de realizar el control durante la adición de agua y aditivos a la mezcla, así como también durante el proceso de mezclado y colocación del hormigón en las diferentes estructuras.

Durante la colocación del hormigón se realizó un control permanente de la consistencia del hormigón mediante ensayos de revenimiento con el cono de Abrams y toma de cilindros para ensayos de resistencia a la compresión.

Aproximadamente se tomó un cilindro para ensayo de compresión, por cada 3m³. de hormigón colocado y las resistencias obtenidas siempre estuvieron dentro de los límites especificados.

22.13. PLANOS

Para la construcción de las obras que componen el Portal de Tránsito, se han empleado los planos preparados en la fase de diseño y que fueron proporcionados por el C.R.M.

Vale mencionar que la construcción de las obras se ciñó estrictamente a los planos de diseño presentados. Se debieron realizar únicamente pequeñas modificaciones en la excavación y ciertas correcciones a los planos originales.

A continuación se presenta un listado de los planos "as built" empleados para la construcción de las obras del Portal, los mismos que se anexan a este informe.

DESCRIPCION	NUMERO DE PLANOS
PORTAL	
Geotecnia - Excavación	GL3-822
Estructuras - Formas	St4-821A y St4-822A
Estructura - Armadura	St5-829 y St5-830
Mecánica	IM1-822-IM1-823 y IM2-825
Canal Aproximación	101 y 102
Campamento	103 y 104

22.14. ACTIVIDADES PENDIENTES

A la fecha de redacción de este informe (Marzo/90) prácticamente se encuentran concluidas las obras básicas que componen el Portal de Tránsito a Manabí, quedando pendientes únicamente ciertas actividades de limpieza junto a las obras de toma y algunos remates en el campamento, los mismos que se ejecutarán una vez iniciada la estación seca de 1990.

A continuación se detallan las actividades pendientes de ejecutar:

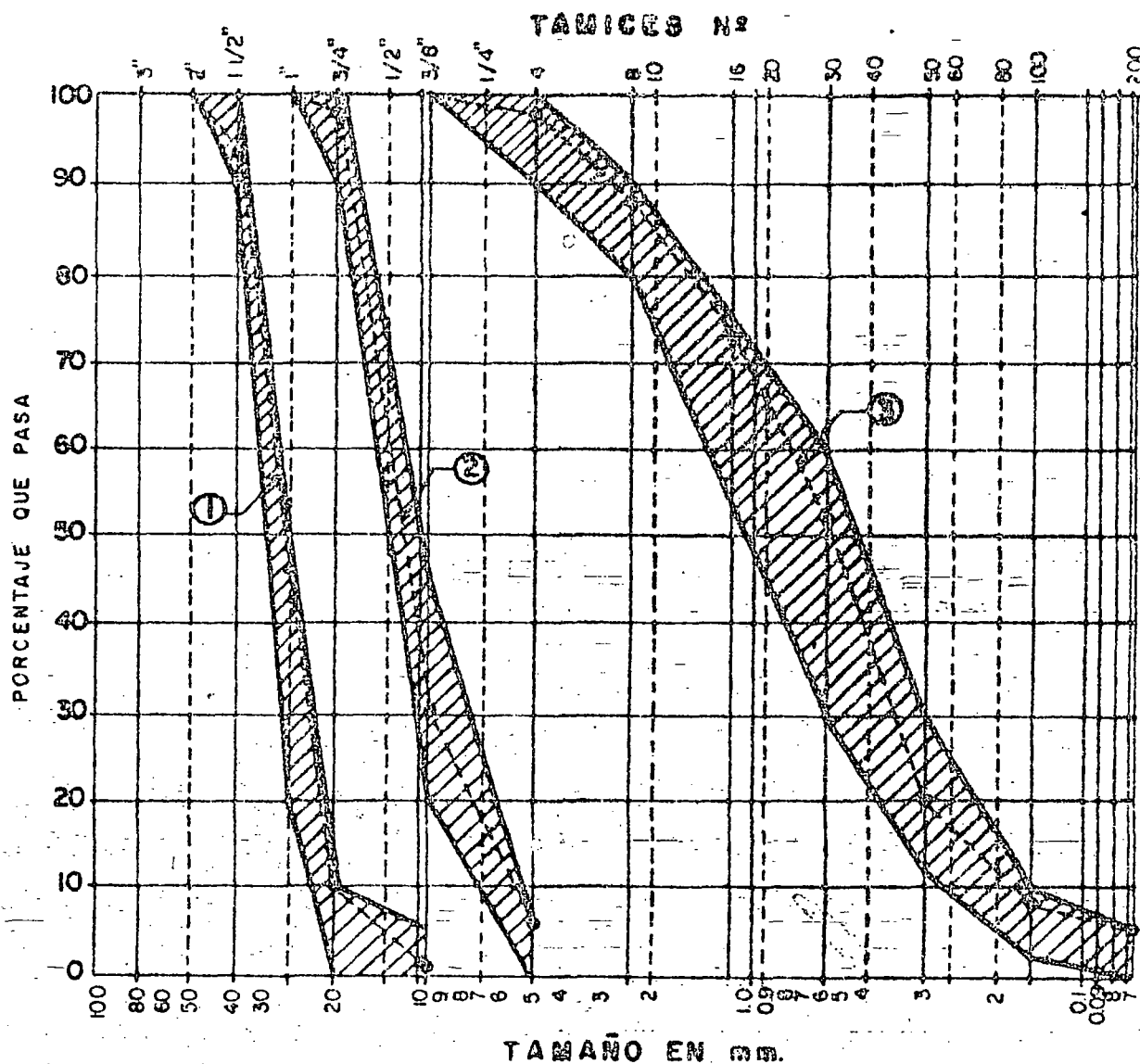
a) Portal

- Limpieza de sedimentos y desechos en: canal de entrada, plataformas contiguas a los muros y plataforma de cota 90.00m.
- Limpieza final de canal de aproximación

CAPITULO 22

ANEXOS

ANALISIS GRANULOMETRICO



AGREGADOS PARA HORMIGON GRANULOMETRIAS PROMEDIO Y ESPECIFICACIONES

CURVA N°	TAMAÑO AGREGADO	FUENTE
①	38 mm.	ALUVIAL QUEVEDO PROCES. EN PLANTA
②	19 mm.	IDEM
③	AGREG. FINO	IDEM

PRESA DAULE - PERIPA
CEDEGE

ASOCIACION TAMS - INTEGRAL
PORTAL DE TRASVASE A MANABI
GRANULOMETRIA
AGREGADO PARA HORMIGON

LAMINA
N° 11.5-1

PORTAL DE TRASVASE A MANABI
DOSIFICACIONES DE HORMIGON ESTRUCTURAL

a) HORMIGON BOMBEABLE

Mezcla.....P-35
Agua.....160 kg/m3
Cemento.....320 kg/m3
Agregado fino.....892 kg/m3
Gravilla 19 mm.....1100 kg/m3
Aditivo 322 N.....900 cc/m3

b) HORMIGON COLOCADO CON BALDE (CAZO)

Mezcla.....P-7A
Agua.....180 kg/m3
Cemento.....320 kg/m3
Agregado fino.....755 kg/m3
Gravilla 19 mm.....730 kg/m3
Grava 38 mm.....495 kg/m3
Aditivo 322 N.....1135 cc/m3

PORTAL-TRASVASE A MANABI

CONTROL DE ROTURAS

Hoja 2 de 3

No. Mezcla Iden.	Fecha Vaciado	Fecha Rotura	Dias	Resis. (kg/cm2)	Ubicacion	
M-02	P-7A	89-12-01	89-12-08	7	187	MURO LATERAL DER.
M-06			89-12-08	7	189	
M-11			89-12-08	7	204	
M-01			89-12-15	14	228	
M-04			89-12-15	14	175	
M-08			89-12-15	14	274	
M-12			89-12-15	14	225	
M-03			89-12-29	28	280	
M-05			89-12-29	28	272	
M-09			89-12-29	28	302	
M-10			89-12-29	28	269	
M-14	P-7A	89-12-02	89-12-16	14	283	MURO LATERAL DER.
M-17			89-12-16	14	184	
M-13			89-12-30	28	302	
M-15			89-12-30	28	296	
M-16			89-12-30	28	247	
M-18			89-12-30	28	241	
P-02	P-35	89-12-04	89-12-11	7	166	TUNEL REVEST.
P-06			89-12-11	7	191	
P-04			89-12-18	14	209	
P-01			90-01-02	28	264	
P-03			90-01-02	28	260	
P-05			90-01-02	28	273	
P-10	P-35	89-12-05	89-12-12	7	170	TUNEL REVEST..
P-15			89-12-12	7	175	
P-08			89-12-19	14	234	
P-12			89-12-19	14	203	
P-07			90-01-03	28	282	
P-09			90-01-03	28	247	
P-11			90-01-03	28	191	
P-13			90-01-03	28	249	
P-14			90-01-03	28	273	
P-16			90-01-03	28	252	
P-19	P-35	89-12-07	89-12-14	7	148	TUNEL REVEST.
P-24			89-12-14	7	159	
P-21			89-12-21	14	182	
P-17			90-01-05	28	281	
P-18			90-01-05	28	291	
P-20			90-01-05	28	307	
P-22			90-01-05	28	247	
P-23			90-01-05	28	296	
P-25			90-01-05	28	291	
P-26			90-01-05	28	280	
P-29	P-35	89-12-08	89-12-22	14	226	TUNEL REVEST.
P-27			90-01-06	28	291	
P-28			90-01-06	28	300	
P-30			90-01-06	28	291	